

## Malecón Tradicional de La Habana. Parte II: Alternativas de muro vertical contra el rebase.

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.

Dr.C Ronnie Torres Hugues email: [ronnie@cih.cujae.edu.cu](mailto:ronnie@cih.cujae.edu.cu)  
Centro de Investigaciones Hidráulicas, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (Cujae), La Habana, Cuba.

### RESUMEN

Se presenta parte de una campaña experimental aplicando la modelación física para obtener una solución en la reducción del sobrepaso del oleaje en el Malecón Tradicional de La Habana. La evaluación de la situación actual (muro vertical, MV), fue llevada a cabo mediante la reducción de la tasa media y comparando con la tasa media admisible de descarga de 50 L/sm. Esto confirmó que la variante de elevación de la cota de corona del MV genera los mejores resultados para las condiciones estudiadas de clima marítimo y las restricciones técnicas impuestas con valores de reducción de 31.5% y 29,8% para 50 años de periodo de retorno; y 22,5% y 24,24% para el huracán Wilma. Además, se comparan los resultados con modelo determinístico presentado en el manual Eurotop 2007.

**Palabras clave:** malecón de La Habana, modelación física, muros costeros, rebase del oleaje.

## La Habana's Malecón Tradicional: vertical seawall alternatives against overtopping.

### ABSTRACT

In this paper we present a part of an extensive experimental campaign using physical modeling developed in a 2D wave tank of the University of Naples "Federico II, Italy to obtain an effective solution to reduce wave overtopping in Malecón Tradicional from La Habana. The average overtopping rate for the current situation was determine. The evaluation of the alternatives is carried out by means of a comparative analysis, taking as the reduction of the average overtopping rate, as well as evaluating those wish fulfill with the tolerable mean discharges of 50 L/sm. It was possible to confirm that the variant increasing freeboard generate the best results for the maritime climate conditions studied and the technical restrictions imposed, with values of reduction of 31.5% y 29,8% for 50 years of return period; and 22,5% y 24,24% for Wilma hurricane. It was compared the results of the parametric model develop with formulation of Eurotop 2007 manual.

**Keywords:** La Habana's seawall, physical modeling, coastal seawalls, wave overtopping.

## INTRODUCCIÓN

El gobierno cubano ha estado buscando una solución que reduzca el riesgo de inundaciones y respete el valor arquitectónico del sitio. En particular, desde comienzos del 2013, científicos e ingenieros del Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH) de la Universidad Tecnológica de La Habana, “José Antonio Echevarría”, Cujae, han presentado un estudio de gabinete, Córdova et al. (2013), en el que se han considerado varias soluciones, incluyendo un ligero incremento de la corona del muro, la curvatura del perfil exterior y la colocación de estructuras de protección, tales como bermas y rompeolas de baja cresta. Sin embargo, existe una gran incertidumbre sobre la efectividad de las soluciones de gabinete propuestas, ya que no hay fórmulas que representen la forma correcta de las condiciones ambientales y el tipo de estructuras. Para tener una idea más concreta del efecto de cada solución se acudió a los estudios de modelación física en la Universidad de Nápoles “Federico II”, en Italia. Este documento describe parte de la campaña experimental referida al muro vertical (situación actual) y la discusión de los resultados de las pruebas.

Este trabajo tiene como objetivos analizar mediante la modelación física, Córdova et al. (2016) las diferentes alternativas de muro vertical que han sido presentadas por los estudios de precedentes, Córdova (1999), tomando el rebase promedio del oleaje como la variable a evaluar la efectividad de las variantes, y se presenta los resultados de las pruebas, haciendo énfasis en las alternativas que satisfacen la descarga media admisible de 50 L/sm (0,05 m<sup>3</sup>/sm), así como comparar los resultados de la modelación física con el modelo paramétrico que brinda el manual Eurotop (2018).

## PRINCIPALES ASPECTOS TEÓRICOS

### El rebase del oleaje y la modelación física

El rebase del oleaje es la descarga promedio por unidad de metro lineal,  $q$ , por lo que se expresa en unidades tales como m<sup>3</sup>/sm o L/sm. Este proceso es muy variable en tiempo, espacio y volumen. Las mayores alturas proporcionan un mayor volumen de agua sobre la cresta en un corto periodo de tiempo (menor que el periodo de la ola), mientras que las olas menores puede que no produzcan ningún sobrepaso.

Por otra parte, las pruebas en modelo físico es un método establecido y confiable para determinar el rebase promedio del oleaje para geometrías arbitrarias de estructuras costeras; niveles adicionales de sofisticación permiten medir el volumen individual de sobrepaso. Típicamente modelos a la escala de Froude de 1:5 a 1:50 representan el prototipo de la estructura en 2D o 3D, y frecuentemente son modelados eventos extremos. Usualmente son usados canales de oleaje de 0,3 a 1,5 m de ancho con una profundidad de 0,5 a 1,0 m y ajustada con un generador de oleaje de pistón, Eurotop (2018).

## CARACTERÍSTICAS DE LA INSTALACIÓN

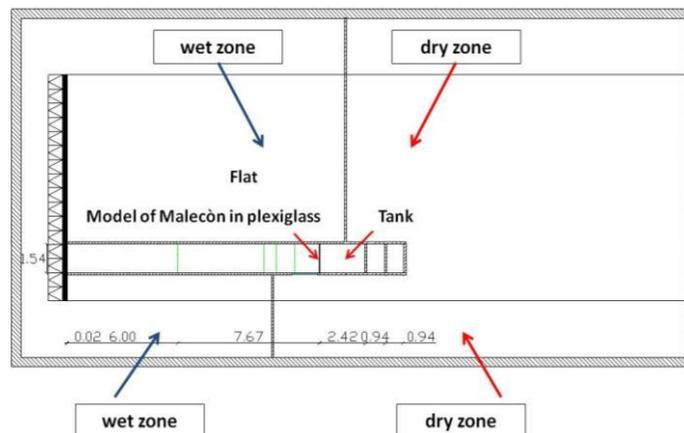
Las pruebas de modelo físico fueron realizadas en el tanque de oleaje irregular (RATA, por sus siglas en inglés) del Departamento de Civil, Arquitectura y Medioambiente (DICEA, por sus siglas en inglés) de la Universidad de Nápoles “Federico II”. La instalación consiste en una piscina de oleaje de 36 m de largo, 18 m de ancho y 1,2 m de profundidad y está provisto de 16

generadores independientes de pistón (figura 1), capaz de simular trenes de oleaje regular e irregular con diferentes ángulos de propagación y abanico direccional (para oleaje aleatorio).



**Figura 1. Vista de RATA. Tomado de Córdoba et al. (2016)**

La cuenca ha sido dividida para formar un canal con muros de hormigón, donde fueron llevados a cabo los experimentos (figura 2). Estos muros han sido construidos a lo largo de la línea de generación para establecer dentro del tanque una zona seca para las observaciones de las pruebas, y una zona húmeda que fue llenada con agua. El propósito de esta área fue crear un gran volumen adicional de agua para compensar las pérdidas asociadas con el proceso de rebase y permitir cualquier variación del nivel del agua en el canal.



**Figura 2. División de la cuenca del RATA (unidades en metros).**

## DEFINICION DE LAS VARIABLES INVOLUCRADAS

### Niveles de agua y condiciones del mar

Han sido consideradas dos elevaciones del nivel medio del mar; una correspondiente al escenario del huracán Wilma (ocurrido en 2005) y la otra asociada a un periodo de retorno de 50 años, ver tabla 1. Para cada valor de la profundidad de aguas tranquilas funcionaron ocho estados aleatorios del mar con espectro tipo Jonswap, con una duración de 1000 olas. También fueron

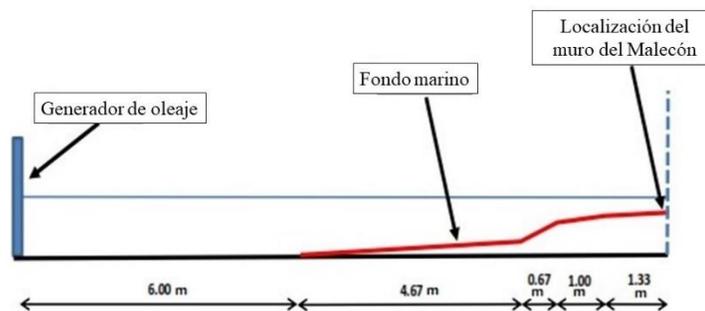
empleados cuatro valores para la altura de ola significativa espectral ( $H_m$ ) en las paletas, dígase 2,7 m, 4,0 m, 5,0 m y 6,5 m, con dos periodos picos ( $T_p$ ) 10 y 12 s, respectivamente.

**Tabla 1. Elevaciones del nivel del mar consideradas.**

Escenario	Surgencia (m)	Marea (m)	Cambio climático (m)	Total (m)
50 años de periodo de retorno	1,06	0,40	0,27	1,73
Huracán Wilma	1,53	0,48	0,27	2,28

### Perfil de fondo

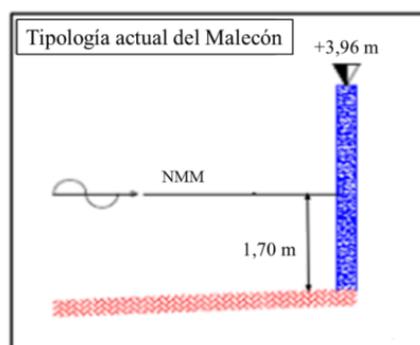
En el canal se ha reproducido en hormigón un tramo de perfil de fondo equivalente a 230 m en escala real (7,67 m en el modelo); que barre profundidades respecto al nivel medio del mar desde 18,72 m en aguas profundas hasta 1,70 m al pie del muro. A partir de la paleta, se presenta una longitud de 5,98 m (en escala de modelo) que representa un área plana; por su parte, la batimetría cambia con una pendiente de 4,1%, seguida por un escalón inclinado de 1:3 y una zona superior de dos partes con pendientes de 8,6% y 6% respectivamente (figura 3).



**Figura 3. Vista del perfil de fondo.**

### Muros y estructuras de defensa

Actualmente, el muro del malecón en la zona del denominado Malecón Tradicional es un muro vertical simple con una cota mínima de +3,96 m relativo al nivel medio del mar (NMM), ver figura 4. Además de los +3,96 m fueron probados dos niveles más: +4,46 m y +4,96 m.



**Figura 4. Forma actual del muro del Malecón**

## CONFIGURACIÓN DE MODELO

La escala del modelo estuvo basada en la similitud geométrica de Froude. La escala de relación de longitud del modelo fue 1:30 y provee que las olas fueron generadas comenzando desde un punto alejado de la costa cercano a los 20 m (en prototipo) por debajo del nivel medio del mar.

### Construcción

Fue construido un canal simple de 1,54 m de ancho y 18,37 m de longitud (figura 5). Los muros fueron hechos de ladrillos perforados alternando con pequeñas columnas de hormigón reforzado. La cuenca fue dividida posteriormente por dos muros adicionales que separan la zona que fue llenada de agua y la zona seca usada para inspeccionar las pruebas.

Dentro del canal, un área plana de 6 m permite que las olas se desarrollen apropiadamente antes de que se encuentren sobre la pendiente del fondo, entonces la topografía comienza desde una posición correspondiente a 18,72 m (en prototipo) por debajo del nivel medio del mar. La distancia total de las pendientes (hechas de hormigón) es de 7,67 m. En la parte trasera del muro fueron construidas varias particiones de ladrillos (figura 5).



**Figura 5. Estructura de los muros de ladrillo.**

Las dos primeras forman un depósito que colecta el sobrepaso detrás del malecón; las otras tienen diferentes alturas y sirve de soporte a la pendiente (1:20) ficticia de madera contrachapada. Esta tiene el objetivo de reducir la energía del oleaje reflejada por el final del canal durante la fase de calibración (figura 6).



**Figura 6. Vista del perfil.**

## Calibración

El propósito de la fase de calibración es asegurarse que las olas generadas por las paletas tengan las mismas características que las empleadas en el diseño (oleaje a conseguir). Este incluye: la altura de ola  $H$  (ecuación 1); la frecuencia pico (modal)  $f_p$ ; la forma del espectro, medida por los momentos ( $m_n$ ) de las Funciones de Densidad de Potencia Espectral (FDPE).

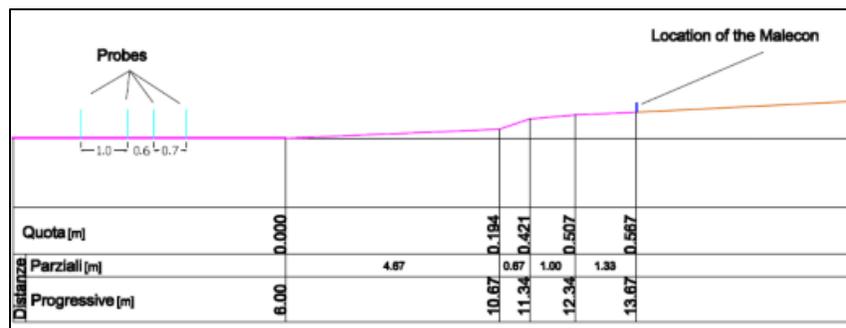
$$H = 4 \cdot \sqrt{m_0} \quad (1)$$

Los momentos de orden  $n$  de las FDPE se definen según la ecuación 2:

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df \quad (2)$$

Donde  $S(f)$  representa la densidad de potencia a la frecuencia  $f$ .

Cuatro probetas resistivas alámbricas fueron colocadas en el área plana del canal, según la figura 7. Entonces, fueron corridas las series de tiempo de aproximadamente 200 olas y se separaron las olas incidentes y reflejadas mediante el método de Zelt and Skjelbreia (1992).



**Figura 7. Ubicación de las probetas.**

La amplitud de las señales fue amplificada a través del factor de crecimiento, hasta lograr un buen acercamiento a las condiciones requeridas. La longitud seleccionada de las pruebas es suficiente para tener un estimado confiable de las cantidades descritas anteriormente.

Las tablas 3 y 4 muestran la comparación (a escala de modelo) entre los parámetros de oleaje generados y requeridos. El máximo error es ligeramente mayor que el 5%, indicando una exactitud satisfactoria. Los valores del coeficiente de reflexión generalmente oscilan en el intervalo de 10-15%, lo cual es un poco bajo.

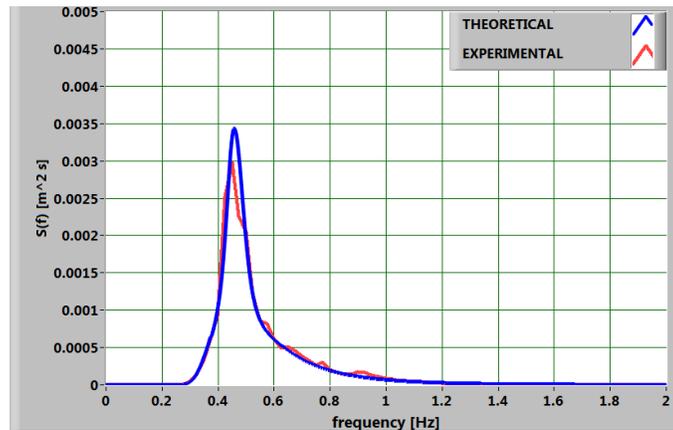
La forma de los espectros medidos y requeridos son similares, como se muestra en la figura 8. En las estimaciones de las señales fue empleada la técnica del espectro Welch, con la longitud de los segmentos base de 40 s y un porcentaje de solape de 0,5. Raramente el error en los momentos excedió el 10%, y este confirma la bondad del proceso de generación.

**Tabla 3. Comparación entre el oleaje medido y requerido (escala de modelo).  
Profundidad de referencia: huracán Wilma.**

<i>H</i> requerida(cm)	<i>Tp</i> requerido(s)	<i>H</i> medida(cm)	<i>Tp</i> medida(s)	Error rel. en <i>H</i> (%)	Error rel. en <i>Tp</i> (%)	<i>Kr</i> (%)
9,00	2,19	8,91	2,31	-0,95	5,48	10,98
13,00	2,19	13,05	2,22	0,36	1,37	13,80
18,00	2,19	16,94	2,14	-5,89	-2,28	14,58
22,00	2,19	22,31	2,22	1,41	1,37	16,14
9,00	1,83	8,70	1,90	-3,33	3,83	11,35
13,00	1,83	12,77	1,74	-1,77	-4,87	11,47
18,00	1,83	17,19	1,93	-4,50	5,46	14,83
22,00	1,83	22,14	1,91	0,65	4,19	17,62

**Tabla 4. Comparación entre el oleaje medido y requerido (escala de modelo).  
Profundidad de referencia: 1/50 años de periodo de retorno.**

<i>H</i> requerida(cm)	<i>Tp</i> requerido(s)	<i>H</i> medida(cm)	<i>Tp</i> medida(s)	Error rel. en <i>H</i> (%)	Error rel. en <i>Tp</i> (%)	<i>Kr</i> (%)
9,00	2,19	8,67	2,10	-3,65	-4,11	10,36
13,00	2,19	13,23	2,10	1,76	-4,11	13,22
18,00	2,19	18,13	2,22	0,72	1,37	15,44
22,00	2,19	21,72	2,22	-1,27	1,57	15,48
9,00	1,83	8,91	1,74	-1,00	-4,92	12,23
13,00	1,83	12,73	1,82	-2,10	-0,55	14,79
18,00	1,83	17,59	1,82	-2,27	-0,55	16,95
22,00	1,83	21,10	1,82	-4,09	-0,55	16,73



**Figura 8. Espectro teórico y medido para la prueba #1.**

### Instrumentos y técnicas para el rebase

Para medir la descarga media de rebase,  $q$ , fue desplazada la pendiente ficticia y en su lugar se construyó un depósito de  $1 \text{ m}^3$  detrás del muro. El agua que sobrepasó la estructura fue colectada en este y luego retornada a la zona húmeda mediante dos bombas sumergibles de una capacidad

de 800 L/min. El agua bombeada pasó a través de un flujómetro electromagnético, donde el volumen de fluido fue progresivamente calculado (figura 9).



**Figura 9. Instalación para medir el rebase.**

El volumen de agua en el depósito al comienzo ( $V_b$ ) y al final ( $V_e$ ) de cada prueba fue controlado por una probeta suplementaria localizada en el tanque colector y muestreada cada 25 Hz. Por tanto, la tasa de rebase ha sido obtenida mediante la expresión 3.

$$q = \frac{V_{bombeado} + V_e - V_b}{Dt} \quad (3)$$

Donde  $Dt$  es la duración de la prueba.

### Fases para la campaña de investigación

Para obtener las tasas de rebase en el muro vertical se tuvieron en cuenta 16 condiciones o pruebas, combinando dos condiciones de elevación del mar y ocho condiciones del mar (cuatro alturas de ola y dos periodos pico del espectro). Fue establecida una fase para muro vertical, considerando las siguientes tipologías de muros: Muro vertical a la +3,96 m (situación actual), Muro vertical a la +4,46 m y Muro vertical a la +4,96 m.

El programa final de pruebas quedó como se indica en la tabla 5.

**Tabla 5. Secuencia de pruebas.**

Fase experimental	Número de pruebas
Calibración	16
Fase 1	48
<b>TOTAL</b>	<b>64</b>

También fueron establecidas otras fases considerando muro curvo, combinación con bermas y con rompeolas, que serán expuestas en otros artículos.

## RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE REBASE

La tabla 6 muestra los resultados obtenidos en el proceso de calibración. Los valores de altura de ola y periodo pico para las 16 pruebas de escala de modelo y prototipo. En la misma,  $H_o$  es la altura en aguas profundas y  $H_m$  es la altura de la ola al comienzo del modelo, dígase a una profundidad de aproximadamente 20 m en prototipo.

**Tabla 6. Olas medidas.**

Escenario	Prueba	Valor en prototipo				Valor en modelo		
		$H_o(m)$	$H_m(m)$	$T_p(s)$	$h(m)$	$H_m(m)$	$T_p(s)$	$h(m)$
Huracán Wilma	1	4,0	2,7	12	21,00	0,09	2,19	0,700
	2	6,0	4,0	12	21,00	0,13	2,19	0,700
	3	8,0	5,4	12	21,00	0,18	2,19	0,700
	4	10,0	6,5	12	21,00	0,22	2,19	0,700
	5	4,0	2,7	10	21,00	0,09	1,83	0,700
	6	6,0	4,0	10	21,00	0,13	1,83	0,700
	7	8,0	5,4	10	21,00	0,18	1,83	0,700
	8	10,0	6,5	10	21,00	0,22	1,83	0,700
50 años de periodo de retorno	9	4,0	2,7	12	20,45	0,09	2,19	0,682
	10	6,0	4,0	12	20,45	0,13	2,19	0,682
	11	8,0	5,4	12	20,45	0,18	2,19	0,682
	12	10,0	6,5	12	20,45	0,22	2,19	0,682
	13	4,0	2,7	10	20,45	0,09	1,83	0,682
	14	6,0	4,0	10	20,45	0,13	1,83	0,682
	15	8,0	5,4	10	20,45	0,18	1,83	0,682
	16	10,0	6,5	10	20,45	0,22	1,83	0,682

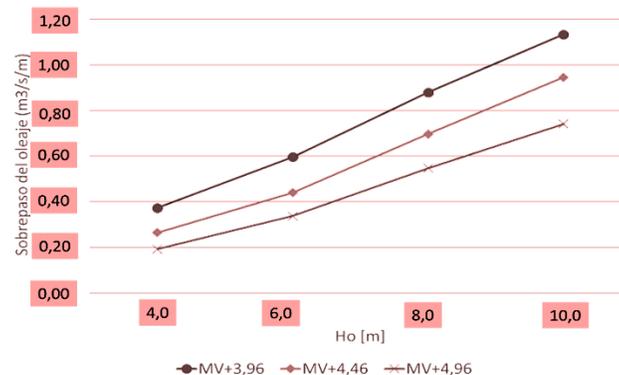
Nota: la profundidad del agua ( $h$ ) está referida al comienzo de la batimetría, por lo que 21m corresponde a 18,72 m + 2,28 m (nivel del agua para el huracán Wilma) y 20,45 a 18,72 m + 1,73 m (1/50 PR).  $H_o$  es la altura de la ola en aguas profundas.

En la tabla 7 son mostrados los valores del rebase en prototipo para las 48 pruebas de la fase 1.

Obsérvese que los máximos valores para el rebase del oleaje ocurren para la situación actual (muro vertical a la +3,96 m), estando en el orden de 0,80 m<sup>3</sup>/s/m a 1,13 m<sup>3</sup>/s/m. Naturalmente, a medida que se incrementa la cresta del muro este valor decrece. Respecto al valor establecido como demanda técnica de 0,05 m<sup>3</sup>/s/m, en ningún caso se alcanzó. En la figura 10 se muestra una comparación entre las tres variantes para la condición  $T_p = 12$  s y  $S = 2,28$  m. Otras condiciones produjeron un comportamiento similar. En esta MV representa Muro vertical.

**Tabla 7. Valores del rebase del oleaje en m<sup>3</sup>/s/m (prototipo).**

Test	Hm (m)	Tp (s)	S (m)	Muro vertical		
				+3,96 m	+ 4,46 m	+4,96 m
1	2,7	12	2,28	0,373	0,265	0,192
2	4,0	12	2,28	0,596	0,440	0,337
3	5,4	12	2,28	0,879	0,697	0,547
4	6,5	12	2,28	1,133	0,945	0,741
5	2,7	10	2,28	0,345	0,290	0,194
6	4,0	10	2,28	0,533	0,414	0,291
7	5,4	10	2,28	0,736	0,592	0,407
8	6,5	10	2,28	0,985	0,764	0,566
9	2,7	12	1,73	0,185	0,123	0,104
10	4,0	12	1,73	0,339	0,238	0,190
11	5,4	12	1,73	0,557	0,424	0,337
12	6,5	12	1,73	0,800	0,631	0,495
13	2,7	10	1,73	0,183	0,129	0,092
14	4,0	10	1,73	0,294	0,206	0,140
15	5,4	10	1,73	0,467	0,334	0,244
16	6,5	10	1,73	0,667	0,469	0,386

**Figura 10. Rebase del oleaje vs Hm para h = 20 m, Tp=12 s y S = 2,28 m.**

En la figura 10 se aprecia que a medida que aumenta la altura de ola la diferencia en el sobrepaso entre las variantes también se incrementa, por ejemplo, para  $H_o = 4,0$  m es de solo  $0,181 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , mientras que para  $H_o = 10,0$  m es el doble. La figura 11 muestra cómo funciona este muro contra el impacto del oleaje, generándose una pared de agua que produce altos rebases del oleaje.



**Figura 11. Comportamiento del impacto de la ola contra el muro.**

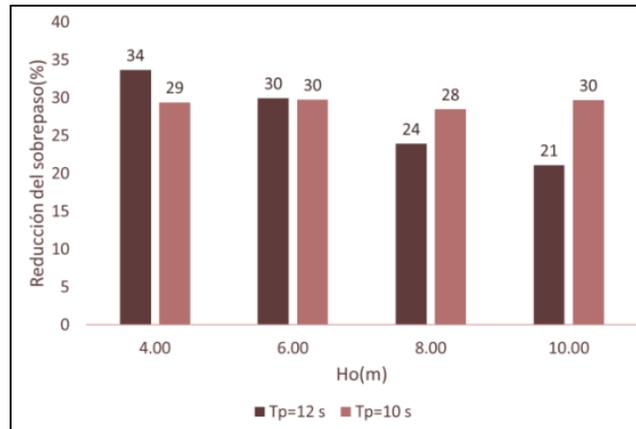
Tomando en cuenta la demanda técnica que establece que la altura del muro medida desde la acera no debe ser mayor que 1,25 m; la opción válida es incrementar la corona del muro 0,5m, obteniendo una cota de +4,46 m sobre el nivel medio del mar.

En la tabla 8 y figuras 12 y 13 se muestra una comparación entre la reducción del rebase del oleaje (en porciento) para la situación actual y para la variante a la +4,46 m. Para el primero se logra una reducción del 25,76% y para el otro 24,24 %.

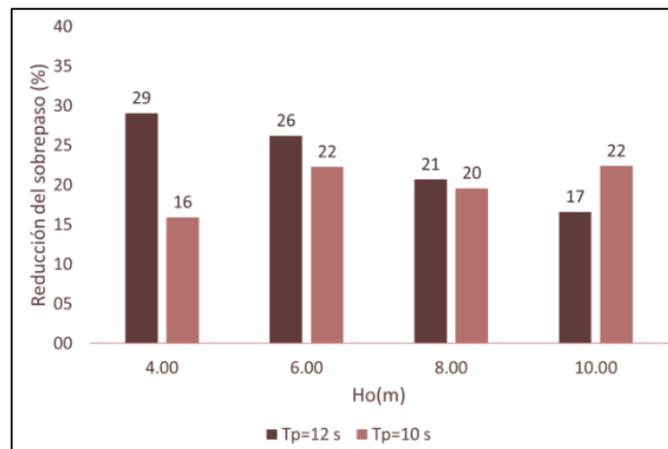
**Tabla 8. Reducción del rebase del oleaje (en porciento) entre el muro vertical a la +3,96 m y a la +4,46 m.**

	Prueba	Hm (m)	Tp (s)	S (m)	Muro vert. +3,96m	Muro vert. + 4,46 m	% Reducción
<b>Escenario huracán Wilma</b>	1	2,7	12	2,28	0,373	0,265	29,05
	2	4,0	12	2,28	0,596	0,440	26,20
	3	5,4	12	2,28	0,879	0,697	20,67
	4	6,5	12	2,28	1,133	0,945	16,60
	5	2,7	10	2,28	0,345	0,290	15,91
	6	4,0	10	2,28	0,533	0,414	22,28
	7	5,4	10	2,28	0,736	0,592	19,58
	8	6,5	10	2,28	0,985	0,764	22,38
<b>Escenario 50 años de periodo de retorno</b>	9	2,7	12	1,73	0,185	0,123	33,64
	10	4,0	12	1,73	0,339	0,238	29,92
	11	5,4	12	1,73	0,557	0,424	23,89
	12	6,5	12	1,73	0,800	0,631	21,07
	13	2,7	10	1,73	0,183	0,129	29,37
	14	4,0	10	1,73	0,294	0,206	29,72
	15	5,4	10	1,73	0,467	0,334	28,44
	16	6,5	10	1,73	0,667	0,469	29,66

De acuerdo con los escalones de oleaje, los porcentos más altos de reducción corresponden con 4,0 m y 6,0 m en aguas profundas, con 31,5% y 29,8% para 50 años de periodo de retorno; y 22,5% y 24,24% para el huracán Wilma. Para los escalones más grandes el porcentaje es menor: 26,2% y 25,4% para 50 años de periodo de retorno y 20,1% y 19,5% para el huracán Wilma.



**Figura 12. Porcentaje de reducción del rebase del oleaje para muro vertical +4,46m. Escenario 50 años de periodo de retorno ( $S=1,73m$ ).**



**Figura 13. Porcentaje de reducción del rebase del oleaje para muro curvo. Escenario huracán Wilma ( $S=2,28m$ ).**

De este estudio se puede concluir que la variante de muro vertical +4,46 m es más efectiva que la situación actual, no obstante el incremento de la altura del muro actual no significa un incremento notable en la reducción del rebase del oleaje.

### Modelo determinístico vs EUROTOP

Consultando el manual para el rebase antes mencionado, el cual ha sido elaborado a partir de la experiencia de instituciones e investigadores de varias naciones, se compara el resultado del modelo numérico con la expresión que aparece en dicho material para el caso de un muro vertical.

Según este material, el valor esperado de tasa de rebase promedio puede ser estimado distinguiendo entre dos condiciones hidrodinámicas conocidas como pulsante e impulsiva. La primera ocurre cuando el oleaje es de pequeña esbeltez y relativamente pequeño en comparación con la profundidad local. El último tiene lugar cuando el oleaje es mayor en relación con la profundidad local para romper violentamente contra el muro. Para proseguir con la determinación del rebase del oleaje es necesario determinar primeramente el régimen dominante para una estructura y un estado del mar dados. El parámetro de impulsividad,  $h_*$ , ha sido definido como:

$$h_* = 1,35 \cdot \frac{h_s}{H_{m0}} \cdot \frac{2\pi \cdot h_s}{gT^2} \quad (4)$$

Donde  $h_s$  es la profundidad media al pie del muro (m),  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ) y  $T$  es el periodo medio espectral basado en el momento de orden -1 y 0 del espectro de potencia incidente (s).

Las condiciones de no impulsividad prevalecen cuando  $h_* > 0,3$ , y las condiciones de impulsividad son observadas cuando  $h_* < 2$ . Para las condiciones de impulsividad, que es la situación que se aborda, las ecuaciones de predicción son:

$$\frac{q}{h_*^2 \sqrt{gh_s^3}} = 1,5 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{h_* Rc}{H_m}\right)^{-3,1}, \text{ Si } 0,03 < h_* Rc/H_m < 1 \quad (5)$$

$$\frac{q}{h_*^2 \sqrt{gh_s^3}} = 2,7 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{h_* Rc}{H_m}\right)^{-2,7}, \text{ Si } h_* Rc/H_m < 0,02 \quad (6)$$

Para los valores intermedios del parámetro  $h_* Rc/H_{m0}$ , debe usarse el máximo de las dos fórmulas anteriores.

Por su parte, para determinar los modelos matemáticos determinísticos que mejor representan los resultados de los estudios de modelación física realizados, se emplea la ecuación:

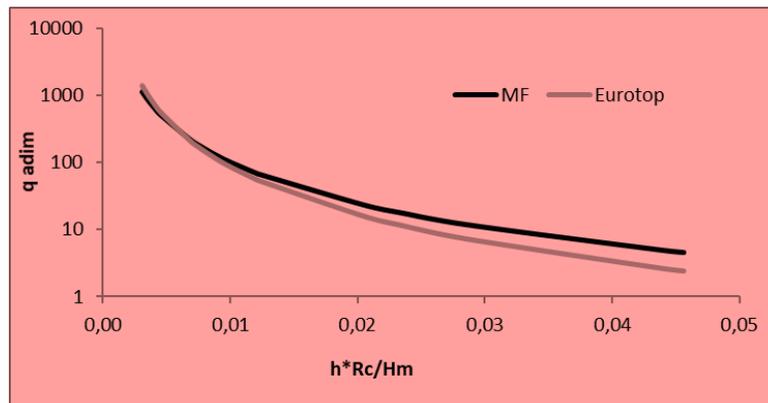
$$Q_o = \frac{q_{promedio}}{(h^*)^2 \sqrt{g \cdot h_s^3}} \quad (7)$$

Donde  $Q_o$  es el factor de descarga [-] y  $q$  es la tasa promedio de rebase [ $m^3/s.m$ ].

Con la ayuda de aforos volumétricos en el laboratorio se obtienen los valores de rebase promedio del oleaje para cada medición. Al plotear los datos se obtuvo que el modelo potencial ( $Y = aX^b$ ) fue el más adecuado en todos los casos y, adopta la siguiente forma:

$$Q_o = a * \left(h^* * \frac{Rc}{H_m}\right)^b \quad (8)$$

Donde  $Rc$  es el bordo libre (m). Del ajuste de curvas se obtuvo que  $a = 0,008$  y  $b = -2,05$ , para un  $R^2 = 0,974$ . La figura 15 muestra la comparación gráfica entre los resultados obtenidos en la modelación física y los calculados a través del método propuesto por Eurotop (2007).



**Figura 15. Comportamiento de los modelos determinísticos.**

Como se puede apreciar el comportamiento de los resultados con las expresiones del manual subestima los valores en comparación con el modelo obtenido de las mediciones realizadas para relaciones de  $h^*R_c/H_m$  superiores a 0,01, por lo que se confirma la necesidad de haber realizado esta campaña experimental.

## CONCLUSIONES

Para estudiar la situación del sobrepaso en el malecón tradicional de La Habana se llevó a cabo un modelo físico, en el que el proceso de calibración estableció una exactitud satisfactoria.

Con las pruebas llevadas a cabo para el estudio de las diferentes tipologías de muro vertical se obtuvo que a medida que se incrementa la cota del muro el sobrepaso disminuye y que a menor altura de ola en aguas profundas, mayor es la reducción del sobrepaso. Además, con ninguno de los tres casos se alcanzó el valor establecido en la demanda técnica, siendo mayores.

La comparación entre la expresión matemática propuesta en Eurotop (2007) y el modelo determinístico obtenido a partir de las mediciones en el modelo físico corroboran la necesidad de haber realizado la modelación física, ya que la primera subestima los valores de sobrepaso para las condiciones estudiadas.

Se obtiene los coeficientes empíricos  $a = 0,008$  y  $b = -2,05$ , para un  $R^2 = 0,974$ , lo que permitirá predecir los valores de rebase promedio para la tipología de muro vertical en la zona del malecón tradicional.

## 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). Reporte Técnico.” 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”. 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). Reporte Técnico. “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”, Centro de Investigaciones Hidráulicas de la Universidad Tecnológica de La Habana, La Habana, Cuba.

**Eurotop** (2007). “Wave overtopping of sea defences and related structures: Assessment manual”. ISSN 04552-7739. Holanda

**Eurotop** (2018). “Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application”. Manual Digital. Disponible en: [www.overtopping-manual.com](http://www.overtopping-manual.com). Holanda

**Zelt J.A. and Skjelbreia J.E.** (1992). Estimating incident and reflected wave fields using an arbitrary number of wave gauges. Proceedings of 23rd International Conference on Coastal Engineering, pp 466-480. EUA

### **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.

*Ronnie Torres Hugues* <https://orcid.org/0000-0002-7206-6346>

Realizó la interpretación de los datos y análisis de resultados