

Paper 04 - Modelación hidrodinámica de la zona de rompientes para calcular esfuerzos y sobrepasos sobre defensas de costas

Julio Cardini, Gimena Reguero, Sandra Acuña y Lucrecia González
Serman & asociados S.A.

Email: cardini@serman.com.ar

ABSTRACT: En el marco del proyecto de construcción de un camino y protección costera en la ciudad de Comodoro Rivadavia, se realizó una modelización matemática con el objetivo de determinar los valores de trepada (run-up), caudal y velocidad de sobrepaso (en los escenarios en que este proceso ocurre) y esfuerzos de presión sobre la estructura, para los diferentes parámetros de diseño medioambientales de la obra (niveles de agua y condiciones de oleaje).

Para ello se utilizó el Modelo IH-2VOF (Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria - IH Cantabria, 2011), que es un modelo numérico de dos dimensiones que resuelve el promedio de Reynolds de Navier-Stokes (RAN) en conjunción con un modelo de turbulencia k-ε algebraica no lineal. Este modelo es uno de los más avanzados en su clase debido a su capacidad, solidez y vastas validaciones, tanto para reproducir la hidrodinámica en la zona de rompientes como para determinar la estabilidad y funcionalidad de las estructuras costeras. El modelo resuelve las ecuaciones de (VARANS) Volume-Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes en medios porosos. Entre sus principales características destacan su capacidad para la simulación de todo tipo de estructuras marítimas a escala de prototipo o laboratorio, así como su capacidad para simular todo tipo de oleajes: oleaje regular, irregular, onda solitaria, etc.

La protección costera proyectada se encuentra en el kilómetro 3 de la ciudad de Comodoro Rivadavia, Provincia del Chubut, en las costas del Golfo San Jorge. La misma abarca desde el muro de paramento vertical existente, hacia el mar en una extensión de 600 metros aproximadamente.

La protección proyectada es una estructura integral, conformada por una coraza de bloques Seabees, subcapa, el núcleo y pie de apoyo. En la parte superior, se coloca una estructura de hormigón con forma curva (botaolas) a fin de deflectar el oleaje incidente reduciendo el sobrepaso, dado que la estructura es adyacente a una vía de circulación vehicular, y es relevante minimizar el mojado del pavimento.

El modelo matemático permitió obtener la distribución de los esfuerzos dinámicos totales máximos calculados en un instante de tiempo, para oleaje regular e irregular respectivamente. El esfuerzo total se computó integrando, para cada instante de tiempo, la presión resultante en cada elemento de cálculo. De esos valores se obtiene el máximo y se grafica entonces la distribución correspondiente a ese instante de tiempo. Se obtiene incluso la fuerza dinámica ejercida en sentido vertical sobre el botaolas, que se debe a la entrada de agua dentro de la base porosa sobre la que está dispuesto el mismo.

Se destaca la versatilidad de esta nueva herramienta de modelización para complementar los tradicionales cálculos efectuados mediante formulaciones semiempíricas, especialmente en casos particulares cuya geometría no se encuentra analizada en la bibliografía especializada.

1 INTRODUCCIÓN

En el marco del proyecto de construcción de un camino y protección costera en la ciudad de Comodoro Rivadavia, provincia del Chubut, se realizó el diseño de una obra de defensa dispuesta en forma paralela al muro existente, de tal manera de proveer protección tras dicho muro. Se describe a continuación una de las variantes más complejas de defensa que fueron anteproyectadas. La defensa costera está destinada a reparar y mejorar en distintos sectores del frente expuesto a la acción del mar, el muro de paramento vertical existente. Así mismo, como utilización del terraplén que formará parte de la nueva protección costera, se previó conformar un camino de doble mano, paralelo al existente. El mismo será de uso vehicular como paseo costero, y peatonal, a través de la construcción de la vereda para tal fin, paralela al nuevo camino.

La protección se conformará de un pedraplén de piedra bocha, con gaviones del lado del mar, desarrollando un talud 1:1.5. Sobre dichos gaviones, se dispone la subcapa de apoyo de los Seabees, elementos que finalmente cierran la protección. Los mismos son premoldeados, y apoyan sobre un pie de hormigón fundado en la restinga. El coronamiento de la estructura lleva un premoldeado de hormigón armado con forma curva (botaolas) a fin de deflectar el oleaje incidente reduciendo el sobrepaso.

Una vez definida la altura de ola de diseño, obtenida con los datos disponibles, se calcularon las dimensiones de los elementos de la coraza. La protección con elementos tipo Seabees, se basa en el cálculo de la unidad conjunta de superficie, siendo que dichos elementos trabajan aprovechando el contacto que se genera entre las unidades. Para el caso de la ola de diseño $H_{dis} = 2,6$ m, y definida la pendiente del talud (1V:1.5H) y la porosidad (0.4), se resulta fijo el volumen de hormigón de coraza por superficie, independientemente de la configuración que se adopte para cada elemento Seabee.

Se realizó una modelización matemática con el objetivo de determinar los valores de trepada (run-up), caudal y velocidad de sobrepaso (en los escenarios en que este proceso ocurre) y esfuerzos de presión sobre la estructura, para los diferentes parámetros de diseño medioambientales de la obra (niveles de agua y condiciones de oleaje).

Para ello se utilizó el Modelo IH-2VOF (Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria - IH Cantabria, 2012⁽¹⁾), que es un modelo numérico de dos dimensiones que resuelve el promedio de Reynolds de Navier-Stokes (RAN) en conjunción con un modelo de turbulencia k-ε algebraica no lineal.

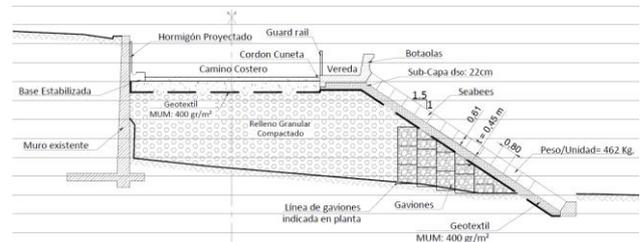


Figura 1: Sección típica de la protección costera

2 Metodología

2.1 Modelo matemático empleado

IH-2VOF es el modelo más avanzado entre los de su categoría para el estudio de la interacción onda-estructura. Entre sus principales características destacan su capacidad para la simulación de todo tipo de estructuras marítimas a escala de prototipo o laboratorio, así como su capacidad para simular todo tipo de oleajes: oleaje regular, irregular, onda solitaria, etc.

El modelo IH-2VOF resuelve las ecuaciones bidimensionales en dos fases de Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS).

La principal hipótesis del modelo IH-2VOF consiste en considerar que las ecuaciones RANS acopladas con un apropiado modelo de turbulencias (en este caso el modelo k-ε), pueden describir adecuadamente la evolución del flujo en medios porosos, como son los materiales que conforman las estructuras costeras flexibles. Dada la compleja estructura de los materiales porosos, la resolución directa del flujo dentro de los poros, no es práctica. Por lo tanto, para agilizar el cálculo se integran las ecuaciones RANS sobre un volumen de control, cuyo tamaño se elige de forma tal que sea mucho mayor a los tamaños típicos de los poros (escala microscópica), pero mucho menor a la escala del flujo, es decir, a la escala de las variaciones espaciales de las variables físicas involucradas en el cálculo.

2.2 Implementación del Modelo

La aplicación del modelo IH-2VOF para el estudio de interacción onda-estructura se centra en el análisis del sobrepaso (overtopping), trepada (run-up) y presiones que se desarrollan sobre la estructura de defensa.

En primer lugar se generó la malla computacional bidimensional con una extensión longitudinal de 325 m, aproximadamente la distancia de tres longitudes de la onda de diseño ($T = 12$ seg.) y una altura de 19 m, suficiente para que queden varios metros para el ascenso del oleaje sobre el muro botaola.

La discretización del dominio de cálculo consistió en la división de tres zonas a lo largo del eje horizontal. En la primera, y más alejada de la estructura (sobre el borde abierto del modelo), las celdas tienen aproximadamente 50 cm de longitud, en la zona intermedia 20 cm y en el sector donde se encuentra la estructura 10 cm. En la dirección vertical sólo se diferenciaron dos regiones, la que comprende el sistema de defensa, cuyas celdas tienen 10 cm de altura, y la zona que se encuentra por debajo de esta (la que contiene la batimetría), de 15 cm. A continuación se presenta un gráfico de la parte final de la malla.

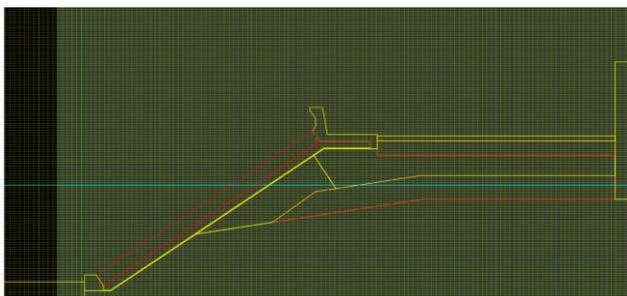


Figura 2: Malla del Modelo IH-2VOF

El siguiente paso consistió en definir qué tipos de elementos componen la estructura de defensa. El modelo diferencia los elementos sólidos, para los cuales el oleaje no penetra, y los porosos. En base a esta clasificación y a los datos de diseño, los parámetros de Porosidad, Coeficiente lineal de fricción, Coeficiente no-lineal de fricción, Coeficiente de masa agregada y D50 para cada componente de la estructura fueron definidos sobre la base de información bibliográfica y recomendaciones de los autores del modelo (Universidad de Cantabria, 2012⁽²⁾). En la Figura 3 puede observarse el corte transversal de la estructura en donde se indica el nombre de cada elemento representado en el modelo IH-2VOF.

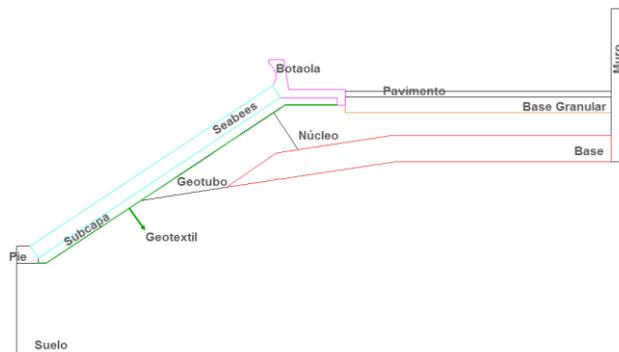


Figura 3: Corte transversal de la estructura de diseño de anteproyecto

2.3 Parámetros medioambientales

Las condiciones de flujo a simular fueron definidas en base a los niveles y alturas de olas de diseño, determinadas para perfiles representativos de cada sector (ver Figura 4), y se seleccionaron para las simulaciones tres de ellos, representativos del conjunto.

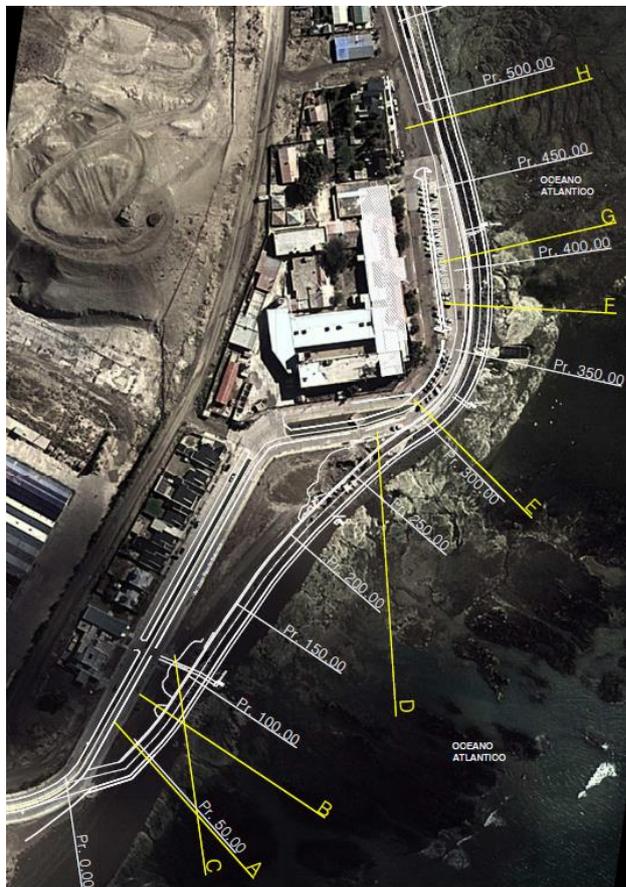


Figura 4: Croquis de la sectorización de la obra establecida en el cálculo del oleaje

En el criterio de diseño, de una estructura flexible como un enrocado o coraza protectora de roca o elementos prefabricados de

hormigón, por lo general suele adoptarse la altura de ola H_s (promedio del tercio superior de las olas más altas en una tormenta) asociada al período de retorno adoptado. Sin embargo, para los propósitos de diseño de la estructura en cuestión, que es rematada por una estructura rígida (botaolas), es necesario determinar la máxima altura de ola rompiente a la cual puede estar sometida la estructura bajo análisis, debido a que la presión dinámica generada durante el impacto de la máxima ola es la que define la estabilidad, y la trepada de la ola y el sobrepaso correspondiente definen las condiciones operativas.

Para la zona central del proyecto que cuenta con botaola se escogieron, el perfil "D" (progresiva 270 m) como representativo del sector con altura de ola de diseño más baja (1,90 m), y el perfil "C" (progresiva 100 m) de acuerdo a la mayor altura de ola (2,60 m), representando de esta forma los resultados extremos. Cabe recordar que el modelo IH-2VOF no simula los efectos bidimensionales de refracción por lo que la forma del perfil del lecho sólo tiene influencia en la determinación de las condiciones de transformación por bajío y en la limitación por rompiente de la altura de ola.

Se ha adoptado una hipótesis razonable de superposición entre la marea astronómica, considerando una pleamar media de sicigias que expresada respecto al cero de la tabla de mareas actual (que pasa 2,99 m por debajo del nivel medio) sería aproximadamente 5,45 m, y por otro lado se consideró también una sobreelevación de 1,05 m correspondiente a 50 años de recurrencia, resultando una altura de 6,5 m marea total referida al cero actual del SHN (Serman & asociados S.A., 2013).

El modelo permite simular diferentes tipos de olas, que actúan como forzantes del sistema, entre las cuales se encuentran ondas regulares e irregulares. Estas últimas, permiten obtener resultados en un contexto más real.

En la Figura 5 se presenta un ejemplo de régimen oscilatorio regular y en la Figura 6 uno irregular, con una altura significativa (H_s o H_{m0}) igual a la altura de la ola regular.

Para las modelaciones realizadas se adoptaron los espesores correspondientes para cada altura de ola de diseño establecida por sectores, tanto para el revestimiento (Seabees) como para la sub-capa. Es decir, cada perfil simulado se modificó de acuerdo a la Tabla 1.

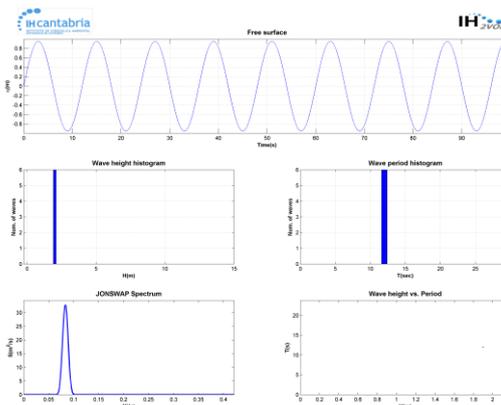


Figura 5: Condición de onda regular, de $H = 1,9$ m y 12 s de período

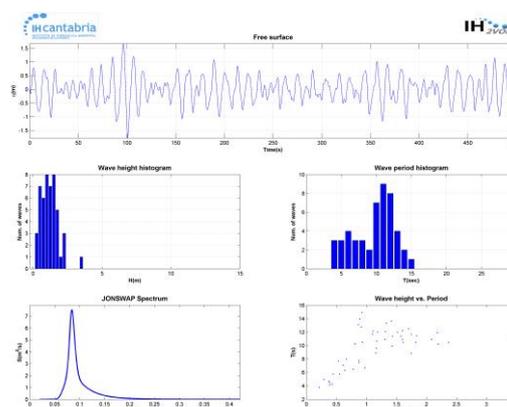


Figura 6: Condición de onda irregular, de $H_{m0} = 1,9$ m y 12 s de período

Altura de ola de diseño H_s (m)	Progresivas (m)	Seabees		Sub-capa
		Espesor (m)	Espesor (m)	d50 (m)
2,6	0 - 230	0,61	0,41	0,20
	420 - fin			
1,9	230 - 420	0,41	0,35	0,15

Tabla 1: Características del Revestimiento y la Sub-capa de acuerdo a las alturas de ola de diseño adoptadas

3 Resultados

3.1 Trepada y sobrepaso

En la Tabla 2 se presentan los valores máximos de run-up, caudales de sobrepaso y presiones ejercidas sobre la estructura de diseño en el sector con botaola.

Caso	Prog. (m)	Nivel de agua (m)	Altura de ola (m)	Tipo de Ola	Descarga media por sobrepaso
					(m ³ /s/m)
1-R	100	6,5	2,6	Reg	0,014
1-I	100		2,6	Irr	0,007
2-R	270		1,9	Reg	0,011
2-I	270		1,9	Irr	0,001
3-R	100	5,45	1,9	Reg	---
3-I	100		1,9	Irr	---
4-R	270		1,3	Reg	---
4-I	270		1,3	Irr	---

Caso	Volumen máximo de sobrepaso	Velocidad máxima de sobrepaso	Espesor máximo de sobrepaso
	(m ³ /m)	(m/s)	(m)
1-R	1,82	6,48	1,20
1-I	2,04	7,02	1,00
2-R	1,05	6,37	0,50
2-I	0,39	2,87	0,20
3-R	---	---	---
3-I	---	---	---
4-R	---	---	---
4-I	---	---	---

Caso	Trepada (run-up) media	Trepada (run-up) máx	Run up 2%	Daño Estructural según CIRIA/CUR (2007)
	(m)	(m)	(m)	Revetment Seawalls
1-R	**	**	**	No hay daño
1-I	**	**	**	
2-R	**	**	**	
2-I	**	**	**	
3-R	1,9	2,0	1,8	No hay daño
3-I	1,3	2,4	2,2	
4-R	2,1	2,2	2,0	
4-I	1,4	2,2	2,0	

NOTA: los datos de Run-up están referidos al nivel medio de agua. La cota superior del botaola es 9,76 m (MOP).

** Supera cota del botaola

Tabla 2: Resultados máximos para todas las simulaciones realizadas para el tramo con botaola

Los únicos casos en donde se produjo sobrepaso fueron los correspondientes con la condición de pleamar media de sicigia combinada con la sobreelevación por marea meteorológica. El perfil de la Progresiva 100 m, que es el de menor pendiente pero mayor profundidad (menor cota) al pie de la estructura, permite que el oleaje llegue a la zona de rompiente con una altura de ola mayor al resto de los perfiles, logrando sobrepasar el muro botaolas con un caudal de descarga medio de sobrepaso de 0,014 m³/s/m para el caso de olas regulares y de 0,007 m³/s/m para ondas irregulares. El menor valor para ondas irregulares se debe a que al representar mejor la variabilidad natural de las alturas de ola incidentes, estadísticamente una cantidad menor de olas alcanza las condiciones de sobrepaso que en el caso de ondas regulares, que son todas prácticamente iguales salvo las fluctuaciones aleatorias producidas por la interacción con las olas reflejadas en la estructura.

Para la Progresiva 270 m el perfil batimétrico es más irregular y la cota al pie de la estructura es aproximadamente 1 m más alta que la del perfil "C" (Progresiva 100 m), por lo tanto las olas que alcanzan la estructura tienen una menor amplitud y por ende un menor caudal de descarga medio de sobrepaso. 0,011 m³/s/m para el caso de olas regulares y de 0,001 m³/s/m para ondas irregulares.

Para el resto de los casos estudiados, nivel de agua de 5,45 m respecto del cero MOP (sin sobreelevación por marea meteorológica), no hubo sobrepaso y las cotas máximas de trepada (run-up) superaron los 2 m sobre el nivel medio del mar en todos los casos. El valor de trepada media para el oleaje irregular es de 1,3 m para el perfil "C" y de 1,4 m para el "D". Éstos valores poco significativos se deben a que la ola rompe muchos metros más atrás del rango estimado para el cálculo de la ola de diseño (20 – 30 m), debido a la pendiente de los perfiles y al nivel de agua que se encuentra 1,05 m por debajo de los casos con sobrepaso. Por lo tanto, para una condición típica de pleamar media de sicigia no habrá sobrepaso.

Si bien es baja la probabilidad de que las olas superen al botaola, en las condiciones de diseño de ola rompiente con marea meteorológica y en momentos cercanos a la pleamar, ello ocurrirá.

En el caso más desfavorable, la descarga media por sobrepaso correspondiente a la alternativa de ondas irregulares, es de unos

0,014 m³/s/m. Según los valores críticos de sobrepaso que propone el CIRIA/CUR (The Rock Manual, 2007), el daño que causaría el rebase de la ola afectaría significativamente a los vehículos y a los peatones que se encontraran circulando por el lugar.

En cambio, considerando el caso de una protección revestida (Revetment Seawalls), con un camino por detrás, al no superarse el valor límite de 0,05 m³/s/m, no se producirá daño estructural.

Para analizar el daño peatonal y vehicular en función del nivel del mar, se realizaron siete corridas que comprenden desde el nivel (6,7 m al MOP) hasta el primer nivel donde no se registra sobrepaso (6,3 m al MOP). Las corridas se hicieron forzando al sistema con un oleaje regular e irregular. El perfil que fue modelado para este análisis es el C (Progresiva 100 m), ya que al ser la situación con sobrepaso más desfavorable, las conclusiones resultan más conservativas.

En la Figura 7 se presentan los valores de sobrepaso para distintos niveles de marea con su correspondiente clasificación según CIRIA/CUR (The Rock Manual, 2007), observándose que para niveles de agua superiores a 6,35 m (MOP) la circulación de cualquier peatón no es segura. Para el caso de los vehículos resulta inseguro para manejar a cualquier velocidad cuando el nivel de agua del mar haya superado los 6,55 m (MOP).

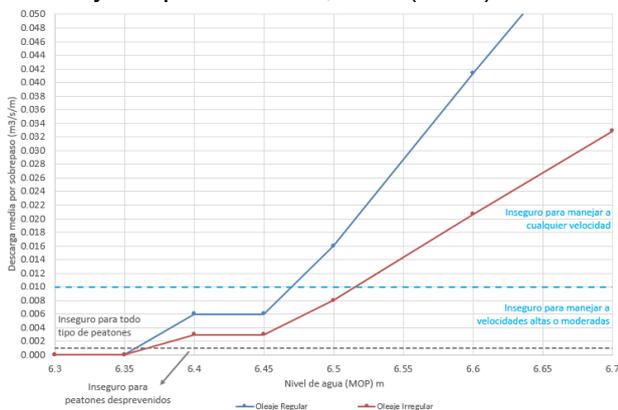


Figura 7: Valores de sobrepaso para distintos niveles de marea y su clasificación según tipo (CIRIA/CUR).

3.2 Presiones

Para completar el estudio de la acción del oleaje sobre la estructura costera, se calculó la fuerza que el agua ejerce sobre el botaola en la situación de diseño más desfavorable.

Se obtuvieron los valores de fuerza que actúan sobre la parte del botaola que da hacia el mar y sobre la que está en contacto con la subcapa, tanto para el oleaje regular como el irregular.

En las figuras siguientes se presentan la distribución de los esfuerzos dinámicos totales máximos calculados en un instante de tiempo, para oleaje regular e irregular respectivamente. El esfuerzo total se computa integrando, para cada instante de tiempo, la presión resultante en cada elemento de cálculo. De esos valores se obtiene el máximo y se grafica la distribución correspondiente a ese instante de tiempo.

Es importante notar que la fuerza dinámica ejercida en sentido vertical, ocurre por la entrada de agua dentro de la base porosa sobre la que está dispuesto el botaola.

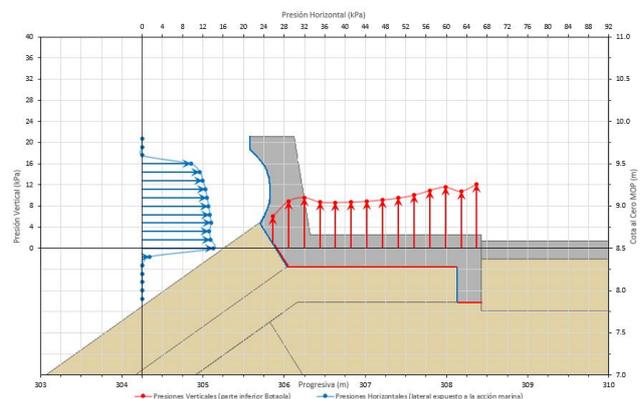


Figura 8. Distribución de las presiones dinámicas máximas horizontales y verticales que actúan sobre el botaola, para un oleaje regular sobre el perfil "C" (progresiva 100), nivel de agua 6,5 m (MOP) y altura de diseño 2,6 m.

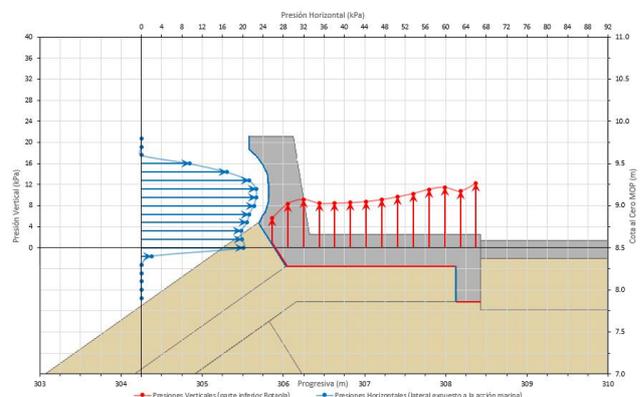


Figura 9. Distribución de las presiones dinámicas máximas horizontales y verticales que actúan sobre el botaola, para un oleaje irregular sobre el perfil "C" (progresiva 100), nivel de agua 6,5 m (MOP) y altura de diseño 2,6 m.

La fuerza resultante máxima Horizontal para el caso de oleaje regular, ocurre en el instante 74,73 s de una corrida de 300 segundos totales, y es de 14,0 kN/m. Para ese mismo instante la fuerza resultante vertical es 4,36 kN/m, inferior a la máxima que ocurre en el segundo 172,91 y que es de 13,38 kN/m.

Para el oleaje irregular se obtiene el mayor valor de esfuerzo total horizontal, de 21,88 kN/m, que acontece a los 119,03 s del total de la corrida (500 s). La fuerza máxima registrada en la vertical es del mismo orden que para el caso de olas regulares, 13,34 kN/m, y se observa en el instante 430,16 s.

Es importante notar que los máximos de las fuerzas horizontales y verticales no ocurren de manera simultánea.

Al comparar estos resultados con los de overtopping puede observarse que si bien el caudal medio de sobrepaso es mayor para la condición de oleaje regular, el valor de caudal instantáneo es mayor para las olas irregulares. Esto se debe a que para el primer caso, hay una cantidad regular de olas con la altura de diseño (2,6 m) que colisiona y supera al botaola, mientras que para el otro caso, el espectro generado para una altura significativa de 2,6 m da origen a olas aleatorias de mayor altura y a veces consecutivas que provocan una presión mayor sobre el sector del botaola que queda expuesto al mar.

A continuación se presentan ejemplos típicos de las condiciones modeladas.

En la Figura 10 se presentan los puntos (gauges) seleccionados para los cálculos temporales de la superficie libre y sobrepaso, y en la Figura 11 el área para el cálculo del sobrepaso.

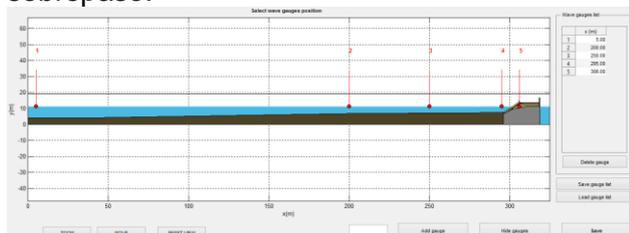


Figura 10. Puntos de extracción de resultados

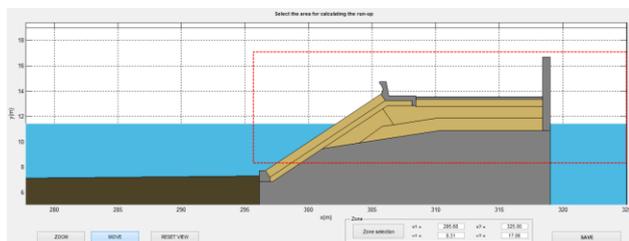


Figura 11. Área definida para la extracción de los resultados de sobrepaso

En los siguientes gráficos se presentan los datos de oleaje incidente y los resultados del sobrepaso para el perfil C con nivel de diseño 6,50 m, altura de Ola 2,6m Irregular.

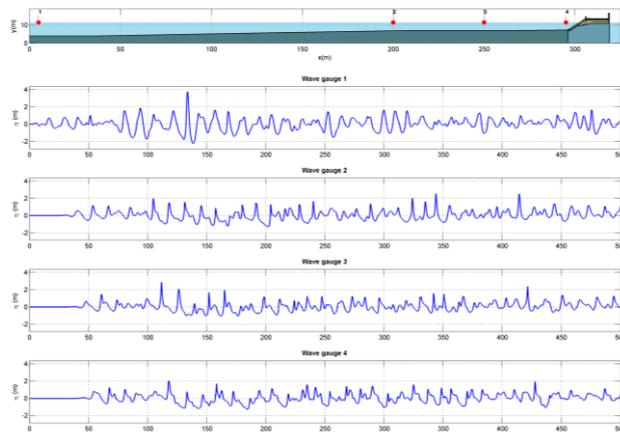


Figura 12: Superficie libre en los gauges 1, 2, 3, 4 ubicados según el diagrama superior.

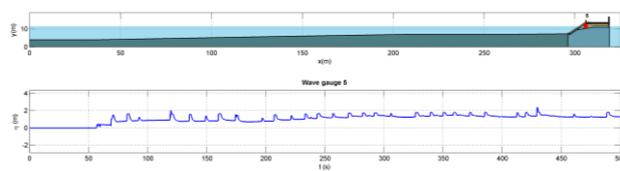


Figura 13: Superficie libre en el gauge 5 ubicado según el diagrama superior.

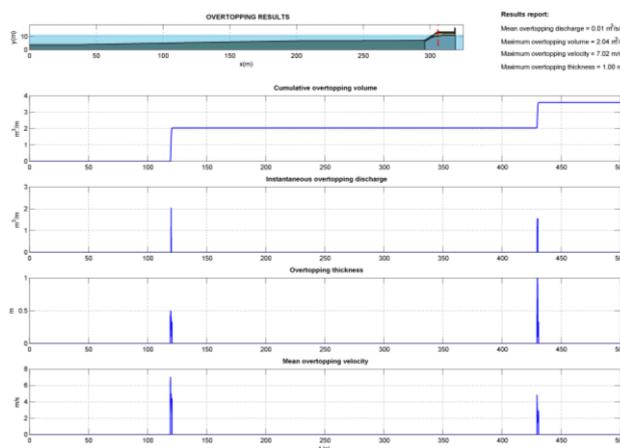


Figura 14: Resultados del análisis de sobrepaso sobre el Botaola.

En los siguientes gráficos se presentan los resultados del diagrama de presiones en dos instantes para el perfil C con nivel de diseño 6,50 m, altura de Ola 2,6m Irregular. En el primer instante la ola está penetrando por debajo del paquete estructural del botalolas y el camino, y en el segundo, está sobrepasando el botaolas.

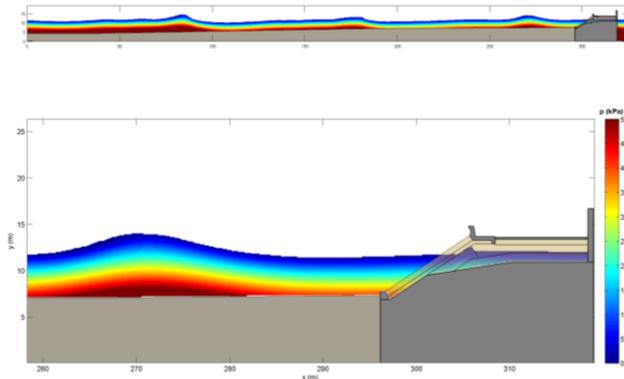


Figura 15: Perfil de presiones a $t = 114,71$ segundos.

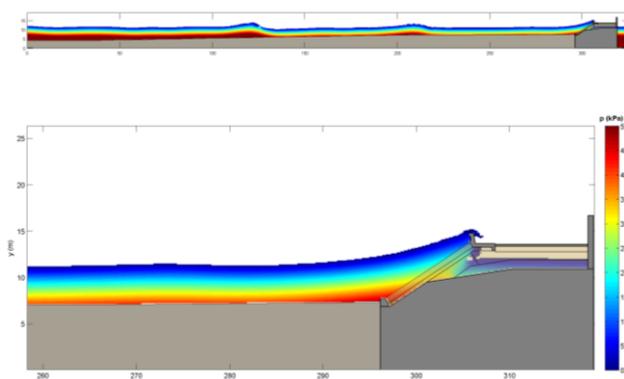


Figura 16: Perfil de presiones a $t = 119,60$ segundos.

4 CONCLUSIÓN

Se han representado mediante la modelación matemática las interacciones ola-estructura para dos secciones típicas de la defensa, determinándose los esfuerzos máximos para dos condiciones de nivel de agua (con y sin efecto meteorológico) y el oleaje rompiente asociado.

Se ha obtenido que en las áreas cuya condición de diseño corresponde a una altura de ola $H_s = 2,6$ m y un nivel de agua incrementado por marea meteorológica, se produce un sobrepaso de la estructura, tanto en el sector con muro botaolas como en el sector con barandas, con caudales medios incompatibles con la circulación de vehículos y personas.

Las acciones que pueden adoptarse para mitigar estos efectos, son elevar en lo posible la cota superior del botaolas (lo cual brindaría además un mayor margen de seguridad para los eventos menores a los de diseño). Caso contrario, establecer un estricto procedimiento de vigilancia para cerrar la calle lateral, en caso de ocurrir mareas altas, con el objeto de impedir la circulación vehicular y peatonal.

Es importante resaltar que el caudal de sobrepaso resultante para niveles de agua superiores a 6,35 m (MOP), hace insegura la circulación de peatones y de vehículos a alta velocidad. Por lo cual se debe asegurar el cierre de la circulación en el camino costero bajo las situaciones mencionadas.

En cuanto a los esfuerzos sobre la estructura botaola, se puede apreciar que la metodología de modelación matemática empleada genera datos de suma utilidad para su diseño, y resulta muy flexible para representar cualquier tipo de estructura costera.

REFERENCIAS

Universidad de Cantabria, Instituto de Hidráulica Ambiental, 2012⁽¹⁾, Mathematical Formulation of IH-2VOF, Version 1.0.

Universidad de Cantabria, Instituto de Hidráulica Ambiental, 2012⁽²⁾, Coral Mesh Generator of IH-2VOF, Version 1.0.

Serman & asociados S.A., 2013, Memoria de Cálculo, Parámetros de Diseño Medioambientales, Construcción de Muro y Camino Costero en Zona de Hospital Alvear – Km 3, Comodoro Rivadavia.

CIRIA/CUR, 2007, The Rock Manual (C683).