

## Malecón Tradicional de La Habana. Parte V: Estudio de estabilidad de las estructuras

Dr.C Luis Córdova López

email: [cordova@tesla.cujae.edu.cu](mailto:cordova@tesla.cujae.edu.cu)

Centro de Investigaciones Hidráulicas, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (Cujae), La Habana, Cuba.

Dr.C Mariano Buccino

email: [buccino@unina.it](mailto:buccino@unina.it)

Universidad de Nápoles Federico II, Nápoles, Italia.

### RESUMEN

Se presentan los estudios de estabilidad realizados en modelo físico a estructuras de defensa costeras obtenidas de una amplia campaña experimental para definir la solución de defensa costera del Malecón Tradicional de La Habana. Se realizó un estudio preliminar a rompeolas conformada su coraza con rocas, como resultado se comprobó el fallo de la estructura. Se llevó a cabo el rediseño de los rompeolas de baja cresta y bermas emergidas utilizando como elementos para la coraza cubos de hormigón. Como resultado de las pruebas las bermas emergidas fallan para los mayores oleajes. En el caso de los rompeolas su fallo está asociado a la localización en la zona de rompiente. Se recomienda aplicar un elemento de mayor interconexión, y prestar atención a la protección del pie de las estructuras.

**Palabras clave:** bermas, cubos de hormigón, modelación física, rompeolas.

## La Habana's Malecón Traditional Part V: Stability study of the structures

### ABSTRACT

It present the stability studies for different coastal structures obtained by physical model studies. It was done at the Laboratorio di Ingeneria Costiera (LabLInc) of the Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering (DICEA) of the University of Naples Federico II, It was done a preliminary study using rock to form the armour of the breakwater, as result the failure of the structure was verified. A new design was done for a low crest of breakwaters and berms, using concrete cubes for the armour. The tests results demonstrated that the berms failed for the higher wave heights. For breakwaters the failure is associated with the location at breaking zone, it is recommend to apply an concrete element with more interconnection, and pay attention to the toe protection of the structures.

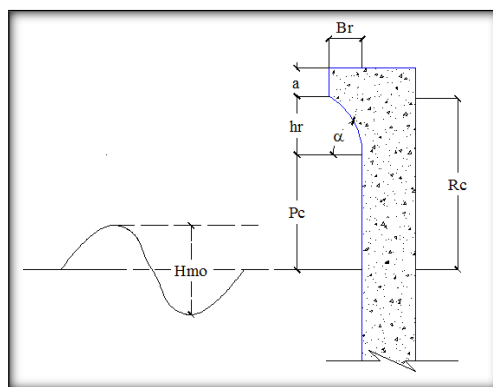
**Keywords:** berms, concrete cubes, physical model, breakwater.

## INTRODUCCIÓN

Como resultado de los estudios previos realizados a nivel de gabinete Córdova et al. (2013) se dimensionaron un conjunto de obras de defensa costeras que responden a las sugerencias de un grupo de expertos nacional que planteaba como elemento fundamental que cualquier actuación en la costa del malecón de La Habana respete la imagen urbanística por su carácter emblemático para la capital de Cuba. Las tipologías dimensionadas, y posteriormente modeladas físicamente fueron muro costero de simple curvatura, Córdova (1999), combinado con bermas, y el diseño de rompeolas sumergidos y en un segundo momento rompeolas de baja cresta, Córdova (2014).

Un elemento importante en el diseño de obras de defensa de costa es comprobar su estabilidad desde el punto de vista estructural. En este trabajo se presenta el análisis de los resultados de los estudios de estabilidad a escala llevados a cabo en el Laboratorio de ingeniería costera de la Universidad “Federico II” de Nápoles en Italia realizados a las variantes seleccionadas como solución para la mitigación del sobrepaso del oleaje en el malecón tradicional de La Habana Córdova et al. (2016).

Entre los años 2013 y 2015 una amplio estudio experimental fue llevado a cabo para la obtención de medidas que redujeran el rebase promedio del oleaje en la zona denominada Malecón Tradicional de La Habana. El muro de defensa de costa actual tiene una cota de coronación de aproximadamente 4,00 m respecto al nivel medio del mar, como se ha mencionado anteriormente después de realizar una extensa campaña experimental para evaluar el sobrepaso del oleaje promedio sobre el muro se concluye que una solución razonable para reducir el sobrepaso del oleaje es incrementar la altura del muro como máximo 0,50 m sin producir impactos en las visuales, y colocar adicionando en curvatura en la parte superior del mismo, a esta tipología se le denomina muro de simple curvatura, y se utilizará en este estudio. Figura 1.

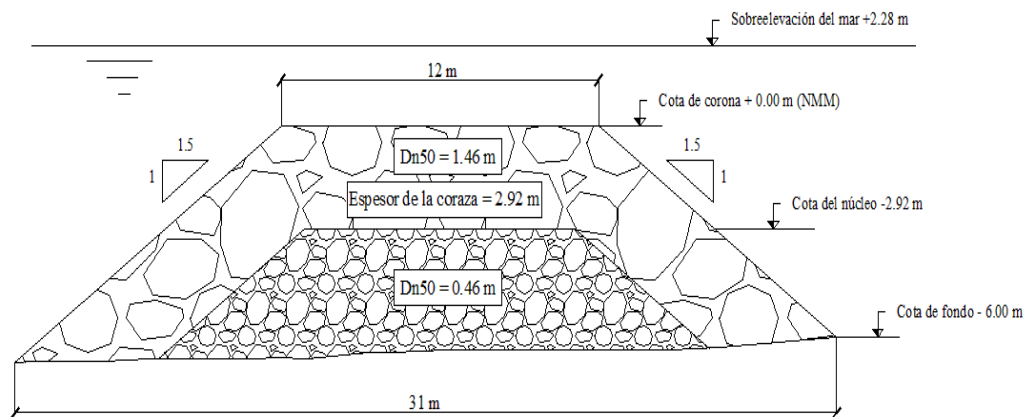


**Figura 1. Sección transversal típica del un muro curvo**

## ENSAYO PRELIMINAR DE ESTABILIDAD

A partir de la Tarea Técnica diseñada para la realización de los estudios del malecón tradicional, y teniendo en cuenta que la tipología de rompeolas es la más compleja y costosa, se decidió estudiar en una fase inicial dos diseños de estructura (rompeolas sumergidos). El primero es un rompeolas de corona ancha (24,00 m colocada al N.M.M); el segundo (figura 2) es un

rompeolas con una corona estrecha (12,00 m), por encima del N.M.M +0,80 m en prototipo. La estructura de corona ancha se colocó en el comienzo de la pendiente más fuerte, condición más favorable a la ocurrencia de daño por deslizamiento del talud frontal. Los mismos son conformados por material de cantera (rocas), de sección trapecial conformado por coraza y núcleo. Esta prueba se realiza con los objetivos de despejar la incógnita existente entre los especialistas sobre la estabilidad de la sección propuesta debido a la hipótesis de la posibilidad de la no estabilidad del diseño debido a la zona de colocación donde se producen los fenómenos de asomeramiento y rompiente de las olas, ambos fenómenos no representados de forma precisa por las ecuaciones de diseño aplicadas, y como segundo objetivo llevar a cabo las correcciones necesarias para continuar con la campaña de ensayos dirigida al estudio de diferentes tipologías para conocer sus potencialidades en la reducción del rebase del oleaje promedio del oleaje.



**Figura 2. Dimensionamiento del tronco del rompeolas**

Para el diseño de las estructuras se aplicaron las fórmulas propuesta por Van der Meer (1988).

$$\frac{hc}{h} = (2.1 + 0.1 S) e^{-0.14 N_s^*} \quad (1)$$

$$N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} S_p^{-1/3} \quad (2)$$

Donde,  $N_s^*$  Número de estabilidad,  $hc$  (m): es la altura de la cresta medida desde el fondo,  $h$  (m): es la profundidad del agua medida desde el fondo,  $S$  (adim): es el nivel de daño, en este caso se tomará  $S=2$  (no daño),  $S_p$  (adim): es la pendiente local de la ola,  $\Delta$  es  $(\rho_r - \rho_w)/\rho_w$  para el cual se aplica 1.65 y  $D_{n50}$ (m): es el diámetro nominal 50.

La escala geométrica utilizada en este estudio previo es  $\lambda=30$ , Hughes (1993), la cual es recomendada para estudios de rebase y de estabilidad en dos dimensiones. La prueba de estabilidad preliminar se realizó para un sólo escalón de oleaje, colocando el nivel de la superficie del agua igual al N.M.M (0.00 m), con una altura de ola significativa de aproximadamente 6,5 m, a profundidad de 20 m, y un período pico de 12 s en el prototipo. El diámetro de las rocas para la coraza fue de 1,46 m, y del núcleo 0,46 m, siendo el peso de 8,09tons y 0,25tons respectivamente.

Señalar que la altura de la ola significativa incidente a la estructura medida corresponde a 7,09 m en el prototipo, un 29,47 % superior a la utilizada en el diseño a nivel de gabinete (5,0m),

referente al peso específico de la roca para el diseño se utilizó un valor de  $2,6 \text{ ton/m}^3$  Córdova et al. (2013), señalar que la roca utilizada en el modelo tiene un peso específico menor que la de diseño siendo de  $2,5 \text{ ton/m}^3$  para la conformación de la coraza, el diámetro de las rocas que conforman las dos capas de la coraza su diámetro medio coincide con los calculados a nivel de gabinete. La figura 3 muestra una foto del rompeolas de cresta ancha.



**Figura 3. Rompeolas de cresta ancha**

### COMPROBACIÓN DE LA VALIDADES DE LA ESCALA SELECCIONADA

Para la conformación del núcleo del rompeolas se utilizó una roca de cantera de 1,65 cm (en modelo, 0,50 en prototipo), este material es un poco más grueso que el calculado en el proceso de diseño de un valor de 0,46 m, que equivale a 1,53 cm en el modelo (ver figura 2).

Para definir la validez de las pruebas de estabilidad en rompeolas conformado por un núcleo de rocas es necesario comprobar que el coeficiente de transmisión a través del cuerpo del rompeolas en el modelo y prototipo sean iguales o muy similares para evitar los efectos de escala, Hughes (1993), el cual plantea que el número de Reynolds se define como:

$$Re = \frac{PHiLD}{2\vartheta hT} \quad (3)$$

$$\frac{Hi}{Ht} = 1 + \gamma_p (Hi/2h)(\Delta L/L) \quad \text{Para } Re \text{ mayores de } 2000 \quad (4)$$

$$\gamma_p = \frac{p^{-4}}{10,6} \frac{\vartheta T}{DL} \frac{L}{D} \frac{ghT^2}{L^2} \quad (5)$$

$$\left(\frac{Hi^2}{Ht}\right) = 1 + \gamma_m \left(\frac{Hi}{2h}\right)^{2/3} (\Delta L/L) \quad \text{Para } Re \text{ entre } 20 \text{ y } 2000 \quad (6)$$

$$\gamma_p = \frac{p^{-4}}{1,52} \frac{\vartheta T}{DL} \frac{L}{D} \frac{ghT^2}{L^2} \quad (7)$$

Siendo,  $Hi$  altura de ola incidente (m),  $Ht$  altura de ola transmitida (m),  $\gamma_p$  coeficiente,  $\Delta L$  ancho promedio de la capa de coraza (m),  $L$  longitud de onda local (m),  $p$  es la porosidad de la coraza con un valor de 0,50,  $\vartheta$  es viscosidad cinemática  $\text{m}^2/\text{s}$ ,  $T$  período de la ola (s),  $g$  aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ ).

Como se observa en las tablas 1 y 2 para la escala seleccionada de 1:30, y la roca de 1,65cm, la diferencia entre los cálculos teóricos entre el modelo y el prototipo es menor de un 10 %, por lo que se concluye que se reduce el efecto de escala en lo relacionado con la diferencia entre los valores del número de Reynolds, señalar que al estar las estructuras sumergidas durante las pruebas el efecto del núcleo es limitado.

**Tabla 1. Resultados de los valores del número de Reynolds y coeficiente a través del núcleo en el prototipo**

	$H_i$ (m)	$T_p$ (s)	$h$ (m)	$D$ (m)	$\Delta L$ (m)	$Re$	$H_i/H_t$
1	0,09	2,19	0,2	0,0165	0,5	2000	28,01
2	0,13	2,19	0,2	0,0165	0,5	2889	40,01
3	0,18	2,19	0,2	0,0165	0,5	4000	55,02
4	0,22	2,19	0,2	0,0165	0,5	4889	67,02

**Tabla 2. Resultados de los valores del número de Reynolds y coeficiente a través del núcleo en el modelo**

	$H_i$ (m)	$T_p$ (s)	$h$ (m)	$D$ (m)	$\Delta L$ (m)	$Re$	$H_i/H_t$
1	2,7	12	6	0,46	15	309138	30,06
2	4	12	6	0,46	15	457983	44,05
3	5,4	12	6	0,46	15	618277	59,12
4	6,5	12	6	0,46	15	744222	70,96

## PRUEBA DE ESTABILIDAD

El modelo fue sometido a 3000 olas con las características previamente señaladas, al concluir las pruebas se observaron severos daños (ver figura 4), observándose un fallo total de las estructuras, al quedar al descubierto el material del núcleo, la mayor parte del talud frontal se deslizó hacia el mar por la fuerte pendiente que posee esa sección del perfil marino.

Se puede resumir que el fallo ocurre debido a que en las pruebas experimentales las alturas de olas ensayadas son mayores que las esperadas de acuerdo con el estudio de gabinete, el menor peso específico de las rocas utilizadas en el modelo, la posición del talud frontal del rompeolas que está localizado en la zona de rompiente de las olas, generándose fuerte rompiente tipo “plunging”. Para profundizar en el análisis, se aplicarán los resultados experimentales a las ecuaciones utilizadas en el diseño a nivel de gabinete, las fórmulas de estabilidad utilizadas son la 1 y 2. Sustituyendo en las fórmulas los valores experimentales  $H_s = 7,09$  m,  $T_p = 11,56$  s y  $\frac{\rho_s}{\rho_w} = 1,5$  se obtiene un nivel de daño  $S = 7,33$ , valor que corresponde prácticamente al fallo de la estructura, no obstante si se aplica el peso específico relativo utilizado en los cálculos a nivel de gabinete combinado con los valores experimentales el nivel de daño  $S$  tiene un valor de 4,5 el cual continua siendo elevado indicando un nivel de daño intermedio no recomendado para el diseño de rompeolas.



**Figura 4. Fallo de la estructura**

Como resultado de esta prueba preliminar, se pudo concluir que la hipótesis formulada previa a este estudio se cumplió, la cual había planteado la necesidad de realizar un rediseño de los rompeolas.

Teniendo en cuenta que para lograr la estabilidad es necesario incrementar el peso de las rocas de la coraza, y conociendo que esto no es posible debido a que no existen canteras en Cuba que pudieran aportar el peso y tamaño de rocas que exigiría el nuevo diseño, se decidió utilizar para el nuevo diseño elementos de hormigón, y en particular cubos de hormigón.

## **SEGUNDA FASE DEL ESTUDIO DE ESTABILIDAD. ROMPEOLAS DE BAJA CRESTA Y BERMAS EMERGIDAS CONFORMADAS CON CUBOS DE HORMIGÓN**

En los experimentos realizados de rebase promedio del oleaje sobre diferentes tipologías de obras de defensa de costa, Córdova et al. (2016), demostraron que la aplicación del muro de simple curvatura es efectivo, pero no reduce el rebase promedio del oleaje a 50 L/sm, cantidad solicitada como restricción del proyecto, por tanto para lograr la reducción requerida se emplean estructuras costeras adicionales que combinadas con el muro de simple curvatura reducirán la intensidad del rebase. Se aplicaron bermas y rompeolas sumergidos y de baja cresta. Las estructuras a estudiar de acuerdo con los resultados de los estudios de sobrepaso del oleaje arrojaron que las alternativas que mostraron los mejores resultados son: Rompeolas de baja cresta (RBC), y bermas emergidas (BE), ver figuras 5 y 6 respectivamente.

En la figura 5, los elementos azules se encuentran en la zona de talud aguas arriba. Los elementos blancos la zona de la cresta. Los elementos rojos forman el talud aguas abajo.





**Figura 5. Rompeolas de baja cresta en modelo**

En la figura 6 la zona de elementos azules es la parte recta, la zona de elementos rojos es el talud. En la tabla 3 se presentan las características de las estructuras estudiadas con las dimensiones en prototipo.



**Figura 6. Berma emergida**

El RBC, figura 5, se coloca a una profundidad de 5,50 m respecto al NMM, tiene un ancho de corona de 12,0 m, altura de corona de 3,38 m, para la coraza se han escogido elementos de hormigón, en este caso cubos de hormigón, los pesos a nivel de prototipo de estos elementos se obtuvieron aplicando la fórmula 8, propuesta por Van der Meer (1988), para dos capas de cubos de hormigón, los datos aplicados para el dimensionamiento fueron los obtenidos en la fase experimentalmente en las pruebas preliminares, dando como resultado un peso de 30 tons. El resultado del valor de número de estabilidad es de 1,63; valores menores al recomendado por la literatura internacional CIRIA et al. (2007), que es de 2 para estructuras estáticamente estables sin la ocurrencia de daños.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (6.7 * N_{od}^{0.4} / N_z^{0.3} + 1.0) S_m^{-0.1} \quad (8)$$

Donde:  $N_s$ : Número de estabilidad [Adim];  $H_s$ : Altura de la ola significativa frente al rompeolas [m];  $\rho_s$ : Densidad de masa del concreto [kg/m<sup>3</sup>];  $\rho_w$ : Densidad de masa del agua [kg/m<sup>3</sup>];  $\Delta$ :  $(\rho_s/\rho_w)-1$  [Adim];  $D_n$ : Longitud del cubo [m];  $N_{od}$ : Número de unidades

desplazadas de la capa de armadura dentro de una banda de ancho de la longitud de un cubo  $D_n$ ;  $N_z$ : Número de olas;  $S_m$ : Pendiente de la ola,  $S_m = H_s / L_{om}$ .

En el caso de la BE, la profundidad al pie de la misma es de 2,30 m por debajo del nivel medio del mar, el ancho de la corona es de 5,0 m y su cota es de 3,28 m referente al nivel medio del mar, se ha escogido aplicar al igual que en el caso de los RCB cubos de hormigón, conformando un coraza de dos capas con un talud de relación 2:3 con respecto a la horizontal. El peso de los elementos de hormigón es de 2,3 ton. En la tabla 3 se resumen las características de las dos estructuras. El diámetro  $D_{n50}$  se define por la siguiente fórmula.

El diámetro nominal 50 se define como:

$$D_{n50} = \left( \frac{W_{50}}{\gamma_c} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (9)$$

Donde  $W_{50}$  es el peso medio del elemento de la coraza y  $\gamma_c$  es el peso específico del hormigón 2,4 ton/m<sup>3</sup>

**Tabla 3. Características de las estructuras estudiadas**

Tipo de estructura	Cota de corona (respecto al NMM) (m)	Ancho de la corona (m)	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo	Profundidad al pie de la estructura respecto al NMM (m)	W50 (ton)	D50 (m)
Berma	+3,28	5,0	2V:3H	----	2,30	2,30	0,90
Rompeolas	+3,28	12,0	2V:3H	2V:3H	5,00	30	2,30

### Tormenta de diseño y niveles del mar

En la tabla 4 se presenta los datos utilizados para el diseño de las estructuras, los cuales se definen en la tarea técnica.

**Tabla 4. Datos para el diseño de las estructuras**

Período de retorno (años)	$H_{m0}$ a profundidad de 20 metros (m)	$H_{m0}$ en aguas profundas (m)
5	4,5	6,0
20	5,4	7,8
100	6,5	10,1

Para el desarrollo de las pruebas se seleccionaron las alturas de olas correspondientes a 20 y 100 años de período de retorno. Ambas olas se han combinado con período pico del espectro  $T_p = 10$  s, siendo el menor de los dos utilizados durante el estudio de gabinete, lo cual garantiza una mayor esbeltez de la ola. Se consideraron tres niveles del agua:

1. Nivel medio del mar.
2. N.M.M +1.73m, cual corresponde a la condición del Período de retorno 50 años.



3. N.M.M + 2.28m, cual corresponde a la condición huracán Wilma 2005.

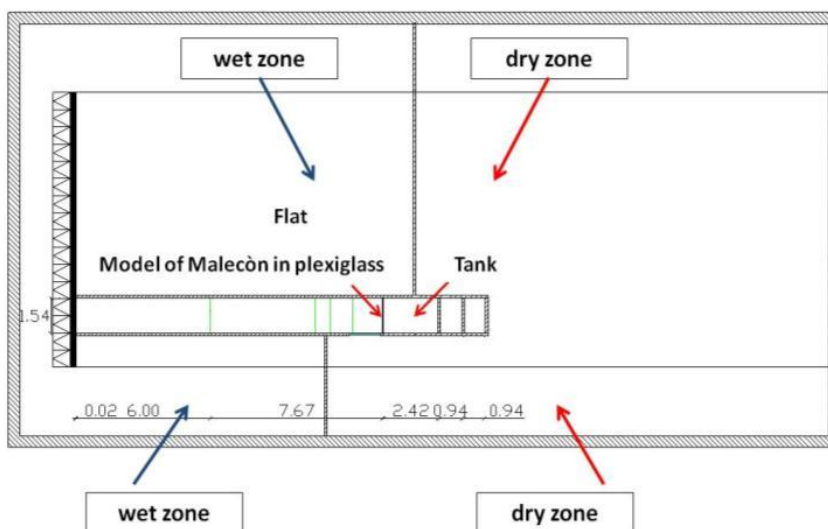
Las 6 condiciones de tormenta a estudiar se presentan en la tabla 5

**Tabla 5. Datos de las tormentas a que serán sometidas las estructuras**

Código de la tormenta	$Hm_0(m)$	$Tp(s)$	Profundidad del agua (m)
A	5,4	10	18,72 (NMM)
B	6,5	10	18,72 (NMM)
C	5,4	10	NMM+1,73
D	6,5	10	NMM+1,73
E	5,4	10	NMM+2,28
F	6,5	10	NMM+2,28

## ESTABLECIMIENTO DEL MODELO

Para la realización del modelo se utiliza el número de Froude como parámetro de similitud, y la escala geométrica seleccionada es  $\lambda = 30$ . La combinación del muro de simple curvatura con las estructuras de BE y RBC se coloca en un canal construido dentro del tanque de oleaje del Laboratorio de Ingeniería costera de la Universidad “Federico II” en Nápoles, Italia, siendo los experimentos dirigidos por el Dr. Prof. Mariano Buccino. Figura 7.



**Figura 7. División de la cuenca del RATA (unidades en metros)**

## Materiales utilizados en la construcción del modelo

Para la construcción de los elementos que componen la coraza de las estructuras, se confeccionaron pequeños bloques de hormigón en dos capas, se tiene en cuenta la diferencia entre los pesos específicos del agua dulce y el agua salada, ya que la modelación se hace en agua dulce, y es necesario hacer la corrección. Se utiliza para el principio del número de estabilidad que expresa la relación entre la altura de ola significativa al pie de la estructura, el diámetro nominal 50 y el peso relativo del material.

$$\left[ \frac{H_{mo}}{\Delta D_{50}} \right]_{prot.} = \left[ \frac{H_{mo}}{\Delta D_{50}} \right]_{mod.} \quad (10)$$

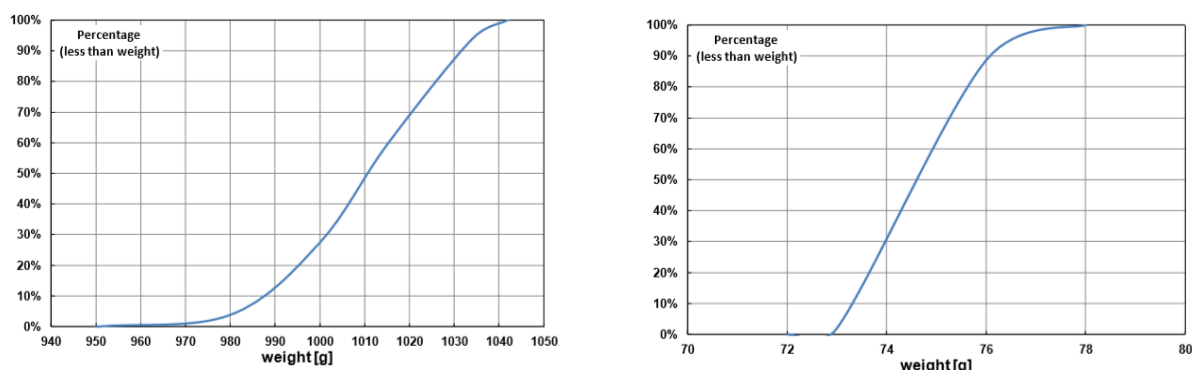
Donde:  $\Delta = \frac{\gamma_c}{\gamma_w} - 1$ , siendo  $\gamma_w$  el peso específico del agua 1,03 ton/m<sup>3</sup> en el prototipo, y 1,00 ton/m<sup>3</sup> en el modelo. A partir de la ecuación 9 se establece que el  $D_{50mod.}$  es:

$$D_{50 mod.} = \frac{H_{mo mod.}}{H_{mo prot.}} \cdot \frac{\Delta_{prot.}}{\Delta_{mod.}} \cdot D_{50 prot.} = 0,95 \cdot \frac{D_{50 prot.}}{30} \quad (11)$$

Aplicando la ecuación 9 se puede expresar los pesos de los elementos como:

$$W_{50 mod.} = 0,86 \cdot \frac{W_{50 prot.}}{30^3} \text{ se obtiene: } W_{50 mod.} = 0,955 \text{ kg para el RBC y el } W_{50 mod.} = 0,073 \text{ kg para la BE.}$$

Después de realizada la construcción de un número de cubos de hormigón se les realizó la curva gradiente de acuerdo con los pesos de los mismos para los RBC y las BE como se muestra la figura 8. El  $D_{50}$  para el caso de los elementos que componen la coraza del RBC es de 1,01 kg en el modelo, lo que equivale a 31,7 ton en el prototipo, y en el caso de los elementos que componen BE es de 0,0746 kg en el modelo, siendo de 2,34 ton en el prototipo, valores un poco superior a los esperados de acuerdo con los cálculos realizados.



**Figura 8. Curvas que muestran la curva gradiente de los pesos de los cubos contruidos a nivel de modelo, izquierda para RBC, derecha para EB.**

### Pruebas y mediciones en el modelo

El modelo fue sometido a 6 tormentas de acuerdo con la tabla 5, el número de olas a la que fueron sometidas las estructuras fue de 3000, como se muestra en las figuras 5 y 6 se utilizaron diferentes colores para identificar cada parte de las estructuras, de esta forma se puede definir de cuál de ellas se produce el desplazamiento de los elementos. Se tomaron fotos de alta resolución antes y después de cada prueba para determinar o evaluar el nivel de daño  $N_{od.}$ , éste parámetro se define como el número de unidades desplazadas de una sección definida por el  $D_{50}$  a lo largo del eje de las axisis de la estructura, se realiza el conteo de los elementos desplazadas a todo lo

ancho del canal  $N_d$ , y el cálculo del nivel de daño mediante la siguiente fórmula. Siendo  $b$  ancho del canal.

$$N_{od} = \frac{N_d \cdot D_{50}}{b} \quad (12)$$

De acuerdo con las exigencias del diseño se definieron los siguientes valores de  $N_{od}$  para considerar una respuesta aceptable desde el punto de vista estructural, asegurando la estabilidad de la misma durante la vida útil.

$N_{od}$  no puede ser superior a 0,5 para las pruebas realizadas para el oleaje de período de retorno 20 años. (Pruebas A, C, E).

$N_{od}$  no puede ser superior a 1,5 para las pruebas realizadas para el oleaje de período de retorno 100 años. (Pruebas B, D, E).

## RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

A continuación se presentan los resultados de las pruebas de estabilidad. En la tabla 6, se presentan los mismos, en el caso del rompeolas estudiado, la estructura falló para las dos primeras condiciones estudiadas (A y B), por los que no continuó con el resto de las pruebas ya que son condiciones más favorables al fallo. En las figuras 9 y 10; se puede constatar la condición de fallo, donde el núcleo queda expuesto al exterior. Existe un movimiento significativo de los elementos de la coraza en dirección al mar, los elementos que componen el talud frente al mar (cubos azules). En la zona de la cresta del rompeolas los daños son significativos (cubos blancos).

**Tabla 6. Resultado de las pruebas de estabilidad para las estructuras estudiadas.**

Tipo de estructura	Tormenta	$H_{mo}$ (m)	$T_p$ (s)	$N_{od}$ pie (-)	$N_{od}$ Talud frontal (-)	$N_{od}$ cresta (-)	$N_{od}$ atrás (-)
Rompeolas	A	5,0	9,15	Falló	Falló	No evaluado	No evaluado
Rompeolas	B	5,4	9,15	Falló	Falló	No evaluado	No evaluado
Berma Emergida	A	5,77	9,15	0,51	0,26	0,0	-
Berma Emergida	B	6,71	9,15	0,69	0,81	0,30	-
Berma Emergida	C	5,86	9,15	Falló	Falló	Falló	-
Berma Emergida	D	6,80	9,15	Falló	Falló	Falló	-
Berma Emergida	E	6,04	9,15	Falló	Falló	Falló	-
Berma Emergida	F	6,90	9,15	Falló	Falló	Falló	-

En el caso de las bermas se le aplicaron todas las pruebas. Como se puede constatar en la tabla 6, para las pruebas A y B, donde el nivel del agua de ensayo corresponde al nivel medio del mar, los niveles de daño tanto en el talud frontal como en la cresta están por debajo del valor admisible, señalando que los daños se localizan al pie del talud frontal (cubos rojos) como se observa en la figura 11. Para la condición B donde la altura de ola significativa es mayor los valores de nivel de daño son superiores, aumentando el número de elementos desplazados de la cresta (cubos azules), figura 12. Para las condiciones donde el nivel del mar es +1,73 m y +2,28 m la berma estudiada falló, la figura 13 muestra el incremento del fallo, donde los cubos que conforman el talud (rojos) son arrastrados por el oleaje hacia mayores profundidades, y los elementos de la cresta (azules) son desplazados hacia el talud, así como se observa el núcleo, indicador del fallo total de la estructura.



**Figura 9. Resultado del estudio de estabilidad Condición A: ( $H_s=5,4$  m  $T_p=10$  s) N.mar= NMM.**



**Figura 10. Resultado del estudio de estabilidad Condición B: ( $H_s=6,5$  m  $T_p=10$  s) N.mar= NMM.**



**Figura 11. Condición A: ( $H_s=5,4$  m  $T_p=10$  s) N.mar= N.M.M. Berma**



**Figura 12. Condición B: ( $H_s=6,5$  m  $T_p=10$  s) N.mar= N.M.M. Berma.**



**Figura 13. Condición C: ( $H_s=5.4$ m  $T_p=10$  s) N.mar= +1,73. Berma**



## CONCLUSIONES

Se concluye que ambas estructuras fallaron para las tormentas de diseño, el nivel de daño se incrementó en el caso de la berma a medida que aumenta el nivel de tormenta. En el caso del rompeolas el núcleo queda expuesto en el talud frontal y la cresta.

Se recomienda evaluar otro tipo de elemento para la coraza, buscando mayor interconexión, así como el uso de rompeolas tipo combinados.

El principal fenómeno asociado al fallo es la línea de rompiente de las olas, en el caso del rompeolas es muy cerca para las tormentas A y B. En el caso de la berma ocurre para las pruebas de mayor nivel de agua, y por último debe prestarse atención a la protección del pie de la berma.

## REFERENCIAS

- Córdova L.** (1999). “Estudio del fenómeno de Rebase en obras de defensa de costas para las condiciones de Cuba”. Tesis de doctorado, Universidad Tecnológica de La Habana, “José Antonio Echevarría”, Cujae, La Habana, Cuba.
- Córdova L., Lamazares R., Salgueiro G.** (2013). “Propuestas de obras de defensa de costas para dar solución a las penetraciones del mar en la zona del malecón tradicional de la ciudad de La Habana”, Reporte Técnico. Centro de Investigaciones Hidráulicas de la Universidad Tecnológica de La Habana, La Habana, Cuba.
- Córdova L.** (2014). “Dimensionamiento de las tipologías de rompeolas sumergidos y de baja cretas para la modelación física de las obras de protección del Malecón Tradicional”. Reporte Técnico. Centro de Investigaciones Hidráulicas de la Universidad Tecnológica de La Habana, La Habana, Cuba.
- Córdova L., Buccino M., Salerno D., Pugliese E., Torres R., Capobianco A., Ponce M.** (2016). “Análisis de los resultados de los estudios mediante modelación física del rebase del oleaje, presiones sobre los muros costeros y estabilidad de los elementos que componen las bermas y rompeolas. Propuesta de Solución”. Reporte Técnico. Centro de Investigaciones Hidráulicas de la Universidad Tecnológica de La Habana, La Habana, Cuba.
- Hughes S. A.** (1993). “Physical models and laboratory techniques in coastal engineering. Advanced Series on Ocean Engineering”. ISBN 978-981-02-1540-8, Volume 7, World Scientific, Singapore.
- Van der Meer J.W.** (1988). “Rock slopes and gravel beaches under wave attack”. Doctoral thesis, Delft University of Technology. Also DELFT HYDRAULICS Publication no. 396. Holland.
- CIRIA, CUR, CETMEF** (2007). The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). C683, CIRIA, London, UK.

### Conflicto de intereses

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

### Contribución de los autores

*Luis Fermín Córdova López* <https://orcid.org/0000-0001-8175-6819>

Realizó la interpretación de los datos. Ejecutó el diseño de la investigación, desarrollos de los ensayos, análisis de los resultados, en la revisión y redacción del informe final.

*Mariano Buccino* <https://orcid.org/0000-0002-5959-6545>

Realizó la interpretación de los datos. Participó en el diseño de la investigación, desarrollo de los ensayos y análisis de los resultados.