

# ESTABILIDAD DE UN DIQUE EXENTO SEMISUMERGIDO MEDIANTE UN MODELO FÍSICO

• Paolo Gyssels\* • Mariana Pagot • Gerardo Hillman •  
• Héctor Muratore • Andrés Rodríguez •  
*Universidad Nacional de Córdoba, Argentina*

\*Autor de correspondencia

## Resumen

En este trabajo se presentan el desarrollo y los resultados alcanzados a partir de la modelación física bidimensional de una protección costera exenta, conformada por un dique semisumergido con coraza de enrocado. El dique tipo corresponde al prediseñado por el Laboratorio de Hidráulica (LH) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Argentina, 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 de forma experimental 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 fue verificar de manera experimental la estabilidad del talud expuesto a las condiciones de diseño. Para ello, se reunieron las experiencias existentes en bibliografía y toda la información disponible, a fin de aplicar una metodología que pudiera usarse en 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 ocho sensores de tipo resistivo. Para desarrollar esta modelación fue 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 representaron condiciones de oleaje extremo, similares a los medidos en Mar del Plata, asociados con cincuenta años de periodo de retorno, con piezas de cinco toneladas en la coraza, y niveles de marea entre pleamar y bajamar. Se seleccionó una escala de 1:30.

**Palabras clave:** modelo físico, diques exentos, estabilidad, metodología experimental.

## Introducción

Las estructuras en enrocado con baja cota de coronación (*low crested and submerged structures*, LCS) como la aquí estudiada, por lo general se utilizan dispuestas de forma paralela a la costa, para la protección y recreación de playas (figura 1), reduciendo la energía del oleaje incidente en

la costa. En particular, se diseñan para permitir un cierto grado de transmisión de la energía del oleaje sobre y a través de la estructura, o causando rotura del oleaje en aguas someras.

La metodología de trabajo se ha basado principalmente en el documento Hydralab III (2007). La evaluación de la estabilidad de la estructura se hizo de forma experimental

$L_s$ : longitud del dique  
 $X$ : distancia inicial a la línea de costa  
 $G$ : espacio entre diques  
 $X_s$ : distancia del saliente  
 $L_c$ : extensión del saliente

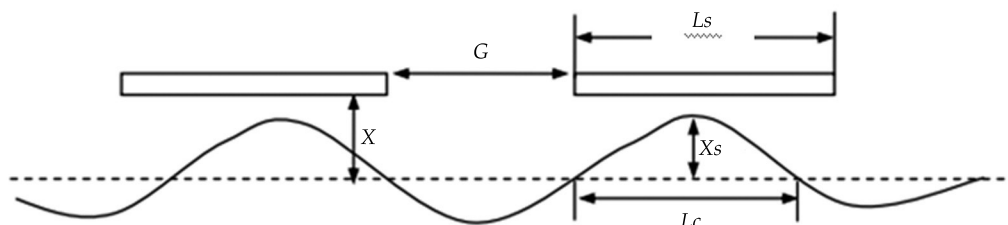


Figura 1. Vista en planta de un esquema de diques rompeolas exentos.

y utilizando la formulación de Van der Meer (1991) para diques sumergidos.

La evaluación visual del daño se llevó a cabo con técnicas de video después de haber pintado las piezas del talud exterior en franjas con variación de colores.

### Metodología

La estructura ensayada (pre-diseño en LH-UNC, 2007) se compuso de una armadura exterior de dos capas y de un núcleo de material de menor tamaño (figura 2). Uno de los aspectos más importantes en el diseño de estas estructuras fue la evaluación de la estabilidad de la misma, que se realizó mediante el estudio del daño producido por el oleaje incidente. En el caso de estructuras en escollera, el daño comenzó con el movimiento de las piezas del manto principal debido a las fuerzas hidrodinámicas. En particular, se definieron cuatro tipos de daño (Losada *et al.*, 1986; Vidal *et al.*, 1991):

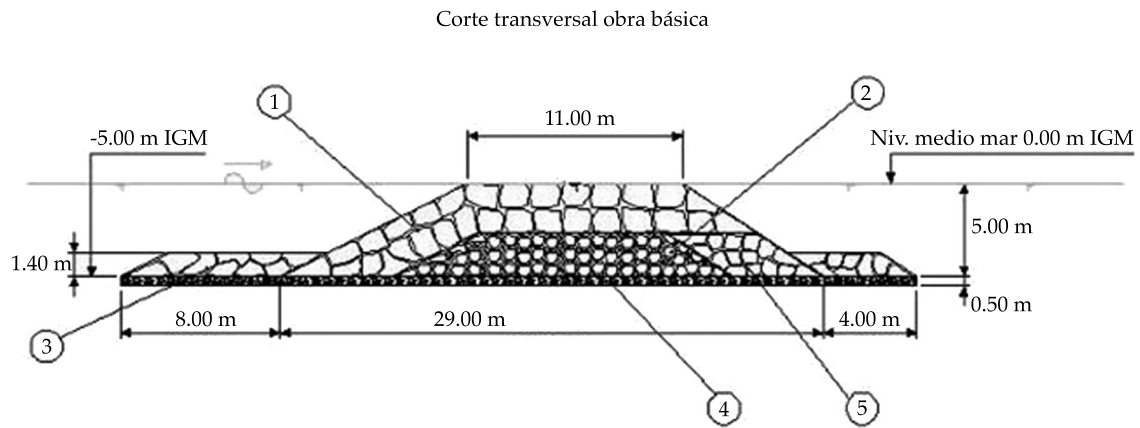
1. Inicio de avería: cuando un determinado número de piezas de la capa exterior del manto principal se desplazan de sus posiciones originales a una nueva posición, situada a una distancia equivalente a un diámetro desde la posición inicial.

2. Avería de Iribarren: el momento en que el oleaje empieza a actuar de forma directa sobre las piezas de la capa interior del manto principal.
3. Inicio de destrucción: comienza la avería en la segunda capa del manto principal.
4. Destrucción: inicia la extracción de las piezas del manto secundario.

En este contexto, la modelación física es la herramienta adecuada para evaluar la estabilidad de este tipo de estructuras, pues permite simular condiciones de oleaje 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.

### Cuantificación del daño

Para la cuantificación del daño se usó la metodología propuesta en Hydralab III (2007), donde se realiza la contabilidad del número de elementos individuales que se desplazan. En este caso, se pintaron los elementos con colores diferentes (rojo, amarillo y verde) en tres zonas, para distinguir el movimiento de las piezas (figura 3).



- ① Enrocado capa externa  $W = 4\ 000$  a  $7\ 000$  kg - espesor, 2.70 m
- ② Núcleo  $W = 500$  a  $700$  kg
- ③ Protección al Pie  $W = 800$  a  $1\ 500$  kg
- ④ Enrocado de filtro base  $W = 100$  a  $200$  kg
- ⑤ Enrocado capa externa (coraza interior)  $W = 1\ 000$  a  $2\ 000$  kg

Figura 2. Sección transversal de la defensa en escollera.

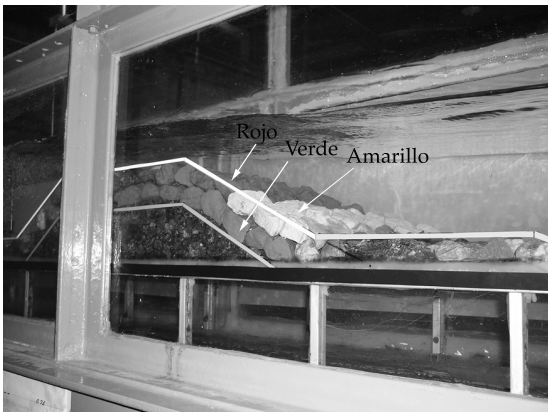


Figura 3. Estructura en modelo con franjas de diferente color.

A fin de 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 dos. Los valores del parámetro  $S$  para diferentes niveles de daño y para diferentes estructuras se muestran en el cuadro 1.

#### Fórmulas de estabilidad

Van der Meer (1991) propuso la siguiente fórmula válida en el caso de diques sumergidos con dos capas de protección en el paramento exterior:

$$\frac{h'_c}{h} = (2.1 + 0.1 \cdot S) \exp(-0.14 \cdot N_S^*) \quad (1)$$

Cuadro 1. Valores del parámetro  $S$  para diferentes niveles de daño (unidad: Roca) (Fuente: Van der Meer, 1988).

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

Donde:

$h$  es la profundidad.

$h'_c$  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 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,  $s_p = H_s / L_{op}$ .

$H_s$  es la altura de onda significativa a pie del dique.

$L_{op}$  es la longitud de onda en aguas profundas, correspondiente al periodo de pico.

$D_{n50}$  es el diámetro medio de la escollera.

$\Delta$   $(\rho_s / \rho_w - 1)$ , donde  $\rho_s$  es la densidad de la pieza en enrocado y  $\rho_w$  la densidad del agua.

En el presente estudio, el estado de mar de cálculo que alcanza el pie del dique tenía las mayores olas limitadas por la rotura debida al fondo. Las máximas alturas de ola que alcanzaban el dique eran determinadas por la rotura y era de prever que se presentaran 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 sería la altura de ola máxima que, por condiciones de fondo, se puede producir en el pie de la estructura.

### Realización del modelo físico

Los ensayos se llevaron a cabo en el canal de oleaje del Laboratorio de Hidráulica (LH), de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Argentina, 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 de HR

Wallingford. Dicho 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, 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 en ola. El tren de ondas que se puede generar corresponde a espectros de energía típicos de la naturaleza (Jonswap, Pierson Moskowitz, entre otros) 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 registros de la National Oceanic & Atmospheric Administration (NOAA) de Estados Unidos, con base en datos cada tres horas de la serie histórica 1997-2006, para la altura significativa ( $H_s$ ), periodo y dirección de incidencia de las olas, correspondientes a tres puntos ubicados en aguas profundas y próximos a la zona de interés: P1 en latitud 38° S, longitud 56.25° W; P2 en latitud 38° S, longitud 57.50° W; P3 en latitud 39° S, longitud 58.75° W. En el cuadro 2 se muestran los valores extremos omnidireccionales de altura de ola significativa, obtenidos por análisis estadístico de los datos de la NOAA.

Las mareas son de régimen mixto. En algunos momentos son diurnas (un periodo por día) y en otros son semi-diurnas (dos periodos por día) (INCYTH, 1984). Las corrientes que llegan a producir en el eje principal norte-sur

Cuadro 2. Alturas de ola significantes omnidireccionales por diferentes periodos de retorno en aguas profundas.

Tr (años)	Hs (m)
2	5.9
10	6.7
50	7.5
100	7.8

son de aproximadamente  $0.05 \div 0.15 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ . El Servicio Hidrográfico Naval calculó una amplitud máxima de 1.73 m y una amplitud media de 0.78 m en el periodo 2006-2007.

#### Determinación de la escala del modelo

La escala de longitudes del modelo es determinada 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 fue 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 componían 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, 1988).
- 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 fueron los siguientes:

- a) Valores máximos y mínimos de marea, para garantizar un nivel mínimo de agua y así realizar las mediciones, sobre todo para alcanzar un nivel máximo que garantizara la superposición de la ola de diseño contenida por el canal de oleaje.
- b) Altura de ola máxima en el espectro de diseño. Para asegurar que la ola máxima quedara contenida dentro del canal durante los ensayos.
- c) Tamaño de las rocas del manto principal. Para tener la presencia de un número adecuado de rocas en el sentido transversal del canal, a fin de evaluar el daño.

La determinación de la escala máxima posible considerando estos factores tenía 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, 2003).

Una vez definida la máxima escala posible para el modelo, se procedió a estimar los efectos de escala y de laboratorio. Los efectos de escala son los no deseados y que aparecen por haber reducido el prototipo a una determinada escala geométrica. Los efectos de laboratorio son los 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 contornos, instrumentos e 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 subcapas y en el núcleo. Por lo general no se verifica en las primeras capas,



donde se asegura que  $Re$  sea mayor que  $4 \cdot 10^4$  (Hydralab III, 2007). En el presente modelo se verificó que el número de Reynolds para las condiciones de flujo en las primeras capas de la armadura resultara ser:

$$Re_D = \frac{\sqrt{gH_s} D_n}{\nu} \cong 4 \cdot 10^4 \quad (2)$$

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).
- $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua.

En el caso en examen, las características del flujo aseguraban que la viscosidad era despreciable en la capa límite, manteniéndose siempre en condiciones de flujo totalmente turbulento.

- Las estimaciones indicaron que se podría asumir como despreciable el efecto debido al uso del agua dulce (método de Sharp, 1985).
- Para considerar el efecto del contorno del canal sobre la estabilidad de la estructura, se despreciaron del análisis los dos bloques de cada lado que quedaron influenciados (Hughes, 1993).
- El efecto de la tensión superficial se despreció por niveles de agua superiores a 2 cm (Vergara, 1995).
- Los efectos de la rugosidad del fondo se consideraron despreciables; utilizando la

metodología de Keulegan (1950), se apreció una disminución de la altura de ola a lo largo del canal del orden de  $10^{-4}$  m.

### Geometría del ensayo

El canal de oleaje donde se desarrollaron los ensayos aquí presentados se subdividió en cinco tramos (figura 4):

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 colocó a una distancia apropiada desde los extremos, a fin de minimizar sus efectos sobre ésta y para obtener las condiciones del oleaje de diseño al pie de la estructura. Para ello fue necesario diseñar y colocar una rampa y un falso fondo. La rampa con pendiente del 5% permitió 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.

El primer tramo plano del canal correspondió a una situación de aguas profundas en la zona de generación del oleaje, mientras que en el segundo tramo recto, las condiciones fueron de aguas someras. La distancia entre el generador y la estructura fue suficiente, para asegurar que el posicionamiento de la instrumentación permitiera la correcta medición de la ola

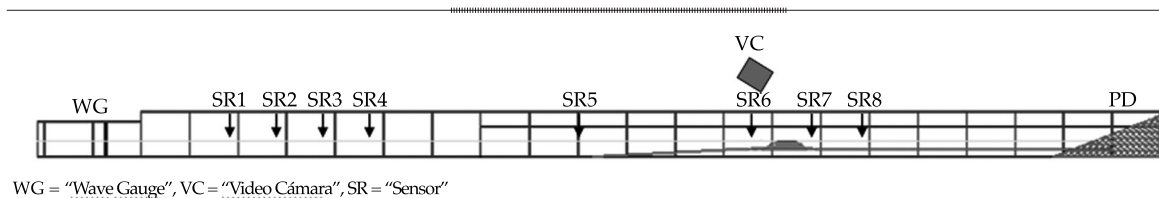


Figura 4. Perfil del canal de oleaje. Estructura modelada y ubicación de los sensores (SR) y de la videocámara.

incidente y reflejada cerca de la pala dinámica (en la práctica, tal distancia debe de ser de entre 3 y 5 m desde la pala, según Hydralab III, 2007).

### Estructura modelada

La estructura a verificar fue la que aparece en la figura 2, donde se ensayaron piezas del manto principal de cinco toneladas y piezas del núcleo de 500 kg.

Se dispusieron las piezas seleccionadas del manto principal, por arriba del núcleo, en dos capas que constituyeron la coraza exterior.

El paramento externo de la estructura modelada, correspondiente a la primera capa de la coraza, se pintó de dos colores distintos. Las primeras dos líneas más cercanas al coronamiento y las primeras dos líneas en el coronamiento se pintaron de color rojo, y las tres líneas siguientes del talud exterior de color amarillo. Las piezas de la segunda capa fueron de color verde (figura 5). De esta forma, era posible identificar y diferenciar los desplazamientos de las rocas desde las distintas partes de la estructura.

La colocación de las rocas se hizo 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.

### Instrumental utilizado

Se colocaron ocho sensores resistivos (figura 6a) para mediciones de altura de ola y se usó una videocámara digital (figura 6b) para identificar los movimientos de las piezas a lo largo de los ensayos.

La distribución de los sensores resistivos sobre el canal se llevó a cabo en el proceso de calibración de la ola de diseño. Cuatro de éstos se colocaron 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 ubicaron antes de la estructura, sobre la rampa, para medir la transformación de la ola. Los restantes dos sensores se colocaron detrás de la estructura para medir la ola transmitida para futuras estimaciones.

### Diseño de los ensayos

Se diseñaron los ensayos para determinar la estabilidad de la estructura frente a condiciones extremas de oleaje (asociadas con cincuenta años de periodo de retorno) con piezas de cinco toneladas y niveles de marea de pleamar, media marea y bajamar, más el nivel de marea meteorológica.

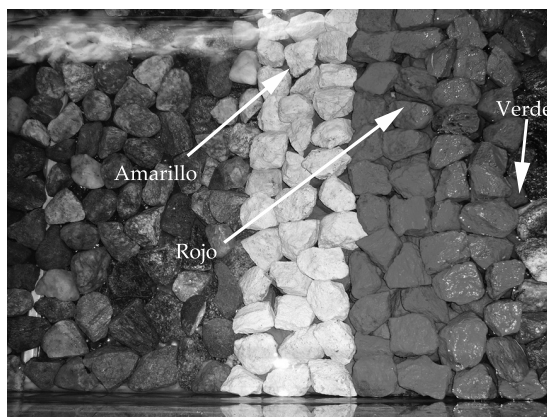
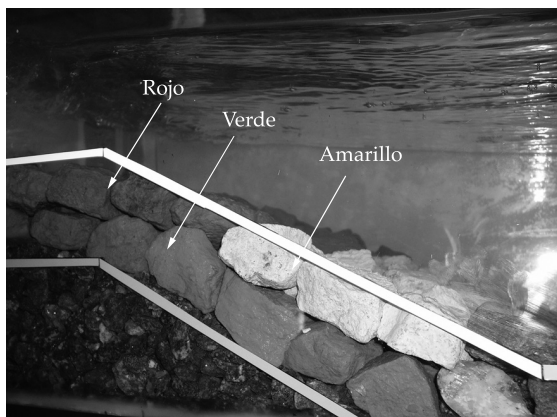


Figura 5. Estructura en modelo físico realizado en el LH-UNC. Vista en perspectiva y desde arriba.

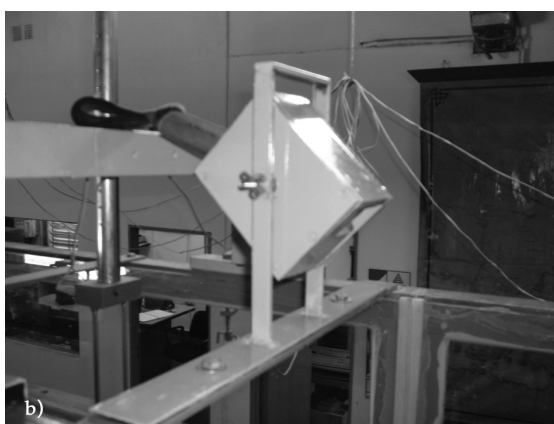


Figura 6. (a) Sensor de nivel de tipo resistivo para medir la altura de ola y (b) Soporte de videocámara para identificar los movimientos de las piezas.

El procedimiento de ensayos de estabilidad estructural siguió 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  $H_s$  hasta llegar a un 120% del nivel de diseño (de cincuenta años de periodo de retorno).

La estructura no se reparó 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 llegó a la pala fue de tipo JONSWAP, con parámetros característicos  $H_s$  (altura significativa), y  $T_p$  (periodo 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 el cuadro 2. En este cuadro se tienen en cuenta las sobre-elevaciones del mar por tormenta (*wave set-up*, *wind set-up* y *pressure set-up*), las cuales se estimaron del orden de 1 m, en cuanto a eventos con cincuenta años de periodo 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 cincuenta años de periodo de retorno, usando el criterio de Goda (1975) para la rotura. En el cuadro 3 se muestran los resultados de la propagación con y sin las sobre-elevaciones por tormenta.

#### Calibración del oleaje modelado

El proceso de calibración fue necesario para definir la ola teórica, a fin de programar el movimiento de la pala, de manera tal que durante la propagación, la ola llegase a la condición de diseño (oleaje de cincuenta años de periodo de retorno limitado por rotura) en la sección del canal donde se colocó la estructura.

La calibración se hizo 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 ensayó con oleajes regulares y, en segundo lugar, con oleajes irregulares.

En el cuadro 4 se muestran los valores de oleajes obtenidos al finalizar la rampa en el



Cuadro 3. 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, 1975)	Altura a rotura con niveles de tormenta (Goda, 1975)
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.

canal sin la estructura colocada, comparados con los oleajes de diseño en prototipo. Los resultados indican una variación máxima del 5%.

#### Esquema de los ensayos realizados

La simulación en el modelo se hizo 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 expuso 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 lograr un 120% de energía de diseño. Este procedimiento debe incluir ensayos por distintos periodos de ola y por diferentes profundidades, correspondientes a cada escalón de energía. La duración de cada escalón de energía por ensayo fue superior a tres horas en prototipo (criterio de Jensen, 1984). Se generaron un mínimo de mil olas para cada escalón, con un total de cinco mil olas por ensayo (cuadro 5).

Cada ensayo de base se hizo para los tres diferentes niveles de marea: en pleamar (PM), media marea (MM) y bajamar (BM).

#### Resultados obtenidos

En el trabajo aquí presentado se contó el número de rocas movidas a una distancia superior

Cuadro 4. Valores de altura de ola en modelo y prototipo como resultado de la calibración.

Nivel	Diseño en prototipo		Modelo: pie estructura	Modelo: <i>input</i> en la pala
	$H_s$ (m)	$T_p$ (s)	$H_s$ (m) - $H_{mo}$ (m)	$H_s$ (m)
BM = 0.25	3.61	9.4	3.57 - 3.25	3.50
MM = 1.00	4.01	9.9	3.78 - 3.61	4.00
PM = 2.00	4.56	10.5	4.54 - 4.33	4.70

Cuadro 5. Esquema de un ensayo de base asumido en el presente trabajo.

- 1 000 olas con 50% de la ola de diseño (*shakedown*).
- 3 000 olas divididas en:
  - 1 000 olas al 70% de la ola de diseño.
  - 1 000 olas al 90% de la ola de diseño.
  - 1 000 olas al 100% de la ola de diseño.
- 1 000 olas de sobrecarga al 120% de la ola de diseño.

equivalente a un diámetro para calcular  $N_d$  en las secciones donde se produjo el movimiento, de ancho correspondiente a un  $D_{n50}$ .

Se realizaron repeticiones de 500 olas por escalón, sin encontrar diferencias con los ensayos de mil olas.

Se presentan los resultados de los ensayos de oleaje por niveles de energía crecientes. La relación entre  $H_s$ - $T_p$  para cada nivel de altura considerado se determinó a partir de la siguiente ecuación, donde los parámetros  $a$  y  $b$  se han obtenidos con los datos de prototipo (figura 7):

$$T_p = aH_s + b$$

En el cuadro 6 se resumen los resultados de alturas de ola y periodos obtenidos en el punto de medida SR6, ubicado delante de la estructura después de la rampa (figura 4), en condiciones de pleamar (PM). En el cuadro 7 se muestran los resultados para el nivel de marea media (MM) en el mismo sensor y en el cuadro 8 para el nivel de bajamar (BM). En todos los casos se ha considerado también el nivel de la marea meteorológica. Estos resultados

presentados corresponden al ensayo con mil olas por escalón de energía.

Se observa que los valores obtenidos por un nivel del 100% no coinciden exactamente con los valores de la calibración, habiendo obtenido estos últimos sin la estructura colocada. Los niveles de altura significativa ( $H_s$ ) no coinciden con los de altura dada por el espectro ( $H_{m0}$ ) debido a que son equivalentes de manera rigurosa sólo en aguas profundas.

#### Resultado de la estabilidad de la estructura modelada

Sobre la curva de estabilidad por  $S = 2$  (inicio de avería), se representaron los puntos experimentales obtenidos calculando el número de estabilidad espectral ( $N_s^*$ ) y la altura relativa de la cresta ( $h'_c/h$ ).

En la figura 8 se presentan las gráficas 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 (1991), los casos más desfavorables se

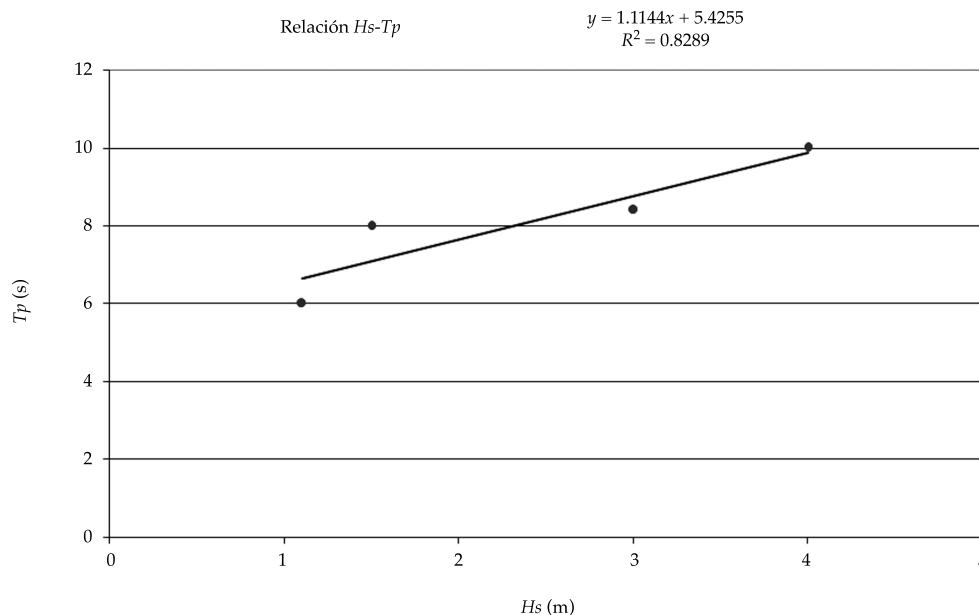


Figura 7. Curva de la relación  $H_s$ - $T_p$  obtenida a partir de los datos de prototipo.

Cuadro 6. Valores de alturas de ola y de periodo de pico por niveles de energía crecientes en pleamar obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de PM	1 000 olas		
	<i>Hs</i> (m)	<i>Hmo</i> (m)	<i>Tp</i> (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

Cuadro 7. Valores de alturas de ola y de periodo de pico por niveles de energía crecientes en media marea obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de MM	1 000 olas		
	<i>Hs</i> (m)	<i>Hmo</i> (m)	<i>Tp</i> (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

Cuadro 8. Valores de alturas de ola y de periodo de pico por niveles de energía crecientes en bajamar obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de BM	1 000 olas		
	<i>Hs</i> (m)	<i>Hmo</i> (m)	<i>Tp</i> (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

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.

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 movimientos de cabeceo de las piezas sólo con oleajes del 120% de energía. Esta observación concuerda de forma satisfactoria con las gráficas de estabilidad mostradas en la figura 8. Sólo las

formulaciones estiman un movimiento en bajamar por el 120% de energía.

## Conclusiones

Los ensayos realizados en el modelo físico de la estructura marítima a escala 1:30 validaron la metodología desarrollada y verificaron el pre-diseño de la estructura mediante el cumplimiento de la condición de estabilidad de las rocas del talud exterior. La estabilidad se evaluó mediante observaciones directas del daño (definido por el movimiento de las piezas) y por la comparación con formulaciones de

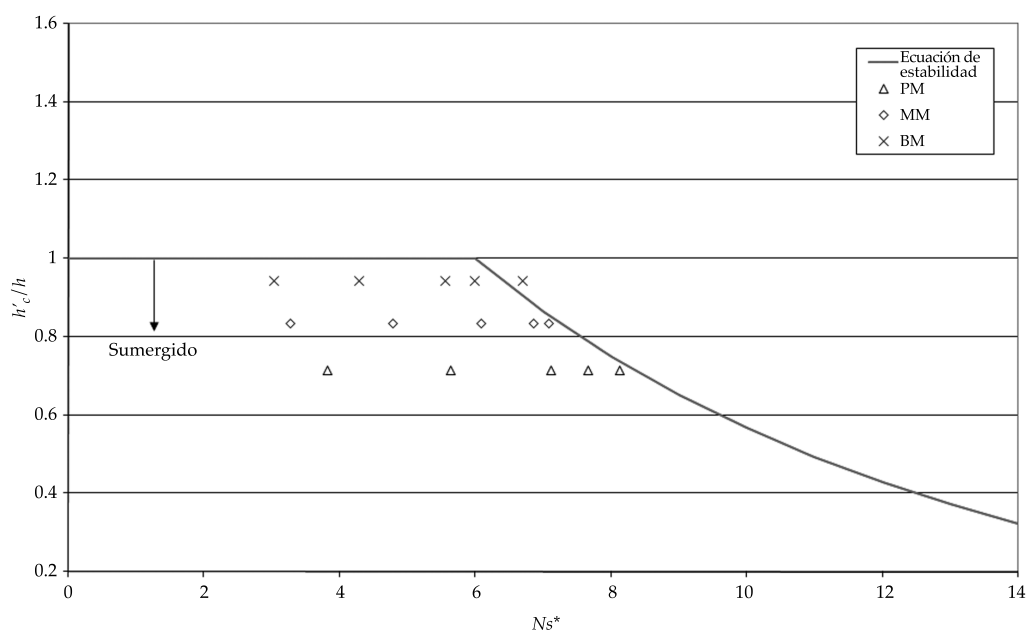


Figura 8. Variabilidad de la estabilidad del talud exterior, en función del número de Iribarren con respecto a la curva de nivel de daño  $S = 2$  (inicio de avería), calculada en aguas someras.

estabilidad (Van der Meer, 1991). Los ensayos cubrieron escalones de energía crecientes en tres niveles diferentes de marea (bajamar, marea media y pleamar), con tormentas de diseño para un periodo de retorno de cincuenta 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 empleó el de inicio de avería, definido por el movimiento de una roca de la capa externa del talud exterior, a una distancia superior equivalente a un diámetro.

El número total de olas en cada ensayo fue igual a cinco mil. Las piezas del talud exterior se acomodaron de forma manual al inicio de cada ensayo, y no se encontraron diferencias con las pruebas con colocación aleatoria.

Los resultados de las formulaciones experimentales concuerdan de manera satisfactoria con los presentes resultados experimentales, ya que evidencian estabilidad en la mayoría de los casos y sólo una leve

inestabilidad en bajamar, a partir de oleajes con el 120% de energía del oleaje de diseño.

### Agradecimientos

Este trabajo se desarrolló desde el Laboratorio de Hidráulica de la FCEfyN de la UNC, con la ayuda de Cristian Montanari y Lisandro Martínez, y se enmarca dentro de dos proyectos de investigación denominados *Procesos hidrodinámicos sobre modelos físicos de estructuras costeras*, financiado por SeCyT-UNC, y *Técnicas experimentales para caracterizar flujos complejos*, financiado por el Min. CyT de la provincia de Córdoba en el programa PID 2008.

Recibido: 15/03/2012

Aceptado: 06/11/2012

### Referencias

DELOS. *Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures*. Bolonia, Italy: EU Fifth Framework Programme 1998-2002. Deliverable D39.

- GODA, Y. Irregular wave deformation in the surf zone. *Coastal Engineering in Japan*. Vol. 18, 1975, pp. 13-26.
- HUDSON, R.Y. and DAVIDSON, D.D. *Reliability of Rubble-Mound Breakwater Stability Models*. Vol. 2. 2nd Symposium on Modeling Techniques, American Society of Civil Engineers, 1975, pp. 1603-1622.
- HYDRALAB III. *Guidelines for physical modelling of sediment dynamics*. Wallingford, Inglaterra: Hydralab, Deliverable NA3.1-3, 2007, <http://www.hydralab.eu/hydralabIII/guidelines.asp>.
- HR WALLINGFORD GROUP. *Wave Generation System. User Manual*. Wallingford, Inglaterra: HR Wallingford Group, 2008.
- HR WALLINGFORD GROUP. *Wave Generation System. Technical Manual*. Wallingford, Inglaterra: HR Wallingford Group, 2009.
- INCYTH. *Estudio de la factibilidad de la disposición en el mar de los efluentes cloacales de la ciudad de Mar del Plata*. Informe final. Buenos Aires: Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas, 1984.
- JENSEN, O.J. *A Monograph on Rubble Mound Breakwaters*. Horsholm: Danish Hydraulic Institute and Günbak and Gökce, 1984.
- LH-UNC. *Proyecto de Sistemas de Rompeolas Aislados al Sur de Punta Mogotes en la ciudad de Mar del Plata*. Informe Final para la Municipalidad de Mar del Plata. Córdoba, Argentina: Laboratorio de Hidráulica-Universidad Nacional de Córdoba, 2007.
- KEULEGAN, G.H. *The gradual damping of a progressive oscillatory wave with distance in a prismatic rectangular channel*. Washington, D.C.: National Bureau of Standards, 1950.
- LOSADA, M.A. and DESIRÈ, J.M. Stability of blocks as Breakwaters Armor Units. *Journal Structural Engineering*. ASCE. Vol. 112, No. 11, 1986, pp. 2392-2401.
- OWEN, M.V. and ALLSOP, N.W. Hydraulic modelling of rubble mound breakwaters. *Proceedings Conference on Breakwater: Design and Construction*, ICE, London, 1983, pp. 71-78.
- SHARP, J.J. Scaling the Weight of Breakwater Armor Units. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. American Society of Civil Engineering. Vol. 111, No. 3, 1985, pp. 594-597.
- VAN DER MEER, J.W. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. Doctoral thesis. Delft University of Technology. Delft Van Gent: Delft Hydraulics Communication No. 396, 1988.
- VAN DER MEER, J.W. and D'ANGREMOND, K. Wave transmission at low-crested structures. In *Coastal structures and breakwaters*. London: ICE, Thomas Telford, 1991, pp. 25-42.
- VERGARA, M.A. *Técnicas de modelación en hidráulica*. México, D.F.: Alfaomega ED, 1995.
- VIDAL, C., LOSADA, M.A., MEDINA, R., MANSARD, E.D.P. y GÓMEZ PINA, G. *A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters*. 22rd Conferencia de Coastal Engineering, Venecia. Italia, 1991, pp. 1679-7692.



## Abstract

GYSSELS, P., PAGOT, M., HILLMAN, G., MURATORE, H. & RODRÍGUEZ, A. *Breakwater stability study using a physical model*. Water Technology and Sciences (in Spanish). Vol. IV, No. 4, September-October, 2013, pp. 5-18.

*This work presents the development and results of the two-dimensional physical modelling of a semi-submerged rock wall breakwater in the Argentinean coast. The breakwater was designed by the Hydraulics Laboratory of the National University of Cordoba (UNC, Spanish acronym), Argentina to protect a portion of the Mar del Plata coast. The study was financed by SeCyT-UNC research projects and the Cordoba Ministry of Science and Technology. The main objective of this study was to experimentally verify the stability of the structure when exposed to design conditions. To that end, experiences described in the literature and all available information were gathered to develop a methodology that could be applied to a majority of the laboratory tests using the same characteristics of those presented in this study. The tests were performed with a 23 m long, 0.5 m wide and 0.9 m high channel using a two-dimensional wave generator with front paddles (HR-Wallingford). The waves were measured with 8 resistance wave gauges. The modelling required adapting the available facilities by adjusting the base in order to reach the breaking conditions of the design wave and determine the correct placement of the structure. The tests represented extreme wave conditions similar to those measured in the Mar del Plata over 50 years. The breakwater contained pieces of 5 Tn, water levels ranged from high to low tides and a scale of 1:30 was selected.*

**Keywords:** *physical modeling, semi-submerged breakwaters, stability, experimental methodology.*

## Dirección institucional de los autores

M.C. Paolo Gyssels  
M.C. Mariana Pagot  
M.C. Gerardo Hillman  
Ing. Héctor Muratore  
Dr. Andrés Rodríguez

Laboratorio de Hidráulica  
Universidad Nacional de Córdoba  
Avenida Filloy s/n  
5000 Córdoba, ARGENTINA  
Teléfono: +54 (351) 4334 446  
pgyssels@efn.uncor.edu  
mpagot@efn.uncor.edu  
ghillman@efn.uncor.edu  
hectormuratore@gmail.com  
arodrig@efn.uncor.edu