

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales

Doctorado en Ciencias de la Ingeniería



Tesis doctoral

“Optimización y diseño de estructuras de defensa costera de enrocado en el litoral argentino”

Autor: MSc. Ing. Paolo Gyssels
Director: Dr. Ing. Andrés Rodríguez

Córdoba, Diciembre de 2014

Optimización y diseño de estructuras de defensa costera de enrocado en el litoral argentino

POR

PAOLO GYSSELS

**Dr. Ing. Andrés Rodríguez
Director**

COMISIÓN ASESORA

**Dr. Ing. Andrés Rodríguez
(Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales – UNC)**

**Dr. Ing. Raúl Medina Santamaría
Universidad de Cantabria – IH/UC (Santander, España)**

**Dr. Ing. Juan Pau Sierra
Universidad Politécnica de Catalunya – LIM/UPC (Barcelona, España)**

Esta tesis fue desarrollada en la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba para cumplimentar los requerimientos de obtención del grado académico de Doctor en Ciencias de la Ingeniería.


Córdoba, Argentina

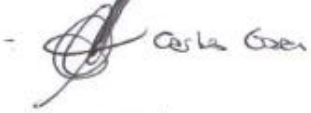
Diciembre de 2014

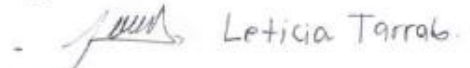
 UNC UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA Facultad de Cs. Exactas, Físicas y Naturales		ACTA DE EXAMENES		
		Libro: 00001	Acta: 02802	
		LLAMADO: 1	Hoja 01/01	
		CATEDRA - MESA:	15/12/2014	
DI002	TESIS DOCTORADO EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA			
NUMERO	APELLIDO Y NOMBRE	DOCUMENTO INGRESO COND.	NOTA	FIRMA
450704	GYSSELS, Paolo	Pas: 450704 2006 T	APROBADO	


LOPARDO, Raúl - VIDAL PASCUAL, César - GARCÍA RODRÍGUEZ, Carlos Marcelo - BERTONI, Juan Carlos - T.

Observaciones:

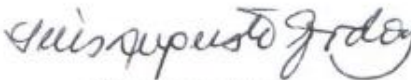
-  RAÚL ANTONIO LOPARDO

-  CARLOS MARCELO GARCÍA

-  Leticia Tarrab.

-  Luis Augusto Godoy

Dr. Ing. Luis A. Godoy
DIRECTOR
Doctorado en Ciencias de
la Ingeniería
FCE FyN - UN Córdoba



Dr. Ing. Luis A. Godoy
DIRECTOR
Doctorado en Ciencias de
la Ingeniería
FCE FyN - UN Córdoba

Córdoba, 15/12/2014

Certifico que la/s firma/s que ha/n sido puesta/s en la presente Acta pertenece/n a: _____

1	0	1	0	1		
Inscriptos	Ausentes	Examinados	Reprobados	Aprobados		
04/12/2014	12:00:00		(0-3)	(4-10)	Libro/Acta: 0000102802	Hoja: 01/01

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a todas aquellas personas que me han acompañado durante este período de formación académica.

A mi director de tesis, Dr. Andrés Rodríguez quien ha sabido desde el primer momento transmitirme ilusión para realizar la investigación, acompañándome y transmitiéndome su conocimiento, su experiencia y su buena predisposición en todas las etapas de mi formación académica.

A los miembros de la comisión asesora, Dr. Raúl Medina Santamaría y Dr. Joan Pau Sierra, por sus valiosos aportes, sugerencias, recomendaciones para este trabajo.

Al Laboratorio de Hidráulica (LH) y al Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad nacional de Córdoba, a sus directores Andrés Rodríguez y Carlos Marcelo García por brindarme su lugar de trabajo, instalaciones, instrumental y recursos humanos para realizar esta investigación.

Al Instituto de Hidráulica (IH) de la Universidad de Cantabria (España) especialmente al Dr. Cesar Vidal para ayudarme con sus preciosos consejos y su paciencia.

A la Secretaría de Ciencia y Tecnología (SECyT) para financiar parte del trabajo de investigación.

A mis amigos y compañeros de trabajo, en especial a Mariana Pagot, Gerardo Hillman, Leticia Tarrab y Polo Muratore con quien he compartido muchos de los momentos de trabajo.

A mis amigos y también compañeros de trabajo Antoine Patalano, Horacio Herrero, Matías Ragessi, Cecilia Pozzi, Gonzalo Moya, Mariano Corral, Érica Díaz, Magali Carro Pérez, Marcelo Baldissoni, Alejo Testa, que han soportado mis momentos de crisis y quejas sin casi pestañear, que me han ayudado en muchos momentos y con los cuales he compartido también muchos buenos ratos.

A Cristiano (el Hombre del Monte), técnico del laboratorio que siempre me ha ayudado y sin el cual el trabajo de investigación no hubiera sido posible.

Finalmente, a mi familia argentina, Andrea y Thomas, para soportarme y apoyarme en toda esta trayectoria. A mi familia italiana, mi madre y mi hermano, que siempre me han transmitido su calor y fuerza por lo que estoy haciendo a mucha distancia de ellos.

Córdoba, Argentina

Diciembre de 2014

Optimización y diseño de estructuras de defensa costera de enrocado en el litoral argentino

Resumen

En esta tesis se estudia el diseño y la optimización de un sistema de diques rompeolas exentos para la defensa de costas. El caso de estudio se ha enfocado en el litoral atlántico argentino, al sur de la ciudad de Mar del Plata, Provincia de Buenos Aires. Esta aplicación es pionera en la República Argentina para el estudio y diseño de esta tipología de defensas costeras. La tesis tiene tres partes complementarias entre sí.

En la primera parte se analiza la funcionalidad del diseño de la estructura en cuanto a capacidad de poder proteger una playa regenerada en una zona costera en erosión. Se evalúan de forma crítica las formulaciones empíricas existentes y se complementan con el estudio de la hidrodinámica y de la dinámica sedimentaria mediante modelación numérica. Adicionalmente, se diseñan las formas en planta y perfil de equilibrio con formulaciones del estado del arte.

En la segunda parte se analiza la estabilidad de la estructura mediante modelación física a escala reducida en un moderno canal de oleaje bidimensional (2DV). Esto incluye el análisis crítico de la metodología existente a nivel internacional para diseñar los ensayos y la investigación experimental para el estudio de estabilidad de la estructura sumergida.

En la tercera parte se presentan los ensayos experimentales, sobre un dique en escollera rebasable, de la misma tipología de los del prototipo de Mar del Plata, para verificar la idoneidad del uso de los parámetros de altura de ola más adecuados (altura total o altura incidente) en las formulaciones empíricas de la estabilidad de la estructura.

Los ensayos experimentales se realizaron en el canal de oleaje del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales (FCEFyN) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC, Argentina).

Optimization and design of coastal defense structures breakwaters in the Argentine coast

Abstract

In this thesis the design and optimization of a system of detached breakwaters for coastal defense is studied. It has been focused on the Argentine Atlantic coast, south of the city of Mar del Plata, Province of Buenos Aires. This is a pioneer case in Argentina as study and design of this type of coastal defenses. The thesis is divided in three complementary parts.

Part 1: the functionality of the design of the structure in terms of capability to protect a regenerated beach in a coastal erosion area is analyzed. Existing empirical formulations are critically evaluated and supplemented by the study of hydrodynamics and sediment dynamics using numerical modeling. Furthermore, plan forms and equilibrium profile of the state art formulations are evaluated.

Part 2: the stability of the structure is studied by physical model in a modern two-dimensional wave channel (2DV). The work included a critical analysis of the existing methodology for designing test and performing experimental investigation of the processes involved in the stability of a submerged breakwater.

Part 3: Experimental test on a overtopped breakwater are presented, the same type of prototype of Mar del Plata (Part 1 and 2) is tested to verify the suitability of using the most appropriate wave height (total height or incident) on empirical formulations of structure stability.

Experimental test were conducted in the wave flume of the Hydraulics Laboratory of the National University of Córdoba (Argentina).

Ottimizzazione e disegno di strutture di difesa costiera in scogliera nel litorale argentino

Riassunto

In questa tesi si studia il disegno e l'ottimizzazione di un sistema di difese foranee semi-sommerse per la difesa della costa. Si studia un tratto di litorale della costa argentina, al sud della città di Mar del Plata, nella Provincia di Buenos Aires. Questo tipo di struttura per la difesa della costa rappresenta una novità in Argentina. La tesi si compone di tre parti complementarie.

Nella prima parte si analizza la funzionalità del disegno della struttura per quanto riguarda la capacità di poter proteggere una spiaggia rigenerata in una zona costiera in erosione. Si valutano criticamente le formulazioni empiriche esistenti e si complementano con uno studio della dinamica dei sedimenti con modellazione numerica. Inoltre, si disegnano le forme in pianta e in profilo de equilibrio con formulazioni dello stato dell'arte.

Nella seconda parte si analizza la stabilità della struttura attraverso un modelo físico a scala ridotta in un moderno canale bidimensionale (2DV) per la propagazione delle onde. Questo studio include un analisi critica della metodología esistente a livello internazionale per disegnare e realizzare la ricerca sperimentale per lo studio di stabilita della sturttura semi-sommersa.

Nella terza parte si presenta un altro studio di tipo sperimentale su una barriera in scogliera, disegnata partendo dallo schema dell'opera in prototipo di Mar del Plata, per verificare l'idoneità dell'uso di diversi parametri di altezza d'onda (altezza totale o altezza incidente) nelle formule empiriche per la stabilità della struttura.

Le prove sperimentali si realizzarono nel canale delle onde del Laboratorio di Idraulica della Facultad delle Scienze Esatte Físiche e Naturali (FCEFyN) dell'Università Nazionale di Córdoba (UNC, Argentina).

Los ensayos experimentales se realizaron en el canal de oleaje del Laboratorio de Hidráulica de la facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales (FCEFyN) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC, Argentina).

ÍNDICE

1. INTRODUCCION.....	1
1.1. PROBLEMATICA	1
1.2. ELEMENTOS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE DIQUES EXENTOS CON BAJA COTA DE CORONACIÓN.....	4
1.2.1. Funcionalidad de la obra.....	5
1.2.2. Estabilidad de la estructura.....	6
1.3. MOTIVACIONES	6
1.3.1. Motivaciones Tecnológicas	6
1.3.1.1. <i>Optimización del diseño en planta de la primera obra de este tipo en Argentina</i>	<i>6</i>
1.3.1.2. <i>Consolidación de técnicas experimentales disponibles en el contexto internacional</i>	<i>7</i>
1.3.2. Motivación Científica	8
1.3.2.1. <i>Mejora del conocimiento de formulaciones de diseño.....</i>	<i>8</i>
1.4. OBJETIVOS	8
1.5. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	9
2. DISEÑO DE DIQUES ROMPEOLAS EXENTOS	11
2.1. INTRODUCCIÓN	11
2.2. DISEÑO FUNCIONAL	14
2.2.1. Vida útil de la obra.....	17
2.2.2. Hipótesis metodológicas.....	19
2.2.3. Hidrodinámica en un sistema de diques exentos	23
2.2.4. Formulaciones empíricas	25
2.2.5. Análisis a largo plazo.....	27
2.2.5.1. <i>Transporte Potencial</i>	<i>28</i>
2.2.5.2. <i>Modelo de evolución de la línea de costa.....</i>	<i>28</i>
2.2.5.3. <i>Formas en perfil y planta de equilibrio.....</i>	<i>30</i>
2.2.6. Análisis a corto plazo	34
2.3. ESTUDIO DE ESTABILIDAD	35
2.3.1. Parámetros de oleaje.....	36
2.3.1.1. <i>Altura de ola y período.....</i>	<i>36</i>

2.3.1.2.	<i>Peralte</i>	37
2.3.1.3.	<i>Número de Iribarren</i>	37
2.3.2.	Parámetros hidráulicos	38
2.3.2.1.	<i>Rotura</i>	38
2.3.2.2.	<i>Ascenso-descenso</i>	38
2.3.2.3.	<i>Rebase</i>	40
2.3.2.4.	<i>Transmisión</i>	41
2.3.2.5.	<i>Reflexión</i>	42
2.3.2.6.	<i>Difracción</i>	43
2.3.3.	Parámetros estructurales.....	44
2.3.3.1.	<i>Parámetros relacionados con las olas</i>	44
2.3.3.2.	<i>Parámetros relacionados con el material del bloque</i>	46
2.3.3.3.	<i>Parámetros relacionados con la sección del dique</i>	47
2.3.3.4.	<i>Parámetros relacionados con la respuesta de la estructura</i>	48
2.3.4.	Formulaciones de estabilidad para diques en talud en escollera	50
2.3.4.1.	<i>Análisis dimensional</i>	51
2.3.4.2.	<i>Principios de similitud</i>	54
2.3.4.3.	<i>Similitud hidráulica</i>	56
2.3.4.5.	<i>Formulación de Hudson (1958)</i>	59
2.3.4.6.	<i>Formulaciones de Van der Meer (1988, 1991)</i>	59
2.3.4.7.	<i>Formulaciones de Vidal et al. (2006)</i>	61
2.3.4.8.	<i>Formulaciones de Shahidi y Bali (2011)</i>	61
2.4.	MODELACIÓN FÍSICA	62
2.4.1.	Objetivos, ventajas y desventajas	62
2.4.2.	Elección y definición del modelo y de la escala	64
2.4.3.	Similitud para dique en escollera	65
2.4.4.	Planeamiento y ejecución de los ensayos	66
2.4.5.	Separación de la ola incidente y reflejada	67
2.4.6.	Efectos de escala y de laboratorio.....	68
2.4.7.	Mediciones y análisis	68
2.5.	EL CANAL 2D DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE LA UNC	69
3.	DISEÑO FUNCIONAL DE UN CASO REAL EN EL LITORAL ARGENTINO	73
3.1.	INTRODUCCIÓN	73
3.2.	DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA.....	73

3.3.	METODOLOGÍA.....	75
3.4.	DATOS.....	76
3.4.1.	Batimetría.....	76
3.4.2.	Sedimento	78
3.4.3.	Clima marítimo: régimen de vientos	79
3.4.4.	Clima marítimo: oleaje.....	80
3.4.5.	Clima marítimo: régimen de mareas y corrientes.....	87
3.5.	MODELADO NUMÉRICO	88
3.5.1.	Transporte potencial.....	88
3.5.2.	Evolución a Largo Plazo.....	88
3.5.3.	Evolución a Corto Plazo.....	92
3.6.	RESULTADOS	94
3.6.1.	Diagnóstico.....	94
3.6.2.	Optimización y diseño de la obra	97
3.6.2.1.	<i>Formulaciones empíricas.....</i>	<i>97</i>
3.6.2.2.	<i>Modelo a largo plazo.....</i>	<i>99</i>
3.6.2.3.	<i>Modelo a corto plazo.....</i>	<i>103</i>
3.7.	CONCLUSIONES	105
4.	ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE UN DIQUE ROMPEOLAS CON UN MODELO FÍSICO BIDIMENSIONAL.....	107
4.1.	INTRODUCCIÓN	107
4.2.	METODOLOGÍA.....	107
4.2.1.	Cuantificación del daño	108
4.2.2.	Formulación de estabilidad para un dique rebasable	109
4.3.	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO	110
4.3.1.	Determinación de la escala del modelo	111
4.3.2.	Diseño de la playa pasiva	113
4.3.3.	Geometría del ensayo.....	115
4.3.4.	Estructura modelada	116
4.3.5.	Instrumental utilizado.....	116
4.4.	DISEÑO DE LOS ENSAYOS	117

4.4.1.	Calibración del oleaje modelado	118
4.4.2.	Esquema de los ensayos realizados.....	119
4.5.	RESULTADOS OBTENIDOS.....	119
4.5.1.	Oleajes ensayados	120
4.5.2.	Estabilidad de la estructura modelada	121
4.6.	CONCLUSIONES	122
5.	ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE EL USO DE PARÁMETROS DE ALTURA DE OLA EN LA FORMULACIÓN DE ESTABILIDAD DE DIQUES EXENTOS.....	124
5.1.	INTRODUCCIÓN	124
5.2.	TRABAJO EXPERIMENTAL	126
5.2.1.	Características del modelo.....	127
5.2.2.	Descripción de los ensayos	130
5.2.3.	Mediciones y análisis de los datos.....	131
5.3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	137
5.3.1.	Resultados de los ensayos	137
5.3.2.	Ajustes de las funciones potenciales	140
5.3.3.	Cálculo del coeficiente de reflexión	145
5.3.4.	Comparaciones entre el daño S medido y calculado	147
5.4.	CONCLUSIONES	148
6.	CONCLUSIONES Y PROPUESTAS DE TRABAJOS FUTURO	150
6.1.	CONCLUSIONES GENERALES.....	150
6.2.	PROPUESTAS DE TRABAJOS FUTUROS	153
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	155
8.	ARTÍCULOS PUBLICADOS.....	163

LISTADO DE SIMBOLOS

SÍMBOLO	NOMBRE	UNIDADES
b_d	Espaciado entre diques alineados	[L]
d	Profundidad, profundidad a pie del dique	[L]
d_u	Duración	[T]
d_b	Profundidad a rotura	[L]
e_t	Error típico	-
f_r	Coficiente de ajuste por francobordo	-
f_{r50i}	Coficiente de ajuste por francobordo de las 50 mayores olas incidentes	-
f_p	Frecuencia de pico del oleaje	[Hz]
g	Aceleración de gravedad	[LT ⁻²]
h	Profundidad, profundidad a pie del dique	[L]
h^*	Profundidad de cierre	[L]
h_c	Distancia del francobordo de la estructura al nivel del agua en reposo	[L]
h'_c	Altura de la estructura sobre el lecho marino	[L]
h_e	Elevación de la estructura	[L]
h_t	Profundidad de la berma de una estructura en enrocado	[L]
h_w	profundidad del agua a pie del dique durante los ensayos	[L]
k_b	Índice de rotura del oleaje	-
k	Parámetro del perfil de equilibrio de Dean	-
k_t	Coficiente de transmisión	-

l_a	Dimensión característica lineal de las piezas del manto exterior (armadura) de la estructura en escollera	[L]
m	Masa	[M]
m_0	Momento espectral del orden cero	[L ²]
m_{-1}	Momento espectral del orden 1	[HzL ²]
n, n_a, n_c	Porosidad, porosidad del material de la armadura, porosidad del material del núcleo	-
n_x	Pendiente del fondo del canal	-
q	Caudal medio de rebase	[L ³ T ⁻¹]
s	peralte de la ola	-
s_c	peralte de la ola calculado	-
s_m	peralte de la ola medido	-
s_{om}	peralte de la ola calculado para la altura de ola media en aguas profundas	-
s_{op}	peralte de la ola calculado para la altura de ola de pico en aguas profundas	-
s_p	peralte de la ola calculado para la altura de ola de pico	-
t_a, t_u, t_f	espesores de la armadura, del filtro principal y secundario	[L]
x	Distancia desde la costa	[L]
A	parámetro de forma del perfil de playa de Dean	-
A_c	Altura de la cresta del francobordo de la armadura sobre el swl	[L]
A_e	Área erosionada por unidad de ancho de la estructura en escollera	[L]
A_{te}	Área erosionada por unidad de ancho promedio entre $A_{te,N}$ y $A_{te,S}$	[L]
$A_{te,N}$	Área erosionada por unidad de ancho calculada por conteo de las	[L]

	piezas movidas	
$A_{te,S}$	Área erosionada por unidad de ancho calculada por medición de perfiles erosionados	[L]
B	Ancho de la estructura en enrocado	[L]
D	Tamaño característico de un bloque de la estructura en enrocado	[L]
$D_{\%}$	Daño porcentual de la estructura en enrocado	-
D_{50}, D_{n50}	Diámetro nominal de los bloques	[L]
D_{n50A}	Diámetro nominal de los bloques de la armadura	[L]
D_{n50F}	Diámetro nominal de los bloques del filtro	[L]
D_{n50C}	Diámetro nominal de los bloques del núcleo	[L]
E	Probabilidad de presentación de la carga o riesgo	-
E_i	Energía incidente del oleaje	[NL ⁻²]
E_r	Energía reflejada del oleaje	[NL ⁻²]
E_t	Energía transmitida del oleaje	[NL ⁻²]
F	Francobordo	[L]
F_d	Flujo disipado por rotura del oleaje o fricción con el fondo	[N/MT]
F_e	Fuerza elástica	[N]
F_g	Fuerza de gravedad	[N]
F_i	Fuerza de inercia	[N]
F_{in}	Flujo de energía incidente	[N/MT]
F_{por}	Flujo de energía por porosidad	[N/MT]
F_{pr}	Fuerza de presión	[N]
F_r	Flujo de energía reflejada	[N/MT]

F_{reb}	Flujo de energía rebasada	[N/MT]
F_t	Flujo de energía transmitida	[N/MT]
F_x	Fetch	[L]
F_μ	Fuerza viscosa	[N]
F_σ	Fuerza de tensión superficial	[N]
G	espaciado entre diques (“gap”)	[L]
G_c	Ancho de la berma en la cresta	[L]
H	Altura de ola	[L]
H_b	Altura de ola significativa a rotura	[L]
H_i	Altura de ola incidente al pie de la estructura	[L]
$H_{max,t}$	Altura de ola máxima total	[L]
H_{m0}	Altura de ola espectral del momento de orden cero	[L]
H_{m0i}	Altura de ola espectral incidente del momento de orden cero	[L]
H_{m0r}	Altura de ola espectral reflejada del momento de orden cero	[L]
H_R	Altura de ola reflejada	[L]
H_s	Altura de ola significativa	[L]
H_{S12}	Altura de ola significativa que es excedida doce horas al año	[L]
H_{st}	Altura de ola significativa total	[L]
H_t	Altura de ola transmitida	[L]
$H_{1/3}$	Altura de ola significativa, promedio del tercio superior del registro de olas	[L]
$H_{1/10}$	Altura de ola, promedio del décimo superior del registro de olas	[L]
$H_{2\%}$	Altura de ola del 2% de las mayores olas	[L]

H_{50}	Altura de ola promedio de las 50 mayores olas	[L]
H_{50i}	Altura de ola promedio de las 50 mayores olas incidentes	[L]
H_{50t}	Altura de ola promedio de las 50 mayores olas totales	[L]
H_{50im}	Altura de las 50 mayores olas incidentes, medida	[L]
K	Coefficiente empírico en la formulación del transporte	-
K_D	Coefficiente de estabilidad	-
K_r	Coefficiente de refracción	-
K_{Rr}	Coefficiente de reflexión de una estructura en enrocado rebasable	-
K_{Rnr}	Coefficiente de reflexión de una estructura en enrocado no rebasable	-
K_s	Coefficiente de asomeramiento (<i>shoaling</i>)	-
K_t	Coefficiente de transmisión	-
I_a	Índice de ajuste	-
I_r	Número de Iribarren o Parámetro de Similaridad de Surf	-
I_{rm0}	Número de Iribarren espectral del momento de orden cero	-
I_{r50i}	Número de Iribarren del talud de las 50 mayores olas incidentes	-
L	Longitud de onda	[L]
L_0	Longitud de onda en aguas profundas	[L]
L_c	Extensión del saliente	[L]
L_f	Vida útil de la obra	[T]
L_{m0}	Longitud de onda media en aguas profundas	[L]
L_{op}	Longitud de onda en aguas profundas correspondiente al período de pico;	[L]

L_s	Longitud del dique (m)	[L]
L_{50i}	Francobordo adimensional	-
M_{50}	Peso de las piezas medias de la estructura de enrocado	[M]
N_g	Escala de gravedad	-
N_s	Número de estabilidad	-
N_{s50i}	Número de estabilidad de las 50 mayores olas incidentes	-
N_{s50ic}	Número de estabilidad de las 50 mayores olas incidentes calculado	-
N_{s50im}	Número de estabilidad de las 50 mayores olas incidentes medido	-
N_{s50t}	Número de estabilidad de las 50 mayores olas totales	-
N_{s50tc}	Número de estabilidad de las 50 mayores olas totales calculado	-
N_{s50tm}	Número de estabilidad de las 50 mayores olas totales medido	-
N_s^*	Número de estabilidad espectral	-
N_{Fr}	Número adimensional de Froude	-
N_D	Escala del tamaño de las piedras	-
N_{Dn}	Escala del tamaño de las piedras del núcleo	-
N_F	Escala de fuerzas	-
N_L	Escala de longitudes	-
N_{Re}	Número adimensional de Reynolds	-
N_T	Escala de tiempos	-
N_V	Escala de velocidades	-
N_W	Número de olas incidentes	-
N_{We}	Número adimensional de Weber	-
N_X	Relación de escala entre dos magnitudes en prototipo y modelo	-

N_{s50ic}	número de estabilidad calculado para las 50 mayores olas incidentes	-
N_{s50tc}	es el número de estabilidad calculado para las 50 mayores olas totales;	-
N_{μ}	Escala de viscosidades dinámicas	-
N_{ρ}	Escala de densidades	-
N_{σ}	Escala de tensiones superficiales	-
P	Permeabilidad característica	-
Q	Volumen rebasable	$[L^3]$
Q_l	Transporte litoral potencial	$[L^3T^{-1}]$
R	Coefficiente de reflexión	-
R_c	Cota de la cresta de la estructura con respecto al nivel del agua en reposo	$[L]$
R_{down}	Nivel del descenso o "Run down"	$[L]$
$R_{n\%}$	Nivel de ascenso superado por el n% de las olas del estado de mar	$[L]$
R_{mo}	Coefficiente de reflexión espectral del momento de orden cero	-
R_{nrc50}	Coefficiente de reflexión de las 50 mayores olas, calculado, para una estructura no rebasable	-
R_{nrc50i}	Coefficiente de reflexión de las 50 mayores olas, calculado, incidentes para una estructura no rebasable	-
R_{rc50i}	Coefficiente de reflexión de las 50 mayores olas incidentes para una estructura rebasable	-
R_{up}	Nivel del ascenso o "Run up"	$[L]$
R_2	Coefficiente de correlación	-
S	es el coeficiente de avería o daño para el criterio adoptado	-

$S(f_p)_J$	Espectro de energía JONSWAP (unidades de la densidad espectral)	$[L^2T^{-1}]$
$S(f_p)_{PM}$	Espectro de energía Pearson-Moskovitz (unidades de la densidad espectral)	$[L^2T^{-1}]$
T	periodo de la ola	$[T]$
T_m	período medio	$[T]$
T_{mi}	período medio del oleaje incidentes	$[T]$
$T_{m-1,0}$	Período medio del oleaje espectral	$[T]$
T_s	Período significativo del oleaje	$[T]$
T_p	Período de pico del oleaje	$[T]$
T_{p50i}	Período de pico de las 50 mayores olas incidentes	$[T]$
T_{50i}	Período medio de las 50 mayores olas incidentes	$[T]$
T_z	Período medio del oleaje	$[T]$
T_R	Periodo de retorno	$[T]$
T_{50i}	Período medio de las 50 mayores olas incidentes	$[T]$
U_a	Velocidad del viento ajustada	$[LT^{-1}]$
V_n	Volumen ocupado por estas piedras	$[L^3]$
V_w	Velocidad del agua en las proximidades del manto principal	$[LT^{-1}]$
W, W_{50}	Peso medio de las piezas de enrocado	$[M]$
W_{50A}	Peso de las piezas de la armadura de la estructura en escollera	$[M]$
W_{50C}	Peso de las piezas del núcleo de la estructura en escollera	$[M]$
X_m	Variable genérica en modelo	$[...]$
X_p	Variable genérica en prototipo	$[...]$
X_s	Magnitud del saliente	$[L]$

Y	distancia de los diques de la línea de costa inicial	[L]
Y_b	distancia del punto de rotura de la de costa	[L]
α	Ángulo del talud de la estructura	[°]
α_b	Ángulo de incidencia de la ola a rotura	[°]
β	ángulo de incidencia del oleaje	[°]
γ	Parámetro de apuntamiento del espectro JONSWAP	-
δ	Parámetro para determinar la suavidad del fondo	-
ϕ	Daño porcentual (número de unidades desplazadas dividido por el número total de unidades) de la primera capa del manto	-
μ	Viscosidad dinámica del agua	[NTL ⁻²]-
ν	Viscosidad cinemática del agua	[L ² T ⁻¹]
ρ, ρ_w	Densidad del agua de mar	[ML ⁻³]
ρ_a	Densidad de la unidad del manto principal	[ML ⁻³]
ρ_s	Densidad de los bloques del manto de la estructura	[ML ⁻³]
σ_a, σ_b	Parámetros de forma del espectro JOSWAP	-
ω	Velocidad de caída del grano	[LT ⁻¹]
ξ	Parámetro de Similaridad de surf o número de Iribarren (I_r)	-
ξ_a	dimensión característica lineal de la rugosidad de la unidad de la armadura	[L]
Δ	densidad relativa	-
Δf	parámetro de forma de las piezas del manto principal	-
Δh_L	incremento de profundidad en una longitud de onda L	[L]

Φ	Potencial	-
Φ_i	Potencial incidente	-
Φ_d	Potencial difractado o dispersado	-
Π_1, Π_2, Π_3	Productos adimensionales	-

1. INTRODUCCION

1.1. PROBLEMÁTICA

La erosión costera es un problema que se presenta en las costas a nivel mundial. El proceso erosivo puede ser natural, por efecto del oleaje, de las corrientes, de las mareas, de la elevación del nivel del mar, por la combinación de todos ellos; o inducido por la intervención humana, como por ejemplo por extracciones de áridos para la construcción o la presencia de una infraestructura ingenieril en la costa que interrumpe el transporte de sedimentos hacia otras zonas, y por la disminución de aportes sólidos de los ríos por la construcción de embalses (Van Rijn, 2013). Las herramientas que el hombre tiene a disposición para limitar estos efectos dependen de las condiciones locales de la costa y de la playa, del clima marítimo, y del transporte de sedimentos.

En general, una estructura costera responde a la exigencia práctica de resolver un problema. Una vez identificado el problema (la erosión costera en este caso) se pueden distinguir un número de pasos a seguir en la realización del diseño ingenieril (Pilarczyk, 2003), como por ejemplo la identificación de los procesos que tienen lugar, la determinación de las condiciones de contorno, la propuesta de diferentes alternativas, el diseño geométrico y la elección de la solución final. La elección final debe realizarse después de verificar la solución estructural junto con criterios funcionales, ambientales y económicos. En este sentido, en función de la problemática de interés, y de los condicionantes antes expuestos, se pueden definir diferentes soluciones. Una clasificación sencilla se puede hacer teniendo en cuenta la deformabilidad de la obra de defensa a utilizar: estructuras rígidas, deformables o no, en hormigón, hormigón armado, en bloques de piedra, en pilotes, etc... o blandas, por regeneración de la playa con el mismo material natural. Un tipo de protección puede implicar el desplazamiento (o retiro) de la obra a defender a una zona más segura (USACE, 2003). El tipo de material constructivo y la tipología constructiva son condicionantes a tener en cuenta para minimizar costes y optimizar el diseño.

Las estructuras de protección de playas convencionales como los espigones (obras dispuestas en el sentido ortogonal a la playa) se están convirtiendo en sistemas no muy aceptados debido principalmente al alto grado de impacto que tienen en la costa, ya que pueden causar fuertes

erosiones, y a factores estéticos. Por el contrario, las estructuras semi-sumergidas o sumergidas dispuestas paralelamente a la costa a una cierta profundidad, permiten proveer la necesaria protección costera sin (o con reducida) pérdida de material en las playas adyacentes y sin impacto visual (Ranaisinghe, 2006). Como resultado, en los últimos años se ha puesto mucha atención en sistemas de arrecifes y diques artificiales, de baja cota de coronación (LCS del inglés *Low Crested Structures*), con diferentes tipologías constructivas. Además, estas estructuras pueden ser modificadas para permitir un uso suplementario (como por ejemplo para practicar surf) sin perder su funcionalidad de protección costera.

El objetivo de los LCS es reducir el efecto del oleaje hasta un nivel que permita un equilibrio dinámico de las playas o línea de costa. Para ello, se diseñan para alcanzar un cierto grado de transmisión del oleaje incidente sobre (por rebase) y a través (por la porosidad del dique) de la estructura, y de disipación por rotura sobre las crestas del dique (Vidal et al., 2013). Para reducir el impacto visual, normalmente se prefieren las estructuras completamente sumergidas, aunque en ambientes con marea o durante tormentas que causan una importante elevación del nivel medio del mar, son menos eficientes (Pilarczyk, 2003).

En la dinámica de costas los cambios morfológicos debido a la acción de factores naturales son el aspecto ambiental de base. En la región litoral oceánica de la Provincia de Buenos Aires el desconocimiento de sus características provoca, muchas veces, un mal uso de los espacios costeros (Guía Ambiental, 2010). Las medidas de control de erosión en la zona de Mar del Plata, basadas principalmente en acciones puntuales y obras duras (espigones, pedraplenes o murallones costeros), sirven para ejemplificar cómo este tipo de obras puntuales da lugar a una secuencia contagiosa de obras similares a lo largo de la costa, puesto que cada nueva obra genera o exacerba problemas erosivos en la dirección de la deriva sedimentaria. La sucesión de obras similares homogeniza el paisaje, elimina el carácter natural de la playa y, en el largo plazo, reduce su valor como atractivo turístico (Scalise y Schnack, 2007).

El frente costero urbano al sur de Punta Mogotes, al sur del Faro, en el tramo que va de Playa La Serena a Playa Acantilados, en la ciudad de Mar del Plata, padece desde hace años un fenómeno de erosión progresiva que produce en principio la pérdida de superficie de las playas (Figura 1) y que gradualmente erosiona los acantilados subyacentes como consecuencia de la acción combinada del oleaje en tormentas, y del ascenso de los niveles del mar por causas meteorológicas (Farenga et al. 1993; Isla et al. 1994; Isla, 2006).



Figura 1. Fotografía de la zona de los “Acantilados” al sur de Punta Mogote en la zona en examen, donde se observa la falta de arena y la erosión al pie de los mismos (2007 fuente: vecinos de la zona).

La intervención del hombre en la costa bonaerense (Figura 2) ha ocurrido durante mucho tiempo con una visión solamente local y profundamente desaprensiva, provocando con ello daños, muchas veces irreversibles, que se traducen en las serias consecuencias de degradación de la playa y la afectación de los acantilados en la zona en donde actualmente se proyectan estas obras (Bértola, 2001).



Figura 2. Ejemplo de intervenciones de defensa costera en la playa Chapadmalal (izquierda) y Balsi (derecha) en la costa al sur de Mar del Plata (GoogleEarth, 2007).

Con estas premisas, se ha planteado la realización de un diseño de protección costera del tipo diques con baja cota de coronación (LCSs) con la intención de detener la erosión y facilitar la reconstrucción de una playa, minimizando los impactos sobre el transporte de sedimentos. La ubicación preliminar de los rompeolas queda a una distancia aproximada de 200 m desde la costa.

1.2. ELEMENTOS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE DIQUES EXENTOS CON BAJA COTA DE CORONACIÓN

Los LCS son estructuras dispuestas en serie paralelamente a la línea de costa que reducen la cantidad de energía por oleaje que llega a la zona a proteger. La estructura analizada en esta tesis se compone de piedras naturales. Los LCS son similares a barras naturales, arrecifes, o islas cercanas a la costa que disipan la energía del oleaje. Esta protección se produce 1) por la interacción de la estructura con el oleaje reduciendo la energía transmitida mediante la rotura y el flujo en el medio poroso, 2) por la modificación de la dirección de propagación del oleaje en el área protegida por el dique, 3) por la modificación de las corrientes en la zona de rompientes de la playa provocada por las dos causas anteriores y 4) por la condición de contorno que dichas estructuras suponen frente al movimiento transversal y longitudinal del sedimento (Vidal et al. 2013).

Esta reducción de energía ralentiza la deriva litoral, produce deposición de material y favorece la formación de salientes, “lenguas” de arena que avanzan hasta la estructura de protección. A veces, en función del tamaño de la estructura (artificial o natural), se pueden formar tómbolos cuando el saliente alcanza la barrera. El tómbolo anula el transporte de sedimentos detrás de la estructura. Las variaciones de mareas diarias pueden mostrar la existencia de un tómbolo en bajamar y de un saliente en pleamar.

En general, los objetivos principales de un dique exento son (USACE, 2003):

1. Incrementar la longevidad de la playa a proteger;
2. Proveer protección de la costa durante tormentas;
3. Permitir la generación de playas de dimensiones aptas para el uso lúdico y recreativo;
4. Estabilizar zonas de humedales.

Adicionalmente, reducen el impacto sobre el transporte de sedimentos natural de la costa en examen. Por lo tanto, en general, un buen diseño ingenieril de un sistema de diques exentos debe garantizar:

- 1) La funcionalidad del diseño de la obra;
- 2) La estabilidad de la estructura.

Estos aspectos serán analizados en esta tesis.

1.2.1. Funcionalidad de la obra

La funcionalidad de la obra requiere un estudio sobre cuál será la forma de la playa de equilibrio final (la playa de diseño) teniendo en cuenta factores como el clima marítimo y el transporte de sedimentos y conlleva un estudio a diferentes escalas, a largo plazo (relacionado con la vida útil) y a corto plazo (durante eventos climáticos extremos de cortas duración). Si la playa tuviera que sufrir fuertes erosiones durante una tormenta podría no poder volver a generarse con el transporte de sedimentos existente o podría establecerse en otro estado de equilibrio diferente del inicial o tardar demasiado tiempo en recuperarse con respecto al uso previsto (uso lúdico por ejemplo).

En la fase de proyecto se deberá, en función de las características de la obra antes mencionadas, elegir la vida útil y el riesgo que mejor definan la regeneración objeto de estudio. Con estos valores se determinará el periodo de retorno y, consecuentemente, el valor de las cargas que han de usarse en el cálculo de la funcionalidad de la obra para la defensa de costa (GIOC, 2001a).

Las herramientas de diseño de la ingeniería marítima son:

- 1) formulaciones empíricas, para realizar un diseño preliminar de la playa;
- 2) modelos numéricos de oleaje, corrientes, transporte y erosión-sedimentación a corto plazo, para realizar un diagnóstico, evaluar la tendencia evolutiva de la playa y estudiar la evolución en condiciones de tormenta;
- 3) modelos numéricos de variación de la línea de costa a largo plazo para evaluar el equilibrio de la playa;
- 4) modelos físicos, para calibrar los modelos numéricos en ausencia de datos y para comprobar la evolución de la playa a corto plazo.

La descripción de las formulaciones y de los modelos numéricos empleados se encuentra en los capítulos siguientes. En esta tesis se utilizan modelos físicos, no para evaluar la funcionalidad de la obra en 3D sino para el estudio de estabilidad de las estructuras en 2D.

Entre las formulaciones empíricas existentes caben destacar las formulaciones de Dally y Pope 1986; Suh y Dalrymple, 1987; Pilarczyk, 2003; Mc Cormick, 1993 y Mc Cormick modificado por Hsu et al., 2003).

Los modelos numéricos utilizados en este trabajo han sido: Sistema de Modelado Costero, SMC

(GIOC, 2001b); GENESIS (*GENeralized model for Simulating Shoreline change*, Hanson y Kraus, 1989).

1.2.2. Estabilidad de la estructura

El dique en enrocado tiene que resistir a las condiciones de oleaje de diseño (o permitir un cierto grado de deformación) en función del riesgo que se asume por el fallo de la estructura.

Las fuerzas generadas por el oleaje que actúa sobre el talud de la estructura pueden causar el movimiento de las piezas de la armadura externa. Este movimiento se denomina inestabilidad hidráulica. La rotura de las piezas que componen la armadura (en piedra natural u hormigón) representa otro tipo de inestabilidad que tiene a que ver con la integridad estructural de las piezas. El daño en una estructura puede ser debido a un desplazamiento de un cierto número de piezas, a un desplazamiento de una capa de la coraza externa (o armadura), o a una compactación de los elementos (USACE, 2003).

La complejidad del flujo debido al impacto de las olas sobre la estructura hace que sea prácticamente imposible calcular las fuerzas actuantes sobre la estructura, así como las fuerzas que se generan entre las piezas dispuestas de forma aleatoria sobre la estructura. Por lo tanto, no se pueden realizar cálculos deterministas para determinar las condiciones de estabilidad de la armadura (primeras capas que constituyen la estructura en enrocado) y es por ello que las formulaciones de estabilidad se basan en ensayos experimentales en modelos físicos reducidos. La respuesta de las unidades (bloques de piedras en el caso de las estructuras en examen) depende directamente de los parámetros del oleaje incidente (USACE, 2003). Este aspecto se trata principalmente en esta tesis.

1.3. MOTIVACIONES

Se puede decir que en esta tesis hay dos motivaciones tecnológicas y una científica.

1.3.1. Motivaciones Tecnológicas

1.3.1.1. Optimización del diseño en planta de la primera obra de este tipo en Argentina

En el contexto mencionado, en primer lugar se realiza un diseño de la protección de un tramo de costa en erosión en el litoral argentino (Mar del Plata) mediante el uso de un sistema de diques exentos del tipo LCS. Es la primera vez que se plantea el uso de este tipo de estructuras

en Argentina. El diseño funcional y estructural se determina teniendo en cuenta las características de la obra, del entorno urbano y del uso requerido para las playas a regenerar y proteger. Se contemplan diques que quedan sumergidos en condiciones de pleamar, a nivel del agua en media marea y emergidos rebasables en bajamar.

Se reúne y compara críticamente la metodología disponible en el estado de arte. En particular, se evalúan las formulaciones empíricas, los modelos numéricos y la metodología experimental existentes.

Un interés particular de esta tipología de obra reside en que durante la bajamar los diques quedan totalmente sumergidos. Los diques en escollera completamente sumergidos han sido empleado solamente en pocas ocasiones con resultados contrastantes (Ranasinghe, 2006).

1.3.1.2. Consolidación de técnicas experimentales disponibles en el contexto internacional

En segundo lugar, en esta tesis se propone contribuir a consolidar la aplicación de técnicas experimentales en el campo de la ingeniería marítimo-costera, estudiando la estabilidad y funcionalidad de una obra de defensa costera aplicada en este caso al litoral argentino. Para ello, se recopilan y analizan las numerosas experiencias existentes tanto en laboratorios especializados, como publicadas en la bibliografía internacional (Hydralab III, 2007; DELOS, 2004; Muttray et al. 2012; Burchart et al. 2006; Van der Meer y Pilarczyk, 1990; CIRIA, 2007), con la finalidad de desarrollar una metodología propia que permita realizar los ensayos en el laboratorio de hidráulica de la UNC y extenderla a casos hidro-sedimentológicamente similares (arena, oleaje y mareas) a los ambientes del Atlántico Sur, con las mismas características similares al caso de Mar del Plata presentado en esta tesis.

El estudio de estabilidad de este tipo de estructuras se realiza mediante el uso de modelos físicos, debido a la complejidad de los fenómenos que tienen lugar cuando la ola alcanza la estructura y de la respuesta de los elementos estructurales a la hidrodinámica incidente. En la actualidad, aún no existe en la comunidad internacional consenso sobre una única metodología que defina la técnica experimental más adecuada para este tipo de estudios experimentales. Las metodologías existentes para la estimación del daño de una estructura exenta semi-sumergida sometida a un estado de mar varían en función de la experiencia de cada laboratorio internacional (Hughes, 1993; Hydralab III, 2007; DELOS, 2004).

En particular, la investigación con modelos físicos marítimos sobre estructuras en escollera

semi-sumergidas representa una novedad en el medio local (Argentina y la región del Atlántico sur). Excepto algunos trabajos puntuales (Sciarrone et al. 2012) realizados en el laboratorio del INA (Instituto Nacional del Agua) en Ezeiza (Buenos Aires), el alcance del trabajo de investigación con canal de oleaje en el Laboratorio de Hidráulica (LH) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC) es pionero en su género en la República Argentina.

1.3.2. Motivación Científica

1.3.2.1. Mejora del conocimiento de formulaciones de diseño

La investigación experimental para mejorar diferentes aspectos de las formulaciones empíricas existentes en la actualidad queda constantemente en evolución debido a la complejidad de los procesos que tienen lugar durante la transformación del oleaje sobre la estructura y a las constantes mejoras en la posibilidad de reproducir y estudiar los fenómenos físicos mediante estudios experimentales. En particular, existen líneas de investigación abiertas sobre la posibilidad de mejorar la precisión de las formulaciones teórico-empíricas de estabilidad de la estructura sumergida. Estas formulaciones permiten el dimensionamiento de las piezas que constituyen la estructura (de piedra natural para los LCS en examen) y una mejora en la precisión de estas formulaciones puede abaratar notablemente los costes de construcción o reducir el riesgo de avería de la estructura sometida al oleaje de diseño.

Al respecto, en esta tesis se realiza una investigación sobre la optimización del uso de parámetros de altura de ola en las formulaciones de estabilidad (López et al. 1998). Estos autores mostraron en su trabajo que el uso del parámetro altura total H_t es mejor que la altura incidente H_i en la formula de estabilidad para diques en enrocado no rebasables. Al usar la altura de ola total H_t se introdujo la necesidad de tener en cuenta el coeficiente de reflexión R que viene calculado como la relación entre H_r/H_i , donde H_r es la altura de ola reflejada.

1.4. OBJETIVOS

Sobre la base de la problemática expuesta, el objetivo general de la presente tesis es realizar la optimización y el diseño de estructuras de defensa costera de enrocado en el litoral argentino, en particular en Mar del Plata. Para alcanzar el objetivo general, se contemplan los siguientes objetivos específicos:

I) Optimizar el diseño funcional de la obra de defensa costera utilizando un sistema de

diques de baja cota de coronación, LCS; se reúnen y comparan críticamente las metodologías disponibles en literatura:

- II) Estudiar mediante experimentación física la estabilidad de un dique en escollera rebasable, para tres diferentes niveles de marea. Se recopilan y analizan las numerosas experiencias existentes tanto de laboratorios especializados, como publicadas en la bibliografía internacional y se desarrolla una metodología propia.
- III) Realizar ensayos experimentales sobre diques en escollera rebasables con los objetivos de introducir la dependencia del francobordo en las formulaciones de tipo exponencial de los números de estabilidad (formulaciones de Shahidi y Bali, 2011), y verificar la idoneidad del uso de los parámetros de altura de ola H_{50t} (altura promedio de las 50 mayores olas totales) y H_{50i} (altura promedio de las 50 mayores olas incidentes) para la formulación de la estabilidad.

1.5. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

En el capítulo 2 se resumen las bases teóricas actuales de referencia que se han utilizado en esta tesis. Se resume el estado del arte de las metodologías y herramientas disponibles para el diseño funcional de la obra de defensa costera del tipo dique con baja cota de coronación (LCS) en enrocado que protege la playa de la erosión: se muestran las formulaciones empíricas y los modelos numéricos más utilizados. Asimismo, se resumen las bases teóricas para la realización de un modelo físico a escala reducida para el estudio de estabilidad mediante ensayos hidráulicos en laboratorio.

El capítulo 3 se relaciona con el objetivo específico de realizar la optimización del diseño en planta del sistema de defensa costera contra la erosión (objetivo tecnológico, 1). Se utilizan y comparan las formulaciones empíricas existentes y se muestra la aplicación de la metodología de diseño mediante modelación numérica.

En el capítulo 4 se muestra la experimentación física que se realiza para el estudio de estabilidad de la estructura. Se define la técnica experimental más adecuada después de haber realizado un estudio comparativo entre las metodologías existentes (objetivo tecnológico, 2).

El capítulo 5 muestra el trabajo realizado para conseguir el último objetivo de esta tesis (objetivo científico, 3). Se detalla el trabajo de investigación realizado en laboratorio para evaluar la idoneidad del uso de diferentes parámetros de altura de ola en las formulaciones de

estabilidad.

En el capítulo 6 se muestran las conclusiones generales de la tesis, las recomendaciones y las perspectivas de investigación futuras.

Como anexo se adjuntan las publicaciones realizadas.

2. DISEÑO DE DIQUES ROMPEOLAS EXENTOS

2.1. INTRODUCCIÓN

El oleaje, en combinación con las corrientes, la marea, las mareas meteorológicas y al surf beat (onda larga que se produce en la zona de rompientes en las playas, especialmente notoria en temporales), son las principales causas naturales de la erosión costera. Existen diferentes tipologías de estructuras que se pueden diseñar para resolver o reducir este problema. Algunas estructuras pueden detener directamente toda la energía incidente (diques no rebasables, muros de contención) o ofrecer una protección indirecta reduciendo la cantidad de energía incidente (diques exentos rebasables o sumergidos).

La clasificación de las tipologías de defensas costeras puede entonces realizarse de diferentes formas:

- 1) Clasificación energético-funcional: cuando un oleaje aborda una obra, existe un flujo de energía incidente (F_{in}) que se divide en una parte que se disipa en calor (F_d , por rotura o fricción), internamente o externamente a la estructura, una parte que se transmite dada por una parte que rebasa la estructura y una parte que atraviesa la misma ($F_t = F_{reb} + F_{por}$) y una parte que se refleja (F_r) (Figura 3). La clasificación se efectúa en base a la capacidad de la estructura de reflejar, transmitir y disipar la energía de la ola incidente. Pueden existir estructuras completamente reflejantes (diques verticales), totalmente disipativas (las playas naturales o elementos que convierten la energía de la ola en energía mecánica) o totalmente transmisoras (apoyadas en pilotes).

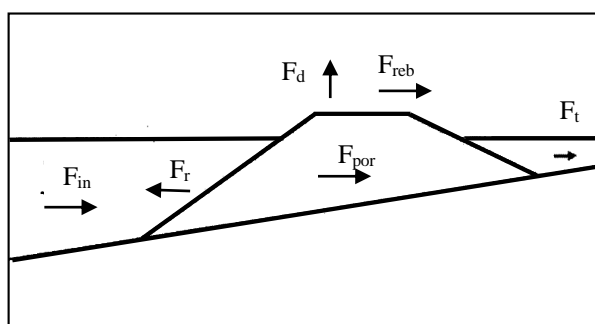


Figura 3. Balance energético de una estructura.

- 2) Clasificación por deformabilidad: las estructuras pueden ser rígidas (empotradas, con deformación o sin deformación, monolíticas o con piezas) o blandas (las playas de regeneración).
- 3) Clasificación por disposición con respecto a la línea de costa (Figura 4): las estructuras pueden ser: situadas en la costa (como los muros de contención), perpendiculares a la costa (espigones) o paralelos a la costa (diques exentos).

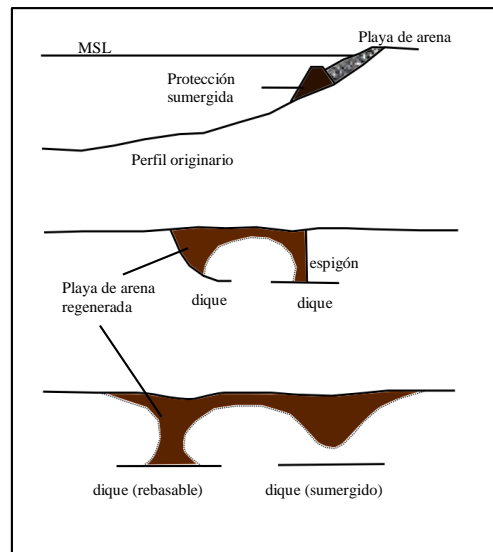


Figura 4. Ejemplo de disposición de estructuras de defensa costera (espigones, diques rebasables y sumergidos, regeneraciones..., Pilarczyk, 2003).

- 4) Clasificación por metodología de cálculo: se estudian en modelos físicos utilizando diferentes similitudes en función de las fuerzas que predominan en el proceso. Lo más típico es diferenciar entre modelo donde domina la fuerza de la gravedad (modelos de Froude) o la viscosidad (modelos de Reynolds).

Los diques sumergidos o de baja cota de coronación (LCS *Low Crested Structures*) como los diques exentos y los arrecifes artificiales se están proponiendo muy frecuentemente como medida de protección costera, en muchas ocasiones en combinación con regeneración artificial de las playas (Pilarczyk, 2003; Ranasinghe, 2006). Debido al menor impacto ambiental que producen, este tipo de defensas se está utilizando con frecuencia creciente.

Como se mencionó, el propósito de los LCS es reducir las cargas hidráulicas para conseguir un equilibrio dinámico de la línea de costa. Para ello se diseñan permitiendo la transmisión de un cierto grado de energía sobre la estructura por rebase y transmisión a través de la estructura porosa (en el caso de diques emergidos rebasables) o por rotura y disipación en calados

reducidos (en el caso de diques sumergidos). Los diques sumergidos añaden una ventaja estética con respecto a otros tipos de estructuras aunque se vuelven menos efectivas en ambientes mareales y con levantamientos de niveles por tormenta cuando el francobordo queda muy sumergido. El esquema típico en sección transversal de un dique exento se compone de un núcleo de material suelto, uno o dos filtros y una coraza externa en una o dos capas. Un dique arrecife sumergido estándar se compone de un núcleo de piedras de un cierto tamaño y de una coraza exterior de piedras más grande (Figura 5).

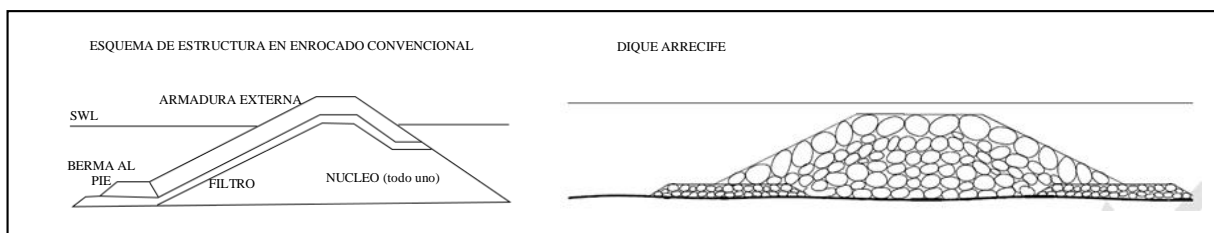


Figura 5. Esquema de un dique de escollera emergido convencional (izquierda) y de un arrecife artificial sumergido (derecha).

Los diques exentos paralelos a la costa se suelen disponer en serie en aguas poco profundas para proteger una larga franja de litoral. Cada dique refleja y disipa parte de la energía incidente reduciendo la altura de ola detrás de la estructura y reduciendo la erosión costera. El material que viene transportado por la dinámica sedimentaria actuante en la costa, se mueve en la zona protegida por el dique donde se deposita en la zona de menor energía de oleaje. El patrón de propagación de oleaje viene notablemente influenciado por la difracción en los morros de las estructuras generando salientes que en algunas ocasiones se convierten en tómbolos (lenguas de material sedimentado que alcanza las estructuras) formando playas parecidas a las playas encajadas (Figura 6).

Una vez formadas, estas playas generan refracción que ayuda a estabilizar aún más la costa hecha por playas encajadas. Al terminar la serie de estructuras, existe un riesgo de generar una erosión de la línea de costa aguas abajo con respecto a la dirección principal del transporte sedimentario (Figura 6) y puede ser necesario introducir una sección de transición donde los diques se hacen más cortos y posicionados más cercanos a la playa. Normalmente estas obras están acompañadas por una regeneración artificial de las playas.

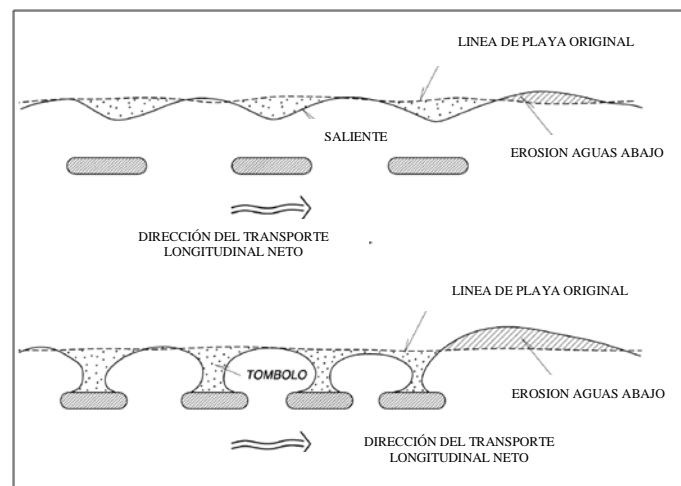


Figura 6. Configuración típica de playas con salientes y con tómbolos (USACE, 2003).

El costo de los LCS aumenta drásticamente con la profundidad y la intensidad del clima marítimo o por la necesidad de fortalecer el terreno de fundación.

Un buen diseño ingenieril de este tipo de estructuras requiere el estudio de dos aspectos:

- 3) La funcionalidad del diseño de la obra;
- 4) La estabilidad de la estructura.

La funcionalidad de la obra requiere un estudio sobre cuál será la forma de la playa de equilibrio final (la playa de diseño) teniendo en cuenta factores como el clima marítimo, el transporte de sedimentos y conlleva un estudio a diferentes escalas, a largo plazo (relacionado con la vida útil) y a corto plazo (durante eventos climáticos extremos): si la playa tuviera que sufrir fuertes erosiones durante una tormenta podría no poder volver a generarse con el transporte de sedimentos y el material disponible existentes o tardar demasiado tiempo con respecto al uso previsto.

Por otro lado, el dique tiene que resistir a las condiciones de oleaje de diseño (o permitir un cierto grado de deformación) en función del riesgo que se quiere asumir sobre las consecuencias del fallo de la estructura.

A continuación se examinan estos dos aspectos con detalle.

2.2. DISEÑO FUNCIONAL

El éxito de un diseño de protección o regeneración de una playa depende de nuestra capacidad a la hora de entender las causas que originan el estado de erosión de la playa en estudio, así

como de nuestra capacidad a la hora de evaluar los procesos costeros que han dado lugar a dicha situación. Cuanto menor sea nuestro entendimiento y nuestra capacidad de valuación de dichos procesos, menor será nuestro acierto en la predicción de la evolución del sistema de defensa costera (GIOC, 2001a).

La metodología de diseño debe explicitar al máximo los procesos involucrados, obligando al proyectista al análisis de los mismos en las escalas espaciales y temporales en las que son relevantes.

Toda playa cumple, en mayor o menor medida, las siguientes funciones:

- Defensa de costa
- Hábitat de flora y fauna
- Uso lúdico humano

La necesidad de regeneración está siempre originada por la falta de cumplimiento de alguna de estas funciones, y el objetivo de la misma es el restablecimiento de dicha función, al menos durante un plazo de tiempo.

Una de las funciones que de modo natural realizan las playas, es la disipación y reflexión de la energía del oleaje que incide sobre ellas. Esta modificación de la energía incidente evita, o al menos reduce, los efectos de la dinámica marina sobre las infraestructuras eventualmente existentes en el trasdós de la playa. Es importante señalar que el modo en el que una playa realiza esta función consiste en la variación de su morfología, principalmente de su perfil. En este sentido, en un primer análisis puede decirse que para que un perfil de playa pueda “defender correctamente” la costa, ha de contar con un volumen de arena suficiente, tanto en su perfil activo como en el perfil sumergido y en la duna. La disposición de dicho volumen (anchura y cota de la berma/duna) constituye junto con las características del sedimento (tamaño medio, permeabilidad) los parámetros que determinan la capacidad de defensa de la costa de una playa (GIOC, 2001a).

El uso de un sistema de diques exentos permite la defensa de una playa (es común que la obra sea acompañada por una regeneración artificial) que generalmente asume una forma a salientes en correspondencia de la zona protegida. El saliente puede formar un tómbolo (cuando el saliente alcanza el dique exento, Figura 6) dependiendo de la geometría del diseño. Los parámetros que más influyen sobre la respuesta de la playa por la disposición de los diques son

(Figura 7): L_s , longitud de los diques, G , separación (gaps) entre los diques, Y , distancia de la línea de costa, F , francobordo de la estructura (distancia de la cresta de la estructura del nivel de agua en reposo), el clima marítimo y la disponibilidad del sedimento (Pope y Dean, 1986).

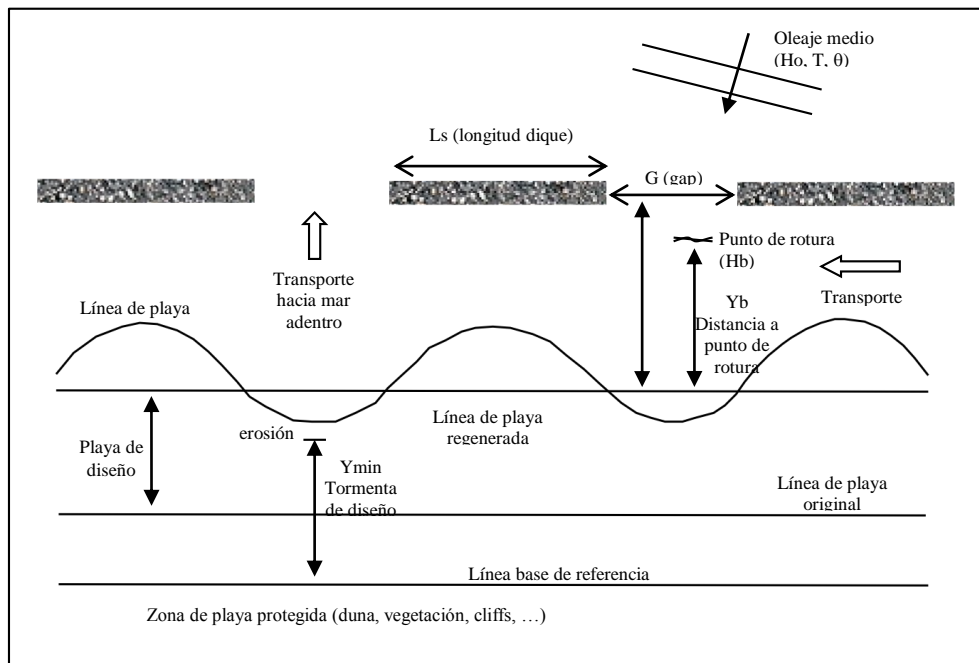


Figura 7. Principales parámetros de diseño para la funcionalidad del sistema de diques exentos (CERC, 1993).

En general un diseño de un sistema de diques exentos para mantener una playa en la zona protegida, tiene éxito cuando:

- El nivel de la cresta es relativamente elevado (de 0.5 a 1 m por debajo del nivel medio) en régimen de micro-marea (carrera de marea menor que 2 m). La efectividad de la estructura se ve muy afectada si el nivel de la cresta se reduce por asentamientos de la misma;
- Las playas son relativamente pequeñas comparadas con el tramo de costa protegido por los diques;
- Se reducen adecuadamente las corrientes longitudinales y las corrientes de retorno (*rip currents*) en la separación entre los diques

Las técnicas para el diseño de un sistema de diques exentos se pueden separar en tres diferentes categorías:

- 1) Formulaciones empíricas;
- 2) Modelos numéricos;

3) Modelos físicos.

Las formulaciones empíricas relacionan las variables del proyecto con la respuesta de la playa basándose en relaciones obtenidas mediante observaciones en modelos físicos, numéricos y por observaciones directas. El uso de tales formulaciones representa una manera rápida y de costos reducidos, de obtener una información aproximada sobre el estado final de la playa por un diseño dado y por condiciones ambientales dadas. La desventaja de tales formulaciones es que no tienen en cuenta todos los procesos involucrados y representan en muchos casos una excesiva simplificación de la realidad.

Los modelos físicos son reconstrucciones a escala reducida de los procesos reales en prototipo, mientras que los modelos numéricos tratan de reproducir los fenómenos físicos que interactúan en el proceso de evolución de la playa resolviendo de manera aproximada las ecuaciones hidrodinámicas, de transporte de sedimentos y de evolución de la línea de costa.

Normalmente los modelos físicos y numéricos requieren una importante cantidad de datos para realizar el trabajo de calibración, verificación y simulación que en muchos casos no están disponibles.

Para realizar con éxito un proyecto de diseño funcional se requiere el uso complementario de todas las herramientas indicadas. Dally y Pope (1986) recomiendan un estudio en tres fases: (i) una fase de pre-diseño donde se emplean las formulaciones empíricas más adecuadas para el caso en examen para identificar diferentes alternativas; (ii) una fase de diseño con el uso de herramientas de cálculo numérico para refinar el estudio de alternativas; (iii) una última fase de proyecto con la realización de un modelo físico para confirmar y afinar los resultados obtenidos en las fases anteriores, que al mismo tiempo puede brindar datos de calibración y verificación para los modelos numéricos y las formulaciones empíricas utilizadas previamente.

2.2.1. Vida útil de la obra

Otro aspecto a considerar dentro de la función de defensa de la costa, es que dicha función se realiza, de modo más relevante, bajo la acción de eventos extraordinarios de temporal, y consecuentemente, su evaluación debe hacerse bajo criterios estadísticos de presentación de dichos eventos. En playas en erosión, la evaluación del grado de defensa de costa debe hacerse no sólo en la situación actual, sino a lo largo de toda la vida útil de la misma.

La evaluación de la funcionalidad de una obra de defensa de la costa puede realizarse, por

ejemplo, de acuerdo con los criterios establecidos en la ROM 02-90 (Puertos del Estado, 1990) para este tipo de obras.

En dicha publicación se recoge que para obras sometidas a la acción de cargas variables, como es el caso del oleaje, el cálculo de la funcionalidad debe realizarse utilizando el valor característico maximal de las cargas, esto es, el valor extremal correspondiente al periodo medio de retorno (T_R) asociado a una probabilidad de presentación de la carga o riesgo (E) durante la vida útil de la obra (L_f).

La relación entre riesgo, vida útil y período de retorno viene dada por:

$$E = 1 - \left[1 - \left(\frac{1}{T_R} \right) \right]^{L_f} \quad (1)$$

En la citada publicación se define, además, la vida útil de la obra y el nivel de riesgo máximo admisible en función del:

- a) tipo de obra,
- b) nivel de seguridad requerido,
- c) repercusión económica de la inutilización de la obra, y
- d) la posibilidad de pérdidas humanas.

En la fase de proyecto se deberá, en función de las características de la obra antes mencionadas, elegir la vida útil y el riesgo que mejor definan la regeneración objeto de estudio. Con estos valores se determinará el periodo de retorno y, consecuentemente, el valor de las cargas que han de usarse en el cálculo de la funcionalidad de la obra para la defensa de costa.

Dicha funcionalidad quedará garantizada si la cota de inundación y el retroceso de la línea de costa asociado a la carga de diseño no generan la inundación del trasdós de la playa y/o la acción directa del oleaje sobre las infraestructuras de dicho trasdós (GIOC, 2001a).

De acuerdo con lo expuesto con anterioridad, el diseño de una protección o de una regeneración conlleva a:

- 1) diseño funcional, que tiene como objetivo la recuperación de la funcionalidad de la playa;
- 2) un cálculo de la estabilidad y de la evolución del relleno que tiene como objetivo garantizar

que dicha funcionalidad se mantiene durante eventos extremos.

2.2.2. Hipótesis metodológicas

La metodología que se ha de utilizar en el cálculo de la estabilidad y la evolución de una playa y las formulaciones a adoptar incorporan una serie de hipótesis de partida que hay que tener en cuenta a la hora de diseñar una obra de defensa costera. Estas hipótesis previas se concretan en (GIOC, 2001a):

- 1) Dimensionalidad de los procesos.
- 2) Escala espacial y temporal de los procesos

Todos los procesos hidrodinámicos y sedimentarios que tienen lugar en una playa son tridimensionales. Sin embargo, las limitaciones de las herramientas, formulaciones e incluso de nuestra capacidad de entendimiento de dichos procesos no nos permiten analizar dichos procesos en toda su complejidad. De este modo, surge como primera y más importante hipótesis de trabajo en el estudio de la estabilidad de una playa, la relativa a la ortogonalidad de los movimientos longitudinales y transversales de la misma.

De acuerdo con esta hipótesis de ortogonalidad, cualquier movimiento de una playa, como por ejemplo el ocurrido tras un temporal, puede ser analizado estudiando por separado los movimientos longitudinales y transversales de la misma, los cuales se asume que son independientes entre ellos. Esta hipótesis permite analizar la estabilidad de una playa estudiando por separado la:

- a) Estabilidad del perfil de playa (eje transversal)
- b) Estabilidad de la planta de la playa (eje longitudinal).

Asimismo, las diferentes dinámicas que afectan a una playa se presentan en escalas espaciales que van desde los centímetros (turbulencia), hasta las decenas de kilómetros (marea) y en escalas temporales que van desde las décimas de segundo (turbulencia), los segundos (olas) hasta las décadas (ascenso del nivel medio del mar). Como respuesta a dichas dinámicas la morfología de la playa cambia, a su vez, dentro de todas esas escalas: centímetros-kilómetros, segundos-décadas.

En el caso de la evaluación de la morfodinámica de una línea de costa, a pesar de la potencia de cálculo de las computadoras, no es posible (ni adecuado) calcular los cambios que acontecen en las escalas superiores, por integración de los procesos de las escalas inferiores. Esto es

debido a la falta de una teoría unificada de transporte de sedimentos que retenga la influencia de todos los efectos que se producen en las diferentes escalas espaciales y temporales.

Por lo tanto, los procesos que ocurren en diferentes escalas (de tiempo o espacio) deben ser analizados con diferentes herramientas o formulaciones. Es necesario, por tanto, conocer cuál es la escala de interés en cada problema particular y utilizar la formulación adecuada a dicha escala de interés.

Las escalas de las diferentes dinámicas y respuestas morfológicas de las playas suelen ser clasificadas en: Micro escala, Meso escala y Macro escala de acuerdo con la dimensión espacial y en corto plazo, medio plazo y largo plazo (Figura 8a y Figura 8b).

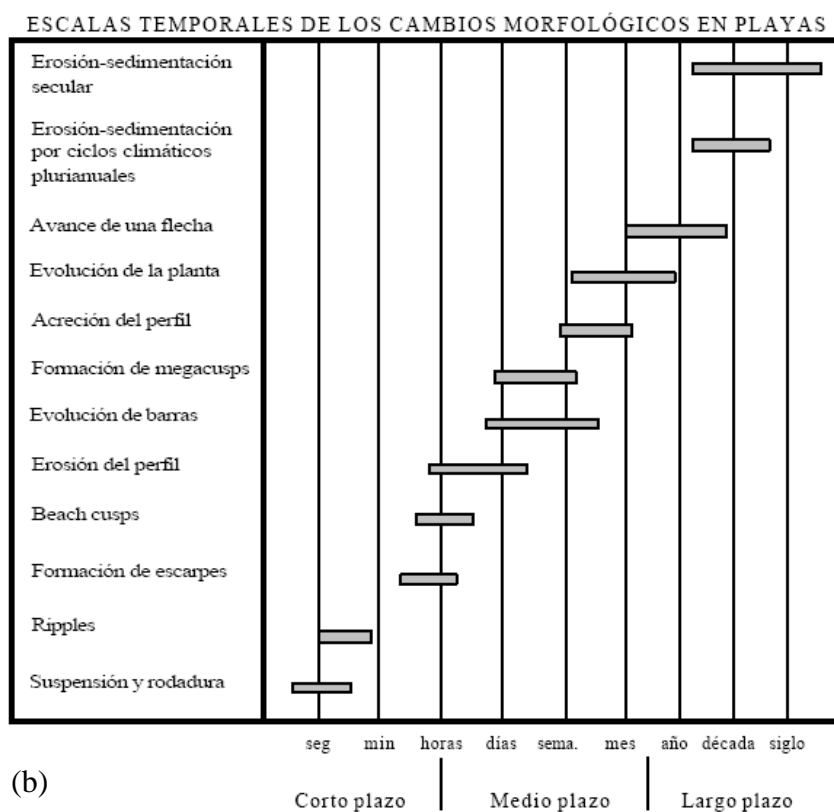
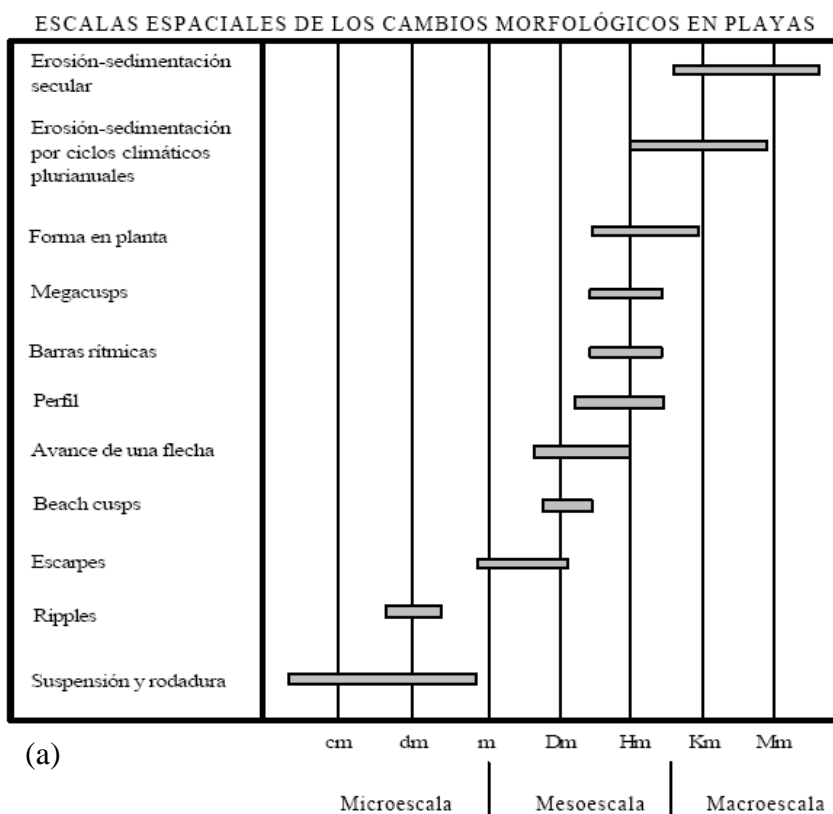


Figura 8. (a) Escalas espaciales y (b) temporales de los cambios morfológicos en playas (GIOC, 2001a).

En una regeneración de playa las escalas de interés son la Meso escala (decenas-centenas de metros) (Figura 9), Macro escala (km) (Figura 10) y el largo plazo (años), pues son quienes definen la evolución del relleno a lo largo de la vida útil de la obra. Los elementos de escalas inferiores (por ejemplo, la erosión producida por un temporal) solo son relevantes si sus efectos permanecen en el tiempo, o en el espacio, en unidades cercanas a las de interés (por ejemplo, meses), o si su efecto provoca el fallo funcional de la obra (por ejemplo, el oleaje alcanza el trasdós de la playa).

En definitiva, el diseño de una regeneración se realizará, por tanto, con criterios y herramientas de largo plazo verificándose, posteriormente, que los eventos de corto plazo no provocan el fallo de la obra. A corto plazo también es útil un estudio de diagnóstico de la situación existente con el clima marítimo medio. La metodología propuesta para el cálculo de estabilidad y evolución de una playa se esquematiza en la Figura 11. En la figura se ha añadido el estudio a medio plazo que consiste en un estudio de la variabilidad estacional (verano/invierno) con herramientas del largo o corto plazo.

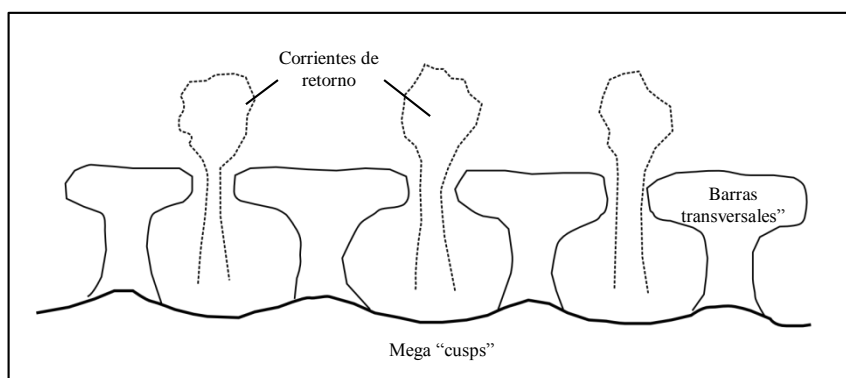


Figura 9. Algunas formas de escala media en planta.

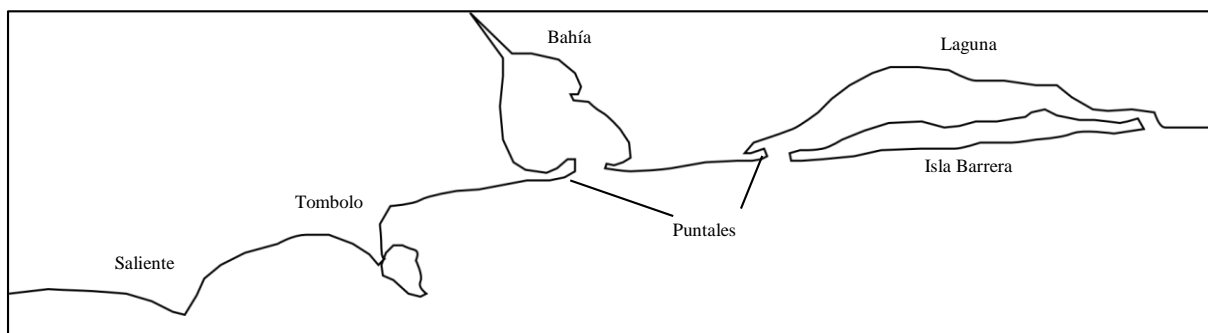


Figura 10. Algunas formas de gran escala en planta.

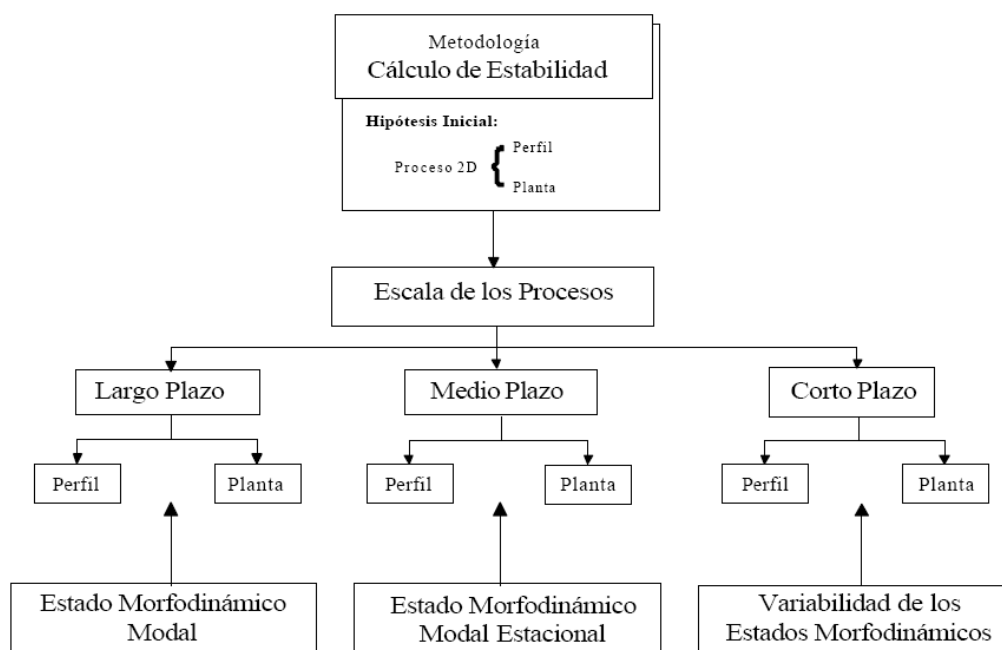


Figura 11. Esquema de metodología de cálculo de estabilidad de una playa (GIOC, 2001a).

2.2.3. Hidrodinámica en un sistema de diques exentos

Los diques exentos pueden ser construidos aisladamente o en un cierto número en disposición en serie a intervalos para defender largos tramos de costa. El diseño de la obra puede realizarse de tal forma que no interrumpa totalmente el transporte de sedimentos, reduciendo el impacto erosivo de las playas adyacentes.

Las características principales son (Figura 12, Van Rijn, 2013):

- 1) Por efecto de la rotura y de reflexión en la estructura, la energía del oleaje incidente se reduce y una parte de la energía incidente se propaga detrás de los diques por difracción en los morros y transmisión a través de cada estructura, por rebase o porque el dique está sumergido;
- 2) Las olas difractadas y transmitidas continúan propagándose hacia la línea de costa en la zona abrigada y disminuye la capacidad de transporte sedimentario;
- 3) La arena que se mueve en el sentido longitudinal es atrapada detrás de cada estructura y se deposita localmente generando un avance hacia la estructura de la playa;
- 4) Se forman celdas de circulación generadas por los gradientes de altura de ola y de los levantamientos del nivel medio del mar (*set-up*) en sentido longitudinal;
- 5) Se pueden formar corrientes importantes en sentido longitudinal (que contrastan la

- formación de celdas de circulación) en el caso de estructura altamente permeables o rebasables (o sumergidas) que impulsan a continuación fuertes corrientes de retorno hacia mar abierto a través de las aberturas entre las estructuras. Estas corrientes tienden a erosionar las deposiciones detrás de los diques, impidiendo la formación de tómbolos;
- 6) En el caso de oleaje incidente perpendicularmente a la costa se acentúa la posibilidad de formación de tómbolos. Las olas difractadas transportan arena de las playas adyacentes hacia la parte trasera de los diques hasta que la línea de la playa se disponga paralela al oleaje incidente. Se verifica erosión a ambos lados de las playas adyacentes;
 - 7) En el caso de oleaje incidiendo oblicuamente, se genera un sistema de corrientes y transporte longitudinal que puede permanecer activo en el caso de formación de un saliente. La línea de costa en la zona abrigada se dispone de manera tal que el reducido oleaje que penetra puede transportar la misma cantidad de arena que transportan las olas fuera de la zona protegida. Esto se debe a que las olas más pequeñas rompen con un ángulo mayor. Es el caso de una playa en equilibrio dinámico.

La cota de las crestas determina la cantidad de energía del oleaje que se trasmite sobre la estructura. Crestas elevadas limitan el rebase de todas las olas excepto las más altas. Los rebases ocasionales de las estructuras exentas durante las tormentas previenen la formación de tómbolos o los remueven una vez que se hayan formado.

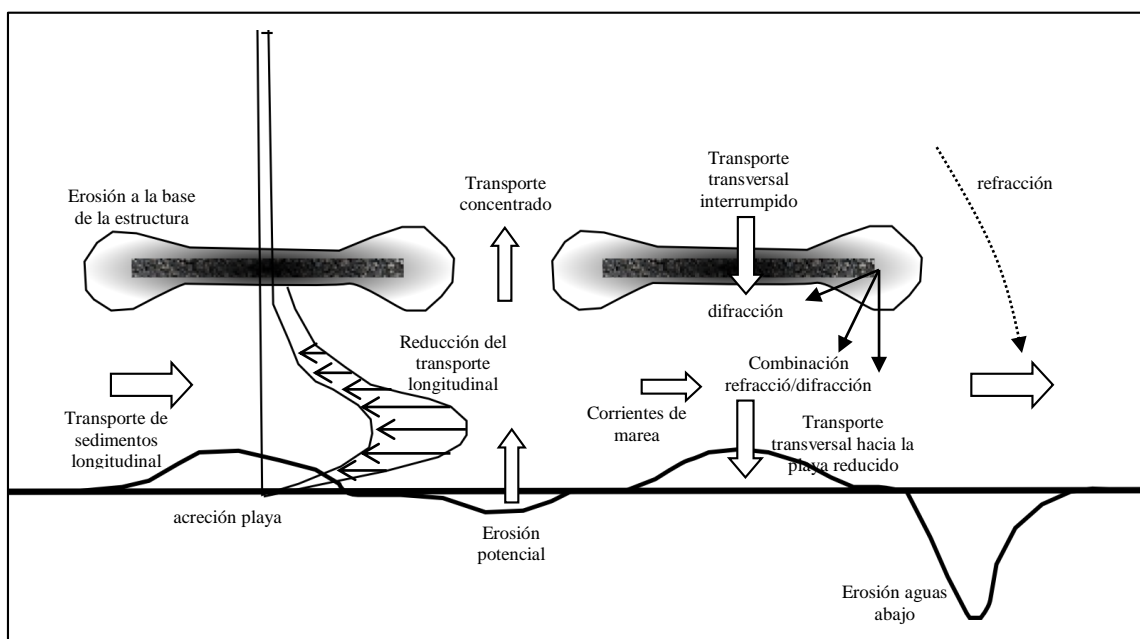


Figura 12. Vista en planta de la hidrodinámica y de los procesos de transporte en las proximidades de diques exentos en serie (Van Rijn, 2013).

2.2.4. Formulaciones empíricas

Haciendo uso de la experimentación se ha logrado establecer relaciones que, basándose en un modelo de equilibrio estático de la playa (en el que la línea de costa original es paralela al frente de olas predominante), tratan en general de evaluar si habrá o no una tendencia a la formación de tómbolos, salientes o de una mínima respuesta en la playa como una consecuencia de la presencia de un dique o conjunto de diques rompeolas. En general, son expresiones empíricas que relacionan alguno de los parámetros geométricos de las estructuras (diques), siendo los más comunes: L_s : Longitud del dique exento; Y : Distancia del dique a la posición inicial de la línea de costa; G : separación entre diques exentos alineados. En las Tablas 1 a 3 se presentan la fuente de la expresión y la expresión analítica en sí.

Como crítica general, se puede decir que las expresiones carecen de dimensión vertical, por lo cual la respuesta generada por un dique muy emergido sería en teoría muy parecida a la de un dique muy bajo, lo cual en la realidad no tiene porque suceder teniendo en cuenta aspectos hidrodinámicos del dique. Además, muchas formulaciones adoptadas son específicas para estructuras aisladas y no para un conjunto de diques rompeolas, como es el caso estudiado en esta tesis. Por lo tanto, muchos resultados obtenidos han de considerarse solamente indicativos.

Adicionalmente a los resultados cualitativos se pueden aplicar las formulaciones cuantitativas de Suh y Dalrymple (1987), Mc Cormick (1993) y Mc Cormick modificado (Hsu et al., 2003).

La distancia desde el final del saliente hasta el dique, y_s , para la formulación de Suh y Dalrymple (1987) es:

$$y_s = 14.8 \cdot Y \cdot \frac{b_d \cdot Y}{L_s^2} \cdot e^{\left[-2.83 \sqrt{\frac{b_d \cdot Y}{L_s^2}} \right]} \quad (2)$$

Donde b_d es la distancia entre diques alineados; Y es la distancia de los diques desde la costa; L_s es la longitud del dique; todas expresadas en [m].

Tabla 1. Principales formulaciones para la formación de tómbolos (Ls=longitud del dique; Y=distancia de la línea de costa inicial; G=espaciado; K_t=coeficiente de transmisión).

CONDICIONES PARA LA FORMACION DE TOMBOLOS		
FUENTE Y AÑO	EXPRESION ANALÍTICA	RESPUESTA PRODUCIDA (formación de...)
Gourlay (1981)	$Ls/Y > 2$	Doble Tómbolo
	$Ls/Y > 0.67-1$	Tómbolo en Aguas Someras
SPM (1984)	$Ls/Y > 1$	Tómbolo
Dally y Pope (1986)	$Ls/Y > 1.5-2$	Tómbolo para Único Dique
	$Ls/Y > 1.5$	Tómbolo para Conjunto Diques
Suh y Dalrymple (1987)	$Ls/Y > 1$	Tómbolo para Único Dique
	$Ls/Y > 2G/Ls$	Tómbolo para Conjunto Diques
Ahrens y Cox (1990)	$Ls/Y > 2.5$	Tómbolo Periódico
Herbich (1989)	$Ls/Y > 1$	Tómbolo (Estruct. Emerg)
Mangor (2001)	$Ls/Y > 0.9 - 1$	Tómbolo (Estruct. Emerg)
Pilarczyk (2003)	$Ls/Y > (1 - 1.5)/(1-K_t)$	Tómbolo (Estruct. Sumerg)
	$K_t = 0.3$	
	$1/(1-K_t) = 1.43$	
	$1.5 / (1-K_t) = 2.14$	

Tabla 2. Principales formulaciones para la formación de salientes (Ls=longitud del dique; Y=distancia de la línea de costa inicial; G=espaciado; K_t=coeficiente de transmisión).

CONDICIONES PARA LA FORMACION DE SALIENTES		
FUENTE Y AÑO	EXPRESION ANALÍTICA	RESPUESTA PRODUCIDA (formación de...)
Gourlay (1981)	$Ls/Y < 0.4-0.5$	Saliente
Dally y Pope (1986)	$0.5 < Ls/Y < 0.67$	Salientes (Diques Aislados o Conjunto)
	$Ls/Y < 0.125$	Salientes para Diques muy Alejados de la Costa
Ahrens y Cox (1990)	$Ls/Y < 1.5$	Saliente Bien Desarrollado
	$Ls/Y < 0.8-1.5$	Pequeño Saliente
Suh y Dalrymple (1987)	$Ls/Y < 1$	Saliente para Único Dique
	$Ls/Y < 2G/Ls = 1.6$	No Tómbolo para Conjunto Diques
Herbich (1989)	$0.5 < Ls/Y < 1$	Tómbolo (Estruct. Emerg)
Mangor (2001)	$Ls/Y < 0.6 - 0.7$	Tómbolo (Estruct. Emerg)
	0.65	
Pilarczyk 2003	$Ls/Y > 1/(1-K_t) = 1.43$	Tómbolo (Estruct. Sumerg)
	$G Y/Ls^2 > 0.5 (1-K_t)$	$G y/L^2 = 1.64$
	$K_t = 0.3$	$0.5 (1-K_t) = 0.35$

Tabla 3. Principales formulaciones para determinar una mínima respuesta (Ls=longitud del dique; Y=distancia de la línea de costa inicial; G=espaciado; K_t=coeficiente de transmisión).

CONDICIONES PARA MINIMA RESPUESTA		
FUENTE Y AÑO	EXPRESION ANALÍTICA	RESPUESTA PRODUCIDA
Inman y Frautschy (1966)	$Ls/Y \leq 0.17 - 0.33$	No hay Respuesta
Noble (1978)	$Ls/Y < 0.17$	Impacto Mínimo
Nir (1982)	$Ls/Y \leq 0.5$	No hay Acreción
Dally y Pope (1986)	$Ls/Y \leq 0.125$	Impacto Mínimo
Ahrens y Cox (1990)	$Ls/Y \leq 0.27$	No hay Sinuosidad

2.2.5. Análisis a largo plazo

Por lo dicho anteriormente, el objetivo del análisis a largo plazo es determinar cuál será la forma final (planta-perfil) de la playa y/o la evolución temporal de dicha forma en escala de años, al objeto de asegurar que la funcionalidad de la playa se mantiene durante la vida útil de la misma.

Las formulaciones existentes para esta escala de tiempos no intentan analizar los procesos (por ejemplo, transporte de sedimentos ola a ola) sino magnitudes agregadas de los mismos. Para el análisis del perfil y de la planta de una playa, dos son los tipos de modelos más utilizados (GIOC, 2001a):

- a) modelos basados en la hipótesis de equilibrio y
- b) modelos basados en la ecuación de la difusión.

La hipótesis de equilibrio postula que si la acción de las dinámicas actuantes se mantiene indefinidamente, la forma de la playa alcanzará una posición final constante, en equilibrio con dichas dinámicas. En la práctica, no es necesario que la acción se mantenga indefinidamente sino que la respuesta de la forma sea mucho más rápida que la escala de interés.

En el caso del perfil se asume que las modificaciones del mismo se producen en escalas de tiempo que pueden ser consideradas como instantáneas en un estudio a largo plazo, lo que implica que el perfil siempre alcanza la posición de equilibrio.

En el caso de forma en planta, también se puede analizar la forma final de equilibrio, aunque ésta solo tiene sentido en playas encajadas donde no hay una pérdida neta de material.

La ecuación de la difusión se basa, en cierto modo, en el mismo concepto y establece que la

forma de una playa tiende hacia el equilibrio tanto más rápido cuanto más lejos se encuentre de dicha posición de equilibrio. Este tipo de formulaciones permiten determinar la evolución temporal de la forma de la playa y, por este motivo, se denominan modelos de evolución. Un ejemplo de estos modelos, son los modelos de evolución de la línea de costa, del tipo GENESIS, empleado también en este trabajo (ver más adelante).

2.2.5.1. Transporte Potencial

El Transporte Litoral Potencial producido por el oleaje, asumiendo una cantidad no limitada de material, ha sido calculado mediante un modelo que aplica la formulación recomendada por el *Shore Protection Manual* (SPM, 1984).

Partiendo de las condiciones de oleaje en un punto de pronóstico o medición (por ejemplo la línea correspondiente a una isobata de 10 m de profundidad respecto al Cero), el modelo evalúa la ola rompiente a lo largo de la costa calculando la refracción sobre isobatas paralelas con una pendiente dada, calcula la profundidad de rotura y determina la tasa de Transporte Litoral Potencial Q_l mediante la aplicación de la formulación de Komar y Inman (1970):

$$Q_l = K \left[\frac{\rho \sqrt{g}}{16 \sqrt{k_b} (\rho_s - \rho)(1-n)} \right] H_b^{5/2} \text{sen}(2\alpha_b) \quad (3)$$

donde el subíndice “b” se refiere a la condición de rotura (breaking) de la ola y:

K = coeficiente empírico adimensional

ρ = densidad del agua de mar

ρ_s = densidad del material de fondo transportado

g = aceleración de la gravedad

n = porosidad del material del fondo transportado

k_b = índice de rotura = H_b/d_b (d_b = profundidad en la rompiente)

α_b = dirección de la ola (ángulo entre la cresta y la línea de costa) a rotura

H_b = altura significativa de la ola a rotura

2.2.5.2. Modelo de evolución de la línea de costa

La relación entre el transporte litoral y la evolución de las playas fue buscada desde los

comienzos de la ingeniería costera. Pelnard Consideré (1956) linealizó las ecuaciones de transporte y de conservación de masa y las combinó para obtener una ecuación general de evolución planimétrica de playas. Esta ecuación fue resuelta analíticamente para una serie de casos ideales relativamente sencillos. Sin embargo, la complejidad de los fenómenos impidió encontrar ecuaciones que resolvieran completa y satisfactoriamente los fenómenos en cuestión.

Posteriormente, otros investigadores resolvieron por diferencias finitas distintos casos de mayor complejidad geométrica y tomando en cuenta los efectos de refracción y difracción (aunque en forma simplificada). De acuerdo al tipo de representación transversal de la playa fueron generados modelos de una, dos y “n” líneas. Ejemplos de estos modelos pueden encontrarse en Rea y Komar (1975), Price et al. (1972) y Perlin y Dean (1983). Actualmente, uno de los modelos de evolución de playas más aceptados es el GENESIS.

El modelo GENESIS fue desarrollado por Hanson y Kraus (1989) para simular cambios en la posición de la línea de costa debidos a gradientes espaciales y temporales en el transporte litoral de sedimentos. Como modelo de transporte de sedimentos lineal considera el perfil de la playa para obtener la forma de equilibrio y propagarla mar o tierra adentro en forma paralela a sí misma. Por ello sólo exige el monitoreo de una línea de contorno, la línea de playa.

El movimiento de los sedimentos ocurre uniformemente sobre el perfil activo completo, el cual se encuentra delimitado por dos elevaciones bien definidas: la parte superior de la berma activa y el límite marino del transporte (profundidad de cierre, *depth of closure*).

GENESIS simula cambios en la posición de la línea de costa debido a la presencia y combinaciones de rellenos de playas y estructuras costeras tales como espigones, diques exentos, restingas o paredes protectoras y rompeolas. Adicionalmente, el modelo permite el *bypass* de arena alrededor de las estructuras y su transmisión a través de los diques y espigones. Considera también la difracción de las olas provocada por los espigones y los rompeolas alejados de la costa; también, la transmisión del oleaje a través de las escolleras. Los datos de ingreso del oleaje en aguas externas pueden tener características arbitrarias (altura, período y dirección) y pueden originarse en múltiples fuentes independientes. Una ventaja distintiva del modelo es que los detalles de los patrones de circulación costeros pueden ser ignorados.

El rango de simulación del modelo en forma paralela a la costa puede estar entre 1 y 100 km y el tiempo de simulación puede estar entre un mes y varios años. Las condiciones de borde deben ser correctamente especificadas en ambos extremos de la simulación, dado que la evolución de

la línea de costa depende directamente de ello.

GENESIS considera solamente el transporte litoral debido a olas rompientes. El transporte de sedimentos es esencialmente considerado proporcional al flujo de energía de la ola rompiente (por Ej., Inman y Bagnold, 1963) y es ligeramente modificado para considerar los gradientes longitudinales en la altura de olas rompientes inducidos por los efectos de la difracción alrededor de las estructuras costeras.

Además de considerar el modelo de transporte de Pelnard-Consideré y la ecuación de equilibrio del perfil de Dean (1977), el modelo incluye una subrutina interna para modelar la refracción y difracción de las olas transformándolas hasta la línea de rompientes.

Esto se realiza bajo la hipótesis de que las isobatas son paralelas a la línea de costa y de que el fondo es lineal. En los casos en que la zona a modelar tenga una batimetría compleja y dependiendo del grado de sofisticación requerido por el estudio, puede utilizarse un modelo de olas externo para obtener el clima de olas en una línea de referencia cercana desde la cual, el modelo GENESIS pueda continuar hasta la línea de rompientes.

La precisión del modelo depende en parte de la información disponible sobre las variaciones históricas de la línea de costa para poder calibrar adecuadamente los distintos parámetros.

2.2.5.3. Formas en perfil y planta de equilibrio

La respuesta de un perfil de playa a la acción de las dinámicas actuantes se produce en escalas de tiempo de corta duración (horas en el caso de erosión por un temporal, semanas-meses en el caso de acumulación), que pueden ser consideradas como instantáneas dentro de un estudio a largo plazo (y cuasi-instantáneas en un análisis a medio plazo).

Consecuentemente, dentro de un estudio a largo plazo el aspecto más relevante de un perfil de playa es su perfil de equilibrio, que puede ser definido como el perfil final que se produce en una playa con un tamaño de grano concreto expuesta a unas condiciones de oleaje constantes. Es importante señalar que el perfil de equilibrio no pretende explicar los mecanismos o procesos de transporte en un perfil de playa, sino solamente su forma final.

Nótese que un perfil de equilibrio, tal y como se describe en el párrafo anterior, solo puede ser obtenido en laboratorio donde se puede fijar el oleaje incidente. En la naturaleza, la variación del nivel del mar y del oleaje dan como resultado que el perfil de equilibrio, en sentido estricto, no exista nunca. No obstante, dado que las variaciones de los diferentes agentes (oleaje,

nivel,...) están acotadas, también lo estará a variabilidad del perfil pudiéndose admitir en la naturaleza la existencia de una situación modal o perfil de equilibrio medio que sufre variaciones en función de la dinámica actuante.

La definición del perfil de equilibrio de una playa conlleva la determinación de:

- Forma del perfil de equilibrio.
- Profundidad de cierre del perfil.

Perfil de equilibrio

Diversos autores han propuesto formulaciones empíricas al objeto de representar el perfil de equilibrio de una playa. De todas ellas, la más comúnmente utilizada es la propuesta, inicialmente, por Bruun (1954) y posteriormente por Dean (1977). Esta forma de perfil, conocida como perfil parabólico, y utilizada en este trabajo a nivel de prediseño, adopta la expresión:

$$h = Ax^{2/3} \quad (4)$$

donde:

h = profundidad del agua

x = distancia desde la costa

A = parámetro de forma.

El parámetro de forma, A, fue ajustado por Dean (1987) en función de la velocidad de caída del grano, ω .

$$A = K\omega^{0.44} \quad (5)$$

con $k=0.51$, y donde la velocidad de caída de grano se calcula como $\omega=273D_{50}^{1.1}$ (por $0.1 < D_{50} < 1$ mm). D_{50} es el diámetro medio característico.

Dean mostró que los valores de A varían suavemente a lo largo de grandes distancias en una misma costa y que son razonablemente constantes en el tiempo. No obstante, el valor de A (o de K) debe ser, si es posible, ajustado en cada proyecto de regeneración con datos de la playa y/o playas adyacentes a la zona a regenerar.

Profundidad de cierre

Dentro de los estudios de largo plazo de estabilidad de playas es usual utilizar la denominada “profundidad de cierre” como un límite de aplicación del perfil de equilibrio. Esta profundidad está relacionada con el transporte de sedimentos y se aplica a la posición mar adentro en la cual las variaciones verticales del perfil a lo largo del tiempo son tan reducidas que no son distinguibles de los errores de medida.

Nótese que se admite que pueda existir movimiento de arena más allá de la profundidad de cierre, pero en magnitud despreciable. Birkemeier (1985) utilizando datos de medidas de perfiles de playa obtuvo una expresión para la profundidad de cierre, h^* :

$$h^* = 1.75H_{s12} - 57.9 \left(\frac{H_{s12}^2}{gT_s^2} \right) \quad (6)$$

donde:

- H_{s12} = altura de ola significativa que es excedida doce horas al año, medida en la playa a una profundidad h , tal que $h^* < h < 2h^*$
- T_s = periodo significativo.

La determinación empírica de esta profundidad requiere de numerosos relevamientos que permitan la realización de comparaciones temporales, lamentablemente no disponibles en la zona de estudio.

El valor de profundidad de cierre dado en la expresión de Birkemeier (1985) debe entenderse como valor en el año medio y no debe ser utilizado como valor extremal en un cálculo de máxima erosión.

Planta de equilibrio

Las hipótesis en las que se basa el análisis a largo plazo de la forma en planta de una playa son dos, la ya comentada ortogonalidad entre perfil y planta, y la diferente escala temporal de los procesos perfil-planta. Esta diferente escala temporal de los procesos da lugar a que en los estudios de forma en planta se asuma que el perfil de playa siempre ha alcanzado su posición de equilibrio (sea cual sea). De este modo, la evolución a largo plazo de la forma en planta de una playa se realiza manteniendo constante la forma del perfil (GIOC, 2001b).

Dentro del análisis del equilibrio de la forma en planta de una playa a largo plazo cabe distinguir

los siguientes casos:

1) Playas en equilibrio estático (transporte longitudinal nulo)

Se entiende que una playa ha alcanzado una forma en planta de equilibrio si dicha forma en planta no varía bajo la acción de un oleaje incidente constante en el tiempo. Si, además de mantener una forma constante en el tiempo, el transporte litoral neto es nulo, la playa estará en equilibrio estático.

Nótese que para que esto ocurra es necesario que las corrientes longitudinales se anulen existiendo, por tanto, un equilibrio entre las corrientes generadas por el gradiente de altura de ola y por la incidencia oblicua del oleaje en la zona de rompiente.

Estableciendo como condición la igualdad entre ambas corrientes puede encontrarse la forma en planta de la playa requerida para satisfacer la igualdad. En este análisis solo se busca el estado final de equilibrio, no siendo de interés el tiempo requerido para que la playa alcance dicho equilibrio. En el caso que se desee conocer el tiempo hasta el equilibrio, la playa debe ser estudiada como una playa en desequilibrio.

Si no existe ningún obstáculo en la propagación del oleaje, no existirán gradientes de altura de ola y, consecuentemente, la condición de equilibrio exige que la playa sea paralela a los frentes de onda. Si existen elementos que generen gradientes, como por ejemplo diques, cabos o salientes que ocasionen la difracción del oleaje, la forma en planta de la playa adoptará una curvatura en forma de “gancho” característica, fácilmente reconocible en las playas apoyadas en un saliente o encajadas, y en tómbolos y hemitómbolos.

2) Playas en equilibrio dinámico o en desequilibrio (transporte longitudinal no nulo)

Tal y como se ha comentado anteriormente, se entiende que una playa ha alcanzado una forma en planta de equilibrio si dicha forma no varía bajo la acción de un oleaje incidente constante en el tiempo. Este equilibrio se denomina dinámico si se establece bajo la presencia de transporte longitudinal de arena, es decir, existe transporte pero no gradientes de transporte, lo que da lugar a un mantenimiento del volumen global de arena dentro de la unidad fisiográfica.

En una playa en desequilibrio el transporte longitudinal sí genera gradientes de transporte y, consecuentemente, se establecen zonas de erosión y de acumulación que cambian la forma de la línea de costa.

En ambos casos, el estudio de la forma en planta de la playa requiere la determinación del transporte longitudinal de sedimentos y de los posibles cambios en la línea de costa que dicho transporte genera. Un aspecto importante es que este tipo de análisis no solo persigue el establecimiento de la forma final de la planta, sino que también es objeto de análisis la evolución de dicha forma en planta a lo largo del tiempo. Por este motivo, este tipo de modelos suelen denominarse: Modelos de evolución de la línea de costa.

Dentro de los modelos de evolución de la línea de costa, el más simple es el denominado modelo de “una línea” (ver capítulo 2.2.5.2). Este modelo asume que todas las curvas batimétricas de la playa siguen por igual el movimiento de la línea de costa, por lo que se puede describir la evolución completa sin más que determinar la posición de una línea: la línea de costa.

2.2.6. Análisis a corto plazo

El objetivo del diseño a corto plazo es doble: por un lado analizar la respuesta de la playa ante la acción de un evento y verificar que se cumplen los requisitos de funcionalidad; por otro, aportar información sobre los procesos costeros (sistema de corrientes, transporte potencial,...) que permitan al proyectista entender la morfodinámica de la playa, realizar un diagnóstico de la misma y proponer alternativas de solución.

El estudio de la respuesta del perfil de playa ante un evento de temporal se centra en la determinación de (GIOC, 2001a):

- (1) Retroceso de la línea de costa.
- (2) Forma final del perfil.
- (3) Cota de inundación del mar.

La evolución a corto plazo de la forma del perfil de una playa puede ser analizada mediante uso del modelo numérico *PETRA* (del Sistema de Modelado Costero, SMC, GIOC, 2001b).

La evolución a corto plazo de la forma en planta de una playa puede ser analizada por medio de la utilización conjunta de una serie de modelos numéricos que interactúan entre ellos. Estos modelos incluyen:

- Propagación de oleaje (*OLUCA*)
- Sistema de corrientes (*COPLA*)
- Transporte de sedimentos y evolución morfológica (*MOPLA = OLUCA+COPLA+EROS*)

El conjunto de todos estos modelos están incorporados en el Sistema de Modelado Costero (SMC), utilizado en el presente estudio. El SMC es una aplicación informática que integra una serie de modelos numéricos que permiten implementar la metodología de estudio y diseño de actuaciones en el litoral. El SMC proporciona una herramienta numérica en el campo de la ingeniería de costas, que facilita la elaboración de estudios paso a paso, mediante la unificación de criterios técnicos y la organización sistemática de los modelos numéricos.

2.3. ESTUDIO DE ESTABILIDAD

Los procesos involucrados en la estabilidad de una estructura en enrocado se resumen en la Figura 13 (Van der Meer, 1993).

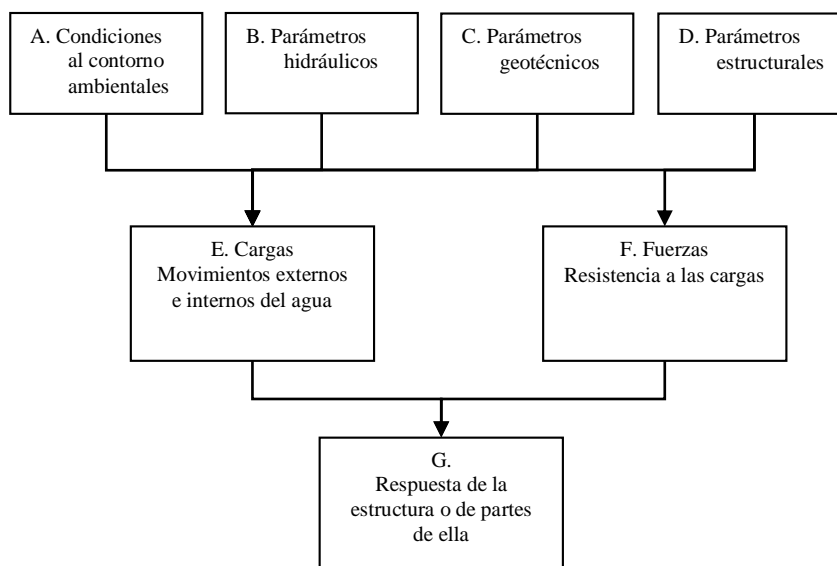


Figura 13. Esquema básico de los procesos involucrados en el estudio de estabilidad de un dique en enrocado exento (Van der Meer, 1993).

En este capítulo se muestran de forma resumida los parámetros relacionados con las condiciones al contorno de oleaje (A), la hidráulica (B) y la estructura (D) que son de interés para la realización de esta tesis.

Otros parámetros ambientales que no son objeto de estudio en este trabajo son las condiciones al contorno de corrientes y las características geotécnicas (que también entran en A). Los parámetros geotécnicos se relacionan, por ejemplo, con la licuefacción, los excesos de presión, etc...Las cargas sobre la estructura o sobre sus elementos vienen dadas por el conjunto de cargas ambientales, hidráulicas, geotécnicas, estructurales (E) y se pueden dividir en cargas

debidas al movimiento externo del oleaje sobre la estructura, dentro la estructura o por terremotos. La resistencia describe el comportamiento de la estructura o de cada elemento frente a las cargas (F). La comparación entre cargas y resistencia da la respuesta de la estructura y de sus elementos (G).

Un resumen de los principales parámetros a analizar para una estructura en enrocado sometida al acción del oleaje se muestra en la Figura 14 (DELOS, 2004).

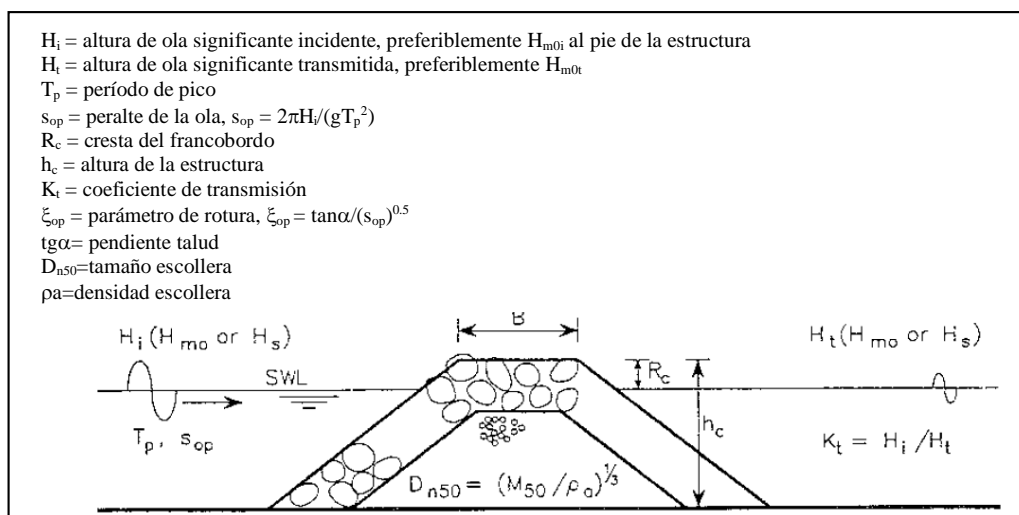


Figura 14. Principales parámetros de gobierno para la estabilidad de una sección de un dique en escollera (DELOS, 2004).

2.3.1. Parámetros de oleaje

2.3.1.1. Altura de ola y período

Las condiciones de oleaje vienen dadas principalmente por la altura de ola incidente al pie de la estructura, H_i , que puede corresponderse con la altura de ola significativa H_s (promedio de 1/3 de las mayores olas) o la altura espectral H_{m0} ($\cong 4\sqrt{m_0}$ donde m_0 es el momento de orden cero del espectro del oleaje incidente); el período medio T_m o el período de pico T_p (basados en las estadísticas o en el análisis espectral); el ángulo de incidencia del oleaje, β , y la profundidad, h .

La distribución de la altura de ola en aguas profundas puede ser descrita por una distribución de tipo Rayleigh y, en ese caso, un solo parámetro, por ejemplo la H_s , puede describir la distribución. Sin embargo, en aguas de profundidad intermedia o reducida las mayores olas rompen y la distribución de las alturas de olas ya no puede ser descrita por una distribución de tipo Rayleigh (Van der Meer, 1993). Además, H_s no tiene información sobre el número de olas

componentes del estado de mar y el utilizar de este parámetro en la evolución del daño por oleajes de duración diferentes, pero con la misma H_s , puede dar resultados contradictorios (Vidal et al., 1995). Lo mismo ocurre con parámetros del tipo $H_{1/n}$, altura de ola media de las $1/n$ mayores olas.

Por lo tanto, para asegurar la repetitividad de las acciones en un dique (por ejemplo en ensayos con modelos físicos), se requiere, además de la información espectral, la duración de la serie y la distribución de las alturas de ola en la misma. Van der Meer (1988a, 1988b) propuso el uso de $H_{2\%}$ en lugar de H_s en las formulaciones de estabilidad. Sin embargo, tampoco este parámetro puede tener en cuenta el cambio en la distribución de las olas en zona de rompientes (Vidal et al., 2006). Vidal et al. (1995) sugirieron el uso del parámetro H_n para el uso de las formulaciones de estabilidad en profundidades reducidas. H_n es el promedio de las “n” mayores olas que alcanzan la estructura en toda la vida útil. Vidal et al. (2006) concluyeron que $n=50$ puede ser usado para el estudio de estabilidad en estos casos, debido a que la predicción del daño se hace independiente del tipo de distribución.

2.3.1.2. Peralte

La influencia del período viene a menudo considerada calculando la longitud de onda (L) y relacionada con la altura de ola, definiendo el parámetro de peralte “s”. Normalmente se define considerando las condiciones de aguas profundas, donde $L=L_o=gT^2/2\pi$:

$$s = \frac{2\pi H}{gT^2} \quad (7)$$

En profundidades intermedias o reducidas se obtiene un parámetro ficticio ya que $L \neq L_o$. El uso de T_m o T_p lleva a definir s_{om} o s_{op} .

2.3.1.3. Número de Iribarren

Un parámetro muy útil en describir el acción del oleaje sobre la estructura es el número de Iribarren I_r , o parámetro de similaridad de surf, ξ :

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s}} \quad (8)$$

Este parámetro se suele utilizar para describir el tipo de rotura sobre una playa o sobre el talud

de una estructura, como se verá en el siguiente apartado.

2.3.2. Parámetros hidráulicos

2.3.2.1. Rotura

La rotura del oleaje puede ser causada por inestabilidad en profundidades indefinidas, por convergencia de frentes o por asomeramiento sobre fondo variable. Se definen cuatro tipos de rotura como puntos de referencia: oscilación (*surging*), colapso (*collapsing*), voluta (*plunging*) y descrestamiento (*spilling*). El parámetro de Iribarren o de similitud de *surf* del talud (definido en la ecuación (8) es el parámetro más utilizado para definir el tipo de rotura:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad (9)$$

donde H es la altura de ola a pie de dique y L₀ la longitud de onda en profundidades indefinidas. En la Figura 15 se muestra un esquema de los tipos de rotura en función del parámetro de Iribarren. Valores del parámetro inferiores a 2 son raros en diques en talud, siendo más característicos de playas.

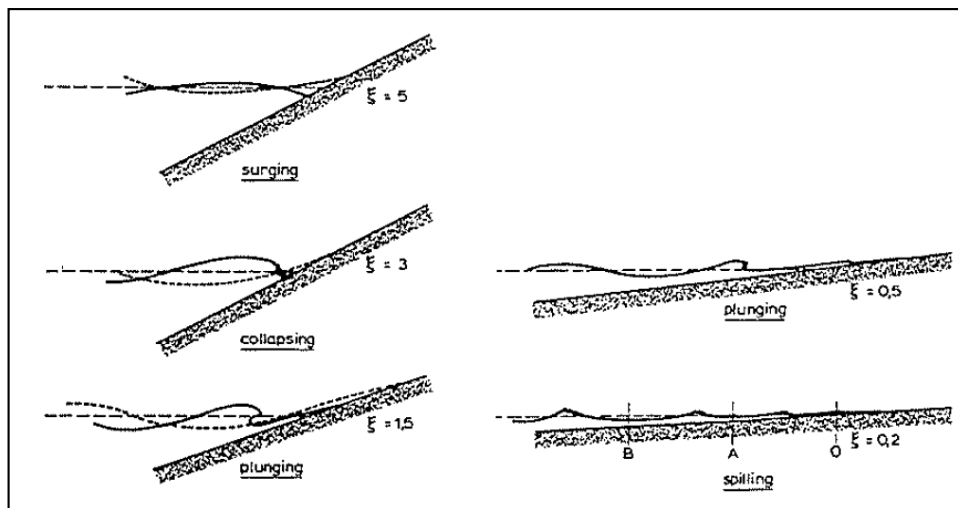


Figura 15. Tipos de rotura en función del Número de Iribarren, ξ (Van der Meer, 1988a).

2.3.2.2. Ascenso-descenso

El acción del onda sobre la estructura en enrocado genera un oscilación vertical de la superficie del agua que generalmente es mayor que la altura de ola incidente. El ascenso (*RunUp*, R_u) es

la distancia vertical desde el nivel medio en reposo hasta el máximo nivel que alcanza la superficie libre del agua sobre el paramento exterior de la estructura sometida a flujo oscilatorio. El descenso (*RunDown*, R_d) es la distancia vertical desde el nivel medio en reposo hasta el mínimo nivel que alcanza la superficie libre del agua sobre el paramento exterior de la estructura sometida a flujo oscilatorio (Figura 16).

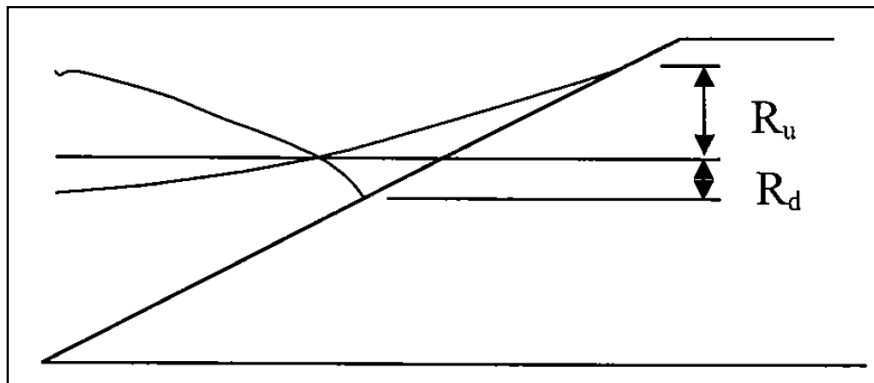


Figura 16. Definiciones de ascenso y descenso.

El valor de diseño del *RunUp* viene usado para determinar el nivel de la cresta de la estructura, mientras que el *RunDown* viene usado para determinar la extensión de la coraza principal. Para diques en escollera con núcleo permeable, Van der Meer (1993) propuso la siguiente formulación:

$$\frac{R_{un\%}}{H_s} = aI_{rm0} \cdots \text{para } I_{rm0} < 1.5 \quad (10)$$

$$\frac{R_{un\%}}{H_s} = bI_{rm0}^c \cdots \text{para } I_{rm0} > 1.5 \quad (11)$$

El ascenso dado por estas expresiones viene limitado por el valor máximo dado por:

$$\frac{R_{un\%}}{H_s} = d \quad (12)$$

donde $R_{un\%}$ es el ascenso que solo es superado por el n% de las olas del estado de mar y los coeficientes a, b, c, d son ajustados con los datos. En la Tabla 4 se muestran los valores de tales coeficientes.

Tabla 4. Valores de los coeficientes a, b, c, d de las formulas (10), (11) y (12).

n%	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
33	0.72	0.88	0.41	1.35
medio	0.47	0.60	0.34	0.82

2.3.2.3. Rebase

Para un oleaje regular, es el caudal medio de agua en un período de oleaje que supera una sección unitaria de la coronación de la estructura. Para un oleaje irregular es el caudal medio de agua en un estado de mar que supera una sección de longitud unidad de la coronación de la estructura. Si el nivel del *RunUp* excede el nivel de la cresta de la estructura se genera un flujo de rebase. Normalmente, se admite un cierto nivel de rebase en estructuras de defensa costera también para los valores de diseño. Por lo tanto, se diseñan las estructuras de tal forma que el caudal q que sobrepasa la estructura solamente durante las ondas extremas se mantenga por debajo de un valor límite aceptable. En algunos casos de protección costera con diques exentos, el rebase es deseable ya que ayuda la renovación del agua y la baja cota de coronación minimiza el efecto de obstrucción visual del horizonte en una vista desde la costa.

El caudal medio de rebase, q, se determina midiendo el volumen de agua que sobrepasa la estructura por unidad de ancho y por unidad de tiempo. Si en el intervalo de tiempo t_0 , alcanzan la estructura N_0 olas y cada ola produce un volumen de rebase $Q(H_i, T_i)$, el caudal medio de rebase se determina mediante la expresión:

$$q = \frac{1}{t_0} \sum_{i=1}^{N_0} Q(H_i, T_i) \quad (13)$$

El caudal medio de rebase debe obtenerse mediante ensayos de laboratorio con oleaje irregular o a través de medidas de campo utilizando instalaciones apropiadas. Una de las formulaciones más empleada para diques en talud de materiales sueltos, se expresa en función del parámetro adimensional Q (De Waal y Van der Meer, 1992):

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 8 \cdot 10^{-5} \exp[3.1(R_{u2\%} - F)/H_s] \quad (14)$$

Donde $R_{u2\%}$ es el *RunUp* superado por el 2% de las olas y F es el francobordo (nivel de la cresta de la obra con respecto al nivel medio del mar en reposo).

2.3.2.4. Transmisión

Cuando la altura del francobordo permite un rebase, este puede generar una solicitación que genera otro oleaje propagándose detrás del dique. Si la estructura es permeable, ondas de largo período también pueden transmitir energía a través de la estructura. En las construcciones de diques exentos es muy importante determinar la cantidad de energía que pasa a través del dique, ya que tiene influencia sobre la estabilidad de la playa a proteger. Se expresa con un coeficiente adimensional (K_t) que establece la relación entre la altura de ola transmitida, H_t , y la altura de ola incidente, H_i , o a través de una relación entre la energía transmitida e incidente.

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \quad (15)$$

En este caso “t” es por transmitido e “i” por incidente. Esta definición sencilla asume que se mantiene el período del oleaje en el proceso de ascenso, descenso, rebase y transmisión a través del dique. En general, el proceso de transmisión tiene una función de transferencia que es función del período del oleaje. Para solventar este problema se suele optar por definir una función de transferencia K_t -T o un coeficiente global basado en las alturas de ola del momento de orden cero del espectro $K_t = H_{m0t}/H_{m0i}$.

Una de las formulaciones más empleadas, propuesta también en el CEM (*Coastal Engineering Manual*) es la fórmula de Van der Meer y d’Angremond (1991). La formulación es válida para un dique en enrocado tradicional con baja cota de coronación y para diques sumergidos

$$K_t = \left(0.031 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.24 \right) \frac{F}{D_{n50}} + b \quad (16)$$

La formulación tiene valores límites máximo y mínimo:

- a) Para estructuras convencionales: $K_{t,max}=0.75$ y $K_{t,min}=0.075$
- b) Para diques sumergidos (tipo *reef breakwaters*): $K_{t,max}=0.60$ y $K_{t,min}=0.15$

donde:

$$b = -5.42s_{op} + 0.0323 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.0017 \left(\frac{B}{D_{n50}} \right)^{1.84} + 0.51 \quad \text{estructura convencional} \quad (17)$$

$$b = -2.60s_{op} + 0.05 \frac{H_s}{D_{n50}} + 0.85 \quad \text{estructura en arrecife} \quad (18)$$

siendo:

- H_s altura de ola significativa,
- D_{n50} diámetro nominal de diseño,
- F francobordo (negativo para diques sumergidos),
- B ancho de la cresta
- s_{op} peralte de la ola en aguas profundas y correspondiente al período de pico.

2.3.2.5. Reflexión

Las estructuras costeras reflejan una porción de la energía del oleaje incidente. Si la reflexión es de una magnitud importante, la interacción entre ondas incidentes y reflejadas puede generar un estado de mar muy caótico con olas muy peraltadas que pueden llegar a romper generando dificultades para la navegación de pequeñas embarcaciones. En general, en estructuras en enrocado, parte de la energía incidente se disipa por rotura, una parte se transmite por rebase o por porosidad de la estructura, y parte se refleja.

La reflexión se puede cuantificar mediante el uso de un coeficiente adimensional. Como en el caso de la transmisión se define mediante una relación, entre la ola reflejada e incidente:

$$K_R = \frac{H_R}{H_i} = \sqrt{\frac{E_R}{E_i}} \quad (19)$$

En este caso “R” es por reflejado e “i” por incidente. Como para la transmisión, se suele optar por definir una función de transferencia K_{R-T} o un coeficiente global basado en las alturas de ola del momento de orden cero del espectro $K_R = H_{moR} / H_{moi}$.

Una formulación empleada para el cálculo del coeficiente de reflexión para estructuras en enrocado rebasables y sumergidas es la propuesta por Van der Meer (2005):

$$K_{Rnr} = 0.071P^{-0.82} \cot\alpha^{-0.62} S_{op}^{-0.46} \quad (20)$$

$$f_r = 0.2 \frac{F}{H_{si}} + 0.9 \quad (21)$$

donde:

- K_{Rnr} el valor del coeficiente de reflexión para dique no rebasable y f_r el coeficiente de ajuste por francobordo.
- $s_{op} = \frac{2\pi H_{si}}{gT_p^2}$ es el peralte, H_{si} la altura de ola significativa incidente medida, T_p el período de pico medido después de separación de oleaje sobre la serie incidente

2.3.2.6. Difracción

Otro proceso que tiene mucha importancia para realizar el diseño de una defensa costera mediante diques exentos en enrocado es la difracción que tiene lugar en los morros y entre las aberturas de la serie de diques. No es un fenómeno hidráulico que tiene lugar sobre la estructura pero se decidió ponerlo en este apartado ya que influye en el diseño funcional de la estructura para el mantenimiento de una playa de diseño. Parte de la energía incidente en las estructuras se propaga a los costados y entre el espacio de separación entre dique e dique (*gaps*). El oleaje que avanza detrás de las estructuras se encuentra con una zona en calma en la zona abrigada y se genera un gradiente de altura de ola que cede energía lateralmente a pasar los morros y que hace propagar el oleaje detrás de la estructura (Figura 17).

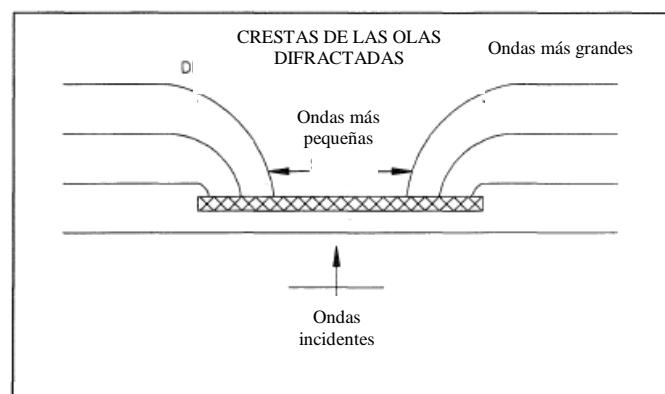


Figura 17. Esquema de difracción en un dique aislado (SPM, 1984).

En el caso simplificado de fondo horizontal (caso que se aproxima a los diques de un puerto), asumiendo la teoría lineal, planteando el problema de las condiciones al contorno las ecuaciones conducen a la ecuación de Helmholtz, que controla la difracción para diques semi-infinitos. En el caso de incidencia oblicua existen gráficas (SPM, 1984) para diferentes ángulos, entre 15° hasta 180°, a partir de los cuales se puede determinar el coeficiente de difracción en función del

radio relativo que resulta del cociente entre la distancia del punto de interés al morro del dique y la longitud de onda del tren incidente.

Una primera aproximación al problema de la difracción producida por un dique exento podría realizarse considerando la superposición de la difracción producida por cada uno de los extremos del dique.

En general a la hora de resolver la difracción se suele considerar que el potencial total está formado por el potencial incidente Φ_i más el potencial difractado o dispersado Φ_s .

$$\Phi(x, y) = \Phi_i(x, y) + \Phi_s(x, y) \quad (22)$$

La solución del potencial incidente es la solución por fondo horizontal y sin obstáculos. Para obtener la solución dispersada se aplica la condición de Sommerfield (1949) para expresar la disminución de la onda al alejarse del obstáculo.

En el caso de diques muy rebasables y sumergidos no existe ninguna aproximación empírica que permita determinar las características del tren transmitido-difractado, por lo que solo tiene solución numérica.

2.3.3. Parámetros estructurales

Los parámetros estructurales se pueden dividir en cuatro categorías (Van der Meer, 1993) que se relacionan con:

- a) las olas;
- b) el material de los bloques;
- c) la sección transversal,
- d) la respuesta de la estructura.

2.3.3.1. Parámetros relacionados con las olas

El más importante parámetro que relaciona la estructura con las condiciones de oleaje es

$$\frac{H}{\Delta D} \quad (23)$$

Donde

- H es la altura de ola y normalmente se emplea la altura de ola significativa, H_s ;
- Δ es la densidad relativa $\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$, siendo ρ_s la densidad del sedimento y ρ_w la del agua;
- D es el tamaño característico del bloque utilizado y normalmente se corresponde con el parámetro D_{n50} definido por $D_{n50} = \left(\frac{M_{50}}{\rho_r} \right)^{1/3}$, siendo M_{50} la masa del bloque dada por el 50% en la curva de distribución.

Este parámetro pasa a ser definido por el Número de Estabilidad:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \quad (24)$$

y permite clasificar el tipo de estructura en enrocado (Tabla 5).

Tabla 5. Clasificación de estructuras en enrocado (Van der Meer, 1993).

Estructura	$H_s/\Delta D_{n50}$
Estructura estáticamente estable	1-4
Taludes en roca y piedra	6-20
Playas de gravas	15-500
Playas de arena	> 500

Otro importante parámetro estructural relacionado con la ola es el Número de Iribarren o Parámetro de Similitud de Surf, ξ , ya definido en el apartado 2.3.2 mediante la formulación (9) que relaciona la pendiente del talud con el peralte de la ola y permite definir los tipos de rotura.

Otro parámetro que relaciona la altura de ola y el período con el diámetro nominal, fue introducido por Ahrens (1987). En el Shore Protection Manual (SPM, 1984) y en el *Coastal Engineering Manual* (USACE, 2003) viene denominado Número de Estabilidad N_s y corresponde al valor dado por la formulación (24). Ahrens introdujo la pendiente local en la definición de un número de estabilidad modificado, definido por:

$$N_s^* = N_s s_p^{-1/3} = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} s_p^{-1/3} \quad (25)$$

donde s_p es el peralte local y no relativo a aguas profundas.

2.3.3.2. *Parámetros relacionados con el material del bloque*

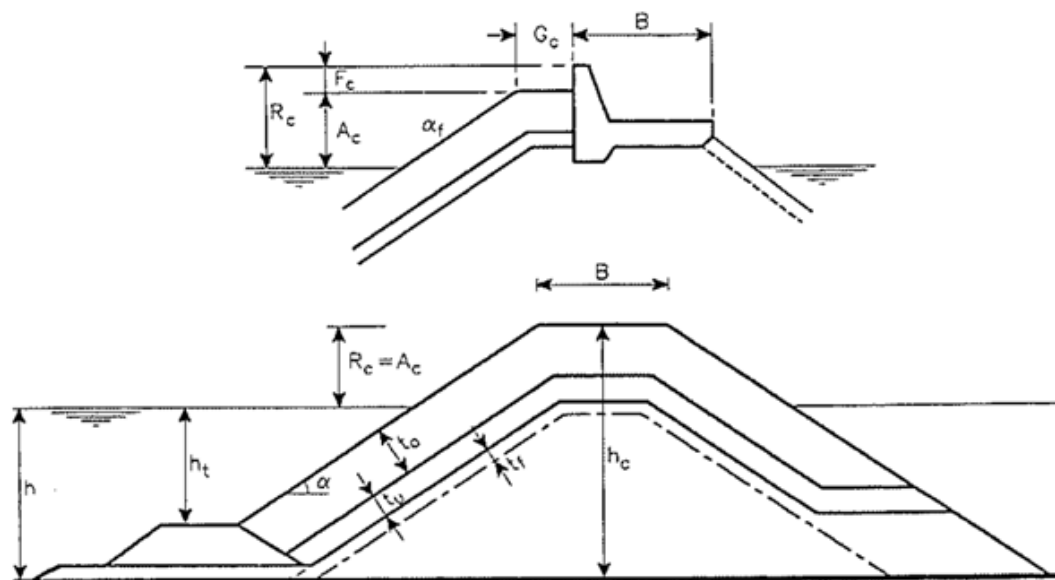
El parámetro del material más importante es el D_{n50} , ya definido en el apartado 2.3.3.1. Los parámetros más importantes para la estabilidad de las capas de protección son los valores de D_{85} y D_{15} cuyo ratio (D_{85}/D_{15}) da la gradación del material. Existen otros $D\%$ que ayudan a definir la tipología del material (CIRIA, 1991). Ejemplos de gradaciones se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Ejemplos de gradaciones del material del manto principal (CIRIA, 2007).

Gradación Baja		Alta Gradación		Muy alta Gradación	
$D_{85}/D_{15} < 1.5$		$1.5 < D_{85}/D_{15} < 2.5$		$D_{85}/D_{15} > 2.5$	
Clase (t)	D_{85}/D_{15}	Clase (t)	D_{85}/D_{15}	Clase (t)	D_{85}/D_{15}
15-20	1.1	1-9	2.08	0.05-1	2.71
10-15	1.14	1-6	1.82	0.02-1	3.68
5-10	1.26	0.1-1	2.15	0.01-1	4.64
3-7	1.33	0.1-0.5	1.71	0.01-0.5	3.68
1-3	1.44	0.01-0.08	2.00	0.01-0.3	3.10
0.3-1	1.49	0.01-0.06	1.82	0.02-0.3	2.46

2.3.3.3. Parámetros relacionados con la sección del dique

Existen muchos parámetros que se relacionan con la estructura (Figura 18).



- R_c Cresta del francobordo relativa al *swl*
- A_c Cresta del francobordo de la armadura sobre el *swl*
- F_c Diferencia entre la cresta del espaldón y de la armadura
- B Ancho de la estructura
- G_c Ancho de la berma en la cresta
- t_a, t_u, t_f espesores de la armadura, del filtro principal y secundario
- n_a porosidad del manto
- n_n porosidad del núcleo
- α Angulo del talud
- h_t profundidad al pie con respecto al *swl*

Figura 18. Principales parámetros relacionados con la sección transversal de la estructura.

La permeabilidad de una estructura también tiene una influencia sobre la estabilidad de la misma. Esta depende del tamaño de las piezas usadas en la capa exterior, en los filtros y en el núcleo. Van der Meer (1988a) determinó los valores de la “notional permeability” P (que se relaciona indirectamente con la permeabilidad) para diferentes tipos de estructuras (Figura 19).

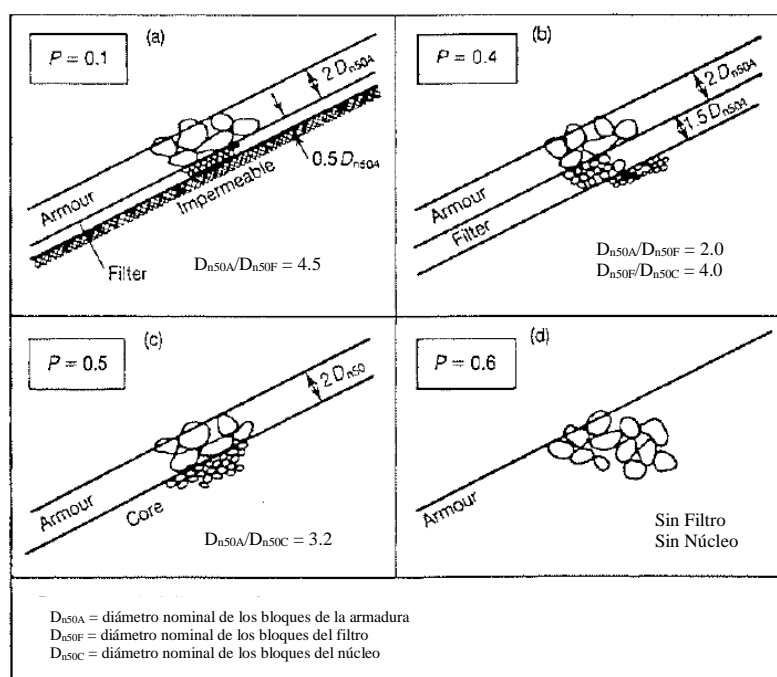


Figura 19. Valores del parámetro de permeabilidad característica (“notional”) P para diferentes tipos de estructura en enrocado (Van der Meer, 1988a).

2.3.3.4. Parámetros relacionados con la respuesta de la estructura

El comportamiento de la estructura se puede describir mediante el uso de pocos parámetros. Las estructuras estáticamente estables vienen descritas por la evolución del daño. En particular se pueden definir 4 tipos de daño (Losada y Desirè, 1986 y Vidal et al., 1991):

- 1) Inicio de Avería: Definido cuando un determinado número de piezas de la capa exterior del manto principal son desplazados de sus posiciones originales a una nueva posición, situada a más de un diámetro de la inicial;
- 2) Avería de Iribarren: Definido cuando el oleaje empieza a actuar directamente sobre las piezas de la capa interior del manto principal;
- 3) Inicio de Destrucción: coincide con el Inicio de Avería en la segunda capa del manto principal;
- 4) Destrucción: Definido cuando se inicia la extracción de las piezas del manto secundario y el oleaje impacta sobre el filtro (o núcleo en ausencia del filtro).

Una de las posibilidades para cuantificar el daño es medir el área erosionada (A_e) alrededor del nivel en reposo (*still water level*, *swl*) (Figura 20). Se relaciona esta área con el tamaño de las piezas y se define el parámetro de daño S dado por:

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (26)$$

El nivel de daño tiene en cuenta tanto el movimiento de las piezas como el asentamiento. El significado físico del parámetro S es el número de piedras cúbicas de lado D_{n50} erosionadas en una franja de la estructura de ancho D_{n50} .

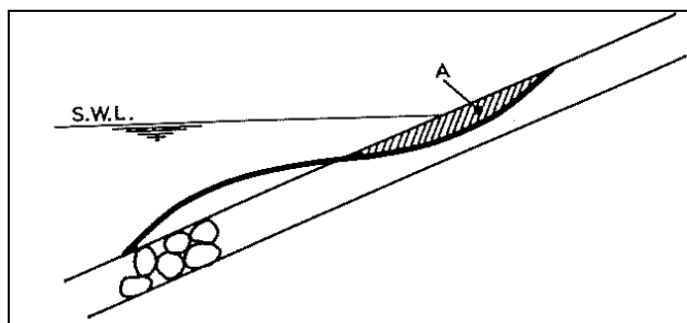


Figura 20. Definición de área erosionada A en una sección de la estructura.

Si la avería se evalúa mediante parámetros de daño, es necesario establecer que valores de los citados parámetros sirven de umbral para los niveles de avería anteriormente definidos. En la Tabla 7 se muestran los valores umbrales de S para diferentes niveles de avería. Los valores indicados son válidos para diques no rebasables en talud, con dos capas de piezas en el manto principal.

Tabla 7. Valores umbrales del parámetro de daño S para diferentes niveles de avería. Valores válidos para diques no rebasables en talud, con dos capas de piezas en el manto principal.

Cot α	Valores umbral del parámetro de daño, S			
	IA	AI	ID	D
1.5	1.5	2.5	6.5	12
2.0	2.0	3.0	8.0	14
3.0	2.5	3.5	9.5	16
4.0	3.0	4.0	11.0	18
5.0	3.0	4.0	11.0	18

2.3.4. Formulaciones de estabilidad para diques en talud en escollera

Markle (1989) definió 5 objetivos en la realización de un modelo físico de un dique de protección costera que Hughes (1993) extendió al estudio de un dique exento en escollera:

- 1) Examinar la estabilidad de las capas de la armadura que está expuesta ala acción directa del oleaje con diferentes niveles de agua;
- 2) Determinar las fuerzas hidrodinámicas sobre la estructura;
- 3) Optimizar el tipo , tamaño y geometría de los bloques que componen la estructura;
- 4) Investigar las características de la estructura como el ascenso-descenso, el rebase, la reflexión, la transmisión, la absorción, las presiones internas, por diferentes piezas y geometrías constructivas;
- 5) Desarrollar y verificar métodos para la reparación de estructuras o mejorar la funcionalidad de las mismas;
- 6) Determinar los efectos que una modificación puede tener sobre un diseño inicial;
- 7) Examinar diferentes secuencias constructivas bajo diferentes condiciones de oleaje.

Asimismo, Markle (1989) sugiere que se definan los siguientes pasos a seguir en la construcción de un modelo físico de una estructura de defensa costera:

- a) el diseño, el tamaño, la geometría y los materiales de construcción;
- b) el clima marítimo, utilizando en lo posible oleajes irregulares y absorción activa en la pala generadora;
- c) los criterios que definen el comportamiento de la estructura, como por ejemplo el nivel de daño, el máximo ascenso, la transmisión, etc...;
- d) los detalles de la batimetría en la dirección de propagación del oleaje hacia la estructura (en ensayos 2D).

La complejidad de las interacciones hidrodinámicas que tienen lugar en una estructura costera, requieren mucho cuidado en el uso de los modelos físicos como herramienta de diseño. La falta de conocimiento ha concentrado los esfuerzos de los investigadores en observar procesos de gran escala tanto en prototipo como en modelo, tratando de vincular los parámetros principales (como por ejemplo la altura de ola H y el período T) a los procesos de estabilidad y de respuesta de la estructura costera (Jensen et al., 1989).

El análisis dimensional es un procedimiento de análisis que conduce a la determinación de

formulaciones ingenieriles para la estabilidad del dique.

2.3.4.1. Análisis dimensional

El primer paso del análisis dimensional es determinar que variables tienen efecto en el proceso en estudio. Una vez individualizadas dichas variables, los estudios teóricos y experimentales tienen que establecer las relaciones funcionales entre estas variables (Hughes, 1993). Si no se encontrara una relación teórica en el procedimiento experimental, este tipo de análisis puede ayudar a obtener información sobre estas relaciones. El número de experimentos a llevar a cabo dependerá del número de variables a estudiar y, por lo tanto, el número de estudios experimentales puede ser muy elevado. Sin embargo, si diferentes variables pueden ser combinadas en la formulación de variables adimensionales, el número de experimentos puede reducirse. El análisis dimensional es justamente un procedimiento racional para combinar variables físicas en productos adimensionales, reduciendo de esa forma el número de variables que se necesita considerar (Hughes, 1993).

El segundo paso es identificar la variable independiente, decidir cuáles son las variables dependientes y el número de productos adimensionales. Por último hay que reducir el sistema de variables a un número apropiado de variables adimensionales independientes.

Munson et al. (1990) clasifican las variables en tres tipos:

- (a) geométricas: longitudes, áreas, volúmenes, ángulos;
- (b) del material: las respuestas a las fuerzas aplicadas externamente dependen de las propiedades del material, como por ejemplo la permeabilidad de la estructura, el tamaño de la pieza y su densidad, la rugosidad del talud, etc...
- (c) efectos externos: esta categoría incluye los efectos que producen cambios en el sistema considerado, como las presiones, las velocidades, las aceleraciones, el esfuerzo cortante del viento, etc...

El análisis dimensional ofrece una metodología para organizar las variables en números adimensionales, pero es necesario saber cuántos productos adimensionales pueden generarse a partir de un cierto número de variables. Un número finito de variables que describe un proceso físico puede producir un “conjunto completo de producto adimensionales” (Hughes, 1993). Un conjunto se define completo cuando (a) cada producto adimensional es independiente de los otros; (b) todas las otras combinaciones adimensionales que se pueden formar con las mismas

variables generan un producto que puede ser expresado como potencias de los productos originales.

Una parte del teorema de Buckingham establece que si una ecuación es dimensionalmente homogénea, entonces puede reducirse a una relación entre un conjunto completo de productos adimensionales. De esta forma se puede reducir el número de variables independientes.

El procedimiento sistemático para formar un conjunto completo de productos adimensionales desde un número dado de variables que describen el proceso, empieza con determinar cuántos números se pueden formar. El Teorema Pi de Buckingham facilita la regla para determinar correctamente este número:

En una ecuación dimensionalmente homogénea que involucra “n” variables, el número de productos adimensionales que puede formarse es “n-r” donde “r” es el número de dimensiones fundamentales abarcadas por las variables.

Como ejemplo, de forma simplificada en el caso del estudio de estabilidad de un dique exento en enrocado el camino descrito puede conducir a lo siguiente (Hughes, 1993):

- 1) se identifican las variables que son importantes en la estabilidad de la estructura sometida al oleaje

W - peso de las piezas de enrocado

ρ_s - densidad de la piedra

ρ_w - densidad del agua

α - pendiente del talud

H - altura de ola

T - período de la ola

g - aceleración de la gravedad

La pendiente del talud es adimensional y se queda afuera del análisis, aunque será incorporada al final.

2) Se construye la matriz dimensional poniendo la variable dependiente W al principio:

	W	H	T	ρ_s	ρ_w	g
L	1	1	0	-3	-3	1
T	-2	0	1	0	0	-2
M	1	0	0	1	1	0

3) El número de variable es n=6 y el número de dimensiones fundamentales es r=3, por lo tanto habrá 6-3=3 productos adimensionales que tendrá la forma:

$$\Pi = W^{k1} H^{k2} T^{k3} \rho_s^{k4} \rho_w^{k5} g^{k6} \quad (27)$$

La solución del sistema de tres ecuaciones resultantes del análisis de los exponentes de las dimensiones lleva a definir los tres productos adimensionales:

$$\Pi_1 = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (28)$$

$$\Pi_2 = \frac{W}{\rho_s g H^3} \quad (29)$$

$$\Pi_3 = \frac{H}{g T^2} \quad (30)$$

4) Finalmente, se puede formular la hipótesis de que la estabilidad del dique en enrocado puede expresarse por una ecuación de la forma

$$\frac{W}{\rho_s g H^3} = f \left(\frac{\rho_s}{\rho_w}, \frac{H}{g T^2}, \Theta \right) \quad (31)$$

Conocida como la Ecuación de Hudson (1958). Nótese que se ha reincorporado la variable adimensional pendiente del talud que se había puesto de lado en el análisis. Θ es la pendiente del fondo.

Uno de los usos más importantes del análisis dimensional es encontrar formulaciones que hay que corroborar con datos experimentales o mediciones de campo.

2.3.4.2. *Principios de similitud*

Existen muchos ejemplos en mecánica de fluidos que pueden resolverse usando modelo teórico o numéricos. Sin embargo, existen muchos problemas cuya solución requiere soluciones obtenidas a partir de datos experimentales, debido a la complejidad de los fenómenos involucrados, que ni siquiera los modernos ordenadores pueden resolver en tiempos aceptables. La idea base de la modelación física es la idea que el modelo se comporta de manera similar al prototipo que se quiere emular. De esta forma, un modelo físico puede ser empleado para predecir un prototipo bajo un conjunto específico de condiciones. Así los estudios con modelos físicos ayudan a obtener información para realizar el diseño de una obra.

En este apartado se verán las bases físicas que permiten justificar la realización de modelos hidráulicos a escala reducida.

Concepto de similitud

Se alcanza la *Similitud* cuando todos los factores más importantes que influyen las reacciones están en proporción entre el prototipo y el modelo, mientras que aquellos factores que no lo son, son tan pequeños que se hacen de importancia insignificante en el proceso (Hughes, 1993).

En ingeniería marítima y costera, los requerimientos de similitud vienen determinados a través de consideraciones sobre la dinámica, sobre el análisis dimensional y las ecuaciones diferenciales: los *Criterios de Similitud*. Estos criterios son condiciones matemáticas que deben reflejarse en relaciones de ciertos parámetros entre modelo y prototipo. Estos criterios se denominan también *Leyes de Escala*. Por otro lado, el experimentador también tiene que definir las *Condiciones de Similitud*, i.e. elegir las condiciones para la correcta realización del modelo físico, que pueden ser determinadas por la observación o la intuición.

Existen diferentes métodos para realizar una similitud en modelo (Hughes, 1993):

- 1) Similitud por Calibración: se calibra el moldeo hasta alcanzar una razonable reproducción de condiciones que se han producido en el pasado (es un método de prueba y error);
- 2) Similitud por ecuaciones diferenciales: se manipulan las ecuaciones hasta re-escribirlas a través de números adimensionales. El fenómeno tiene que ser conocido y bien representado por las ecuaciones que se están analizando. Normalmente se usa para modelos relativamente sencillos. Los parámetros adimensionales definen las funciones

de transferencia entre modelo y prototipo.

- 3) Similitud por análisis dimensional: facilita un conjunto completo de productos adimensionales construidos a través de las variables que describen el proceso. Requiere que los productos adimensionales conserven el mismo valor en prototipo y modelo.
- 4) Similitud por serie de escalas: se construyen una serie de modelos a diferentes escalas para ayudar a identificar las relaciones de escala. Este método es útil cuando no están disponibles datos en prototipo o cuando los procesos físicos involucrados son muy complejos.

Requisitos de similitud

Los requisitos de similitud varían con el problema que se quiere estudiar y el grado de precisión que se desea en la reproducción con modelo del prototipo. Es común clasificar los modelos sobre la base de la información cuantitativa que facilitan y el grado de similitud con el prototipo.

Un modelo es completamente similar con el prototipo cuando los valores de todos los parámetros adimensionales (el conjunto completo de productos adimensionales) se mantiene entre modelo y prototipo. Antes de examinar las leyes de similitud, se define la Relación de escala como la relación entre un parámetro en prototipo y el mismo parámetro en modelo:

$$N_x = \frac{X_p}{X_m} = \frac{\text{valor de } X \text{ en prototipo}}{\text{valor de } X \text{ en modelo}} \quad (32)$$

Similitud geométrica

Existe similitud geométrica entre prototipo y modelo cuando las relaciones entre todas las correspondientes dimensiones lineales son iguales.

Similitud cinemática

Esta similitud indica la semejanza del movimiento de las partículas entre modelo y prototipo. Existe similitud cinemática cuando las relaciones entre las componentes vectoriales de los movimientos es la misma entre modelo y prototipo (Hudson y Davidson, 1975).

Similitud dinámica

La similitud dinámica entre dos modelos geoméricamente y cinemáticamente similares requiere que las relaciones entre las fuerzas vectoriales entre los dos sistemas sean las mismas (Warnock, 1950). Esta definición indica debe de haber una relación constante entre prototipo y

modelo de las masas y las fuerzas actuantes en el sistema.

El concepto de similitud dinámica surge de igualar el vector suma de todas las fuerzas externas actuantes sobre un elemento (2ª ley de Newton):

$$m \frac{dV}{dt} = \sum F_n \quad (33)$$

En un problema con fluidos Newtonianos

$$\bar{F}_i = \bar{F}_g + \bar{F}_\mu + \bar{F}_\sigma + \bar{F}_e + \bar{F}_{pr} \quad (34)$$

donde

- F_i es la fuerza de inercia,
- F_g es la fuerza de gravedad,
- F_μ es la fuerza viscosa,
- F_σ es la fuerza de tensión superficial,
- F_e es la fuerza elástica,
- F_{pr} es la fuerza de presión,

se deducen las siguientes relaciones que tienen que mantenerse:

$$\frac{(\bar{F}_i)_p}{(\bar{F}_i)_m} = \frac{(\bar{F}_g)_p}{(\bar{F}_g)_m} + \frac{(\bar{F}_\mu)_p}{(\bar{F}_\mu)_m} + \frac{(\bar{F}_\sigma)_p}{(\bar{F}_\sigma)_m} + \frac{(\bar{F}_e)_p}{(\bar{F}_e)_m} + \frac{(\bar{F}_{pr})_p}{(\bar{F}_{pr})_m} \quad (35)$$

No existe ningún fluido que cumpla con la igualdad de todas las relaciones. Por lo tanto, una de las cosas más importantes en la realización de un modelo físico es efectuar las relaciones adecuadas y despreciar las otras (Hudson et al., 1979). Esta es la única manera de construir un modelo físico.

2.3.4.3. Similitud hidráulica

Munson et al. (1990) comentan que la mayor parte de los estudios de ingeniería involucran hipótesis que simplifican el problema y es necesario encontrar un compromiso entre la precisión y mantener el problema simple. Cuando el problema no permite despreciar algunas fuerzas se generan los efectos de escala.

La experiencia ha mostrado que casi todos los mayores problemas hidráulicos pueden

simplificarse considerando solamente la principal fuerza externa actuante y consiguiendo las condiciones adecuadas para que las otras fuerzas puedan considerarse despreciables. Las fuerzas de inercia siempre están presentes en un problema de flujo, y tienen que ser balanceadas por unas de las fuerzas (dominante con respecto a las otras que pueden ser despreciadas). Esta simplificación lleva a generar diferentes tipos de modelos. Vemos en este apartado solamente algunos de ellos (el tratamiento completo se puede ver en Hughes, 1993):

Modelo de Froude

La fuerza de inercia es contrarrestada principalmente por la fuerza de gravedad. Se determina que el número de Froude entre modelo y prototipo se mantiene igual:

$$N_{Fr} = \frac{N_V}{\sqrt{N_L N_g}} = 1 \quad (36)$$

Siendo N_V la escala de las velocidades, N_g la escala de las aceleraciones y N_L la escala de las longitudes.

Modelo de Reynolds

La fuerza de inercia es contrarrestada principalmente por la fuerza viscosa. Se determina que el número de Reynolds entre modelo y prototipo se mantiene el mismo:

$$N_{Re} = \frac{N_V N_L N_\rho}{N_\mu} = 1 \quad (37)$$

Siendo N_ρ la escala de las densidades, N_μ la escala de la viscosidad.

Modelo de Weber

La fuerza de inercia es contrarrestada principalmente por la fuerza de tensión superficial. Se determina que el número de Weber entre modelo y prototipo se mantiene el mismo:

$$N_{We} = \frac{N_L N_\rho (N_V)^2}{N_\sigma} = 1 \quad (38)$$

Siendo N_σ la escala de las tensión superficial.

En esta tesis se realiza un estudio en modelo físico utilizando la similitud de Froude. Se desprecian las fuerzas viscosas, de tensión superficial, elásticas y de presión. Esta hipótesis es válida si el movimiento es puramente turbulento, como es el caso en examen. Las fuerzas

viscosas pueden tener una cierta importancia en el flujo entre las capas inferiores de la estructura en enrocado, sin embargo su efecto puede ser tenido en cuenta mediante formulaciones empíricas, como se verá a lo largo del trabajo.

Las relaciones de escalas principales de un modelo Froudiano se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Relaciones de escalas en un modelo hidráulico Froudiano (Vergara, 1995; L=longitud, T=tiempo).

Variable	Fórmula	Escala
Longitud	L	L=X=Y
Pendiente	S=L _h /L _v	S=L _y /L _x
Velocidad	V=L/T	V=L ^{1/2}
Tiempo	T	t=L/V=L ^{1/2}
Aceleración	a=V/T	a=V/t=L ^{1/2} /L ^{1/2} =1
Flujo	Q=VA _{rea}	Q=V=L ^{5/2}
Fuerza	F=P _{eso} A _{rea}	F=ρL ² L/LL=L
Presión	P=F/A _{rea}	P=ρL ² L/LL=L
Número de Reynolds	Re=VL/ν	Re _r =L ^{1/2} L=L ^{3/2}

Hudson (1958), a partir del análisis dimensional sobre las variables que entran en juego en la descripción de la estabilidad de un dique en escollera (considerando parámetros del oleaje, del material, de la geometría, del fluido), llegó a determinar el Número de Estabilidad N_s, que tiene que mantenerse entre prototipo y modelo:

$$N_s = \frac{\gamma_a^{1/3} H}{\left(\frac{\gamma_a}{\gamma_w} - 1\right) W_a^{1/3}} = f\left(\frac{l_a}{h}, \frac{H}{L}, \frac{h}{L}, \alpha, \beta, \Delta, \Theta, \frac{V_w l_a}{\mu / \rho_w}, \frac{\xi_A}{l_a}, \phi\right) \quad (39)$$

donde:

- h profundidad al pie del dique
- φ daño porcentual (número de unidades desplazadas dividido por el número total de unidades) de la primera capa del manto

- H altura de ola
- l_a dimensión característica lineal de las piezas de la armadura
- V_w velocidad del agua en las proximidades del manto principal
- α ángulo del talud
- β ángulo de incidencia del oleaje
- Δ_f forma de la unidad del manto principal
- θ pendiente del fondo
- L longitud de onda
- μ viscosidad dinámica del agua
- ξ_a dimensión característica lineal de la rugosidad de la unidad de la armadura
- ρ_a densidad de la unidad del manto principal
- ρ_w densidad del agua

Bajo las condiciones de los ensayos que Hudson (1958) realizó pudo reducir esta ecuación a la ecuación de la forma (31). A continuación se muestran las principales formulaciones que derivan de este tipo de análisis.

2.3.4.5. *Formulación de Hudson (1958)*

La formulación de Hudson (1958) es válida solo para diques rompeolas en talud no rebasables. Aunque no se haya utilizado en este trabajo, se presenta por su importancia histórica, ya que ha sido una de las primeras formulaciones para el diseño de diques en escollera ampliamente utilizada en el pasado. Sirve para determinar el peso de las piezas del manto principal. Dicha formulación expresa el número de estabilidad en función de un coeficiente y de la pendiente del talud:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (40)$$

El coeficiente K_D denominado coeficiente de estabilidad, depende del tipo de rotura del oleaje, el nivel de avería, el tipo y forma de colocación de las piezas en el talud, la porosidad de mantos secundarios y núcleo, la escala de los ensayos, etc... Los valores del coeficiente se presentan en diferentes tablas (USACE, 2003).

2.3.4.6. *Formulaciones de Van der Meer (1988, 1991)*

Van der Meer (1988a) propuso unas formulaciones basadas en un gran número de ensayos sobre diques en escollera no rebasables y con oleajes irregulares. Para roturas en voluta-colapso (*plunging-colapsing*) o en oscilación (*surging*) sobre el talud, propuso las siguientes formulaciones (Van der Meer 1988a):

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 S^{0.2} P^{0.18} N_w^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \text{ para } \xi_m < \xi_{mc} \text{ y } cota \leq 4 \quad (41)$$

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 S^{0.2} P^{-0.13} N_w^{-0.1} \xi_m^p \cot \alpha^{0.5} \text{ para } \xi_m \geq \xi_{mc} \text{ y } cota \geq 4 \quad (42)$$

Donde la transición entre las dos fórmulas viene dada por el parámetro de similaridad de *surf* crítico:

$$I_{rmc} = (6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (43)$$

El parámetro de similaridad de surf se define mediante la altura de ola significativa al pié del dique, H_s , y la longitud de ola en profundidades indefinidas, L_{om} , asociada al período medio del oleaje, T_m . $L_{om} = \frac{gT_m^2}{2\pi}$. P es un parámetro relacionado con la permeabilidad de los mantos y núcleo del dique. Los valores sugeridos de P varían entre 0.1 para un núcleo relativamente impermeable, hasta 0.6 para una estructura homogénea en enrocado (Van der Meer, 1988b). N_w es el número de olas incidentes, S el parámetro de daño definido como $S = A_{te}/D_{50}$, donde A_{te} es el área media transversal de erosión del manto principal;

Los factores 6.2 en (41) y 1.0 en (42) son distribuidos normalmente con desviación estándar 0.4 y 0.08 respectivamente. Δ es la densidad relativa $\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$, siendo ρ_s la densidad del sedimento y ρ_w la del agua (ver capítulo 2.3.3.1);

En el caso de situarse los diques en profundidades de rotura del oleaje, la distribución de la ola deja de ser Rayleigh y la altura de ola significativa no es un buen descriptor del estado de mar para su utilización en las formulaciones de estabilidad. Tras algunas nuevas series de ensayos Van der Meer and Stam (1991) propusieron las siguientes formulaciones en función de $H_{2\%}$.

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8.7 \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} P^{0.18} \xi_m^{-0.5} \text{ para } \xi_m < \xi_{mc} \text{ y } cota \leq 4 \quad (44)$$

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1.4 \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} P^{-0.13} \xi_m^p \cot \alpha^{0.5} \text{ para } \xi_m \geq \xi_{mc} \text{ y } cota \geq 4 \quad (45)$$

2.3.4.7. *Formulaciones de Vidal et al. (2006)*

Las formulaciones de Vidal et al. (2006), validas siempre para diques no rebasables, fueron obtenidas utilizando la altura de las 50 mayores olas H_{50} en sustitución de H_s en las formulaciones de Van der Meer.

$$N_{50} = \frac{H_{50}}{\Delta D_{n50}} = 4.44 S^{0.2} P^{0.18} \xi_m^{-0.5} \quad \text{para } \xi_m < \xi_{mc} \text{ y } \cot \alpha \leq 4 \quad (46)$$

$$N_{50} = \frac{H_{50}}{\Delta D_{n50}} = 0.716 S^{0.2} P^{-0.13} \xi_m^p \cot \alpha^{0.5} \quad \text{para } \xi_m \geq \xi_{mc} \text{ y } \cot \alpha \geq 4 \quad (47)$$

Estas formulaciones son independientes de la duración de la tormenta y se pueden usar si la distribución de la ola no es Rayleigh, para oleaje regular u oleaje en profundidades reducidas.

Los factores 4.44 en (46) y 0.716 en (47) son distribuidos normalmente con desviación estándar 0.029 y 0.06 respectivamente.

2.3.4.8. *Formulaciones de Shahidi y Bali (2011)*

Utilizando el modelo en árbol M5' (Wang y Witten, 1997, Bhattacharya y Solomantine 2005), Shahidi y Bonakdar (2009) propusieron nuevas fórmulas que mejoraron las formulaciones de Van der Meer. El concepto de modelo en árbol se basa en dividir problemas complejos en sub-problemas sencillos y resolviendo cada sub-problema (Bhattacharya y Solomantine, 2005). En estas formulaciones Shahidi y Bali (2011) introdujeron el parámetro H_{50} :

$$N_{50} = 4.18 P^{0.16} S^{0.18} \xi_m^{0.53} \quad \text{por } \xi_m \leq 2 \quad (48)$$

$$N_{50} = 3.57 P^{0.2} S^{0.18} \xi_m^{-0.24} \quad \text{por } \xi_m > 2 \quad (49)$$

donde

(48) Cuando las olas rompen sobre el talud de la estructura

(49) Cuando las olas no rompen sobre el talud de la estructura

siendo $\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi \frac{H_s}{g T_m^2}}}$

2.4. MODELACIÓN FÍSICA

En el diseño ingenieril de una obra de defensa costera se pueden usar métodos analíticos, empíricos y numéricos. Cada uno de estos métodos aporta un cierto grado de simplificación del problema. Se requiere un modelo físico cuando la importancia de la zona a proteger es elevada, cuando la estructura en si es importante, y cuando la estabilidad de la misma no es garantizada totalmente por los estudios con modelos numéricos o formulaciones semi-empíricas (Hydralab III, 2007).

En general, para el diseño de un dique en escollera se opta por la construcción de un modelo físico en los siguientes casos:

- 1) En la optimización de un diseño;
- 2) El rebase es el parámetro principal de estudio;
- 3) Se deben estudiar fenómenos muy complejos como la rotura del oleaje y la transmisión;
- 4) La batimetría es muy compleja;
- 5) Hay que estudiar la transición entre diferentes secciones de la estructura;
- 6) Las unidades de la armadura principal del dique son de hormigón;
- 7) Si la batimetría es variable;
- 8) Cuando la forma en planta del dique o la sección transversal no son rectas;
- 9) En diques rebasables y sumergidos, para evaluar la estabilidad de la coronación, del manto posterior y morros.

A continuación se resumen los principales aspectos a tener en cuenta para realizar una correcta modelación física de una estructura de defensa costera. En particular, el resumen se enfoca en la modelación física de un dique exento en enrocado, objeto de estudio en esta tesis.

2.4.1. Objetivos, ventajas y desventajas

Los modelos a escala reducida de un dique exento en enrocado se realizan con los siguientes objetivos (Hydralab III, 2007; Hughes, 1993):

- Realizar investigación sobre las características de la estructura: movimientos de ascenso-descenso, rebase, reflexión, trasmisión, absorción, mediciones de las presiones estáticas y dinámicas internas para diferentes tipos de estructuras, geometrías y métodos constructivos;
- Estudiar la estabilidad de los mantos de la coraza principal, de la protección al pie y del

coronamiento;

- Determinar las fuerzas hidrodinámicas sobre los elementos de la cresta por el oleaje;
- Optimizar el tipo de estructura, su tamaño y geometría para cumplir con los requerimientos de funcionalidad y de costes;
- Evaluar diferentes alternativas de secuencias constructivas bajo diferentes acciones del oleaje;
- Estudiar los efectos que una modificación propuesta pueden tener sobre la estabilidad y el comportamiento del diseño inicial;
- Desarrollar y verificar métodos de reparación de un daño o mejorar el comportamiento de una estructura existente.

En general, las principales ventajas de adoptar un modelo físico residen en:

- Permitir una visión directa de los fenómenos que no han sido todavía descritos o entendidos;
- Estudiar un fenómeno físico sin introducir las hipótesis que se formulan en una aproximación al problema mediante modelos numéricos o formulaciones semi-empíricas;
- Poder obtener mediciones para verificar resultados teóricos;
- Poder realizar mediciones de fenómenos complejos que no son accesibles con aproximaciones teóricas;
- Poder realizar mediciones de eventos extremos que no se pueden medir en campo y de situaciones específicas que se quieren investigar;
- Poder realizar la calibración de modelos numéricos en ausencia de datos reales.

El uso del modelo físico permite obtener un *feedback* visual inmediato observando los procesos físicos, lo que puede ayudar en la toma de decisiones.

Las dos desventajas principales son:

- Pueden generarse efectos de escala si no es posible simular todas las variables relevantes con la correcta relación entre ellas;
- Pueden aparecer efectos de laboratorio debidos a la interferencia de los contornos y a la generación de fuerzas no realísticas que influyen el fenómeno.

Además un incorrecto diseño del modelo físico conduce a una evaluación errónea de los

fenómenos, a una incorrecta predicción del comportamiento de la estructura y a un fallo en el diseño, independientemente de cuan sofisticadas sean las mediciones y los instrumentos (Yalin, 1989).

A pesar de estos inconvenientes, el modelo físico es la mejor herramienta de que dispone un ingeniero para realizar soluciones ingenieriles, entenderlas, verificarlas y mejorar los enfoques matemáticos y numéricos.

2.4.2. Elección y definición del modelo y de la escala

La elección del modelo físico depende de diferentes características del proyecto y del sitio de implantación del modelo (Hydralab III, 2007):

- Los objetivos del modelo;
- El diseño propuesto de la estructura (secciones típicas, diseños de detalle, materiales...);
- Los detalles batimétricos y de las direcciones de acercamiento del oleaje;
- Los parámetros ambientales de diseño: alturas de olas, períodos, niveles de agua, espectros del oleaje y direcciones de propagación;
- Comportamientos característicos de la estructura: máximo nivel de daño tolerado, máximo nivel de ascenso y descenso, valores del rebase y niveles de aguas que se alcanzan;
- Todos los parámetros relacionados con el propósito y funcionamiento de la estructura, como la secuencia constructiva, tolerancias y especificaciones del sitio de emplazamiento.

Todos estos parámetros deben de ser considerados para determinar el tamaño del modelo requerido, si es necesario realizar un modelo 3D o 2D, la escala del modelo, y los límites de funcionamiento de la pala mecánica generadora del oleaje.

La elección y la definición del modelo se deben hacer casi de forma paralela a la elección de la escala del mismo. En particular, la correcta definición de la escala se realiza considerando los siguientes aspectos (Hydralab III, 2007; Hughes, 1993):

- La experiencia pasada obtenida realizando otros modelos similares;
- Las condiciones de diseño, los niveles de agua comparados con las potencialidad de la pala generadora y las dimensiones del canal de oleaje o de la piscina;
- La batimetría en prototipo;

- El área de estudio comparada con las dimensiones del laboratorio o instalaciones;
- Dimensiones de las unidades de la armadura del dique;
- Rangos de los parámetros a considerar en el modelo;
- Resolución requerida en las mediciones;
- Verificar funcionamiento en régimen turbulento o viscoso (calcular número de $Re > 30000$);
- Disponibilidad de las instalaciones, capacidad de cisternas, caudales de las bombas, ...;
- Requerimientos contractuales y disponibilidad económica.

Normalmente se elige un rango de escalas aplicables tal que se mantenga la similitud de Froude y luego se refina la elección en acuerdo con los requerimientos enunciados. Generalmente se realizan modelos a pequeñas escala, pero dependiendo del fenómeno a estudiar se pueden necesitar escalas más grandes ($>1:10$) para reproducir con precisión las fuerzas actuantes y la respuesta del modelo.

2.4.3. Similitud para dique en escollera

En modelos de oleaje, las fuerzas predominantes son la fuerza de gravedad, la viscosa y la tensión superficial. Sin embargo, como se ha anticipado anteriormente, en la mayoría de los casos, la gravedad es la fuerza externa principal que contrarresta la fuerza de inercia. Normalmente la condición de no tener efectos viscosos se garantiza casi automáticamente ya que los procesos que involucran el impacto de la ola sobre la estructura son puramente turbulentos. Asimismo, los efectos de la tensión superficial se hacen despreciables con solo tener ondas de al menos 2 cm de longitud de onda, períodos superiores a 0.35s y calados mayores que 2 cm (condiciones que se verifican fácilmente en casi todos los modelos) (Le Méhauté, 1976). Por lo tanto, normalmente se trabaja con la semejanza de Froude.

Las leyes de escala para los parámetros de interés se han mostrado en la Tabla 8 (ver capítulo 2.3.4.3). En cuanto a la similitud de la estabilidad de las piezas, ya se ha visto que basta con garantizar la igualdad del número de estabilidad N_s de Hudson entre modelo y prototipo. La escala de estabilidad es relevante para el estudio de estabilidad de los mantos de la estructura y de la protección al pie. Las diferencias en las densidades del agua (salada en prototipo y dulce en laboratorio), así como entre las piezas de prototipo y modelo, quedan expresadas en este número también.

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_{n50}} \quad (50)$$

donde:

- Δ densidad relativa $\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$, ρ_s densidad de las piezas, ρ_w densidad del agua
- $D_{n,50}$ diámetro nominal de las piezas
- H_s altura de ola significativa

Cabe observar que la similitud geométrica absoluta de las dimensiones (diámetro) de las unidades que componen el manto principal no necesariamente se cumple. Esto implica una ligera diferencia en la geometría de las capas del manto exterior entre modelo y prototipo. Sin embargo, estas pequeñas diferencias no tienen efectos importantes sobre los resultados en la experimentación (las diferencias en los efectos sobre la estabilidad y el rebase se mantienen en el orden del 5-10%) si se pone la atención adecuada en la reproducción de la geometría del manto. Por ejemplo, en cuanto al estudio del rebase, es suficiente que la envolvente del perfil de las capas de la cresta esté al mismo nivel que en prototipo para asegurar la similitud del proceso (Hydralab III, 2007).

2.4.4. Planeamiento y ejecución de los ensayos

En el diseño del modelo, en primer lugar se fijan las condiciones de diseño de niveles y oleaje. Normalmente, se verifican los niveles de pleamar por encima de la estructura aunque hay que considerar que las condiciones de máximos niveles no son siempre las condiciones más críticas para evaluar la estabilidad de diseño de la estructura. Las condiciones de diseño vienen establecidas por diferentes períodos de retorno (para la altura de ola y el período, para la dirección del oleaje y la duración de la tormenta a considerar) (Hydralab III, 2007).

Para que los ensayos sean estadísticamente representativos, la duración del ensayo debe de ser entre 500 y 3000 olas. En prototipo, duraciones de las tormentas de entre 3 a 6 horas normalmente generan este número de olas. En modelo, las tormentas son simuladas mediante series de ensayos con condiciones de oleajes crecientes.

Se expone la estructura a un oleaje con energía reducida para permitir la compactación de las piezas (*shakedown*), siguiendo a Hudson y Davidson (1975) que recomiendan propagar oleaje con un 50% de energía con respecto a la tormenta de diseño. Luego, Owen y Allsop (1983) quienes recomiendan ensayar oleajes crecientes hasta alcanzar el daño o hasta alcanzar un 120%

de la energía de diseño. Este procedimiento debe incluir ensayos para diferentes períodos de ola y para diferentes profundidades correspondientes a cada escalón de energía. Lo típico es considerar niveles de número de similitud de *surf* constante a cada ensayo e incrementarlo en la siguiente serie. A cada ensayo entonces se aumenta la altura de ola y por consiguiente se recalcula el período (Vidal et al, 2006).

Para reproducir un oleaje irregular, el espectro más utilizado es el JONSWAP (para estados de mar de oleaje no completamente desarrollado) y Pierson-Moskowitz (para estados de mar de oleaje completamente desarrollado) (Figura 21). Para estados de mar en aguas poco profundas se puede usar el espectro tipo TMA. Para el espectro JONSWAP se adopta normalmente el valor de apuntamiento $\gamma=3.3$ y $\sigma_a=0.07$, $\sigma_b=0.09$. Luego, el espectro de energía viene caracterizado principalmente por dos parámetros espectrales del oleaje. Los más comúnmente utilizados son la altura de ola significativa o momento de orden cero del espectro, H_{m0} , y el período de pico T_p . En algunas ocasiones se pueden utilizar otros parámetros para mejorar la aproximación a condiciones cerca de la costa, como por ejemplo el período $T_{m-1,0}=m_{-1}/m_{00}$ el período $T_{01}=m_0/m_1$, siendo m_0 y m_1 el momento de orden cero y de orden 1 del espectro. Al mismo tiempo se utilizan los parámetros evaluados en la serie temporal determinados mediante análisis del tipo *zero crossing*: la altura de ola significativa, H_s o $H_{1/3}$, la altura promedio de 1/10 de las mayores olas $H_{1/10}$, el período medio T_z , etc...

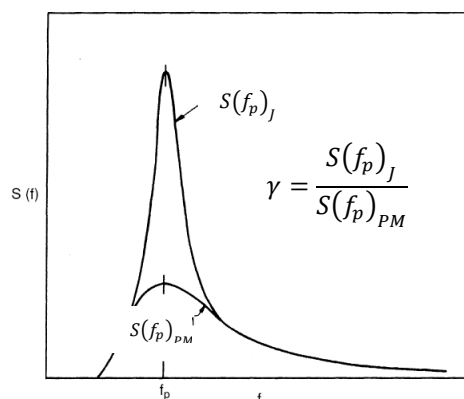


Figura 21. Comparación entre espectro de tipo JONSWAP y PM.

2.4.5. Separación de la ola incidente y reflejada

Normalmente, en estudios para el diseño de una estructura en enrocado, el parámetro a utilizar para la estabilidad de la estructura es la altura de ola incidente, H_i . Por lo tanto, es práctica común separar la señal incidente de la reflejada para elaborar estadísticas de la ola incidente.

Las técnicas más utilizadas para un fondo cuasi horizontal y propagación en una dirección, son las técnicas de Mansard y Funke (1980), Goda y Suzuki (1976) o Frigaard y Brorsen (1995). Se basan en medir las olas en 2 o 3 puntos puestos a corta distancia entre ellos. Las técnicas que usan dos sensores son menos precisas debido a que resuelven solo longitudes de onda que no son múltiplo de dos veces la distancia entre los dos sensores que miden la señal. Además, estas técnicas trabajan en un rango de frecuencias más reducido, son más sensibles al ruido y a las desviaciones de la teoría lineal (Hydralab III, 2007).

Las técnicas descritas se aplican a fondos horizontales o casi-horizontales, donde la longitud de onda no varía de manera significativa sobre la longitud del sistema de sensores. Para un fondo variable se puede utilizar el método de Baldock. y Simmonds (1999) o de Battjes et al. (2004), para ondas largas.

2.4.6. Efectos de escala y de laboratorio

Los efectos de escala y de laboratorio pueden alterar los resultados del modelo. Los efectos de escala aparecen cuando se consideran totalmente despreciables efectos que en laboratorio no lo son, i.e. cuando la escala empleada no reproduce correctamente los procesos que actúan en el modelo. Por ejemplo, esto sucede cuando se considera que un modelo es Froudiano y sin embargo existen efectos viscosos que no son despreciables en modelo aunque lo pueden ser en prototipo. En particular, en un modelo de un dique en escollera, este efecto puede tener influencia sobre la reflexión, la transmisión, el rebase y la disipación por rotura. En efecto, entre las capas secundarias en el filtro los movimientos del flujo pueden ser de tipo laminar. Existen formulaciones empíricas que tienen en cuenta estos efectos (Hughes, 1993).

Los efectos de laboratorio también aparecen por cómo se construye el modelo, por ejemplo por la creación de contornos que reflejan el oleaje, por un inadecuado amortiguamiento o disipación del mismo, o por la interacción entre propagación del oleaje y sensores de tipo intrusivo.

2.4.7. Mediciones y análisis

La instrumentación a utilizar debe facilitar la resolución adecuada, debe de mantenerse en condiciones estables al variar la temperatura y no debe de ser afectada por la suciedad que se puede generar en el laboratorio (por el polvo esencialmente). Las oscilaciones por el oleaje o por la corriente inducida, no pueden afectar las mediciones de los sensores.

Generalmente los sensores más utilizados son (Hydralab III, 2007).

- a) Sensores de oleaje (de tipo resistivo o capacitivo);
- b) Sensores de dirección del oleaje, compuestos por un sensor de velocidad (u,v) acoplado a un sensor de nivel (η);
- c) Velocímetros (electromagnético o acústicos);
- d) Sensores de presión/fuerzas;
- e) Perfiladores para la medición del daño, de tipo acústicos, laser o mecánicos;
- f) Equipo de video o de imágenes;

Entre la tipología de instrumentación especificada, el equipo de análisis por imágenes es uno de lo más usados y versátil. Se usa durante la modelación para documentar el proceso de preparación, de operación, de registro de evolución del daño, para la verificación de las condiciones de oleaje, etc...

2.5. EL CANAL 2D DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE LA UNC

Desde comienzos del año 2009, el Laboratorio de Hidráulica (LH) de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC), puso en marcha un nuevo canal de oleaje equipado de un generador bidimensional con absorción dinámica, de características únicas en Argentina. Las capacidades de generación del mismo permiten simular curvas teóricas de oleaje regular e irregular con periodos y amplitudes predeterminados (e.g. espectros de olas del tipo JONSWAP, Pierson Moskowitz, función Phillips, entre otras).

Para poner en funcionamiento el generador de oleaje fue necesario acondicionar el existente Canal de Pendiente Variable de 14 m de longitud, 0.6 m de altura y 0.5 m de ancho para llevarlo a sus nuevas dimensiones: 23.5 m de largo, 0.8 m de altura y 0.5 m de ancho (Figura 22). Este canal vidriado puede cumplir dos funciones, tanto como canal de pendiente variable como canal de oleaje.

Esta nueva adquisición en el Laboratorio de Hidráulica (LH), permite al grupo de investigadores del mismo, alcanzar una mejor comprensión de los procesos hidrodinámicos de los flujos turbulentos complejos, necesaria y de gran utilidad para realizar un manejo apropiado de los ambientes marítimos, teniendo como campo directo de aplicación el correcto diseño de estructuras hidráulicas, asistiendo a la toma de medidas correctivas en sistemas naturales

sometidos a procesos erosivos o de sedimentación, contribuyendo, así, al manejo ambientalmente sustentable de los recursos.



Figura 22. Canal de oleaje del Laboratorio de Hidráulica de la UNC.

Este generador cuenta con una paleta vertical con desplazamiento horizontal a través de un motor eléctrico, que genera un campo de velocidades controlado, el cual a su vez deforma la superficie libre del agua, dando lugar a una serie de ondas (Figura 23). Este tren de ondas es conocido como oleaje de viento (*wind waves*). También se pueden generar ondas solitarias, además de oleaje regular (es decir con un único periodo constante y olas de igual altura) u oleaje de tipo irregular, donde tanto el periodo como las alturas cambian de ola a ola. Los trenes de ondas que se pueden generar, se corresponden a espectros de energía típicos de la naturaleza (JONSWAP, Pierson Moskowitz, función Phillips, entre otras) o a series medidas directamente por una boya de oleaje en el mar.

Una característica muy importante de este generador es que cuenta con un Sistema de Absorción Dinámica, es decir que permite corregir el oleaje generado, restándole las interferencias u ondas parasitas que se producen en el canal por reflexión en estructuras o en la playa ubicada actualmente al final del canal. Las olas generadas en el canal son controladas por el programa computacional HP Wavemaker. (HR Wallingford, 2008 y 2009).



Figura 23. Generador de oleaje.

Existen ciertas limitaciones relacionadas con la altura máxima de rompimiento de la ola, factible de alcanzar con el desplazamiento máximo del pistón, velocidad y fuerza disponible. Para este instrumento, los valores límites son los siguientes:

- Máxima altura de ola: 0.36 m
- Máximo Desplazamiento: $S = 0.80$ m
- Máxima Velocidad: $U = 0.70$ m/s
- Máxima Fuerza: $F = 1.50$ kN
- Máxima Potencia: 0.305 Kw

El sistema de generación presenta los siguientes componentes:

1. Generador de oleaje 2D.
2. Sistema de servo manejo eléctrico.
3. Servo control electrónico con absorción dinámica (control total de ondas incidentes).
4. Sintetizador de ondas para el control global de la generación, absorción dinámica, adquisición y análisis de datos (Software y hardware).
5. Sensores de nivel de agua.

El canal cuenta con 8 sensores resistivos utilizados para medir el nivel de agua sobre posiciones determinadas del canal. Estos están conformados con dos varillas metálicas unidas en forma paralela, en el extremo inferior se tiene un aislante, y en la superior un conductor, conectado con un cable a una terminal. El sistema se basa en la respuesta lineal de la corriente a la longitud de la sección de las varillas por la que circula (aumentando la corriente mientras más sumergido está el sensor). La elevación del agua respecto al nivel de la superficie en reposo, se puede

medir indirectamente, a través del voltaje de salida en que es convertida la corriente en cada sensor. El límite de resolución de los sensores es, en general 0.20 mm en vertical (Figura 24).

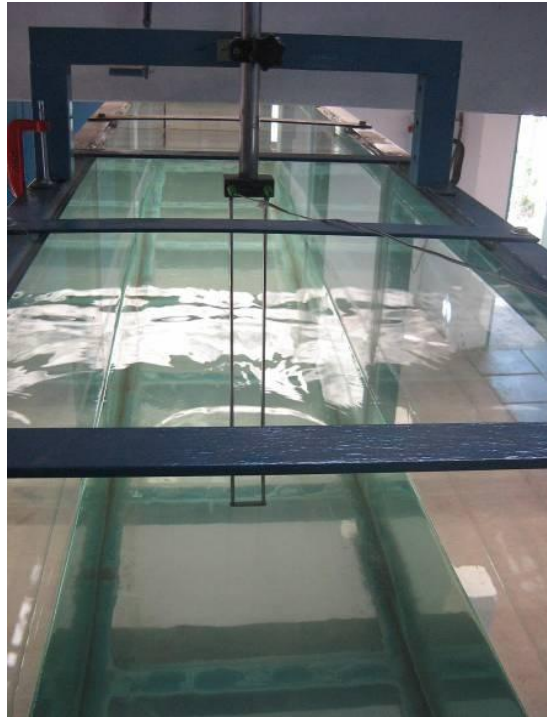


Figura 24. Sensor de tipo resistivo.

3. DISEÑO FUNCIONAL DE UN CASO REAL EN EL LITORAL ARGENTINO

3.1. INTRODUCCIÓN

Se realizó una optimización de un diseño de protección de un tramo de costa en erosión en el litoral argentino (Mar del Plata) mediante el uso de un sistema de diques exentos semi-sumergidos LCS (MIVSP 2005). En esta tesis se contemplan diques que quedan sumergidos en condiciones de pleamar, a nivel del agua en media marea y emergidos rebasables en bajamar (como es el caso de los diques diseñados en Mar del Plata). El diseño funcional y estructural se realiza teniendo en cuenta las características de la obra, del entorno urbano y del uso requerido para las playas a regenerar y proteger.

Para conseguir el objetivo de la optimización del diseño en planta, se reunieron y compararon críticamente las metodologías disponibles en la literatura. Se aplicó una metodología “óptima” que se adaptó al caso específico.

En primer lugar se analizaron y se aplicaron las formulaciones empíricas existentes, luego se realizó un diagnóstico de la situación presente al momento del pre-diseño y se evaluó la funcionalidad de la obra durante el evento de tormenta de diseño. Por último se realizó un estudio de equilibrio a largo plazo con el modelo de “una línea” GENESIS.

3.2. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

El frente costero urbano de la ciudad de Mar del Plata (Figura 25) al sur de Punta Mogotes, entre Playa La Serena a Playa Acantilados, padece desde hace años un fenómeno de erosión progresiva. Se produce, en principio, la pérdida de superficie de las playas, situación que erosiona gradualmente los acantilados subyacentes. Esto es consecuencia de la acción combinada del oleaje en tormentas, del ascenso de los niveles del mar por causas meteorológicas, y de la intervención humana.

A partir de un estudio histórico, se ha determinado que las playas en cuestión han sufrido fuertes procesos erosivos en los últimos 50 años debido a: (i) extracciones de arena para la construcción; (ii) fuertes tormentas desde el cuadrante SE; (iii) la fijación de dunas y pérdida

del material de reserva natural de la playa; (iv) las urbanizaciones costeras y construcción de espigones transversales a la costa que interrumpen parcialmente el transporte litoral (por ejemplo del puerto Quequén 100 Km al sur); (v) los dragados de las barras de arenas en las bocanas de los puertos y eliminación del material dragado del sistema sedimentario costero (sin “*by-pass*” de arena).



Figura 25. Imagen satelital (LandSat5, 3 marzo 2004) de Mar del Plata y de la zona de estudio (círculo amarillo).

En el Plan Director de Protección de Costas, que abarca el frente marítimo del partido de General Pueyrredón, se realizó un diseño de un conjunto de infraestructuras denominadas “diques exentos”, para frenar la erosión del tramo costero y permitir la regeneración y el mantenimiento de una playa en la misma zona. Los diques exentos (Figura 26) son estructuras, generalmente en escollera, dispuestas en serie a una cierta distancia de la costa dejando entre ellos pequeñas entradas (“*gaps*”) que hacen que se reduzca la energía del oleaje. Los diques exentos favorecen al relleno de la playa por deposición de sedimentos.

Si estas estructuras están cerca de la playa se forman salientes que llegan hasta la estructura en cuestión formando “tómbolos”. Si están más lejos, a una distancia adecuada, esos salientes no llegan a la estructura y no interrumpen el paso del sedimento litoral, por lo cual tienen menor impacto sobre la dinámica sedimentaria.

En este trabajo se ha realizado un estudio para determinar el diseño óptimo de la infraestructura de defensa costera con el uso de las formulaciones y modelos numéricos más adecuados para el caso en examen.

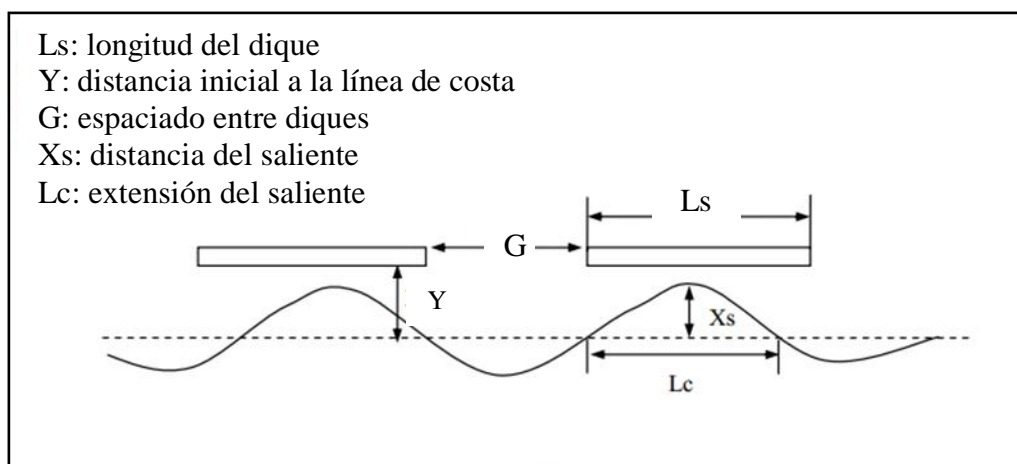


Figura 26. Vista en planta de un esquema de diques rompeolas exentos y de las principales parámetros geométricos (Universidad Politécnica de Catalunya, trabajo académico).

3.3. METODOLOGÍA

El éxito de un diseño de regeneración y defensa de una playa depende de la capacidad del proyectista. Debe entender las causas que originan el estado de erosión de la playa en estudio y evaluar los procesos costeros que han dado lugar a dicha situación. La necesidad de regeneración está siempre originada por la falta de cumplimiento de una de las funciones de la playa, por ejemplo como defensa de la costa o como uso lúdico (GIOC, 2001a), y su objetivo es el restablecimiento de dicha función. Para ello, se ha planteado el estudio de las defensas costeras a dos escalas de tiempo: a corto plazo (escala de horas-días) y a largo plazo (escala de meses y años).

El objetivo del diseño a corto plazo es doble. Por un lado, se busca verificar la estabilidad de la playa frente a eventos extremos. Por otro lado, que permita mejorar el conocimiento de los procesos morfodinámicos de la playa, realizar su diagnóstico y proponer alternativas de solución. Se ha estudiado el oleaje medio, un oleaje extremal con un período de retorno relacionado con la vida útil de la obra y un oleaje “extremal característico” asociado con una tormenta característica. La selección de los valores representativos de la obra se ha realizado de acuerdo con la ROM 02-90 (Puertos del Estado, 1990). Se ha adoptado la vida útil y el riesgo aceptable en las obras en función de una serie de parámetros elegidos en esta fase de prediseño. A partir de una vida útil propuesta de 25 años y de un riesgo asociado de 0.4 se ha determinado el periodo de retorno de la tormenta, T_R , de 50 años.

El objetivo del análisis a largo plazo es determinar cuál será la forma final (en planta y perfil)

de la playa y la evolución temporal de dicha forma en escala de meses y años, a fin de asegurar que la funcionalidad de la playa se mantenga durante la vida útil de la misma. Asimismo, se trata de evaluar el impacto sobre la dinámica sedimentaria y los posibles efectos sobre la erosión y la sedimentación en otros tramos de costa debido a la presencia de las estructuras y durante su fase constructiva.

En este contexto, el estudio se ha llevado a cabo según las siguientes fases:

1. evaluación de la funcionalidad del esquema propuesto, con formulaciones empíricas y con un modelo de evolución de la línea de costa a largo plazo;
2. optimización del esquema propuesto a través de las formulaciones empíricas;
3. estudio de la mejor alternativa de diseño en las condiciones de corto y largo plazo.

De forma complementaria se han analizados cuatro factores condicionantes:

- (1) reducción del riesgo de formación de tómbolo;
- (2) conservación de una playa de ancho mínimo de 25 m, se admite la formación de salientes siempre y cuando se mantenga el ancho mínimo de la playa;
- (3) minimización del impacto visual;
- (4) impacto sobre la dinámica sedimentaria, en particular sobre el posible efecto erosivo de las playas adyacentes.

3.4. DATOS

3.4.1. Batimetría

Para elaborar la batimetría se han considerado los datos disponibles: las cartas náuticas del Servicio de Hidrografía Naval: H-114, H-210, H-101, H-250. Los mapas han sido digitalizados y las coordenadas geográficas han sido convertidas en coordenadas métricas, con respecto a la proyección de “Mercator” UTM WGS-84 ZONA 21 SUR (Figura 27). Además, se ha realizado una topo-batimetría de detalle de la zona en erosión (Figura 28). Los puntos topo-batimétricos han sido referenciados con respecto a la media de las mareas más bajas, que se denominará cota de la Baja Mar Viva Equinoccial (BMVE). En la Figura 29 se muestran las cotas de referencia de la BMVE con respecto al cero del Instituto Geográfico de la Marina (IGM), al nivel medio, y al cero del puerto de Mar del Plata.

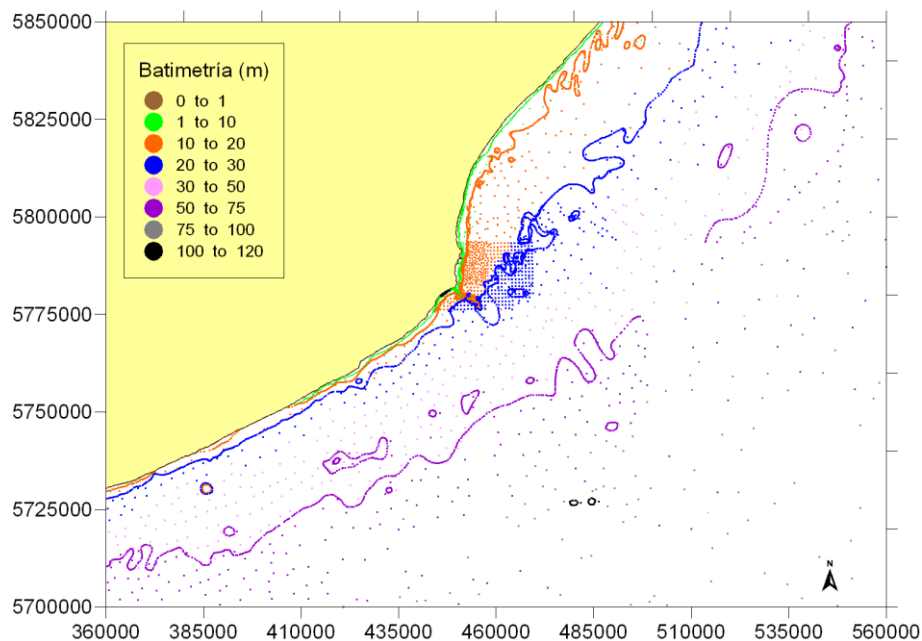


Figura 27. Digitalización de las cartas náuticas de la zona en examen.

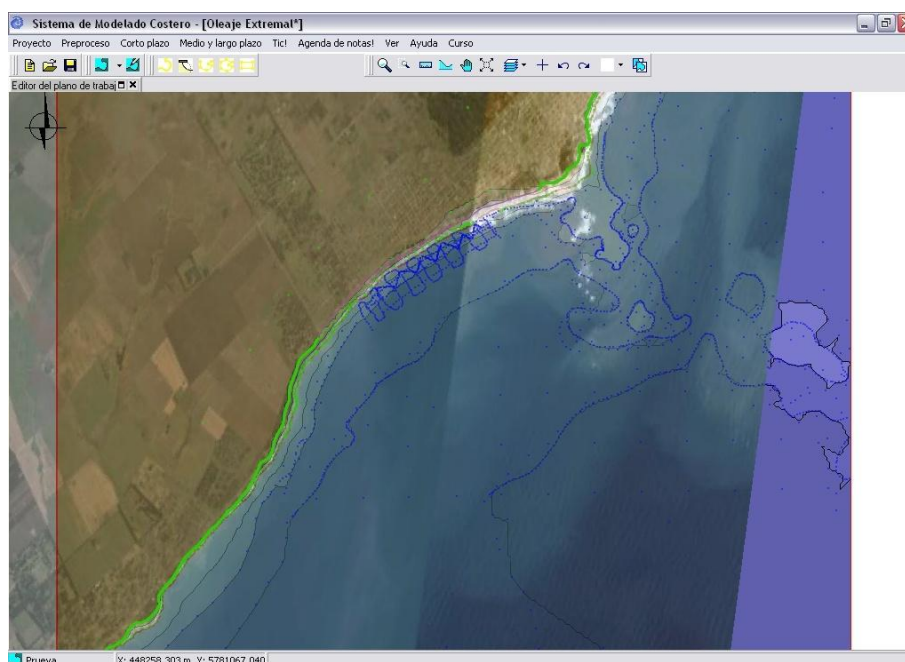


Figura 28. Puntos de sondeo e interpolación de la batimetría con el programa Sistema de Modelado Costero (SMC: GIOC, 2001).

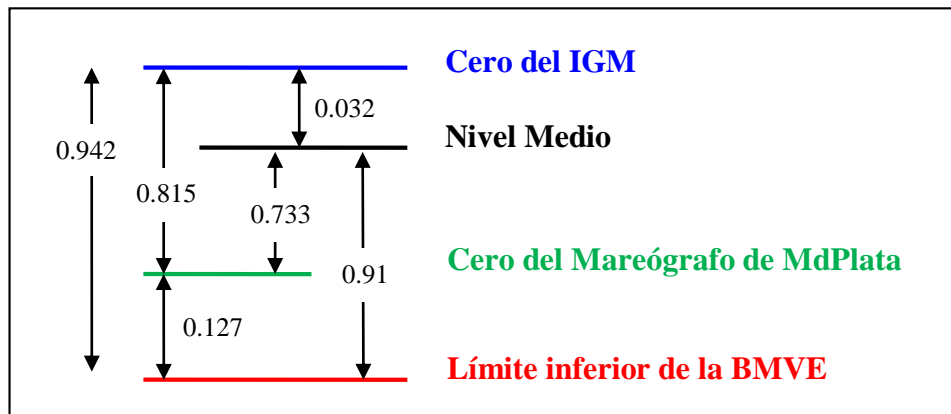


Figura 29. Relaciones (en metros) entre las cotas de referencias adoptadas en este trabajo.

3.4.2. Sedimento

La granulometría de la playa seca y sumergida ha sido determinada sobre las muestras recogidas específicamente para este estudio. Se recogieron 9 muestras de sedimentos del lecho marino a distintas profundidades mediante buceo, y 4 muestras en la playa seca en examen, durante la bajamar, con el fin de comprobar su situación actual y obtener el gráfico de sus principales características.

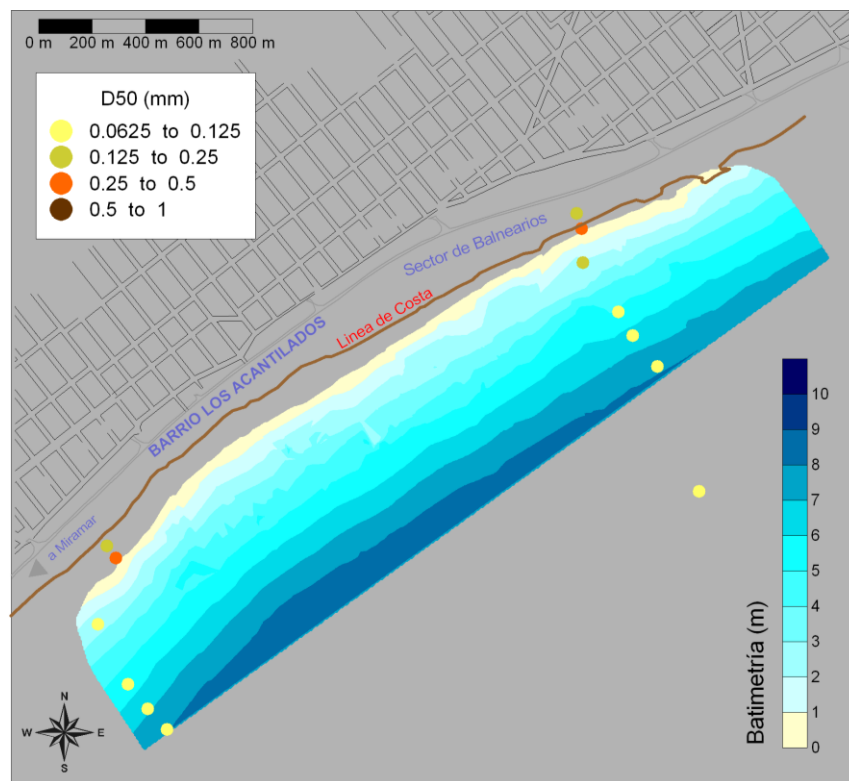


Figura 30. Ubicación de los puntos de muestreo de la granulometría con respecto a la batimetría de detalle, y representación del valor del D50 (Clasificación de Wentworth, 1922).

La mayor parte de las muestras en la playa sumergida han evidenciado la presencia de arenas finas (0.0625-0.125 mm), mientras que los sedimentos en la playa seca de arenas medio-finas (0.125-0.5 mm). Las características granulométricas principales de las muestras se resumen en la Tabla 9. En la Figura 30 se muestran los valores de D_{50} .

Tabla 9. Características principales de granulometría de las muestras obtenidas en la campaña de campo del 20/12/2006.

Muestra	D_{84} (mm)	D_{50} (mm)	D_{16} (mm)
1	0.23	0.15	0.09
2	0.14	0.11	0.08
3	0.15	0.11	0.08
4	0.14	0.10	0.08
5	0.14	0.10	0.08
6	0.14	0.10	0.08
7	0.14	0.10	0.08
8	0.14	0.10	0.08
9	0.13	0.10	0.08
10	0.39	0.23	0.16
11	0.78	0.40	0.22
12	0.35	0.23	0.18
13	0.39	0.25	0.18

3.4.3. Clima marítimo: régimen de vientos

En base a datos bibliográficos disponibles en la bibliografía se pueden resumir las siguientes consideraciones (Bértola, 2001; Isla et al, 1994; Isla, 2006; INCYTH, 1984). La ubicación geográfica de la ciudad de Mar del Plata la convierte en un área de notable actividad eólica, afectada por el flujo de las distintas masas de aire que con mayor o menor intensidad penetran en el área.

Vientos más frecuentes

Los vientos más frecuentes proceden del cuarto cuadrante desde las direcciones N (Norte), NO (Noroeste) y O (Oeste) con velocidades medias comprendidas en el rango 16-20 $\text{Km}\cdot\text{h}^{-1}$. En base a estadísticas efectuadas sobre el período 1961 y 1990 en la estación meteorológica del aeropuerto de la ciudad se pudo observar lo siguiente referido a las velocidades medias, por lo que deberá tenerse en cuenta que ello no permite observar los vientos fuertes:

- Durante los meses de verano, los vientos alcanzan las velocidades medias más elevadas (entre 20 y 25 $\text{km}\cdot\text{h}^{-1}$) cuyas direcciones preponderantes son N, E (Este) y S (Sur), en forma decreciente.

- Durante otoño e invierno, las velocidades medias resultan un 10 a 15 % inferiores al verano, siendo más preponderantes las direcciones O y N.
- En la primavera, se incrementa nuevamente la velocidad media ubicándose entre 18 y 24 km·h⁻¹), siendo la componente N la más preponderante.

Vientos más energéticos

Los vientos de mayor intensidad proceden del segundo cuadrante (vientos desde el E hasta el S en el sentido de las agujas del reloj) con velocidades medias del orden de 25 Km·h⁻¹, y con velocidades máximas del orden de 70 Km·h⁻¹.

Eventos de vientos más relevantes

a) Un viento característico de Mar del Plata que merece especial atención es la “Brisa de mar”. Su principal ocurrencia es en verano y la dirección predominante es NE. En general, se presenta el siguiente esquema: por la mañana se tienen vientos suaves desde el continente (desde el cuarto sector), a partir del mediodía los vientos rotan al sector NE, con picos de frecuencia e intensidades entre las 16 y las 18 horas, con velocidades que en ocasiones llegan a superar los 30 km·h⁻¹ y a partir del atardecer los vientos disminuyen en intensidad y rotan al sector continental.

b) Los principales temporales de la zona se verifican con vientos del SE y SSE (Sur-Sureste, sudestadas), fuertes y duraderos (hasta 6 días), con lluvias, y duración de 1 a 3 días (hasta 6), y magnitudes de hasta más de 70 km·h⁻¹. A estos eventos hay que añadir los fuertes temporales del NE y NNE con medias de 37 km·h⁻¹ y máximos de hasta 80 km·h⁻¹. De un análisis de grandes tormentas entre 1980 y 1992, surgen dos épocas diferenciadas, una de octubre a marzo donde los eventos tormentosos no ejercían efectos sobre los fenómenos costeros locales y otra de abril a septiembre donde se encontraron los eventos más notables de pasajes de tormentas.

Con respecto a la ocurrencias de calmas, las estadísticas de los 30 años analizados muestran que en los meses de otoño e invierno son levemente más frecuentes (del 13 al 16 % del tiempo) que en primavera y verano (del 8 al 12 %).

3.4.4. Clima marítimo: oleaje

El oleaje oceánico (o de aguas profundas) se ha determinado mediante el procesamiento de registros de la NOAA (procedentes del *Global Forecast System*, GFS) de EEUU, y en base a

valores generados por el modelo Wavewatch III (*Environmental Modelling Centre, NOAA*) con intervalos de 3 horas para la serie histórica 1997-2006. Los valores de Altura Significante, Período y Dirección de Incidencia de las olas, corresponden a tres puntos (Figura 31) ubicados en aguas profundas y próximos a la zona de interés, en Lat. 38° S, Long. 56.25°O, en Lat. 38° S, Long. 57.50° O y en Lat. 39° S, Long. 58.75°O (Figura 31).

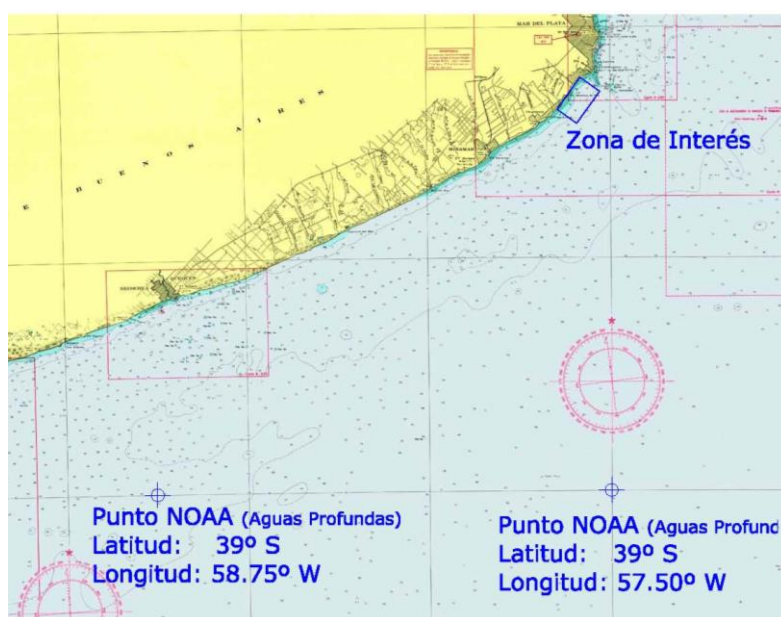


Figura 31. Ubicación puntos WW3 de la NOAA utilizados para el clima oceánico.

Las alturas de olas significantes más frecuentes se corresponden con las direcciones ENE, E, S y SSO, con alturas comprendidas entre 1 y 2 metros. Las máximas alturas proceden de los sectores SSE, S y SSO con un promedio entre 3.5 y 4.5 metros. Los períodos asociados son de 6-8 segundos para las alturas medias y de 8-10 segundos para las máximas medias, como se resumen en la siguiente Tabla 10.

Tabla 10. Principales sectores de procedencia y valores de oleaje en aguas profundas.

	SECTORES	VALORES
MEDIAS	ENE-E y S-SSO	Hs=1-2m; Tp=6-8s
MÁXIMAS MEDIAS	SSE-SSO	Hs=3.5-4.5m; Tp=8-10s

El punto objetivo se ubica en las proximidades de la zona de rompeolas a 10 m de profundidad (mientras que los rompeolas están a 5 m de profundidad). Se ha calculado la propagación de las olas oceánicas (de tipo *swell*) mediante un modelo matemático de refracción (STWAVE, Smith et al., 1999) para cada una de las direcciones de incidencia en aguas profundas y para cada uno de los períodos representativos considerados en la estadística (Tabla 11). Adicionalmente a la

propagación de las olas hasta la costa, el modelo STWAVE permite la generación y transformación de olas locales (tipo *sea*) a partir de campos de viento actuantes sobre el área.

Tabla 11. Condiciones de oleaje modeladas en base a la estadística (0° desde el Norte, N).

Cod.	Dirección	Angulo al N (°)	Período (s)
101	NE	45	5
102	NE		7
103	NE		9
201	ENE	67.5	5
202	ENE		7
203	ENE		9
204	ENE		11
205	ENE		13
301	E	90	5
302	E		7
303	E		9
304	E		11
305	E		13
401	ESE	112.5	5
402	ESE		7
403	ESE		9
404	ESE		11
405	ESE		13
501	SE	135	5
502	SE		7
503	SE		9
504	SE		11
505	SE		13
601	SSE	157.5	5
602	SSE		7
603	SSE		9
604	SSE		11
605	SSE		13
701	S	180	5
702	S		7
703	S		9
704	S		11
705	S		13
801	SSW	202.5	5
802	SSW		7
803	SSW		9
804	SSW		11
901	SW	225	5
902	SW		7
903	SW		9

Se calcularon la dirección de llegada, y el coeficiente de corrección $K_r \cdot K_s$ para cada juego de olas oceánicas propagadas hasta una profundidad de aproximadamente 10 m al Cerro en el área

de interés.

Para el oleaje de tipo *swell*, las Alturas de olas Significativas más frecuentes se corresponden con las direcciones E, ESE, con alturas comprendidas entre 1 y 1.5 metros. Las máximas alturas medias proceden del sector ESE-SSO (en el sentido de la aguja del reloj) con un promedio entre 3 y 4 metros. Los períodos asociados son de 6-8 segundos para las alturas medias y de 8-10 segundos para las máximas medias, como se resumen en la siguiente Tabla 12.

Tabla 12. Principales sectores de procedencia y valores de oleaje tipo *swell* en el punto objetivo.

Oleaje tipo <i>swell</i>	SECTORES	VALORES
MEDIAS	E-ESE	Hs=1-1.5m; Tp=6-8s
MÁXIMAS MEDIAS	ESE-SSO	Hs=3-4m; Tp=8-10s

Para determinar las olas de tipo “*sea*” o locales, se calcularon la altura y período generados por cada una de las velocidades de viento límites de cada intervalo en la estadística correspondiente. Para determinar las olas se calcularon la altura y período generados por cada una de las velocidades de viento límites de cada intervalo en la estadística correspondiente, aplicando la metodología del Shore Protection Manual (SPM, 1984). Se consideró una limitación por Fetch de 50 kilómetros con el fin de evitar la superposición de olas oceánicas y locales. Las olas generadas por vientos de altas velocidades también se hallan limitadas por la duración del evento, pero dada la falta de información en este sentido no ha sido posible la evaluación del oleaje teniendo en cuenta este aspecto.

A los datos de viento se les aplicaron las siguientes correcciones correspondientes de acuerdo al CERC (1993) y se calcularon las características del oleaje utilizando el Método de Pronóstico de Sverdrup-Munk-Bretschneider (Bretschneider, 1970) para aguas poco profundas. Este método se basa en la hipótesis de que las olas son causadas por un viento que durante el intervalo de cálculo sopla con velocidad y dirección constante y sobre una zona de generación cuya longitud se denomina Fetch.

Las ecuaciones empleadas por el método son:

$$\frac{gH_s}{U_a^2} = 0.283 \tanh \left[0.530 \left(\frac{gd_u}{U_a^2} \right)^{3/4} \right] \tanh \left[\frac{0.00565 \left(\frac{gF}{U_a^2} \right)^{1/2}}{\tanh \left(0.530 \left(\frac{gd_u}{U_a^2} \right)^{3/4} \right)} \right] \quad (51)$$

$$\frac{gT}{U_a^2} = 7.54 \tanh \left[0.833 \left(\frac{gd_u}{U_a^2} \right)^{3/8} \right] \tanh \left[\frac{0.0379 \left(\frac{gF}{U_a^2} \right)^{1/2}}{\tanh \left(0.833 \left(\frac{gd_u}{U_a^2} \right)^{3/8} \right)} \right] \quad (52)$$

donde:

- g aceleración de la gravedad
- H_s altura significativa
- d_u duración
- F Fetch
- U_a velocidad del viento ajustada
- T Período

Las Alturas de olas Significativas más frecuentes se corresponden con los sectores SE-SSE, y SSW-SW, con alturas comprendidas entre 0.5 y 1 metros. Las máximas alturas medias proceden de los mismos sectores con un promedio entre 1.5 y 2 metros. Los períodos asociados son de 2-4 segundos para las alturas medias y de 4-6 segundos para las máximas medias, como se resumen en la siguiente Tabla 13.

Tabla 13. Principales sectores de procedencia y valores de oleaje tipo “sea” en el punto objetivo.

Oleaje tipo sea	SECTORES	VALORES
MEDIAS	SE-SSE	H _s =0.5-1m; T _p =2-4s
MÁXIMAS MEDIAS	SSO-SO	H _s =1.5-2m; T _p =4-6s

Las olas incidentes pueden clasificarse como la suma de las olas generadas por vientos locales (de tipo *sea*, actuando sobre una distancia limitada), más las olas provenientes del océano (de tipo *swell*), que son generadas por tormentas lejanas y se propagan hasta el área de interés. La suma se realizó sobre las energías del oleaje. El resumen de los principales resultados se muestra en la Tabla 14, y en la Figura 32 (para la altura de ola significativa H_s) y en la Figura 33 (para el período de pico T_p).

Tabla 14. Principales sectores de procedencia y valores de oleaje tipo *sea+swell* en el punto objetivo.

Oleaje tipo sea+swell	SECTORES	VALORES
MEDIAS	E-ESE	H _s =1-2m; T _p =6-8s
MÁXIMAS MEDIAS	SSO-S	H _s =3.5-4.5m; T _p =8-10s

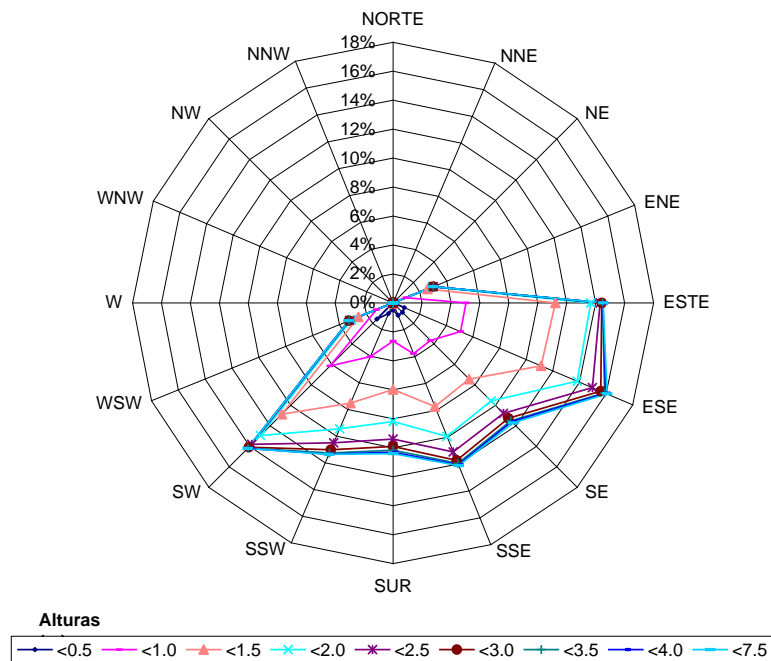


Figura 32. Distribución de H_s (altura significativa) de olas locales (tipo *sea*) + oceánicas (tipo *swell*) para el punto objetivo.

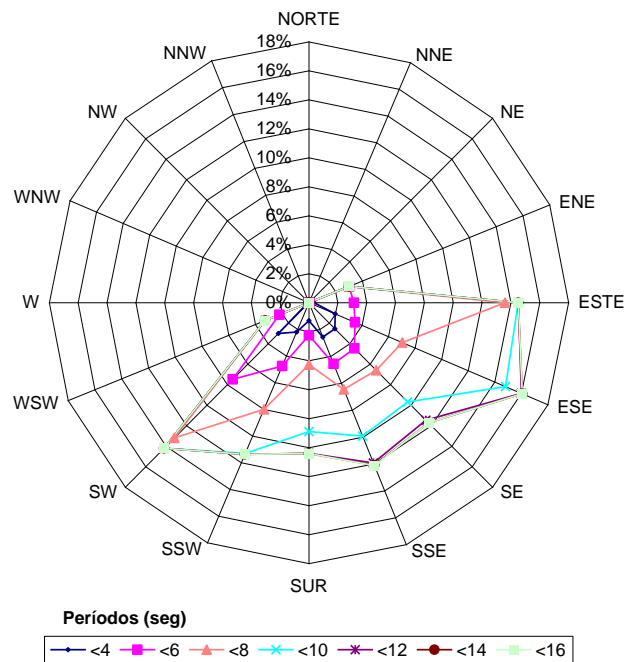


Figura 33. Distribución de T_p (período de pico) de olas locales (tipo *sea*) + oceánicas (tipo *swell*) para el punto objetivo.

En cuanto al régimen extremal, se muestran los resultados de los cálculos de los períodos de retorno para todas las direcciones, y correspondientes a los casos de oleaje *sea*, *swell*, y la combinación entre *sea* y *swell*. Efectuando el cálculo para cada dirección, se ha obtenido que

la dirección SE es la que ofrece más altura significativa en el punto objetivo, como se muestra en la Tabla 15.

Tabla 15. Períodos de retorno para la altura significativa de ola, correspondiente a la dirección SE, en el punto objetivo, considerando oleaje *sea+swell*.

T_R (años)	H_s (m)
2	5.4
5	6.4
10	7.2
15	7.7
20	8.1
25	8.3
50	9.2
100	10.1
500	12.4

En la Tabla 16 se muestran los valores extremos escalares de altura de ola significativa obtenidos por análisis estadístico de los datos de la NOAA. Para determinar las condiciones extremas de oleaje se ajustó una función de distribución de tipo Weibull.

Tabla 16. Alturas de ola significantes escalar por diferentes períodos de retorno en aguas profundas.

T_R (años)	H_s (m)
2	5.9
10	7.2
50	9.2
100	10.1

Para los propósitos de diseño de las estructuras que conforman la Defensa Costera es necesario determinar la condición de rompiente a la cual puede estar sometida la estructura bajo análisis, debido a que la presión dinámica generada por la “bolsa” de aire comprimido durante el impacto es muy superior a la presión normal que ejercería una ola no rompiente.

En caso que la altura rompiente sea inferior a la determinada previamente, afectada por los coeficientes de refracción y difracción que correspondan hasta alcanzar el pie de la estructura, se considera que la condición de diseño es rompiente.

Bajo esta condición, se utilizó la metodología de Goda (1975) (

Tabla 17) para distintos niveles de agua, asociados a niveles de marea característicos, para determinar la altura de ola en rompiente que alcanza la estructura, considerando un período típico de condición de tormenta de 10 segundos.

Tabla 17. Cálculo de limitación por rompiente de la ola de diseño. Metodología de Goda (1975).

Sistema de Rompeolas Aislados- Mar del Plata

Período T_o =	10 s
Longitud Onda A.P. L_o =	156 m
Profundidad al Cero =	5 m
Altura Hs A.P. $T_R=50$ años	6.2 m
Pendiente Playa m =	0.02

Nivel Marea (m)	Prof. Total (m)	Longitud L (m)	Hs Goda (m)
-0.75	4.3	61.6	3.02
-0.50	4.5	63.3	3.16
-0.25	4.8	64.9	3.30
0.00	5.0	66.5	3.45
0.25	5.3	68.0	3.59
0.50	5.5	69.5	3.73
0.75	5.8	70.9	3.87
1.00	6.0	72.3	4.01

Nomenclatura:

A.P.. Águas Profundas - Hs = Altura Significativa de Ola - Niveles referidos al cero del I.G.M.

3.4.5. Clima marítimo: régimen de mareas y corrientes

Las mareas son de régimen mixto. En algunos momentos son diurnas (un período por día) y en otros momentos son semi-diurnas (dos períodos por día) (INCYTH, 1984). Las corrientes que llegan a producir en el eje principal Norte-Sur son de aproximadamente $0.05-0.15 \text{ m s}^{-1}$. El Servicio Hidrográfico Naval calculó una amplitud máxima de 1.73 m y una amplitud media de 0.78 m en el período 2006-2007.

Según Caviglia et al. (1992), existen corrientes paralelas a la costa inducidas por el oleaje, en una franja de dos veces la zona de rotura, y se dirigen hacia el norte (por mar de fondo). La magnitud de esta corriente incrementa desde Miramar hasta el Puerto, donde casi se para, e incrementa de nuevo hacia el norte, siendo máxima en Mar de Cobo.

Ulibarrena (UNMDP, 1998) frente a Camet observa que las velocidades son funciones del oleaje y oscilan entre 16 a 25 cm/s. Las velocidades disminuyen hacia mar adentro, hasta 1500 m. Con oleajes del I (N-E) cuadrante las corrientes se dirigen hacia el sur y con oleaje del II (E-S) cuadrante hacia el norte.

3.5. MODELADO NUMÉRICO

3.5.1. Transporte potencial

Generalmente, existe un transporte de sedimentos a lo largo de las playas. Este transporte es llamado transporte litoral y se origina, principalmente, por la acción de las olas que inciden oblicuamente.

El Transporte Litoral Potencial, se calculó mediante un modelo que aplica la formulación recomendada por el Shore Protection Manual (SPM, 1984). El modelo utilizado fue GENESIS, el cual considera solamente el transporte litoral debido a olas rompientes.

Partiendo de las condiciones de oleaje en un punto de pronóstico o medición (en este caso la línea correspondiente a una isobata de 10 m de profundidad al Cero) el modelo evalúa la ola rompiente a lo largo de la costa calculando la refracción sobre isobatas paralelas con una pendiente dada, calcula la profundidad de rotura y determina la tasa de Transporte Litoral Potencial Q_l mediante la aplicación de la formulación de Komar y Inman (1970):

$$Q_l = K \left[\frac{\rho \sqrt{g}}{16 \sqrt{k} (\rho_s - \rho)(1 - n)} \right] H_b^{5/2} \text{sen}(2\alpha_b) \quad (53)$$

donde el subíndice “b” se refiere a la condición de rotura (*breaking*) de la ola, K es un coeficiente empírico adimensional, ρ es la densidad del agua de mar = $1025 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$, ρ_s es la densidad del material de fondo transportado = $2650 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$, g es la aceleración de la gravedad, n es la porosidad del material del fondo transportado = 0.4, k_b es el índice de rotura dado por H_b/d_b (d_b es la profundidad en la rompiente), α_b es la dirección de la ola en rotura (ángulo entre la cresta y la línea de costa) y H_b es la altura significativa de la ola en rotura

Se ha alimentado el modelo con la estadística de olas pronosticada, a fin de evaluar las condiciones medias en un período de tiempo prolongado, que incluyera tormentas de gran intensidad y baja probabilidad. Los resultados han dado un transporte litoral neto medio en el tramo modelado de $445.000 \text{ m}^3\text{año}^{-1}$ hacia el NE.

3.5.2. Evolución a Largo Plazo

Una de las técnicas de análisis de los procesos a largo plazo es la búsqueda de la posición de equilibrio, o posición que adoptaría la playa si las dinámicas permanecieran constantes durante

el tiempo suficiente para establecer un equilibrio. En el caso del perfil de playa el concepto de perfil de equilibrio es ampliamente utilizado en los estudios de estabilidad y evolución de playas, existiendo diversas formulaciones tendentes a describir dicho perfil de equilibrio.

La definición del perfil de equilibrio de una playa conlleva la determinación de:

- Forma del perfil de equilibrio.
- Profundidad de cierre del perfil.

Diversos autores han propuesto formulaciones empíricas al objeto de representar el perfil de equilibrio de una playa. De todas ellas, la más comúnmente utilizada es la propuesta, inicialmente, por Bruun (1954) y posteriormente por Dean (1977). Esta forma de perfil, conocida como perfil parabólico, adopta la expresión (que consideramos válida a nivel de prediseño):

$$h = Ax^{2/3} \quad (54)$$

Donde

h = profundidad del agua

x = distancia desde la costa

A = parámetro de forma.

El parámetro de forma, A, fue ajustado por Dean (1987) en función de la velocidad de caída del grano, ω ($m \cdot s^{-1}$).

$$A = k\omega^{0,44} \quad (55)$$

con $k = 0.51$.

Dean mostró que los valores de A varían suavemente a lo largo de grandes distancias en una misma costa y que son razonablemente constantes en el tiempo. No obstante, el valor de A (o de k) debería ser, si es posible, ajustado en cada proyecto de regeneración con datos de la playa y/o playas adyacentes a la zona a regenerar.

Analizando todas las secciones, se obtuvieron los siguientes parámetros medios:

$$A = -0.135$$

$$K = 0.901$$

Según la teoría, estos valores representan una condición (estado actual) de desequilibrio, y la

playa tendería a evolucionar hasta un equilibrio (medio modal) disipando más energía, suavizando su perfil (hasta alcanzar el valor de $K=0.51$), si tuviera disponible suficiente material.

Las fuerzas del oleaje y el transporte litoral ocurren independientemente de las obras que se realicen. Sin embargo, estos fenómenos se manifiestan especialmente cuando se construyen escolleras, espigones u otras estructuras que interrumpen los procesos naturales.

De esta manera, se hace necesario simular los procesos que tendrán lugar por la presencia de las estructuras costeras proyectada en el área de interés, considerando principalmente que su implantación debe garantizar la regeneración de la playa mediante la formación de saliente y el mantenimiento de la misma en un ancho mínimo de 25 m (con previa regeneración).

El modelo utilizado para tal fin es el GENESIS el cual fue desarrollado para simular cambios en la posición de la línea de costa debidos a gradientes espaciales y temporales en el transporte litoral de sedimentos. Como modelo de transporte de sedimentos lineal considera el perfil de la playa para obtener la forma de equilibrio y propagarla mar o tierra adentro en forma paralela a sí misma. Por ello sólo exige el monitoreo de una línea de contorno, la línea de playa.

Dicho monitoreo se logra mediante el planteo de escenarios de situación actual y futura, que permitan comparar el efecto de las modificaciones previstas. El escenario de situación actual previsto para este estudio se basa en la representación de la costa a partir del relevamiento realizado, extendida hacia ambos lados tomando como referencia fotos aéreas de la zona.

La información disponible para configurar el modelo es la línea de costa actual basada en información cartográfica e imágenes. No se dispone actualmente de relevamientos batimétricos en gran escala que permitan determinar las cotas de berma de la playa, las pendientes y tipo de sedimentos que conforman las mismas, a lo largo de una distancia suficiente de la zona de estudio, como para representar el balance global de sedimentos transportados paralelamente a la costa.

Para este estudio se representó un tramo de 2000 m de costa definida por una grilla de 200 celdas de 10 m cada una. Se ha adoptado un intervalo temporal de 0.05 horas.

Por lo tanto, se han efectuado simulaciones de prueba con el modelo GENESIS considerando la línea de costa actual obtenida de información cartográfica, las cuales mostraron la imposibilidad de ajustar un modelo de balance morfológico de largo plazo, ya que existen

numerosos elementos de control (acantilados, restingas, escolleras) que ejercen fuertes restricciones a los retrocesos de la playa y a la disponibilidad de arena para transportar. Es decir, la gran variabilidad de la línea de costa en la zona, no está determinada por los procesos clásicos de balance litoral de arenas, sino que está muy influida y restringida por la presencia de elementos "duros" que actúan como defensas costeras, cuya posición espacial responde a procesos erosivos cuya escala de tiempo es muy diferente a la del transporte litoral, dado que está controlada por la resistencia a la erosión de las rocas y sedimentos duros presentes.

Asimismo, al pie de las barrancas y a lo largo de decenas de kilómetros existen variadas configuraciones del lecho, en algunos casos sin que aparezca una playa expuesta, que modulan la capacidad de transporte de las olas, las cuales no están relevadas.

Al tratar de representar esta compleja realidad mediante un proceso de balance de transporte litoral de arenas como es el que ejecuta el GENESIS, aparecen desequilibrios aparentes, en función de la mayor o menor capacidad de transporte que surge de la variable orientación actual de la línea de costa (y de su influencia sobre el oleaje), los cuales no son representativos de la real disponibilidad de sedimento para ser transportado, y el modelo predice en consecuencia avances y retrocesos de esta línea, que no se corresponden con la realidad.

Dado que no existe información histórica antecedente precisa que permita calibrar el modelo de largo plazo simulando la evolución de la línea de costa (para ello se requeriría disponer de relevamientos batimétricos de diferentes fechas a lo largo de varios años), se ha optado por una metodología de simulación basada en un esquema simplificado de la costa, siguiendo su alineación media.

Esta metodología asume que no existe, actualmente, un déficit en el transporte a lo largo de la costa, dado que la arena que entra por un extremo del modelo, puede salir por el otro sin variación de volumen por unidad de tiempo.

Si bien esto es claramente una simplificación del problema, a nivel "local" es una hipótesis aceptable dada la relativa uniformidad de la costa en el tramo bajo estudio, la cual permite avanzar en la evaluación del impacto de las obras.

La futura realización de un adecuado programa de monitoreo de la costa, permitiría ajustar un modelo de una línea y así predecir con mayor precisión la evolución de largo plazo, teniendo en cuenta eventuales déficit de transporte, causados por la interposición de estructuras de defensa (por ejemplo en la zona de Miramar y adyacentes), y la presencia de acantilados sin

playa emergente al pie.

3.5.3. Evolución a Corto Plazo

Los programas de propagación de oleaje STWAVE (*Steady-state spectral WAVE model*, Smith et al, 1999) y Oluca (Modelo Parabólico de Propagación de Oleaje, GIOC, 2001b), han sido calibrados con los datos procedentes de la NOAA propagando desde aguas profundas hasta profundidades reducidas en las proximidades de Puerto Quequén, 100 km al sur de la zona de estudio. Con los resultados de los programas de propagación del oleaje se han ejecutado los modelos de corriente y de transporte, que forman parte del “Modelo Integral de Propagación de Oleaje, Corrientes y Morfodinámica en Playas” (Mopla, incorporado en el paquete SMC, Sistema de Modelado Costero, GIOC, 2001b). Estos programas son:

- **Oluca:** Modelo parabólico de propagación de oleaje monocromático y espectral.
- **Copla:** Modelo de Corrientes por rotura del oleaje promediadas en la vertical.
- **Eros:** Modelo de Erosión–sedimentación y evolución de la batimetría en playas

Este último, con las condiciones hidrodinámicas calculadas, la batimetría inicial y las características del sedimento, determina el transporte de sedimentos utilizando las formulaciones de Bailard (1981) y Soulsby (1997).

En la Figura 34 se muestra el dominio numérico utilizado para los cálculos. Se han empleado dos mallas numéricas anidadas de diferente espaciado. La malla externa es de menor detalle ya que el oleaje no sufre muchas transformaciones en la propagación, mientras que la malla de detalle es de mucha mayor resolución para poder garantizar la correcta evaluación de las transformaciones que sufre el oleaje por asomeramiento, refracción, difracción y rotura. El espaciado de la malla de detalle es de 5 m y la de la malla externa es de 80 m en sentido longitudinal. El modelo, dadas las características de las olas a propagar, define automáticamente en la dirección Y (sentido transversal) una división para calcular correctamente la fase de la ola. La extensión de las mallas numéricas ha sido definida para garantizar que toda la energía del oleaje que puede interactuar en la zona de estudio pueda propagarse y llegar en dicha zona.

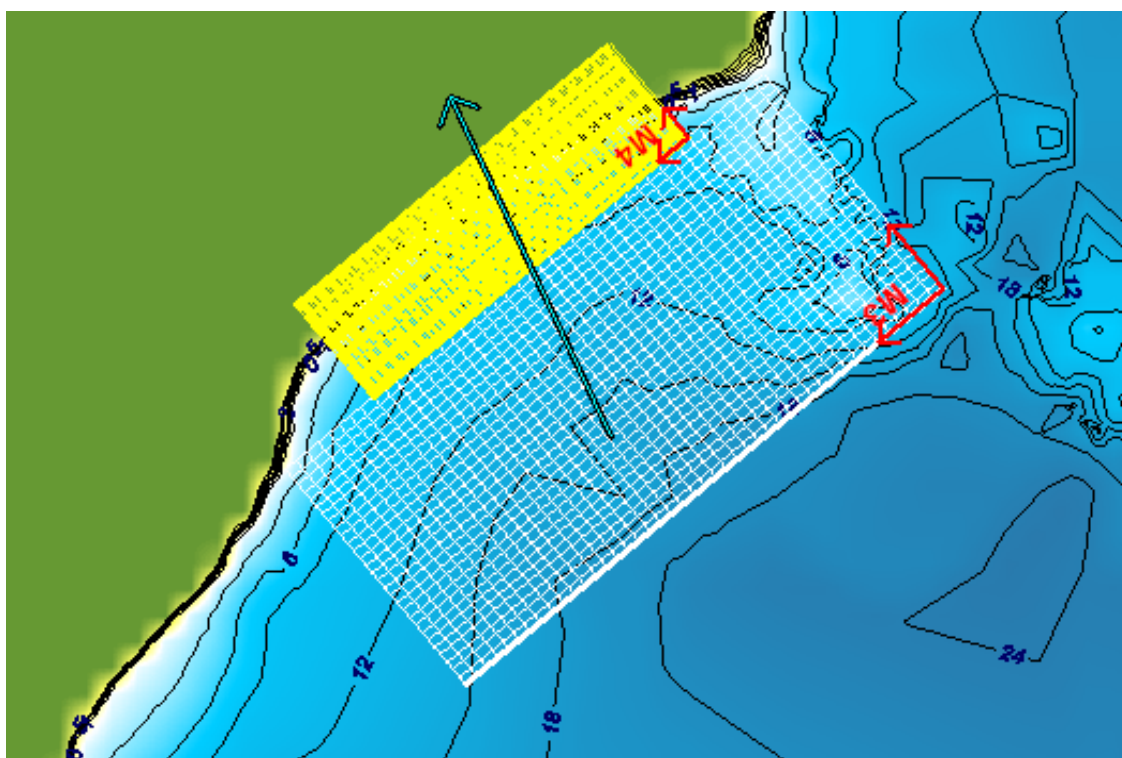


Figura 34. Ejemplo de dominio de cálculo definido en Mopla para un caso de tormenta.

En este apartado se simulan los patrones de circulación debidos a la corriente por rotura del oleaje medio y de temporal, en los tres momentos mareales de pleamar, media marea, y bajamar, en la situación actual (sin diques exentos). Observando la dinámica de las corrientes resultantes se obtienen indicaciones con respecto a la tendencia evolutiva del sedimento. Un estudio de detalle de las propagaciones de los oleajes existentes no es objetivo de este estudio y deberá ser analizado en fase de proyecto.

En particular, se señalan las zonas con tendencia a la acumulación de material y a la sedimentación/erosión del mismo durante los eventos medios característicos de la zona (oleaje más frecuente). Este estudio se denomina de “corto plazo” (comportamiento del sistema debido a eventos de corta duración, como máximo de 2 o 3 días), y prevé también un análisis de la dinámica sedimentaria debido a la existencia de un temporal asociado a un período de retorno de 50 años.

La ausencia de medidas específicas de oleaje direccional en las inmediaciones de la zona de estudio, obliga a la realización de un análisis de los datos disponibles en el entorno para, a partir de éstos, estimar el régimen direccional medio y extremal (en este caso asociado a un período de retorno de 50 años) de oleaje existente en la zona. En la Tabla 17 se muestran las condiciones de oleaje utilizadas:

Tabla 18. Parámetros de oleaje utilizados en las propagaciones.

Caso	Oleaje	Punto Objetivo
Oleaje medio (más frecuente)	Irregular JONSWAP	Hs = 1.25m Tp = 8s $\theta = 135^\circ$ (SE)
Oleaje con $T_R = 50$ años	Espectral (T.M.A.)	Hs = 9.2m Tp = 14s $\theta = 157.5^\circ$ (SSE)

El oleaje medio considerado es el oleaje más frecuente incidente en la zona de estudio. El oleaje del SSE se corresponde al oleaje más problemático para el transporte de sedimentos considerando este período de retorno.

3.6. RESULTADOS

3.6.1. Diagnóstico

En la Tabla 19 se muestran las condiciones de oleaje simuladas, en los tres momentos mareales de pleamar, media marea, y bajamar.

Oleaje medio. Se ha observado una zona de acumulación del oleaje, situada en la zona al sur de la malla, debido a la refracción del oleaje por la conformación batimétrica local. Las corrientes debidas a oleaje determinan celdas de circulación en aguas poco profundas, sin evidenciar una dirección uniforme y determinadas por efectos muy locales de la línea de costa y de la batimetría (obsérvese las corrientes generadas por rotura en la Figura 35). Por lo tanto, también el transporte está influenciado por efectos muy locales de la batimetría, sin evidenciar una tendencia uniforme en su dirección.

Tabla 19. Parámetros de oleaje utilizados en las propagaciones.

Caso	Oleaje	Punto Objetivo
Oleaje medio	Irregular (JONSWAP)	Hs = 1.2m Tp = 8s $\theta_p = 135^\circ$ (SE)
Tormenta característica $T_R = 2$ años	Espectral (TMA)	Hs = 5.9m Tp = 12s $\theta_p = 135^\circ$ (SE)
Oleaje de tormenta $T_R = 50$ años	Espectral (TMA)	Hs = 9.2m Tp = 14s $\theta_p = 157.5^\circ$ (SSE)

Oleaje de tormenta característica. Se ha estudiado un oleaje de tormenta característico para evaluar la tendencia evolutiva de la playa en condiciones de tormentas habituales en la zona ($T_R = 2$ años). La dirección de las tormentas más frecuentes es del SE, con una altura significativa en aguas profundas de 5.9 m y un período de 12 s. Este oleaje ha sido propagado en tres situaciones de marea: en bajamar, en media marea y en pleamar.

La observación de una tormenta característica nos brinda la posibilidad de evaluar la capacidad de transporte de la playa y la característica dinámica de la misma. El oleaje llega a la costa con una orientación hacia el NNO y un gradiente de altura de ola longitudinal que disminuye hacia el NE. Las corrientes debidas al oleaje muestran una tendencia dominante de circulación hacia el NE (ver ejemplo en pleamar en Figura 36).

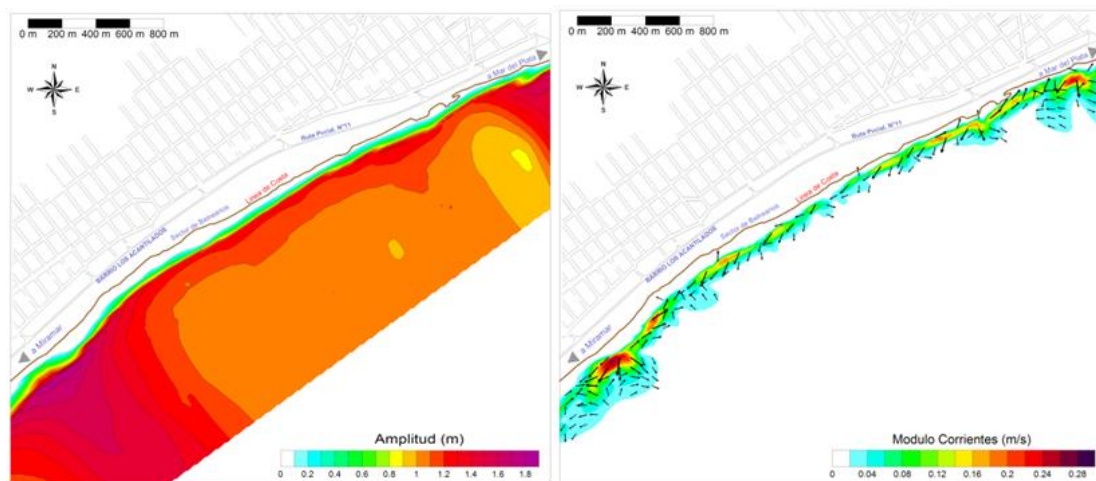


Figura 35. Curvas de altura significativa H_s y corrientes debidas a la rotura del oleaje medio en la zona de detalle ($H_s=1.25m$ y $T_p=8s$).

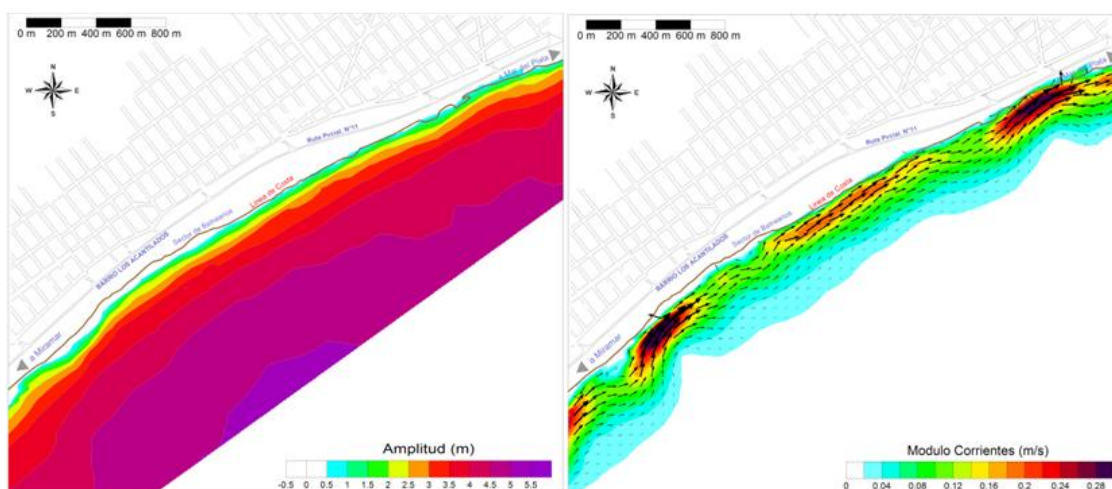


Figura 36. Curvas de altura significativa H_s y corrientes debidas a la rotura del oleaje con $T_R = 2$ años, en la zona de detalle, en pleamar.

Oleaje extremal. Para el oleaje de tormenta se ha estimado oportuno, a nivel de prediseño y por las características de la obra a realizar, considerar un oleaje representativo del SSE (dirección más desfavorable y muy frecuente) con período de retorno de 50 años. La altura de ola significativa en aguas profundas es de 9.2 m y el período de pico de 14 s. Este oleaje ha sido propagado en tres situaciones de marea: en bajamar, en media marea y en pleamar.

El oleaje llega a la costa con un ángulo de incidencia hacia el NNO. El transporte general es hacia el NE, evidenciando una tendencia uniforme en esta dirección (Figura 37).

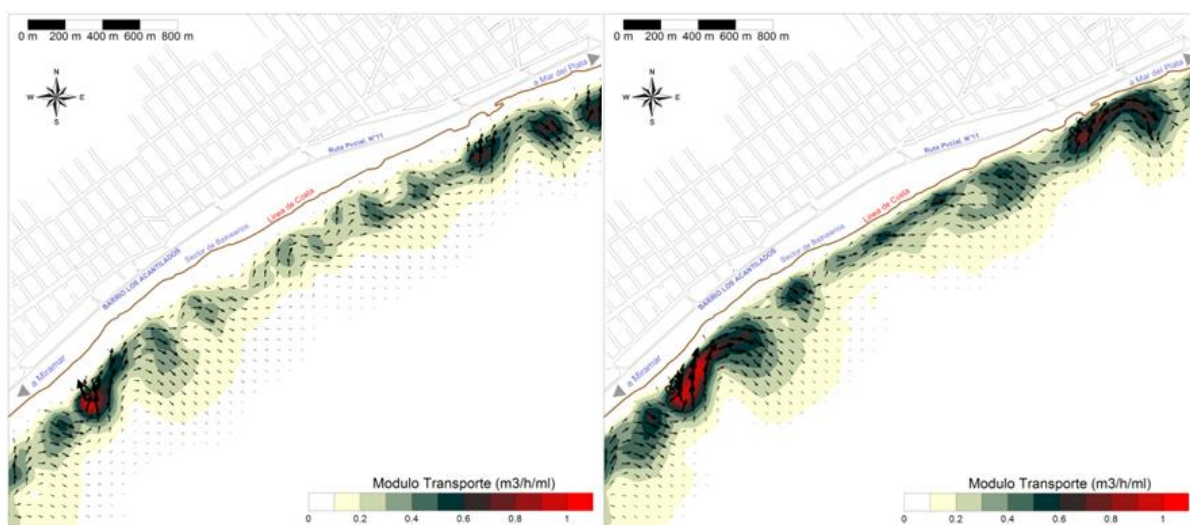


Figura 37. Transporte debido a las corrientes producidas por rotura del oleaje con período de retorno de 50 años ($H_s=9.2\text{ m}$ y $T_p=14\text{ s}$) en bajamar (izquierda) y pleamar (derecha), en la malla de detalle.

La zona de rompientes, empieza aproximadamente en la cota -5 m (cuya posición es variable en función del nivel de la marea) y tanto las mayores corrientes como el transporte de sedimentos, se ubican entre las mismas batimétricas de -3 y -5 m. Del estudio de este tramo de costa se señalan las siguientes consideraciones generales:

- 1) el oleaje medio no es el responsable de la deriva litoral. Sus efectos tienen una escala muy local del orden de centenares de metros, debido a variaciones de la batimetría;
- 2) los oleajes de tormenta son los principales responsables de la mayor cantidad de transporte de sedimentos longitudinal;
- 3) los patrones de transporte longitudinal son principalmente del SO hacia el NE. Al estar las zonas de aporte limitadas, debido a lo enunciado precedentemente (ver introducción) se genera un desbalance en el transporte que resulta en una erosión general.

3.6.2. Optimización y diseño de la obra

Se ha verificado la funcionalidad del esquema propuesto por MIVSP (2005), en cuanto a la posibilidad de formación de salientes o tómbolos. El esquema a adoptar debe de ser funcional en cuanto a (i) garantizar la formación de salientes; (ii) impedir la formación de tómbolos, (iii) garantizar el mantenimiento de una playa de ancho mínimo de 25m (previa regeneración de la misma), (iv) impedir la pérdida del material arenoso de la playa durante eventos climatológicos extremos y (v) reducir el impacto erosivo sobre las playas adyacentes.

El diseño propuesto inicialmente (MIVSP, 2005) ha sido el siguiente:

- Extensión total de la costa a proteger: 2310 m
- N° diques (paralelos a la costa): 10
- Longitud diques: 130 m
- Abertura entre diques: 110 m
- Distancia a la costa: 200-230 m
- Ubicación Isobata: -4 m IGM

3.6.2.1. Formulaciones empíricas

Estudio a Largo Plazo. En la Tabla 20 se muestran los resultados obtenidos aplicando las formulaciones clásicas cualitativas para determinar la formación de tómbolos, la formación de salientes y para determinar si hay una respuesta de la costa. Se han considerado solamente las formulaciones específicas para diques exentos dispuestos en serie.

Adicionalmente a los resultados cualitativos obtenidos con las formulaciones de la tabla 3, se han aplicado las formulaciones cuantitativas de Suh y Dalrymple (1987), Mc Cormick (1993) y Mc Cormick modificado (Hsu, Jan y Wen, 2003).

Las formulaciones cuantitativas, específicas para el caso de conjunto de diques, han dado como resultado el valor del saliente.

La distancia desde el final del saliente hasta el dique, y_s , para la formulación de Suh y Dalrymple (1987) es:

$$y_s = 14.8 \cdot Y \cdot \frac{b_d \cdot Y}{L_s^2} \cdot e^{\left[-2.83 \sqrt{\frac{b_d \cdot Y}{L_s^2}} \right]} \quad (56)$$

Donde b_d es la distancia entre diques alineados; Y es la distancia de los diques ala costa; L_s es la longitud del dique, todas expresadas en m.

Tabla 20. Formulaciones empíricas que determinan el tipo de respuesta de la costa

AUTOR	FORMULACION	RESPUESTA
FORMACION DETÓMBOLOS		
	$Ls/Y = 0.52 < 1.5$	No se forma tómbolo
Suh y Dalrymple (1987)	$Ls/Y = 0.52 < 1.7$ $Ls/Y < 2G/Ls$	No se forma tómbolo
Ahrens y Cox (1990)	$Ls/Y = 0.52 < 2.5$	No se forma tómbolo
FORMACION DESALIENTES		
Dally y Pope (1986)	$Ls/Y = 0.52$ $0.5 < Ls/Y < 0.67$	Se forman salientes para una sola estructura o para un conjunto de ellas
Suh y Dalrymple (1987)	$Ls/Y = 0.52$ $2G/Ls = 1.69$ $Ls/Y < 2G/Ls$	No se forman tómbolos para un conjunto de estructuras
CONDICION DE MINIMA RESPUESTA		
Inman y Frautschy (1966)	$Ls/Y = 0.52$ $Ls/Y > 0.17 \div 0.33$	Hay una respuesta
Noble (1978)	$Ls/Y = 0.52$ $Ls/Y > 0.17$	El impacto es mínimo
Nir (1982)	$Ls/Y = 0.52 > 0.5$	Hay acreción de la playa
Dally y Pope (1986)	$Ls/Y = 0.52 > 0.125$	El impacto es mínimo
Ahrens y Cox (1990)	$Ls/Y = 0.52 > 0.27$	Se evidencian sinuosidades

Donde: Ls = longitud dique; Y = distancia de la línea de costa; G = longitud de las aberturas.

La distancia de la estructura a la extremidad del saliente, X_s , según Mc Cormick (1993), es:

$$X_s = b \sqrt{1 - \left(\frac{h}{a}\right)^2} \quad (57)$$

Donde a y b son los semiejes mayor y menor de la elipse que define la forma del saliente; h es la distancia desde el centro del dique exento al centro de la elipse (todas en m).

Los parámetros a y b son función de la altura significativa H_s , del período de pico T_p , de la longitud de onda en aguas profundas L_0 , de la distancia inicial a la playa S, de la longitud de la estructura B y de la pendiente de la playa, m.

Hsu, Jan y Wen (2003) introdujeron modificaciones en las formulaciones propuestas por Mc Cormick debido a que sobrestimaban el tamaño del saliente e introdujeron una dependencia en función del tamaño de grano (D_{50}), que entra en el cálculo del semieje menor, b. En la Tabla 21 se presentan las longitudes del saliente obtenidas con estas tres formulaciones cuantitativas.

Tabla 21. Formulaciones empíricas aplicadas al cálculo de la longitud del saliente en el diseño inicial de la obra.

Caso	Formulación	Longitud saliente (m)	Comentario
1	Suh y Dalrymple (1987)	163	Riesgo de formación de tómbolo
2	Mc Cormick (1993)	68	Cumple con el diseño
3	Hsu, Ya y Wen, (2003)	35	Cumple con el diseño

Según los resultados obtenidos se puede concluir que hay un cierto riesgo de que se formen tómbolos que pueden perjudicar el transporte litoral de sedimentos alterando el equilibrio de las playas situadas más al norte.

3.6.2.2. *Modelo a largo plazo*

Como el uso de formulaciones empíricas para el diseño de diques exentos entrega valores aproximados, se ha realizado un estudio complementario con el modelo GENESISV 3.0 (Hanson y Kraus, 1989). Para mantener la estabilidad del esquema numérico, y teniendo en cuenta un intervalo espacial de 10 m, se ha adoptado un intervalo temporal de 0.05 horas.

Para las corridas correspondientes a la situación sin obra, se ha realizado inicialmente una corrida de un año de duración, con olas de fondo y de viento generadas en forma aleatoria. Las simulaciones con oleaje combinado de viento y de fondo, y con oleaje de fondo solamente, para una profundidad de 10 m han sido muy similares. Un ejemplo de este estudio, aplicado a una serie de dos estructuras, se muestra en la Figura 38.

Los coeficientes típicos de transmisividad K_t para un rompeolas sumergido son del orden de 0.7 ± 0.1 , para las condiciones de nivel del mar de ocurrencia probable en una tormenta (con una sobre-elevación del nivel +0.5 m a +1.5 m) IGM, y un poco menores ($K_t=0.5$) para condiciones de oleaje medio.

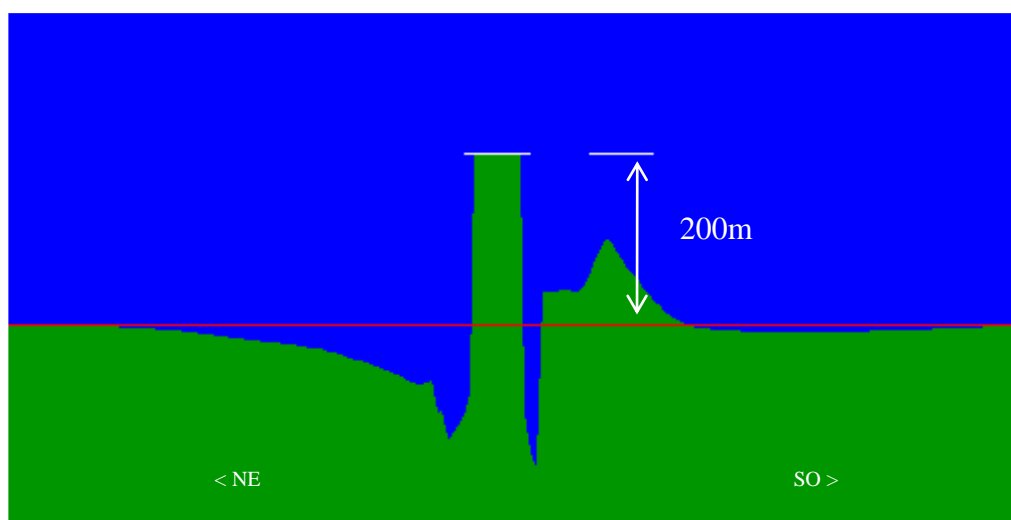


Figura 38. Ejemplo de análisis efectuada con el GENESIS considerando dos estructuras y un coeficiente de transmisividad $K_t = 0.5$.

El resultado obtenido para el esquema propuesto, tanto para un dique con nivel de coronación en media marea (cero IGM), como para un dique totalmente emergido (coronación a +2.1 sobre el cero del IGM) ha sido la formación de tómbolo. De esta forma, el sistema pierde su funcionalidad impidiendo alcanzar los objetivos propuestos de generar una playa definida por un saliente.

Como estrategia de verificación del diseño integral, se ha planteado una primera etapa de construcción con una longitud de costa a proteger de 1000 m.

La optimización mediante GENESIS para el esquema de diques de la primera etapa ha sido:

- Nº rompeolas (paralelos a la costa): 8
- Extensión dique exento: 60 m
- Abertura entre diques: 70 m
- Distancia ala costa: 250 m
- Ubicación Isobata: -4.1 m BMVE (-5 IGM)

En este caso las formulaciones empíricas han dado los resultados de la Tabla 22. El resultado ha sido la formación de salientes esperada, donde cada rompeolas trabaja como una estructura semi-sumergida, como se puede apreciar en la Figura 39, para coeficientes de transmisividad en el orden de los considerados razonables para esta condición ($K_t=0.5$).

Tabla 22. Formulaciones empíricas aplicadas al diseño óptimo de la obra.

Caso	Formulación	Longitud saliente (m)	Comentario
1	Suh y Dalrymple (1987)	43	Cumple con el diseño
2	Mc Cormick (1993)	21	Cumple con el diseño
3	Hsu, Ya y Wen, (2003)	15	Inferior a objetivos de diseño

Estos resultados muestran que sería posible implementar un esquema de protección costera adecuado (que no forme tómbolo y no tenga volúmenes de regeneración excesivos), con rompeolas paralelos a la costa, considerando una estructura semi-sumergida (a nivel medio), para la cual no menos del 50% de la energía de las olas pueda ser transmitida. La solución mostrada se ha dado después de un año de simulación y representa un estado de equilibrio final por la serie de oleaje introducida en la simulación. También se aprecia que existe un impacto erosivo al NE que habría que controlar mediante un relleno de arena. La línea continua negra representa la línea de regeneración de la playa de 25 m.

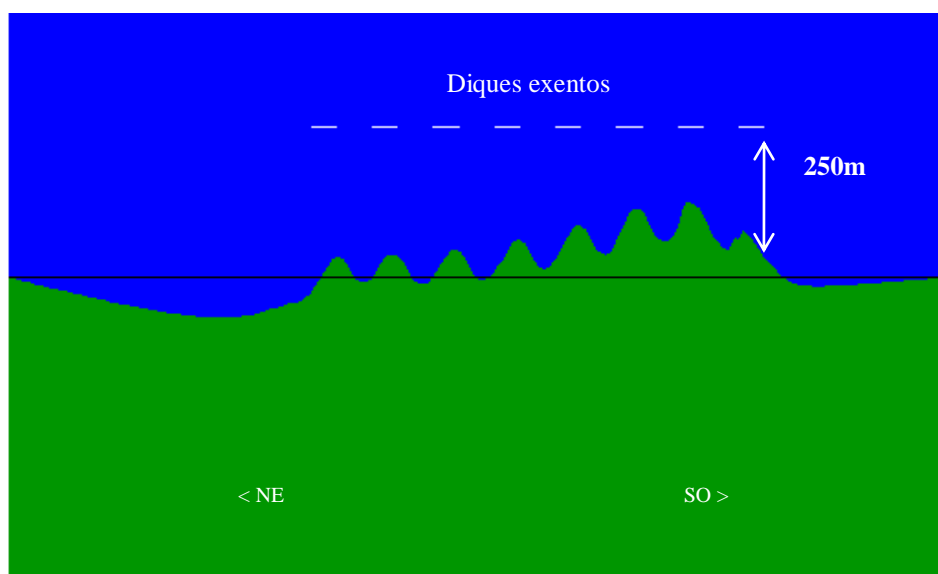
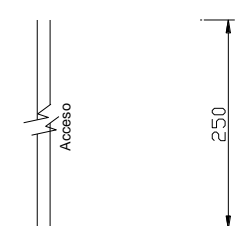
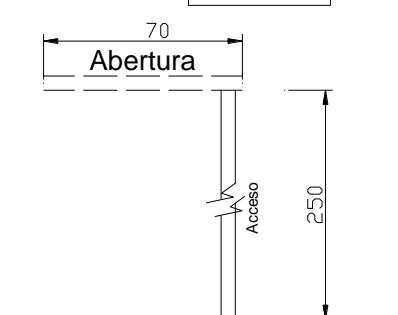
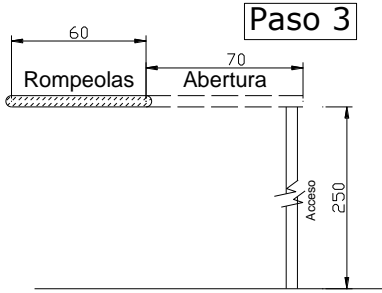
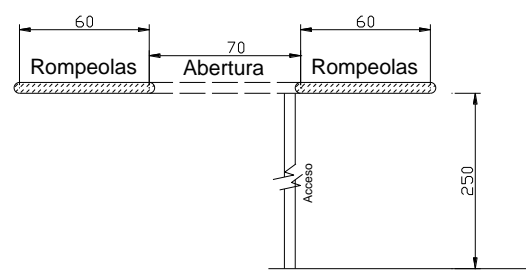


Figura 39. Sistema de Rompeolas Aislados Alternativo – Formación de Salientes. (Coeficiente de Transmisividad $K_t=0.5$).

La metodología constructiva óptima considerando el avance desde tierra, es aquella que disminuye el desequilibrio generado en la línea de costa, y consiste en la construcción del espigón de acceso hasta el borde entre el primer *gap* o vano y el rompeolas situado al SO. El método constructivo se detalla en la Tabla 23. De esta forma, se construye inicialmente el *gap*, luego el rompeolas más al NE, luego se retrocede retirando el coronamiento de éste rompeolas y el *gap*, y finalmente se construye el rompeolas ubicado al SO (Tabla 23). En este proceso, el plazo en que el transporte es fuertemente obstruido se reduciría a no más de 2 o 3 meses,

resultando el efecto que se muestra en la Figura 40 para el primer mes (en las cuales se asume que la estructura está formada por un rompeolas y un *gap*).

Tabla 23. Esquema del proceso constructivo.

<p style="text-align: center;">Paso 1</p> 	<p>Paso 1: se construye el acceso desde la playa avanzando hacia mar adentro 250 m hasta alcanzar la batimétrica -5,00 m IGM, donde se ubicarán los rompeolas.</p>
<p>Paso 2: se inicia la construcción de la primera etapa del rompeolas, en la figura llamado abertura, porque luego en la segunda etapa el material será retirado, dejando la zona libre entre rompeolas. La sección a construir de este sector no necesariamente deberá ser la de diseño, sino que se podrán volcar los tamaños adecuados a construcción temporal, protegida con piedra mayor del lado de incidencia del oleaje</p>	<p style="text-align: center;">Paso 2</p> 
<p style="text-align: center;">Paso 3</p> 	<p>Paso 3: se construye el rompeolas respetando la sección de diseño. En sentido de avance se ejecuta la sección emergida y a continuación se retrocede retirando el material superior hasta alcanzar la cota de coronamiento prevista. Este material de retiro se coloca como protección al pie del rompeolas y en la coraza interior del segundo rompeolas del grupo.</p>
<p>Paso 4: una vez terminada la sección del primer rompeolas se retira la piedra dispuesta en la abertura reutilizándola para la construcción del próximo rompeolas, siguiendo la misma metodología que el primero.</p>	<p style="text-align: center;">Paso 4</p> 

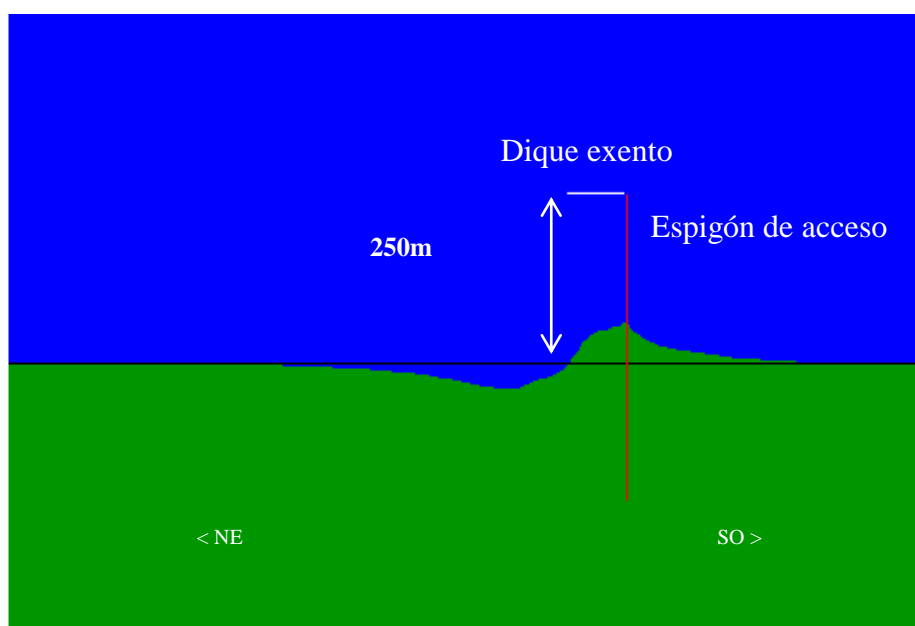
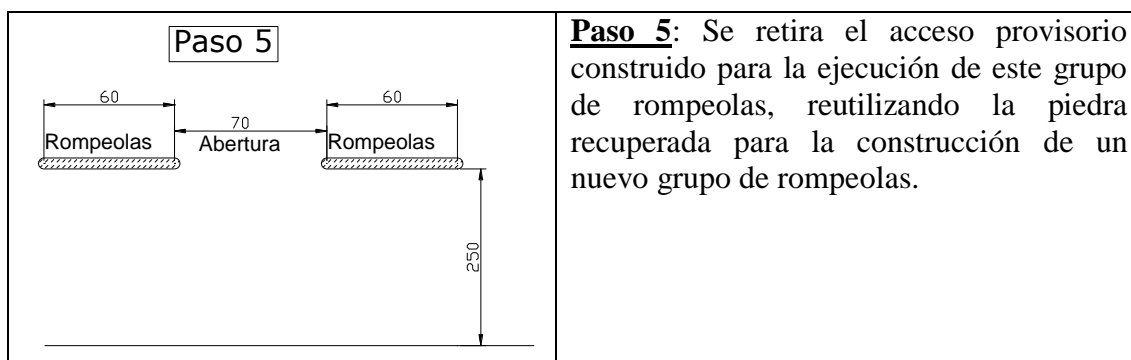


Figura 40. Fase Constructiva: evolución calculada en 1 mes.

3.6.2.3. Modelo a corto plazo

Estudio a Corto Plazo. En primer lugar, se ha analizado el “fallo” de la obra (en este caso, la pérdida de la funcionalidad de la misma) por lo que se han realizado simulaciones de eventos extremos, con tormentas con período de retorno de 50 años. Los eventos extremos son aquellos que generan la mayor cantidad de transporte sedimentario y, como consecuencia, en la playa se evidencian los mayores cambios morfológicos (erosión y sedimentación).

En segundo lugar, se ha comparado la funcionalidad de la estructura semi-sumergida (con una cota de coronación puesta al nivel de la media marea) con la funcionalidad de la estructura totalmente emergida.

Las simulaciones se corresponden a los dos casos de cota de coronación planteados:

a) diques totalmente emergidos (cota +3 BMVE y +2.1 Cero IGM)

b) diques parcialmente sumergidos (cota +1.1 BMVE), o a nivel de media marea (Cero IGM)

En todos los casos simulados se ha considerado una regeneración de una playa de al menos 25 metros de ancho, y un nivel del mar añadido de 1m debido al levantamiento por la marea meteorológica durante la tormenta.

La presencia de los diques modifica la propagación del oleaje y el sistema de circulación de corrientes y de dinámica sedimentaria. En particular, disminuyen las alturas de olas incidentes a la playa, así como las corrientes y el transporte inducidos por el oleaje, en la zona entre la playa y los diques (Figura 41).

El esquema con los diques totalmente emergidos favorece la funcionalidad de la obra, puesto que no se aprecia tendencia de transporte de sedimentos hacia mar abierto, tanto en bajamar como en pleamar. El esquema con cota de coronación a nivel de la media marea no empeora sustancialmente la tendencia del transporte longitudinal en la zona protegida y, por lo tanto, es preferible desde el punto de vista del efecto visual mínimo. Sin embargo, es pertinente mencionar que resulta conveniente realizar mediciones (campo y laboratorio) para calibrar los modelos como GENESIS y Eros, especialmente para las estructuras semi-sumergidas, (esta recomendación se propuso para seguir el comportamiento de las obras piloto a iniciar con tres diques).

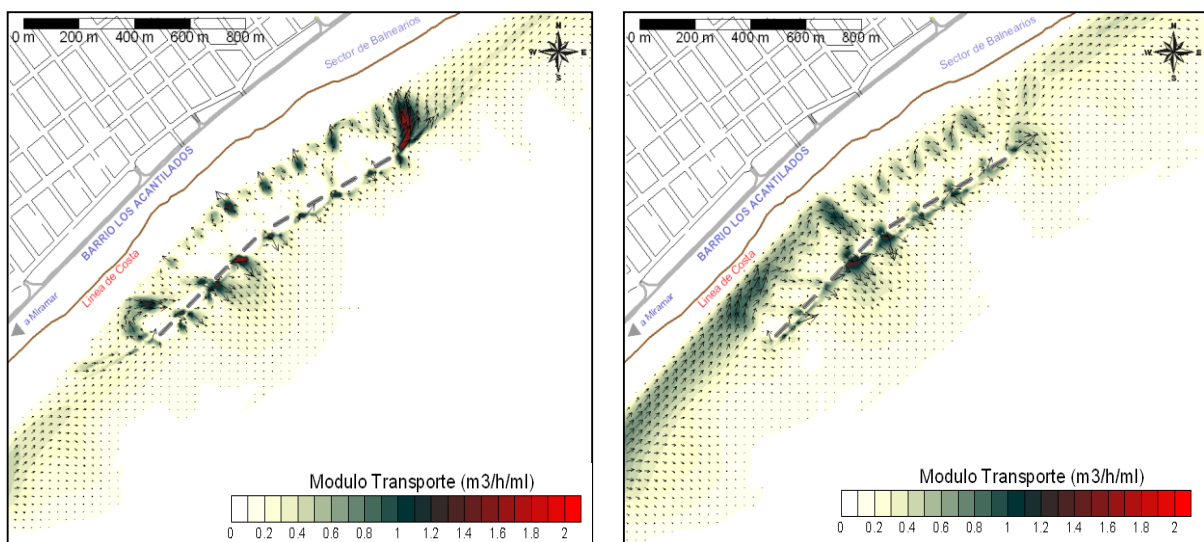


Figura 41. Transporte de sedimentos debido a la rotura del oleaje en la zona de detalle en bajamar (izquierda) y en pleamar (derecha); diques a la cota +1,2 (IGM). Período de retorno $T_R=50$ años.

3.7. CONCLUSIONES

Se ha estudiado la funcionalidad de las obras de defensa costera a dos escalas de tiempo: a corto plazo (escala de horas, de la duración de una tormenta) y a largo plazo (escala de meses y años). En este trabajo, se han validado solamente los modelos de oleaje pero no los modelos de corrientes y de transporte por ausencia de datos y la imposibilidad de realizar campañas de campo por el alcance del trabajo.

El estudio de la situación actual sin diques a corto plazo ha permitido efectuar un diagnóstico y evidenciar los efectos muy locales del oleaje medio y de tormenta característica ($T_R = 2$ años) sobre la hidrodinámica y el transporte de sedimentos. Los oleajes más fuertes, de más altura de ola y período, contribuyen en un gran porcentaje a generar la dinámica sedimentaria litoral. El estudio del transporte potencial ha dado un balance neto hacia el Noreste de aproximadamente $445.000 \text{ m}^3 \cdot \text{año}^{-1}$.

La verificación de la obra propuesta en el diseño de anteproyecto ha evidenciado el alto riesgo de formación de salientes de grandes dimensiones, que pueden causar una fuerte interrupción del transporte litoral, e impactos erosivos significativos en las playas más al norte. Por lo tanto, se ha estimado necesario mejorar la configuración propuesta.

Se ha definido un esquema optimizado de 16 diques exentos, cada uno de 60 m de largo, con intervalos entre ellos ("gaps") de 70 m, con una cota de coronación dispuesta a la cota de media marea (o nivel medio), a 250 m de la línea de costa, en correspondencia con la batimétrica -4.1 m con respecto a la bajamar viva equinoccial. La metodología constructiva propuesta en este estudio es para realizar la mitad de la obra (8 diques exentos). En una primera etapa se ha iniciado la construcción de un tramo piloto del sistema de diques que consiste solamente en tres diques rompeolas.

La funcionalidad de la obra ha sido determinada considerando una estructura semi-sumergida (con cota de coronamiento a nivel medio), para la cual aproximadamente el 50% o más de la energía de las olas puede ser transmitida. A raíz de los resultados obtenidos, se considera que el esquema de obras propuesto debería impedir la formación de tómbolos y brindar la protección de la costa con una regeneración de la playa de aproximadamente 25 m de ancho. Este resultado ha sido estudiado con modelos a corto plazo (verificación por tormentas) y largo plazo (evolución hasta el estado de equilibrio medio).

La metodología constructiva prevista para la materialización de la obra se basa en el aporte de la roca desde tierra, a través de espigones de avance. Se ha desestimado la opción de construir los diques con medios acuáticos debido a que la operatividad de estos medios sería muy reducida con los niveles de oleaje medio característicos del litoral atlántico bonaerense. El oleaje medio ($H_s = 1.5$ m) es muy superior al oleaje requerido para garantizar las maniobras desde el mar ($H_s = 0.5$ m).

Se prevé la realización de obras complementarias al sistema dispuesto, para minimizar posibles impactos negativos sobre el medio. Estas obras comprenden: (i) la realización de un relleno de playa para compensar la retención de material estimada por efecto de los rompeolas, de un origen supeditado a un estudio específico que demuestre su aplicabilidad como relleno de playa. El volumen de arena a disponer ha sido estimado en 250.000 m³; (ii) el manejo de la arena a través de un sistema de *by-pass* para controlar posibles erosiones de la costa durante el proceso constructivo, hasta que se efectúe el retiro del espigón de avance.

Los resultados presentados son a nivel de prediseño. A nivel de proyecto se recomienda recurrir a un estudio de detalle con una mejor calibración de los modelos numéricos a emplear, mediante una nueva campaña de medidas de oleaje “in situ” (aunque para el oleaje hay algunos datos disponibles en una zona próxima), de corrientes y transporte de sedimentos.

Sería necesario realizar un análisis de la forma del perfil tras los diques, para verificar que en la situación final, el perfil no se sale a la zona entre los diques, donde puede ser erosionado por las corrientes de retorno

4. ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE UN DIQUE ROMPEOLAS CON UN MODELO FISICO BIDIMENSIONAL

4.1. INTRODUCCIÓN

El estudio de estabilidad de este tipo de estructuras se realiza mediante el uso de modelos físicos, debido a la complejidad de los fenómenos que tienen lugar cuando la ola alcanza la estructura y de la respuesta de los elementos estructurales a la hidrodinámica incidente. En la actualidad, aún no existe en la comunidad internacional consenso sobre una única metodología que defina la técnica experimental más adecuada para este tipo de estudios experimentales. Las metodologías existentes para la estimación del daño de una estructura exenta semi-sumergida sometida a un estado de mar varían en función de la experiencia de cada laboratorio internacional (Hughes, 2003; Hydralab III, 2007; DELOS, 2004).

4.2. METODOLOGÍA

La estructura ensayada (pre-diseñada por el autor en LH-UNC, 2007) se compone de una armadura exterior de dos capas y de un núcleo de material de menor tamaño (Figura 42). Uno de los aspectos más importantes en el diseño de estas estructuras es la evaluación de la estabilidad de la misma, que se realiza mediante el estudio del daño producido por el oleaje incidente. En el caso de estructuras en escollera, el daño comienza con el movimiento de las piezas del manto principal debido a las fuerzas hidrodinámicas. En particular se definen 4 tipos de daño (Losada y Desirè, 1986 y Vidal et al., 1991):

En este contexto, la modelación física es la herramienta adecuada para la evaluación de la estabilidad de este tipo de estructuras en cuanto permite simular condiciones de oleajes extremos para diferentes niveles de marea. Además, se comparan los resultados experimentales con formulaciones de tipo empírico, que han sido determinadas sobre ensayos particulares evaluando diferentes tipologías de estructuras.

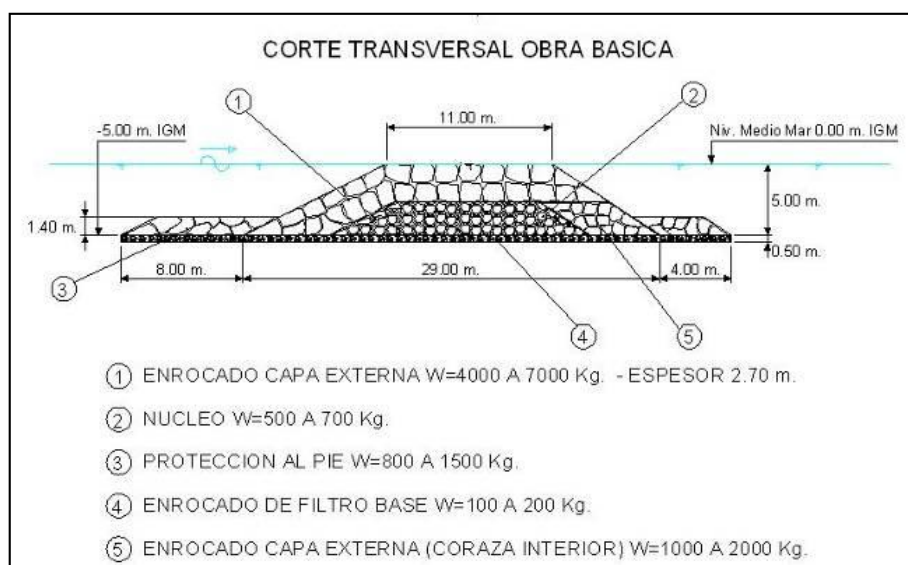


Figura 42. Sección transversal de la defensa en escollera estudiada (magnitudes expresadas en prototipo).

4.2.1. Cuantificación del daño

Para la cuantificación del daño se ha utilizado la metodología propuesta en Hydralab III (2007), donde se realiza la contabilidad del número de elementos individuales que se desplazan después de cada ensayo. En este caso, se han pintado los elementos con colores diferentes (rojo, amarillo y verde) en tres zonas para distinguir el movimiento de las piezas (Figura 43).

Para verificar el tipo de obra en examen se suele emplear el criterio de Inicio de Avería (o Daño), para el cual el nivel de daño S es igual a 2. Los valores del parámetro S para diferentes niveles de daño y para diferentes estructuras, se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24. Valores del parámetro S para diferentes niveles de daño. (Unidad: Roca) (Fuente: Van der Meer, 1988a)

Pendiente	Daño Inicial	Daño Intermedio	Falla
1:1,5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4 – 1:6	3	8-12	17



Figura 43. Estructura en modelo con franjas de diferente color.

4.2.2. Formulación de estabilidad para un dique rebasable

Van der Meer y Angremond (1991) propusieron la siguiente fórmula válida en el caso de diques sumergido con dos capas de protección en el paramento exterior:

$$\frac{h'_c}{h} = (2.1 + 0.1 \cdot S) \exp(-0.14 \cdot N_s^*) \quad (58)$$

donde:

h es la profundidad a pie del dique;

h'_c es la altura de la estructura sobre el lecho marino ($h - h_c$ es la profundidad de la cresta de la estructura);

S es el coeficiente de avería o daño para el criterio adoptado;

N_s^* es el número de estabilidad espectral $N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} S_p^{-1/3}$;

S_p es el peralte de la ola calculado para la ola de pico en aguas profundas, $S_p = \frac{H_s}{L_{op}}$;

H_s es la altura de onda significativa a pie del dique;

L_{op} es la longitud de onda en aguas profundas correspondiente al período de pico;

D_{n50} es el diámetro medio de la escollera;

$\Delta = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)$, donde ρ_s es la densidad de la pieza en enrocado y ρ_w la densidad del agua.

En el presente caso, el estado de mar de cálculo que alcanza el pie del dique tiene las mayores olas limitadas por la rotura debida al fondo. Las máximas alturas de ola que alcanzan el dique son las determinadas por la rotura y es de prever que se presentarán suficientes veces durante la vida de la obra como para ser determinantes del nivel de avería final alcanzado. Por ello, en estos casos, la altura de ola de cálculo será la altura de ola máxima que, por condiciones de fondo, se puede producir en el pie de la estructura.

A nivel de prediseño del dique, utilizando esta fórmula el resultado del dimensionamiento del manto principal queda muy del lado de la seguridad, La formulación no está calibrada para oleaje en rotura, es para oleaje sin romper frente al dique, definido con H_s y T_p . Al poner H_s coincidente con H_b (ola a rotura), el modelo seguirá asumiendo implícitamente que hay olas más grandes que la ola a rotura. En efecto la fórmula asume que habrá olas casi del doble de la altura de lo que existen sustituyendo el H_s

4.3. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FISICO

Los ensayos se han realizado en el canal de oleaje del Laboratorio de Hidráulica (LH), de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales - Universidad Nacional de Córdoba (UNC) durante los años 2010 y 2011.

El canal de oleaje tiene 23.5 m de largo, 0.9 m de altura y 0.5 m de ancho. El generador de oleaje bidimensional fue adquirido a HR Wallingford. Este generador cuenta con una paleta vertical con desplazamiento horizontal a través de un motor eléctrico (pala tipo pistón), que genera un campo de velocidades controlado, el cual a su vez deforma la superficie libre del agua, dando lugar a una serie de ondas, ondas solitarias, además de oleaje regular (es decir con un único periodo constante y olas de igual altura) u oleaje de tipo irregular, donde tanto el periodo como las alturas cambian de ola a ola. El tren de ondas que se pueden generar, se corresponden a espectros de energía típicos de la naturaleza (JONSWAP, Pierson Moskowitz) o a series medidas directamente por una boya de oleaje en el mar. Las olas generadas en el canal son controladas por el programa computacional HP Wavemaker (HR Wallingford, 2008 y 2009).

El oleaje de aguas profundas en prototipo se determinó mediante el procesamiento de los datos de la National Oceanic y Atmospheric Administration (NOAA) de EEUU, en base a datos cada 3 horas de la Serie Histórica 1997-2006, para la Altura Significativa (H_s), Período y Dirección

de Incidencia de las olas, correspondientes a tres puntos ubicados en aguas profundas y próximos a la zona de interés (Figura 31). La síntesis de los datos utilizados se ha presentado en el capítulo anterior.

4.3.1. Determinación de la escala del modelo

La escala de longitudes del modelo se determina con el cumplimiento de la similitud geométrica, cinemática y dinámica. La similitud geométrica se cumple cuando todas las longitudes geométricas en el prototipo (L_p) mantienen una relación constante con las correspondientes longitudes en el modelo (L_m), tal que: $N_L=L_p/L_m$. La similitud cinemática establece que los fenómenos que dependen del tiempo en el modelo conservan una relación constante en el tiempo con los fenómenos en prototipo ($N_T=t_p/t_m$). La similitud dinámica establece que las relaciones entre las fuerzas en prototipo y el modelo se mantienen constantes ($N_F=F_p/F_m$). La similitud dinámica implica el cumplimiento de las similitudes geométricas y cinemáticas.

En modelos físicos de oleaje, normalmente el cumplimiento de la similitud dinámica se obtiene adoptando la similitud de Froude donde la gravedad tiende a equilibrar las fuerzas de inercia. La escala de longitudes adoptada para realizar el modelo físico de la estructura marítima ha sido de 1:30, resultante de considerar factores como:

- condiciones de diseño del oleaje y niveles de marea, ajustándolos a las dimensiones del canal y a la capacidad del generador de oleaje;
- dimensiones de las piezas que componen el manto principal con respecto a las dimensiones del canal;
- resolución requerida de las mediciones y capacidad instrumental;
- cumplimiento de la condición de flujo turbulento entre las primeras capas de la estructura, $Re \geq O(10^4)$ (Van der Meer, 1988a);
- experiencia propia del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba con modelos físicos hidráulicos de más de cuatro décadas.

En particular, los factores determinantes para la selección de la escala en la modelación física han sido los siguientes:

a) valores máximos y mínimos de marea: para garantizar un nivel mínimo de agua y así realizar

las mediciones y, sobre todo, para alcanzar un nivel máximo que garantizara la propagación de la ola de diseño contenida por el canal de oleaje sin que salga agua de los límites laterales;

b) altura de ola máxima en el espectro de diseño: para garantizar que la ola máxima quede contenida dentro del canal durante los ensayos;

c) tamaño de las rocas del manto principal: para garantizar la presencia de un número adecuado de rocas en el sentido transversal del canal para la evaluación del daño.

La determinación de la escala máxima posible considerando estos factores, tiene que minimizar los efectos de escala y en particular hacer despreciable el efecto de la viscosidad en la capa límite y en los flujos dentro de las dos capas del manto principal (Hughes, 1993).

Una vez definida la máxima escala posible para el modelo se ha procedido a estimar los efectos de escala y de laboratorio. Los efectos de escala son los efectos no deseados que aparecen por haber reducido el prototipo a una determinada escala geométrica. Los efectos de laboratorio son los efectos no deseados debido a que el fenómeno natural se reproduce en un laboratorio donde se introducen perturbaciones en los procesos simulados debido a la presencia de los contornos, de los instrumentos y de las instalaciones en general.

Los efectos de escala y de laboratorio que aparecen en el modelo físico a escala reducida realizado se resumen a continuación:

- El efecto más importante surge por el flujo entre las sub-capas y en el núcleo. Normalmente no se verifica en las primeras capas, donde se asegura que Re sea mayor que $4 \cdot 10^4$ (HydralabIII, 2007). En el presente modelo se ha verificado que el número de Reynolds para las condiciones de flujo en las primeras capas de la armadura resulta ser:

$$Re_D = \frac{\sqrt{gH_s} D_n}{\nu} \cong 4 \cdot 10^4 \quad (59)$$

donde:

- g es la aceleración de la gravedad;
- H_s es la altura de onda significativa a pie del dique;
- D_n es el diámetro nominal de la pieza ($n=50$ en este caso);
- ν es la viscosidad cinemática del agua.

En el caso en examen, las características del flujo aseguran que la viscosidad es despreciable

en la capa límite, manteniéndose siempre en condiciones de flujo totalmente turbulento.

- Se asumió despreciable el efecto sobre la flotabilidad de las piezas debido al uso del agua dulce.
- Para considerar el efecto del contorno del canal sobre la estabilidad de la estructura, se han despreciado del análisis los dos bloques de cada lado que quedan influenciados (Hughes, 1993).
- El efecto de la tensión superficial se desprecia para niveles de agua superiores a 2 cm (Vergara, 1995).
- Los efectos de la rugosidad del fondo se consideran despreciables: utilizando la metodología de Keulegan (1950) se aprecia una disminución de la altura de ola, a lo largo del canal, del orden de 10^{-4} m.

4.3.2. Diseño de la playa pasiva

En la extremidad final del canal se ha diseñado y construido una playa de absorción pasiva en piedras. Las formas de playas pasivas en piedras comúnmente utilizadas son: (i) rectas de una pendiente suave, (ii) de dos tramos rectos con diferente pendiente siendo el primero (desde la llegada del oleaje) más pronunciado y el segundo más suave; (iii) parabólicas. Un buen sistema de absorción debe de tener buena absorción para diferentes peraltes del oleaje. En este trabajo se han experimentado diferentes geometrías, llegando a determinar que la mejor absorción se verificaba (como era de esperar) para una playa de tipo parabólico.

El diseño de una rampa sin reflexión se basa en que el cambio de las propiedades de la onda al propagarse sobre un fondo de profundidad variable debe ser suficientemente suave como para que se mantenga, localmente, la hipótesis en la que se basan las teorías de onda de forma constante, que asumen fondo horizontal.

Un parámetro adecuado para medir el grado de suavidad de un fondo con respecto a la onda es la relación entre el incremento de profundidad en una longitud de onda y dicha profundidad. La pendiente será suave si dicho parámetro se mantiene pequeño:

$$\delta = \frac{\Delta h_L}{h} = \frac{|n_x|L}{h} \ll 1 \quad (60)$$

donde n_x es la pendiente del fondo, L la longitud de onda y h la profundidad. Investigaciones teóricas de Rosseau (1952) y Ogawa y Yoshida (1959), sugieren que cuando el parámetro δ anterior es del orden de la unidad, la energía reflejada será menor del 0.1%, correspondiente, aproximadamente a un coeficiente de reflexión de alrededor del 3%.

La ecuación diferencial anterior puede ser resuelta analíticamente en profundidades reducidas, es decir, cuando $L=T\sqrt{gh}$, con la condición de $h=0$ para $x=0$, obteniéndose:

$$h = \frac{\delta^2}{4T^2g} x^2 = Ax^2 \quad (61)$$

es decir, es una parábola con tangente horizontal en $x=0$, $h=0$. Como puede verse, la parábola depende del período del oleaje, de manera que, para una profundidad de agua en el canal constante, la distancia x a la que se corta el fondo horizontal del canal aumenta al aumentar el período.

Si la rampa es impermeable, el oleaje rompe en voluta o descrestamiento, disipándose en la rampa con una gran efectividad, debido a que la pendiente de la rampa se hace prácticamente horizontal en las proximidades del nivel medio.

Si la rampa es porosa, la disipación debida al flujo en el medio poroso hace que el asomeramiento sobre la rampa porosa sea muy inferior al asomeramiento con fondo impermeable, de manera que se produce una disminución de la altura de ola sobre la misma. Esta disminución de altura de ola por la disipación en el medio poroso puede llegar a ser tal que haga que el oleaje se disipe sin romper. Además, el fondo poroso permite aumentar el valor de que determina una reflexión fija.

Otra consideración a tener en cuenta es que la disipación sobre la rampa (tanto por rotura como por disipación en el medio poroso), provoca una sobre elevación del nivel medio, máxima al final de la rampa. Por ello, el origen de la rampa debe situarse ligeramente por encima del nivel medio. De esta manera, para una rampa parabólica de grava y para una profundidad de agua de 0.5 m, capaz de soportar sin movimiento de las piedras olas de hasta 30 cm de altura, se obtuvieron las siguientes dimensiones, teniendo en cuenta de las reducidas dimensiones del canal a disposición:

- Longitud de la parábola: 3.9 m
- Profundidad en el origen: -0.05 m (5 cm sobre el nivel medio)
- Profundidad en el fondo del canal: 0.50 m
- Tamaño de la piedra: 0.025 – 0.035 m

Con estas dimensiones, el parámetro A de la parábola resultó $A=0.0306$

4.3.3. Geometría del ensayo

El canal de oleaje donde se han desarrollado los ensayos aquí presentados, está subdividido en cinco tramos (Figura 44):

1. un tramo de desplazamiento de la pala y estructura absorbente por detrás, de 1.5 m.
2. un tramo plano de 10 m de largo,
3. una rampa de 3 m de largo,
4. un falso fondo plano de 7 m de largo (para lograr la ola de diseño al pie de la estructura)
5. una playa disipativa (PD) de 2 m de largo.

La estructura modelada se ha colocado a una distancia apropiada desde los extremos para minimizar sus efectos sobre esta y para obtener las condiciones del oleaje de diseño al pie de la estructura. Para ello, ha sido necesario diseñar y colocar una rampa y un falso fondo. La rampa con pendiente del 5%, permite la modificación de la ola incidente logrando un asomeramiento (*shoaling*) y permitiendo alcanzar la ola de diseño en condición de rotura al pie de la estructura ensayada.

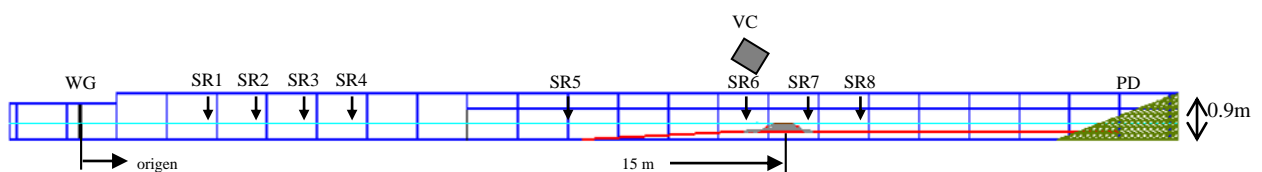


Figura 44. Perfil del canal de oleaje. Estructura modelada y ubicación sensores (SR), la videocámara (VC), la playa disipativa (PD) y la pala generadora (WG).

El primer tramo plano del canal se correspondería a una situación de aguas profundas en la zona de generación del oleaje, mientras que en el segundo tramo recto las condiciones son de aguas someras. Los primeros 4 sensores, antes de la rampa, se pusieron a equidistancia de 0.5 m entre ellos. La distancia entre el generador y la estructura es suficiente para asegurar que el

posicionamiento de la instrumentación permita la correcta medición de la ola incidente y reflejada cerca de la pala (en la práctica tal distancia debe de ser de aproximadamente 3 a 5 m desde la pala según Hydralab III, 2007).

4.3.4. Estructura modelada

La estructura a verificar es la que aparece en la Figura 42, donde se han ensayado a escala piezas del manto principal de 5 Tn y piezas del núcleo de 500 kg (en el prototipo). La escala de las piezas se ha efectuado utilizando la similitud de los números de estabilidad ($N_D=31$). Las piezas en modelo han resultado ser de 0.17 Kg. Se han dispuesto las piezas seleccionadas del manto principal, por arriba del núcleo, en dos capas que constituyen el manto exterior.

El paramento externo de la estructura modelada, correspondiente a la primera capa del manto exterior, se ha pintado de dos colores distintos. Las primeras dos líneas más cercanas al coronamiento y las primeras dos líneas en el coronamiento, se han pintado de color rojo y las tres líneas siguientes del talud exterior de color amarillo. Las piezas de la segunda capa se han pintado todas de un tercer color verde (Figura 45). De esta forma, se pueden identificar y diferenciar los desplazamientos de las rocas desde las diferentes partes de la estructura.

La colocación de las rocas se ha realizado de dos formas: (a) en forma ordenada y manual garantizando un buen encastre entre los elementos y resultando en una buena trabazón; (b) en forma aleatoria con una trabazón menor que en el caso anterior. No se encontraron diferencias significativas en los resultados entre las dos formas de colocación de la roca.

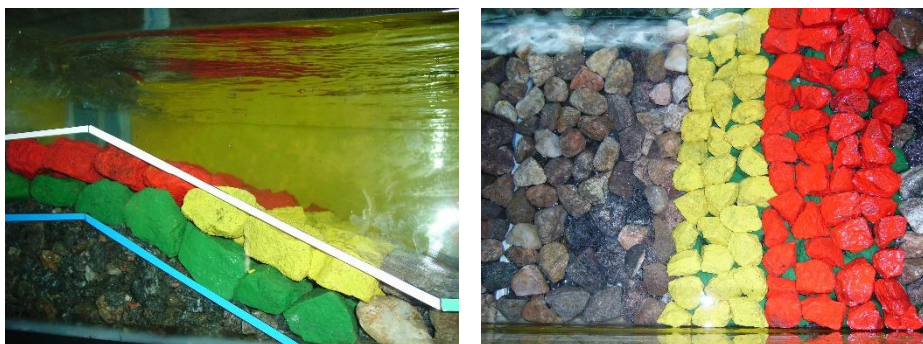


Figura 45. Estructura en modelo físico realizado en el LH-UNC. Vista en perspectiva y desde arriba.

4.3.5. Instrumental utilizado

Se han colocado 8 sensores resistivos (Figura 44 y Figura 46a) para mediciones de altura de ola y se ha utilizado una videocámara digital (Figura 46b) para identificar los movimientos de las

piezas a lo largo de los ensayos.

La distribución de los sensores resistivos sobre el canal se ha realizado en el proceso de calibración de la ola de diseño. Cuatro de estos se han colocado antes de la estructura modelada, a lo largo del primer tramo plano, para separar y medir la ola incidente y reflejada por la estructura y por la playa disipativa. Otros dos sensores se han ubicado antes de la estructura, sobre la rampa, para medir la transformación de la ola. Los restantes dos sensores se han colocado detrás de la estructura para medir la ola transmitida para futuras estimaciones.

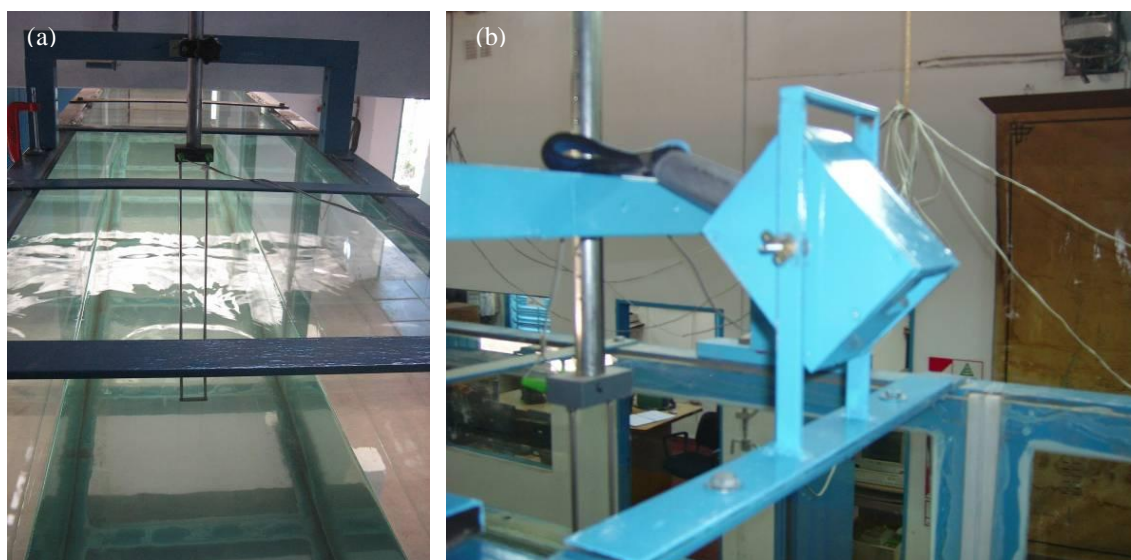


Figura 46. (a) Sensor de nivel de tipo resistivo para medir la altura de ola y (b) Soporte de videocámara para identificar los movimientos de las piezas.

4.4. DISEÑO DE LOS ENSAYOS

Se han diseñado los ensayos para determinar la estabilidad de la estructura frente a condiciones extremas de oleaje (asociadas a 50 años de período de retorno) con piezas de 5 Tn y niveles de marea de pleamar (PM), media marea (MM) y bajamar (BM), más el nivel de marea meteorológica.

El procedimiento de ensayos de estabilidad estructural sigue el siguiente esquema de generación:

- A. Generación de oleaje poco energético con el fin de conseguir un asentamiento global de la estructura antes del ensayo de estabilidad.
- B. Generación del oleaje por niveles crecientes de Hs hasta llegar a un 120% del nivel de diseño (de 50 años de período de retorno).

La estructura no ha sido reparada al finalizar un escalón de energía para permitir una acumulación del daño al incrementar el nivel de tormenta y alcanzar la condición de diseño.

El oleaje que llega a la pala es de tipo JONSWAP con parámetros característicos H_s (altura significativa) y T_p (período de pico), y parámetro de apuntamiento medio $\gamma = 3.3$.

Las alturas de ola de diseño y los niveles de marea de diseño se muestran en la Tabla 25. En esta tabla, se tienen en cuenta las sobre-elevaciones del mar por tormenta (*wave set-up*, *wind set-up* y *pressure set-up*) las cuales se ha estimado que son del orden de 1 m en correspondencia con eventos con 50 años de período de retorno. Las alturas de ola se corresponden con las máximas alturas de olas limitadas por el fondo y calculadas propagando desde mar abierto el oleaje de 50 años de período de retorno usando el criterio de Goda (1975) para la rotura. En la Tabla 25 se muestran los resultados de la propagación con y sin las sobre-elevación por tormenta.

Tabla 25. Valores de altura de ola significativa de diseño (H_s) al pie del dique y niveles asociados.

Nivel	Prof.	Nivel de tormenta	Altura a rotura sin niveles de tormenta (Goda)	Altura a rotura con niveles de tormenta (Goda)
Marea (m)	Total (m)	Marea total* (m)	H_s (m)	H_s (m)
BM = -0.75	4.3	BM = 0.25	3.02	3.61
MM = 0.00	5.0	MM = 1.00	3.45	4.01
PM = 1.00	6.0	PM = 2.00	4.01	4.56

* Marea total = marea astronómica + marea meteorológica

4.4.1. Calibración del oleaje modelado

El proceso de calibración ha sido necesario para definir la ola teórica para programar el movimiento de la pala de manera tal que durante la propagación la ola llegase a la condición de diseño (oleaje de 50 años de período de retorno limitado por rotura) en la sección del canal donde se coloca la estructura.

La calibración se ha realizado buscando los oleajes de diseño correspondientes a los tres niveles de marea ensayados sin colocar estructura en el canal y posteriormente con la estructura colocada. En primer lugar se ha ensayado con oleajes regulares y en segundo lugar con oleajes irregulares.

En la Tabla 26 se muestran los valores de oleajes obtenidos al finalizar la rampa en el canal, sin la estructura colocada, comparados con los oleajes de diseño en prototipo. Los resultados indican una variación máxima del 5%.

Tabla 26. Valores de altura de ola en modelo y prototipo como resultado de la calibración.

Nivel	Prototipo: valores de Diseño		Modelo: pie estructura	Modelo: altura en la pala
Marea total (m)	Hs (m)	Tp (s)	Hs (m) - Hmo (m)	Hs (m)
BM = 0.25	3.61	9.4	0.119 – 0.108	0.117
MM = 1.00	4.01	9.9	0.126 – 0.120	0.133
PM = 2.00	4.56	10.5	0.151 – 0.144	0.157

4.4.2. Esquema de los ensayos realizados

La simulación en el modelo se realiza escalando la serie de oleaje (la tormenta de diseño) en el prototipo en una serie equivalente en el modelo (Hughes, 1993). Después de la construcción del modelo se ha expuesto la estructura a un oleaje con energía reducida para permitir la compactación de las piezas (*shakedown*), siguiendo a Hudson y Davidson (1975) que recomiendan propagar oleaje con un 50% de energía con respecto a la tormenta de diseño. También se aplicó el criterio de Owen y Allsop (1983) quienes recomiendan (después del “shakedown”) ensayar oleajes crecientes hasta alcanzar el daño o hasta alcanzar un 120% de la energía de diseño. Este procedimiento debe incluir ensayos para diferentes períodos de ola y para diferentes profundidades correspondientes a cada escalón de energía. La duración de cada escalón de energía por ensayo fue superior a 3 horas en prototipo (criterio de Jensen, 1984). Se generaron un mínimo de 1000 olas para cada escalón, con un total de 5000 olas por ensayo (Tabla 27).

Tabla 27. Esquema de un ensayo de base asumido en el presente trabajo.

<ul style="list-style-type: none"> - 1000 olas con 50% de la ola de diseño (“shakedown”) - 3000 olas divididas en <ul style="list-style-type: none"> 1000 olas al 70% de la ola de diseño; 1000 olas al 90% de la ola de diseño; 1000 olas al 100% de la ola de diseño; - 1000 olas de sobrecarga al 120% de la ola de diseño

Cada ensayo de base, se ha realizado para los 3 diferentes niveles de marea: en Pleamar (PM), Media marea (MM) y Bajamar (BM).

4.5. RESULTADOS OBTENIDOS

En el trabajo aquí presentado se contó el número de rocas movidas más de un diámetro para calcular Nd en las secciones donde se produjo el movimiento, de un movimiento

correspondiente a un D_{n50} . Además, se realizaron repeticiones de 500 olas por escalón sin encontrar diferencias con los ensayos de 1000 olas. Se presentan los resultados de los ensayos de oleaje por niveles de energía crecientes.

4.5.1. Oleajes ensayados

La relación entre H_s - T_p para cada nivel de altura considerado se ha determinado a partir de la siguiente ecuación donde los parámetros a y b se han obtenido con los datos de prototipo (Figura 47).

$$T_p = aH_s + b \quad (62)$$

En la

Tabla 28 se resumen los resultados de alturas de ola y períodos obtenidos en el punto de medida SR6 ubicado delante de la estructura después de la rampa (Figura 44), en condiciones de Pleamar (PM). En la Tabla 29 se muestran los resultados para el nivel de Marea Media (MM) y en la Tabla 30 para el nivel de Bajamar (BM) en el mismo sensor. Los valores de H_{m0} son los valores de altura de ola significativa espectral. En todos los casos se ha considerado también el nivel de la marea meteorológica. Estos resultados presentados corresponden al ensayo con 1000 olas por escalón de energía.

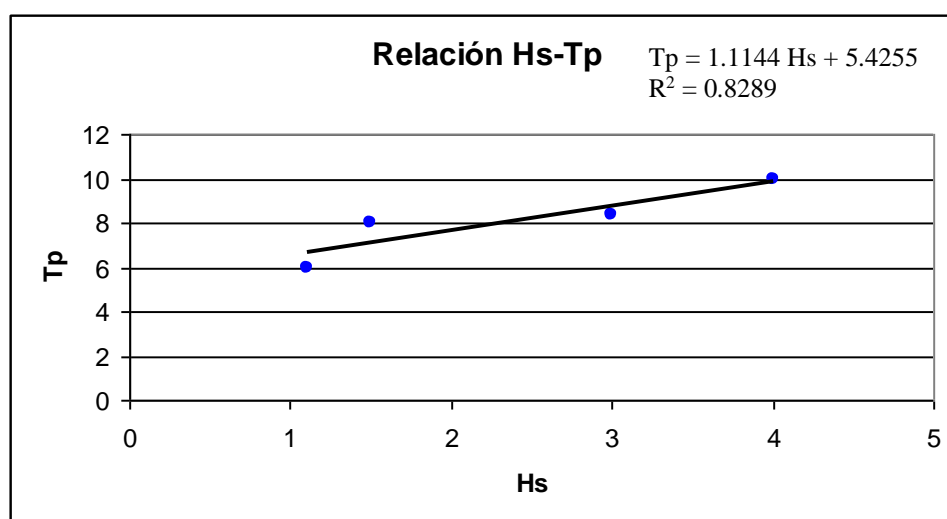


Figura 47. Curva de la relación Hs-Tp obtenida a partir de los datos de prototipo.

Se observa que los valores obtenidos para un nivel del 100% no coinciden exactamente con los valores de la calibración habiendo estado, estos últimos, obtenidos sin la estructura colocada.

Tabla 28. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en Pleamar obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de PM	1000 olas		
	Hs (m)	Hmo (m)	Tp (s)
50 %	2.23	2.2	8.43
70 %	3.43	3.21	9.13
90 %	4.37	3.96	9.96
100 %	4.71	4.26	10.95
120 %	5.00	4.50	12.17

Tabla 29. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en Media Marea obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de MM	1000 olas		
	Hs (m)	Hmo (m)	Tp (s)
50 %	1.87	1.84	7.82
70 %	2.87	2.66	9.13
90 %	3.72	3.34	9.96
100 %	4.21	3.92	10.96
120 %	4.35	4.02	10.95

Tabla 30. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en BajaMar obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de BM	1000 olas		
	Hs (m)	Hmo (m)	Tp (s)
50 %	1.71	1.67	8.17
70 %	2.54	2.4	8.56
90 %	3.38	3.06	9.44
100 %	3.66	3.35	9.78
120 %	4.11	3.88	10.95

4.5.2. Estabilidad de la estructura modelada

Sobre la curva de estabilidad para $S = 2$ (Inicio de avería) se han representado los puntos experimentales obtenidos calculando el número de estabilidad espectral (N^*s) y la altura relativa de la cresta (h'/h).

En la Figura 48 se representan los valores para PM, MM y BM. Se observa que, al aumentar el nivel de energía del oleaje los puntos se acercan a la curva de Inicio de Avería.

Utilizando la formulación de Van der Meer y d'Angremond (1991) los casos más desfavorables se presentan en Bajamar, donde los puntos se ubican por encima del valor de Inicio de Avería con oleajes superiores al 100% del oleaje de diseño. En Marea Media y en Pleamar no se genera

inestabilidad.

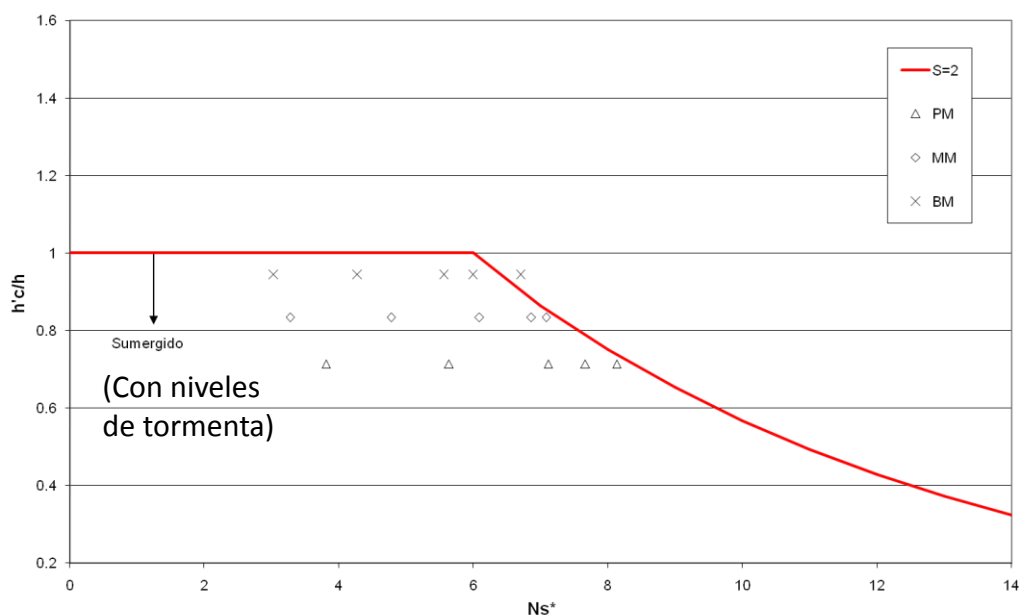


Figura 48. Variabilidad de la estabilidad del talud exterior en función del número de Iribarren (puntos experimentales) con respecto a la curva teórica de nivel de daño $S=2$ (inicio de avería) calculada en aguas someras.

Cuantificando el daño mediante técnicas de video (identificar rocas movidas), no se observaron movimientos de las piezas en el talud exterior en los casos ensayados. En particular, se observaron solamente movimientos de cabeceo de las piezas solamente con oleajes del 120% de energía. Esto se debe también al hecho de haber usado H_b como parámetro de altura de ola en la formulación (ver capítulo 4.2.2). Esta observación concuerda satisfactoriamente con las gráficas de estabilidad mostradas en la Figura 48. Las formulaciones únicamente estiman un movimiento en Bajamar para el 120% de energía.

4.6. CONCLUSIONES

Los ensayos realizados en el modelo físico de la estructura marítima a escala 1:30 han validado la metodología desarrollada y han verificado el pre-diseño de la estructura mediante el cumplimiento de la condición de estabilidad de las rocas del talud exterior. La estabilidad ha sido evaluada mediante observaciones directas del daño (definido por el movimiento de las piezas) y mediante la comparación con formulaciones de estabilidad (Van der Meer y d'Angremond, 1991). Los ensayos han cubierto escalones de energía crecientes en tres niveles diferentes de marea (Bajamar, Marea Media y Pleamar), con tormentas de diseño para un período de retorno de 50 años. Mediante un falso fondo se consiguió en los ensayos que la altura

de ola máxima al pie de la estructura fuese la de rotura, cumpliendo la semejanza con el prototipo. Como criterio de daño se ha empleado el de Inicio de Avería, definido por el movimiento de una roca, de la capa externa del talud exterior, por más de un diámetro equivalente.

El número total de olas en cada ensayo ha sido igual a 5000. Las piezas del talud exterior han sido acomodadas manualmente al inicio de cada ensayo, y no se encontraron diferencias con las pruebas con colocación aleatoria.

A nivel de prediseño del dique, utilizando esta fórmula el resultado del dimensionamiento del manto principal queda muy del lado de la seguridad, La formulación no está calibrada para oleaje en rotura, es para oleaje sin romper frente al dique, definido con H_s y T_p . Al poner H_s coincidente con H_b (ola a rotura), el modelo seguirá asumiendo implícitamente que hay olas más grandes que la ola a rotura. En efecto la fórmula asume que habrá olas casi del doble de la altura de lo que existen sustituyendo el H_s .

5. ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE EL USO DE PARÁMETROS DE ALTURA DE OLA EN LA FORMULACIÓN DE ESTABILIDAD DE DIQUES EXENTOS

5.1. INTRODUCCIÓN

Los diques exentos de escollera son estructuras ampliamente utilizadas en ingeniería costera con la principal finalidad de proteger una zona litoral de la erosión. Normalmente, estos diques se disponen a una cierta profundidad y paralelamente a la costa con el objetivo de reducir la energía del oleaje incidente; se diseñan para que una cierta cantidad de energía penetre entre las defensas a través de los espacios entre ellos o por rebase, en el caso de diques de francobordo reducido (estructuras rebasables y sumergidas).

En la mayor parte de los casos, estos diques se diseñan con un núcleo, un filtro y un manto principal. Uno de los aspectos más importantes en el diseño de estas estructuras es el cálculo del tamaño de las piezas del manto principal que tienen que resistir, durante la vida útil, el impacto de las olas. Para ello, se utiliza el concepto de número de estabilidad, que expresa la relación entre las fuerzas de arrastre y gravitatorias. Las fórmulas existentes más recientes (Van der Meer, 1998a y 1998b; Vidal et al., 2006; Shahidi y Bali, 2011) relacionan el número de estabilidad con el nivel de daño y diversas características de la estructura y del oleaje incidente como son la permeabilidad de la estructura, el número de olas incidentes, el tipo de rotura y la pendiente del talud, mediante funciones de tipo potencial. En las dos últimas fórmulas se emplea la altura de ola promedio de las 50 mayores olas incidentes sobre la estructura, H_{50i} , como parámetro que mejor predice la evolución del daño en una sucesión de estados de mar (Vidal et al, 2006).

López et al. (1998) demostraron que la altura de ola total a pie de dique, H_t , definida como la altura de ola obtenida de la suma de la altura de ola incidente y reflejada al pie del talud, describe mejor que la altura incidente H_i el daño medido en el manto principal de diques de escollera no rebasables. Sin embargo, la formulación de la altura de ola total a pie de dique requiere del conocimiento del coeficiente de reflexión y de la fase de la ola reflejada en el talud. En la literatura existen formulaciones para determinar el coeficiente de reflexión, por ejemplo Van der Meer et al. (2005), pero hay muy poca información con respecto a la fase. La aplicación

efectiva de la altura de ola total con la información existente en la actualidad exigiría definir $H_t = H_i \cdot (1+R)$, siendo R el coeficiente de reflexión, despreciando la influencia de la fase.

Otro inconveniente que tiene la propuesta de López et al. (1998) es que algunas de las formulaciones más utilizadas para la determinación del coeficiente de reflexión tienen en cuenta las características del flujo sobre el talud, al incorporar el tipo de rotura sobre el talud, la permeabilidad del manto y el francobordo. Estas mismas variables son también las que definen el número de estabilidad en estructuras en talud rebasables, por lo que, si se utiliza la altura de ola total, se estará incorporando dos veces la influencia de estas variables. Como las formulaciones que permiten determinar R tienen su propia dispersión, la incorporación de H_t en la formulación de estabilidad estará sumando la dispersión propia del ajuste del daño con la dispersión de la formulación de R utilizada, sin que la incorporación de R aporte nueva información sobre el flujo en el talud.

En este trabajo, se pretende demostrar, con un ejemplo basado en experimentación en laboratorio, que en formulaciones de estabilidad en las que el daño se formula en términos de variables que describen el flujo en el talud, en el interior o sobre el dique (nº de Iribarren del talud, porosidad, tamaño de las piezas y francobordo), la formulación del número de estabilidad con la altura de ola total empeora la descripción del daño obtenida con la utilización de la altura de ola incidente en el número de estabilidad.

Para demostrar la afirmación anterior, se ha realizado una experimentación de laboratorio sobre un dique en talud con algunas características a escala de un dique en talud rebasable exento que se está construyendo en Mar del Plata, descrito en el capítulo 3 y se ha ajustado el daño medido mediante expresiones potenciales de las variables adimensionales que más influyen en el daño: número de estabilidad, número de Iribarren, porosidad y francobordo. Para incorporar la sucesión de estados de mar (o la duración del estado de mar en el caso más simple) se sigue la propuesta de Vidal et al. (2005) de utilizar H_{50} (altura de ola promedio de las 50 mayores olas) para la definición del número de estabilidad. Para contrastar la propuesta de López et al. (1998), se compara la calidad de la descripción del daño obtenida con la que se obtendría de formular el daño con el número de estabilidad definido con la H_{50t} , es decir con la altura media de las 50 mayores olas totales.

En el apartado 2 se describen la experimentación realizada y los datos obtenidos. En el apartado 3 se realiza el análisis de los resultados y la comparación del daño utilizando los dos parámetros

de altura de ola propuestos. Finalmente, en el apartado 4 se exponen las conclusiones de este trabajo.

5.2. TRABAJO EXPERIMENTAL

Los datos necesarios para realizar el estudio se han obtenido mediante ensayos de laboratorio sobre una estructura en escollera en un canal de oleaje bidimensional. Los ensayos se realizaron en el canal de oleaje del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina. Para el modelo se ha elegido una estructura con una tipología similar a un dique que se está construyendo en Mar del Plata, Argentina. Este dique es rebasable o sumergido en función de las condiciones de marea (sumergida en pleamar, con francobordo a nivel del mar en media marea y emergida rebasable en bajamar) y se compone de un núcleo de escolleras y de un manto de escollera en dos capas (ver capítulo 4). Además, se incorporan en ambos pies del dique sendas bermas de protección de escolleras y todo el conjunto se apoya en el terreno a través de una capa filtro de escolleras.

En los ensayos, se ha sometido la estructura a series de oleaje creciente para evaluar experimentalmente la dependencia del daño con el aumento de la severidad del oleaje. Los ensayos se realizaron a una profundidad que permitiera la propagación del oleaje sin rotura por fondo o por peralte frente a la estructura. Esto ha permitido someter el dique a oleajes de gran intensidad hasta llegar a la destrucción de la estructura. Se ha mantenido la profundidad de propagación constante y se han considerado tres diferentes elevaciones del dique para ensayar con respecto al nivel elegido para la propagación de los oleajes: oleajes sobre una estructura totalmente sumergida 5 cm por debajo del nivel de propagación, a nivel del agua en reposo y emergida rebasable 5 cm por encima del nivel de propagación (Figura 49).

En los ensayos, se ha sometido la estructura a series de oleaje creciente para evaluar experimentalmente la dependencia del daño con el aumento de la severidad del oleaje.

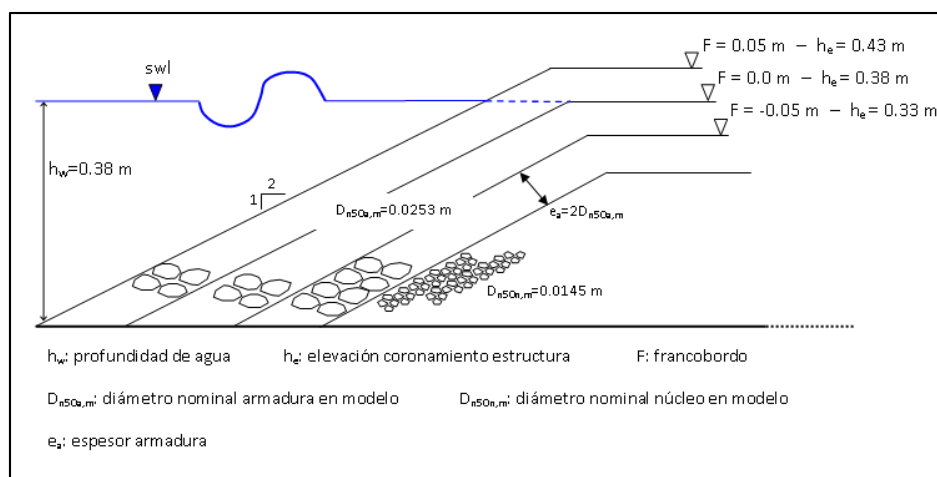


Figura 49. Esquema de las geometrías de ensayo.

Se ha considerado una profundidad que no permita la rotura del oleaje por fondo o por peralte frente a la estructura. Esto ha permitido someter el dique a oleajes de gran intensidad hasta llegar a destruir la estructura.

5.2.1. Características del modelo

En prototipo, la estructura se compone de un núcleo de piedras de peso entre 500-700kg y de un manto exterior de dos capas con piedras de 4 a 7 t (ver capítulo anterior). Este manto exterior cubre el talud exterior, con pendiente 1/2 y la coronación del dique. El talud interior del dique, con pendiente 1/1.5 se protege con dos capas de escolleras de 1 a 2 t. Las bermas de pie se constituyen con dos capas de escolleras de 800 a 1500 Kg.

La estructura del modelo se simplifica en relación con el prototipo (Figura 49) donde se han eliminado las bermas y el filtro de cimentación. Se ha aumentado la profundidad a pie de dique para facilitar la generación de oleajes capaces de producir daños en el manto principal del modelo. El modelo físico es un modelo hidráulico de semejanza de Froude a escala geométrica 1:50, impuesta por la elección de la óptima combinación entre las dimensiones del canal y los límites de funcionamiento de la pala mecánica, los oleajes a ensayar, los niveles a considerar, las características de la estructura, la correcta reproducción de los fenómenos involucrados y la tipología de las mediciones a realizar. A esta escala, la profundidad elegida para la propagación de los oleajes en el modelo frente a la pala, correspondería a una profundidad en prototipo de 26.5 m.

Los datos básicos del prototipo y modelo utilizados en el diseño del modelo son:

Prototipo:

- Densidad de las piezas del manto principal y del núcleo, $\rho_{sp} = 2650 \text{ Kg/m}^3$
- Peso medio de las piezas del manto principal: $W_{50pp} = 6 \text{ t}$
- Lado del cubo equivalente de las piezas del manto principal: $D_{50pp} = 1.313 \text{ m}$
- Peso medio de las piezas del núcleo: $W_{50np} = 600 \text{ Kg}$
- Lado del cubo equivalente de las piezas del núcleo: $D_{50np} = 0.609 \text{ m}$
- Densidad del agua, $\rho_{wp}: 1025 \text{ Kg/m}^3$

Modelo:

- Densidad de las piezas del manto principal y núcleo, $\rho_s: 2650 \text{ Kg/m}^3$
- Densidad del agua, $\rho_w: 1000 \text{ Kg/m}^3$

Se asume que las viscosidades del agua salada y dulce son iguales y que la aceleración de la gravedad es la misma en el modelo y en el prototipo.

El modelo se diseña a escala geométrica Prototipo/Modelo, $N_L=50$ no distorsionada con similitud hidrodinámica de Froude. Las piezas del manto principal se diseñan además con similitud en el número de estabilidad y el núcleo con similitud en la transmisión del oleaje a su través, según el nomograma de Hudson et al (1979). Estas dos últimas condiciones obligan a distorsionar ligeramente el tamaño de las piezas.

La similitud de Froude impone que la escala de tiempos sea igual a la raíz cuadrada de la escala geométrica, es decir $N_T=7.07$. Definiendo el número de estabilidad mediante la expresión (63):

$$N_s = \frac{H}{\Delta D} \quad (63)$$

donde en (63), H es un parámetro de altura de ola y $\Delta=(\rho_s/\rho_w) -1$ y D son, respectivamente la densidad sumergida y un tamaño característico de las piezas del manto principal. Obligando a que los números de estabilidad de modelo y prototipo sean iguales, se obtiene la relación de escala para el tamaño de las piezas, dada por la expresión (64):

$$N_D = \frac{N_L}{N_\Delta} \quad (64)$$

Como la escala de densidad sumergida de las piezas es $N_\Delta = 0.961$, la escala de las piezas del manto principal deberá ser $N_{Dp} = 52$, es decir las piezas del manto principal deberán ser ligeramente más pequeñas y ligeras que las impuestas por la escala geométrica para compensar la menor densidad del agua en el modelo.

Por lo que respecta al núcleo, Hudson et al. (1965) propusieron tener en cuenta que las pérdidas por fricción en el núcleo son proporcionalmente mayores en el modelo que en el prototipo mediante una distorsión de la escala de las piezas del núcleo. En este caso, la relación de distorsión es 1.2, por lo que la escala del tamaño de las piezas del núcleo debe ser $N_{Dn} = 42$.

De esta manera, los tamaños y pesos de las piezas de los mantos principales y núcleo del modelo son:

- Lado del cubo equivalente de las piezas del manto principal: $D_{n50A} = 1.313/52 = 0.0253$ m
- Peso medio de las piezas del manto principal: $W_{50A} = 0.0429$ Kg
- Lado del cubo equivalente de las piezas del núcleo: $D_{n50C} = 0.609/42 = 0.0145$ m
- Peso medio de las piezas del núcleo: $W_{50C} = 0.0081$ Kg

Finalmente, el peso medio de las piezas del manto principal y del núcleo se ha seleccionado a partir del material de cantera existente, obteniéndose un tamaño y peso medios para las piezas del manto principal y núcleo de $D_{n50A} = 0.026$ m, $W_{50A} = 0.0466$ Kg y $D_{n50C} = 0.0145$ m, $W_{50C} = 0.0081$ Kg, respectivamente. En la Figura 50 se muestran dos imágenes del modelo.



Figura 50. Vista en perspectiva del modelo durante el llenado (izquierda) y vista de arriba con estructura a +5 cm (derecha).

Los ensayos se han realizado en el canal de oleaje del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina. Este canal de oleaje, de 23.5 m de longitud, 0.50 m de anchura y 0.70 m de altura, ha sido subdividido en cinco tramos (Figura 51):

- un tramo de desplazamiento de la pala y estructura absorbente por detrás, de 1,5 m.
- un tramo plano de 10 m de largo,
- una rampa de 3 m de largo y pendiente 0.05
- un falso fondo plano de 7 m de largo (para lograr la ola de diseño al pié de la estructura)
- una playa disipativa parabólica de 5 m de largo, realizada con grava de 3 cm de tamaño medio y coeficiente máximo de reflexión medido para los oleajes ensayados menor del 10%.

Se han realizado aperturas de 30 cm en el fondo vidriado de la rampa inclinada y del falso fondo horizontal después de la estructura con el objetivo de reducir las corrientes de retorno hacia la estructura que pudieran interferir con el oleaje incidente.

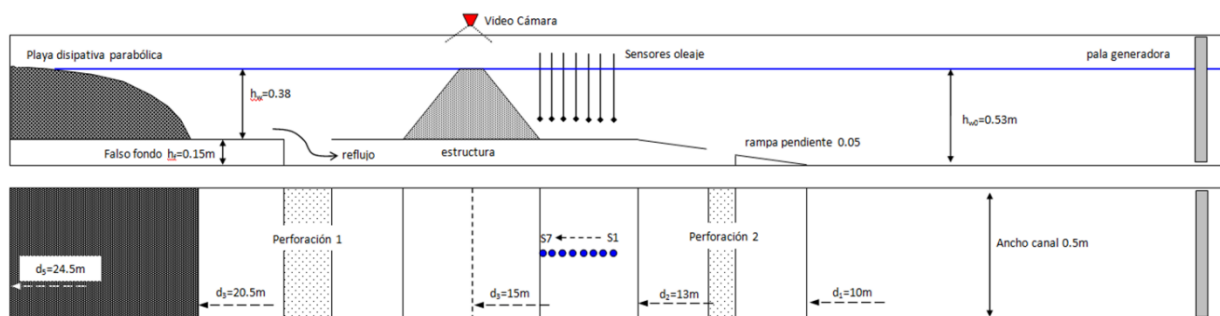


Figura 51. Esquema de la geometría de los ensayos, en sección lateral y en planta, para un nivel de agua arbitrario (swl en la figura).

5.2.2. Descripción de los ensayos

Para cada una de las tres profundidades (francobordos +0.05, 0, -0.05 m) se ha realizado tres series de ensayos, cada una de ellas con un peralte del oleaje (H_s/L_{mo}) constante. Cada serie se inicia con un estado de mar de altura de ola inferior a la que produce el daño, aumentado progresivamente la altura de ola en los estados de mar sucesivos. Para mantener el n° de Iribarren en cada estado de mar, el periodo de pico del estado se modifica consiguientemente. Al final de cada estado de mar de 1000 olas, se mide el daño producido. La serie termina cuando en un estado de mar se produce la destrucción del manto principal, es decir cuando comienzan a ser extraídas piezas del núcleo, Vidal et al. (1991). Una vez terminada la serie, se inicia el proceso con otro número de Iribarren. Al terminar las tres series de un nivel, se modifica el

nivel y se reinicia el proceso hasta terminar los ensayos con los tres niveles. En total se realizaron 66 ensayos. En la Tabla 31 se resumen las principales características objetivo de los ensayos realizados. Los oleajes elegidos se corresponden con los oleajes del clima marítimo de Mar del Plata en aguas profundas (ver capítulo 3).

Algunos ensayos fueron excluidos, al observarse un excesivo número de olas rotas por sobrepaso del peralte crítico. Se realizó una repetición completa de todos los ensayos con el fin de verificar la variabilidad de las mediciones del daño y las eventuales diferencias debidas al procedimiento constructivo. La reconstrucción de la estructura se efectuó solamente al finalizar cada serie para considerar la evolución del daño con el incremento de la severidad (energía) del estado de mar.

Tabla 31. Parámetros utilizados en la realización de los ensayos de oleajes irregulares en cada serie para un nivel de agua asignado (superíndice “m” por modelo y “p” por prototipo).

Serie	Ensayo	Ir	Hs/L _{mo}	Hs ^p (ΔH=0.5m)	Tp ^p	Hs ^m	Tp ^m	N° olas
				m	s	m	s	(por ensayo)
1	1 a 8	2	0.06	4.5 a 8	8.7 a 12.9	0.09 a 0.16	1.23 a 1.82	1000
2	1 a 8	2.5	0.04	4.5 a 8	9.3 a 14.9	0.09 a 0.16	1.32 a 2.10	1000
3	1 a 6	3	0.03	4.5 a 7	12.4 a 18.3	0.09 a 0.14	1.72 a 2.59	1000

5.2.3. Mediciones y análisis de los datos

La medición del daño ha sido realizada de tres formas diferentes:

- (a) comparación de fotografías y videos de alta definición;
- (b) mediciones de perfiles transversales con nivel óptico sobre la estructura en 4 secciones;
- (c) contabilización del número de piedras removidas del manto principal.

La caracterización del daño se ha realizado al finalizar cada ensayo de la misma serie, evaluando los resultados de las tres metodologías, obteniendo un único valor de daño medido. Las piedras depositadas en áreas precedentemente erosionadas no han sido tenidas en cuenta. A partir de las mediciones ópticas, del conteo manual y de una comparación con las fotografías se ha podido obtener las piezas desplazadas y depositadas sobre el manto principal. Las piedras desplazadas y depositadas en otros huecos del manto principal no contribuyen al área de erosión. Con esta medición del daño se obtiene una estimación del área media de erosión (Vidal et al., 2003).

Siendo N el número de piedras depositadas sobre el manto principal (formando el volumen de

sedimentación) y n la porosidad del manto principal ($n=0.49$ en nuestro caso), el volumen ocupado por estas piedras V_n antes de ser extraídas es:

$$V_n = \frac{N D_{50}^3}{1 - n} \quad (65)$$

El área transversal media de erosión $A_{te,N}$ resulta:

$$A_{te,N} = \frac{V_n}{L} = \frac{N D_{50}^3}{(1 - n) L} \quad (66)$$

donde L es la longitud de la estructura ensayada, que es la anchura en la que se han realizado las mediciones, no habiendo considerado el daño cercano a las paredes en una distancia dada por el tamaño de dos piedras a cada lado.

Además, con las medidas realizadas del perfil transversal en cuatro secciones, restando los perfiles originales y dañados se han obtenidos las áreas transversales de erosión, A_i de cada sección i . El área transversal media de erosión $A_{te,S}$ viene dada por:

$$A_{te,S} = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 A_i \quad (67)$$

La separación entre los perfiles fue de 6 cm. Con las mediciones realizadas se ha efectuado un promedio del daño al finalizar cada ensayo (Figura 51). En las tablas del Anexo I se muestran los principales parámetros obtenidos al finalizar cada ensayo.

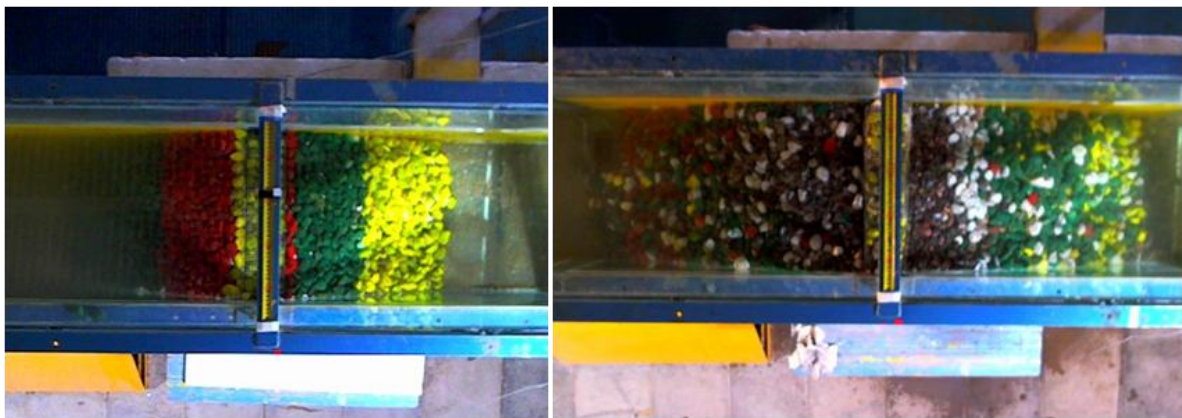


Figura 52. Estado inicial de una serie de oleaje con francobordo positivo (izquierda) y estado final para la misma serie después de un ensayo que ha generado la destrucción total de la estructura (derecha).

Las mediciones del oleaje se han realizado con 7 sensores de tipo resistivo instalados delante de la estructura a distancias variables para poder separar la onda incidente de la reflejada por diferentes metodologías y verificar los resultados con varias combinaciones de distancias entre sensores. Se adoptó finalmente la metodología de Baldock y Simmonds(1999) que utiliza solamente dos sensores puestos delante de la estructura (Ch3 y Ch6 en la Figura 51). En la primera serie de ensayos se puso un sensor después de la estructura para medir también el oleaje transmitido.

La serie incidente ha sido analizada usando el método *zero-downcrossing* para obtener los parámetros de altura de ola y períodos necesarios para el estudio.

Las figuras 52 a 54 muestran los principales valores de altura de ola total medidos en el sensor Ch3: la altura máxima total ($H_{max,t}$) la altura promedio de las 50 mayores olas total (H_{50t}), la altura significativa total (H_{st}), la altura significativa espectral total ($H_{mo,t}$) y las correspondientes alturas incidentes (H_{50i} H_{si} H_{m0i}) después de haber separado la señal incidente de la reflejada. Se muestran las figuras separadas en función del nivel de la estructura considerado: con francobordo positivo, $F = 0.05$ m (Figura 53), con francobordo nulo, $F = 0.0$ m (Figura 54) y con francobordo negativo, $F = -0.05$ m (Figura 55).

El cálculo de los parámetros relacionados con las 50 mayores olas (las alturas H_{50i} , H_{50t} , y el período T_{50i}) ha sido efectuado teniendo en cuenta los valores obtenidos en el ensayo anterior debido a que el daño es acumulativo en los ensayos efectuados: en cada serie las secciones no se han reconstruido hasta alcanzar la destrucción. En cada ensayo se ha calculado el promedio de las 50 mayores olas (y períodos asociados) incluyendo en el cálculo las 50 mayores olas del ensayo anterior.

En algunos casos (ver las series 3 por francobordo positivo y nulo) se observa que la altura de ola máxima decrece al aumentar la altura de ola ensayada, esto se debe a que se ha verificado su rotura antes de llegar al sensor de medición. Sin embargo, todos los ensayos representados en las figuras han sido considerados en el análisis debido a que no se han presentado muchas roturas del oleaje por peralte. Se han considerado aceptables los ensayos con un número reducido de roturas, menor o igual a tres olas.

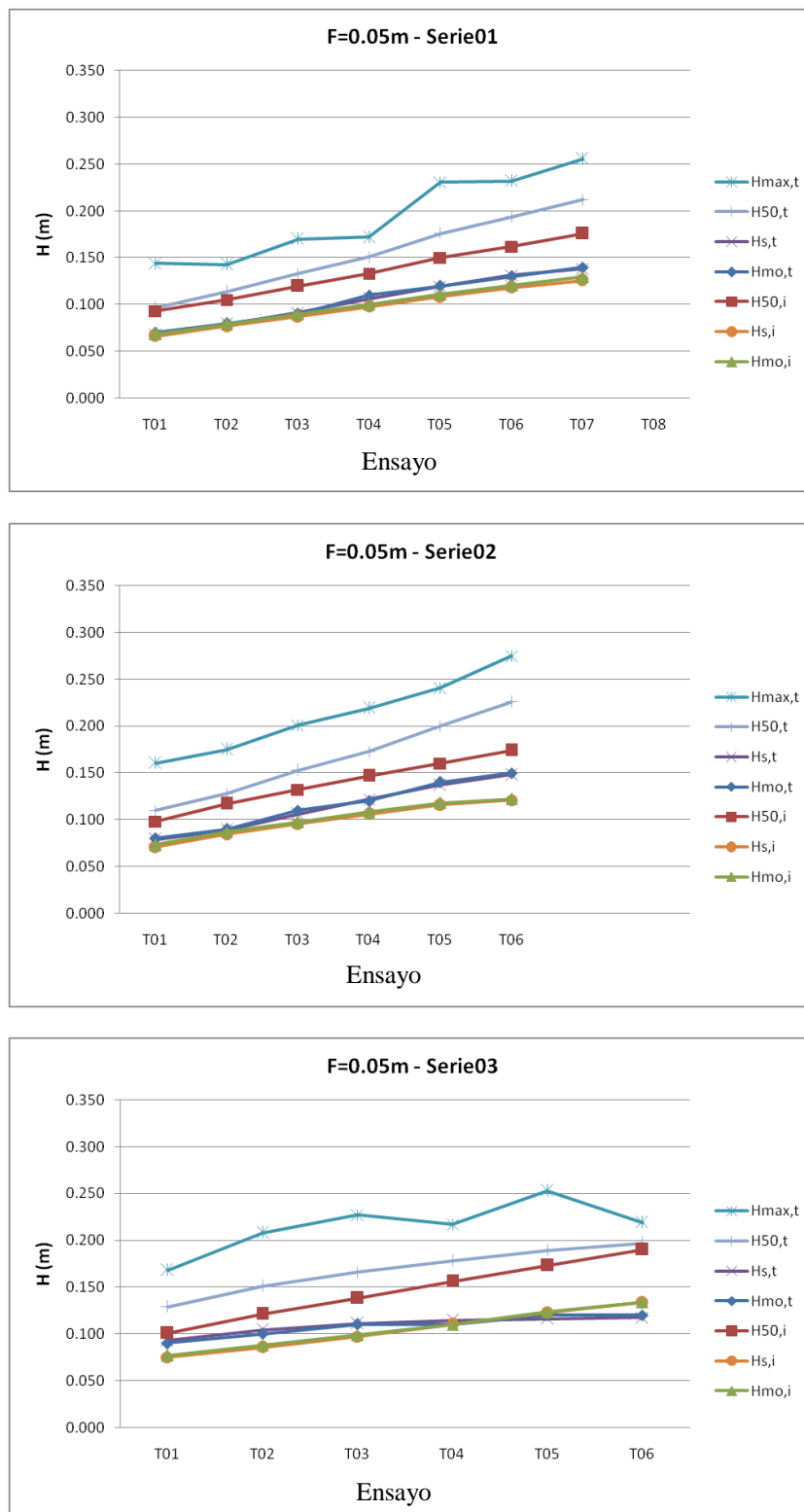


Figura 53. Oleajes característicos en el sensor 3 (Ch3) para francobordo positivo ($F = 5 \text{ cm}$). En el eje de las abscisas se representan los ensayos.

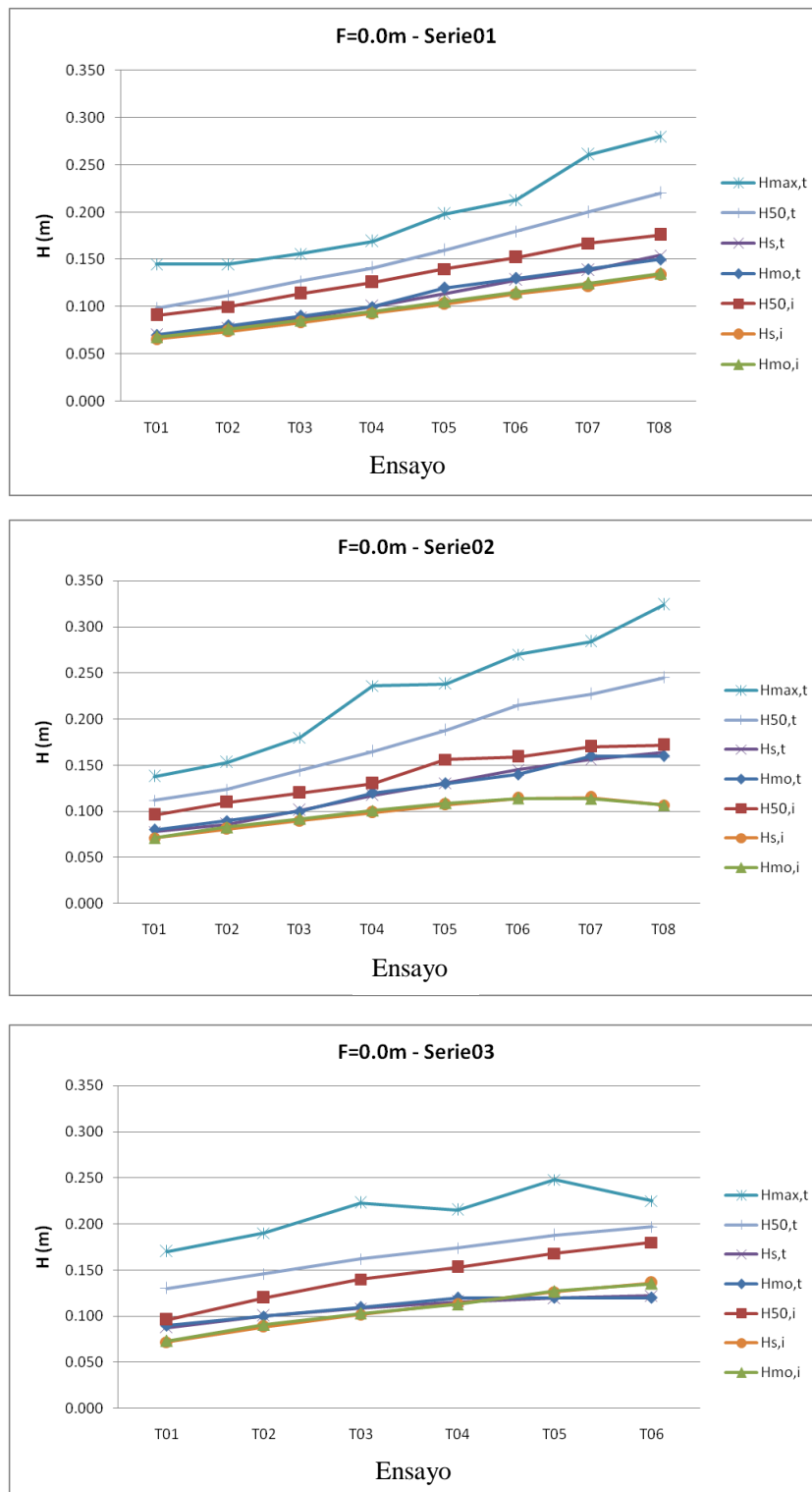


Figura 54. Oleajes característicos en el sensor 3 (Ch3) para francobordo nulo (a nivel del agua). En el eje de las abscisas se representan los ensayos.

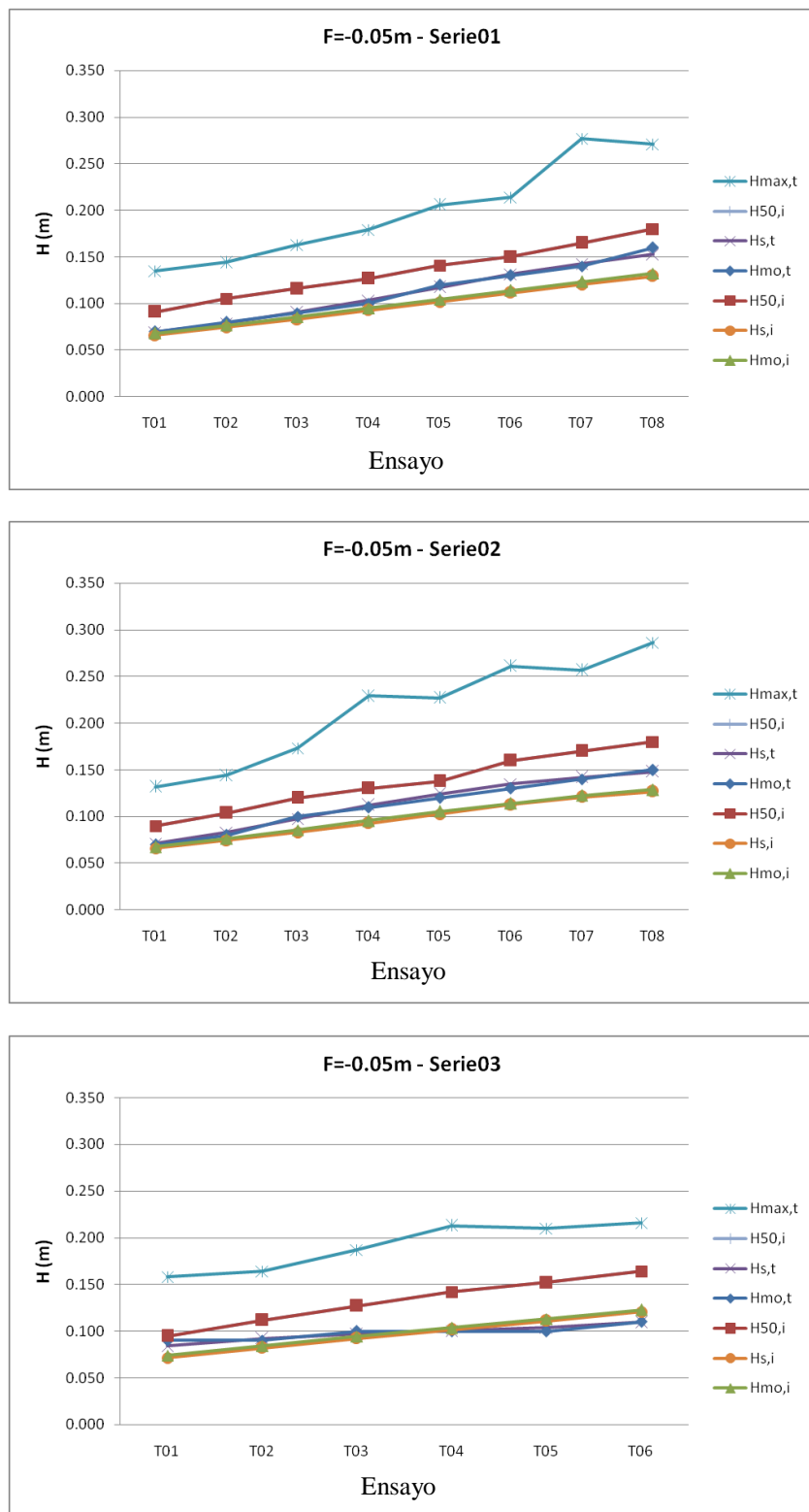


Figura 55. Oleajes característicos en el sensor 3 (Ch3) para francobordo negativo (a la cota -5 cm). En el eje de las abscisas se representan los ensayos.

5.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En primer lugar, se muestran los valores de los números de estabilidad N_{s50i} y N_{s50t} de las 50 mayores olas incidentes y totales, ajustados con funciones potenciales y calculados con la altura de las 50 mayores olas incidentes H_{50i} y de las 50 mayores olas totales H_{50t} . A continuación, se muestran los resultados de los cálculos para la determinación del coeficiente de reflexión R obtenido para las 50 mayores olas incidentes y finalmente la comparación entre los valores del daño medido (S_m) y calculado (S_c) utilizando la altura de ola incidente H_{50i} y la altura de ola total H_{50t} .

5.3.1. Resultados de los ensayos

En las siguientes tablas se muestra un resumen de los principales resultados obtenidos de las mediciones.

Tabla 32. Casos con francobordo positivo $F = 0.05$ m para las series 1, 2 y 3

Serie_Ensayo	F = 0.05 m			$h_w = 0.38$ m – $h_e = 0.43$ m							
	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	$A_{te,N}$	$A_{te,S}$	$A_{te,promedio}$	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm ²	cm ²	cm ²	-
S01_T01	0.069	0.22	1.13	0.048	0.09	0.10	1.20	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T02	0.079	0.21	1.19	0.049	0.11	0.11	1.25	9.0	9.8	9.4	1.5
S01_T03	0.090	0.22	1.24	0.051	0.12	0.13	1.34	17.7	19.8	18.8	3.0
S01_T04	0.100	0.22	1.29	0.052	0.13	0.15	1.41	30.5	32.0	31.3	5.0
S01_T05	0.111	0.23	1.37	0.053	0.15	0.18	1.52	55.1	51.0	53.1	8.5
S01_T06	0.121	0.23	1.43	0.054	0.16	0.19	1.62	67.0	58.0	62.5	10.0
Ya en el ensayo T06 se alcanza la destrucción total, no se consideraron los ensayos T07 y T08											

Serie_Ensayo	F = 0.05 m			$h_w = 0.38$ m – $h_e = 0.43$ m							
	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	$A_{te,N}$	$A_{te,S}$	$A_{te,promedio}$	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm ²	cm ²	cm ²	-
S02_T01	0.073	0.19	1.19	0.033	0.10	0.11	1.28	0.0	0.0	0.0	0.0
S02_T02	0.087	0.22	1.26	0.035	0.12	0.13	1.35	14.0	11.0	12.5	2.0
S02_T03	0.097	0.23	1.37	0.035	0.13	0.15	1.46	22.2	21.5	21.9	3.5
S02_T04	0.108	0.24	1.45	0.036	0.15	0.17	1.57	28.8	27.3	28.1	4.5
S02_T05	0.118	0.28	1.51	0.036	0.16	0.20	1.66	63.5	61.4	62.5	10.0
S02_T06	0.122	0.34	1.60	0.035	0.17	0.23	1.79	64.0	60.0	62.5	10.0
Ya en el ensayo T06 se alcanza la destrucción total, no se consideraron los ensayos T07 y T08											

	F = 0.05 m h_w = 0.38 m – h_e = 0.43 m										
Serie_Ensayo	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	A_{te,N}	A_{te,S}	A_{te,promedio}	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm²	cm²	cm²	-
S03_T01	0.077	0.39	1.52	0.024	0.10	0.13	1.69	0.0	0.0	0.0	0.0
S03_T02	0.088	0.42	1.63	0.024	0.12	0.15	1.88	6.9	5.7	6.3	1.0
S03_T03	0.099	0.48	1.77	0.025	0.14	0.17	2.01	38.0	37.0	37.5	6.0
S03_T04	0.110	0.50	1.89	0.025	0.16	0.18	2.16	32.0	30.5	31.3	5.0
S03_T05	0.123	0.52	2.02	0.026	0.17	0.19	2.31	38.0	37.0	37.5	6.0
S03_T06	0.134	0.52	2.16	0.027	0.19	0.20	2.49	70.8	66.8	68.8	11.0
Ya en el ensayo T06 se alcanza la destrucción total, no se consideraron los ensayos T07 y T08											

Tabla 33. Casos con francobordo nulo F = 0.0 m para las series 1, 2 y 3

	F = 0.00 m h_w = 0.38 m – h_e = 0.38 m										
Serie_Ensayo	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	A_{te,N}	A_{te,S}	A_{te,promedio}	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm²	cm²	cm²	-
S01_T01	0.068	0.12	1.12	0.047	0.09	0.10	1.19	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T02	0.076	0.12	1.18	0.048	0.10	0.11	1.23	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T03	0.086	0.13	1.25	0.049	0.11	0.13	1.31	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T04	0.095	0.15	1.29	0.049	0.13	0.14	1.39	12.0	6.7	9.4	1.5
S01_T05	0.105	0.15	1.36	0.051	0.14	0.16	1.50	17.0	14.2	15.6	2.5
S01_T06	0.116	0.18	1.44	0.052	0.15	0.18	1.60	23.8	20.0	21.9	3.5
S01_T07	0.125	0.18	1.49	0.052	0.17	0.20	1.67	53.4	52.8	53.1	8.5
A partir del ensayo T08 se presentan muchos casos de roturas de olas. No se considera el caso T08											

	F = 0.00 m h_w = 0.38 m – h_e = 0.38 m										
Serie_Ensayo	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	A_{te,N}	A_{te,S}	A_{te,promedio}	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm²	cm²	cm²	-
S02_T01	0.071	0.10	1.17	0.032	0.10	0.11	1.27	0.0	0.0	0.0	0.0
S02_T02	0.083	0.11	1.29	0.033	0.11	0.12	1.33	8.0	10.8	9.4	1.5
S02_T03	0.092	0.13	1.38	0.033	0.12	0.14	1.40	3.0	5.7	9.4	1.5
S02_T04	0.101	0.18	1.43	0.034	0.13	0.17	1.50	18.2	13.0	15.6	2.5
S02_T05	0.109	0.19	1.47	0.033	0.16	0.19	1.59	35.2	33.5	34.4	5.5
S02_T06	0.114	0.22	1.52	0.033	0.16	0.22	1.64	35.8	33.0	34.4	5.5
S02_T07	0.114	0.26	1.40	0.030	0.17	0.23	1.71	46.8	40.1	40.6	6.5
A partir del ensayo T08 se presentan muchos casos de roturas de olas. No se considera el caso T08											

	F = 0.00 m h_w = 0.38 m – h_e = 0.38 m										
Serie_Ensayo	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	A_{te,N}	A_{te,S}	A_{te,promedio}	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm²	cm²	cm²	-
S03_T01	0.073	0.00	1.47	0.023	0.10	0.13	1.60	0.0	0.0	0.0	0.0
S03_T02	0.091	0.00	1.62	0.025	0.12	0.15	1.85	4.5	8.0	6.3	1.0
S03_T03	0.103	0.00	1.79	0.026	0.14	0.16	2.01	13.8	17.3	15.6	2.5
S03_T04	0.113	0.00	1.89	0.026	0.15	0.17	2.12	15.2	16.0	15.6	2.5
S03_T05	0.127	0.00	2.02	0.027	0.17	0.19	2.20	18.0	19.5	18.8	3.0
S03_T06	0.135	0.21	2.15	0.027	0.18	0.20	2.42	23.8	20.0	21.9	3.5

A partir del ensayo T07 se presentan muchos casos de roturas de olas. No se consideran los casos T07 y T08

Tabla 34. Casos con francobordo negativo F = -0.05 m para las series 1, 2 y 3

	F = -0.05 m h_w = 0.38 m – h_e = 0.33 m										
Serie_Ensayo	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	A_{te,N}	A_{te,S}	A_{te,promedio}	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm²	cm²	cm²	-
S01_T01	0.068	0.10	1.12	0.047	0.09	0.10	1.18	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T02	0.077	0.12	1.18	0.048	0.11	0.11	1.22	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T03	0.086	0.13	1.25	0.049	0.12	0.13	1.31	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T04	0.095	0.16	1.30	0.049	0.13	0.15	1.39	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T05	0.104	0.18	1.36	0.050	0.14	0.17	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
S01_T06	0.114	0.21	1.44	0.051	0.15	0.19	1.59	6.6	6.0	6.3	1.0

A partir del ensayo T07 se presentan muchos casos de roturas de olas. No se consideran los casos T07 y T08

	F = -0.05 m h_w = 0.38 m – h_e = 0.33 m										
Serie_Ensayo	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	A_{te,N}	A_{te,S}	A_{te,promedio}	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm²	cm²	cm²	-
S02_T01	0.068	0.10	1.17	0.030	0.09	0.10	1.18	0.0	0.0	0.0	0.0
S02_T02	0.076	0.13	1.32	0.031	0.10	0.12	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0
S02_T03	0.086	0.19	1.39	0.031	0.12	0.14	1.44	0.0	0.0	0.0	0.0
S02_T04	0.096	0.22	1.46	0.032	0.13	0.16	1.53	0.0	0.0	0.0	0.0
S02_T05	0.106	0.24	1.54	0.032	0.14	0.18	1.64	9.8	9.0	9.4	1.5
S02_T06	0.114	0.25	1.63	0.033	0.16	0.20	1.85	13.0	12.0	12.5	2.0

A partir del ensayo T07 se presentan muchos casos de roturas de olas. No se consideran los casos T07 y T08

	F = -0.05 m h_w = 0.38 m – h_e = 0.33 m										
Serie_Ensayo	H_{m0i}	R_{m0}	T_{mi}	H_{m0i}/L_{m0}	H_{50i}	H_{50t}	T_{50i}	A_{te,N}	A_{te,S}	A_{te,promedio}	S
	m	%	s	-	m	m	s	cm²	cm²	cm²	-
S03_T01	0.074	0.24	1.54	0.023	0.10	0.12	1.69	0.0	0.0	0.0	0.0
S03_T02	0.084	0.30	1.68	0.023	0.11	0.13	1.89	0.0	0.0	0.0	0.0
S03_T03	0.094	0.34	1.82	0.024	0.13	0.14	2.04	0.0	0.0	0.0	0.0
S03_T04	0.104	0.36	1.93	0.024	0.14	0.16	2.17	12.5	12.5	12.5	2.0
S03_T05	0.113	0.37	2.08	0.024	0.15	0.16	2.32	17.0	8-0	12.5	2.0
S03_T06	0.123	0.38	2.19	0.024	0.16	0.18	2.43	78.8	90.0	84.4	13.5
A partir del ensayo T07 se presentan muchos casos de roturas de olas. No se consideran los casos T07 y T08											

5.3.2. Ajustes de las funciones potenciales

El número de estabilidad es función del daño (S), del tipo de rotura del oleaje incidente sobre el talud (a través del parámetro de Iribarren (I_r), de la permeabilidad(P), del talud (tgα), y en el caso de diques rebasables del francobordo (F).

Con los datos de los ensayos, se han ajustado funciones potenciales del tipo utilizadas por Shahidi y Bali (2011), para obtener los números de estabilidad, relativos a la altura de ola incidente (N_{s50ic}) y a la altura de ola total (N_{s50tc}). El subíndice “c” se usa por “calculado” mientras que el subíndice “m” se usa por “medido”. Se ha propuesto una formula adicional para la N_{s50tc} que no depende del número de Iribarren para verificar la influencia de este parámetro sobre el daño.

Las funciones potenciales utilizadas para obtener los valores calculados de los números de estabilidad han sido:

$$\text{Número de estabilidad de la H}_{50i} \text{ incidente: } N_{s50ic} = a_1 S^{b_1} I_{r50i}^{c_1} L_{50i}^{d_1} \quad (68)$$

$$\text{Número de estabilidad de la H}_{50t} \text{ total: } N_{s50tc,1} = a_2 S^{b_2} I_{r50i}^{c_2} L_{50i}^{d_2} \quad (69)$$

$$\text{Número de estabilidad de la H}_{50t} \text{ total: } N_{s50tc,2} = a_3 S^{b_3} L_{50i}^{d_3} \text{ (no depende de } I_r \text{)} \quad (70)$$

donde:

- N_{s50ic} es el número de estabilidad calculado para las 50 mayores olas incidentes;
- N_{s50tc} es el número de estabilidad calculado para las 50 mayores olas totales;
- S : es el parámetro del daño: $S = A_{te}/D_{50}$, A_{te} = Área media transversal de erosión del manto principal;
- I_{r50i} : es el número de Iribarren del talud de las 50 mayores olas incidentes, dado por $I_{r50i} = \frac{tg\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_{50im}}{gT_{50i}^2}}}$, donde α es el ángulo del talud, H_{50i} la altura de ola medida, promedio de las 50 mayores olas incidentes, T_{50i} el período medio de las 50 mayores olas incidentes y g la aceleración de la gravedad.
- L_{50i} es el francobordo adimensional dado por $L_{50im} = 1 - \frac{F}{H_{50im}}$ donde F es el nivel del francobordo y H_{50im} es la altura H_{50i} medida

Por otro lado, los valores medidos se han obtenido utilizando la definición de los números de estabilidad:

$$N_{s50tm} = \frac{H_{50im}(1 + R_{mo})}{\Delta D_{50}} \quad (71)$$

$$N_{s50im} = \frac{H_{50im}}{\Delta D_{50}} \quad (72)$$

donde:

- R_{mo} : coeficiente de reflexión del momento de orden cero: $R_{mo} = H_{m0r}/H_{m0i}$ siendo H_{m0r} la altura de ola reflejada y H_{m0i} la altura de ola incidente, ambas del momento de orden cero;
- $\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$: densidad relativa sumergida de las piezas (ρ_w es la densidad del agua y ρ_s es la densidad de las piedras);
- D_{50} : diámetro medio de las piezas del manto principal;

Con los datos de los ensayos realizados, se han obtenido los siguientes ajustes potenciales para

diques rebasables, considerando la totalidad de los resultados obtenidos para los tres niveles. No se ha considerado la variabilidad de la permeabilidad ni de la pendiente del talud que son parámetros fijos en este trabajo. En la Tabla 35 se muestran los valores obtenidos de los coeficientes de ajuste.

$$N_{s50i} = 2.18 S^{0.17} I_{r50i}^{0.30} L_{50i}^{0.22} \quad (73)$$

$$N_{s50t,1} = 1.42 S^{0.19} I_{r50i}^{0.88} L_{50i}^{0.07} \quad (74)$$

$$N_{s50t,2} = 3.87 S^{0.18} L_{50i}^{0.24} \quad (75)$$

Tabla 35. Valores de los coeficiente de los ajustes potenciales

	a (coeff)	b (S)	c (Ir)	d (L)
Ajuste N_{s50i}	2.18	0.17	0.30	0.22
Ajuste N_{s50t(1)}	1.42	0.19	0.88	0.07
Ajuste N_{s50t(2)}	3.87	0.18	-	0.24

Los cálculos de la dispersión de los resultados se han realizado utilizando los siguientes índices: (1) el coeficiente de correlación (R2); (2) el índice de ajuste (Willmott, 1981) (I_a); (3) el error típico (e_t), definidos por las siguientes relaciones:

$$R2 = \frac{\sum(x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x - \bar{x})^2 \sum(y - \bar{y})^2}} \quad (76)$$

$$I_a = 1 - \frac{\sum(x - y)^2}{\sum[(|y - \bar{x}| + |x - \bar{x}|)^2]} \quad (77)$$

$$e_t = \sqrt{\frac{1}{(N - 2)} \left[\sum (y - \bar{y})^2 - \frac{[\sum(x - \bar{x})(y - \bar{y})]^2}{\sum(x - \bar{x})^2} \right]} \quad (78)$$

donde: x e y representan respectivamente los valores medido y estimado, \bar{x} el promedio de los valores medidos, \bar{y} el promedio de los valores estimados, N el número de datos.

Los valores de los errores obtenidos se muestran en la Tabla 36. Las gráficas de los ajustes se hallan en las Figuras 55, 56 y 57.

Tabla 36. Errores medidos con diferentes fórmulas.

	R2	I_a	e_t
Ajuste N_{s50i}(puntos en verde)	0.83	0.93	0.18
Ajuste N_{s50t}(1)(puntos en azul)	0.86	0.94	0.30
Ajuste N_{s50t}(2)(puntos en rojo)	0.41	0.72	0.42

Se observa que el ajuste 3, que no considera el número de Iribarren, es el menos preciso y se ha descartado para los siguientes análisis. Esto implica que el número de Iribarren tiene peso en la fórmula. Utilizando el error típico e_t, el mejor ajuste se ha obtenido para la expresión del número de estabilidad incidente N_{s50i} (e_t=0.18): utilizando el coeficiente I_a y R2 resultará mejor el ajuste obtenido utilizando la expresión con el número de estabilidad total N_{s50t} (I_a=0.94 y R2=0.86).

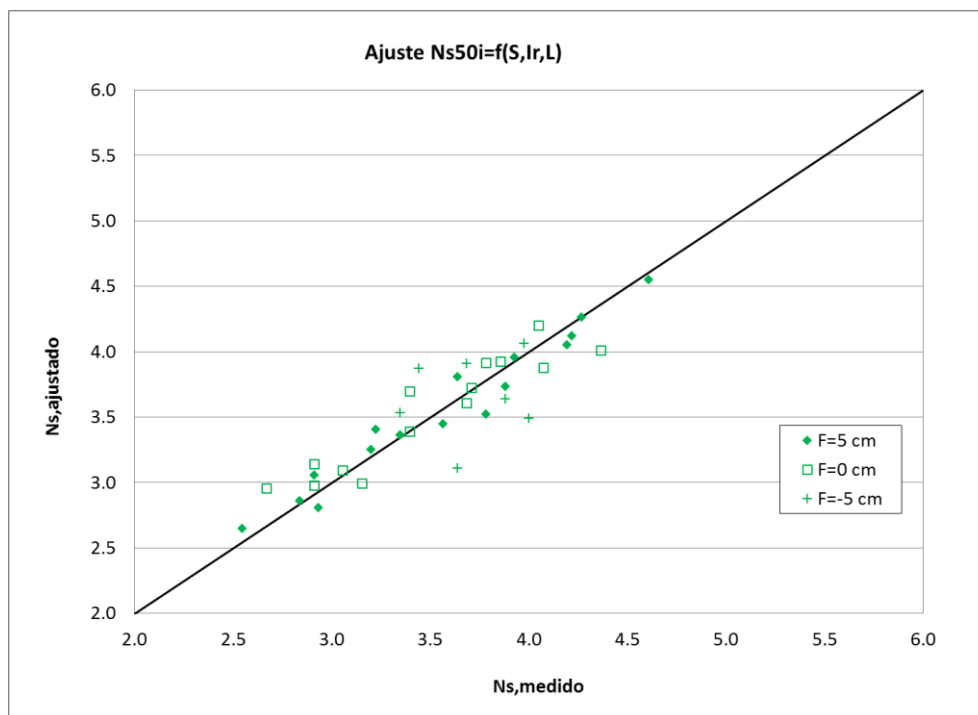


Figura 56. Puntos experimentales para el ajuste de las funciones potenciales del número de estabilidad $N_{s50i}=f(S,Ir,L)$.

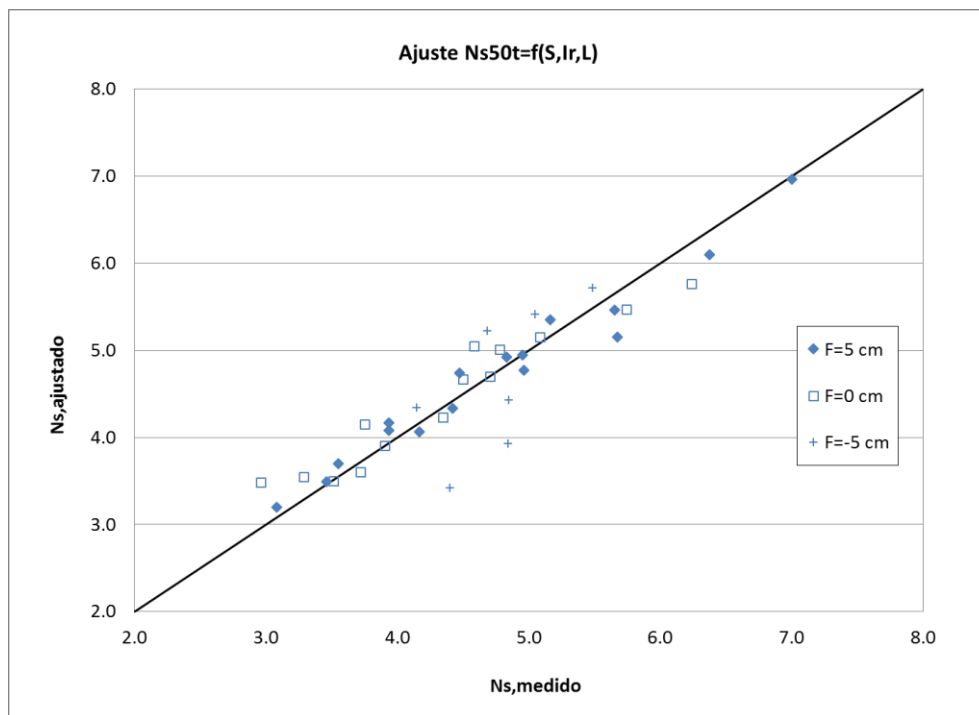


Figura 57. Puntos experimentales para el ajuste de las funciones potenciales del número de estabilidad $N_{s50t}=f(S,Ir,L)$.

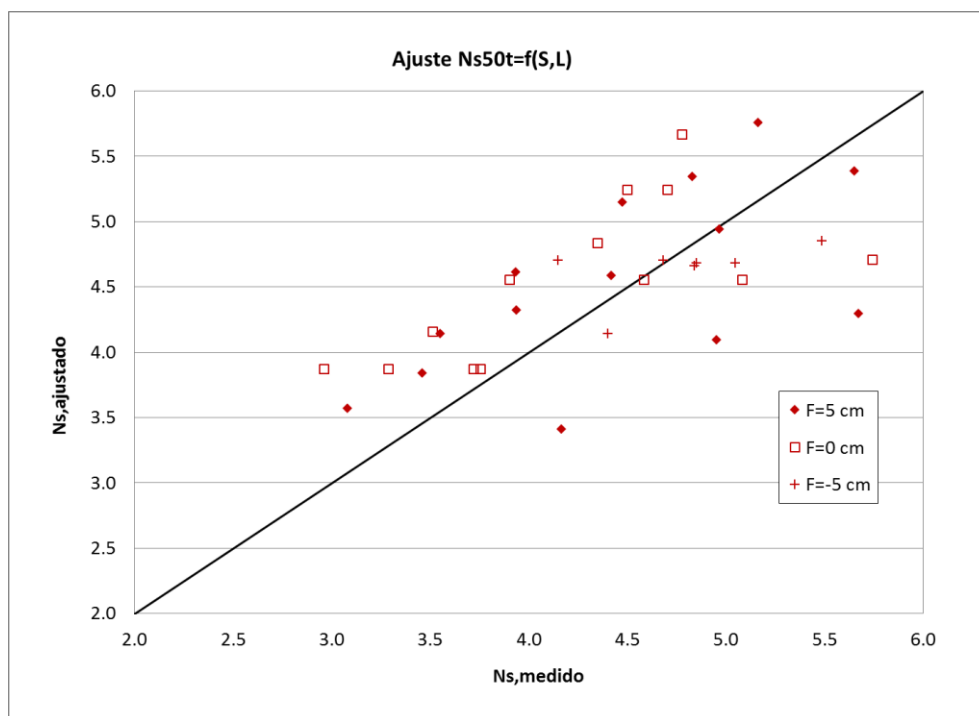


Figura 58. Puntos experimentales para el ajuste de las funciones potenciales del número de estabilidad $N_{s50t}=f(S,L)$.

5.3.3. Cálculo del coeficiente de reflexión

El cálculo del parámetro de estabilidad N_{s50t} introduce el coeficiente de reflexión R_{mo} que es necesario estimar a partir de mediciones del oleaje. En primer lugar, se ha determinado el coeficiente de reflexión para un estado de mar genérico como función de la altura de ola significativa. No se podría en principio calcular el coeficiente de reflexión asociado al H_{50i} para la vida útil. Para ello, es necesario introducir un coeficiente de reflexión válido para las 50 mayores olas, R_{50} . Este coeficiente, en principio, no es igual al coeficiente de reflexión que se puede obtener a partir de la serie temporal reflejada calculando el H_{50r} y $R_{50}=H_{50r}/H_{50i}$, porque puede ocurrir que las 50 mayores olas reflejadas no se correspondan con las reflejadas de las 50 mayores olas incidentes. Se asume que el coeficiente de reflexión calculado de esta forma, R_{nrc50} , para diques no rebasables calculado para las 50 mayores olas, es una buena aproximación para el coeficiente de reflexión de las 50 mayores olas.

Para el cálculo de R_{nrc50} se ha utilizado la fórmula de Van der Meer et al. (2005):

$$R_{rc50i} = f_{r50i}R_{nrc50i} \quad (79)$$

donde:

$$R_{nrc50i} = 0.071P^{-0.82}cot\alpha^{-0.62}S_{op}^{-0.46} \quad (80)$$

$$\begin{cases} f_{r50i} = 0.2 \frac{F}{H_{50i}} + 0.9 & \text{para } F/H_{50i} < 0.5 \\ f_{r50i} = 1.0 & \text{para } F/H_{50i} \geq 0.5 \end{cases} \quad (81)$$

siendo:

- R_{rc50i} el valor del coeficiente de reflexión calculado para dique rebasable para las 50 mayores olas incidentes.
- R_{nrc50i} el valor del coeficiente de reflexión calculado para dique no rebasable para las 50 mayores olas incidentes.

- f_{r50i} el coeficiente de ajuste por francobordo para las 50 mayores olas incidentes.
- $s_{op} = \frac{2\pi H_{50i}}{gT_{p50i}^2}$ es el peralte, H_{50i} la altura de ola promedio de las 50 mayores olas incidentes, T_{p50i} el período de pico medido después de separación de oleaje sobre la serie incidente. Se ha utilizado un estimador del tipo $T_{p50i} = 1.3T_{50i}$. T_{p50i} es el período de pico de las 50 mayores olas y T_{50i} es el período medio de las 50 mayores olas.
- F es el francobordo.

La fórmula del número de estabilidad válida para la altura total se transforma en la (82):

$$N_{s50t} = \frac{H_{50im}(1 + R_{nrc50i})}{\Delta D_{50}} \quad (82)$$

Utilizando los datos de los ensayos, para obtener la función de ajuste del coeficiente de reflexión para dique no rebasable R_{nrc50} se han utilizado solamente los datos con $F/H_{si} > 0.5$. Se ha obtenido:

$$R_{nrc50i} = 0.071P^{-0.82} \cot\alpha^{-0.62} s_{op}^{-0.37} \quad (83)$$

El exponente del peralte fue el único parámetro de ajuste.

Con la (83) válida para R_{nrc50i} y con los datos para $F/H_{si} < 0.5$ (dique rebasable) se ha obtenido una nueva curva de ajuste del tipo (81) para el coeficiente de reducción. El ajuste ha dado la siguiente expresión (siendo $f_{r50i} = R_{rc50}/R_{nrc50}$):

$$f_{r50i} = 0.27 \frac{F}{H_{50i}} + 0.87 \quad (84)$$

Una vez obtenidas las fórmulas(83) y (84) ajustadas con los ensayos, éstas se pueden utilizar en el diseño de diques rebasables del tipo considerado en este estudio, puesto que ambos parámetros pueden calcularse a partir de los datos de clima marítimo a pie de dique.

5.3.4. Comparaciones entre el daño S medido y calculado

Se han comparado los valores del daño S_m , medido, con los valores del daño S_c calculado por ajuste potencial de las fórmulas (73), (74) y (75). En la Figura 59 y en la Figura 60 se comparan los niveles de daño medidos y calculados para la formula que adopta la altura de ola incidente y la altura de ola total, respectivamente. Esta comparación permite verificar experimentalmente la idoneidad del uso de los parámetros H_{50t} y H_{50i} para la fórmula de la estabilidad de diques de escollera rebasables.

En la Tabla 37 se observa que el mejor ajuste se ha obtenido calculando la altura H_{50i} con el número de estabilidad N_{s50i} . Por lo tanto, para la estructura considerada en este estudio, la fórmula que adopta H_{50i} es más precisa que la que adopta H_{50t} .

Tabla 37. Índices de correlación y errores medidos con diferentes fórmulas para el daño S.

	uso de H_{50i}	uso de: H_{50t} con R
$R^2 =$	0.91	0.85
$I_a =$	0.98	0.96
$e_t =$	1.05	1.28

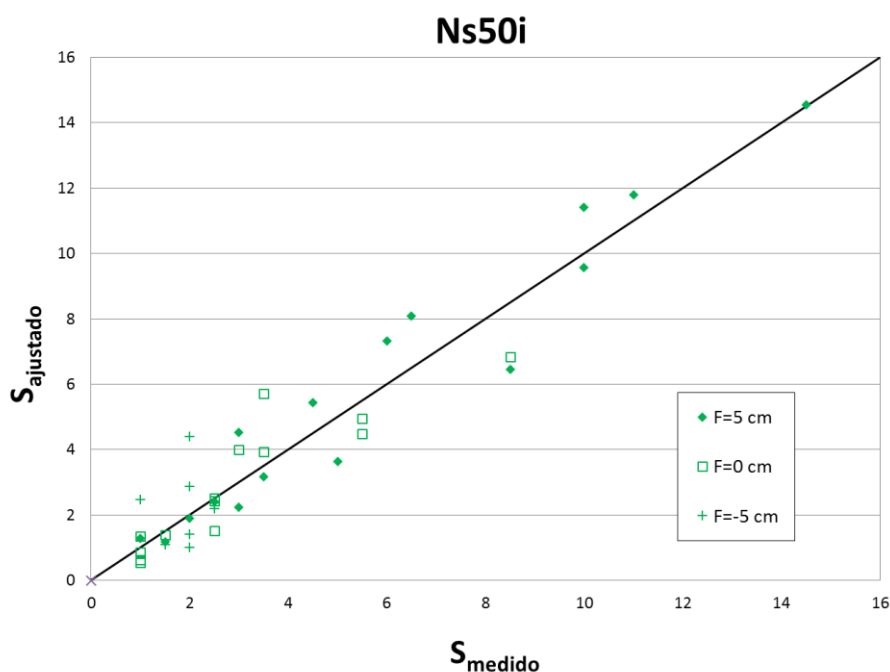


Figura 59. Ajustes de S_m medido versus S_c calculado con la ecuación 70 función de la altura incidente (H_{50i}).

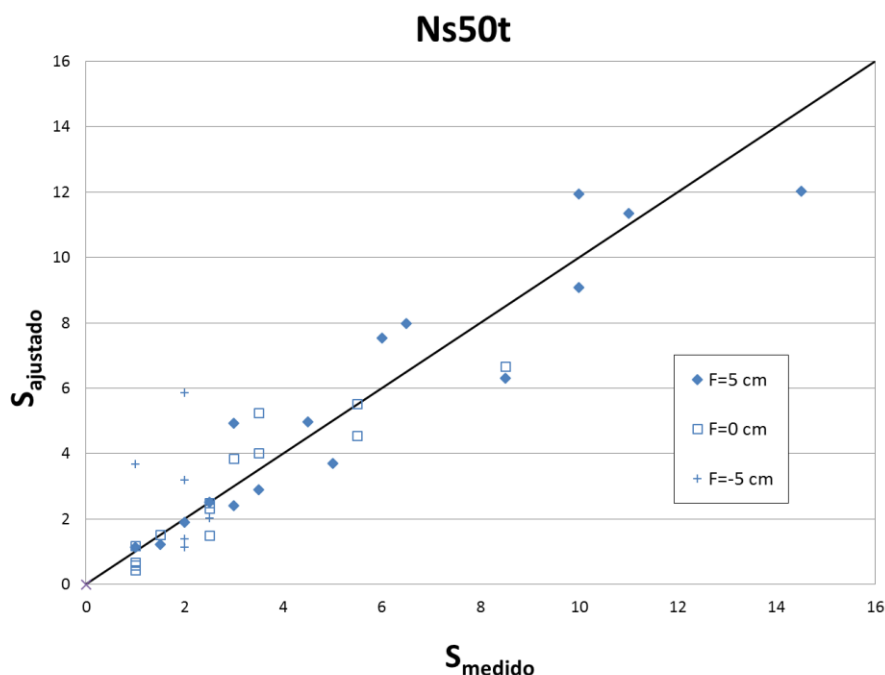


Figura 60. Ajustes de S_m medido versus S_c calculado con la ecuación 71 función de la altura total (H_{50t}).

5.4. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha demostrado experimentalmente que el uso del parámetro H_{50i} es más preciso que H_{50t} para la fórmula de estabilidad de diques en escollera rebasable, en el caso de la estructura en examen.

Para ello, se han realizado ensayos experimentales sobre una estructura de escollera con un núcleo, un manto bi-capa y utilizando tres niveles de francobordo: 5, 0 y -5 cm manteniendo constante el nivel del agua. Se han obtenido los parámetros de las alturas de olas relativos a las 50 mayores olas incidentes (H_{50i}) y totales (H_{50t}) a pie de la estructura, después de haber separado la altura de ola incidente de la reflejada y después de haber aplicado la técnica *zero-downcrossing*.

Se han realizado ajustes potenciales a las fórmulas de los números de estabilidad N_{50i} y N_{50t} utilizando fórmulas del tipo de Shahidi y Bali (2011) extendidas al caso de diques rebasables añadiendo la dependencia del francobordo. Entre las diferentes expresiones utilizadas, se ha considerado una formulación que no tiene en cuenta el número de Iribarren. Se ha descartado el ajuste que no considera el número de Iribarren para los siguientes análisis debido a que presenta un error muy elevado con respecto a las otras formulaciones. Esto implica que el número de Iribarren tiene peso en la fórmula para el número de estabilidad.

Se ha implementado un ajuste experimental para la fórmula del coeficiente de reflexión R para estructuras de escollera rebasables basada en la fórmula de Van der Meer et al. (2005). Se extendió la fórmula a la H_{50} correspondiente a la vida útil de la obra, obteniéndose un ajuste experimental para el coeficiente de reflexión válido para diques rebasables calculado en función de las 50 mayores olas incidentes R_{rc50i} . El ajuste obtenido con los datos de este trabajo ha presentado coeficientes muy parecidos a los coeficientes propuestos en el trabajo de Van der Meer et al. (2005).

Se han comparado los valores del daño S medidos y calculados, considerando las estimaciones obtenidas en función de la altura de ola incidente H_{50i} y de la altura total H_{50t} . Se observó que, para la estructura utilizada en este trabajo, el mejor ajuste se obtiene utilizando la H_{50i} en la estimación del daño. Una posible razón de la peor estimación del daño utilizando la altura de ola total es el hecho de que la necesidad del uso de una fórmula para el coeficiente de reflexión R añade nueva dispersión a los resultados.

6. CONCLUSIONES Y PROPUESTAS DE TRABAJOS FUTURO

6.1. CONCLUSIONES GENERALES

Motivación tecnológica 1: optimización del diseño en planta de la primera obra de este tipo en Argentina

Se ha evaluado y optimizado un diseño de protección de un tramo de costa en erosión en el litoral argentino (Mar del Plata) mediante el uso de un sistema de diques exentos semi-sumergidos (o de baja cota de coronación), LCS. Se han tenido en cuenta las características de la obra, del entorno urbano y del uso requerido para las playas a regenerar y proteger.

Se ha estudiado la funcionalidad de las obras de defensa costera a dos escala de tiempo: a corto plazo (escala de horas, de la duración de una tormenta) y a largo plazo (escala de meses y años hacia el equilibrio).

Para conseguir el objetivo de la optimización del diseño en planta, se ha realizado un diagnóstico de la situación actual y se han evidenciado los efectos locales del oleaje medio y de tormenta característica (período de retorno $T_R=2$ años) sobre la hidrodinámica y el transporte de sedimentos en la zona de estudio. Los oleajes más intensos, de mayor altura de ola y período, contribuyen en un gran porcentaje a generar la dinámica sedimentaria litoral.

La verificación de la obra propuesta en el diseño del anteproyecto existente ha evidenciado el alto riesgo de formación de salientes de grandes dimensiones, que podrían causar una fuerte interrupción del transporte litoral, e impactos erosivos significativos en las playas ubicadas más al norte. Por lo tanto, se ha estimado necesario mejorar la configuración propuesta originalmente.

Se ha definido un esquema optimizado de 16 diques exentos, cada uno de 60 m de largo, con intervalos entre ellos de 70 m, con una cota de coronación dispuesta a la cota de media marea (o nivel medio), a 250 m de la línea de costa, en correspondencia de la batimétrica -4.1 m con respecto a la bajamar viva equinoccial. La metodología constructiva propuesta en este estudio viene desarrollada para realizar la mitad de la obra (8 diques exentos). En una primera etapa se ha iniciado la construcción de un tramo piloto del sistema de diques que consiste solamente de tres diques rompeolas.

La funcionalidad de la obra ha sido determinada considerando una estructura semi-sumergida (con cota de coronamiento a nivel medio), para la cual aproximadamente el 50% o más de la energía de las olas puede ser transmitida. A raíz de los resultados obtenidos, se considera que el esquema de obras propuesto debería impedir la formación de tómbolos y brindar la protección de la costa con una regeneración de la playa de aproximadamente 25 m de ancho. Sin embargo se recomienda mejorar la calibración de los modelos para un estudio más preciso.

La metodología constructiva prevista para la materialización de la obra se basa en el aporte de la roca desde tierra, a través de espigones de avance.

Se propone la realización de obras complementarias al sistema dispuesto, para minimizar posibles impactos negativos sobre el medio. Estas obras comprenden: (i) la realización de un relleno de playa para compensar la retención de material estimada por efecto de los diques exentos, de un origen supeditado a un estudio específico que demuestre su aplicabilidad como relleno de playa. El volumen de arena a disponer ha sido estimado en 250.000 m³; (ii) el manejo de la arena a través de un sistema de “by-pass” para controlar posibles erosiones de la costa durante el proceso constructivo, hasta que se efectúe el retiro del espigón de avance.

Motivación tecnológica 2: consolidación de técnicas experimentales en el contexto internacional

Se ha realizado un estudio de estabilidad de la estructura diseñada en Mar del Plata mediante el uso de modelo físico. El uso del modelo físico ha sido necesario debido a la complejidad de los fenómenos que tienen lugar cuando la ola alcanza la estructura y de la respuesta de los elementos estructurales a la hidrodinámica incidente. Como antecedentes, aún no existe en la comunidad internacional consenso sobre una única metodología que defina la técnica experimental más adecuada para este tipo de estudios. Las metodologías existentes para la estimación del daño de una estructura exenta semi-sumergida sometida a un estado de mar varían en función de la experiencia de cada laboratorio.

La investigación con el modelo físico sobre la estructura en escollera semi-sumergida ha representado una novedad en el medio local (Argentina y la región del Atlántico sur). Excepto algunos trabajos puntuales realizados en el laboratorio del Instituto nacional del Agua en Ezeiza (Buenos Aires), el alcance del trabajo de investigación con canal de oleaje en el LH de la UNC ha sido único en su género en Argentina.

Los ensayos realizados a escala 1:30 han verificado el pre-diseño de la estructura mediante el

cumplimiento de la condición de estabilidad de las rocas del talud exterior. La estabilidad ha sido evaluada mediante observaciones directas del daño (definido por el movimiento de las piezas) y mediante la comparación con formulaciones de estabilidad. Los ensayos han cubierto escalones de energía crecientes en tres niveles diferentes de marea (Bajamar, Marea Media y Pleamar), con tormentas de diseño para un período de retorno de 50 años. Mediante un falso fondo se consiguió en los ensayos que la altura de ola máxima al pie de la estructura fuese la de incipiente rotura, cumpliendo la semejanza con el prototipo.

El número total de olas en cada ensayo ha sido igual a 5000. Las piezas del talud exterior han sido acomodadas manualmente al inicio de cada ensayo, y no se encontraron diferencias con las pruebas con colocación aleatoria.

Los resultados de las formulaciones experimentales concuerdan satisfactoriamente con los presentes resultados experimentales ya que evidencian estabilidad en la mayoría de los casos y solo una leve inestabilidad en bajamar a partir de oleajes con el 120% de energía del oleaje de diseño.

Motivación científica: mejora del conocimiento de formulaciones de diseño

Se ha realizado una investigación experimental sobre diques en escollera rebasables con los objetivos de (1) introducir la dependencia del francobordo en las formulaciones de tipo exponencial de los números de estabilidad, y (2) verificar la idoneidad del uso de los parámetros de altura de ola H_{50t} (altura total de las 50 mayores olas) y H_{50i} (altura incidente de las 50 mayores olas) para la formulación del daño S .

Se han realizado ensayos experimentales sobre una estructura en escollera con un núcleo y un manto bi-capa, para tres niveles de francobordo (emergido, a nivel del agua en reposo y sumergido, a escala 1:50). Se han obtenido los valores de H_{50i} a pie de la estructura después de haber separado la altura incidente de la reflejada y después de haber aplicado la técnica *zero-down crossing*.

Se han realizado ajustes potenciales a las fórmulas de los números de estabilidad N_{50i} y N_{50t} utilizando fórmulas del tipo de Shahidi y Bali (2011) extendidas al caso de diques rebasables añadiendo la dependencia del francobordo. Entre las diferentes expresiones utilizadas, se ha considerado una formulación que no tiene en cuenta el número de Iribarren. Se ha descartado el ajuste que no considera el número de Iribarren para los siguientes análisis

debido a que presenta un error muy elevado con respecto a las otras formulaciones. Esto implica que el número de Iribarren tiene peso en la fórmula para el número de estabilidad.

Debido a que en la definición del número de estabilidad de las 50 mayores olas totales, N_{50t} , aparece el coeficiente de reflexión (R), se ha implementado un ajuste experimental para la formulación del coeficiente R para estructuras en escollera rebasables basada en la formulación de Van der Meer et al. (2005). Se extendió la fórmula a la H_{50} correspondiente a la vida útil de la obra obteniéndose un ajuste experimental para el coeficiente de reflexión válido para diques rebasables calculado en función de las 50 mayores olas incidentes R_{rc50i} . El ajuste obtenido con los datos de este trabajo ha presentado coeficientes muy parecidos a los coeficientes propuestos en el trabajo de Van der Meer et al. (2005).

Se han comparado los valores del daño medidos y calculados, considerando las estimaciones obtenidas en función de la altura de ola incidente H_{50i} y de la altura total H_{50t} . Se observó que, para la estructura utilizada en este trabajo, el mejor ajuste se obtiene utilizando la H_{50i} en la estimación del daño. Una posible razón de la peor estimación del daño utilizando la altura de ola total es el hecho de que la necesidad del uso de una fórmula para el coeficiente de reflexión R añade nueva dispersión a los resultados.

6.2. PROPUESTAS DE TRABAJOS FUTUROS

Durante el desarrollo de esta tesis surgieron varias líneas de investigación futuras, las cuales se detallan a continuación:

- 1) realizar un seguimiento de la erosión-sedimentación en la zona del litoral argentino detrás de los diques en prototipo para la verificación de las formulaciones empíricas. De esta forma, se puede desarrollar una formulación de derivación experimental relativa al caso estudiado.
- 2) estudiar la estabilidad del manto interior del dique no existiendo en literatura muchos casos de evaluación del daño para diques semi-sumergidos; evaluar el daño inmovilizando el coronamiento para estudiar de forma independiente el manto interior.
- 3) realizar ensayos para la estimación del coeficiente de transmisión para mejorar la calibración del modelo de una línea GENESIS.
- 4) validar las formulaciones desarrolladas con el H_{50} con los datos de los experimentos de estabilidad del dique en escollera, con el oleaje rompiendo frente al dique.

5) plantear la posibilidad de realizar un diseño de un dique multipropósito para actividades de surf. La zona litoral al sur de Punta Mogotes es la más importante para la actividad deportiva de surf en Argentina.

7. BIBLIOGRAFÍA

Ahrens, J.P. (1987). *Characteristics of reef breakwaters*. CERC, Vicksburg USA, Technical Report CERC-87-17.

Ahrens, J. P., y J. Cox (1990). "Design and Performance of Reef Breakwaters." *Journal of Coastal Research*, SI Vol. 7, pp. 61-75.

Bailard, J.A. (1981). "An energetic total load sediment transport model for a plane sloping beach." *Journal of Geophysical Research*, Vol. 86, pp. 10938-10954.

Baldock, T.E. y D.J. Simmonds (1999). "Separation of incident and reflected waves over sloping bathymetry." *Coastal Engineering* 38, pp. 167-176.

Battjes, J.A., H.J. Bakkenes, T.T. Janssen y A.R. van Dongeren (2004). "Shoaling of subharmonic gravity waves." *Journal of Geophysical Research* 109.

Bértola, G.R. (2001). "21 years of morphological modifications in an urbanized beach (Playa Grande, Mar del Plata), Argentina." *Thalassas*, 17 (2): pp. 21-36.

Bhattacharya, B. y D.P. Solomatine (2005). "Neural networks and M5 model trees in modeling water level–discharge relationship." *Neurocomputing* 63, pp. 381–396

Birkemeier, W. A. (1985). "Field data on seaward limit of profile change," *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, v. III, n. 3, ASCE, pp. 598-602.

Bretschneider, C.L. (1970). *Forecasting relations for wave generation*. Look/Lab Hawaii, 1, University of Hawaii, USA pp.1-34

Bruun, P. (1954). *Coast erosion and the development of beach profiles*. *Beach Erosion Board Technical Memorandum 44*. US Army Corps of Engineers, Washington DC.

Burcharth, H.F., M. Kramer, A. Lamberti y B. Zanuttigh (2006). "Structural stability of detached low crested breakwaters." *Coastal Engineering* 53 (4), pp. 381-394.

Caviglia, F., J. Pousa y N. Lanfredi (1992). "Transporte de sedimentos: una alternativa de cálculo." *II Congreso de Ciencias de la Tierra*. Santiago de Chile, Chile. *Memorias*, pp. 413-422.

CEM (2003). *Coastal Engineering Manual - CEM.M 1110-2-1100*. US Army Corps of

Engineers – Washington, D.C.

CERC (1993). *Engineering design guidance for detached breakwaters as shoreline stabilization structures*. US Army Corps of Engineers. Technical report CERC 93-19.

CIRIA/CUR (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering*. CIRIA, CUR Building y Infrastructure, Cetmef. London.

Dally, W. R., y J. Pope (1986). *Detached Breakwaters for Shore Protection*. Technical Report CERC-86-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Dean, R. G. (1977). "Equilibrium beach profiles: U. S. Atlantic and Gulf Coasts." Ocean Engineering Report No. 12, Department of Civil Engineering, University of Delaware, Newark, Delaware.

Dean, R. G. (1987). "Coastal Sediment Processes: Toward Engineering Solutions." Proceedings, Coastal Sediments, ASCE. pp. 1-24.

DELOS (2004). "Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures." EU Fifth Framework Programme 1998-2002.

De Waal y Van der Meer (1992). "Wave runup and overtopping on coastal dikes." ASCE, Proc. ICCE, Ch. 134, pp. 1758-1771, Venice, Italy.

Farenga, M.O., R. Adamini, e I.F. Isla (1993). "Evaluación de playas de intensa extracción de arena: Ensenada Mogotes, Mar del Plata, Argentina, 1987-1990." Revista Thalassas, Universidad de Vigo y Santiago de Compostela, 10: pp. 41-47.

Frigaard y Brorsen (1995). "A time-domain method for separating incident and reflected irregular waves." Coastal Engineering, Vol. 24, N. 3, March 1995, pp. 205-215(11)

GIOC (2001a). *Regeneración de Playas. Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. Universidad de Cantabria*. Documento Temático.

GIOC (2001b). Sistema de modelado costero. Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas.

Goda Y (1975). "Irregular wave deformation in the surf zone." Coastal Engineering in Japan, XVIII, pp. 13-26.

Goda, Y. y Y. Suzuki (1976). "Estimation of Incident and Reflected Waves in Random Wave Experiments." 15th Coastal Engineering Conference, Hawaii.

Gourlay, M. R. (1981). "Beach Processes in the Vicinity of Offshore Breakwaters." Proceedings, Fifth Australian Conference on Coastal and Ocean Engineering, Perth, Australia, pp. 129-134.

Guía Ambiental (2010). <http://www.guiaambiental.com.ar/>

Gyssels, P., M. Pagot, G. Hillman, H. Muratore, A. Rodriguez. 2013. "Breakwater stability study by a physical model." IMTA Vol. iv, núm. 4.

Hanson H. y N. C. Kraus (1989). *GENESIS: Generalized Model for Simulating Shoreline Change*. Technical Report CERC-89-19, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.

Herbich J.B (1989). "Shoreline Changes due to Offshore Breakwaters." Proceedings 23rd Congress of the International Association of Hydrologic Research C317–C327

HR Wallingford Group (2008). *Wave Generation System*. User Manual. England.

HR Wallingford Group (2009). *Wave Generation System*. Technical Manual. England.

Hsu, T.W., C.D. Jan, y C.C. Wen (2003). "Modified McCormicks model for equilibrium shorelines behind a detached breakwater." *Ocean Engineering*, Vol. 30, pp. 1887-1897.

Hudson, R.Y. (1958). *Design of quarry stone cover layer for rubble mound breakwaters*. Research Report No 2-2. Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Miss.

Hudson R. Y. and D.D. Davidson (1975). "Reliability of Rubble-Mound Breakwater Stability Models". 2nd Symposium on Modeling Techniques, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 1603-1622.

Hudson, R.Y., Herrmann, Jr., F.A., Sager, R.A., Whalin, R.W., Keulegan, G.H., Chatham, Jr., C.E., and Hales, L.Z., (1979). *Coastal Hydraulic Models*. Special Report No. 5, U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, VA 22060

Hughes, S. A. (1993). *Physical Models And Laboratory Techniques In Coastal Engineering*. World Scientific, pp. 568.

HYDRALAB III (2007). "Guidelines for physical modelling of sediment dynamics". Deliverable NA3.1-3.

INCYTH (1984). *Estudio de la factibilidad de la disposición en el mar de los efluentes*

- cloacales de la ciudad de Mar del Plata*. Informe Final. Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas.
- Inman, D. L. and R. A. Bagnold (1963). "Littoral processes", *The Sea. Ideas and Observations*, vol 3 *The Earth Beneath the Sea* (M. N. Hill, ed) Interscience Publ., pp 529-553.
- Inman, D.L., and Fraustschy (1966). "Littoral Processes and the Development of Shorelines." *Proceeding, Coastal Engineering*. Santa Barbara, CA, pp. 511-36.
- Isla, F. et al. (1994). "Variaciones morfológicas decenales (1983-1993) de las playas de Mar del Plata." *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 49 (3-4): pp. 359-364.
- Isla F. (2006). "Arrecifes Multipropósito en Mar del Plata." *Resumen de las VI Jornadas Nacionales de Ciencias del Mar*, Puerto Madryn, 4-8 de diciembre de 2006.
- Jensen O.J. (1984). "A Monograph on Rubble Mound Breakwaters". Danish Hydraulic Institute and Günbak and Gökce.
- Jensen, R. E., J. M. Hubertz, and J. B. Payne (1989). *Pacific Ocean Hindcast Phase III Wave Information*. WIS Report 17, CERC, Vicksburg, Mississippi.
- Keulegan, G.H. (1950). *The gradual damping of a progressive oscillatory wave with distance in a prismatic rectangular channel*. National Bureau of Standards, Washington, DC.
- Komar, P.D. and D.L. Inman (1970). "Longshore sand transport on beaches." *Jour. Geophysical Res.*, v. 75, n. 30, pp. 5514-5527.
- LH-UNC (2007). *Proyecto de Sistemas de Rompeolas Aislados al Sur de Punta Mogotes en la ciudad de Mar del Plata*. Laboratorio de Hidráulica - Universidad Nacional de Córdoba. Informe Final para la Municipalidad de Mar del Plata.
- Le Méhauté, B. (1976). *An introduction to hydrodynamics and water waves*. Springer, ISBN 0387072322.
- López, C., M. Losada, N. Kobayashi (1998). "Stability of mound breakwaters: dependence on wave reflection." *Coastal Engineering*.
- Losada M. A. y J. M. Desirè (1986). "Stability of blocks as Breakwaters Armor Units". *Journal structural engineering*. ASCE. Vol. 112, No 11, pp. 2392-2401.
- Mangor K. (2001). *Shoreline Management Guidelines*. Danish Hydraulics Institute.
- Mansard, E.P.D. and E.R. Funke (1980). *The Measurement of Incident and Reflected Spectra*

- Using a Least Squares Method*. Hydraulics Laboratory Technical Report LTR- HY-72, National Research Council.
- Markle (1989). "Physical Models of Coastal Structures as Designed and Used by the US Army Corps of Engineers." *Journal of Coastal Research*.
- Mc Cormick, M.E. (1993). "Equilibrium shoreline response to breakwaters", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 119(6), pp. 657-670.
- MIVSP (2005). *Anteproyecto: Sistema de Rompeolas Aislados al Sur de Punta Mogotes. Municipio de General Pueyrredón*. Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Servicios Públicos, Dirección Provincial de Saneamiento y Obras Hidráulicas – Departamento Zona X Obras Marítimas,
- Munson, B. R., D. F. Young, and T. H. Okiishi (1990). *Fundamentals of Fluid Mechanics*, pp. 400-411. New York, N.Y.: John Wiley y Sons, Inc.
- Muttray, M., E. Oever, B. Reedijk (2012). "Stability of low crested and submerged breakwaters with single layer armouring." *Journal of Shipping and Ocean Engineering*, Vol. 2, No. 3 (2012), pp. 140-152.
- Nir, Y. (1982). "Offshore Artificial Structures and Their Influence on the Israel and Sinai Mediterranean Beaches." *Proceedings, 18th International Conference on Coastal Engineering*, American Society of Civil Engineers, pp. 1837-1856.
- Noble, R. M. (1978). "Coastal Structures. Effects on Shorelines." *Proceedings, 17th International Conference on Coastal Engineering*, American Society of Civil Engineers, Sydney, Australia, pp. 2069-2085.
- Ogawa, K. and K. YOSHIDA (1959). "A Practical Method for a Determination of Reflection of Long Gravitational Waves." *Records of Ocn. Works in Japan*, 5(1): pp. 38-50.
- Owen M.V. and N.W. Allsop (1983). "Hydraulic modelling of rubble mound breakwaters." *Proceedings Conference on Breakwater: Design and Construction*, ICE, London.
- Pelnard-Considere, R. (1956). "Essai de theorie de l'evolution des formes de rivage en plages de sables et de galets." *Societe Hydrotechnique de France, IV'eme Journees de L'Hydraulique Question III, rapport 1*, 74-1-10.
- Perlin, M. and Dean, R.G. (1983). *A numerical model to simulate sediment transport in the*

- vicinity of coastal structures*. CERC, Vicksburg, Misc. Rept. no. 83-10, 119 pp.
- Pilarczyk K. W. (2003). "Alternative systems for coastal protection an overview." International Conference on Estuaries and Coasts November 9-11, Hangzhou, China
- Pope, J., and Dean, J. L. (1986). "Development of Design Criteria for Segmented Breakwaters". Proceedings, 20th International Coastal Engineering Conference, November 9-14, Taipei, Taiwan, American Society of Civil Engineers, pp 2144-2158.
- Price W.A., Tomlinson K.W., Willis D.H. (1972). "Predicting the changes in the plan shape of beaches." Proc. Coastal Engineering Conf., 13th, pp. 1321-29.
- Rea C.C., Komar P.D. (1975). "Computer simulation model of a hooked beach shoreline configuration." J. Sediment Petrol 45: pp. 866-72
- Puertos del Estado (1990). ROM, 02-90. *Recomendaciones de Obras Marítimas. Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias*. (España).
- Ranasinghe, R. and I.A. Turner (2006). "Shoreline response to submerged structures: a review." Coastal Engineering 53, pp. 65-79.
- Rosseau, M. (1952). *Contribution a la theorie des ondes liquides de gravlte en profondeur variable*. Publ. Sci, et Tech. du Ministere de l'Air, No. 275; 73 pp.
- Scalise A, and E. Schnack (2007). *Estudio para la recuperación y manejo de playas del litoral Atlantico Bonaerense*. Final report . Consejo Federal de Inversiones, Buenos Aires.
- Sciarrone R., R. Melendez y S. Loschacoff (2012). "Rompeolas aislados como estructuras de protección costera." Asociación Argentina de Ingenieros Portuarios (AAIP).
- Shahidi, A. E., Bonakdar, L. (2009). "Design of Rubble-Mound Breakwaters using M5' Machine Learning Method." Submitted to Applied Ocean Research
- Shahidi, A. E., Bali, M. (2011). "Stability of rubble-mound breakwater using H50 wave height parameter." Coastal Engineering 59, pp. 38-45.
- Smith, J.M., Resio, D.T. y A.K.Zundel (1999). *STWAVE: Steady-State Spectral Wave Model*. Instruction Report CHL-99-1, USAE Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 57 pp.
- Sommerfeld A. (1949). *Partial Differential Equations in Physics*. Academic Press, New York, New York.

- Soulsby, R. (1997). *Dynamics of Marine Sands*. Thomas Telford Publications, Londres.
- SPM (1984). *Shore Protection Manual*, 4th edition. US Army Corps of Engrs, Coastal Engng.Res. Center, US Govt Printing Office, Washington DC.
- Suh, K. y R. A. Dalrymple (1987). "Offshore Breakwaters in Laboratory and Field." *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol 113, Vol. 2, pp. 105-121.
- UNMdP (1998). *Evaluación De Impacto Ambiental. Segunda etapa de la estación depuradora de aguas residuales de la ciudad de Mar del Plata. Universidad Nacional de Mar del Plata. Tomo I y Tomo II.*
- Van der Meer, J.W. (1988a). "Stability of breakwater armour layers - design formula." *Coastal Engineering* 11, pp. 219–239.
- Van der Meer, J.W. (1988b). *Rock slopes and gravel beaches underwave attack*. PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- Van der Meer, J.W., and K.W. Pilarczyk (1990). "Stability of low-crested and reef breakwaters." *Proc. 22nd International Conference on Coastal Engineering*, Delft, The Netherlands, pp. 1375–1388.
- Van der Meer, J.W. and d'Angremond, K. (1991). "Wave transmission at low-crested structures". ICE, Thomas Telford. In: *Coastal structures and breakwaters*. London, United Kingdom.
- Van der Meer, J.W. and C.J.M. Stam (1991). "Wave run-up on smooth and rock slopes." *ASCE, Journal of WPC and OE*, Vol. 188, No.5, pp. 534-550. Also Delft Hydraulics Publication No. 454.
- Van der Meer (1993). "Conceptual design of Rubble Mound Breakwaters." Delft Hydraulic Publication number 483.
- Van der Meer, J.W., R. Briganti, B. Zanuttigh, B. WANG (2005). "Wave transmission and reflection at low-crested structures: Design formulae, oblique wave attack and spectral change." *Coastal Engineering* 52, 915–929.
- Van Rijn, L. (2013). "Design of hard coastal structures against erosion." www.leovanrijn-sediment.com

- Vergara M.A. (1995). *Técnicas de modelación en Hidráulica*. Alfa Omega ED. México, D.F. PP. 292.
- Vidal C., Losada M. A., Medina R., Mansard y Gómez Piña (1991). "A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters". 22rd Conference Coastal Engineering, Venecia. Italia. pp. 1679-7692.
- Vidal, C., M.A. Losada (1995). "Suitable Wave Height Parameter for Characterizing Breakwater Stability." *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE 121 (2), pp. 88–97.
- Vidal, C., R. Medina, P. Lomonanco (2006). "Wave height parameter for damage description of rubble mound breakwater." *Coastal Engineering* 53, pp. 712–722.
- Vidal C., J. F. Sánchez González, M. D. Ortiz Sánchez, J. Garrido Checa (2013). "Recomendaciones para el diseño último de diques rebasables y Sumergidos del grupo de diques sumergidos de la comisión para la Gestión de la costa del PIANC." XII Jornadas españolas de ingeniería de costas y puertos. Cartagena.
- Wang, Y., I.H. Witten (1997). "Induction trees for predicting continuous classes." *Proceeding of the Poster Papers of the European Conference on Machine Learning, 1997 Prague*. University of Economics. Faculty of Informatics Statistics.
- Warnock, J. (1950). "Hydraulic similitude." *Engineering hydraulics*, pp. 136-176.
- Wentworth, C.K. (1922). "A scale of grade and class terms for clastic sediments", *J. Geology*. 30: pp 377–392.
- Yalin, M.S. (1989). "Fundamentals of Hydraulic Physical Modeling." In *Recent Advances in Hydraulic Physical Modeling*. Ed. R Martins. NATO ASI series, Kluwer academic Publishers, London

8. ARTÍCULOS PUBLICADOS

DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA PARA PROTECCION CONTRA LA EROSION COSTERA EN EL LITORAL ARGENTINO, CASO DE MAR DEL PLATA

Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 13(2)221

Paolo Gyssels¹, Matías Ragessi¹, Andrés Rodríguez¹, Julio Cardini² y Mauro Campos².

¹Laboratorio de Hidráulica LH, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, 5000 Córdoba, Argentina, pgyssels@efn.uncor.edu, matiasragessi@gmail.com, arodrig@efn.uncor.edu, Tel: 0054-351-4334446, http://www.secyt.unc.edu.ar/inst_rec_hid/

²Serman & Asociados s.a., Blanco Encalada, 2387 – 17 F Buenos Aires, Argentina, cardini@serman.com.ar, campos@serman.com.ar, Tel. 0054-11-47867577, <http://www.serman.com.ar/>

Resumen: El frente costero urbano al sur de Punta Mogotes, en la ciudad de Mar del Plata, padece desde hace años un fenómeno de erosión progresiva debido a factores naturales y de origen antrópico. En este trabajo se ha realizado un anteproyecto de una infraestructura de Protección Costera con un sistema de diques exentos paralelos a la costa para una recuperación de la superficie de playa. Para ello, se ha estudiado la hidrodinámica y la dinámica sedimentaria, tanto en la situación actual, como en la situación de diseño, a diferentes escala espacio-temporales: a corto plazo (escala de tiempo de horas) y a largo plazo (escala de meses y años). Se ha definido un esquema con la construcción de 8 diques exentos. El esquema propuesto asegura que no se formen tómbolos y garantiza la protección de la costa con una regeneración de la playa de 25 m de ancho.

ESTABILIDAD DE UN DIQUE EXENTO SEMISUMERGIDO MEDIANTE UN MODELO FÍSICO

Tecnología y Ciencia del Agua (IMTA, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua). México. Volumen IV, núm. 4, correspondiente a octubre-diciembre de 2013. ISSN 2007-2422

Paolo Gyssels¹, Mariana Pagot¹, Gerardo Hillman¹, Héctor Muratore¹ y Andrés Rodríguez¹

¹Laboratorio de Hidráulica LH, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, 5000 Córdoba, Argentina, pgyssels@unc.edu.ar, http://www.secyt.unc.edu.ar/inst_rec_hid/

Resumen: en este trabajo se presenta el desarrollo y los resultados alcanzados a partir de la modelación física bidimensional de una protección costera exenta conformada por un dique semi-sumergido con coraza de enrocado. El dique tipo corresponde al prediseñado por el Laboratorio de Hidráulica (LH) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC), para las defensas de Mar del Plata y los ensayos han sido financiados por proyectos de investigación de

la SeCyT-UNC y del Ministerio de Ciencia y Técnica de la provincia de Córdoba. El objetivo principal del estudio ha sido verificar experimentalmente la estabilidad del talud expuesto a las condiciones de diseño.

El presente trabajo se ha realizado en el marco de dos proyectos de investigación financiados por SeCyT-UNC y el Ministerio de Ciencia y Técnica de la provincia de Córdoba. El objetivo principal del estudio ha sido verificar experimentalmente la estabilidad del talud expuesto a las condiciones de diseño. Para ello, se han reunido las experiencias existentes en bibliografía y toda la información disponible para aplicar una metodología que pueda aplicarse a la mayoría de los ensayos en laboratorio con las mismas características del presentado en este estudio.

Los ensayos se han realizado en un canal vidriado de 23 m de largo, 0.5 m de anchura y 0.9 m de altura, utilizando un generador de oleaje de paleta frontal, bidimensional (HR-Wallingford). Las mediciones de oleaje se realizaron con 8 sensores de tipo resistivo. Para desarrollar esta modelación ha sido necesario readecuar las instalaciones disponibles, adaptando el fondo con el objeto de alcanzar las condiciones de rotura de la ola de diseño y definir la correcta ubicación de la estructura. Los ensayos han representado condiciones de oleaje extremo, similares a los medidos en Mar del Plata, asociado a 50 años de período de retorno con piezas de 5 Tn en la coraza y niveles de marea entre pleamar y bajamar. Se seleccionó una escala de 1:30.

COMPARACIÓN EXPERIMENTAL DE LA IDONEIDAD DE LOS PARÁMETROS H_{50t} Y H_{50i} PARA LA FÓRMULA DE LA ESTABILIDAD DE DIQUES DE ESCOLLERA REBASABLES

Elsevier Editorial System(tm) for Revista Iberoamericana del agua. Manuscript Draft.

Entregado en diciembre de 2014.

P. Gyssels¹, C. Vidal Pascual², A. Rodríguez¹

¹ *Laboratorio de Hidráulica, Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Bv Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.*

Tf/Fax: +54.351.4334446,

Email: Paolo Gyssels pgyssels@efn.uncor.edu;

Email: Andrés Rodríguez arodriguez@efn.uncor.edu

² *Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria, C/Isabel Torres nº 15, 39011 Cantabria, España*

Tf:+34. 942 201 616 ext. 1403, Fax: 942 266 361,

Email Cesar Vidal Pacual: vidalc@unican.es

Resumen: Se ha realizado una investigación mediante modelación física sobre diques en escollera rebasables con el objetivo de verificar la idoneidad del uso de los parámetros de altura de ola H_{50t} (altura promedio de las 50 mayores olas totales) y H_{50i} (altura promedio de las 50

8. Artículos publicados Página 164

mayores olas incidentes) en la formulación de los números de estabilidad que permiten diseñar la estructura. Adicionalmente, se ha introducido la dependencia del francobordo en estas formulaciones. Se han realizado ensayos experimentales sobre una estructura en escollera con un núcleo y un manto bi-capa, para tres niveles de francobordo (emergido, a nivel del agua en reposo y sumergido), a escala 1:50. Se han comparado los valores del daño S medidos y calculados, considerando las estimaciones obtenidas en función de la altura de ola incidente H_{50i} y de la altura total H_{50t} . Se ha demostrado que, para la estructura utilizada en este trabajo, el mejor ajuste se obtiene utilizando la H_{50i} en la estimación del daño. Una posible razón de la peor estimación del daño utilizando la altura de ola total es el hecho de que la necesidad del uso de una fórmula para el coeficiente de reflexión R añade nueva dispersión a los resultados.