

XXX CLH

CONGRESO LATINOAMERICANO
DE HIDRAULICA | BRASIL | 2022

ANALES

- VOLÚMEN 4 -

HIDRÁULICA MARÍTIMA Y DE ESTUARIOS



International Association
for Hydro-Environment
Engineering and Research

Hosted by
Spain Water and IWHR, China

Organizadores

Dr. Cristiano Poletto - UFRGS (Presidente)
Dr. José Gilberto Dalfré Filho - UNICAMP
Dr. André Luís Sotero Salustiano Martim - UNICAMP

**ANALES DEL
XXX CONGRESO LATINOAMERICANO DE
HIDRÁULICA 2022**

**- VOLÚMEN 4 -
HIDRÁULICA MARÍTIMA Y DE ESTUARIOS**



Madrid – España
2023

Copyright © 2023, by IAHR Publishing.

Derechos Reservados en 2023 por **IAHR Publishing.**

Montaje: Cristiano Poletto

Organización General de la Obra: Cristiano Poletto; José Gilberto Dalfré Filho;
André Luís Sotero Salustiano Martim

Maquetación: Juliane Fagotti; Cícero Manz Fagotti

Relectura General: Elissandro Voigt Beier

Portada: Juliane Fagotti

Cristiano Poletto; José Gilberto Dalfré Filho; André Luís Sotero Salustiano Martim
(Organizadores)

ANALES del XXX Congreso Latinoamericano de Hidráulica – VOLÚMEN 4 –
HIDRÁULICA MARÍTIMA Y DE ESTUARIOS / Organizadores: Cristiano Poletto; José
Gilberto Dalfré Filho; André Luís Sotero Salustiano Martim – MADRI, España: IAHR
Publishing, 2023.

244p.: il.;

ISBN • 978-90-832612-5-6

*ES AUTORIZADA la libre reproducción, total o parcial, por cualquier medio, sin
autorización escrita del Editor o de los Organizadores.*

REALIZACIÓN



**International Association
for Hydro-Environment
Engineering and Research**

Hosted by
Spain Water and IWHR, China

COMITÉ ORGANIZADOR



ORGANIZAÇÃO



PATROCINADORES



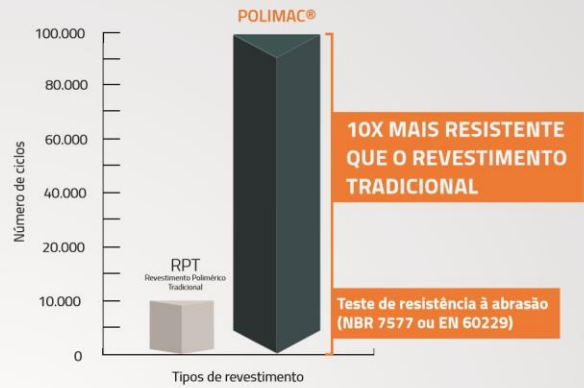
PoliMac®

A nova tecnologia **PoliMac®** para soluções em malha de dupla torção é um composto polimérico inerte que possui alta resistência à abrasão. É capaz de resistir às condições mais severas, como: danos mecânicos e químico altamente agressivos, exposição à radiação ultravioleta e baixas temperaturas.

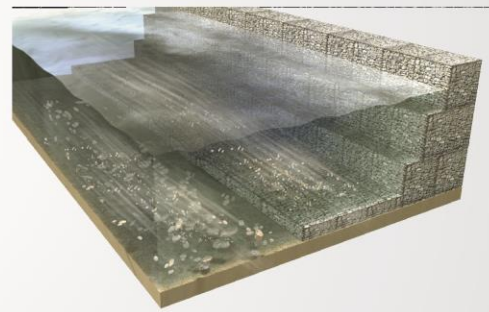


Revestimento **PoliMac®**
(com identificação personalizada)

- 1** Revestimento metálico de longa vida útil GalMac® 4R
- 2** Revestimento intermetálico
- 3** Alma de aço BTC* *Baixo teor de Carbono



Os Gabiões **PoliMac®** foram desenvolvidos para resistir ao desgaste por abrasão. O aumento da precipitação pluviométrica extrema combinadas com erosões, elevam o transporte de sedimentos pelos rios. O efeito do desgaste do material em contato com as partículas em suspensão é uma das principais preocupações em obras hidráulicas.





OVERTECH[®]
Soluções Tecnológicas

**SOLUÇÕES INTEGRADAS POR MEIO DE SERVIÇOS E PRODUTOS
PARA AS ÁREAS DE HIDROMETEOROLOGIA E METEOROLOGIA**

- 01 ANEMÔMETRO, BARÔMETRO, TEMPERATURA E RH
- 02 PIRANÔMETRO
- 03 ANTENA SATELITAL
- 04 PAINEL SOLAR
- 05 GABINETE (DATALOGGER, TRANSMISSOR G0ES, CONTROLADOR DE CARGA, BATERIA, SISTEMA DE PROTEÇÃO)
- 06 PLUVIÔMETRO
- 07 LIMNIMETRO



BATIMETRIA

DEFINIÇÃO DA RELAÇÃO COTA-ÁREA-VOLUME / PROJEÇÃO DE VIDA ÚTIL DO RESERVATÓRIO

HIDROMETRIA

LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO / MEDIÇÃO DE DESCARGA LÍQUIDA / NIVELAMENTO GEOGRÁFICO / DETERMINAÇÃO DA CURVA DE DESCARGA LÍQUIDA / ELABORAÇÃO DE RELATÓRIOS

HIDROMETEOROLOGIA

SENSORES DE NÍVEL E VAZÃO / SENSORES DE NÍVEL SHAFT ENCODER / RÉGUAS LIMNIMÉTRICAS / RN'S (REFERENCIAIS DE NÍVEL) / PROJETOS, LAUDOS TÉCNICOS E RELATÓRIOS DE INSTALAÇÃO DE REDES HIDROMETEOROLÓGICAS

METEOROLOGIA

TERMÔMETROS / PIRANÔMETROS / PLUVIÔMETROS / ANEMÔMETROS / SENSORES DA UMIDADE RELATIVA (RH) E TEMPERATURA DO AR / BARÔMETROS / DEMAIS SENSORES RELACIONADOS

QUALIDADE DA ÁGUA

DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS IN SITU / COLETA DE AMOSTRAS PARA ANÁLISE LABORATORIAL / EMISSÃO DE LAUDOS / SONDAS DE QUALIDADE DE ÁGUA

SEDIMENTOMETRIA

COLETA DE SEDIMENTOS EM SUSPENSÃO / COLETA DE SEDIMENTOS DE FUNDO / COLETA DE SEDIMENTOS DE ARRASTE / ANÁLISES LABORATORIAIS / DETERMINAÇÃO DA CURVA DE SÓLIDOS TOTAIS

TELEMETRIA

CONSULTORIA E IMPLANTAÇÃO DE REDES TELEMÉTRICAS / INSTALAÇÃO DE ESTAÇÕES HIDROMETEOROLÓGICAS AUTOMÁTICAS / AUDITORIA E INSPEÇÃO DE REDES DE MONITORAMENTO / MANUTENÇÕES CORRETIVAS E PREVENTIVAS / CALIBRAÇÃO E REPARO DE SENSORES

DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARES

DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARES PERSONALIZADOS / SOFTWARES PARA RECEPÇÃO, TRATAMENTO E DISPONIBILIDADE DE DADOS

REPRESENTANTE EXCLUSIVA

STEVENS
MEASUREMENTS TO MIND

Nesa Srl
Environmental Monitoring Systems

PRODUTOS IDEALIZADOS DE ACORDO COM AS NECESSIDADES DA SUA EMPRESA:

HIDROMETEOROLOGIA



SENSORES DE NÍVEL E VAZÃO / SENSORES DE NÍVEL SHAFT ENCODER
RÉGUAS LIMNIMÉTRICAS / RN'S (REFERENCIAIS DE NÍVEL)
SONDAS DE QUALIDADE DE ÁGUA

METEOROLOGIA



TERMÔMETROS / PIRANÔMETROS / PLUVIÔMETROS / ANEMÔMETROS
SENSORES DE UMIDADE RELATIVA (RH) E TEMPERATURA DO AR / BARÔMETROS
DEMAIS SENSORES RELACIONADOS

DATALOGGERS



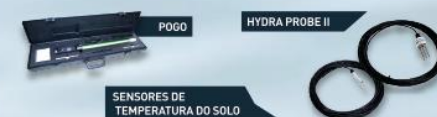
DL 3000 / DLIGHT LOGGER / OVERLOGGER

TELEMETRIA



OVERGPRS / SATCOMM (G0ES) / REDE ETHERNET

QUALIDADE DO SOLO



POGO / HYDRA PROBE II / SENSORES DE TEMPERATURA DO SOLO

SISTEMAS DE ALERTAS



ESTAÇÃO DE SIRENES



ProfÁgua



Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos

Sobre o ProfÁgua

O ProfÁgua é um curso de mestrado stricto sensu, GRATUITO, na área de ciências ambientais, que proporciona ampla formação aos profissionais, aliando teoria e prática, de modo a aumentar a eficácia de sua atuação na área de recursos hídricos.

Acesse nosso site:



Mais informações

(18) 3743 - 1978 (ramal 1917 ou 1921)
profagua@unesp.br

ÁREAS DE CONCENTRAÇÃO

- 1. Instrumentos da Política de Recursos Hídricos
- 2. Regulação e Governança de Recursos Hídricos

Linhas de pesquisa

- 1.1 Ferramentas Aplicadas aos Instrumentos de Gestão de Recursos Hídricos
- 1.2 Metodologias para Implementação dos Instrumentos de Gestão de Recursos Hídricos
- 2.1 Planejamento e Gestão de Recursos Hídricos
- 2.2 Segurança Hídrica e Usos Múltiplos da Água



| SUMÁRIO |

INUNDACIONES DE GUAYAQUIL DE CARA AL CAMBIO CLIMÁTICO	11
LA FLUCTUACIÓN DEL NIVEL DEL AGUA SUBTERRÁNEA EN ACUÍFEROS COSTEROS POR LA INFLUENCIA DE LAS MAREAS OCEÁNICAS	23
DETERMINACIÓN DE UMBRALES OPERATIVOS A PARTIR DE REGISTROS DE INCIDENTES EN PUERTO	35
DETERMINACIÓN DE CURVAS DE ASCENSO Y COEFICIENTES DE REFLEXIÓN EN TALUDES DE PARALELEPÍEDOS EN DIFERENTES CONFIGURACIONES	42
EFFECTOS DE UN MURO COSTERO EN LA MORFODINÁMICA DE PLAYAS.....	52
ANÁLISIS COMPARATIVO DEL POTENCIAL HIDROCINÉTICO DE CINCO ESTUARIOS PATAGÓNICOS.....	59
ANÁLISIS DE LAS GUÍAS DE PROPAGACIÓN APLICADO A LAS OBRAS DE ABRIGO DE LA NUEVA CALETA ARICA	73
ANÁLISIS DE LA VARIABILIDAD Y EL RIESGO DE INUNDACIÓN COSTERA EN MOÑITOS, CÓRDOBA.....	75
AVANCE DEL FRENTE SALINO EN EL RÍO DE LA PLATA POR BAJANTE DEL RÍO PARANÁ E IMPACTO EN LAS CAPTACIONES	87
ESTUDIO DE SENSIBILIDAD DEL PRONÓSTICO DE NIVELES DEL RÍO DE LA PLATA Y FRENTE MARÍTIMO A LA CONDICIÓN DE BORDE FLUVIAL	97
EVALUACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL PRONÓSTICO DE NIVEL DEL RÍO DE LA PLATA Y FRENTE MARÍTIMO.....	99
ENFOQUE ESTRATÉGICO PARA EL ESTUDIO DE LA EROSIÓN COSTERA EN EL FRENTE MARÍTIMO DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES, ARGENTINA.....	101
SISTEMA DE MONITOREO DE PLAYAS EN BASE A IMÁGENES PARA URUGUAY	114
RIESGO DE COLISION ENTRE BUQUES Y CETÁCEOS. ANÁLISIS Y CASOS PRÁCTICOS	116
MONOCHROMATIC BI-DIRECTIONAL WAVES AND THEIR EFFECT ON THE NEARSHORE CIRCULATION.....	118
MODELAGEM HIDRODINÂMICA E DE QUALIDADE DA ÁGUA DOS EMISSÁRIOS SUBMARINOS DA REGIÃO METROPOLITANA DA BAIXADA SANTISTA, SÃO PAULO, BRASIL	120
CONDIÇÕES DE CONTORNO POR EFEITOS DE ONDAS DE VENTO EM UM MODELO DE HIDRODINÂMICA COSTEIRA.....	131
MONITORAMENTO HIDRODINÂMICO EM ÁREAS DE DESEMBOCADURA: ESTUDO DE CASO DO CANAL DNOS EM PONTAL DO PARANÁ/PR.....	142
MODELAGEM HIDROSSEDIMENTOLÓGICA CONCEITUAL PARA PROPOSIÇÃO DE UMA SOLUÇÃO DE ENGENHARIA PARA PROTEGER A REGIÃO DA PONTA DA PRAIA DE SANTOS CONTRA O ATAQUE DAS ONDAS	154
ESTUDO DA APLICABILIDADE DE GABIÕES DE CONCHAS PARA SOLUCIONAR PROBLEMAS COSTEIROS	166
ANÁLISE DOS EFEITOS DE OBRAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA NAS CORRENTES LONGITUDINAIS LITORÂNEAS	178
TAXA DE SEDIMENTAÇÃO DO PORTO DE SANTOS	187

DETERMINAÇÃO PRÁTICA DA PROFUNDIDADE DE FECHAMENTO DO TRECHO ENTRE A PONTA DA PRAIA E O CANAL 4 EM SANTOS - SP	193
AYUDA A LA GESTIÓN COSTERA Y PORTUARIA A TRAVÉS DEL ANÁLISIS CLIMÁTICO PREDICTIVO: ARQUITECTURA, METODOLOGÍA E HISTORIAS DE ÉXITO	202
HIDRODINÁMICA DEL SISTEMA LAGUNAR HUIZACHE – CAIMANERO, SINALOA, MÉXICO.....	214
MODELAGEM HIDRODINÂMICA DE ALTA RESOLUÇÃO DO ESTUÁRIO DO RIO CAMBORIÚ	216
TÉCNICAS DE MACHINE LEARNING APLICADAS EM AUXÍLIO À MISSÕES DE BUSCA E SALVAMENTO NA BACIA DE CAMPOS – RIO DE JANEIRO	218
ESTUDO DA DINÂMICA DE CORRENTES DE TURBIDEZ EM SISTEMAS CANAL-BACIA POR SIMULAÇÃO NUMÉRICA EM DIFERENÇAS FINITAS DE SEGUNDA ORDEM	220
EFEITO DA DECLIVIDADE DE FUNDO SOBRE A HIDRODINÂMICA DE UM <i>OSCILLATING WAVE SURGE CONVERTER</i>	222
AVALIAÇÃO DE INTRUSÃO SALINA NOS MUNICÍPIOS DE ITANHAÉM E BERTIOGA COM USO DE MODELO HIDRODINÂMICO	233
IMPACTOS DE LAS BORRASCAS GLORIA Y FILOMENA EN EL LITORAL MEDITERRÁNEO PENINSULAR ESPAÑOL	243

INUNDACIONES DE GUAYAQUIL DE CARA AL CAMBIO CLIMÁTICO

Ing. Ms. Jacinto Rivero Solórzano

Guayaquil – Ecuador
jacintoriverosolorzano@gmail.com

RESUMEN:

Estando la Ciudad de Guayaquil en el estuario del Río Guayas donde confluyen los sistemas fluviales de la Cuenca del río Guayas, las inundaciones que ocurren establecen la urgente necesidad de tomar acciones inmediatas tendientes a minimizar dicha situación.

Conociendo que la ocurrencia de las inundaciones son el resultado de la interacción existente entre el proceso hidrológico, la mecánica del sistema fluvial y la influencia de la marea, agravados por el sobre calentamiento global, es necesario analizar la influencia de cada uno de estos factores a efectos de sustentar la necesidad de realizar un estudio que permita establecer al corto, mediano y largo plazo una planificación de obras de infraestructura tendiente a minimizar los efectos de las inundaciones que en la actualidad, sin duda alguna, frenan el desarrollo de un sector en donde se asienta el 40 % de la población y constituye en el principal centro económico de nuestro país.

El cambio climático, que se está haciendo sentir con mucha intensidad en el mundo, predice consecuencias muy graves para la ciudad de Guayaquil y su Área de Influencia por lo que su consideración es una necesidad.

ABSTRACT:

Being the City of Guayaquil in the estuary of the Guayas River where the river systems of the Guayas River Basin converge, the floods that occur establish the urgent need to take immediate actions to minimize this situation.

Knowing that the occurrence of floods are the result of the interaction between the hydrological process, the mechanics of the river system and the influence of the tide, aggravated by global warming, it is necessary to analyze the influence of each of these factors in order to support the need to carry out a study that allows to establish the short, medium and long term planning of infrastructure works aimed at minimizing the effects of floods that currently, without a doubt, slow down the development of a sector where 40% of the population settles and constitutes the main economic center of our country.

Climate change, which is being felt very intensely in the world, predicts very serious consequences for the city of Guayaquil and its Area of Influence so its consideration is a necessity.

PALABRAS CLAVES: Inundaciones, Cambio Climático

INTRODUCCIÓN

La Cuenca del Río Guayas tiene una extensión de **35000 km²** y está conformada por tres grandes sistemas hidrográficos constituidos por los ríos **Daule, Vinces y Babahoyo**, que confluyen al norte de la ciudad de Guayaquil, figura 1, dando lugar al gran Delta del Río Guayas y constituyéndose su cuenca hidrográfica en la más importante del Pacífico Sur, con un potencial hídrico de **35000 millones de metros cúbicos por año** y una producción neta de sedimentos de **5 millones de metros cúbicos por año**, que se incrementa en **3.5** veces durante la ocurrencia del Fenómeno El Niño, gran parte del cual se queda permanentemente depositado a lo largo de los ríos Daule, Vinces, Babahoyo y Estuario del río Guayas, donde se asienta la ciudad de Guayaquil, el cual por definición, recibe sedimentos desde los ríos y por las mareas.

La ubicación de la ciudad en relación con el Golfo de Guayas, hace que esté rodeada por brazos del estero Salado sometidos también a las mareas.



Figura 1.- Cuenca del Río Guayas y la Ciudad de Guayaquil

INUNDACIONES DE GUAYAQUIL

Las inundaciones de Guayaquil son causadas por eventos Fluviales, Pluviales, por las Mareas o combinación entre ellas. Estando la Ciudad en el estuario del río Guayas, la frecuencia de las inundaciones no se reduce al simple hecho del desbordamiento de los ríos o de las lluvias que caen directamente sobre la ciudad, sino a la interacción existente entre el proceso hidrológico (el agua que baja por los ríos), la mecánica del sistema fluvial (procesos de erosión y sedimentación) y la influencia de la marea, agravados por el sobre calentamiento global.

En tal virtud, se considera la influencia de cada uno de los parámetros involucrados en la dinámica fluvial de los ríos que confluyen frente a la ciudad a efectos de explicar el comportamiento actual, y en dicha medida, **establecer que la ciudad de Guayaquil estará prácticamente sumergida al mediano plazo, de no tomar acciones inmediatas.**

La propia ciudad creció en medio del manglar, figura 2 y 3, y su desarrollo fue eliminando parte del mismo taponando salidas naturales, dándose un entorno que la hace muy vulnerable a las inundaciones, debido a procesos de deposición de sedimentos y al natural incremento del nivel medio del mar, acelerado por el cambio climático como resultado del calentamiento global.

En realidad, el estuario del Río Guayas sufre un acelerado proceso de sedimentación por causas naturales y antrópicas, reduciendo su capacidad de transporte de agua, sometiendo al Área Metropolitana de Guayaquil a inundaciones cada vez más frecuentes y en niveles alarmantes que preocupan a la población. En el contexto señalado, las áreas mayormente afectadas son aquellas situadas al norte del cerro Santa Ana, para lo cual, basta recibir los testimonios de mucha gente que vive en dichos sectores que resaltan el hecho de que las inundaciones en sus barrios se producen cada vez con mayor frecuencia y en ese sentido los propios medios de comunicación se han hecho eco a través de los reportajes escritos y televisivos.

Los desastres de origen volcánico e hidro - meteorológicos que han devastado ciudades y países en los últimos 20 años, han puesto en evidencia la necesidad de estudiar la vulnerabilidad de zonas pobladas a nivel del mar.



Figura 2.- Guayaquil antiguo y moderno



Figura 3.- Área Metropolitana de Guayaquil entre 1961 y 2022

PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS

En la Costa Ecuatoriana operan 7 embalses, a partir de los cuales se dedujeron relaciones aplicables a la Cuenca del Guayas, relacionado con el conocido coeficiente de entrega a través de la **curva propuesta**, figura 4, en donde, a manera de comparación, se presentan las propuestas por la ASCE y Maner, y las producciones de sedimentos que ingresan a los embalses.

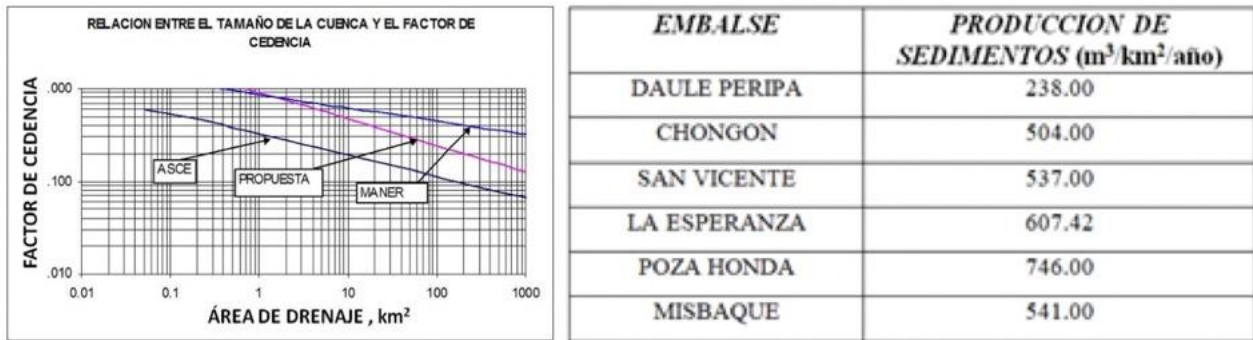


Figura 4.- Coeficiente de Entrega y Producción de Sedimentos

Con los valores anotados, se logró definir una ecuación de la producción de sedimentos aplicable a las cuencas de drenaje de la costa del Ecuador, la misma que se presenta a continuación:

$$Q_s = 2616 * A^{-0.2774} - Q_s, \text{ en m}^3/\text{km}^2/\text{año y } A, \text{ área en km}^2$$

La producción anual de sedimentos neta que tiene el río Guayas frente a la ciudad de Guayaquil es de alrededor de 5 millones m³/año, la misma que alcanza valores cercanos a los 20 millones m³/año, cuando ocurre el denominado fenómeno de El Niño, gran parte del cual se queda sedimentado permanentemente en los alrededores de la ciudad. Esto significa que, anualmente se pierden **0.15 mm**. de suelo en toda la cuenca de drenaje del río Guayas, valor por encima del promedio mundial de erosión, situación que merece ser considerada con toda seriedad.

En el ámbito de la sedimentación del estuario del río Guayas, el cambio más importante de la hidrografía es el embancamiento de la margen derecha del Río Daule y la formación de bajos al occidente del sistema, incluyendo la actual Isla EL Palmar, que se ha ido desarrollando en los últimos 63 años, figuras 5.

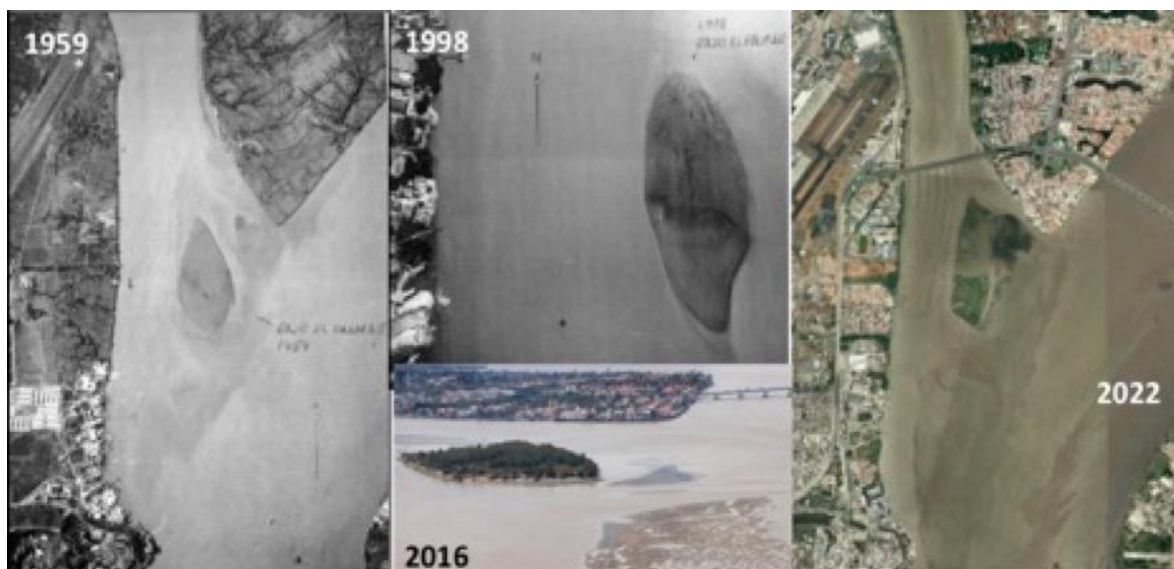


Figura 5.- Desarrollo del Islote El Palmar entre los años 1959 y 2022

En estudios realizados se evidencia que el desarrollo brusco de la Isla se produce durante los fenómenos de El Niño ocurridos en 1982 - 1983 y en 1997 - 1998, en virtud del gran incremento en la producción de sedimento de la Cuenca del Río Guayas cuya evaluación realizada por la ex CEDEGE, alcanzó 3.5 veces aquel valor producido en un periodo de lluvia normal, por lo que la deposición del mismo se manifiesta de manera proporcional, figura 6.

En relación con el islote, el mismo ha tenido un proceso de desarrollo y de cambios lo cual ha sido monitoreado desde el año 1975 hasta la actualidad a través del cual se ha podido observar su desarrollo y crecimiento obtenido hasta el año 1985, antes de la construcción de la Presa Daule - Peripa, ubicada en la parte alta del Río Daule, y después del Fenómeno de El Niño 1982 - 1983, hasta ese momento el más grande de los últimos 90 años. El cauce del río Guayas en los alrededores de la ciudad de Guayaquil es grande comparado con las dimensiones de los ríos que introducen agua fresca hacia el estuario, por lo que, su forma y carácter, ha sido determinada en mayor proporción por los grandes volúmenes de agua que se producen durante el flujo y reflujo de la marea, por lo tanto, el desarrollo del **Islote el Palmar es, en gran parte, gobernado por la influencia de la marea, sin desconocer la gran influencia periódica del fenómeno de El Niño.**

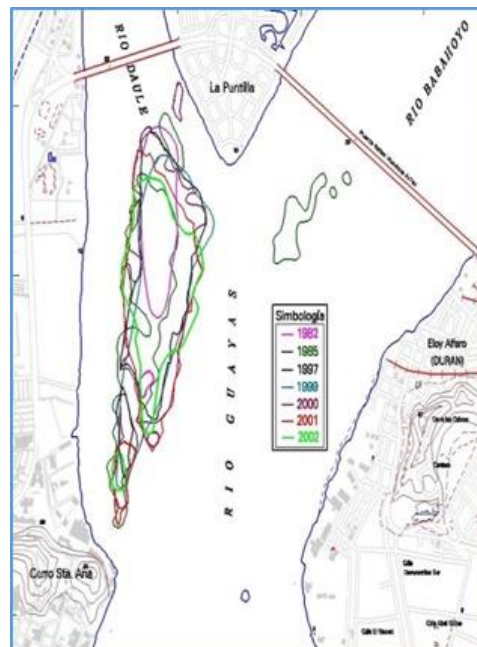


Figura 6.- Cambios del Islote El Palmar

INFLUENCIA DE MAREA

La zona costera de la Ciudad de Guayaquil se encuentra sujeta a la influencia de mareas que se suceden permanentemente en el Golfo de Guayaquil, y que, en el caso particular de los ríos Daule y Babahoyo su influencia llega a algunas decenas de kilómetros aguas arriba de la ciudad.

Es conocido que los eventos de marea elevan el nivel del mar y durante estos, el agua del mar se traslada tierra adentro en aquellos deltas sujetos a la acción de las mareas, como es el caso del estuario del Río Guayas, en el cual la topografía plana y el origen aluvial de sus suelos favorecen la penetración de la marea. La propagación de la onda se realiza con una amplitud que depende del ciclo mensual de variación de la marea y de la confrontación con los caudales de descarga en cada sistema fluvial; en meses de estiaje, cuando la escorrentía disminuye y se tiene valores bajos de caudal, la influencia de la marea se hace sentir más aguas arriba.

Para este análisis se cuenta con la serie histórica del registro de niveles máximos de marea, de la estación Guayaquil, Río Guayas, Malecón, y Puná, controladas por el Instituto Oceanográfico de la Armada, **INOCAR**. Los resultados se presentan en las Figura 7 y 8. También se cuenta con la serie histórica de niveles máximos de marea registrados en la estación La Toma, 50 km. aguas arriba de la ciudad de Guayaquil, controlado por **EMAPAG**, figura 6. Igualmente, con registros históricos se evaluó la frecuencia de los niveles de marea en la ciudad de Babahoyo, figura 9.

El flujo y reflujo de las mareas tiene una gran influencia en los procesos hidráulicos que ocurren a lo largo de los ríos Guayas, Daule y Babahoyo, cuya influencia se manifiesta en la actualidad hasta las ciudades de Babahoyo y Santa Lucía, a 90 y 120 km de Guayaquil, a través de los ríos Babahoyo y Daule, respectivamente. Al margen de lo mencionado, el Embalse Daule Peripa logró regular las descargas del río Daule y proporcionó beneficios adicionales, tales como controlar el ingreso de la cuña salina en la Planta de la Toma y minimizar la influencia de la marea a lo largo del río Daule.

Gran parte del Sur y Sur-Este de la ciudad esta asentada entre las cotas 2 y 4 msnm, por cuya razón sufre de inundaciones muy frecuentes, sobretudo, durante los aguajes en que la pleamar suele ser mayor que la normal y coincide con lluvias sobre la ciudad, impide el libre desalojo de los drenajes internos, aun en zonas por encima de la cota 5 msnm.

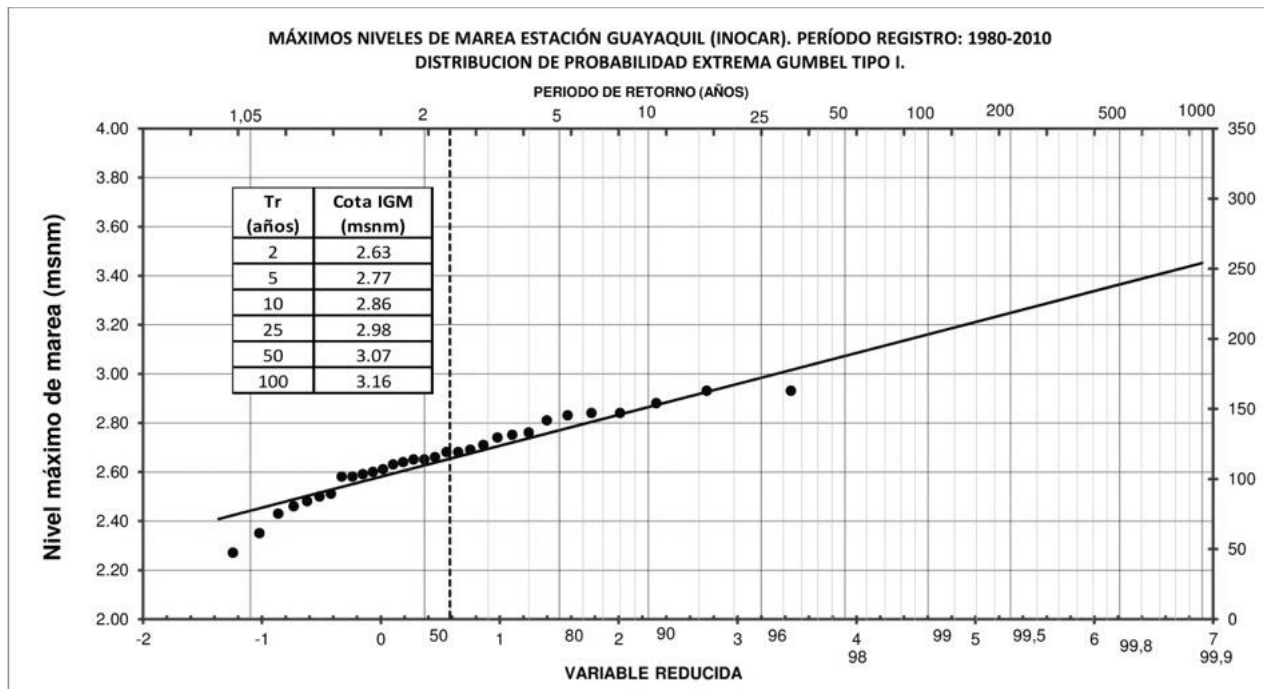


Figura 7.- Curva de Frecuencia de Niveles Máximos de Marea en Guayaquil

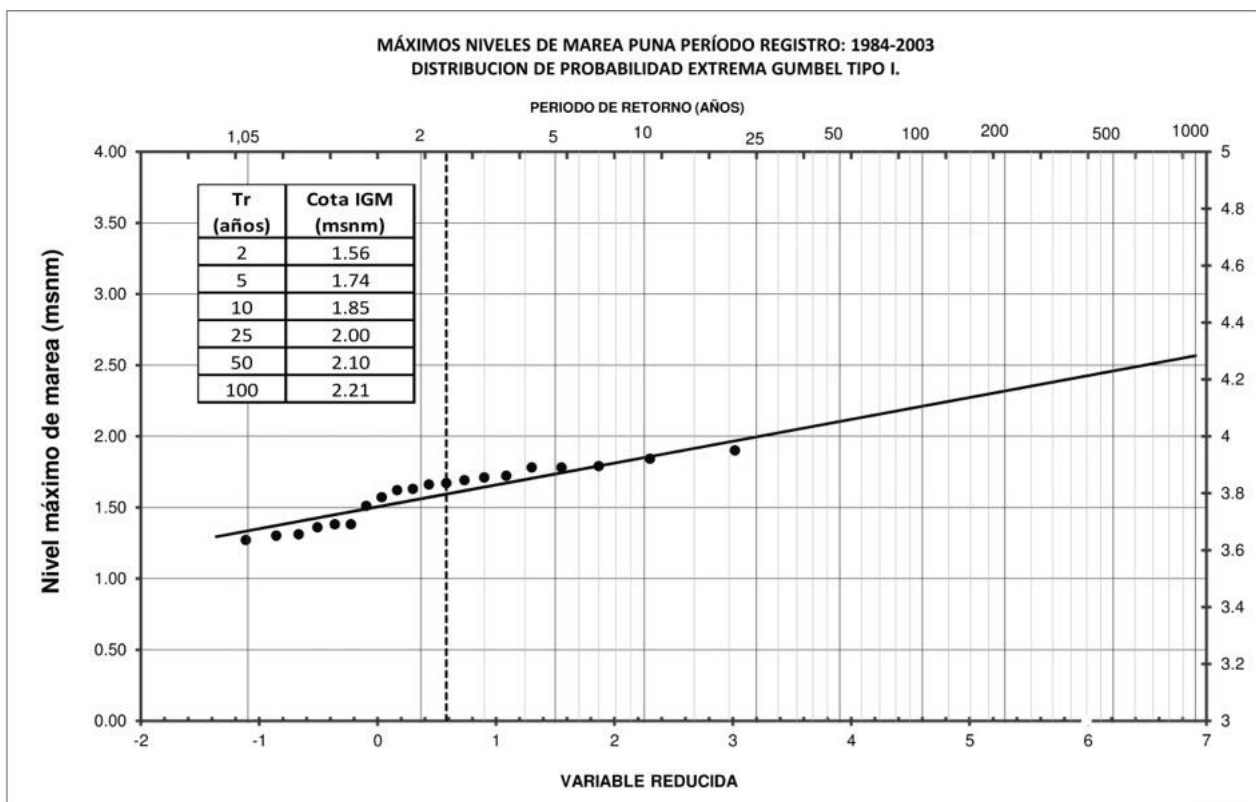


Figura 8.- Curva de Frecuencia de Niveles Máximos de Marea en Puná

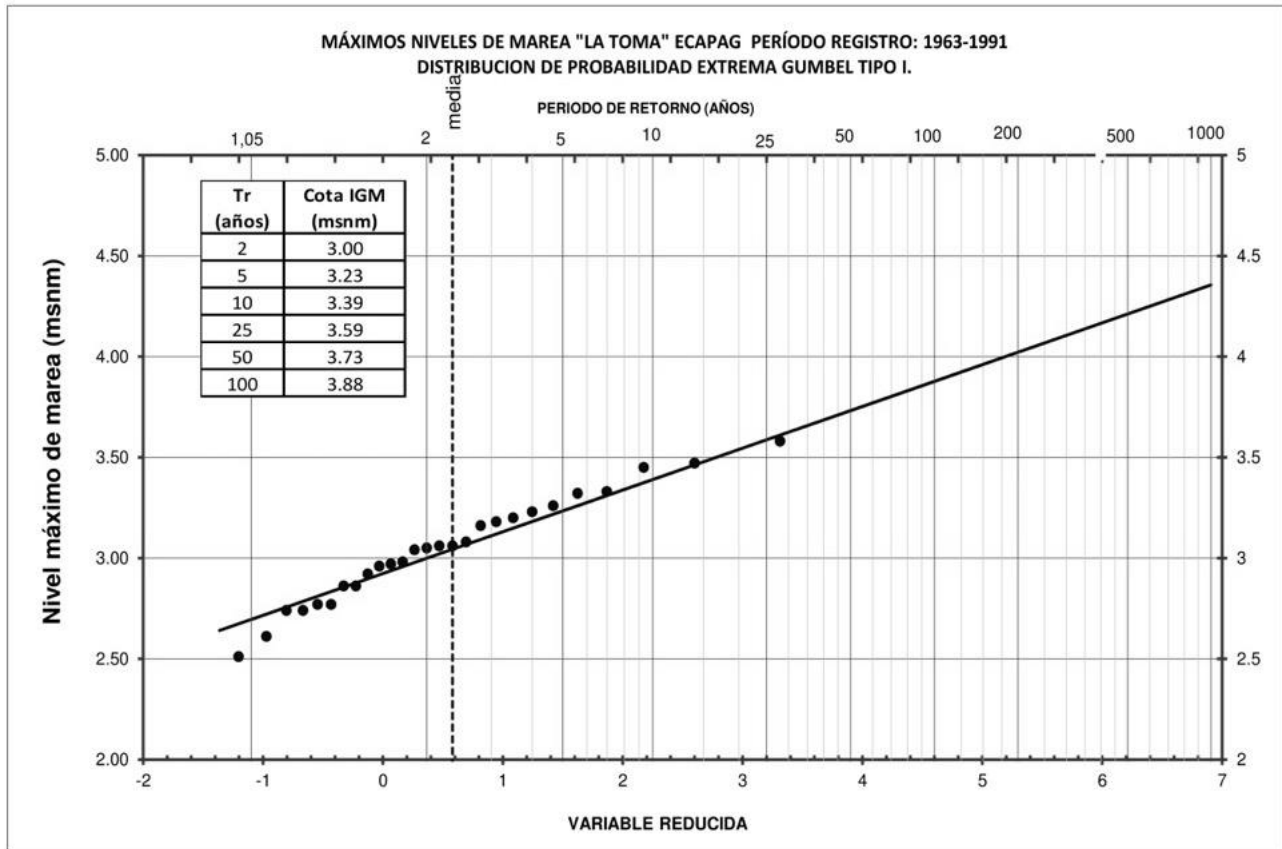


Figura 9.- Curva de Frecuencia de Niveles Máximos de Marea en La Toma

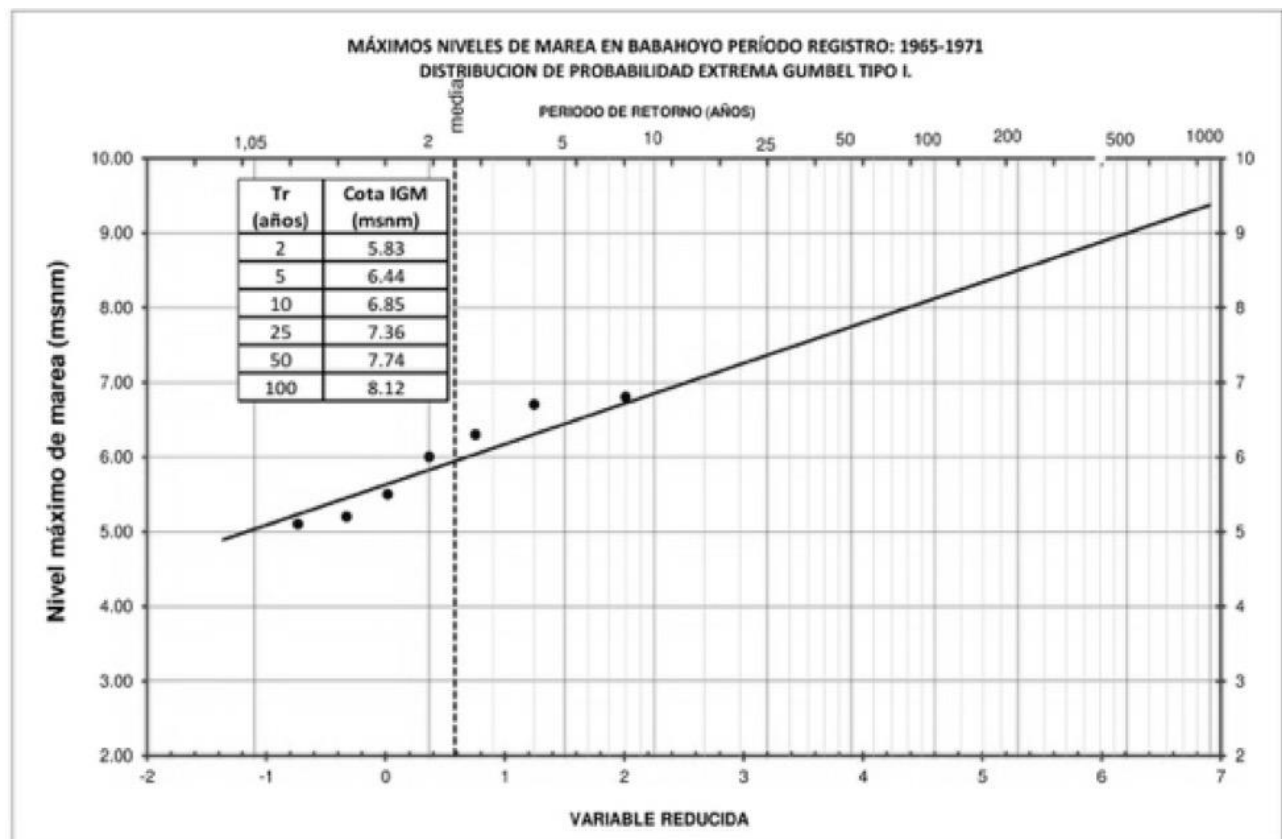


Figura 10.- Curva de Frecuencia de Niveles Máximos de Marea en Babahoyo

A partir de los registros observados en las mencionadas estaciones, se definieron las curvas de frecuencia de los niveles máximos de pleamar a lo largo de los ríos Daule y Babahoyo, Figuras 11 y 12, resultado no solamente de un registro histórico, sino también de su coincidencia con registros máximos de descarga y de un Estudio de la ex CEDEGE, 1983, que sirvió de base para estudios actualizados, que dará soporte a la definición de los niveles de agua máximos. Este fenómeno incide en la escorrentía normal de los ríos Daule y Babahoyo, lo que hace necesario analizar la problemática descarga de agua – niveles de marea y su influencia en las inundaciones.

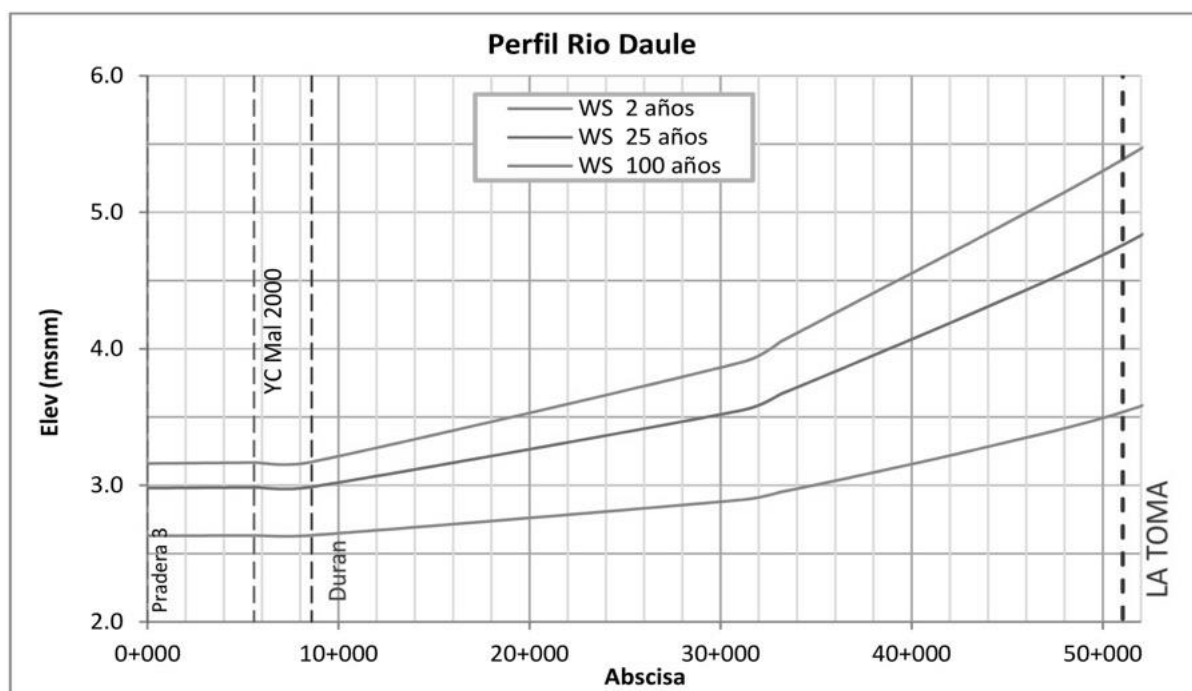


Figura 11.- Frecuencia de Niveles Máximos de la Superficie del Agua entre Guayaquil y La Toma

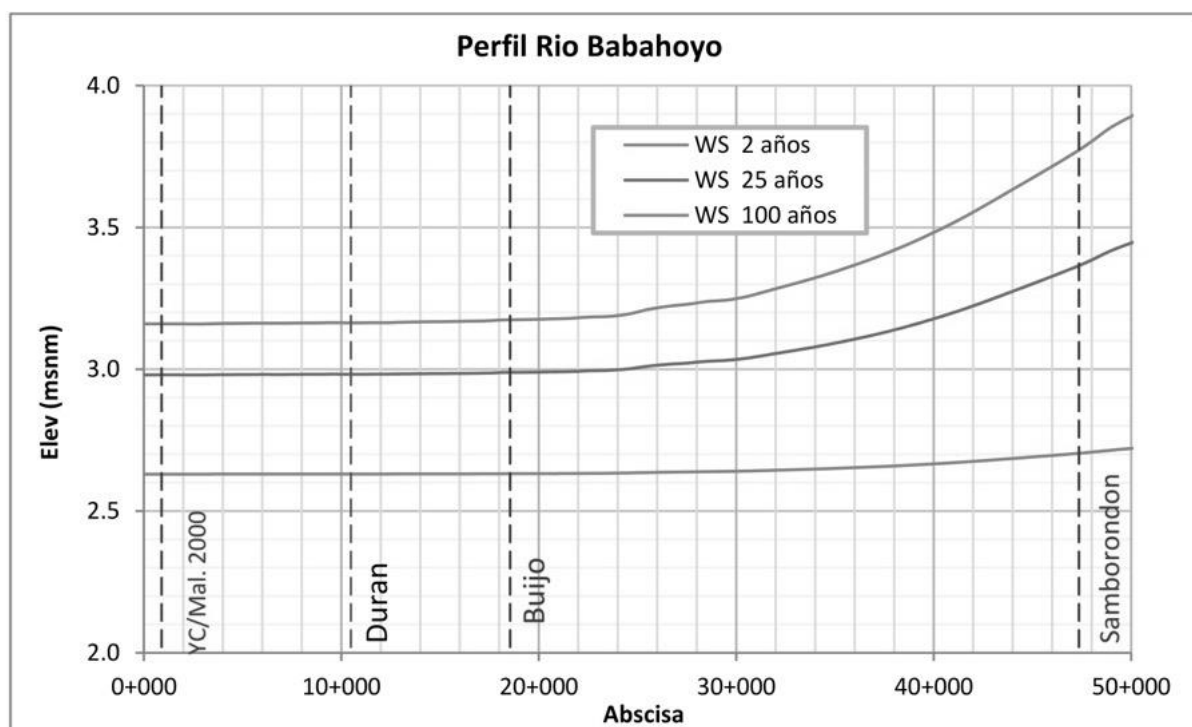


Figura 12.- Frecuencia de Niveles Máximos de la Superficie del Agua entre Guayaquil y Samborondón

Como **información complementaria**, es necesario mencionar que la amplitud de la marea frente a Guayaquil en el río Guayas, sujeto al flujo y reflujo de las mareas, es de 3.5 metros. Por otro lado, en los brazos de mar, conocidos como estero Salado, que rodean a la ciudad por el lado Oeste de la misma, la amplitud de la marea es de 5 metros, situación que no hace otra cosa que ratificar la enorme influencia de este factor en la problemática de las inundaciones actuales y por ende con mayor relevancia en un futuro cercano.

CAMBIO CLIMÁTICO

La comunidad internacional, creó el Panel Intergubernamental de expertos sobre el Cambio Climático IPCC (2007), que, tras examinar más de 14000 artículos científicos, evaluó, en agosto del 2021, como el calentamiento global cambiará al mundo en las próximas décadas, figura 13, el cual constituye el primero de una serie de estudios, que por el momento, significa la primera revisión importante desde aquel que publicó en el año 2013, en la que **sitúa a la ciudad de Guayaquil en el cuarto lugar de las ciudades con más riesgos de inundaciones como resultado de la elevación del nivel del mar.**

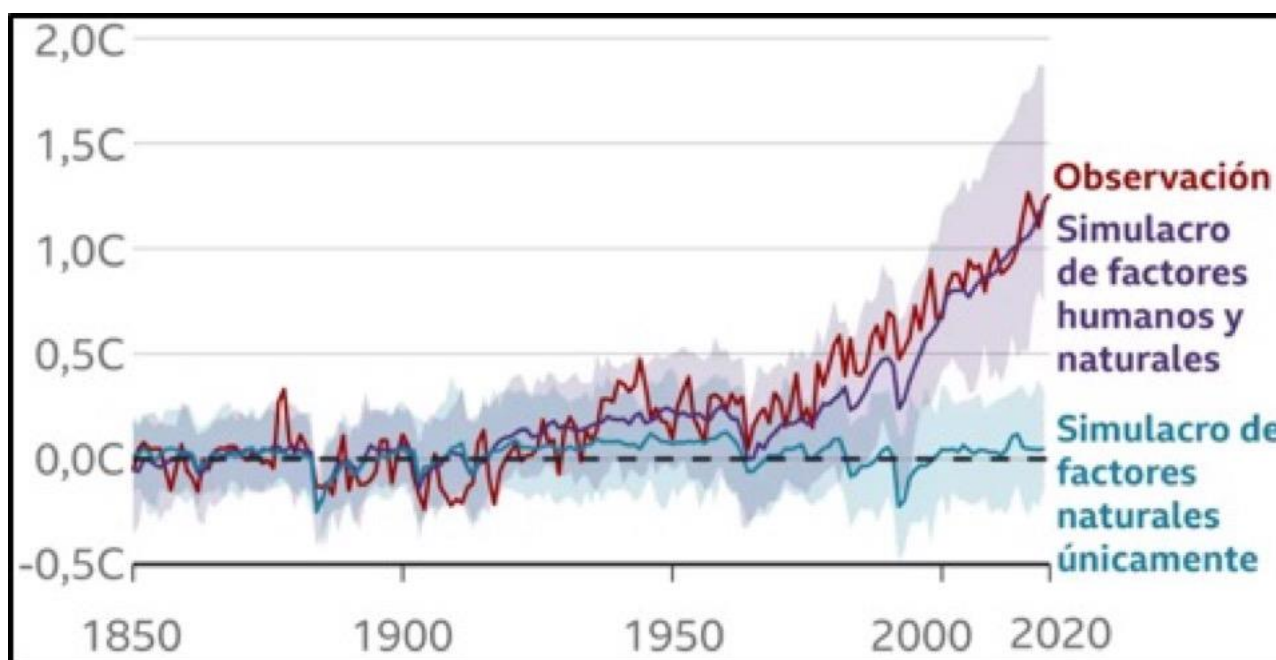


Figura 13.- Cambio Promedio de Temperatura a Nivel Global

El nuevo informe también deja en claro que el calentamiento experimentado es irreversible, en escalas de tiempo de siglos a milenios, y afecta a los fenómenos meteorológicos y climáticos extremos en todas las regiones del mundo. Los océanos seguirán calentándose, los glaciares continuarán derritiéndose y para muchas de estas consecuencias, **no hay vuelta atrás.**

En lo que respecta al aumento del nivel del mar, los científicos han modelado un rango probable de diferentes niveles de emisiones, figura 14, sin embargo, aunque poco probable, no se puede descartar un aumento de alrededor de 2 metros para finales de este siglo, ni tampoco un aumento de 5 metros para 2150.

Adicionalmente, reportes del IPCC proyectan, con un alto grado de confianza, para el Nor-Este de América del Sur la disminución de la nieve y los glaciares y por lo tanto aumentos en inundaciones pluviales y de ríos.

Actualmente ya se tiene un calentamiento en 1.1 °C en relación con el inicio de la era industrial, aunque en los informes regionales se proyectan cambios en escenarios de un mundo con 1.5 °C de calentamiento, 2 °C y 4 °C. Los autores establecen que desde 1970, las temperaturas de la superficie global han aumentado **más rápido que en cualquier otro período desde 1850.**

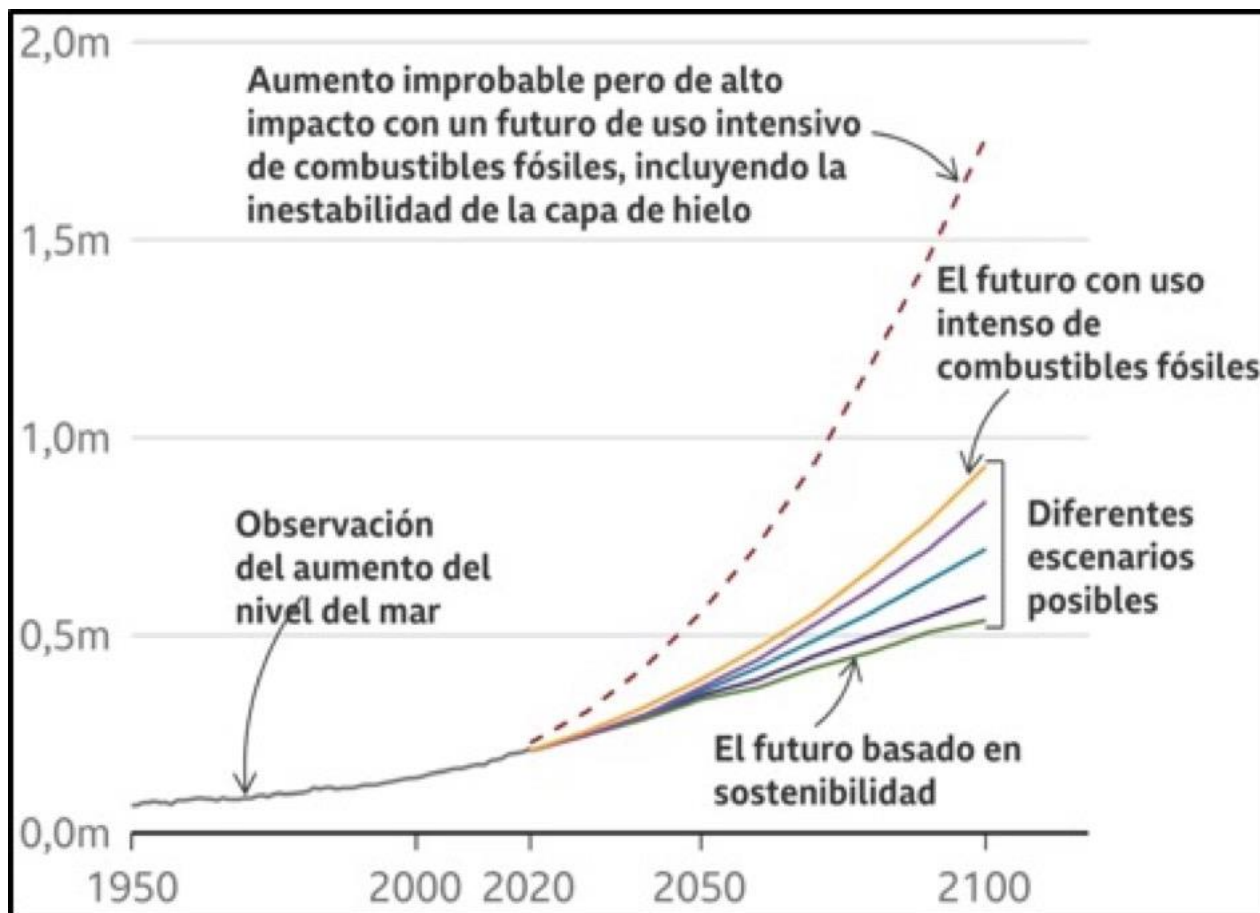


Figura 14.- Simulación del Incremento Global del Nivel del Mar

Respecto al calentamiento global el IPCC cree que en el **año 2040** la temperatura global se incrementará en **1,5°C** en todos los escenarios, aunque puede ser antes si las emisiones no se reducen drásticamente en los próximos años.

La tasa reciente de aumento del nivel del mar casi se ha triplicado en comparación con el periodo 1901-1971. El incremento del nivel medio del mar hasta el año **2100 será de 0.5 m a 0.70 m**, para los escenarios más o menos conservadores, dependiendo del uso futuro de los combustibles fósiles, aunque no se descarta un incremento entre 2 y 5 m., lo que hace suponer los graves problemas de inundación que ocurrirán en el área metropolitana de la ciudad de Guayaquil, que ocasionará el éxodo de miles de personas a zonas más seguras, graves problemas económicos, sociales y ambientales, que deben merecer una preocupación de autoridades locales, provinciales y nacionales.

CONCLUSIONES

Si bien es cierto la sedimentación ha estado activa a través de tiempos geológicos, en la actualidad, en los alrededores de la ciudad de Guayaquil, se siguen presentando la formación de una serie de nuevas islas y depósitos alternos de material a lo largo de los bancos del río, que precisamente responden a esa dinámica natural de los sistemas fluviales, acelerada por fenómenos naturales y antrópicos, entre los que se destaca el sobrecalentamiento global.

En la actualidad, gran parte del sector sur y sur - oeste de la ciudad, figura 15, sufre de inundaciones, inclusive en época de estiaje, durante las mareas extraordinarias mensuales, las mismas que se incrementan, cuando, durante la época de lluvias, hay una coincidencia entre la pleamar y el agua de lluvia que cae directamente sobre la ciudad.



Figura 15.- Sectores Sur y Sur – Oeste de la Ciudad de Guayaquil

El nivel de marea máximo correspondiente a los periodos de recurrencia de **2, 10, 25 y 100 años**, es equivalente a **2.65, 2.90, 3.00 y 3.20 m.s.n.m.**, cuya coincidencia, con grandes descargas que bajan por los ríos y con lluvia sobre la ciudad, producen inundaciones mayores y de mayor permanencia en grandes sectores de la ciudad y su área metropolitana.

Es necesario contemplar las consecuencias que se derivan del cambio climático que se hace sentir en todas las latitudes, particularmente, en lo que tiene relación con la **sobre elevación del nivel del mar**, cuya predicción para el **año 2050 varía entre 0.35 y 0.40 m.**, entre rangos más o menos conservadores, dependiendo de la menor o mayor dependencia que tengamos en relación con el uso de combustibles fósiles, situación que agravaría las inundaciones de la ciudad.

Adicionalmente, la tasa reciente de aumento del nivel del mar casi se ha triplicado en comparación con el periodo 1901-1971 y la predicción de la sobre elevación del nivel del mar para el **año 2100** se establece, en los escenarios más o menos optimista, entre **0.50 y 0.70 m.**, que parecen ser valores relativamente conservadores por encima del nivel de marea de **100 años de recurrencia**.

Respecto al calentamiento global el IPCC cree que en el año 2040 la temperatura global se incrementará en 1.5°C en todos los escenarios, aunque puede ser antes si las emisiones no se reducen drásticamente en los próximos años.

Lo mencionado hace suponer los graves problemas de inundación que ocurrirán en el área metropolitana de la ciudad de Guayaquil, que ocasionará el éxodo de miles de personas a zonas más seguras, graves problemas económicos, sociales y ambientales, que deben merecer una preocupación de autoridades locales, provinciales y nacionales, figura 16.

Los sectores norte de la ciudad y aquel donde se asienta el sistema financiero local, figuras 17 y 18 constituyen el denominado centro financiero y comercial de la ciudad de Guayaquil, en donde la mayor parte de la población es de recursos medios y medio alto, están directamente vinculados a las riberas de los ríos Daule y Babahoyo, que forman el río Guayas, y por lo tanto están expuestos directamente a las consecuencias derivadas de los procesos de sedimentación de los mencionados ríos y al sobre incremento del nivel del mar.



Figura 16.- Sectores Financiero y Turístico de la Ciudad de Guayaquil



Figura 17.- Sector norte de Guayaquil



Figura 18.- Sector financiero de Guayaquil

Finalmente, las planicies costeras alrededor de la ciudad de Guayaquil, son vulnerables a una combinación de la elevación del nivel del mar, inundaciones y de intrusión salina, con graves consecuencias para la economía del sector agrícola y el país.

RECOMENDACIÓN

Iniciar de manera inmediata un **Estudio de un Plan Integral de Control de Inundaciones de la Ciudad de Guayaquil y su Área Metropolitana**, que considere un alcance armonioso con las consecuencias que se derivan de los fenómenos naturales y antrópicos, cuyos resultados definirán las acciones que a futuro se deberán tomar a efectos de no tener que soportar en el mediano plazo situaciones lamentables.

REFERENCIAS

- CEDEGE**, 1983, “Estudio de la Influencia de las Ondas de Marea en el Estuario del Río Guayas”, Unidad de Hidología y Recursos Hidráulicos.
- INOCAR**, 2002, “Estudios Hidrológicos para Establecer Zonas Potenciales de Erosión, Sedimentación e Inundación en el Río Guayas y el Área de Confluencia de los Ríos Daule y Babahoyo”, Informe Final.
- Rivero, J.**, 2004, “Sedimentación de Embalses en la Costa Ecuatoriana”, XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Sao Paulo, Brasil.
- USACE**, 2005, “GUAYAS RIVER SEDIMENTATION STUDY”, Phase I Report.
- IPCC**, 2021, “Cambio Climático”, Panel Intergubernamental Sobre el Cambio Climático, IPCC, NN. UU.
- Rivero, J.**, 2014, “Actualización del Estudio Hidrológico Complejo Multipropósito Jaime Roldós Aguilera”, HIDRONACIÓN, Contrato HNA-COM-0018-13.
- Rivero, J.**, 2021, “Estudio Hidrológico, Hidráulico y de Socavación de la RED SAICA”, VEOLIA – SEMGROUP SAICA, EMAPAG-EP.

LA FLUCTUACIÓN DEL NIVEL DEL AGUA SUBTERRÁNEA EN ACUÍFEROS COSTEROS POR LA INFLUENCIA DE LAS MAREAS OCEÁNICAS

Raúl Arrijo Juárez y Gabriel Echávez Aldape

Departamento de Hidráulica. División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México
Ciudad Universitaria. Apdo. Postal 70-256. Coyoacan 04510. Ciudad de México
México
arrijo_juarez_raul@yahoo.com.mx
echavez@unam.mx

RESUMEN:

El nivel del agua subterránea indica la cota de la presión atmosférica en un acuífero. Un cambio de presión en el agua subterránea induce un cambio en su nivel. Las fluctuaciones o variaciones de nivel del agua subterránea pueden clasificarse de acuerdo a su origen y a sus efectos. Por ejemplo, se clasifican de acuerdo con su duración en seculares y estacionales. Las variaciones de nivel se relacionan con el escurrimiento superficial. Los ríos influyen marcadamente en los niveles del agua subterránea y viceversa. Se presentan fluctuaciones debidas a la evapotranspiración, así como aquellas debidas a fenómenos meteorológicos, tales como la variación de la presión atmosférica (marea barométrica), la precipitación pluvial, el viento y las heladas. Asimismo, se presentan fluctuaciones debidas a las mareas, así como las causadas por la urbanización. El proceso de urbanización induce cambios en los niveles de agua subterránea que resultan de la disminución de la recarga de agua al subsuelo y de una creciente extracción de agua subterránea. Las cargas externas causan fluctuaciones del agua subterránea, y también se generan hundimientos y subsidencias relacionados con estas fluctuaciones. Finalmente, el cambio climático global también causa fluctuaciones. El objetivo de este trabajo es estudiar la fluctuación del nivel del agua subterránea debida a la influencia de las mareas oceánicas, presentándose dos casos de estudio, uno para un acuífero confinado y otro para un acuífero no confinado.

ABSTRACT:

A ground water level indicates the elevation of atmospheric pressure of an aquifer. A pressure change in ground water entails a change of ground water level. Ground water level fluctuations or variations may be classified according to their origin and their effects. For example, they may be classified according to time in secular and seasonal. Streamflow level variations are also considered. Streams influence ground water levels and vice versa. Evapotranspiration fluctuations also occur, as well as those due to meteorological phenomena, such as atmospheric pressure variations (barometric tide), rainfall, wind and frost. Fluctuations due to tides and urbanization also occur. The process of urbanization induces ground water level changes as a result of less recharge and increased withdrawal. Fluctuations caused by external loads also occur, as well as land subsidence and sinkholes related to ground water fluctuations. Finally, global climate change also causes ground water level fluctuations. The objective of this paper is to study ground water level fluctuations due to the influence of ocean tides, along with two case studies, the first one for a confined aquifer and the second one for an unconfined aquifer.

PALABRAS CLAVES: cambio climático global, fluctuación del nivel del agua subterránea, mareas oceánicas

INTRODUCCIÓN

El nivel del agua subterránea indica la elevación de la presión atmosférica en un acuífero. Cualquier cambio de presión en el agua subterránea induce un cambio de nivel. En los acuíferos no confinados, cambia el nivel freático, y en los confinados, la elevación de la superficie piezométrica. Los cambios en el almacenaje, que resultan de la diferencia entre el suministro y la extracción de agua, inducen variaciones de nivel del agua subterránea que duran desde unos cuantos minutos hasta muchos años. El bombeo del agua subterránea causa una variación de su nivel. Las variaciones en el caudal de un río están estrechamente relacionadas con el nivel del agua subterránea. Los fenómenos meteorológicos (tales como la precipitación pluvial, el viento y las heladas), las mareas, la urbanización, los terremotos y las cargas externas influyen en el nivel del agua subterránea. En algunos casos el nivel del agua subterránea puede controlarse; por ejemplo, la regulación de la transminación de agua a través de la cortina permeable de una presa. Las fluctuaciones del nivel del agua subterránea son importantes por muchas razones, por ejemplo porque pueden causar hundimientos o subsidencias al inducir cambios en las condiciones del subsuelo.

Las fluctuaciones o variaciones de nivel del agua subterránea se clasifican empíricamente de acuerdo a su origen y a sus efectos sobre ésta. A continuación se presenta una propuesta de clasificación (Todd y Mays, 2005).

Variaciones de nivel en el tiempo. Se clasifican en *seculares* y *estacionales* de acuerdo con la duración. Una *variación secular* es aquella que se prolonga durante años, y puede ser cíclica, tales como las series alternantes de años húmedos y secos en los cuales la precipitación pluvial está por arriba o por debajo de la media, produciéndose fluctuaciones de nivel a largo plazo. En algunos casos, una variación secular muestra una tendencia bien definida que tiende a ser constante. Por ejemplo, en una cuenca hidrológica donde la extracción sea mayor que la recarga, se genera una tendencia descendente del nivel del agua subterránea que continúa durante muchos años. Una *variación estacional* es la que sigue ciclos estacionales bien definidos, como por ejemplo: el aumento del nivel de agua subterránea por la recarga de agua proveniente de la precipitación pluvial y/o de la irrigación. Una *variación a corto plazo* es aquella concomitante con el uso preponderante del agua subterránea en una localidad. Por ejemplo, se observan variaciones diurnas regulares en el nivel de agua subterránea de los pozos de abastecimiento de agua potable. Para los pozos de abastecimiento industrial u otros usos municipales, pueden observarse variaciones semanales en los niveles de agua subterránea.

Variaciones de nivel relacionadas con el escurrimiento superficial. Los ríos influyen marcadamente en el nivel del agua subterránea y viceversa. Si un río interactúa con un acuífero no confinado, aquel puede recargar al acuífero o puede recibir un flujo de agua subterránea de éste dependiendo de los niveles hidráulicos relativos (escurrimiento base). El *almacenamiento de agua en las riberas de un río* es el volumen de agua almacenada en la ribera del río, que se libera después de que haya transitado la avenida. El *escurrimiento base* constituye el caudal de agua subterránea que llega al río. En la temporada de lluvias, el escurrimiento de un río proviene principalmente del *escurrimiento directo* que se genera en la cuenca hidrológica por la precipitación pluvial. En la temporada de estiaje, prácticamente todo el escurrimiento del río puede provenir del escurrimiento base. Generalmente, el escurrimiento base no está sujeto a fluctuaciones extremas y es indicativo de las características del acuífero dentro de la cuenca hidrológica.

Fluctuaciones debidas a la evapotranspiración. Se refieren a las variaciones diurnas que experimentan los acuíferos no confinados cuyo nivel freático se aproxima a la superficie del terreno. La *evapotranspiración* causa que el acuífero libere agua a la atmósfera con una variación diurna altamente correlacionada con la temperatura ambiente.

Fluctuaciones debidas a los fenómenos meteorológicos. La variación de la presión atmosférica (marea barométrica), la precipitación pluvial, el viento y las heladas, son fenómenos que causan fluctuaciones en el agua subterránea. La *variación de la presión atmosférica* produce variaciones de

nivel apreciables en pozos que penetran en acuíferos confinados. La relación es inversamente proporcional, es decir, un incremento de la presión atmosférica produce una disminución en el nivel del agua y viceversa. La presión atmosférica varía de 990 a 1040 hectopascales. Una variación de 1 hectopascal causa una variación de 1 cm del nivel medio del mar. En el caso de los acuíferos no confinados, los cambios de la presión atmosférica se transmiten directamente al manto freático, tanto en el acuífero como en el (los) pozo(s) y, por lo tanto, no hay diferencia en la presión. Estos cambios de presión afectan al aire atrapado en los poros situados por debajo del manto freático, causando fluctuaciones similares a las que se observan en los acuíferos confinados, aunque más pequeñas. La *precipitación pluvial* no es un indicador muy preciso de la recarga del agua subterránea debido a las pérdidas tanto en la superficie como debajo de la superficie, así como el tiempo que demora la percolación vertical, el cual varía desde unos cuantos minutos para mantos freáticos someros en formaciones permeables hasta varios meses o años para mantos freáticos profundos que subyacen a capas de sedimentos con una permeabilidad vertical muy baja. Adicionalmente, en las regiones áridas y semi áridas la recarga proveniente de la precipitación pluvial puede ser prácticamente cero. Si el manto freático es somero, hay una respuesta inmediata a la precipitación pluvial. Los niveles de agua subterránea pueden mostrar variaciones estacionales debidas a la precipitación pluvial, pero con frecuencia también se incluyen la descarga natural y los efectos del bombeo. El *viento* causa fluctuaciones menores en el nivel de agua subterránea cuando sopla por encima del brocal de un pozo. El efecto es idéntico al de la acción de una bomba de vacío. Cuando el viento sopla, la presión de aire dentro del pozo desciende repentinamente y el nivel del agua asciende rápidamente. Después del paso del vendaval, la presión del aire aumenta en el pozo y el nivel del agua desciende. En las regiones donde ocurren *heladas*, el nivel freático, si es somero, desciende gradualmente durante el invierno y al inicio de la primavera asciende marcadamente antes de que pueda ocurrir una recarga proveniente del terreno en la superficie. Aparentemente, la explicación radica en la formación de un lente congelado durante el invierno por encima del nivel freático que se derrite al inicio de la primavera por el cambio de la temperatura ambiente, percolándose finalmente el agua de deshielo hasta llegar al nivel freático.

Fluctuaciones debidas a las mareas. La *marea* es el movimiento periódico que afecta al nivel general de los mares y océanos y que se manifiesta como una oscilación de amplitud muy variable (de 0.3 m a 15 m en el caso de las costas francesas) con un periodo que varía de medio día a un día. La vida de las poblaciones marítimas depende de este fenómeno porque controla el acceso a los puertos; siempre ha llamado la atención de las mentes curiosas y ha sido estudiado desde la Antigüedad. La solución se explica sólo en algunos casos específicos y si actualmente es posible predecir las mareas con precisión, es gracias a que se conoce su periodicidad, aunque todavía es difícil calcular la marea en un lugar nuevo (Bonafille, 1980). La marea es un fenómeno de origen astronómico porque depende mayormente de la influencia del Sol y de la Luna (también influye el movimiento de rotación de la Tierra). Sir Isaac Newton (1642 - 1727) explicó en 1687 el fenómeno de las mareas basándose en su teoría de la gravitación, siendo los parámetros relevantes la distancia entre los cuerpos celestes y sus respectivas masas. La hipótesis básica es que las masas se atraen entre sí proporcionalmente a su producto e inversamente proporcional al cuadrado de su distancia. Entre todos los astros, sólo la Luna y el Sol ejercen un efecto del mismo orden de magnitud que no es despreciable sobre las partículas de agua en la superficie de la Tierra. El astro en cuestión ejerce mayor atracción por unidad de masa sobre las partículas de agua situadas de su lado por estar más cerca, mientras que del lado oculto, esta atracción es menor. Con respecto a la Tierra, que se considera en principio indeformable, las moléculas de agua situadas en el lado diurno parecen atraídas por el astro y las moléculas en el lado nocturno parecen repelidas. Pero como la Tierra gira y cada molécula de agua mantiene aproximadamente la misma latitud durante una rotación, el astro en cuestión atrae al agua, por lo que ésta tiende a alejarse del centro de la Tierra, y durante la noche el agua está sometida a un efecto de repulsión que también tiende a alejarla del centro de la Tierra. Por tanto, cada partícula de agua está sometida a una fuerza que tiende a alejarla de la Tierra y que pasa por dos puntos máximos por día. Por lo tanto, el periodo fundamental de esta fuerza es medio día. Pero como el astro se mueve durante una revolución de la Tierra, finalmente

el periodo fundamental de la fuerza ejercida sobre el agua es el semi-periodo del día aparente del astro atrayente. Además, durante el año la distancia del astro a la Tierra varía, de modo que esta fuerza se modula anualmente. La Luna tiene un efecto que es de 2 a 3 veces mayor que el del Sol (Bonnefille, 1980). Las mareas son de dos tipos de acuerdo a su posición geográfica: las *mareas oceánicas o acuáticas* y las *mareas de la litosfera, terrestres o de tierra adentro*. Una *marea oceánica* se define como la oscilación periódica de la superficie del océano (desde el punto de vista de la geodesia, el nivel medio del mar) y de los cuerpos de agua contiguos tales como golfos y bahías, que generalmente ocurre dos veces al día y que es causada por la atracción gravitatoria del Sol y sobre todo de la Luna, cuya influencia varía en una proporción de $2/3$ a $3/4$ en la totalidad del fenómeno. Una *marea de la litosfera, terrestre o de tierra adentro*, como el caso de un mar interior, se define de manera similar, excepto que la oscilación de la superficie del agua es bastante menos marcada. Esta oscilación produce un efecto equiparable a un bombeo de la superficie del agua. Cuando el Sol, la Luna y la Tierra están alineados, se producen las *grandes mareas* que se conocen como *primaverales, mareas vivas, mareas altas, o sizigias*. Si los tres astros están alineados formando un ángulo recto (aparente de 90°), con la Tierra situada en el vértice del mismo, se producen mareas más pequeñas durante las fases lunares de cuarto creciente y cuarto menguante, conocidas como *mareas muertas, mareas bajas o de cuadratura*. Las mareas más pronunciadas ocurren en donde el mar se estrecha, como en bahías o ensenadas. El caso más célebre es el de la bahía de Fundy, entre las provincias marítimas de Nueva Escocia y Nueva Brunswick en la costa atlántica del Canadá, que presenta la marea más alta del mundo (19 m) debido a una combinación de factores poco común: la resonancia natural del agua conocida como seiche (una ondulación periódica del espejo del agua) y la forma de la bahía. Otras mareas muy altas son: la que se presenta en el puerto de Gallegos en Argentina (18 m), en el fondo del estuario del río Severn en Inglaterra (17 m) y en la bahía del Mont-Saint-Michel (Bonnefille, 1980). Una *marea oceánica* se divide en dos fases: la *pleamar o plenamar*, que es la altura máxima que alcanza la marea y que corresponde al *flujo*, que es el ascenso continuo y lento de las aguas marinas, y la *bajamar*, que es la altura mínima de la marea, y que corresponde al *reflujo*, que es el descenso progresivo de las aguas marinas. La *carrera o amplitud de marea* es la diferencia de altura entre pleamar y bajamar. El *rango micro mareal* corresponde a una carrera de marea menor de 2 m; el *rango meso mareal* a una carrera de marea entre 2 m y 4 m; y el *rango macro mareal* a una carrera mayor de 4 m. El *semi-periodo de marea* es la diferencia en el tiempo entre pleamar y bajamar y dura 6 horas, 12 minutos y 30 segundos.

Fluctuaciones causadas por la urbanización. La *urbanización* induce cambios en los niveles de agua subterránea por la disminución de la recarga de agua al subsuelo y la creciente extracción de agua subterránea. En el medio rural, el abastecimiento de agua generalmente proviene de pozos someros, y la mayor parte del agua residual doméstica regresa al subsuelo a través de fosas de excretas y/o tanques sépticos, por lo que se forma un subsistema hidrológico en equilibrio cuantitativo. A medida que aumenta la población, sobreviene un proceso de urbanización en el cual los pozos individuales se reemplazan con pozos públicos y se construye un sistema de alcantarillado que descarga las aguas negras a un cuerpo de agua superficial cercano. El equilibrio hidrológico se rompe y comienzan a descender persistentemente los niveles del agua subterránea. La disminución del nivel de agua subterránea se debe a tres factores: a) una reducción en la recarga del agua subterránea debido a las áreas superficiales impermeables pavimentadas y al alcantarillado pluvial, b) la creciente extracción de agua subterránea mediante pozos de bombeo para el suministro de agua municipal, y c) la disminución de la recarga de agua subterránea por el desalojo de las aguas negras recolectadas mediante el alcantarillado sanitario.

Fluctuaciones causadas por terremotos. Los *terremotos* ejercen diversos efectos sobre el agua subterránea, tales como las elevaciones y/o los descensos repentinos del nivel del agua en los pozos, los cambios del caudal de los manantiales, el surgimiento de manantiales nuevos y de surtidores de agua y lodo que brotan del terreno. Las sacudidas de un terremoto producen fluctuaciones pequeñas conocidas como *hidro sismos* en los pozos que penetran en acuíferos confinados. Aunque se sabe poco acerca de los efectos cuantitativos de los terremotos sobre el agua subterránea, estas

fluctuaciones resultan de los ciclos de compresión y expansión o dilatación en los acuíferos confinados elásticos por el paso de las ondas de Rayleigh del terremoto, que viajan con una velocidad aproximada de 200 km/min, ocurriendo las fluctuaciones en poco más de una hora aun cuando el epicentro del terremoto esté muy lejano. Se sabe por estudios de campo que la inyección de agua residual tratada en pozos profundos puede inducir temblores de tierra de magnitud muy pequeña en el rango de 1.5 a 4.4 grados en la escala de Richter. Se cree que el mecanismo por el cual la inyección de fluidos induce temblores de tierra consiste en una reducción de la resistencia a la fricción en la falla, que ocurre al aumentar la presión de poro. Se estudia la posibilidad de inyectar agua en zonas de falla potencialmente peligrosas para inducir temblores de tierra de baja intensidad que liberen los esfuerzos a lo largo de la falla, y evitar así la liberación repentina de energía acumulada que pueda causar un terremoto catastrófico.

Fluctuaciones causadas por cargas externas. Las *cargas externas* inducen cambios en el nivel del agua subterránea. El ejemplo más representativo es el de los pozos cercanos a las vías de un ferrocarril donde los trenes en circulación producen fluctuaciones apreciables en la superficie piezométrica. La elasticidad de los acuíferos confinados conduce a cambios en la presión hidrostática cuando se presentan cargas externas. La aplicación de una carga comprime el acuífero e incrementa la presión hidrostática. Entonces, la presión disminuye y tiende asintóticamente a su valor original a medida que el agua fluye radialmente hacia afuera desde el punto de aplicación de la carga. Inicialmente, el agua confinada y la fase sólida del acuífero comparten la carga. A medida que el agua fluye radialmente hacia afuera, la estructura del acuífero sustenta una proporción cada vez mayor de la carga.

Hundimientos y subsidencias relacionados con la fluctuación del agua subterránea. Las variaciones de nivel del agua subterránea pueden causar *hundimientos o subsidencias* del terreno, que son asentamientos graduales o colapsos repentinos de la superficie del terreno causados por el movimiento subterráneo de los materiales térreos. Las causas principales son la *compactación de los acuíferos*, la *explotación del agua subterránea*, el *drenado de los suelos orgánicos*, la *minería subterránea*, la *hidro compactación*, la *compactación natural*, los *sumideros* y el *deshielo del permafrost*. La *compactación de un acuífero* y la *sobre explotación del agua subterránea* están estrechamente relacionadas. En el caso de los acuíferos confinados, el abatimiento de la superficie piezométrica casi siempre es el resultado del bombeo excesivo del acuífero, y esto conduce por lo general a hundimientos o subsidencias. La única medida de control efectiva para este problema es reducir el bombeo para que se eleve el nivel piezométrico y /o recargar agua reciclada mediante pozos de inyección. Para terrenos planos constituidos por *suelos orgánicos* tales como turba y/o fango en los cuales el nivel freático es somero, el abatimiento del mismo por operaciones de *drenado* conduce a hundimientos o subsidencias. Las causas más comunes son: 1) la contracción del suelo por desecación, 2) la consolidación del suelo por la pérdida del efecto de flotación del agua subterránea (*buoyancy*), 3) la compactación por la labranza, 4) la erosión eólica, 5) la roza, y 6) la oxidación bioquímica. La *minería subterránea* puede causar variaciones en el nivel del agua subterránea al modificar las estructuras subyacentes. La *hidro compactación* causa el colapso de la superficie del terreno cuando se aplica agua a ciertos tipos de suelos. Los suelos más vulnerables son: 1) los depósitos aluviales sueltos con déficit de humedad, y 2) los depósitos de loess con déficit de humedad. Cuando se aplica agua a estos suelos, se colapsa la estructura interna que tiene un alto contenido de vacíos, lo que conduce a subsidencias erráticas del terreno. La *compactación natural* se debe a muchas causas. El abatimiento del nivel del agua subterránea puede conducir a la formación de *sumideros* que causen subsidencias catastróficas. El agua subterránea disuelve rocas solubles tales como la dolomita ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$) y la caliza (CaO). Finalmente, la superficie del terreno se hunde para formar una depresión con forma de copa. En áreas grandes de este tipo, puede formarse un sumidero plano de tipo kárstico en el que el drenado sería mayormente subsuperficial. En climas muy fríos, el *deshielo de la capa de permafrost* modifica el nivel del agua subterránea. El principio del esfuerzo efectivo gobierna la relación entre los cambios de nivel del agua subterránea y la compresión del acuífero. En la Mecánica de Suelos, el *esfuerzo efectivo* se

define como la diferencia entre el esfuerzo aplicado y la presión de poro (Lambe y Whitman, 1969). Cuando desciende el nivel del agua subterránea, el soporte de la presión de poro del fluido se transfiere a la fase sólida del acuífero, que se comprime. Cuando aumenta la presión de poro del fluido (por ejemplo, cuando el acuífero se recarga), el soporte que suministraba la fase sólida se transfiere al fluido, causando que ésta se dilate. La fase sólida experimenta ciclos alternantes de compresión y expansión al fluctuar la presión de poro del fluido con la descarga y la recarga del acuífero. Esta deformación, que es totalmente reversible, ocurre en todos los acuíferos, lo que conduce a desplazamientos estacionales reversibles de la superficie del terreno como respuesta a los cambios estacionales del bombeo.

Fluctuaciones causadas por el cambio climático global. El *cambio climático global* también induce variaciones en el nivel del agua subterránea. El cambio neto del equilibrio de la radiación interna de la atmósfera causa el efecto invernadero, por la acumulación de los gases de efecto invernadero, que resulta en el calentamiento tanto de la atmósfera como de la superficie de la Tierra. La magnitud del *efecto invernadero* depende de la composición de la atmósfera, siendo los compuestos más importantes el vapor de agua (H_2O) y el bióxido de carbono (CO_2), y los menos importantes ciertos gases traza tales como el metano (CH_4). En general, los *patrones hidrológicos* influyen en los patrones de almacenamiento de agua de todos los componentes del ciclo hidrológico y también en los intercambios entre acuíferos, corrientes, ríos y lagos. Los acuíferos a flor de tierra son el componente más sensible al clima del sistema de aguas subterráneas. Estos acuíferos suministran grandes volúmenes de agua a corrientes, lagos, humedales y manantiales. Como el sistema de agua subterránea tiende a responder más lentamente a la variabilidad del clima a corto plazo que el sistema de agua superficial, en general la cuantificación de los recursos del agua subterránea se basa en condiciones promedio tales como la recarga anual y/o el gasto medio anual de las corrientes. El uso de promedios puede conducir a subestimar la importancia de las sequías. Los efectos más importantes del cambio climático sobre los niveles del agua subterránea son: a) cambios en la recarga del agua subterránea por las variaciones de la temperatura y de la precipitación pluvial promedio o de la distribución estacional de la precipitación pluvial, b) sequías más intensas y más prolongadas, c) cambios en la evapotranspiración por cambios de la vegetación, y d) una mayor demanda de agua subterránea para satisfacer el suministro de agua potable para la población. Actualmente, es necesario estudiar más a fondo los impactos del cambio climático sobre el agua subterránea. Un ejemplo sería el impacto de la elevación del nivel del mar que causa un incremento de la intrusión del agua salada en los acuíferos costeros (cuña salina).

OBJETIVOS

Estudiar la fluctuación del nivel del agua subterránea por la influencia de las mareas oceánicas con dos casos de estudio.

METODOLOGÍA

Cuando se presenta una marea oceánica en un acuífero costero, se generan fluctuaciones senoidales del nivel del agua subterránea. Si el nivel del océano oscila con un movimiento armónico simple, se propaga tierra adentro un tren de ondas senoidales que se origina en el afloramiento submarino del acuífero. La amplitud de onda disminuye con la distancia tierra adentro al mismo tiempo que aumenta el desfase en el tiempo de un máximo dado. Este problema se resuelve matemáticamente mediante una analogía con la conducción del calor en un sólido semi-infinito sujeto a variaciones periódicas de temperatura que son perpendiculares a la dimensión infinita del sólido (Gregg, 1966; Werner, 1951). Dada la siguiente ecuación diferencial parcial aproximada que gobierna el flujo no permanente en un acuífero confinado compresible con un espesor uniforme b :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S}{Kb} \frac{\partial h}{\partial t} \quad [1]$$

donde

h = carga piezométrica

x = coordenada en el eje x

y = coordenada en el eje y

z = coordenada en el eje z

S = coeficiente de almacenamiento

K = coeficiente de permeabilidad

b = espesor del acuífero

t = tiempo

podemos simplificar la ecuación [1] para flujo en una sola dirección como sigue:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad [2]$$

donde

h = elevación o descenso netos de la superficie piezométrica con referencia al nivel medio del mar

x = distancia tierra adentro desde el afloramiento

T = coeficiente de transmisibilidad = Kb

Si la semi-amplitud de la marea es h_0 , las condiciones de frontera son $h = h_0 \sin \omega t$ para $x = 0$ y $h = 0$ para $x = \infty$ donde

$$\omega = \frac{2\pi}{t_0}$$

ω = velocidad angular de la onda para un semi-periodo de marea t_0

La solución de la ecuación [2] para estas condiciones de frontera es la siguiente:

$$h = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} \text{sen} \left(\frac{2\pi t}{t_0} - x\sqrt{\pi S/t_0 T} \right) \quad [3]$$

La amplitud h_x de la fluctuación del agua subterránea para una distancia x es:

$$h_x = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}}$$

El desfase de tiempo t_L para un máximo o un mínimo dados después del inicio de la marea en el océano es:

$$t_L = x\sqrt{t_0 S/4\pi T}$$

Las ondas viajan con una velocidad v_{onda} :

$$v_{onda} = \frac{x}{t_L} = \sqrt{4\pi T/t_0 S}$$

La longitud de onda L_{onda} es:

$$L_{onda} = v_{onda} t_0 = \sqrt{4\pi t_0/S}$$

El agua entra al acuífero durante la mitad de cada ciclo de marea y sale durante la otra mitad del ciclo. El volumen de agua por unidad de longitud de costa que fluye para cada semi-ciclo es:

$$V = h_0 \sqrt{2t_0 ST/\pi}$$

La ecuación [3] también permite obtener una buena aproximación de la fluctuación del nivel freático en un acuífero no confinado si el rango de fluctuación es pequeño en comparación con el espesor saturado del acuífero.

Así como los cambios de la presión atmosférica producen variaciones en los niveles piezométricos, las oscilaciones de la marea hacen variar la carga sobre los acuíferos confinados que están situados bajo el fondo marino. Al contrario del efecto de la presión atmosférica, las fluctuaciones de la marea son directas (a medida que aumenta el nivel del mar aumenta el nivel del agua subterránea). La eficiencia C de la marea para el acuífero se relaciona con la eficiencia barométrica B , que se define como el cociente del cambio de nivel del agua entre el cambio de presión, mediante la siguiente ecuación (Jacob, 1940):

$$C = 1 - B$$

Por lo general, este valor varía de 20 a 75 por ciento. La eficiencia de la marea es una medida de la incompetencia de los estratos confinantes para resistir los cambios de presión.

RESULTADOS

Esta metodología se aplica a dos casos de estudio:

Un *acuífero confinado* de 80 pies (24.38 m) de espesor que interseca a la línea de la costa con un coeficiente de permeabilidad $K = 2000$ gal/pie²/día y un coeficiente de almacenamiento $S = 0.0008$, calculándose la superficie piezométrica para 8000 pies (2438 m) tierra adentro, para marea alta con una amplitud de marea de 3.5 pies (1.07 m).

Un *acuífero no confinado* para los mismos datos con excepción de que $S = 0.10$, calculándose el nivel freático.

Caso de estudio para un acuífero confinado

Dados:

$$K = 2000 \text{ gal/pie}^2/\text{día}$$

$$b = 80 \text{ pies (24.38 m)}$$

$$S = 0.0008$$

$$h_0 = 3.5 \text{ pies (1.07 m)}$$

$$t_0 = 12.5 \text{ horas}$$

Substituyendo en la ecuación [3]:

$$h = h_0 e^{-x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}}} \text{sen} \left(\frac{2\pi t}{t_0} - x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} \right) \quad [3]$$

considerando que $t = \frac{t_0}{4}$ para marea alta

y empleando la siguiente identidad trigonométrica:

$$\text{sen}(\varphi - \theta) = \text{sen} \varphi \cos \theta - \cos \varphi \text{sen} \theta$$

obtenemos:

$$\text{sen} \left(\frac{2\pi t}{t_0} - x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} \right) = \text{sen} \frac{2\pi t}{t_0} \cos x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} - \cos \frac{2\pi t}{t_0} \text{sen} x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} =$$

$$\begin{aligned} \operatorname{sen} \frac{2\pi t_0}{t_0} \cos x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} - \cos \frac{2\pi t_0}{t_0} \operatorname{sen} x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} = \\ \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \cos x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} - \cos \frac{\pi}{2} \operatorname{sen} x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} = \\ \cos x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} \quad [4] \end{aligned}$$

ya que $\operatorname{sen} \frac{\pi}{2} = 1$ y $\cos \frac{\pi}{2} = 0$

Substituyendo [4] en la ecuación [3] obtenemos:

$$h = h_0 e^{-x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}}} \cos x \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} \quad [5]$$

Substituyendo los valores dados en el radical de la ecuación [5]:

$$\begin{aligned} \sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} &= \sqrt{\frac{\pi(0.0008)}{12.5h * 2000 \frac{\text{gal}}{\text{pie}^2 \text{ día}} * 80 \text{pie}}} = \\ &= \sqrt{\frac{\pi(0.0008)}{24 \frac{h}{\text{día}} * 2000 \frac{\text{gal}}{\text{pie}^2 \text{ día}} * 1 \text{pie}^3 * 80 \text{pie}}} = 4.750 \times 10^{-4} \text{pie}^{-1} \end{aligned}$$

Por lo que la ecuación [5] queda:

$$h = 3.5 e^{-x(4.750 \times 10^{-4})} \cos x(4.750 \times 10^{-4})$$

En la Tabla 1 se muestra la variación de la superficie piezométrica en pies y metros para marea alta y en la Figura 1 se muestra esta variación en forma gráfica.

Tabla 1.- Variación de la superficie piezométrica para el caso de estudio de un acuífero confinado.

x pie (m)	0 0	500 (152.40)	1000 (304.80)	1500 (457.20)	2000 (609.60)	2500 (762)	3000 (914.40)	3306.9 (1007.94)	3500 (1066.80)	4000 (1219.20)	4500 (1371.60)			
h pie (m)	3.5 (1.07)	2.68 (0.82)	1.94 (0.59)	1.30 (0.396)	0.79 (0.24)	0.40 (0.12)	0.12 (0.0366)	0.0 0.0	-0.06 (-0.018)	-0.17 (-0.052)	-0.22 (-0.067)			
x pie (m)	5000 (1524)		5500 (1676.40)		6000 (1828.80)		6500 (1981.20)		7000 (2133.60)		7500 (2286)		8000 (2438.40)	
h pie (m)	-0.23 (-0.07)		-0.22 (-0.067)		-0.19 (-0.058)		-0.16 (-0.0488)		-0.12 (-0.0366)		-0.09 (-0.027)		-0.06 (-0.018)	

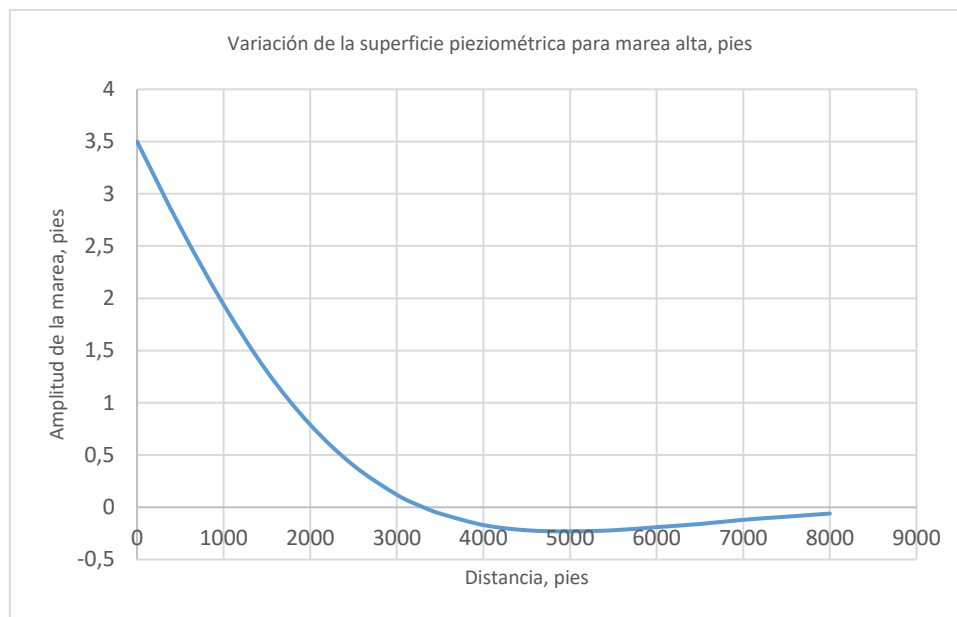


Figura 1.- Caso de estudio para un acuífero confinado propuesto.

Caso de estudio para un acuífero no confinado

Dados

$$K = 2000 \text{ gal/pie}^2/\text{día}$$

$$b = 80 \text{ pies (24.38 m)}$$

$$S = 0.10$$

$$h_0 = 3.5 \text{ pies (1.07 m)}$$

$$t_0 = 12.5 \text{ horas}$$

Siguiendo exactamente el mismo procedimiento que para el caso anterior y sustituyendo los valores dados en el radical de la ecuación [5], se obtienen los siguientes resultados:

$$\sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}} = \sqrt{\frac{\pi(0.10)}{12.5h * 2000 \frac{\text{gal}}{\text{pie}^2 \text{ día}} * 80 \text{ pie}}} =$$

$$\sqrt{\frac{\pi(0.10)}{\frac{12.5h}{24 \frac{h}{\text{día}}} * 2000 \frac{\text{gal}}{\text{pie}^2 \text{ día}} * 1 \text{ pie}^3 * 80 \text{ pie}}} = 5.3103 \times 10^{-3} \text{ pie}^{-1}$$

Por lo que la ecuación [5] queda:

$$h = 3.5e^{-x(5.3103 \times 10^{-3})} \cos x(5.3103 \times 10^{-3})$$

En la Tabla 2 se muestra la variación del nivel freático en pies y metros para marea alta y en la Figura 2 se muestra esta variación en forma gráfica.

Tabla 2.- Variación del nivel freático para el caso de estudio de un acuífero no confinado.

x pie (m)	0 0	100 (30.48)	200 (60.96)	295.80 (90.16)	300 (91.44)	400 (121.92)	500 (152.40)
h pie (m)	3.5 (1.067)	1.77 (0.54)	0.59 (0.18)	0.0 0.00	-0.02 (-0.006)	-0.22 (-0.067)	-0.22 (-0.067)
x pie (m)	600 (182.88)	700 (213.36)	800 (243.84)	887.41 (270.48)	900 (274.32)	1000 (304.80)	1500 (457.20)
h pie (m)	-0.14 (-0.043)	-0.07 (-0.021)	-0.02 (-0.006)	0.0 0.0	0.002 (0.001)	0.0097 (0.003)	-0.00014 0.0



Figura 2.- Caso de estudio para un acuífero confinado propuesto.

CONCLUSIONES

Se presenta una metodología para calcular las fluctuaciones del nivel del agua subterránea causadas por las mareas oceánicas, en acuíferos confinados o no confinados que intersecan a la línea de la costa, partiendo de la ecuación diferencial parcial aproximada [1] que gobierna el flujo no permanente en un acuífero confinado compresible con un espesor uniforme b . La ecuación [3], que es la solución analítica de la ecuación [1], permite calcular la fluctuación senoidal del nivel del agua subterránea con respecto a la distancia horizontal x cuando ocurre la marea. La energía maremotriz (aprovechamiento de las mareas para producir energía eléctrica) es un tipo de energía renovable que ha cobrado mucho auge en la actualidad, aun cuando las limitaciones de costo y de sus efectos ambientales nocivos han impedido su uso generalizado. La central maremotriz más grande del mundo es la de Sihwa Lake en Corea del Sur con una capacidad de 254 MW, seguida de la planta de La Rance en Bretaña en el noroeste de Francia cerca de la ciudad portuaria de Saint Malo con una capacidad de 240 MW (la primera en el mundo).

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la UNAM el apoyo proporcionado para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bonnefille, R.** (1980). *Cours d'hydraulique maritime*. Segunda edición revisada. Masson. Paris. 173 pp.
- Gregg, D. O.** (1966). "An analysis of ground-water fluctuations caused by ocean tides in Glynn County, Georgia". *Ground Water*, Vol. 4, No. 3, pp. 24-32.
- Jacob, C. E.** (1940). "On the flow of water in an elastic artesian aquifer". *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 21, pp. 574-586.
- Lambe, T. William and Whitman, Robert V.** *Soil Mechanics*. Massachusetts Institute of Technology. John Wiley & sons, Inc. Nueva York. 553 pp.
- Newton, Isaac.** (1687). *Philosophiæ Naturalis Principia Mathematica*. Londres, Inglaterra.
- Todd, David Keith and Mays, Larry W.** (2005). *Groundwater Hydrology*. Tercera edición. John Wiley & sons, Inc. Nueva York. 636 pp.
- Werner, P. W. and D. Noren.** (1951). "Progressive waves in non-artesian aquifers". *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 32, pp. 238-244.

DETERMINACIÓN DE UMBRALES OPERATIVOS A PARTIR DE REGISTROS DE INCIDENTES EN PUERTO

Felipe Alfaro Corrales¹, Henry Alfaro Chavarría¹, Alejandro Artavia Pérez²,
Georges Govaere Vicarioli

¹Unidad de Ingeniería Marítima de Ríos y Estuarios (iMARES), Universidad de Costa Rica, ²Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Costa Rica
luis.alfarocorrales@ucr.ac.cr, henry.alfaro@ucr.ac.cr, Miguel.Artavia@mopt.go.cr, georges.govaere@ucr.ac.cr

RESUMEN:

Este trabajo es una primera aproximación para determinar los umbrales límite de operación para el Puerto Caldera en Costa Rica, a partir de datos de oleaje medidos en campo y reportes históricos de paradas operativas o afectación a las operaciones del puerto. Se cuenta con información medida dentro de los puestos de atraque y fuera del puerto en la entrada del Golfo de Nicoya donde el oleaje swell se ha visto poco afectado.

Se contrasta temporalmente la información medida afuera del puerto con los reportes históricos y se define un umbral límite dado por la combinación de altura de ola significativa mayor a 1.80 m y periodo pico mayor a 15.0 s. Si las condiciones del mar superan este umbral, se produce una afectación a las operaciones a pleno dentro de los puestos de atraque.

Adicionalmente se presenta una demostración del uso de los umbrales límite, durante el septiembre de 2021 que se tienen mediciones dentro y fuera del puerto y se detectó una parada operativa importante con cierre total de puestos de atraque durante al menos 5 días debido a condiciones de oleaje y se pudo corroborar con los resultados de la campaña de campo.

ABSTRACT:

This research is the first approximation to determine the port operation downtime threshold in Port of Caldera, Costa Rica, based on a combination of field measurements and historical operation downtime reports. Wave measurements inside the port and outside, in Gulf of Nicoya entrance, are available.

The port operation downtime threshold was defined comparing wave measurements in Cabo Blanco and Port of Caldera operation downtime reports temporarily. The outcomes show that, there is a downtime operation event in Port of Caldera if wave height is higher than 1.80 m and peak period is higher than 15.0 s simultaneously.

Additionally, a demonstration of the downtime operation threshold defined is presented. The proposed method to find downtime events identified an example incident during September 2021, when wave measurements inside the port are available. Operations in Port of Caldera were affected by adverse wave climate. Those conditions were responsible for operation closures up to 5 days in Caldera.

PALABRAS CLAVES: Agitación portuaria, operatividad portuaria, mediciones instrumentales

INTRODUCCIÓN

Las variables meteo-oceanográficas cuando interaccionan con la infraestructura portuaria y los buques, influyen en las operaciones de los puertos y por ende en la calidad del servicio; con lo cual, el conocer el comportamiento de dichas variables es de importancia para los operadores portuarios, para de esta manera establecer valores umbrales para la operación del puerto.

En la actualidad existe literatura (ROM3.1-99, PIANC, Working group PTC II-24, 1995) que sugiere umbrales para distintos momentos cuando el buque se encuentra dentro del puerto. No obstante, estas recomendaciones se limitan principalmente a establecer el umbral a partir del parámetro de altura de ola significativa H_s ; asimismo, se usan de manera generalizada a todos los puertos, sin discriminar el tipo de buque, los equipos con los que dispone el puerto para la atención del buque y las variables hidrodinámicas particulares e imperantes en cada puerto.

Puerto Caldera es el principal punto de intercambio marítimo comercial de la costa del Pacífico de Costa Rica, específicamente el puerto se localiza dentro del Golfo de Nicoya. Las autoridades de Puerto Caldera han registrado, a lo largo de los años, eventos de paradas operativas que afectan la calidad del servicio del puerto; con lo cual, el establecer umbrales de operación específicos para este puerto es de importancia para la toma de decisiones por parte de las autoridades.

El objetivo de este trabajo es presentar una primera aproximación de umbrales operativos para Puerto Caldera. Para ello se correlacionan los datos de oleaje medidos en un punto en la entrada del Golfo de Nicoya con los registros de paradas operativas que han reportado el operador portuario.

MATERIALES Y MÉTODOS

La Figura 1 muestra la ubicación de la zona de estudio, constituida por los sitios denominados Cabo Blanco y Puerto Caldera; en estos dos sitios se cuenta con datos de oleaje medidos *in situ*. Los datos de oleaje medidos fueron representados por los parámetros principales de oleaje como son altura de ola significativa (H_s), periodo pico (T_p) y en Cabo Blanco, también se contó con información de la dirección media (θ) del oleaje.



Figura 1.- Ubicación de Puerto Caldera y los sitios donde existen datos medidos.

Puerto Caldera se ubica en el interior del Golfo de Nicoya, en el litoral este. En la entrada del Golfo se experimenta oleaje tipo *swell* proveniente de las dirección sur-suroeste principalmente. En

la margen oeste de golfo se encuentran una serie de islas que representan un obstáculo natural contra el oleaje entrante respecto a la ubicación de la zona en estudio y el puerto en específico se ubica al norte de un saliente que también le proporciona protección.

Puerto de Caldera es la principal puerta de intercambio de mercancías del litoral Pacífico de Costa Rica. El tipo de buques que normalmente arriban al puerto se compone de: graneleros (47%), contenedores (23%), carga rodada (15%) y pesqueros (5%). Esta infraestructura fue construida a principios de los años ochenta. Sus facilidades principales se componen de una pantalla de atraque de 670 m de longitud y un rompeolas de 635 m de longitud aproximadamente. La pantalla de atraque está conformada por cuatro puestos denominados Puestos 1, 2, 3 partiendo de oeste a este y Puesto 4 en el extremo este, el cual fue construido en el 2016. Todos los puestos tienen calados distintos, de 11.0 m, 10.0 m, 7.5 m y 14.0 m respectivamente. Ver Figura 2.

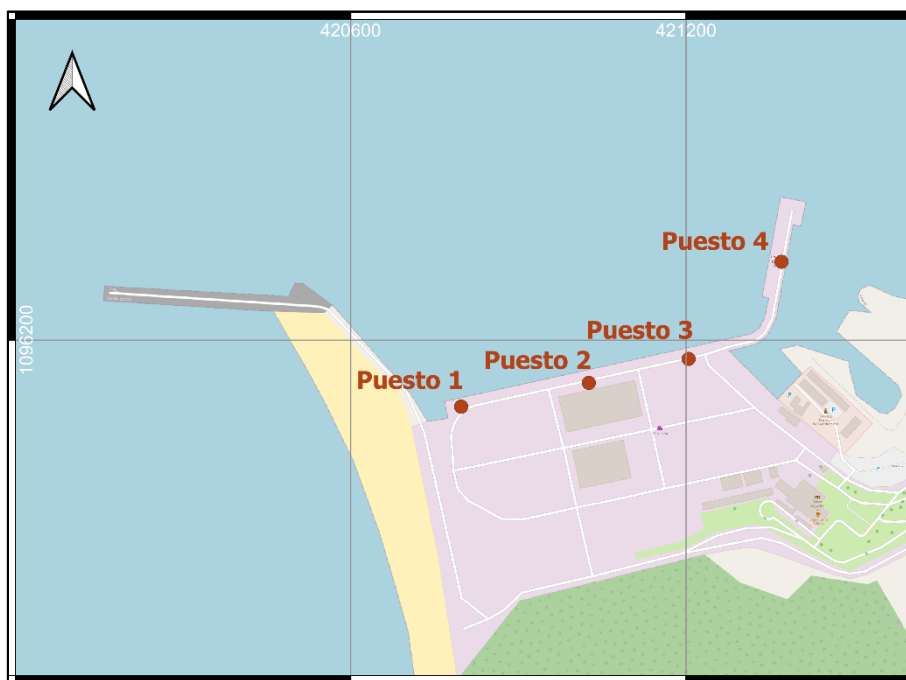


Figura 2.- Ubicación de los puestos de atraque en Puerto Caldera

Los datos registrados en Cabo Blanco se extienden desde enero de 2015 hasta marzo de 2022; en donde se presentan algunos lapsos sin datos debido a mantenimiento de los equipos durante las campañas de campo. En el interior del puerto también se tienen datos de oleaje medido en los puestos de atraque 1, 3 y 4, en el periodo de septiembre y octubre de 2021. En el sitio en Cabo Blanco se utilizó un equipo modelo AWAC, mientras que dentro de Puerto Caldera se colocaron equipos modelo Aquadopp, ambos para registrar presión. Con respecto a la configuración, se midió con una frecuencia de estados de mar cada 3 horas. Cada estado de mar se midió con una frecuencia de muestreo de 2 Hz en paquetes de 2048 datos, correspondientes a los primeros 17 minutos aproximadamente, considerados representativos de 3 horas.

El personal encargado de las operaciones del puerto ha registrado las paradas operativas del puerto. Para ello han creados reportes cada vez que ha ocurrido una afectación a las embarcaciones que operan dentro de los puestos de atraque. El reporte se compone de: fecha y hora, duración, puesto de atraque afectado, características geométricas de la embarcación, tipo de carga, tipo de afectación, acción implementada. Se cuenta con reportes desde marzo de 2017 hasta septiembre 2021.

Para estimar el umbral operativo en el puerto se correlaciona temporalmente la información de oleaje, representado por sus parámetros H_{m0} y T_p , y los registros de paradas operativas que afectaron el puerto. Específicamente para este estudio, se utilizó información de la base de datos de mediciones en el punto Cabo Blanco a la entrada del Golfo de Nicoya y tres puntos dentro de Puerto Caldera, correspondientes a los puestos de atraque 1, 3 y 4.

Para determinar los umbrales de altura de ola y periodo que si son superados en el punto Cabo Blanco producen eventos de agitación en Puerto Caldera, se contrastan temporalmente los datos de oleaje medido y los reportes de afectaciones. Para ello, se selecciona el rango entre enero de 2017 hasta enero de 2022. Dicho plazo se considera que representa adecuadamente la estacionalidad del oleaje (Alfaro, 2017). El procedimiento consistió en marcar la fecha del reporte a lo largo del período de 2017 – 2022 en la serie temporal de los parámetros Hm0 y Tp. Seguidamente, se define el umbral a partir de los valores mínimos Hm0 o Tp identificados, es decir, a partir de dichos valores se produce una afectación al puerto, independientemente de que la tormenta luego presente picos más altos de Hm0 o Tp.

Luego de haber definido los umbrales, se aplica el método a toda la serie para determinar cuántos eventos sobrepasan el umbral definido, pero no recibieron ningún reporte por parte del personal del puerto. Para encontrar estos casos se utiliza un método de detección de picos sobre umbral tomando en cuenta la combinación altura de ola y periodo. Es decir, si para un pico se sobrepasa el umbral de altura de ola pero no el de periodo pico, entonces no se considera como un evento no reportado. Adicional a esta condición, se estableció una independencia temporal entre eventos pico de 6 días, por lo tanto si se encuentran varias superaciones de umbral en dicha ventana de 6 días, se toma solo como un pico.

Posteriormente se presenta una demostración del uso de los umbrales durante un evento registrado en fechas donde se cuenta con mediciones de oleaje, en el punto Cabo Blanco y en el interior de Puerto Caldera.

RESULTADOS

A partir de los reportes de paradas se calculó el porcentaje de tiempo no operativo mensual del puerto (para todos los puestos de atraque), que se muestra en la Figura 3. Se observa que se hallaron afectaciones a las operaciones entre los meses de marzo a noviembre, con mayor severidad entre julio y octubre. Por ejemplo, ha habido meses durante los cuales el puerto no ha trabajado a pleno hasta 25% del mes, lo que representa una problemática importante.

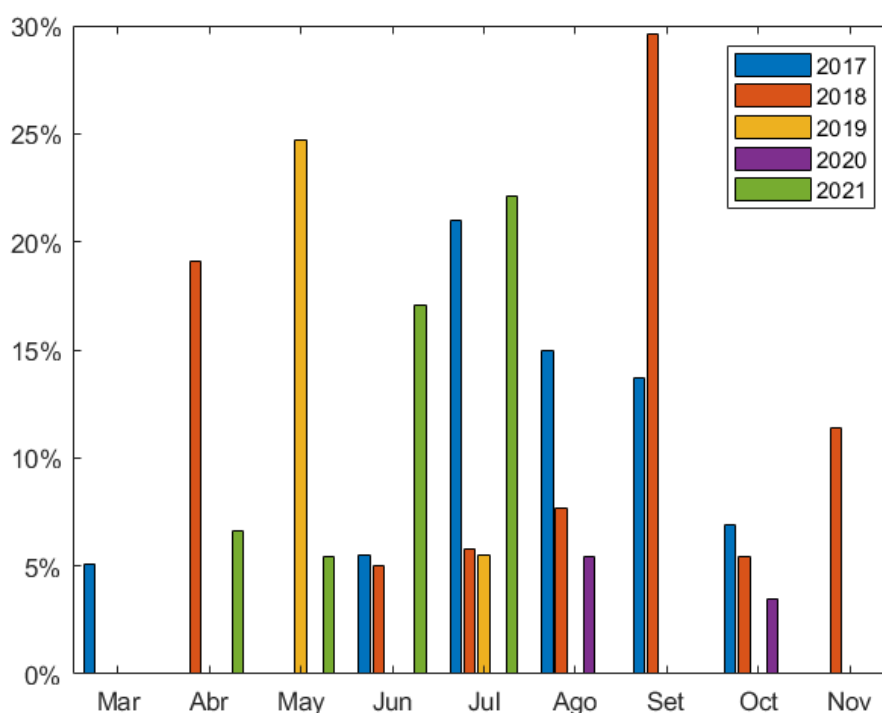


Figura 3.- Porcentaje de tiempo no operativo mensual en Puerto Caldera

Con base en el método descrito se marcaron las fechas de los reportes en las series temporales de los parámetros H_{m0} y T_p para el intervalo de tiempo entre enero de 2017 y enero 2022, como se muestra en la Figura 4.

El umbral se definió como combinación de altura de ola mayor a 1.80 m y periodo pico mayor a 15.0 s en el punto Cabo Blanco, ver Figura 4. Una vez fijado el umbral se encontró que 28 de 31 eventos de los reportes (puntos verdes) que cumplen la condición de umbral y 3 de 31 no lo cumplen (puntos amarillos), lo que representa el 90.3% y 9.7% respectivamente.

Posteriormente a la definición del umbral, se aplicó el método de picos sobre umbral, para encontrar aquellos puntos que sobrepasan el umbral con las condiciones definidas, en total se hallaron 83 eventos. Entre los eventos encontrados se tienen, en primer lugar, los que coinciden con los eventos reportados, 28 de 83 (triángulos azules sobre puntos verdes) y en segundo y último lugar los que superan el umbral pero no recibieron ningún reporte, 55 de 83 (triángulos azules).

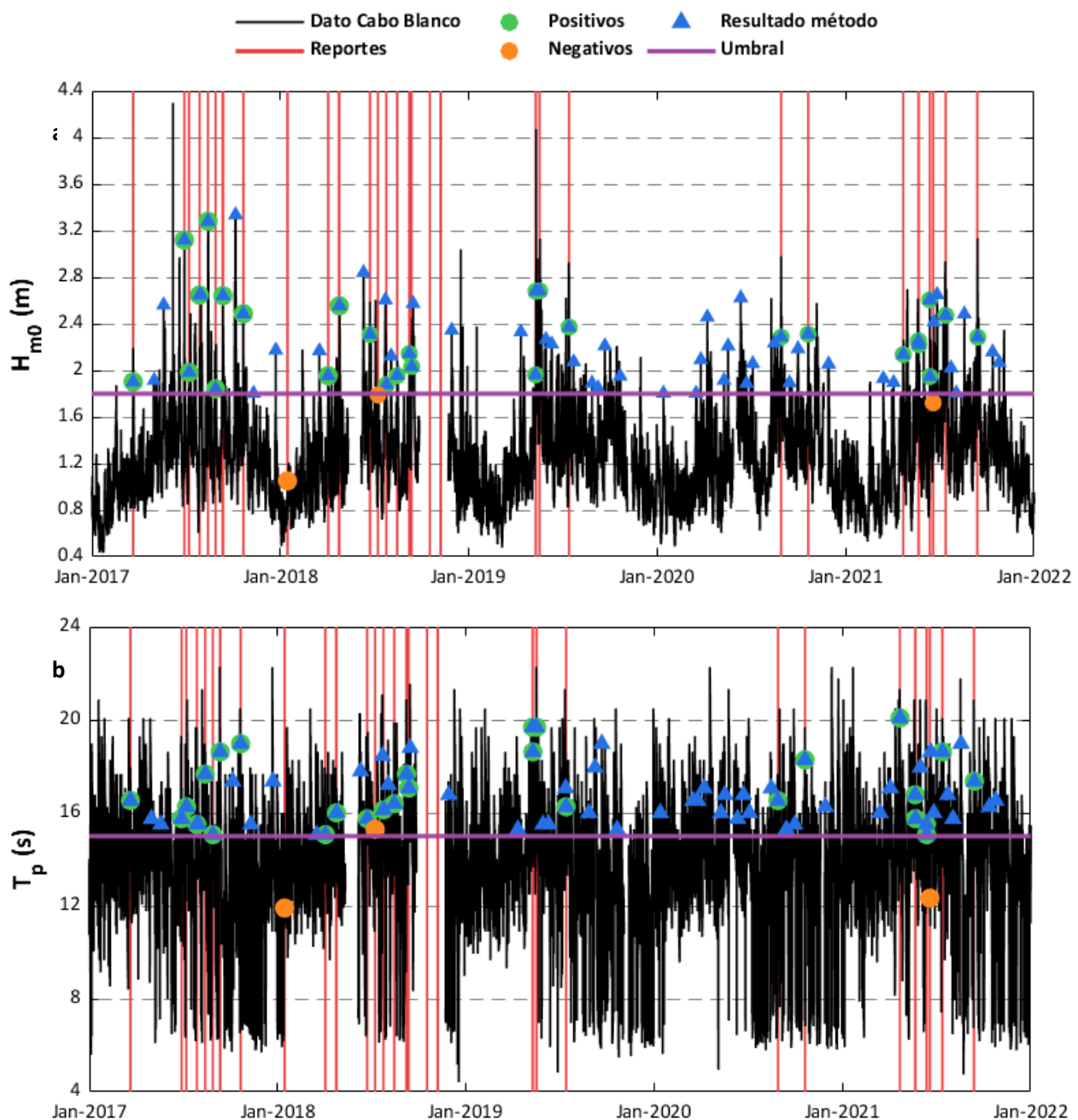


Figura 4.- Serie de datos de oleaje medido a) altura de ola significativa, b) periodo pico, reportes de afectación, eventos positivos, negativos y resultados del método

En la Figura 5 se presentan los registros medidos de altura de ola significativa y periodo pico en el interior del puerto y la parada operativa registrada durante septiembre de 2021. Las condiciones de oleaje de estas fechas produjeron un cierre total de los puestos de atraque durante 5 días y posterior a ese plazo se reanudaron las operaciones de manera condicionada. En la Figura 5a se observa como las alturas medidas en el punto de Cabo Blanco alcanzan los 3.0 m en su pico y mayores a 2.0 m en las fechas del evento reportado. Mientras que el periodo pico se encuentra cercano a los 18.0 s y superior a 20.0 s en algunos casos. Por lo tanto, las condiciones de esas fechas superan los umbrales establecidos anteriormente.

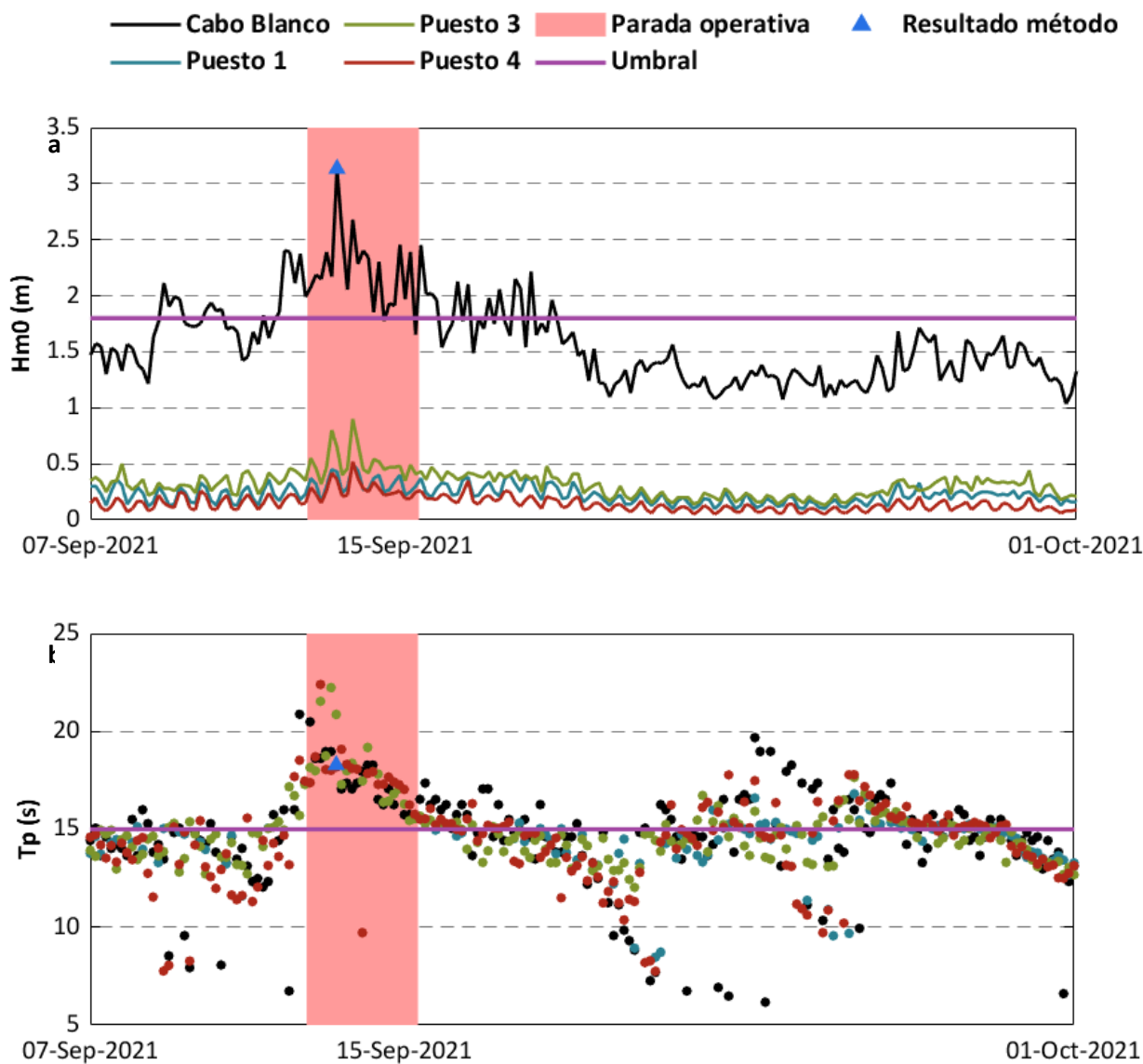


Figura 5.- Serie de datos de oleaje medido dentro y fuera de Puerto Caldera y parada operativa reportada durante septiembre de 2021

Consecuentemente, dentro de Puerto Caldera (Puestos 1, 3 y 4) se midieron alturas de ola de alrededor de 0.50 m en los puestos 1 y 4, y de casi 0.90 m en Puesto 3.

DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos demuestran que el método empleado para definir un umbral biparamétrico, a partir de H_{m0} y T_p medido en Cabo Blanco, logra estimar en un 90.3% los momentos cuando el puerto tuvo problemas de operación. No obstante, existe un 9.7% de las veces que la metodología falla, debido a que no logra determinar el momento cuando el puerto sale de operación. Esto podría ser debido al nivel de detalle del contenido de los reportes, puesto que para el momento cuando los reportes fueron llenados no categorizaron la gravedad de los incidentes. Esta particularidad se convierte en una mejora para implementar en el registro de información de los reportes.

Asimismo, existe un número importante de eventos que el método estima pero que no son reportados. En estos casos queda la interrogante de si no fueron registrados o si está relacionado con la rigurosidad de las autoridades que deciden si se sigue operando o no ante un evento de oleaje importante. Adicionalmente, los eventos que se hallaron con el método de picos sobre el umbral están en función de la independencia temporal entre tormentas que se defina, por eso es necesario un análisis de sensibilidad más exhaustivo para encontrar dicha independencia.

CONCLUSIONES

Se estableció un umbral límite en el punto Cabo Blanco definido por la combinación de altura de ola significativa mayor a 1.80 m y periodo pico mayor a 15.0 s, por lo tanto, condiciones de oleaje superiores al umbral producen afectación a las operaciones dentro de los puestos de atraque.

El método para hallar eventos pico sobre umbral de operación detecta todos los casos que fueron reportados por el personal del puerto más otros eventos adicionales.

Durante la parada operativa registrada en septiembre de 2021 se superó el umbral en el punto Cabo Blanco y se midieron alturas de ola dentro de los puestos de atraque mayores a los límites recomendados por la literatura para operaciones seguras.

Para fijar umbrales operativos en los puestos de atraque es necesario continuar con la campaña de medición. Los registros actuales resultan insuficientes para correlacionar reportes y oleaje, no obstante, se continúa con la campaña de medición y los reportes de afectaciones, que en el futuro permitirán definir los umbrales en esos sitios. Este documento presenta una primera aproximación a los estudios de operatividad que se trabajan en el Puerto Caldera y se proyecta que la recopilación de datos en los próximos años ayude a caracterizar de manera más robusta las afectaciones a la operatividad por condiciones adversas de oleaje.

REFERENCIAS

- Díaz-Hernández, G., Rodríguez Fernández, B., Romano-Moreno, E. and L. Lara, J.** (2021). "An improved model for fast and reliable harbour wave agitation assessment". *Coastal Engineering*, 170, 104011. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2021.104011>
- Alfaro, H.** (2017). "Estudio de la dinámica del oleaje en el litoral pacífico de Costa Rica: metodologías de regionalización y avances en servicios relativos al clima marítimo". Tesis doctoral, Universidad de Cantabria, España.
- Puertos del Estado.** (1999). "Recommendations for maritime works, Series 3, Planning, management and operation in port areas. ROM 3.1-99. Design Maritime Configuration. Ports, Approach Channel. Harbour Basins.
- Working group PTC II-24.** (1995). "Criteria for movements of moored ships in harbours: a practical guide (Supplement to bulletin No 88)". In: PIANC – Permanent International Association of Navigation Congresses.

DETERMINACIÓN DE CURVAS DE ASCENSO Y COEFICIENTES DE REFLEXIÓN EN TALUDES DE PARALELEPÍEDOS EN DIFERENTES CONFIGURACIONES

Georges Govaere, Henry Alfaro, Diego Cornejo

iMARES, Universidad de Costa Rica, Costa Rica.

georges.govaere@ucr.ac.cr, henry.alfaro@ucr.ac.cr, diego.cornejo@ucr.ac.cr

RESUMEN:

Se presentan los resultados parciales de una investigación experimental para analizar el flujo del agua sobre dique de cubos de concreto colocados de forma ordenada, así como su estabilidad (esta etapa está actualmente en desarrollo). Asimismo, se realizaron mediciones de coeficiente de reflexión para analizar su comportamiento ante las diferentes configuraciones.

En total se ensayaron 10 configuraciones diferentes de piezas, para 19 combinación de altura de ola y período bajo oleaje regular

Se encontraron las siguientes conclusiones:

El ascenso máximo del agua presenta valores máximos en el rango de Números de Iribarren entre 10 y 12, fenómeno no reportado por la literatura para este fenómeno. La forma “exponencial” típica se cumple en rangos de I_{r0} menores a 5, pero no en todo el rango. Se propone utilizar un umbral máximo en lugar de una ecuación.

Los coeficientes de reflexión presentan una gran variación entre las diferentes configuraciones y tiene una gran dependencia del I_{r0} , aumentando conforme aumenta el I_{r0} . Los valores oscilan entre el 30 y 80%

La configuración óptima se determinará al tener los resultados de estabilidad. Se buscará la combinación de máxima estabilidad, simultáneamente a mínimos en los parámetros de ascenso del agua, coeficientes de reflexión, volumen de estructura y de concreto. Preliminarmente, solo tomando en cuenta en ascenso del agua y el volumen de concreto, la configuración Fila 3 con 150% parece dar los mejores resultados.

ABSTRACT:

The partial results of an experimental investigation are presented to analyze the flow of water over a concrete cubes breakwater placed in an orderly manner, as well as its stability (this stage is currently under development). Likewise, reflection coefficient measurements were made to analyze its behavior in different configurations.

In total, 10 different configurations of pieces were tested, for 19 combination of wave height and period under regular waves.

The following conclusions were found:

The maximum run_up presents maximum values in the range of Iribarren Numbers between 10 and 12, a phenomenon not reported by the literature for this phenomenon. The typical “exponential” form is correct for I_{r0} ranges less than 5, but not for the entire range. It is proposed to use a maximum threshold instead of an equation.

The reflection coefficients present a large variation between the different configurations and have a great dependence on I_{r0} , increasing as I_{r0} increases. The values oscillate between 30 and 80%.

The optimal configuration will be determined after the stability results. Preliminary, only considering the Run up and the volume of concrete, the “Row 3” setting with 150% seems to give the best results.

PALABRAS CLAVES: rompeolas de cubos de concreto, ascenso y descenso máximos del agua, coeficientes de reflexión

INTRODUCCIÓN

Se presentan los resultados preliminares de un proyecto de investigación enfocado en determinar las curvas de ascenso y descenso máximos del oleaje sobre un talud de cubos de concreto ordenados, así como el coeficiente de reflexión de la estructura y su estabilidad.

Un dique en talud de cubos ordenados tiene la ventaja de ser muy estable, sin embargo, presenta valores muy altos de reflexión del oleaje y de ascenso sobre el talud lo cual puede llevar a rebases importantes, así mismo, el material de construcción puede ser mayor en la obra; para evitar estos problemas se incluyen bloques de mayor dimensión dentro del talud para actuar como disipadores de energía, como los utilizados para estabilizar un salto hidráulico, para bajar el coeficiente de reflexión y el nivel de ascenso del agua sobre el talud.

El estudio se realiza de forma completamente experimental en las instalaciones de IMARES de la Universidad de Costa Rica.

EQUIPAMIENTO Y CONDICIONES DE ENSAYO

Los ensayos se realizaron en el canal de oleaje de pequeñas dimensiones de IMARES de la Universidad de Costa Rica. Este canal tiene 11 m de largo, 30 cm de ancho y 50 cm de alto con capacidad para producir oleaje regular e irregular. El generador de oleaje es de tipo pala vertical con desplazamiento horizontal marca VTI con absorción activa del oleaje controlado por el software AWASYS de la Universidad de Aalborg. El coeficiente de reflexión se midió a pie de dique por medio de cuatro sensores de nivel mediante el uso del software WaveLab de la Universidad de Aalborg.

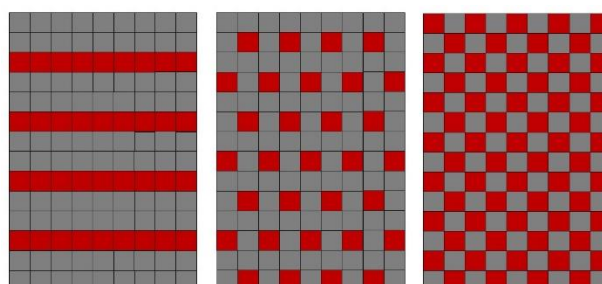
Los bloques paralelepípedos fueron realizados con piedra cortada con una densidad similar al concreto. Para evitar problemas de escala, la altura de ola está en el orden de magnitud de la cota de los cubos (3cm) y la longitud de onda es muy superior la misma cota Echávez (1997).

Los ensayos se realizaron a una escala 1:25, abarcado alturas de ola desde los 0.27 a 2 m y períodos de los 5 a los 17s, condiciones típicas del oleaje del Pacífico de Costa Rica. Este rango de períodos y alturas de ola cubre números de Iribarren de 2.8 a 27, cuando normalmente en este tipo de ensayos no se va más allá de Ir de 5 a 6.

En la figura número uno se muestran las configuraciones de cubos ordenados utilizadas en los ensayos. La primera es la que se llamó “barrera”, la segunda “caballito” (simulando la forma de movimiento del caballo en ajedrez), el tercero “ajedrez” (simulando un tablero de ajedrez) y el cuarto “fila de 3”.

Los cuadros rojos y azules representan los obstáculos al flujo del agua y estos tienen un tamaño de $a \times a \times 1,5 a$; y $a \times a \times 2a$ que se denominan cubo 150% y cubo 200%. Los cuadros grises representan los cubos de $a \times a \times a$, en este caso la cota “a” corresponde a 3cm.

Adicionalmente a estas cuatro configuraciones se ensayó una de solamente cubos simulado una rugosidad lisa de solo cubos grises, y una de 2 capas de cubos colocados aleatoriamente para simular la configuración estándar de rompeolas de cubos.



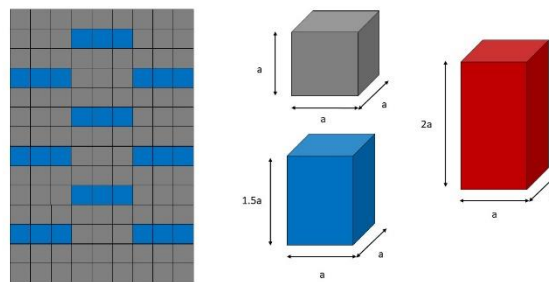


Figura 1.- Configuraciones de cubos ordenados



Figura 2.- Ejemplo de ensayo con la configuración “muralla doble cubo 200%”

En la figura número 2 se muestra, a manera de ejemplo, la configuración de un ensayo “muralla doble cubo” en la que la “rugosidad” se obtiene con bloques a x a x 2a alineados.

En total se ensayaron 10 configuraciones diferentes de piezas, para 19 combinación de altura de ola y período bajo oleaje regular. Los resultados de ascenso y descenso máximos del agua en cada caso fueron registrados visualmente. Igualmente, en cada caso se registró mediante los sensores de nivel a pie de dique el coeficiente de reflexión.

RESULTADOS

El ascenso y descenso máximos se registran de forma adimensional como Ru/H y Rd/H contra el número de Iribarren como es costumbre en estos casos Losada, M., & Giménez-Curto, L. (1979) y (1981).

En las figuras 3 a 9 se presentan los resultados experimentales de todos los ensayos para el ascenso máximo del agua. Las figuras 3 y 4 corresponden únicamente a cubos, colocados para la configuración lisa y aleatoria de dos capas. En las siguientes (de 5 a 8) se presentan en azul las configuraciones con protuberancias del 150% y en naranja las de 200%.

En todos los casos se presenta el mejor ajuste de una ecuación potencial (líneas punteadas) correspondiendo a la bibliografía típica de este fenómeno, sin embargo, debido al comportamiento de los datos se eligió trabajar con un umbral máximo (línea continua) y un valor de referencia correspondiente al 95% de los datos.

El descenso máximo del agua se presenta de forma similar en las figuras 8 a 14. En estos casos se presentan líneas de mejor ajuste lineales (punteadas) ya que no se evidencia un comportamiento exponencial. Igualmente, se trabajó con un umbral máximo del 95% de los datos.

Rugosidad configuración "Aleatorio"

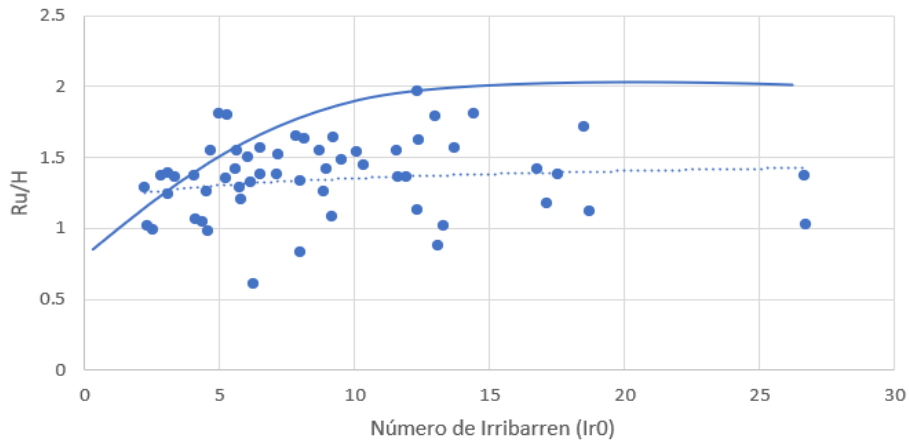


Figura 3.- Curva de Ru/H contra Ir_0 para la configuración de doble capa de cubos aleatorio.

Rugosidad configuración "Lisa"

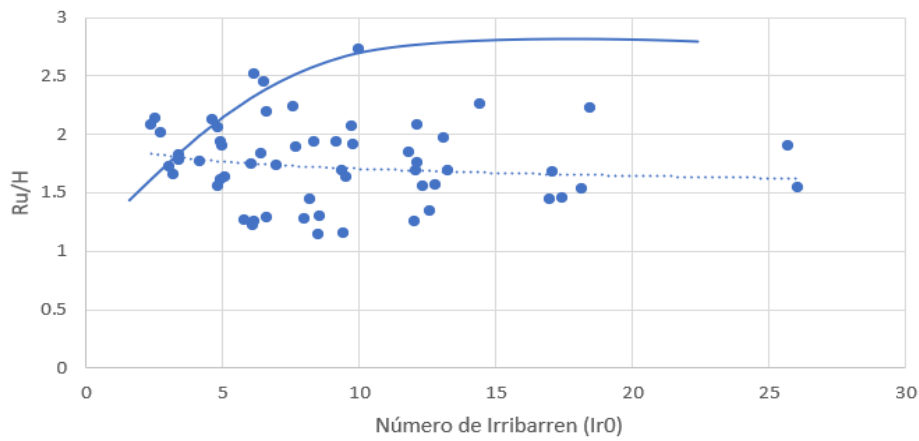


Figura 4.- Curva de Ru/H contra Ir_0 para la configuración lisa.

Rugosidad configuración "Muralla"

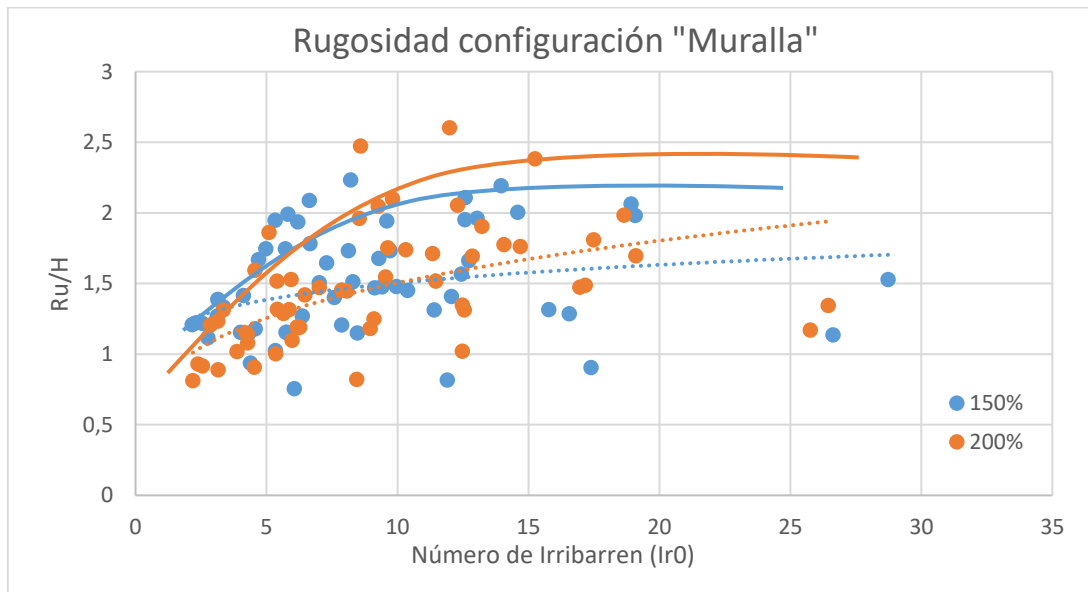


Figura 5.- Curva de Ru/H contra Ir_0 para la configuración "Muralla".

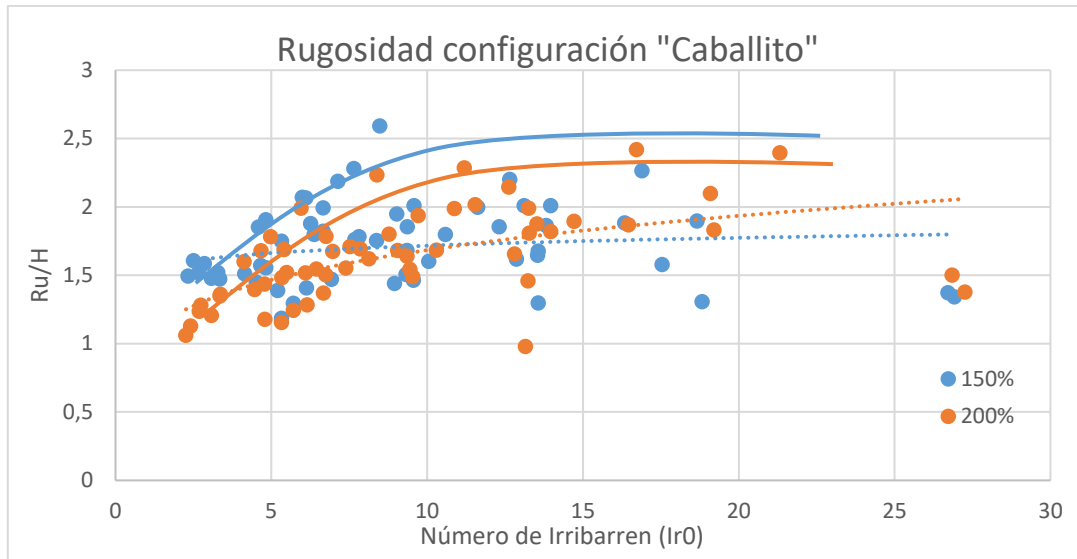


Figura 6.- Curva de Ru/H contra Ir_0 para la configuración "Caballito"

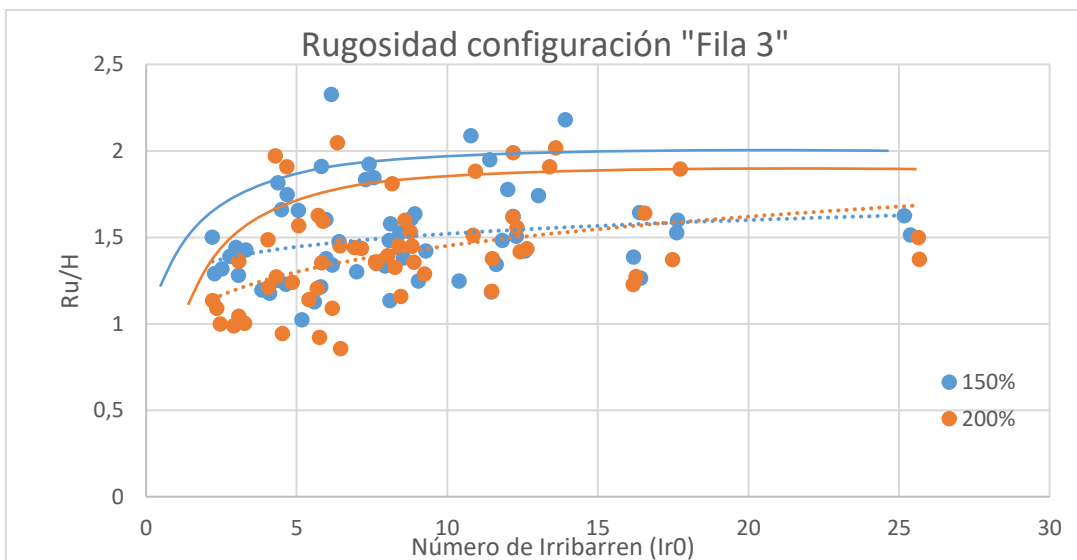


Figura 7.- Curva de Ru/H contra Ir_0 para la configuración "Fila 3"

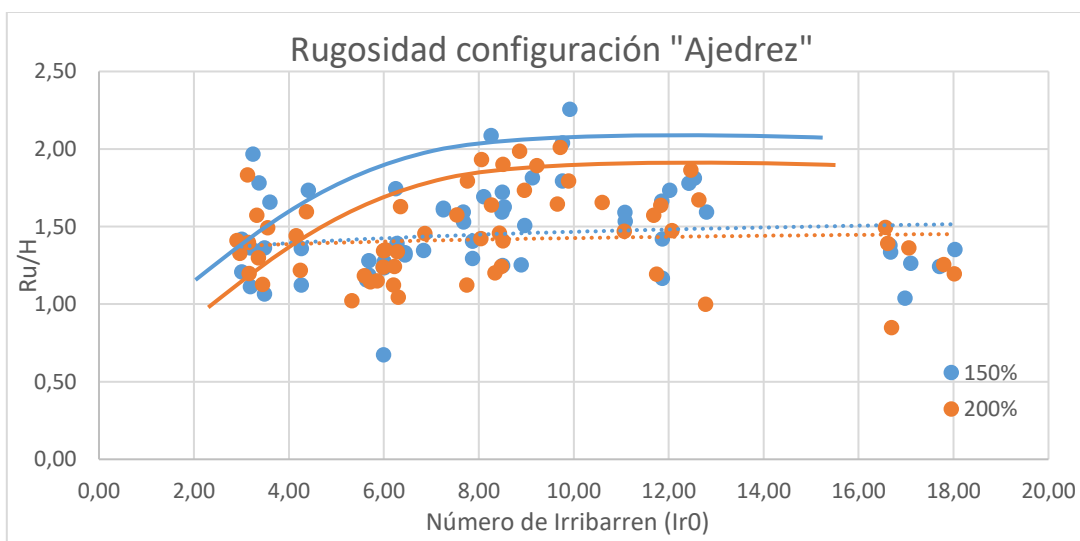


Figura 8.- Curva de Ru/H contra Ir_0 para la configuración de "Ajedrez".

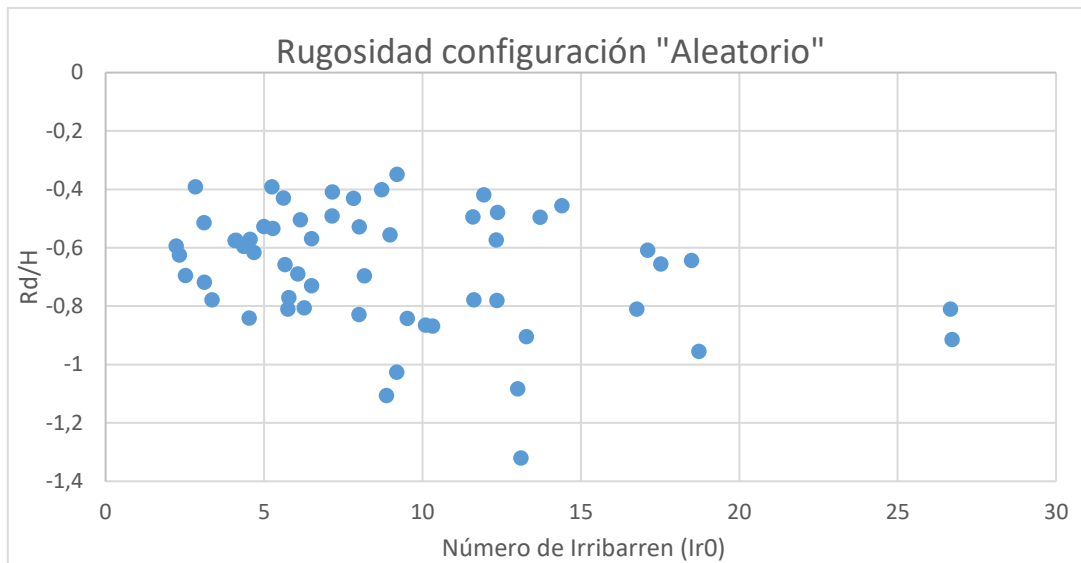


Figura 9.- Curva de Rd/H contra Ir_0 para la configuración de doble capa de cubos aleatorio

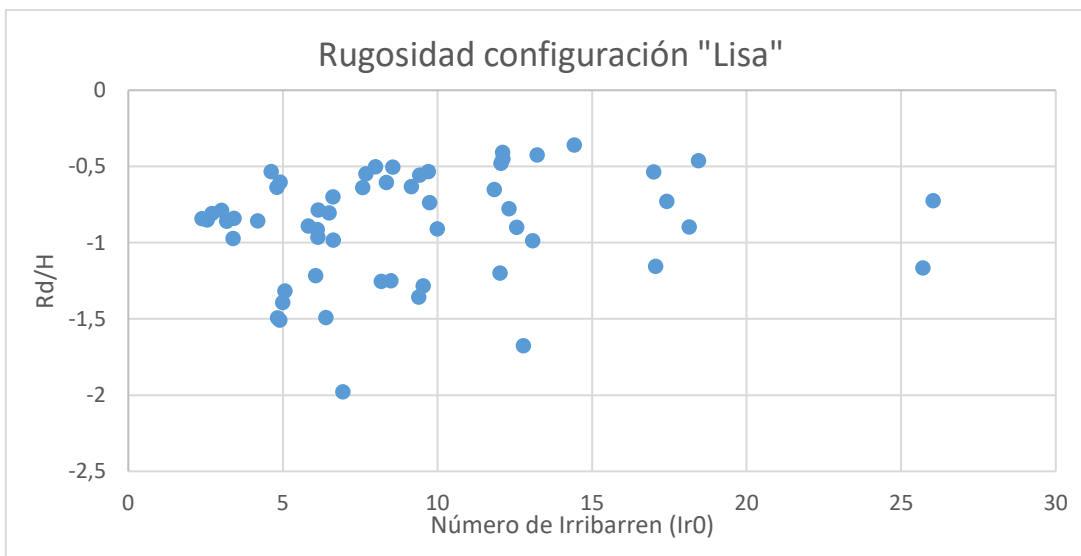


Figura 10.- Curva de Rd/H contra Ir_0 para la configuración "lisa"

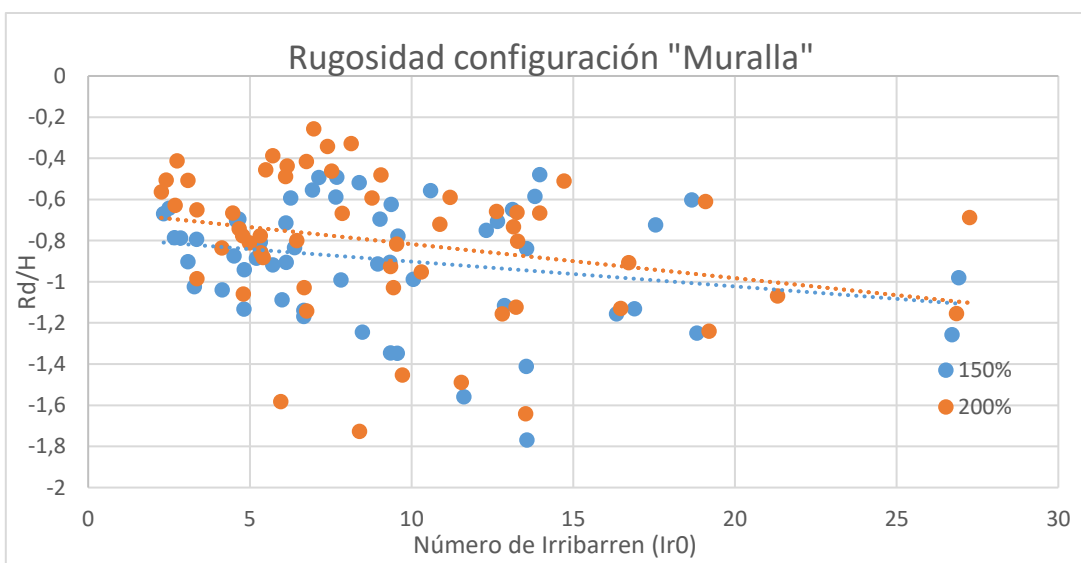


Figura 11.- Curva de Rd/H contra Ir_0 para la configuración "Muralla"

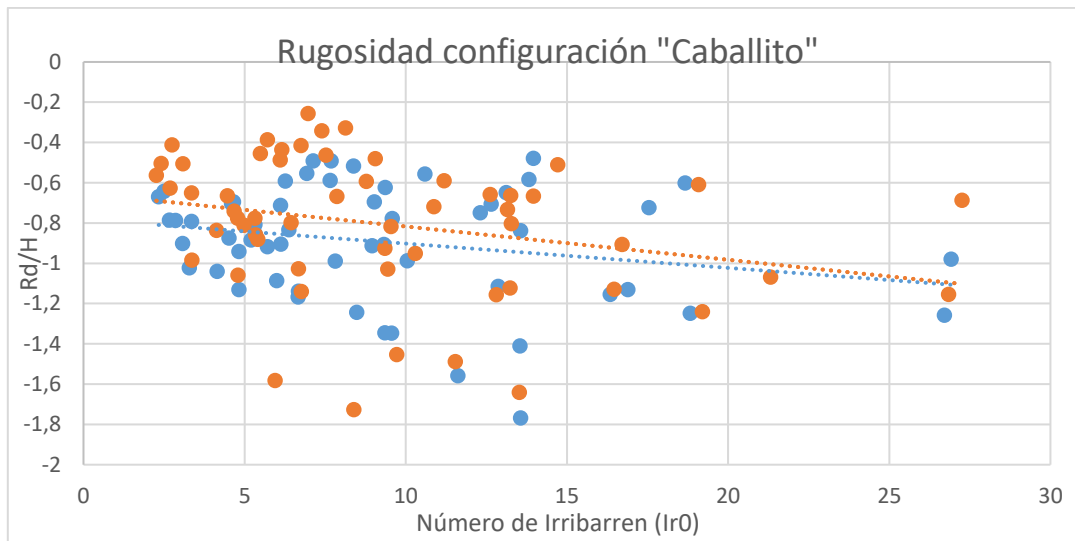


Figura 12.- Curva de Rd/H contra Ir_0 para la configuración "Caballito"

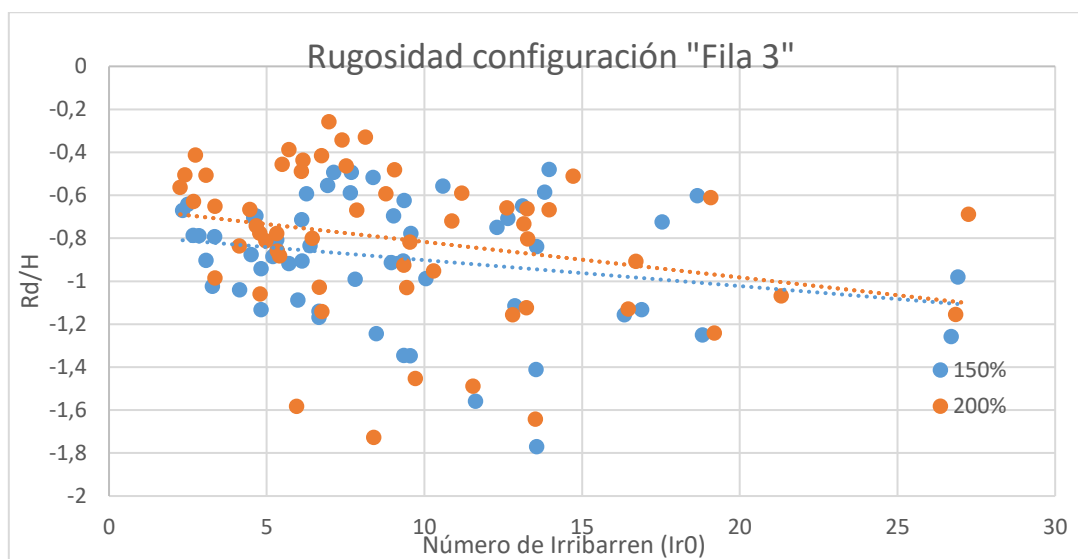


Figura 13.- Curva de Rd/H contra Ir_0 para la configuración "Fila 3"

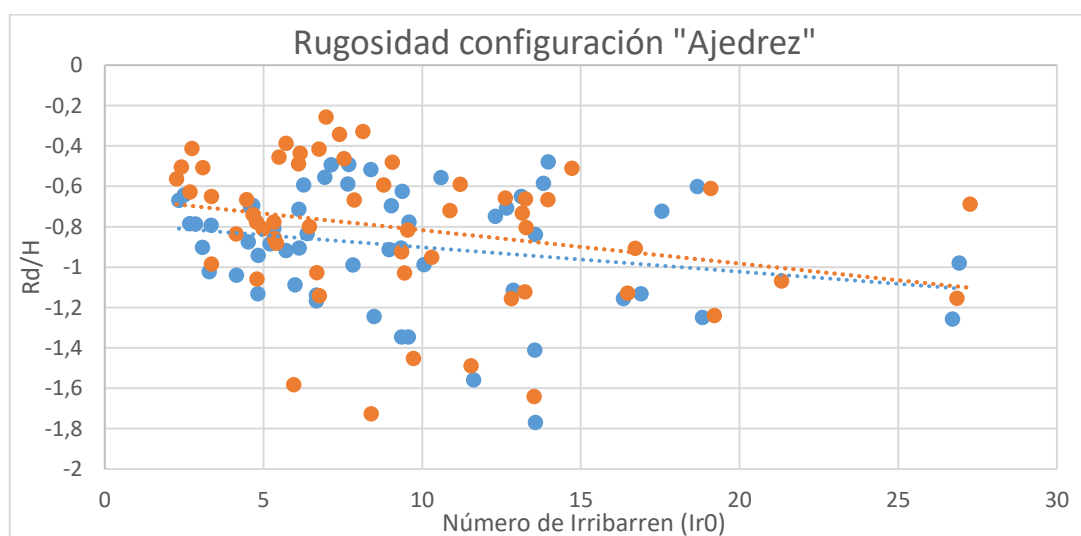


Figura 14.- Curva de Rd/H contra Ir_0 para la configuración "Ajedrez"

En las tablas 1 y 2 se muestran en resumen los valores de los umbrales al 95% de los datos de todos los ensayos realizados.

Tabla 1.- Umbrales de Ru/H máximos para todas las configuraciones.

Configuración	Ru/H (150%)	Ru/H (200%)
Lisa	2.5	
Aleatoria	1.9	
Muralla	2.2	2.4
Caballito	2.3	2.4
Fila 3	2.0	2.1
Ajedrez	2.1	1.9

Tabla 1.- Umbrales de Ru/H máximos para todas las configuraciones.

Configuración	Rd/H 95% (150%)	Rd/H 95% (200%)
Lisa	-1.6	
Aleatoria	-1.1	
Muralla	-1.5	-1.6
Caballito	-1.5	-1.6
Fila 3	-1.5	-1.6
Ajedrez	-1.5	-1.6

Como era de esperarse, el Ru/H más alto se encontró en la configuración lisa, mientras que el más bajo se encontró para la configuración de doble capa aleatoria. Después de la configuración aleatoria, el mejor desempeño (menos Ru/H) fue para las configuraciones Fila 3 y Ajedrez respectivamente.

Además de las mediciones del ascenso y descenso máximo del agua, se calculó el coeficiente de reflexión contra el número de Iribarren. En la figura 15 se muestra el comportamiento para el caso de la configuración Ajedrez. Al verse un comportamiento ascendente en todo el rango de datos, se ajustó una ecuación potencial como la mostrada en líneas punteadas.

En la figura 16, se muestran todos los resultados de los coeficientes de reflexión. La “envolvente” superior se encuentra con la configuración lisa y la inferior con la configuración de dos capas aleatorias. Todas las otras configuraciones se encuentran entre estos dos casos, y todos tienen la misma tendencia a subir al aumentar el Ir_0 con valores variando entre el 30 al 80%.

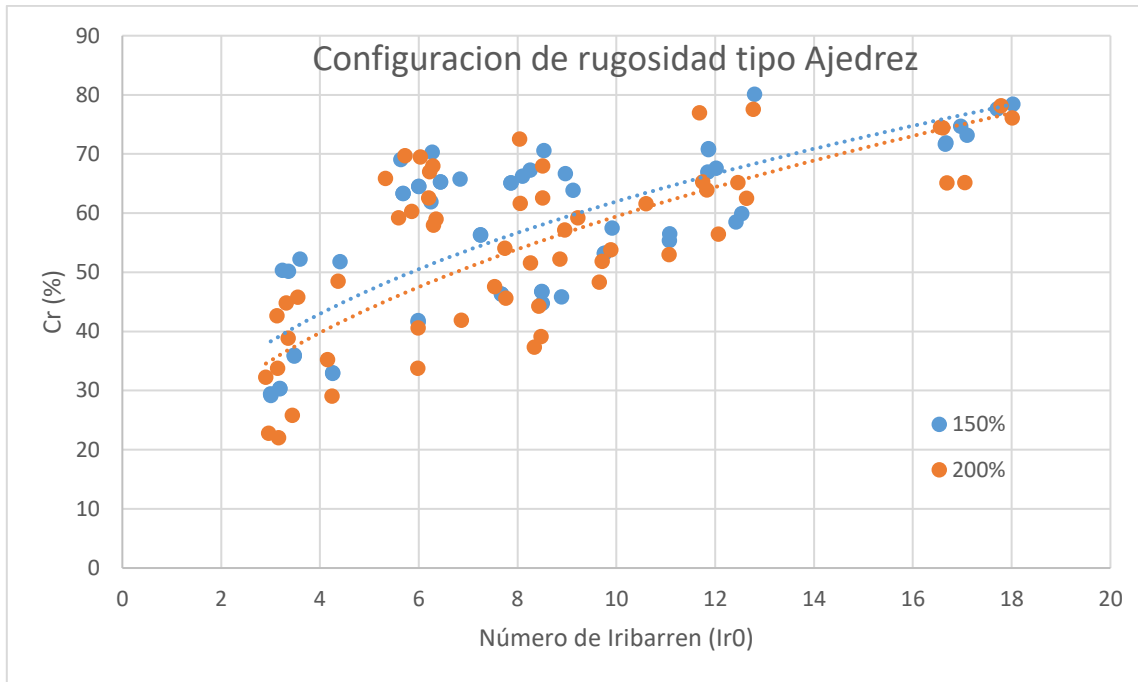


Figura 15.- Coeficiente de reflexión contra Ir_0 para la configuración Ajedrez.

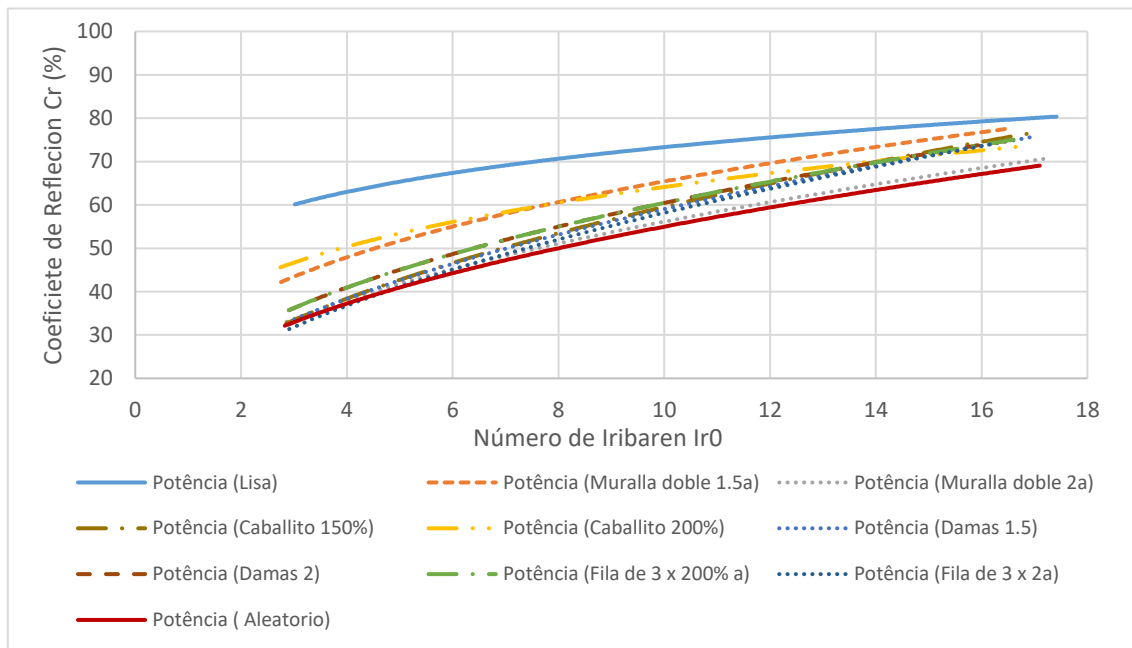


Figura 16.- Variación del coeficiente de reflexión contra el número de Iribarren para todos los casos.

La estabilidad de los diques no ha podido determinarse aún debido a que no se logró llegar al punto de falla en el canal pequeño y no se pueden usar cubos más pequeños por problemas constructivos en la cantera. Se realizarán los ensayos en el canal principal (52m de largo, 1,20m de ancho y 2m de alto) con cubos de cota “a” de 5cm. Estos ensayos se realizarán próximamente y deben de estar concluidos al momento del congreso.

CONCLUSIONES

Aunque los ensayos no han concluido, se pueden llegar a las siguientes conclusiones:

El ascenso máximo del agua presenta valores máximos en el rango de Números de Iribarren entre 10 y 12, fenómeno no reportado por la literatura para este fenómeno. La forma “exponencial” típica se cumple en rangos de Ir_0 menores a 5, pero no en todo el rango. Se propone utilizar un umbral máximo en lugar de una ecuación.

Los coeficientes de reflexión presentan una gran variación entre las diferentes configuraciones y tiene una gran dependencia del Ir_0 , aumentando conforme aumenta el Ir_0 . Los valores oscilan entre el 30 y 80%

La configuración óptima se determinará al tener los resultados de estabilidad. Se buscará la combinación de máxima estabilidad, simultáneamente a mínimos en los parámetros de ascenso del agua, coeficientes de reflexión, volumen de estructura y de concreto. Preliminarmente, solo tomando en cuenta en ascenso del agua y el volumen de concreto, la configuración Fila 3 con 150% parece dar los mejores resultados.

REFERENCIAS

- Echavez, G. (1997). Introducción a los modelos hidráulicos de fondo fijo y a la ingeniería experimental. Mexico D.F.: UNAM.
- Losada, M., & Giménez-Curto, L. (1979). The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number. Amsterdam: Coastal Engineering Scientific Publishing Company.
- Losada, M., & Giménez-Curto, L. (1981). Flow Characteristics on rough, permeable slopes under wave action. Coastal Engineering Scientific Publishing Company., 187-206.

EFFECTOS DE UN MURO COSTERO EN LA MORFODINÁMICA DE PLAYAS

Georges Govaere, Henry Alfaro, Ronald Víquez

iMARES, Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
georges.govaere@ucr.ac.cr, henry.alfaro@ucr.ac.cr, ronald.viquez@ucr.ac.cr

RESUMEN:

Se presentan los resultados de una investigación experimental para analizar la erosión en playas bajo el efecto de una estructura tipo muro costero. Se analizaron 2 tipos de estructuras: una estructura erosionable y una estructura con una cimentación lo suficientemente profunda para no socavar su base.

Se encontraron las siguientes conclusiones:

Mientras el muro costero se encuentre del nivel medio hacia la playa se genera una erosión local a pie de estructura pero se mantiene un perfil tipo Dean.

Al desplazarse el muro hacia el mar el perfil de la playa cambia a uno completamente tridimensional.

Conforme el muro se desplaza de la playa hacia el mar el coeficiente de reflexión aumenta.

Se pudo comprobar el efecto dañino en la playa de la construcción de estructuras sobre la playa, alterándose el perfil de playa de equilibrio, la profundidad de socavación a pie de estructura y la hidrodinámica en la playa.

ABSTRACT:

The results of an experimental investigation to analyze beach erosion under the effect of a coastal wall-type structure are presented. Two types of structures were analyzed: an erodible structure and a structure with a foundation deep enough not to undermine its base.

The following conclusions were found:

While the coastal wall moves from the middle water level towards the dry beach, local erosion is generated at the foot of the structure, but a Dean-type profile is maintained.

As the wall moves towards the sea, the profile of the beach changes to a completely three-dimensional one. As the wall moves from the beach towards the sea, the reflection coefficient increases.

The damaging effect of the construction of structures on the beach was verified, altering the equilibrium profile of the beach, the scour depth at the foot of the structure and the hydrodynamics on the beach.

PALABRAS CLAVES: perfil de equilibrio, erosión costera, estructura costera, coeficiente de reflexión

INTRODUCCIÓN

En la actualidad debido al crecimiento del turismo y al aumento del valor de los terrenos costeros, existe una gran presión por construir infraestructura en la zona de la playa. Aunque en los años 70 y 80 era una práctica aceptada, actualmente no se recomienda. Desgraciadamente la poca información sobre los efectos de las estructuras en la morfodinámica de la playa impide demostrar los efectos negativos de estas prácticas.

En este trabajo se presentan los resultados preliminares de un proyecto de investigación enfocado en estudiar los efectos de la construcción de un muro costero en la morfodinámica de una playa.

El estudio se realiza de forma completamente experimental en las instalaciones de Ingeniería Marítima de Ríos y Estuarios (IMARES) de la Universidad de Costa Rica (UCR).

EQUIPAMIENTO Y CONDICIONES DE ENSAYO

Los ensayos se realizaron en el canal de oleaje de pequeñas dimensiones de IMARES. Este canal tiene 11 m de largo, 30 cm de ancho y 50 cm de alto con capacidad para producir oleaje regular e irregular. El generador de oleaje es de tipo pala vertical con desplazamiento horizontal marca VTI con absorción activa del oleaje controlado por el software AWASYS de la Universidad de Aalborg. El coeficiente de reflexión se determinó por medio de un sensor resistivo colocado en la pala generadora.

Los ensayos se realizaron a una escala 1:25, ensayando una altura de ola de 0.75 m con un período de 14s, condiciones típicas medias del oleaje del Pacífico de Costa Rica.

Para la realización de los ensayos se introdujo arena con una granulometría D50 de 0.455 m en el canal y se dejó que el mismo oleaje la distribuyera hasta llegar a un perfil estable de equilibrio. Este proceso toma aproximadamente 40 minutos.

Una vez alcanzado el perfil de equilibrio se procede a ensayar 2 tipos de estructuras: primeramente, un muro hecho de cubos de concreto con poca cimentación el cual tiene la libertad de hundirse en la arena conforme se va erosionando su base de apoyo. El otro tipo de ensayo se hace con una pared vertical lo suficientemente profunda, llegando hasta la base del canal, para simular que la acción del oleaje nunca llegue a socavar la base de la estructura.

Se ensayan 5 posiciones diferentes para los dos tipos de estructuras sobre el perfil de equilibrio tal y como se ve en la figura 1. La posición "O" corresponde al cruce del nivel medio del agua con el perfil de equilibrio, las posiciones A y B se encuentran a 1/3 y 2/3 del camino del punto "O" hasta el punto de máximo ascenso del agua sobre la playa. Las Secciones C y D se encuentran a 1/3 y 2/3 del camino del punto "O" hasta el cambio dependiente del perfil estable.

Para cada ensayo, después de colocar la estructura se permite que el oleaje actúe hasta llegar a un nuevo perfil estable. Esta operación puede durar aproximadamente de 25 minutos. Se toman las lecturas del coeficiente de reflexión al llegar al nuevo estado de equilibrio y se marca el perfil de la playa para ser posteriormente digitalizado. Se toman adicionalmente las medidas de erosión máxima a pie de dique y el hundimiento del dique según el caso que corresponda.

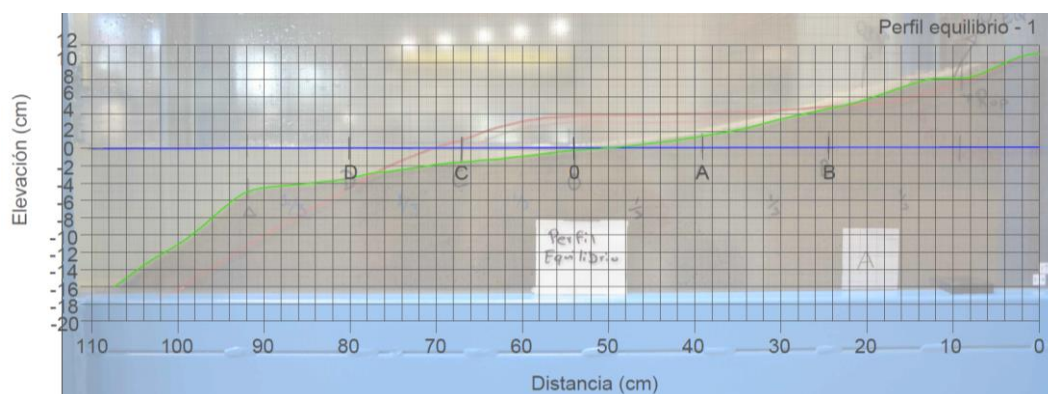


Figura 1.- Posiciones de las estructuras a ensayar sobre el perfil estable.

RESULTADOS

En la figura 2 se puede apreciar el perfil de equilibrio de la playa al no tener ninguna perturbación. El perfil alcanzado sigue un perfil de playa típico tipo Dean (2004). Este perfil será la base de todos los otros ensayos. El ancho de la playa se extendería por 20.75m y presenta un coeficiente de reflexión de 20%.

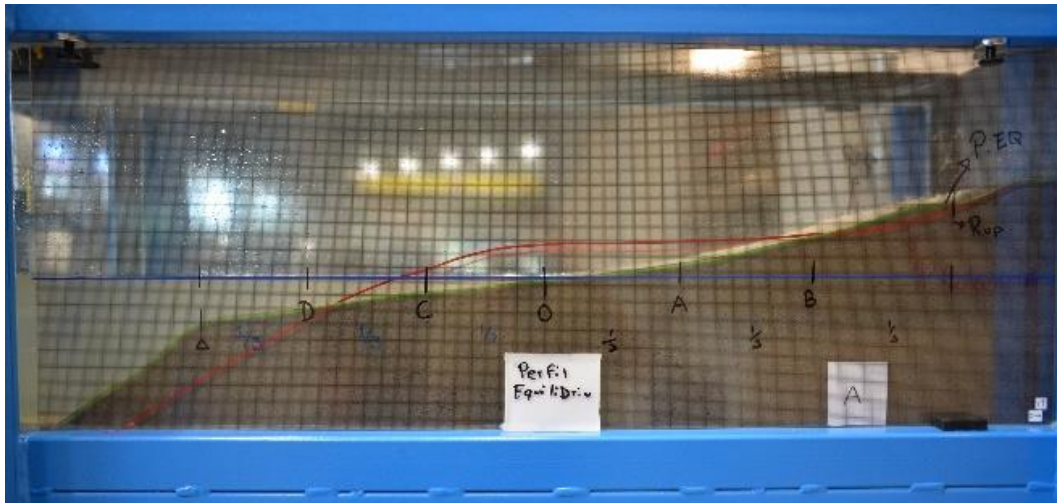


Figura 2.- Perfil de equilibrio de la playa sin perturbaciones de estructuras.

En las figuras 3 se muestra un ejemplo de los ensayos en la posición “O” al final de un ensayo.



Figura 3.- Ejemplo ensayo de dique de cubos en la posición “O” al final del ensayo.

La erosión a pie de dique llegó a 1.0m (antes 1.35m) (prototipo), mientras que el hundimiento de la estructura llegó a 1,25m. El coeficiente de reflexión aumentó a 52%.

En la figura 4 se presenta, a forma de ejemplo, el perfil digitalizado de caso mostrado en la figura 3.

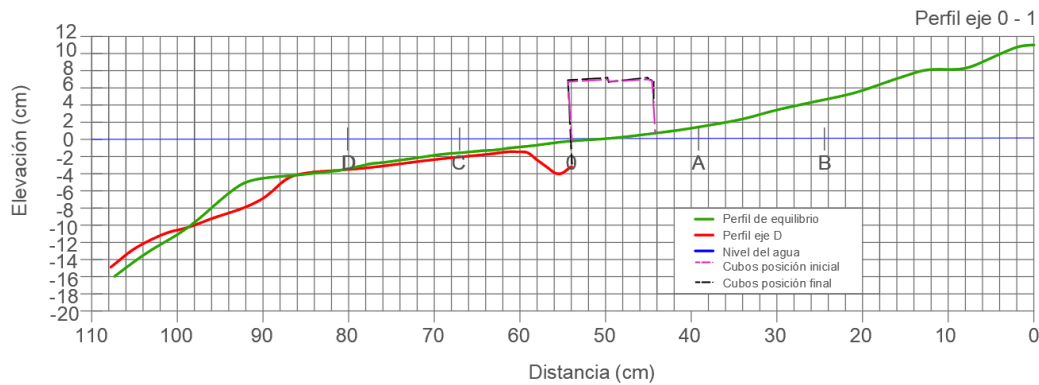


Figura 4.- Variación del perfil de playa con y sin estructura para caso de muro erosionable.

En la figura 5 se muestra el caso de la pared no erosionable en la posición “O”. En este caso la erosión máxima a pie de estructura alcanzó los 1.0m con un coeficiente de reflexión de 52%. Se puede apreciar muy claramente el canal transversal que se forma a pie de estructura.

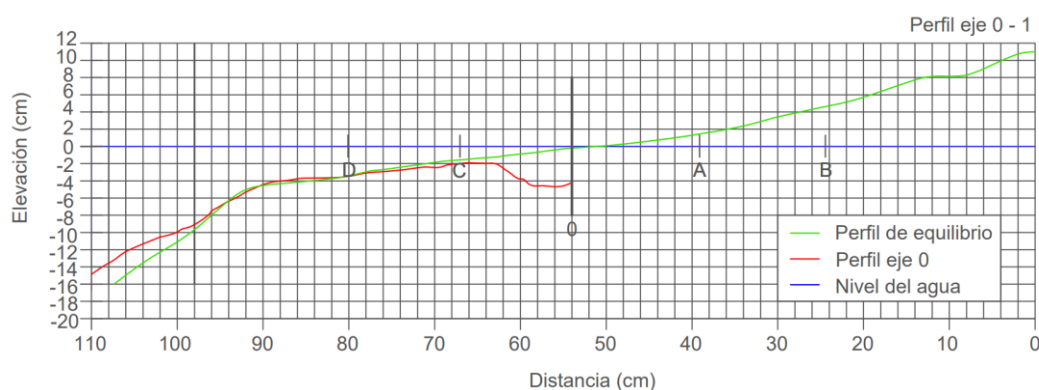
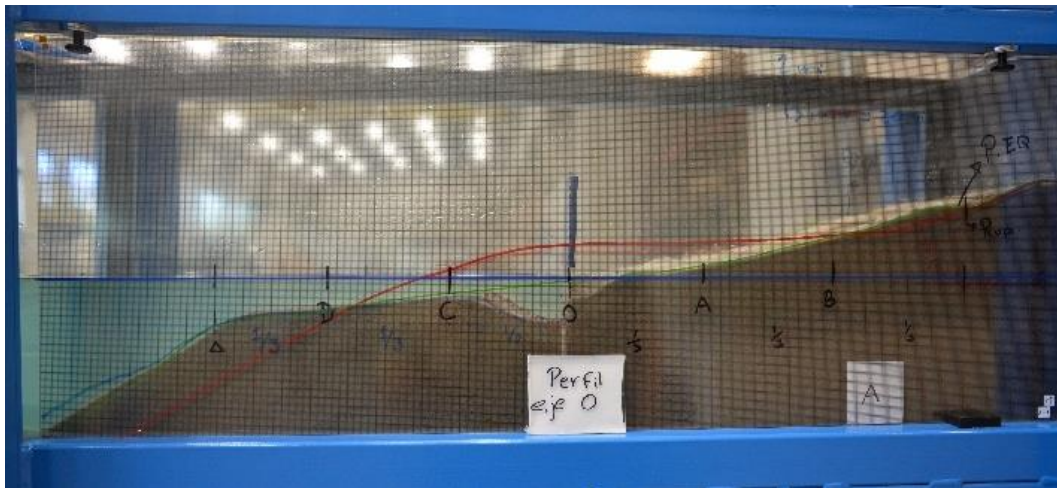


Figura 5.- Perfil de equilibrio con una pared no erosionable en la posición “O”.

En la tabla 1 y 2 se aprecian los resultados con los dos tipos de estructura utilizados de la erosión máxima a pie de dique y además se agrega una columna con los valores de erosión máxima de playa presentada para todos los casos junto con sus respectivos coeficientes de reflexión. Se toma la decisión de analizar la erosión a lo largo de la playa debido a que para los casos C y D, los valores de la erosión a pie de dique disminuyen, sin embargo, la afectación resalta principalmente a lo largo del resto de la playa como se aprecia en la figura 5.

Tabla 1.- Variación de la erosión máxima y coeficiente de reflexión según la ubicación de la estructura dique de cubos.

Posición	Erosión máxima a pie de dique [m]	Erosión máxima en playa (excepto pie de dique) [m]	Coefficiente de Reflexión [%]
Original	0.00	0.00	20
D	0.34	0.59	80
C	0.27	1.01	86
O	1.01	-0.47	52
A	0.75	-0.51	44
B	0.51	-0.25	32

Tabla 2.- Variación de la erosión máxima y coeficiente de reflexión según la ubicación de la estructura de pared no erosionable.

Posición	Erosión máxima a pie de dique [m]	Erosión máxima en playa (excepto pie de dique) [m]	Coefficiente de Reflexión [%]
Original	0.00	0.00	20
D	0.25	0.58	75
C	0.36	0.21	65
O	1.00	-0.71	52
A	0.63	-0.09	43
B	0.55	-0.23	29

Con respecto al análisis de la erosión a pie de dique en ambas estructuras podemos visualizar en las figuras 6 y 7 que la erosión máxima a pie de dique se presenta cuando se coloca la estructura justo al nivel 0, mostrando valores menores de erosión conforme se aleja la estructura hacia ambos lados, sin embargo, se debe resaltar que son menores los valores al alejar la estructura hacia el mar.

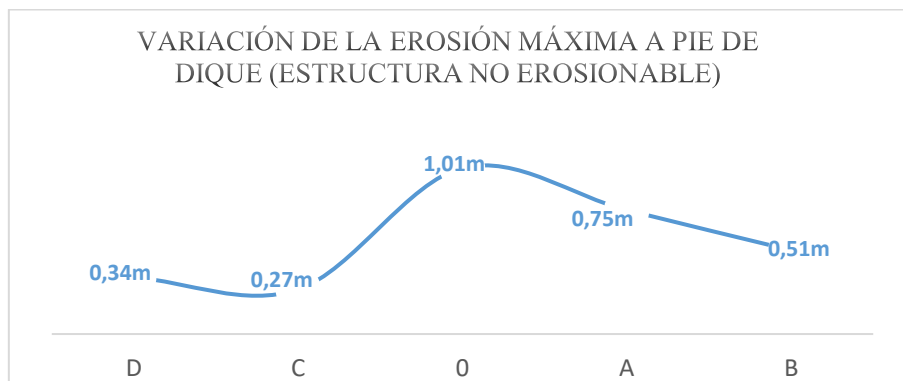


Figura 6.- Variación de la erosión máxima a pie de dique (estructura no erosionable).

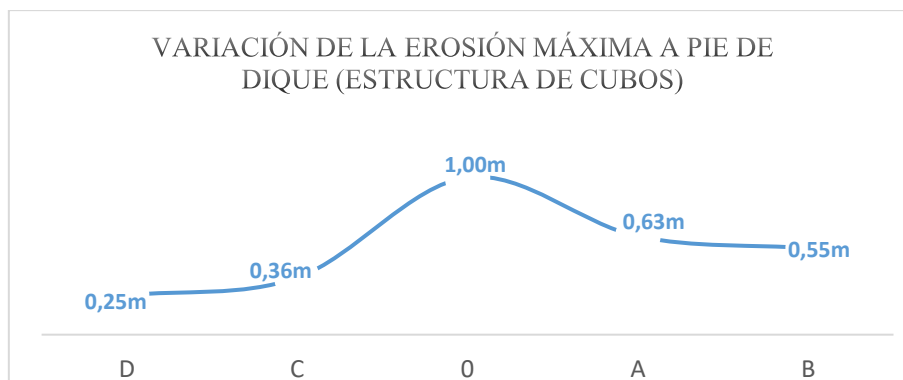


Figura 7.- variación de la erosión máxima a pie de dique (estructura de cubos).

Por otra parte, al analizar la erosión en la playa presente para cada caso, podemos ver representado en las figuras 8 y 9 que los valores de erosión son menores cuando la estructura se coloca en el nivel 0, tendiendo a aumentar la erosión significativamente cuando adentramos la estructura hacia el mar. En estas figuras, un valor positivo significa erosión mientras que un valor negativo significa sedimentación.

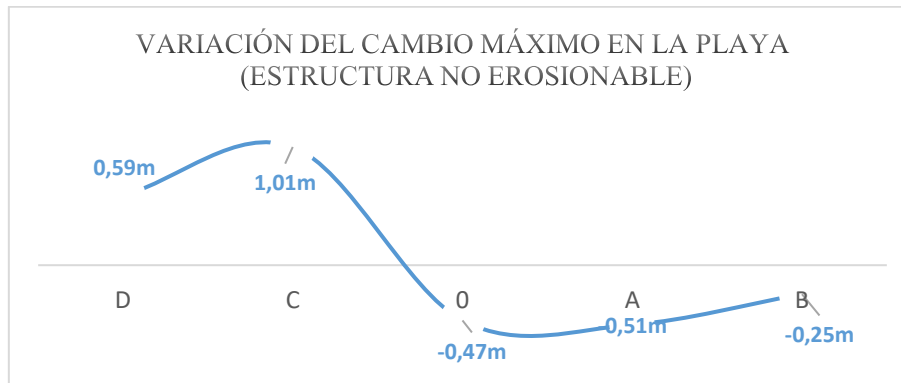


Figura 8.- Variación de la erosión máxima en la playa (estructura no erosionable).

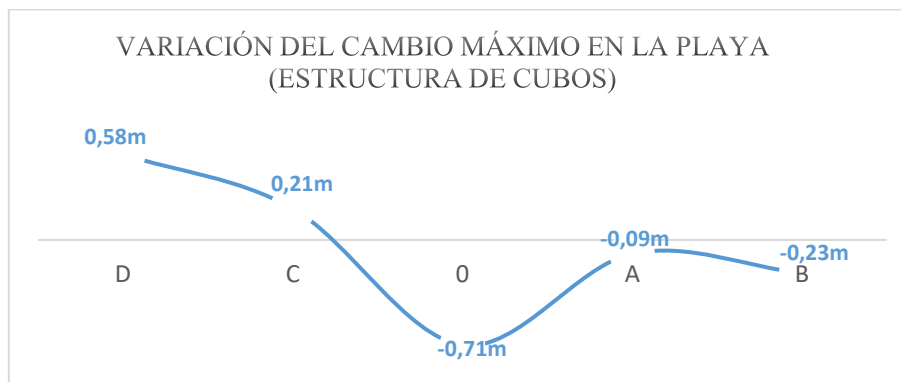


Figura 9.- Variación de la erosión máxima en la playa (estructura de cubos).

También analizando el coeficiente de reflexión obtenido para cada caso podemos observar en las figuras 10 y 11 el aumento del coeficiente de reflexión desde playa seca hacia el mar, obteniendo los valores más elevados al colocar las estructuras del eje D y C hacia el mar como era esperable. En todos los casos se muestra un aumento respecto a la condición sin estructuras.

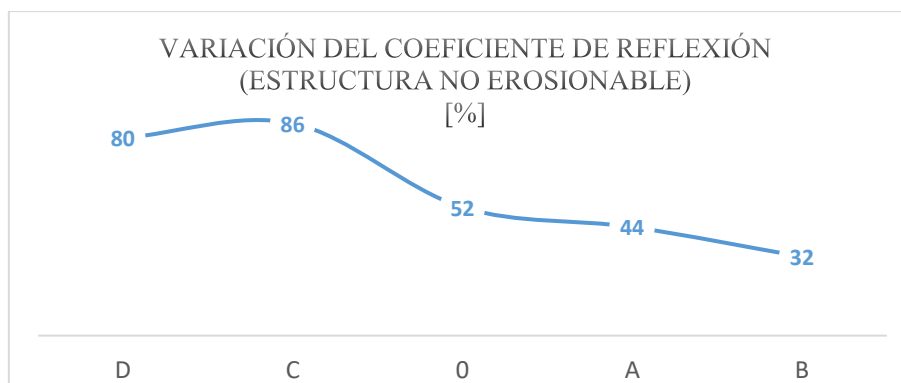


Figura 10.- Variación del Coeficiente de reflexión (estructura no erosionable).

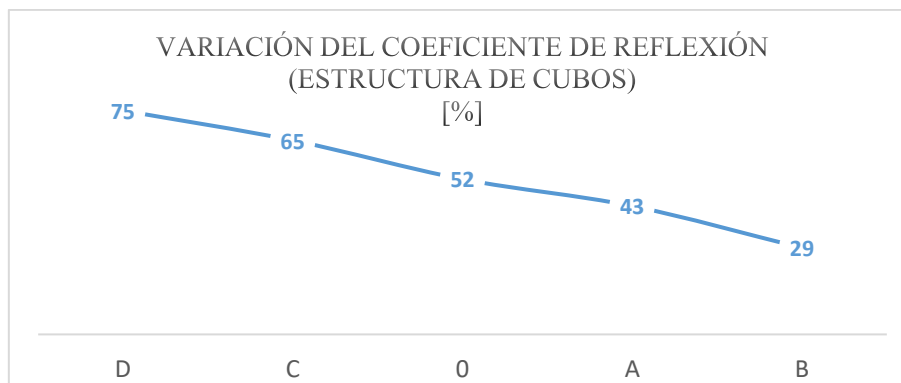


Figura 11.- Variación del Coeficiente de reflexión (estructura de cubos).

A partir de la posición “C” hacia el mar se presentó un fenómeno no esperado. El perfil de la playa dejó de ser bidimensional para formar estructuras claramente tridimensionales, las cuales alteran completamente el comportamiento de la playa tal y como se muestra en la figura 12.



Figura 12.- Vista del perfil de equilibrio con estructura en posición “C” (vista desde arriba).

CONCLUSIONES

La playa sin ninguna estructura se estabiliza en un perfil típico tipo “Dean”.

Las estructuras provocan una erosión a pie de dique y un desplazamiento del perfil hacia el mar. La erosión y el coeficiente de reflexión aumentan conforme la estructura se desplaza hacia el mar.

Mientras la estructura se encuentre del nivel medio hacia la playa, se mantiene un perfil tipo “Dean”, con un pequeño canal transversal al pie de la estructura. Al colocar la estructura del nivel medio hacia el mar, el comportamiento deja de ser bidimensional y se presentan configuraciones tipo dunas en el perfil. El flujo y reflujos en esta zona se vuelve caótico, presentando corrientes convergentes y divergentes que pueden llegar a ser muy peligrosas para usuarios de la playa.

REFERENCIAS

Dean R. and Dalrymple (2004). Coastal Processes with Engineering Application. Cambridge University Press, Reino Unido.

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL POTENCIAL HIDROKINÉTICO DE CINCO ESTUARIOS PATAGÓNICOS

Lucas Bindelli^{1,2}, Leandro D. Kazimierski^{1,2} y Mariano Re^{1,2}

¹Instituto Nacional del Agua, Argentina, ²Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, Argentina
lucasbindelli@gmail.com

RESUMEN:

En este trabajo se realiza un estudio hidrodinámico de cinco estuarios patagónicos, de los ríos Deseado, Santa Cruz, Coyle, Gallegos y Grande mediante herramientas de modelación numérica, con el fin de realizar una evaluación del potencial energético que presentan las corrientes de marea. Para ello se utiliza el software Delft3D, en su versión en dos dimensiones, y se aplica la metodología de modelos anidados, que permite trasladar la onda de marea desde mar abierto hasta la boca de estos, manteniendo una precisión aceptable y sin aumentar en forma desproporcionada el tiempo computacional.

Como resultados principales de este análisis se distinguen las elevadas velocidades en todos ellos, aunque en valores y distribuciones espacio-temporales distintas. Esto, sumado a rangos de profundidades diversos lleva a conclusiones particulares para cada uno. En aspectos generales, cada uno de estos estuarios podría eventualmente ser aprovechado como fuente de energía, pero para ello resulta fundamental la correcta elección de un generador que se adapte a las condiciones que ofrece cada estuario.

ABSTRACT:

In this project, a hydrodynamic study of five patagonian estuaries, of the rivers Deseado, Santa Cruz, Coyle, Gallegos and Grande is undertaken through numerical modelling tools, aiming at performing an evaluation of the energetic potential present in their tidal currents. For this, the software Delft3D in its 2D version is used, applying a Nesting Methodology, which allows to bring the tidal wave from open sea up to the estuaries' mouths, preserving an acceptable precision, without disproportionately increasing computational time.

As main results of this study, we can distinguish high velocities in all these water bodies, though with different values and spatiotemporal distributions. This, added to varying depth ranges comes up with different conclusions for each one of them. In general, all these estuaries could eventually be profited as an energy source, but for that to happen, the accurate choice of a generator capable of adapting to the estuaries' conditions is fundamental.

PALABRAS CLAVES: corrientes de marea, potencial energético, modelación numérica.

INTRODUCCIÓN

La energía cinética de las corrientes de marea (también conocida como energía hidrocínética) está relacionada con el constante movimiento de los flujos de marea. El aprovechamiento de esta energía es reciente, encontrándose en una etapa de desarrollo para la cual existe una gama variada de soluciones (Yuce y Muratoglu, 2015; Re et al., 2018; Niebuhr et al., 2019, entre otros). La conversión de energía se efectúa a través de un sistema de turbinas que se instalan subacuáticamente en puntos de altas velocidades. El concepto de generación es similar al del aprovechamiento de la energía eólica, sin embargo, debido a la alta densidad del agua respecto de la del aire, un sistema de turbinas hidrocínéticas puede producir la misma cantidad de energía a una menor velocidad de rotación y en un área más reducida. Esta ventaja relativa resulta importante, además de la previsibilidad de las mareas respecto de la del viento.

Las desembocaduras de los ríos en el océano son puntos ideales para el aprovechamiento de las mareas debido a la morfología propia de la desembocadura. Esta situación, en coincidencia con una buena amplitud de mareas, abre la oportunidad a que esta energía sea aprovechada en zonas próximas al territorio y en ocasiones cercanas a puntos de consumo de energía como ciudades o puertos. En la Argentina, estas posibilidades se combinan en los estuarios de la Patagonia Austral (**Figura 1**).

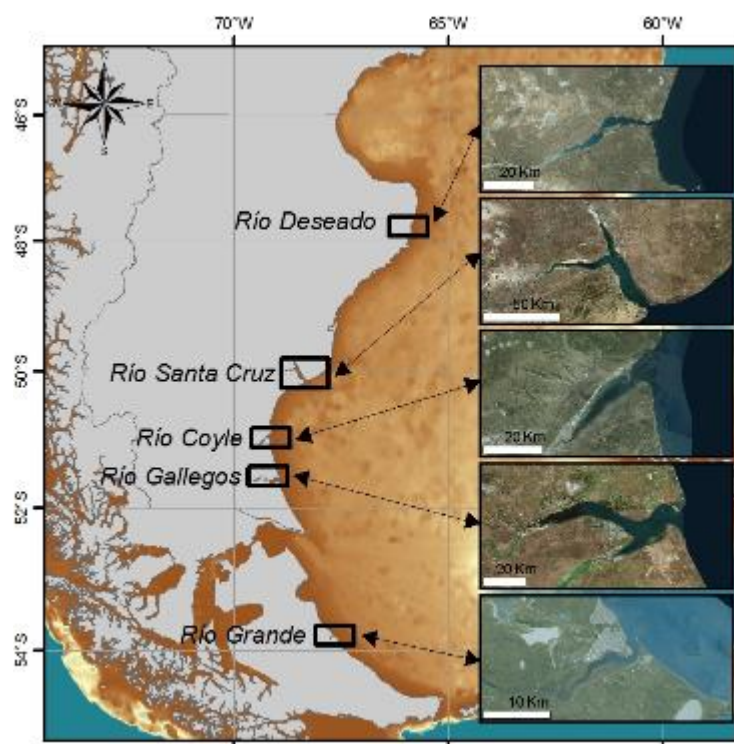


Figura 1.- Estuarios Patagónicos.

OBJETIVO

En este trabajo se evalúa el potencial hidrocínético y se realiza un análisis comparativo de las distintas características incidentes en este tipo de aprovechamientos en cinco estuarios patagónicos (**Figura 1**) mediante la implementación de herramientas de simulación numérica avanzadas para el desarrollo de estudios de ingeniería costera.

Esta idea apunta a establecer un avance concreto sobre la caracterización de un recurso estratégico que, a la luz del desarrollo prominente de nuevas tecnologías de explotación, podría convertirse en un futuro cercano en una fuente energética competitiva.

METODOLOGÍA

La metodología de base para este análisis consiste en la simulación hidrodinámica utilizando el software Delft3D de Deltares (Países Bajos). El esquema de simulación se desarrolló mediante modelos anidados (Re et al., 2018; Bindelli et al., 2020). Esto implica la implementación de un modelo regional del Mar Argentino, denominado Rank 0, con un dominio que permita simular adecuadamente la circulación en la Plataforma Continental y forzado a partir de 14 componentes de marea del modelo global de mareas FES-Global Tide 2014b. Luego se propone un segundo modelo anidado (Rank 1), que incluye a todos los estuarios, pero con una relación de longitudes entre celdas de aproximadamente 1 en 5 con respecto al Rank 0. Posteriormente, para cada estuario se proponen 2 modelos anidados al Rank 1 que se denominarán Rank2 y Rank 3. Cada Rank 2 tomará las condiciones de borde del Rank 1 y serán independientes entre ellos (**Figura 2**).



Figura 2.- Esquema de modelos anidados.

La batimetría de los modelos se construyó utilizando como base primaria la topo-batimetría global GEBCO (General Bathymetric Chart of the Oceans) de 30 segundos de resolución. En las zonas de los estuarios, la información provista por GEBCO resulta insuficiente, es por ello que se construyeron batimetrías incorporando información de cartas de navegación del Servicio de Hidrografía Naval (SHN), isobatas generadas a partir de imágenes LANDSAT y la topo-batimetría global, buscando como resultado una superficie suave a partir de la interpolación de la información de las distintas fuentes.

El sistema de modelación se calibró utilizando el coeficiente de rugosidad n de Manning como variable de ajuste. A falta de mediciones sistemáticas en la zona de estudio, se compararon las series de nivel de los modelos con aquellas de marea predicha (únicamente la componente astronómica) en los puertos principales cercanos en donde el SHN realiza sus pronósticos y se obtuvieron los indicadores de Error Cuadrático Medio y el coeficiente de correlación R^2 para todos los dominios. El coeficiente adoptado fue de 0.015 para todos los dominios. A modo de ejemplo, en la **Tabla 1** se observan los valores de los indicadores para el Rank 3 de cada uno de los cinco estuarios, junto con el valor medio de estos, para el coeficiente de rugosidad n de Manning adoptado.

Tabla 1.- Resumen de indicadores para el Rank 3 con $n = 0.015$.

Estuario	ECM [cm ²]	R2 [-]
Santa Cruz	0.32	0.96
Coyle	0.69	0.93
Deseado	0.10	0.96
Grande	0.21	0.95
Gallegos	0.59	0.94
Valor Medio para los 5 estuarios	0.38	0.95

RESULTADOS

Habiendo calibrado los modelos locales de cada estuario se procedió a realizar un análisis de las principales características de interés para aprovechamientos hidrocineéticos. En primer lugar, se obtuvieron valores característicos de volúmenes y caudales para dar dimensión de las propiedades de cada estuario (**Tabla 2**), lo que permite luego hacer la comparación entre el caudal del río y el caudal que ingresa desde el mar por la boca del estuario.

Tabla 2.- Volúmenes y caudales de marea de cada estuario.

Estuario	Vol. máx. [km ³]	Vol. mín. [km ³]	Vol. prom. [km ³]	Caudal máx. [m ³ /s]	Caudal prom. [m ³ /s]
Santa Cruz	1.27	0.29	0.84	111,090	37,902
Coyle	0.20	0.03	0.13	27,310	5,570
Deseado	0.20	0.08	0.15	17,110	6,730
Grande	0.04	0.02	0.03	6,890	1,400
Gallegos	2.03	0.56	1.45	184,160	65,180

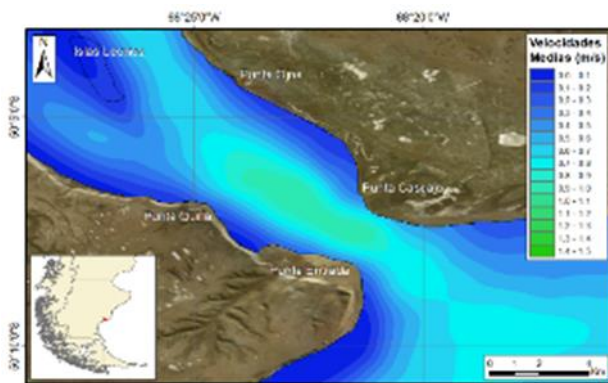
Si se considera el cociente entre el caudal módulo del río y los mínimos caudales generados por la marea (situación más desfavorable para este análisis) resulta que la influencia del río en todos los casos es prácticamente despreciable (**Tabla 3**), por lo que se considera aceptable en esta instancia no incluir su efecto en los modelos de detalle.

Tabla 3.- Relación de caudales entrantes por estuario – Rank 3.

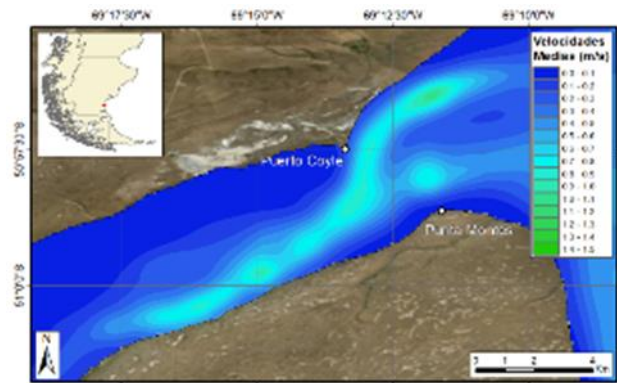
Caudal [m ³ /s]	Río Santa Cruz	Río Coyle	Río Deseado	Río Grande	Río Gallegos
Caudal mínimo de los máximos obtenidos [Q _{max}] ^{min}	16,038	2,293	6,213	1,127	37,662
Caudal módulo del río [Q _{mod}]	815	5	5	45	48
[Q _{mod}] / [Q _{max}] ^{min}	5.1%	0.2%	0.1%	4.0%	0.1%

En una segunda instancia, dado que resulta de mayor importancia la presencia de velocidades elevadas (al menos 1 m/s en función de lo determinado en Re et al., 2018) y con gran permanencia, en un determinado sitio, se analizaron las velocidades medias anuales en cada cuerpo de agua, destacando lo siguiente:

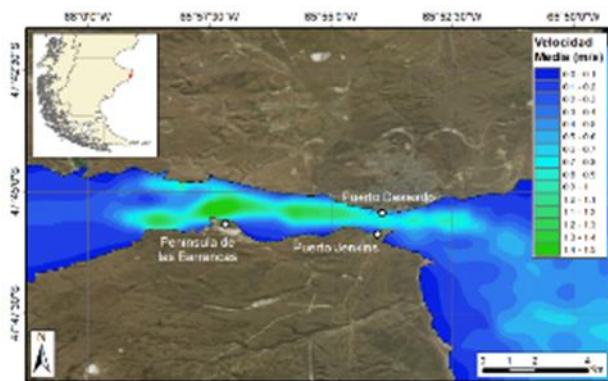
- *Estuario del río Santa Cruz:* Se supera en una importante zona el valor umbral de 1 m/s tanto en creciente como en bajante. Si solo se analizan las velocidades medias, esa zona se da entre Punta Entrada-Cascajo y Punta Quilla-Ojos (**Figura 3.-a**).
- *Estuario del río Coyle:* Se obtuvieron resultados en algunas zonas de velocidades medias superiores a 1 m/s y velocidades máximas de hasta 3 m/s, por ejemplo, en la boca del estuario (**Figura 3.-b**).
- *Estuario del río Deseado:* Los resultados obtenidos son mejores que en el caso del estuario del río Santa Cruz alcanzando los 1.5 m/s en valor medio, lo que da indicios de que los valores máximos obtenidos (del orden de los 3 m/s) se alcanzan con cierta regularidad (**Figura 3.- c**). Estos valores no se condicen geográficamente con los puntos de mayores profundidades, pero logran compartir una zona situada entre Puerto Deseado y la Península de las Barrancas.
- *Estuario del río Grande:* Se observan velocidades medias importantes en la boca del estuario en coincidencia con el canal central del río, alcanzando los 1.3 m/s en valor medio (**Figura 3.- d**).
- *Estuario del río Gallegos:* Las velocidades medias obtenidas (**Figura 3.- e**), se encuentran entre 1.2 y 1.5 m/s a lo largo de todo el estuario y del tramo final del brazo principal, resultando en una extensa superficie (unas 4,600 Ha) con elevado potencial energético.



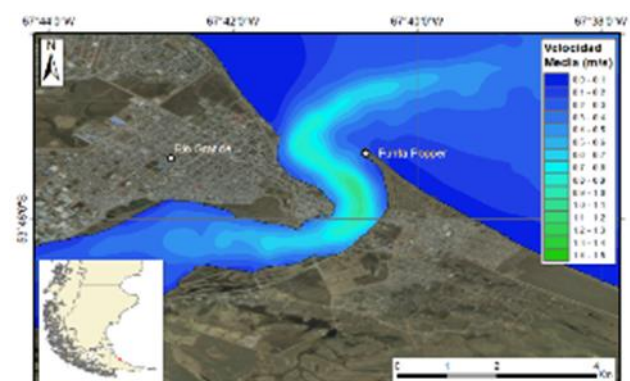
3-a) Río Santa Cruz



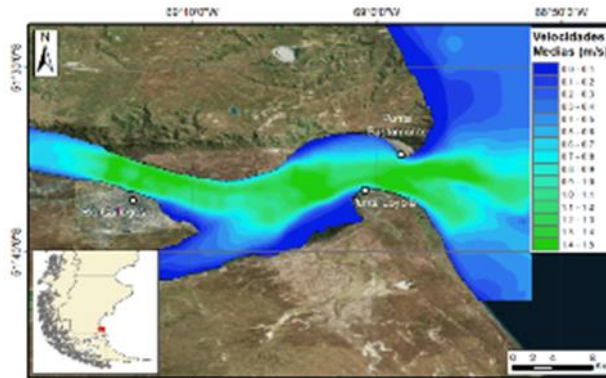
3-b) Río Coyle



3-c) Río Deseado



3-d) Río Grande



3-e) Río Gallego

Figura 3.- Velocidades medias en los estuarios patagónicos seleccionados.

Por otro lado, dada la gran amplitud de marea que presentan los 5 cuerpos de agua seleccionados, resulta fundamental analizar también las profundidades mínimas de cada uno, puesto que esta consiste en la principal limitante técnica de todo aprovechamiento hidrocínético: las turbinas deben permanecer sumergidas en todo momento, contando con márgenes superior e inferior respecto del pelo de agua y del lecho estuarino respectivamente para evitar deficiencias en su desempeño en el primer caso (Bahaj et al., 2007) y erosiones significativas en el cuerpo de agua en el segundo (Hill et al., 2016). A continuación, se muestran las profundidades mínimas para los 5 casos, obteniendo las siguientes características:

- *Estuario del río Santa Cruz:* Se pueden observar dos grandes sectores que cuentan con al menos 20 m de profundidad en todo momento: en la desembocadura del estuario y en un pequeño sector situado entre Punta Ojos e Islas Leones (

-
-
-

- **Figura 4.- a).**

Estuario del río Coyle: Si se tiene en cuenta las profundidades mínimas alcanzadas en los ciclos de mayor amplitud, resulta que la totalidad del estuario cuenta con una profundidad inferior a los 2 m (

- **Figura 4.- b).**

- *Estuario del río Deseado:* Cuenta con un canal de acceso hasta su interior con buenas profundidades. Si bien se presentan tramos que varían considerablemente en su anchura, el canal central mantiene profundidades de unos 20 metros aproximadamente, alternando zonas que superan los 25 metros (
-
-
-

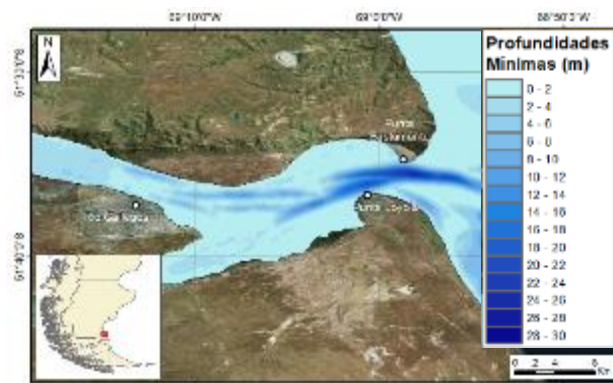
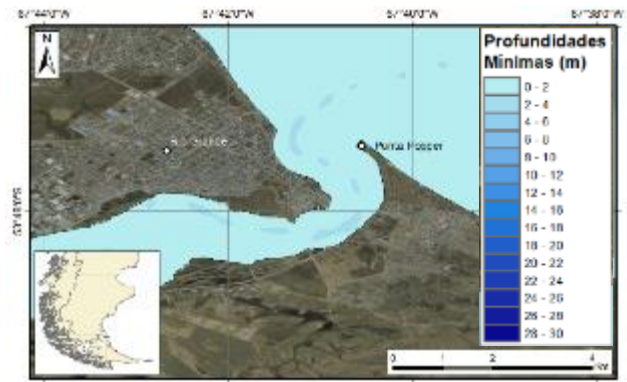
- **Figura 4.- c).**

- Estuario del río Grande:* Tal como ocurre en el caso del río Coyle, resulta que, para las amplitudes más bajas, el río reduce su cauce junto con las profundidades en forma considerable, manteniéndose por debajo de los 2 metros (

- **Figura 4.- d).**

- Estuario del río Gallegos:* Este estuario alcanza profundidades mayores a los 30 metros en un área de unas 253 Ha. para los ciclos con marea más baja. Estas profundidades máximas son comparables al estuario del río Santa Cruz, pero con una menor área aprovechable (

- Figura 4.- e).



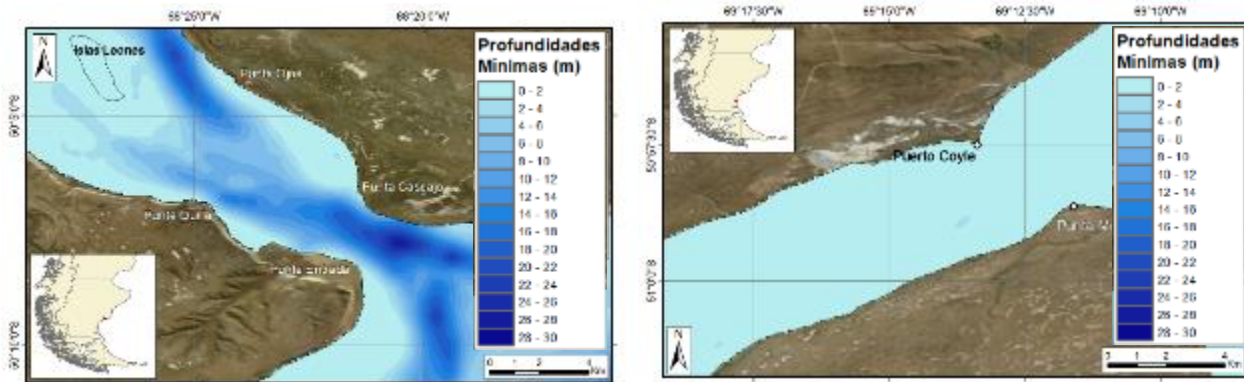


Figura 4.- Profundidades mínimas de los estuarios patagónicos seleccionados.

A partir de la ecuación [1] es posible vincular las velocidades que ocurren en un cierto período y en una determinada superficie con la potencia disponible. Luego, mediante la integración de la potencia hidráulica sobre la columna de agua y la duración de la simulación, se obtiene la ecuación [2] que vincula a las velocidades del flujo con la energía disponible:

$$\frac{P}{A}(x, y) = \frac{1}{2}\rho|V(x, y)|^3 \quad [1]$$

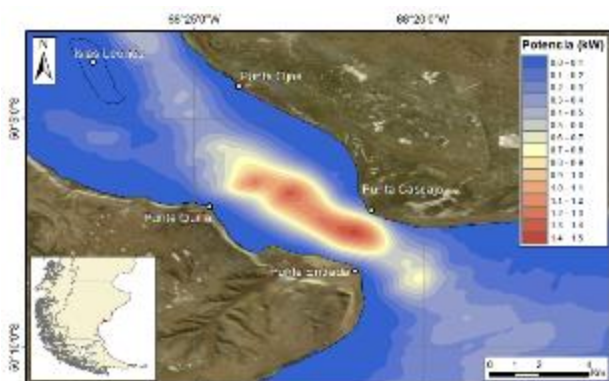
$$E(x, y) = \int \frac{1}{2}\rho h(x, y)|V(x, y)|^3 dt \quad [2]$$

En donde P es la potencia disponible en kW, E es la energía disponible en kW/hr, A es el área transversal de cada celda del dominio en m^2 , ρ es la densidad del agua en kg/m^3 , $h(x,y)$ y $V(x,y)$ son la profundidad y la velocidad media en cada celda del dominio en m y m/s respectivamente (Badano et al, 2018).

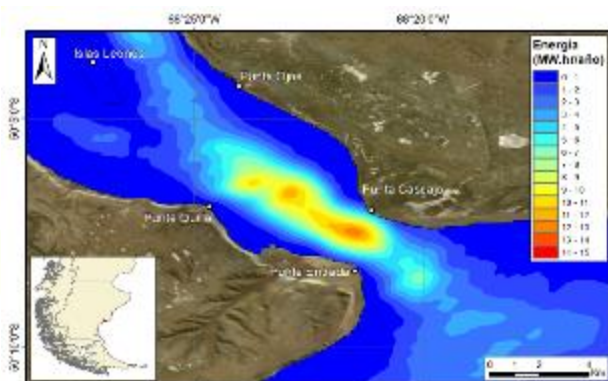
Aplicando estas ecuaciones para cada estuario se obtiene lo siguiente:

- *Estuario del río Santa Cruz:* Las zonas de mayor potencia alcanzan los $1,5 \text{ kW/m}^2$ (**Figura 5.-a**), mientras que las de mayor energía, coincidentes con las primeras, superan los $13 \text{ MW.hr/m}^2/\text{año}$ (**Figura 5.-b**).
- *Estuario del río Coyle:* en cuanto a la potencia disponible, hay tres sectores en los que se alcanzan potencias del orden de $1,5 \text{ kW/m}^2$. Dos hacia la boca del estuario y uno pequeño en el interior, próximo a la margen en la que se ubica Punta Montes (**Figura 5.-c**). Estos mismos tres sectores presentan energías medias anuales superiores a los $15 \text{ MW.hr/m}^2/\text{año}$ (**Figura 5.-d**).
- *Estuario del río Deseado:* Los elevados valores de velocidades medias en el interior del estuario, presentan zonas en las que se obtienen potencias que superan los $1,5 \text{ kW/m}^2$ (**Figura 5.-e**), al igual que valores de energía disponible superiores a los $15 \text{ MW.hr/m}^2/\text{año}$ (**Figura 5.-f**).
- *Estuario del río Grande:* Como en los casos anteriores, en las zonas en las que se supera el umbral de velocidad en valor medio resultan potencias superiores a los $1,5 \text{ kW/m}^2$ (**Figura 5.-g**) y energías superiores a los $15 \text{ MW.hr/m}^2/\text{año}$ (**Figura 5.-h**).
- *Estuario del río Gallegos:* En este caso existe una extensa región ($4,900 \text{ Ha}$) con potencias superiores a los $1,5 \text{ kW/m}^2$ (

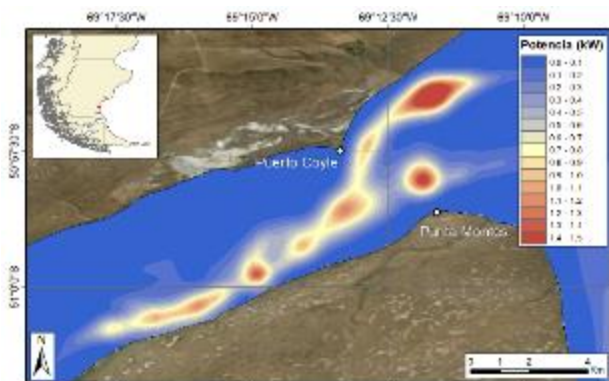
- **Figura 5.-i)** y energías medias anuales superiores a los $15 \text{ GW.hr/m}^2/\text{año}$ (
- **Figura 5.-j).**



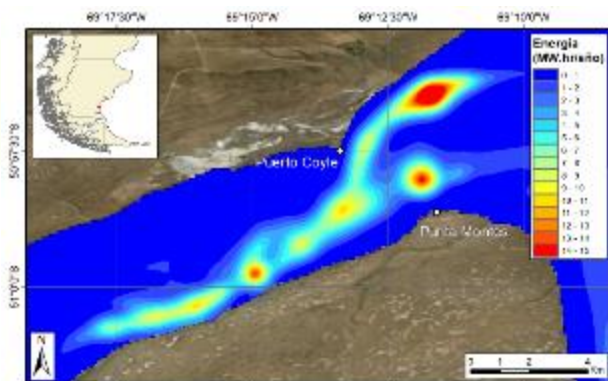
5-a) Potencia - Río Santa Cruz



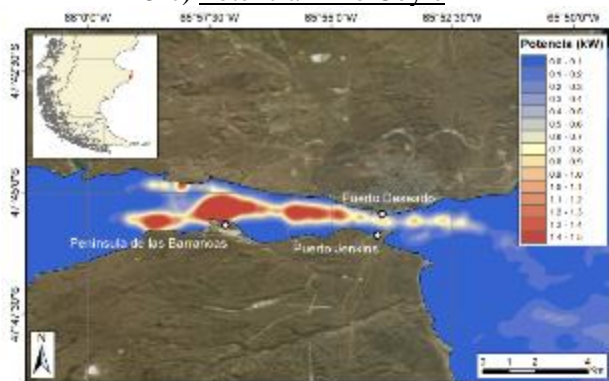
5-b) Energía - Río Santa Cruz



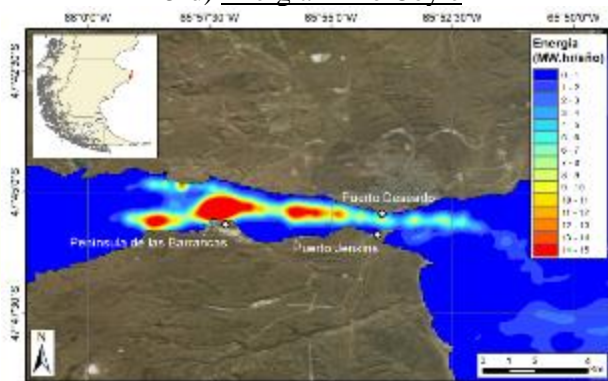
5-c) Potencia - Río Coyle



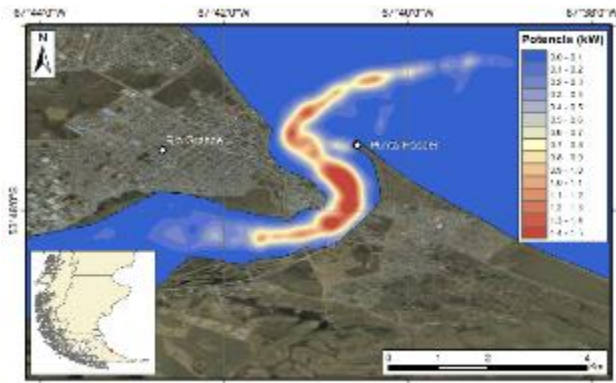
5-d) Energía - Río Coyle



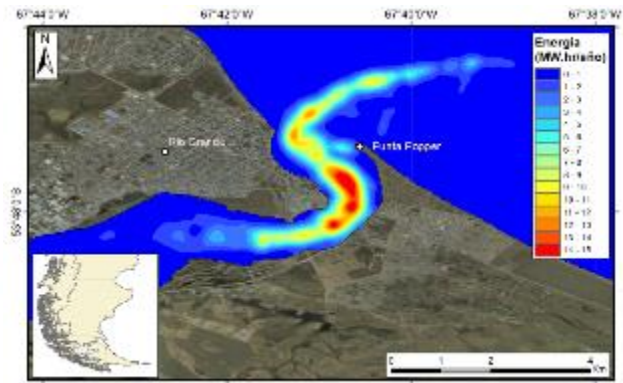
5-e) Potencia - Río Deseado



5-f) Energía - Río Deseado



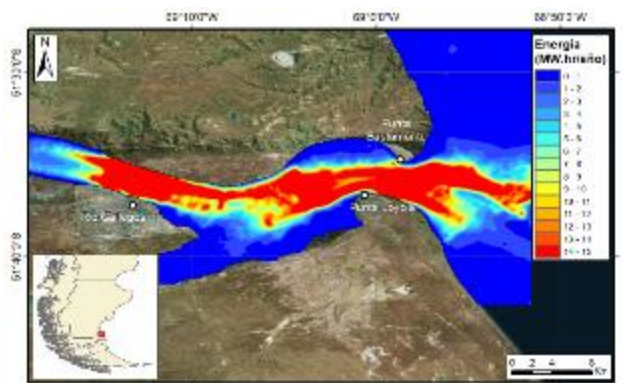
5-g) Potencia - Río Grande



5-h) Energía - Río Grande



5-i) Potencia - Río Gallegos



5-j) Energía - Río Gallegos

Figura 5.- Potencia y energía presentes en los estuarios patagónicos seleccionados.

Si bien las áreas de mayores profundidades no coinciden exactamente con aquellas de mayores velocidades, si puede constatare que tienen sectores comunes en todos los casos. Para corroborar esto, se determinó la superficie que hay disponible para distintas categorías de profundidad, de todas las áreas que presentan velocidades medias anuales superiores a 1 m/s. La **Figura 6.-** representa las superficies disponibles según rango de profundidad, para los niveles de marea más bajos a modo de garantizar en todo momento la sumergencia de los equipos, lo que permite comparar la disponibilidad del recurso en función a las profundidades presentes en cada cuerpo de agua.

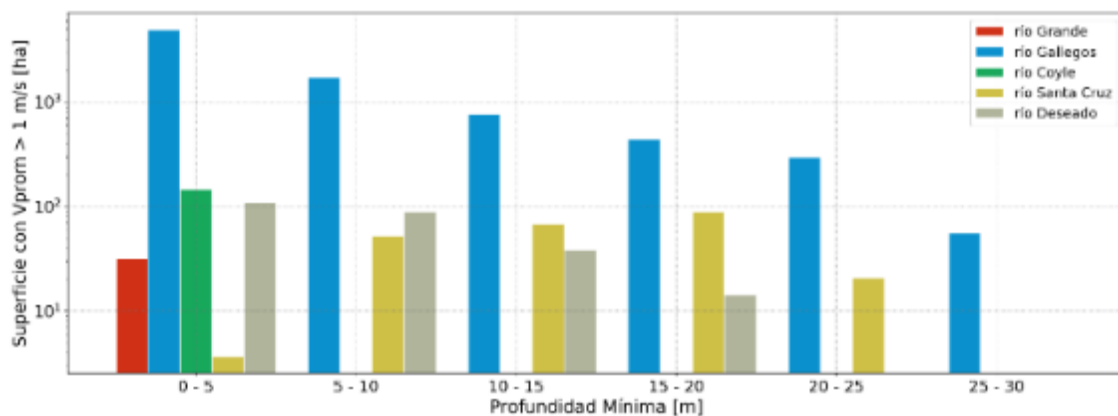


Figura 6.- Histograma de superficies con velocidades medias superiores a 1 m/s en función de la profundidad mínima por estuario.

Si nuevamente se tiene en cuenta la ecuación [2], que vincula las velocidades del flujo de agua con la energía implicada en ese movimiento, se obtiene el gráfico siguiente (**Figura 7**), que permite expresar la energía presente en cada cuerpo de agua en función de la profundidad.

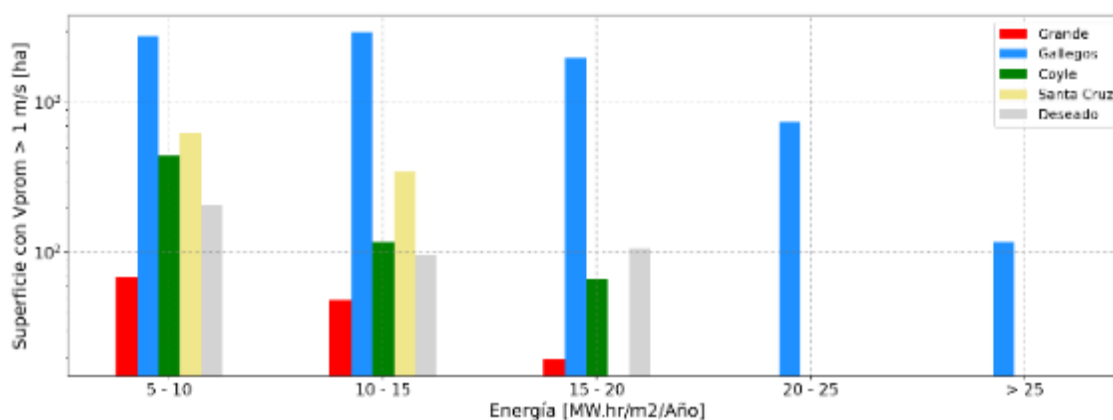


Figura 7.- Histograma de superficies en función de la energía disponible por estuario.

CONCLUSIONES

La calidad de los modelos obtenidos resulta satisfactoria, abriendo camino a su explotación para el análisis de distintas problemáticas. Como principal limitación de la implementación de los modelos de detalle se destaca la representación batimétrica, señalándose por ese lado una instancia de mejora de esta estrategia de modelación. Por otra parte, la etapa de calibración/validación de los modelos se realizó a partir de la comparación con series de marea astronómica predicha, suficiente para un primer acercamiento al problema. La realización de campañas de medición en cada uno de los estuarios se impondría como otro elemento necesario en la dirección de mejorar estas aproximaciones.

En cada uno de los estuarios se obtuvieron elevadas velocidades de corriente de marea, valores que se alcanzaron tanto en creciente como en bajante, lo que se traduce en un posible aprovechamiento de la energía hidrocínética en las dos instancias del flujo y, por lo tanto, en el empleo de generadores de flujo reversible.

En aspectos generales, cada uno de estos estuarios podría eventualmente ser aprovechado como fuente de energía, pero para ello resulta fundamental la correcta elección de un generador que se adapte a las condiciones que ofrece cada estuario.

A continuación, se presentan las principales características de cada estuario estudiado, junto con un resumen gráfico (**Figura 8**):

- Estuario del río Santa Cruz:

Las zonas de mayor energía potencial se ubican en la parte central de la boca del estuario, hacia el interior. Las profundidades para estas zonas varían entre los 15 y los 25 m en su valor mínimo, existiendo unas 21 Ha disponibles con profundidades mínimas superiores a los 20 m y otras 157 Ha con profundidades mínimas de entre 10 y 20 m. Se destacan unas 350 Ha que cuentan con valores de **entre 10 y 15 MW.hr/m²/año**.

- Estuario del río Coyle:

Presenta bajas profundidades, pero resulta de gran interés su potencial energético, dado que existen unas 61 Ha que cuentan con valores energéticos medios anuales superiores a los **15 MW.hr/m²**. Como valores medios anuales en esta zona, se alcanzan los 1.6 m/s en ambos sentidos de la corriente de marea.

- *Estuario del río Deseado:*

Las zonas de interés se ubican en el interior del estuario, en su canal central, con profundidades que varían entre los 6 y los 27 m. Existen unas 173 Ha con un potencial energético anual superior a los **15 MW.hr/m²**, pero que se distribuyen en zonas de entre 5 y 20 metros de profundidad (no interfieren a las actividades del Puerto).

- *Estuario del río Grande:*

Presenta bajas profundidades, pero las velocidades presentes y la energía disponible lo hacen un sitio de interés. La zona de mayor energía disponible se ubica a lo largo del canal central hacia la boca del estuario. El tramo de mayor interés es aquél situado al sur de Punta Popper, en donde se alcanzan velocidades medias del orden de los 1.3 m/s y abarcando unas casi 26 Ha con valores superiores a los **13 MW.hr/m²** por año.

- *Estuario del río Gallegos:*

Consiste en el sitio de mayor interés, tanto por la extensión con potencial energético elevado, como por las profundidades que permitirían la utilización de generadores de gran envergadura. Existen unas 442 Ha que cuentan con velocidades medias anuales superiores a 1 m/s con profundidades entre los 15 y los 20 m, y otras 352 Ha con más de 20 m. En total se obtuvieron más de 2.800 Ha con una energía media anual superior a los **15 MW.hr/m²**.

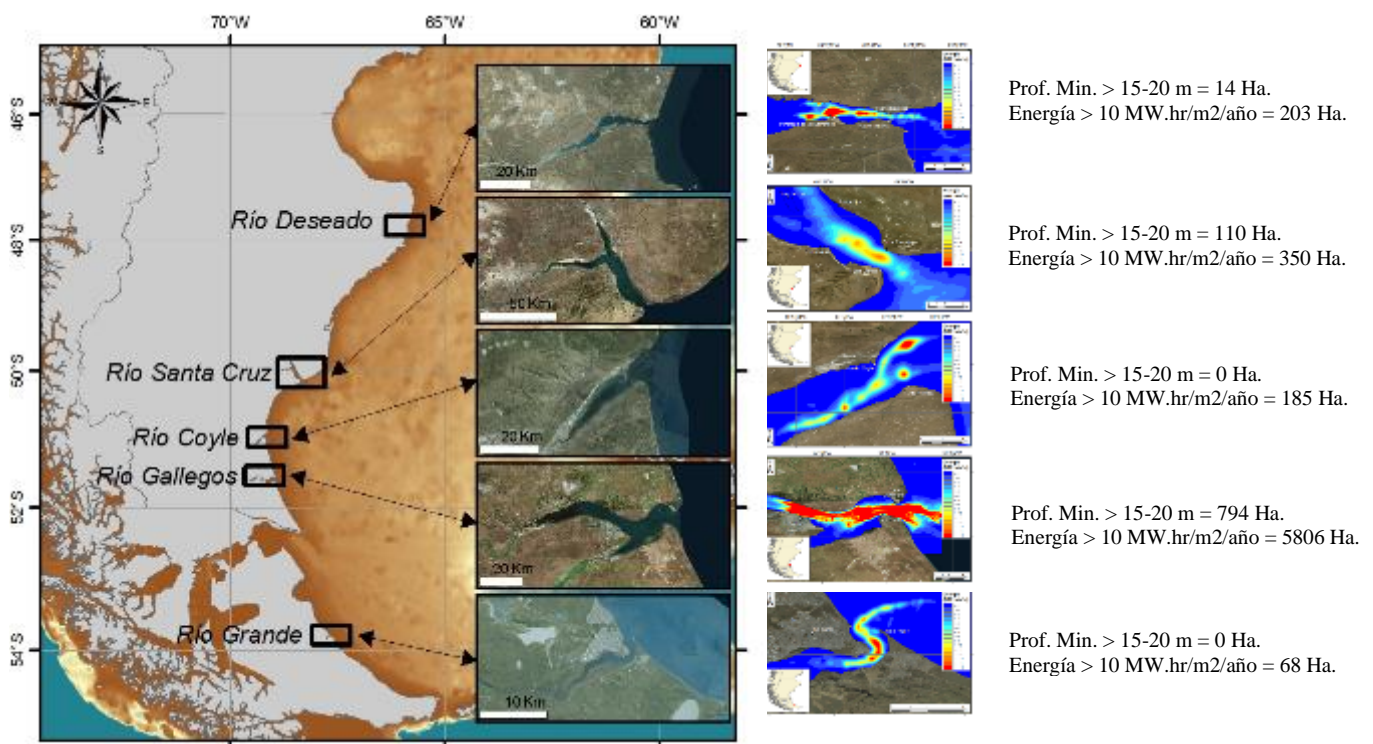


Figura 8.- Resumen de resultados.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Instituto Nacional del Agua por generar las condiciones para llevar a cabo este Proyecto de Investigación Orientada, y al CONICET y a la Fundación YPF por proveer el financiamiento del proyecto.

REFERENCIAS

- Badano, N.D., Espina Valdés, R., Álvarez Álvarez, E.** (2018). “Tidal current energy potential of Nalón river estuary assessment using a high precision flow model”. *Open Eng.* 2018; 8:118–123. <https://doi.org/10.1515/eng-2018-0015>.
- Bahaj, A.S., Mollando, A.F., Chaplin, J.R., Batten, W.M.J.** (2007). “Power and thrust measurements of marine current turbines under various hydrodynamic flow conditions in a cavitation tunnel and a towing tank”. *Renewable Energy* 2007; 32:407-426.
- Bindelli, L., Kazimierski, L.D., Re, M.** (2020). “Evaluación del potencial energético de las corrientes de marea en estuarios patagónicos mediante modelación numérica. Informe II – Modelos numéricos y potencial energético”. 94 p.
- Hill, C., Musa, M., Guala, M.** (2016). “Interaction between axial flow hydrokinetic tubrines and uni-directional flow bedforms”. *Renewable Energy* 2016; 86:409-421.
- Niebuhr, C.M., van Dijk, M., Neary, V.S., Bhagwan, J.N.** (2019). “A review of hydrokinetic turbines and enhancement techniques for canal installations: Technology, applicability and potential.” *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 2019; 113.
- Re, M., Kazimierski, L.D., Peralta, S., Haspert, F., Bindelli, L.** (2018). “Evaluación del potencial energético de las corrientes de marea en estuarios patagónicos mediante modelación numérica. Informe I – Estado del arte y análisis batimétrico”. 75 p.
- Yuce, I.M., Muratoglu, A.** (2015). “Hydrokinetic energy conversion systems: A technology status review”. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 2015; 43:72-82.

ANÁLISIS DE LAS GUÍAS DE PROPAGACIÓN APLICADO A LAS OBRAS DE ABRIGO DE LA NUEVA CALETA ARICA

Eduardo González P¹., Luis Zamorano R².

¹Ingeniero de Estudios, Instituto Nacional de Hidráulica, Ministerio de Obras Públicas. eduardogonzalez@inh.cl.

²Ingeniero de Estudios, Instituto Nacional de Hidráulica, Ministerio de Obras Públicas. luiszamorano@inh.cl.

Introducción

En el marco de la construcción de las obras de Caleta Pesquera de Arica, se desarrollaron ensayos de laboratorio en modelo físico tridimensional, las que son construidos y ensayados en el laboratorio del Instituto Nacional de Hidráulica (INH).

Dentro de las limitantes presentes en este estudio se encuentra la generación de oleaje, debido al ancho de la paleta generadora fijo de 5.5 m, siendo el oleaje generado canalizado mediante un sistema de guías de madera hasta las proximidades de las obras. Siendo la determinación del largo de las guías un tema de debate por parte de los especialistas.

El objetivo del estudio es evaluar los posibles efectos generados por la guía de propagación del oleaje en el modelo físico, para ello se realizaron simulaciones numéricas con el modelo FUNWAVE-TVD determinando los cambios generados en las corrientes y en altura de oleaje por distintos largos de guías, a escala de modelo físico.

Modelo Físico

El modelo físico fue confeccionado a escala 1:100, representando una extensión de 1.4 km en la costa y una topo-batimetría desde los -30 m de profundidad hasta la +5 m respecto del nivel de reducción de sondas (NRS).

Para la generación del oleaje, se cuenta con una paleta espectral unidireccional de un ancho de 5.5 m construida por DHI (Danish Hydraulic Institute) que es controlado por un software encargado de reproducir las olas.

Las mediciones de la superficie libre del agua, son realizadas con sondas resistivas en 9 ubicaciones: 1 sonda ubicada en la generación del oleaje para su calibración y 8 sondas ubicadas en las inmediaciones de las obras y darsena (Figura 2).

Las obras de abrigo se componen de dos molos (rompeolas principal y secundario) en talud 1:1:8

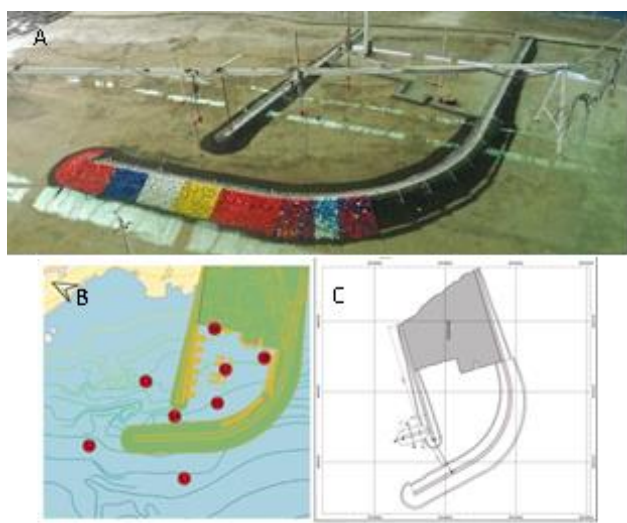


Figura 1.- Modelo físico (A), Posición de las sondas (B) y plano de obras (C).

Modelación numérica

El modelo implementado es FUNWAVE-TVD (Shi et al., 2012), que es basado en las aproximaciones de Boussinesq que permite resolver la fase de onda y determinar los procesos de difracción, refracción, reflexión, asomeramiento, rotura e interacciones ola-corriente.

Para la construcción del modelo numérico se considera: una malla regular con una resolución de 0.05 m rotada en la dirección principal del oleaje 230° y la batimetría utilizada obtenida del levantamiento topográfico realizado al modelo físico.

En total se analizaron 8 escenarios; 1 situación base sin guías de oleaje y 7 escenarios con distintos largos de guías de propagación. Los ensayos considerando una marea constante de +0.8 m NRS y son realizados a la escala del modelo físico permitiendo comparar los resultados de ambos modelos.

Tabla 1.- Condiciones de oleaje a representar

Caso	Altura Hm0 [m]	Periodo [s]	Duración [s]
1	0.015	1.4	600
2	0.02	1.4	600
3	0.03	1.4	600
4	0.04	1.7	600

Resultados Altura de oleaje

Los efectos de los distintos largos de las guías de propagación obtenidos de la modelación numérica en cada una de las sondas vinculadas al modelo físico, son presentados en la Tabla 2, evidenciando que:

- La sonda s1 (sonda exterior) presenta aumentos de la altura significativa entre un 4-10% en todos los casos y escenarios, siendo el caso más energético el que presenta un mayor aumento.
- Al interior de la dársena se observan variaciones menores al 15%, para los casos 1, 2 y 3, siendo el caso más energético el que experimenta mayores variaciones, que aumentan para los largos de guía superiores al escenario 2, con variaciones superiores entre el 27-42% para la sonda s6.
- La sonda ubicada en boca de acceso a la dársena (s4), presentan variaciones inferiores al 7% en todos los casos y escenarios evaluados

Tabla 2.- Diferencia porcentual entre la situación base sin guías de oleaje y los distintos largos de guías para la altura significativa, en cada una de las sondas de oleaje y casos.

	Guía 1 - Caso				Guía 2 - Caso				Guía 3 - Caso			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
s1	5%	6%	6%	13%	7%	7%	7%	10%	5%	5%	6%	11%
s2	-4%	-5%	-5%	-2%	-10%	-12%	-14%	-10%	0%	-1%	-2%	3%
s3	-6%	-6%	-7%	-3%	-5%	-6%	-8%	-10%	4%	3%	1%	7%
s4	-6%	-6%	-7%	4%	-6%	-7%	-7%	-1%	0%	-2%	-4%	6%
s5	-4%	-4%	2%	1%	-1%	-4%	1%	-3%	7%	4%	9%	-3%
s6	-3%	-5%	4%	-15%	-2%	-2%	-1%	-11%	6%	-2%	7%	-29%
s7	-2%	-2%	-1%	-5%	4%	4%	11%	-18%	6%	5%	9%	-3%
s8	-1%	-2%	-1%	-9%	-2%	-3%	-5%	-12%	2%	1%	2%	-11%
s9	0%	1%	1%	-3%	0%	1%	1%	-3%	0%	1%	1%	-3%

	Guía 4 - Caso				Guía 5 - Caso				Guía 6 - Caso				Guía 7 - Caso			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs	Hs
s1	4%	5%	5%	11%	-4%	5%	5%	11%	4%	5%	5%	11%	4%	5%	5%	11%
s2	-5%	-5%	-6%	6%	-6%	-7%	-7%	10%	-6%	-6%	-6%	11%	-6%	-6%	-7%	13%
s3	-1%	-1%	-3%	2%	-2%	-3%	-6%	-4%	-3%	-4%	-7%	-4%	-2%	-4%	-7%	-4%
s4	-1%	-2%	-5%	-2%	-2%	-5%	-6%	0%	-3%	-3%	-6%	-2%	-3%	-3%	-7%	1%
s5	4%	3%	6%	-2%	3%	0%	5%	-2%	1%	-1%	3%	-8%	-1%	0%	1%	-7%
s6	-1%	-4%	4%	-30%	-3%	-12%	-8%	-31%	-10%	-15%	-1%	-27%	-14%	-23%	-3%	-42%
s7	8%	8%	16%	-16%	7%	8%	11%	-7%	3%	3%	10%	3%	3%	4%	9%	-10%
s8	0%	-1%	2%	-28%	0%	-2%	-3%	-7%	1%	-1%	-2%	-15%	1%	-2%	-3%	-19%
s9	1%	1%	1%	-3%	1%	1%	1%	-3%	1%	1%	1%	-3%	1%	1%	1%	-3%

Al analizar los resultados obtenidos en el dominio numérico de la diferencia porcentual de la altura significativa del oleaje entre la situación base (sin guía) y las obtenidas con la utilización de 2 guías de propagación con diferentes largos para el caso 4, Figura 2, se puede evidenciar que al interior de la dársena las alturas significativas disminuyen con respecto a la situación base, con valores aproximados al 10%, presentando solo un pequeño sector con valores por 15% (Figura 2-B)

Sectores aledaños a la guía de propagación presentan alturas significativas que sobrepasan el 30% de la situación base.

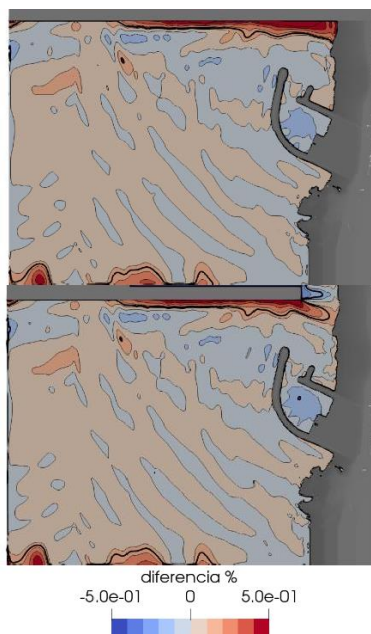


Figura 2.- Diferencia porcentual entre situación base sin guías de oleaje y, (A) escenario guía 7 y (C) escenario guía 2, para el caso 4.

Corrientes

Se realizaron comparación para los mismos escenarios descritos anteriormente para las componentes u y v de la velocidad de la corriente inducida por el oleaje. La comparación se realizó considerando las velocidades promediadas en periodo de 200 s.

Un resultado se puede observar en la Figura 3

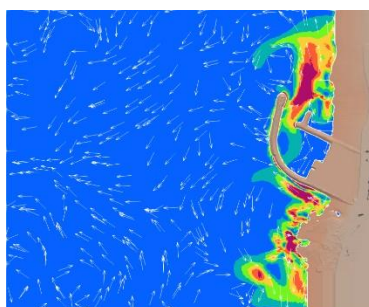


Figura 3.- Velocidad media de la corriente, (A) situación base sin guías y (B) guía a lo largo del modelo físico.

Conclusiones

El modelo FUNWAVE-TVD permitió realizar un análisis comparativo entre distintos escenarios de largos de guías de propagación y de condiciones de oleaje, cuyas conclusiones son:

Las alturas de oleaje significativo al interior de la dársena para los casos y escenarios analizados, presentan variaciones menores al 15%, cambios que en este caso se encuentran dentro del límite instrumental dado por el modelo físico, considerando la escala (1:100).

Las corrientes no presentan modificaciones cualitativas importantes en magnitud y dirección al interior de la dársena, evidenciando solo cambios significativos en magnitud y dirección de la corriente en sectores aledaños a la guía. Por lo que no son relevante para efectos de diseño. En efecto, al interior de la dársena los efectos de la magnitud y dirección de las corrientes no presentan modificaciones importantes en magnitud y dirección con velocidades medias entre los 0 y 0.04 m/s. En la boca de dársena, observan en ambos casos (Figura 3-A y 3-B) una corriente de salida de la dársena, que posee mayores magnitudes en la condición base con valores que alcanzan los 0.12 m/s.

La zona exterior a los molos no evidencias cambios importantes entre las situaciones analizadas.

Finalmente se recomienda para futuros modelos físicos realizar un análisis similar al descrito para la determinación del largo de las guías de propagación, ya que la diferencias para escalar mayores los resultados pueden ser relevantes.

Agradecimientos

Se agradece a la empresa PRDW Consulting Port and Coastal Engineers (PRDW) y a la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Publicas por la información suministrada

Referencias

Fengyan Shi, James T. Kirby, Jeffrey C. Harris, Joseph D. Geiman and Stephan T. Grilli (2012). A high-order adaptive time-stepping TVD solver for Boussinesq modeling of breaking waves and coastal inundation, *Ocean Modelling*, Vol 43–44, Pages 36-51.

L.E. Frostick, Stuart J. McLelland and T.G. Mercer (2011). Users Guide to Physical Modelling and Experimentation Experience of the HYDRALAB Network. Boca Raton, Leiden, The Netherlands.

ANÁLISIS DE LA VARIABILIDAD Y EL RIESGO DE INUNDACIÓN COSTERA EN MOÑITOS, CÓRDOBA

Lida Sofia Genes Hernández^a, Ruben D. Montoya^b

a. Universidad de Medellín, Magister en Ingeniería Urbana, Carrera 87 N° 30 – 65, Medellín, Colombia. Universidad de Medellín,
b. Universidad de Medellín, Grupo de Investigación en ingeniería Civil GICI, Grupo de investigación en Calidad del agua y modelación Hídrica GICAMH, Carrera 87 N° 30 – 65, Medellín, Colombia
lidasofia2021@gmail.com, rmontoya@udemedellin.edu.co

RESUMEN:

Se estimó la cota de inundación costera en la zona urbana de Moñitos, Córdoba mediante métodos indirectos, obteniendo de forma independiente las variables involucradas en la cota de inundación, es decir el nivel medio del mar (NMM) la marea astronómica (MA), la marea meteorológica (MM) y el Run-up del oleaje (Ru). El nivel medio del mar (NMM) se obtuvo a partir de datos de altimetría satelital, para la marea astronómica (MA) se emplearon datos de un modelo global de mareas, la marea meteorológica (MM) se calculó empleando formulaciones empíricas para presión y vientos. El run-up (Ru) del oleaje se obtuvo empleando datos de oleaje propagados con el modelo SWAN (Simulating Waves Nearshore) y una formulación empírica. A partir de la sumatoria de estos componentes, se obtuvo la serie de cota de inundación en la zona de estudio. Se analizó la caracterización, comportamiento medio y variabilidad estacional de la cota de inundación y sus componentes y el comportamiento de las distintas contribuciones durante los meses del año. Así mismo se analizó la variabilidad de la cota de inundación a distintas escalas temporales, a largo plazo (tendencias) y durante eventos extremos, así como la incidencia de fenómenos ENSO sobre la cota de inundación

ABSTRACT:

Using indirect methods, the coastal flooding level in the urban area of Moñitos-Cordoba was estimated, obtaining the variables involved in the flood level independently, that is, the mean sea level (MSL), the astronomical tide (MA), the meteorological tide (MM) and wave run-up (Ru). The mean sea level (MSL) was obtained from satellite altimetry data, for the astronomical tide (MA) data from a global tidal model was used, the meteorological tide (MM) was calculated using empirical formulations for pressure and winds. The wave run-up (Ru) was obtained using wave data propagated with the SWAN (Simulating Waves Nearshore) model and an empirical formulation. From the sum of these components, the flood elevation series in the study area was obtained. The characterization, average behavior and seasonal variability of the flood level and its components and the behavior of the different contributions during the months of the year were analyzed. Likewise, the variability of the flood level was analyzed at different time scales, in the long term (trends) and during extreme events, as well as the incidence of ENSO phenomena on the level of flooding

PALABRAS CLAVES: Inundación costera, eventos extremos, cota de inundación, Mar Caribe,

INTRODUCCIÓN

A lo largo de los siglos las zonas costeras han sido afectadas por fenómenos climáticos y oceanográficos tales como huracanes, tormentas tropicales y frentes fríos, los cuales siguiendo la variabilidad climática natural, y aunados a la actividad humana, han moldeado los paisajes costeros. Desde alrededor de 1950 se está presentando un calentamiento acelerado del planeta atribuido al aumento de emisiones de gases efecto invernadero –GEI (IPCC, 2007; IPCC, 2014), el cual está alterando los procesos climáticos globales y al que se le atribuyen, entre otros efectos, el aumento acelerado del nivel del mar. Se estima que a raíz de este calentamiento aumentará la frecuencia e intensidad de fenómenos hidrometeorológicos extremos (Polley et al., 2013), los cuales a su vez causarían mayores inundaciones sobre las zonas costeras a nivel global, cuyos impactos negativos serían mayores en áreas costeras bajas ubicadas en países subdesarrollados (Nicholls et al., 2007; Barbier, 2015).

El municipio de Moñitos, ubicado en la costa caribe colombiana es un territorio con deficientes condiciones socioeconómicas, y cuyos núcleos poblados se encuentran ubicados sobre una llanura costera adyacente a la línea de costa. Por su ubicación, estos asentamientos se encuentran expuestos a inundaciones temporales por fenómenos que localmente son llamados “mares de leva”, eventos meteorológicos extremos que afectan con frecuencia el litoral caribe colombiano (Ortiz, 2012; Ortiz et al, 2013; Otero et al, 2015), y que combinados con el aumento del nivel del mar ocasionan condiciones de riesgo creciente sobre el territorio municipal. En la presente investigación se realizó una evaluación de inundación costera debido a fenómenos extremos y al aumento del nivel del mar en el Municipio de Moñitos, como iniciativa que pueda servir como insumo para estimar, de forma aproximada, impactos de posibles inundaciones costeras; así como herramienta para la toma de decisiones de las entidades encargadas de la planificación costera.

ÁREA DE ESTUDIO

El municipio de Moñitos se ubica sobre los 9° 15' latitud Norte y 76° 8' 4" de Longitud Oeste del Meridiano de Greenwich, limita al norte con el mar Caribe y el municipio de San Bernardo del Viento, al sur con el municipio de Puerto Escondido, al oriente con el municipio de Lorica y al occidente con el mar Caribe, (Ver. Figura 1) y tiene una extensión de 180 Km² (22.9 Km² en el área urbana y 157.1 Km² en el área rural), y una población proyectada de 29.117 habitantes (7.368 en el área urbana y 21.749 en el área rural).

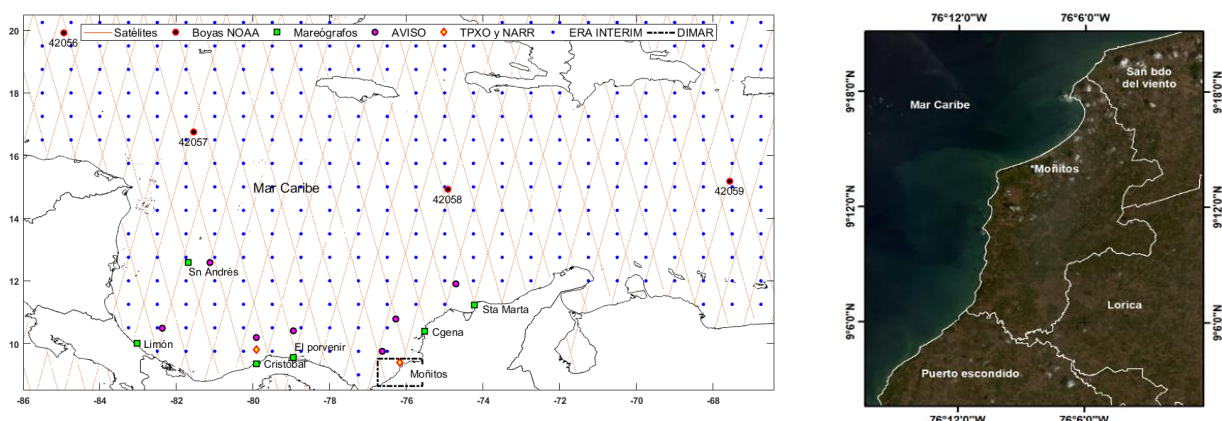


Figura 1. Ubicación de la zona de estudio. (izq) Ubicación a escala general (Der) Ubicación a escala local (Elaborado con base en imágenes LANDSAT-8; Roy et al., 2014)

El casco urbano se encuentra ubicado sobre una llanura costera con una longitud aproximada de 30 Km, desde Boca Caimancito al Norte hasta Boca de Mangle al Sur, circunscrita a la subunidad fisiográfica suroeste de la Unidad ambiental costera-Estuarina Río Sinú, conformada por costas bajas de fondos predominantemente areno-fangosos, sin desarrollo importante de praderas de fanerógamas, ni arrecifes coralinos (INVEMAR et al., 2002).

COTA DE INUNDACIÓN

La inundación costera está constituida por las variables nivel medio del mar (NMM), marea astronómica (MA), marea meteorológica (MM) y run-up del oleaje (Ru), las cuales al combinarse determinan la cota de inundación, que es el nivel alcanzado por el mar en un evento de inundación (Toimil et al., 2016). En la Figura 2, se observa un esquema de los distintos componentes de la cota de inundación, y a continuación, se definen de forma breve.

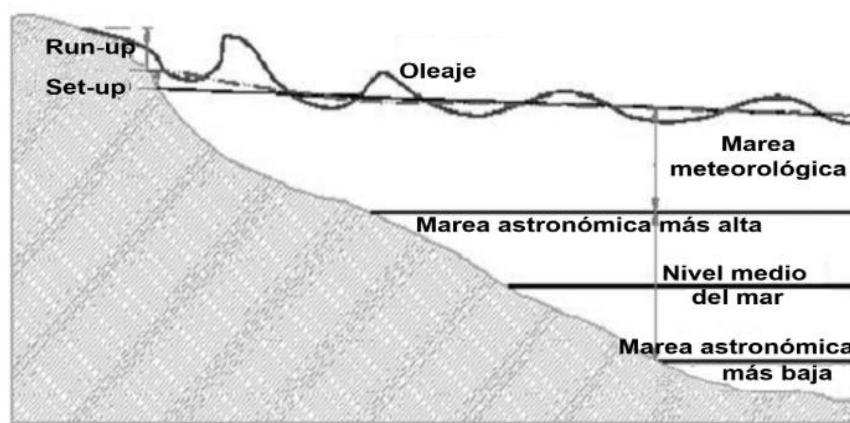


Figura 2. Componentes inundación costera. Adaptado de Mcinnes et al., (2003).

La cota de inundación puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$CI = ANMM + MA + MM + Ru$$

Donde CI es el valor de cota de inundación, ANMM son la anomalías del nivel medio del mar, MA es la sobrelevación por marea astronómica, MM es la sobrelevación por marea meteorológica, y Ru es el *run-up* del oleaje. El término correspondiente al nivel medio del mar (NMM) fue obtenido a partir de las anomalías del nivel medio del mar obtenidos a partir de información de altimetría satelital del producto (SLA) SSALTO/DUACS (Segmento Sol multimisiones dALTimetrie, d'orbitographie et de localization précise). Los productos de altímetro consisten en mapas generados mediante la fusión de datos de observación de altimetría de múltiples satélites (Dibarboure et al., 2006). Los datos de marea astronómica (MA) fueron obtenidos a partir del modelo global de mareas TPXO, que proporciona amplitudes complejas de elevación de la superficie del mar relativa a la tierra para ocho armónicos primarios (M2, S2, N2, K2, K1, O1, P1, Q1), dos de período largo (Mf, Mm) y 3 no lineales (M4, MS4, MN4) (mas 2N2 y S1 for TPXO9). Se emplea un modelo de marea barotrópica desarrollado por la Universidad Estatal de Oregón (Egbert y Erofeeva, 2002) que asimila datos de la misión TOPEX/Poseidon, datos de mareógrafos y batimetría GEBCO 1. Los datos están disponibles en una malla global de 1440 × 721 puntos, con una resolución de malla espacial de 0,25° tanto en latitud como en longitud.

El componente de marea meteorológica (MM) se calculó utilizando dos formulaciones empíricas independientes para la presión ($Pd\xi$) y el viento ($Wd\xi$) mediante las metodologías propuestas por Benavente et al. (2006) y Bowden (1983) respectivamente.

Para la estimación del Runup (Ru), se empleó la parametrización de Stockton et al. (2006). Dicha parametrización consistente en un modelo lineal de ajuste óptimo que relaciona la altura de ola cerca de la costa, el período de ola y la pendiente de la playa, con los niveles de *run-up*, expresado en dos formas dependiendo del Número de Iribarren o Parámetro de Similitud de Surf (ξ):

$$R_2 = 1.1 \left(0.35\beta_f (H_0 L_0)^{\frac{1}{2}} + \frac{[H_0 L_0 (0.563\beta_f^2 + 0.004)]^{\frac{1}{2}}}{2} \right), \text{ para } \xi_0 \geq 0.3 \quad [1]$$

Para playas fuertemente disipativas, donde el swash es dominado por la componente de baja frecuencia, la expresión indicada es:

$$R_2 = 0.043 (H_0 L_0)^{\frac{1}{2}}, \text{ para } \xi_0 < 0.3 \quad [2]$$

Donde R_2 es el nivel superado por el 2% de los niveles del run-up, β_f es la pendiente promedio de la playa en la zona intermareal, H_0 es la altura de ola significativa medida en aguas profundas y L_0 es la longitud de onda, calculada empleando el período pico T_p , en aguas profundas. Esta parametrización es ampliamente usada en la literatura científica (Villatoro et al., 2014; Gallien, 2016; Christie et al., 2017). Esta parametrización permite trabajar en una amplia gama de condiciones presentando por tanto predicciones con mejores ajustes al run-up (Plant y Stockdon 2015), y a diferencia de las fórmulas que no tienen en cuenta la pendiente de la playa, reproduce mejor los impactos morfológicos observados (Masina, 2012). Todas las series fueron estimadas para un periodo de 23 años desde 01/01/1993 hasta 31/12/2015. Los parámetros del oleaje necesarios para la obtención del runup (Ru) fueron obtenidos a partir del modelo SWAN (Simulating WAVes Nearshore). Las condiciones de contorno para el modelo se definieron con datos de oleaje de ERA INTERIM, y como forzamiento se emplearon campos de vientos a 10 metros de altura de la misma base de datos. Los datos obtenidos del reanálisis de oleaje en los contornos del dominio exterior y los datos de vientos para todas las mallas fueron corregidos empleando datos de satélites disponibles en la zona de estudio, dicha corrección fue necesaria porque la revisión de calidad de la información mostró subestimaciones del reanálisis en aguas costeras, lo cual concuerda con Montoya (2013), quien halló que en cercanías a zonas costeras colombianas la mayoría de bases de datos presentan subestimación respecto a los datos medidos.

Para obtener resultados confiables cerca de la costa, se implementó un modelo con tres mallas anidadas, una malla para la transferencia del oleaje desde aguas profundas con dos mallas sucesivas de menores dimensiones y mayor resolución espacial para obtener datos con mayor detalle cerca de la costa. Se usaron tres mallas anidadas para transferir el oleaje; malla de dominio mayor (M1), con una resolución espacial de 400 m; malla intermedia (M2), con una resolución espacial de 150 m y malla de detalle (M3), con una resolución espacial de 50 m, respetando el factor de escala (máximo 3) permitido entre mallas sucesivas (SWAN Team, 2012a). La Figura 3 se presenta el esquema del modelo de oleaje, las líneas negras continuas representan las mallas, los círculos negros representan los nodos de contorno con datos de oleaje y vientos y los círculos rojos representan los nodos con condiciones de vientos locales. Los datos usados en todos los puntos (oleaje y vientos) son de la base de datos ERA INTERIM, corregidos e interpolados a 0.125° .

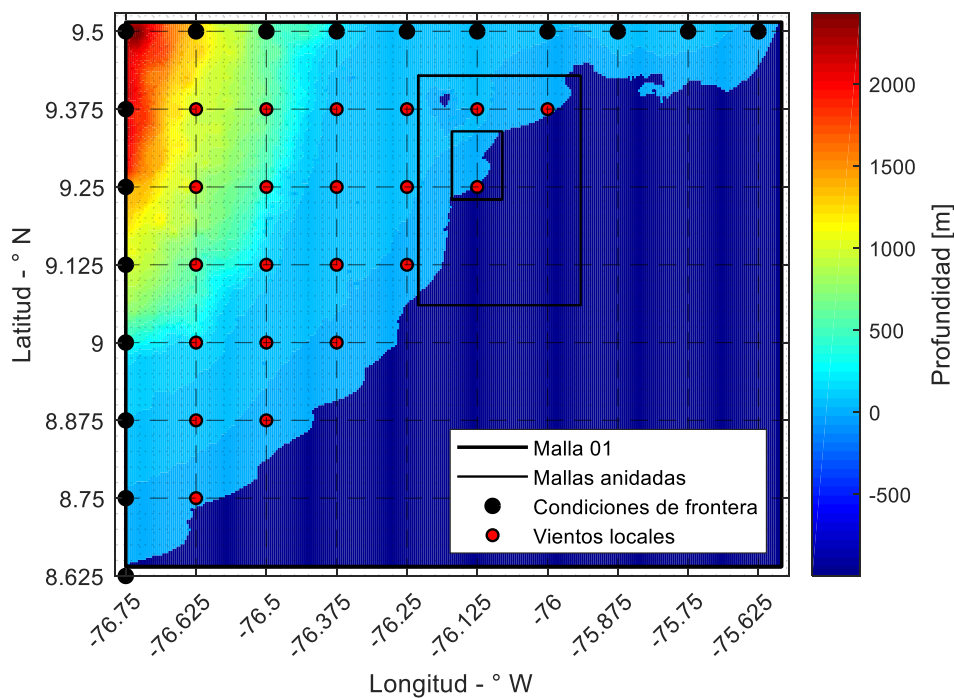


Figura 3. Zona de estudio y mallas empleadas para la modelación en SWAN.

Validación de parámetros y resultados del modelo de oleaje

En la zona de estudio los datos instrumentales son escasos y dentro del área del modelo de oleaje ejecutado, los únicos datos de oleaje disponibles son los escasos registros de satélites, los cuales se convierten por tanto en la única fuente disponible para validación. Para validar los resultados de altura de ola significativa se realizó colocación con los datos de satélites disponibles en la zona de estudio, siguiendo el mismo procedimiento de colocación espacio-temporal aplicado para la calibración de los datos. En la zona de estudio no se cuenta con instrumentos de registro oceanográficos por tanto no se disponía de datos adicionales para validar los resultados de la ejecución del modelo SWAN. Por tanto, para la validación de los resultados obtenidos, se decidió emplear datos del mismo satélite GFO. Esta validación a pesar de no tener independencia estadística permite verificar la calidad de la transformación de la energía al interior del dominio en las cercanías y la calidad de las parametrizaciones empleadas. Para el proceso de validación se realizó colocación de datos (SWAN/GFO) al interior del dominio de acuerdo a la disponibilidad de datos del satélite y respetando la distancia para posible contaminación por tierra (Distancia mínima a la tierra de 50 k). Como resultado de la colocación espacio temporal SWAN/Satélites, se obtuvieron 114 datos coincidentes procedentes del satélite GFO. En la Figura 4 se muestra la validación de los resultados de altura de ola significativa SWAN, incluyendo la ubicación de los datos coincidentes obtenidos, es decir la ubicación de los datos que se usaron para la validación (Fig. 4a).

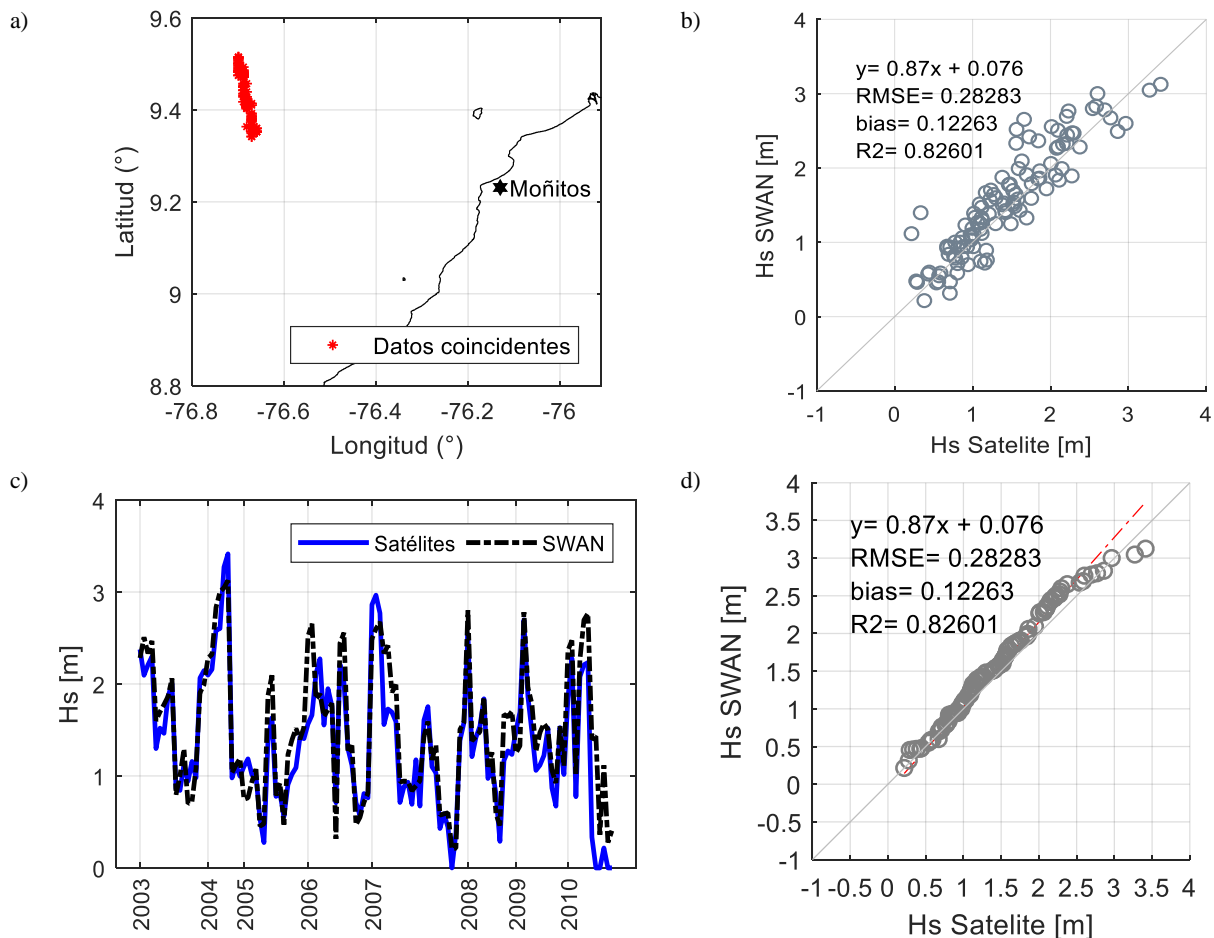


Figura 4. Validación Hs SWAN. (a) Ubicación (b) Gráfica Scatter-plot en la cual se muestra la dispersión de los datos (c) serie temporal (d) Gráfica QQ-plot mostrando similar distribución de los cuantiles de ambas series.

Para la validación, los datos modelados se compararon con registros de satélites y se calculó su correlación. La Figura 4 muestra la comparación de los datos coincidentes de altura de ola significantes resultantes de la ejecución de SWAN contra datos del satélite GFO. Los resultados muestran un error medio cuadrático (RMSE=0.28) y sesgo (0.12) relativamente bajos y un coeficiente de determinación estadísticamente alto (R2= 0.82), así mismo el gráfico de dispersión (4.34-b) muestra que los datos presentan escasa dispersión hallándose distribuidos alrededor del eje diagonal. La serie temporal (4c) muestra que los datos del satélite presentan valores que van desde 0.21 m a 3.41 m, y la serie resultante de SWAN presenta valores entre 0.21 m a 3.12 m, los cuales son consistentes con los datos medidos (Los datos no son continuos en el tiempo, sin embargo, se dibujan omitiendo los periodos sin datos coincidentes y con líneas continuas entre los distintos puntos para una mejor comparación entre los dos conjuntos de datos). Se observa una adecuada equivalencia entre los cuantiles de ambas series (4d), con algunas subestimaciones de valores altos (Superiores a 2.5 m). Como se puede observar en las gráficas, los resultados de SWAN presentan algunos casos de pequeñas subestimaciones de valores altos (Superiores a 3.60 m) y algunos casos de sobreestimaciones de valores bajos (Inferiores a 1 m), sin embargo, en general se observa un buen ajuste de los datos. Estos resultados verifican que las series de oleaje generadas representan de forma adecuada el oleaje en la zona de interés.

La validación de las anomalías del nivel medio del mar fueron realizadas mediante la comparación anomalías del nivel del mar obtenidas a partir de los datos de UHSLC / SSALTO-DUACS, contra las anomalías del nivel del mar extraídas de los mareógrafos de: a) Limón – Costa Rica, b) San Andrés, c) Santa Marta- Colombia, d) Cristóbal- Panamá. Una vez modeladas las

distintas variables, se obtuvo la serie de cota de inundación, mediante la sumatoria de las variables de anomalías del nivel medio del mar, marea astronómica, marea meteorológica y *run-up* del oleaje, siguiendo la metodología de cota de inundación o nivel total del agua (Menéndez et al, 2012; Melet et al., 2016). Dicha serie presenta extensión temporal de 23 años (período 1993- 2015), con frecuencia de cuatro datos diarios. Dada la incertidumbre en la estimación de las diferentes variables, se procedió a realizar una validación de la cota de inundación (CI) de la calidad de los resultados obtenidos mediante una búsqueda de notas de prensa dónde se reportarán inundaciones históricas en la zona de estudio.

RESULTADOS

Análisis de la variabilidad estacional de la inundación

En la Figura 5, se observan los datos de aportes mensuales de las variables a la cota de inundación. El aporte se calcula como el porcentaje (%) que representa cada una de las variables frente al total de la inundación. En lo relacionado con el aporte a la cota de inundación en condiciones medias, se observa una mayor contribución del *run-up* con un aporte promedio de 81.45%, seguido por el nivel medio del mar cuyo aporte representa un promedio de 17.83%, la marea meteorológica con un aporte promedio de 0.72%, y finalmente la marea astronómica cuyo aporte promedio es milimétrico y en sentido negativo (-0,002%).

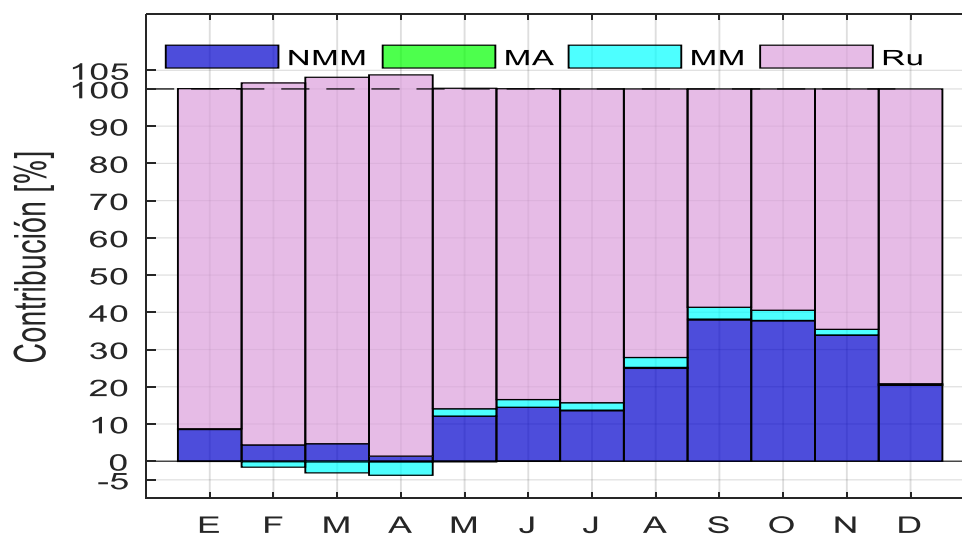


Figura 5. Contribución promedio mensual a la cota de inundación. Los excedentes sobre el total (100%), corresponden a valores que, al realizar la sumatoria, se reducen por valores negativos correspondientes a las variables marea astronómica y marea meteorológica, que también se observan en la gráfica.

En cuanto al análisis del ciclo anual de las contribuciones, predomina la contribución del *run-up*, se puede observar cómo durante los meses enero a abril la contribución del *run-up* es en promedio de 97.4%, mientras la contribución del nivel medio del mar es de 4.8% y las contribuciones de la marea meteorológica y la marea astronómica son en sentido negativo, disminuyendo en escasa proporción (-2% y -0.2% respectivamente) el nivel total de inundación. Se debe indicar que en el mes de abril la contribución del *run-up* es superior al valor total de la inundación (Del orden de 102.4%) lo cual se explica porque al sumarse con las variables marea astronómica y marea meteorológica las cuales tienen contribuciones negativas en dicho mes (-0.2% y -3.6%, respectivamente), el valor de cota de inundación resulta ser menor al valor de la contribución del *run-up*. Las contribuciones negativas de la marea astronómica se explican porque la serie de marea astronómica empleada

corresponde a aumentos o disminuciones del nivel del agua a partir de un nivel medio, pudiendo ser del orden positivo y aumentar la cota de inundación, o negativo y disminuir dicho nivel. Las contribuciones negativas de la marea meteorológica obedecerían a que, según la regla del barómetro inverso, la superficie del mar puede aumentar o disminuir dependiendo del sentido de los cambios de presión atmosférica (1 cm por cada milibar), en este caso los niveles negativos corresponderían a depresiones del nivel del agua por altos niveles de presión atmosférica en la zona de estudio.

El análisis de las contribuciones discriminadas según eventos Niña, Niño y Normal (No mostrados aquí), permite observar comportamientos similares a lo observado en el análisis que se realizó incluyendo la totalidad de los datos (Figura 3). Las diferencias más significativas indican que la contribución de la marea meteorológica, durante los meses de enero y de julio a octubre tiende a ser mayor para eventos la Niña que para los otros eventos. La contribución del run-up tiende a ser mayor para los meses de abril y mayo durante eventos Niña, aunque para eventos Niño también dicha contribución es alta en el mes de abril. La contribución del nivel medio del mar durante eventos Niña es de muy poca importancia (menor al 1%) para los meses enero a marzo y negativa en los meses de abril y mayo, mientras durante eventos Normal y Niño es de 7% en promedio para enero a marzo y de 3% en abril. Se debe recordar que, según la regla del barómetro inverso, la superficie del mar puede aumentar o disminuir dependiendo del sentido de los cambios de presión atmosférica (1 cm por cada milibar), en este caso los niveles negativos corresponderían a depresiones del nivel del agua por niveles altos de presión atmosférica en la zona de estudio.

Variabilidad a distintas escalas y tendencias a largo plazo

Para analizar la variabilidad de la cota de inundación se aplicó un análisis wavelets sobre dicha serie para revisar sus modos periódicos de comportamiento. La transformada wavelet es una herramienta matemática basada en la transformada de Fourier que proporciona una representación tiempo frecuencia de una señal analizada en el dominio temporal. Permite diferenciar tanto valores de frecuencias particulares en series no estacionarias como su ubicación temporal, siendo útil para el análisis de fenómenos climáticos que pueden presentar múltiples periodicidades (Mengistu et al., 2012). Es útil para numerosos estudios geofísicos, y ha sido usada para estudiar la influencia de fenómenos ENSO sobre aspectos como temperatura y nivel del mar (Messie y Chávez, 2011; Haddad et al., 2013), los detalles matemáticos del método pueden hallarse en Torrence y Compo (1998). Para el análisis se empleó la serie de promedios mensuales de cota de inundación 1992 a 2015.

En la Figura 6, se observan los resultados del análisis wavelets aplicado a la serie de cota de inundación para la zona de estudio. En el eje vertical izquierdo se observa el período de Fourier (En años), el eje inferior representa el tiempo de la serie (En años). Los valores de la transformada wavelet pueden contaminarse cuando la wavelet se aproxima a los bordes de la serie temporal, creando un efecto de límite. La región afectada aumenta en extensión a medida que aumenta el parámetro de escala (período). La línea de color negro que se observa alrededor del gráfico corresponde al cono de influencia (COI), una zona sobre la cual los picos de mayor intensidad espectral no son afectados por los efectos de borde. Mientras que por debajo de esta línea los resultados pueden ser corrompidos por los extremos de la muestra.

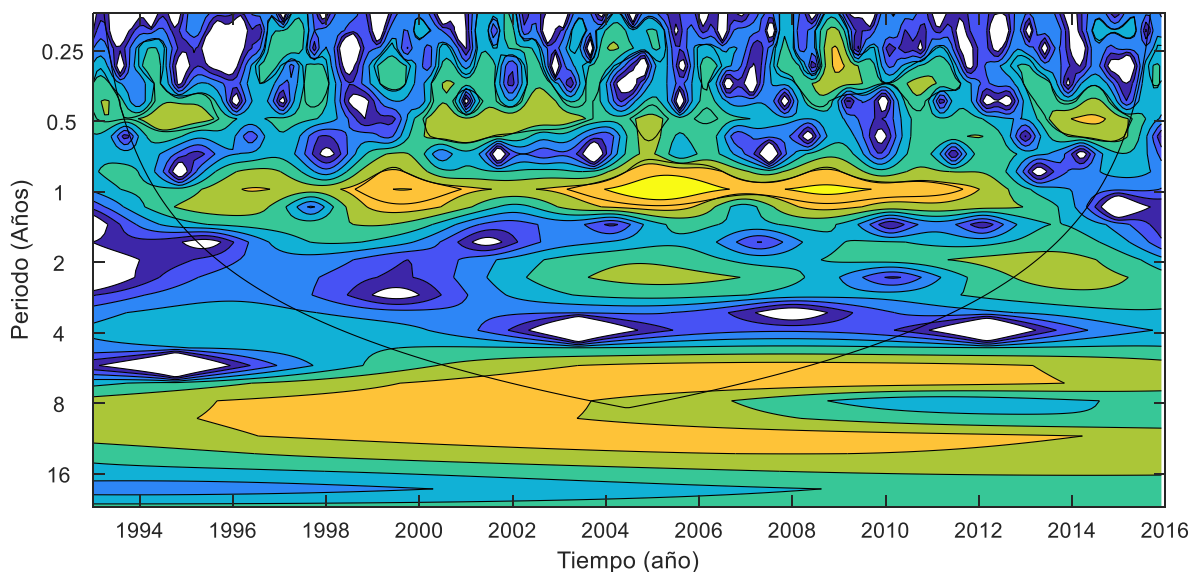


Figura 6. Análisis wavelets de la serie cota de inundación.

En la Figura se observan componentes con frecuencia trimestral que pueden atribuirse a los comportamientos trimestrales climáticos, una componente del orden semestral (0.5 años) que se presenta aproximadamente cada 8 años la cual podría relacionarse con fenómenos climáticos de gran escala como ENSO, PDO o AMO, una componente con frecuencia anual (1 año) que se puede relacionar con el ciclo anual de oleaje, que en ocasiones presenta mayor intensidad, y una componente con frecuencia entre 4 y 8 años, la cual podría estar relacionada con la incidencia de fenómenos climáticos de gran escala como ENSO, PDO o AMO, similar a las frecuencias de entre 8 a 16 años identificadas por Montoya (2013).

Análisis de Eventos extremos de inundación.

En la Figura 7, se muestra el análisis de eventos extremos, los cuales se asumieron como aquellos valores, de la serie cota de inundación con frecuencia de 4 datos diarios, que exceden el percentil 98% de dicha serie. Se identificó un total de 773 datos con niveles extremos, los cuales se identifican en la Figura 6a donde se muestra la serie de cota de inundación y se resaltan los eventos extremos. La tendencia de ocurrencia de valores altos parece aumentar progresivamente lo cual obedece a la tendencia de aumento de nivel presente en la serie de cota de inundación.

En la Figura 7b se observa el número de eventos extremos, distribuidos por año de ocurrencia. La altura de cada barra representa el número de eventos extremos para el respectivo año, y los colores (divisiones) de las barras representan el porcentaje de contribución de cada variable, teniendo presente entonces que la altura total de cada barra representa la totalidad del nivel durante extremos para cada año (Es decir 100%). Se evidencia una alta variabilidad entre el número de horas por año, dónde, en los años 1993 a 2001 se presenta en promedio alrededor de 11 eventos por año, luego en el período 2002 a 2007 se presentan en promedio 42 eventos por año, en 2008 se presentaron 74 eventos, un número relativamente alto, entre 2009 a 2013 se presentaron en promedio 38 eventos por año y finalmente en 2014 a 2015 el promedio aumentó a 79 eventos por año. Al dividir la serie en intervalos regulares, se observa que en los últimos años hubo un mayor número de eventos que durante los primeros años, así para el período 1993-1998 se presentaron 51 eventos, para el período 1999-2004 se presentaron 195 eventos, para el período 2005-2010 se presentaron 261 eventos y para el período 2011 a 2015, el cual es incluso más corto, se presentaron 266 eventos. En cuanto a las contribuciones de cada componente a los eventos extremos por año, se observa un ligero aumento gradual de la

contribución representada por el nivel medio del mar. El número de eventos altos durante 2008 obedece a contribuciones relativamente altas del nivel medio del mar y la marea meteorológica.

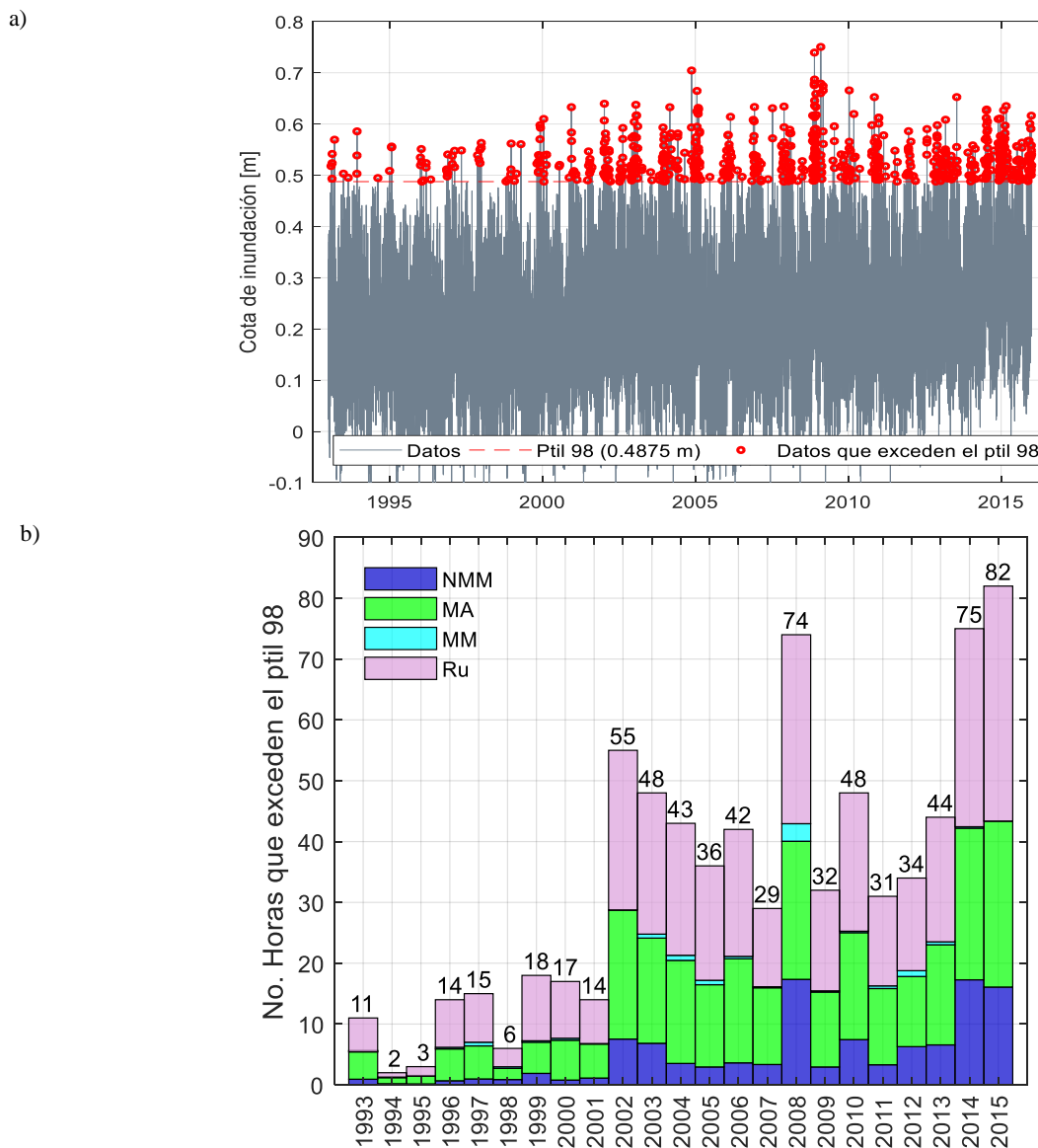


Figura 7. Análisis de niveles extremos de la cota de inundación (a) Serie temporal Cota de Inundación 1993-2012 con frecuencia de 6 horas, indicando los niveles extremos (Horas sobre el percentil 98%), (b) Número de horas extremas por año.

Relación de la cota de inundación con el ENSO

Se realizó una clasificación de los promedios mensuales de la cota de inundación y sus componentes según las fases del fenómeno ENSO, épocas Niño, Niña y Normal (También denominado Neutro en la literatura), del análisis se exceptuó la marea astronómica la cual es de carácter determinístico, los resultados se presentan en la Figura 8.

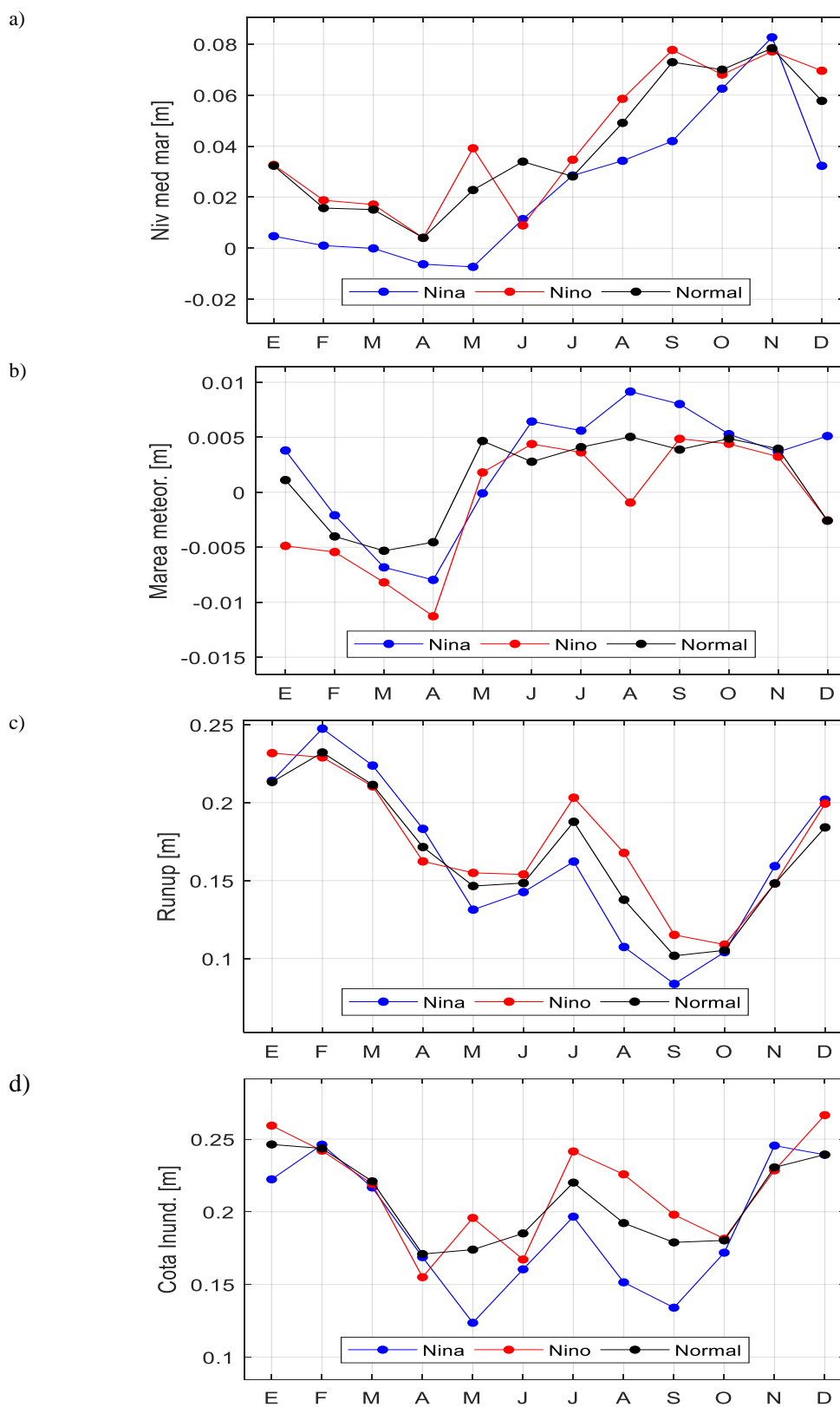


Figura 8. Ciclo anual Cota de Inundación y componentes según épocas ENSO. (a) Nivel medio del mar (b) Marea meteorológica (c) *Run-up* (d) Cota de inundación.

CONCLUSIONES

A partir del análisis literario se identificó que en Colombia se han dado desarrollos investigativos en los temas de inundación costera y sus variables asociadas tales como oleaje y vientos, sin embargo la información climática medida en las costas colombianas es escasa o de baja calidad, lo cual ha generado limitaciones a la investigación en la materia; no obstante la búsqueda también permitió identificar la existencia de bases de datos como los reanálisis climáticos, modelos de mareas y otros sistemas de procesamiento de datos, los cuales generan datos de variables climáticas y oceanográficas a partir de modelos numéricos debidamente calibrados que se convierten en una alternativa frente a la escasez de información.

Se encontró que la cota de Inundación en Moñitos tiene un ciclo anual bimodal con sus niveles más altos entre diciembre a marzo y que el comportamiento del ciclo de la cota de inundación es similar al comportamiento del ciclo del run-up, especialmente durante los periodos de mayor oleaje, es decir los meses de diciembre a febrero y los meses de junio a agosto, y en los meses de menor contribución del oleaje, la componente del nivel medio del mar cobra importancia en cuanto a la definición del comportamiento de la cota de inundación. En lo relacionado con los aportes de los distintos componentes, en condiciones medias los mayores aportes a la variabilidad de la cota de inundación se deben a la acción del run-up, seguida por la variabilidad del nivel medio del mar, la marea meteorológica y finalmente la marea astronómica.

Los resultados muestran que la cota de inundación en la zona de estudio presenta una tendencia creciente de ocurrencia en el número de valores extremos representados como eventos con un número de horas de excedencia durante su ocurrencia

AGRADECIMIENTOS

Agradecimientos a la Universidad de Medellín por el apoyo brindado durante el desarrollo de la tesis de maestría. Agradecimiento a la NOAA y otras entidades gubernamentales por hacer libres gran parte de los datos empleados para la tesis de la estudiante Lida Sofia Genes.

REFERENCIAS

- Barbier, E. (2015)** Climate change impacts on rural poverty in low-elevation coastal zones, *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, Volume 165, 5 November 2015, Pages A1-A13, ISSN 0272-7714, <https://doi.org/10.1016/j.ecss.2015.05.035>.
- Benavente J., Del Río L., Gracia F., Martínez J. (2006)**. Coastal flooding hazard related to storms and coastal evolution in Valdelagrana spit (Cadiz Bay Natural Park, SW Spain), *Continental Shelf Research*, Volume 26, Issue 9, June 2006, Pages 1061-1076, ISSN 0278-4343, <https://doi.org/10.1016/j.csr.2005.12.015>.
- Bowden, K.F., 1983**. *Physical Oceanography of Coastal Waters*. Wiley, New York 302p.
- Christie, E.K., T. Spencer, D. Owen, A.L. McIvor, I. Möller, C. Viavattene. (2017)** Regional coastal flood risk assessment for a tidally dominant, natural coastal setting: North Norfolk, southern North Sea, In *Coastal Engineering*, 2017, ISSN 0378-3839, <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.05.003>.
- Egbert, G., and Erofeeva S. (2002)**. Efficient inverse modeling of barotropic ocean tides, *J. Atmos. Oceanic Tech.*, 19, 183–204.
- Gallien T.W. (2016)**. Validated coastal flood modeling at Imperial Beach, California: Comparing total water level, empirical and numerical overtopping methodologies, In *Coastal Engineering*, Volume 111, 2016, Pages 95-104, ISSN 0378-3839, <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2016.01.014>.
- Haddad, M., Taibi, H., & Arezki, S. M. M. (2013)**. On the recent global mean sea level changes: Trend extraction and El Niño's impact. *Comptes Rendus Geoscience*, 345(4), 167-175.
- INVEMAR, CVS, CARSUCRE (2002)**. *Formulación del Plan de Manejo Integrado de la Unidad Ambiental Costera Estuarina del río Sinú y golfo de Morrosquillo, Caribe colombiano: Fase I: Caracterización y*

AVANCE DEL FRENTE SALINO EN EL RÍO DE LA PLATA POR BAJANTE DEL RÍO PARANÁ E IMPACTO EN LAS CAPTACIONES

Pablo Sebastián Chiesa⁽¹⁾, Diego Norberto Bottelli⁽²⁾

Agua y Saneamientos Argentinos S.A. (AySA), Buenos Aires, Argentina

⁽¹⁾pablo_s_chiesa@aysa.com.ar, ⁽¹⁾pschiesa@gmail.com, ⁽²⁾diego_n_bottelli@aysa.com.ar, ⁽²⁾diegonbottelli@gmail.com

RESUMEN:

En el presente trabajo se estudia el avance del frente salino en el Río de la Plata que pudiera darse como consecuencia del drástico descenso del caudal del Río Paraná, su principal tributario. Esta bajante de características históricas comenzó en marzo del 2020 y persiste hasta la actualidad.

El estudio se enfoca en determinar si este avance del frente salino pudiera impactar en las tomas de agua cruda de las tres principales plantas potabilizadoras ubicadas sobre la costa argentina del Río de la Plata Interior.

ABSTRACT:

The current work studies the advance of the salinity front in the Río de La Plata river that could occur as a consequence of the drastic decrease in the Paraná River flow, its main tributary.

This historical decrease in water flow began in march 2020 and still persists. The study focuses on determining whether the advance of this saline front could possibly reach the raw water intakes of the three main water treatment plants located in the argentinian coast of the inner La Plata River.

PALABRAS CLAVES: *Salinidad, Río de la Plata, bajante Río Paraná.*

INTRODUCCIÓN

El Río de la Plata (RDLP) es un cuerpo acuático extenso y poco profundo que se origina en las descargas de los ríos Paraná y Uruguay, sus principales tributarios. En condiciones normales, descarga más de 20.000 m³/s en el Océano Atlántico.

La Figura 1 muestra las regiones en que se suele dividir el estuario, cada una con sus patrones de circulación particulares: el RDLP Interior (se subdivide a su vez en Superior e Intermedio), y el RDLP Exterior, lindante con el frente marítimo.



Figura 1.- Río de la Plata Interior y Exterior

En el encuentro entre la descarga de aguas fluviales del Río de la Plata y las aguas marinas del Océano Atlántico se genera una extensa zona de mezcla. La transición entre las aguas dulces del Río de la Plata Interior y el Océano se da a través del 'Frente Salino', que en rigor es una cuña. (Jaime y Menéndez, 1999).

Este fenómeno de mezcla y transición en la salinidad está influenciado por la batimetría del lecho y por las condiciones hidrometeorológicas: caudales de los tributarios, intensidad y dirección de los vientos predominantes, y componentes astronómica y meteorológica de las mareas.

Desde marzo 2020 hasta la actualidad (julio 2022) el río Paraná, principal tributario del RDLP, se encuentra en una bajante extraordinaria que ha llegado a acercarse a los valores mínimos históricos. La perspectiva para los próximos meses no permite esperar un rápido retorno a la normalidad, con probabilidad de extenderse durante toda la primavera (Borús et al, 2022).

Esta bajante extraordinaria en el caudal del Río Paraná, y por ende del Río de la Plata, induce a pensar en un avance del frente salino hacia el interior del estuario. Este avance, entre otros aspectos, podría incrementar los valores de salinidad en algunas de las captaciones para potabilización.

Mediante modelación matemática del RDLP se realizó un estudio hidráulico para evaluar el avance del frente salino y el potencial impacto sobre las obras de toma de algunas plantas potabilizadoras de la costa Argentina:

- a. Planta San Martín: toma ubicada a la altura de Palermo, Ciudad Autónoma de Buenos Aires. 5,8 millones de habitantes servidos (AySA S.A.).
- b. Planta General Belgrano: toma ubicada a la altura de Bernal, provincia de Buenos Aires. 3,5 millones de habitantes servidos (AySA S.A.).
- c. Planta potabilizadora con toma ubicada a la altura de Ensenada, provincia de Buenos Aires. 0,8 millones de habitantes servidos (fuera del área de concesión de AySA S.A)

De estas tres plantas potabilizadoras, el análisis se centró fundamentalmente en la planta de la localidad de Ensenada, puesto que pudiera ser la más afectada por ser la más próxima al frente marítimo.

METODOLOGÍA

Modelación

La modelación se llevó a cabo mediante la Suite Delft3D Flexible Mesh desarrollada por Deltares. Específicamente, a través del módulo D-Flow Flexible Mesh (D-Flow FM) que resuelve las condiciones hidrodinámicas y permite modelar el fenómeno de transporte de compuestos conservativos y salinidad.

Sobre la base de un modelo antecedente utilizado para otros estudios de calidad, se prolongó el dominio de cálculo para abarcar la totalidad del Río de la Plata, desde su nacimiento en las desembocadura de los ríos Paraná y Uruguay, hasta el límite con el frente marítimo delimitado por la línea imaginaria que une las localidades de San Clemente del Tuyú (Argentina) y Punta del Este (Uruguay). La Figura 2 muestra el dominio de cálculo y la batimetría del lecho del río.

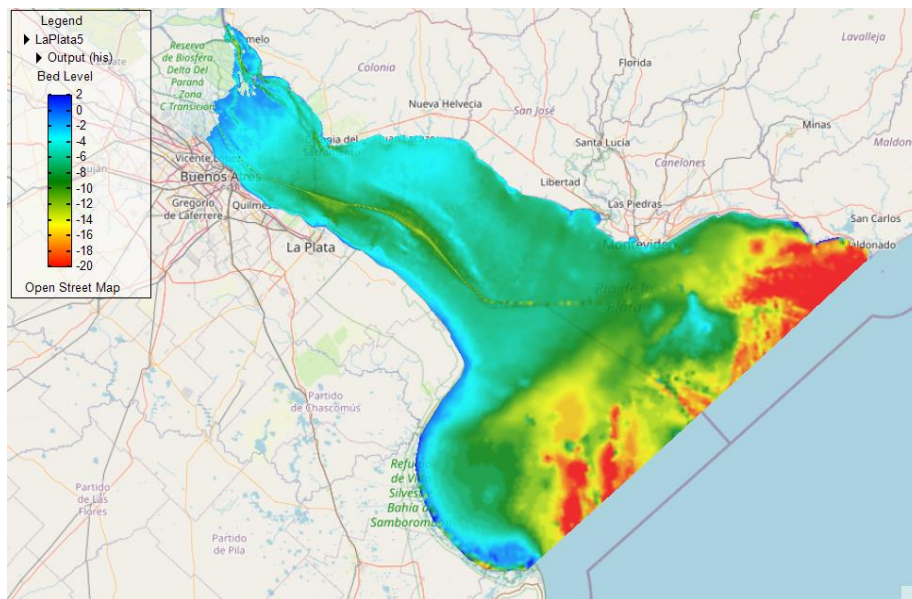


Figura 2.- Dominio de cálculo y batimetría

Se utilizó una malla de resolución variable a lo largo del dominio. Para el tramo Interior (Superior e Intermedio), se utilizó una grilla curvilínea, mayormente compuesta de rectángulos. Para minimizar la difusión numérica se la orientó con el flujo principal del río. El tamaño de celda varía de 70 m en la franja costera de la margen Argentina y ubicación de las tomas (zona de interés), hasta aproximadamente 500 m en áreas más alejadas. Para el tramo exterior del RDLP, se adoptó una malla con resolución variable y gradual entre 500 m (límite con el tramo Interior) y 2000 m (condición de borde abierta con el mar).

Si bien el fenómeno de salinidad presenta ciertas características tridimensionales debido a la diferencia de densidades entre fondo y superficie, en el presente estudio y de manera simplificada se adopta la utilización de un modelo bidimensional (2D) en el plano horizontal. Esto implica obtener la distribución en planta de los valores medios verticales de los parámetros, la que es función del tiempo debido a la dinámica del sistema.

Las imprecisiones que resultan del uso del modelo 2D, más allá de considerarse aceptables, se disipan en el tramo interior e intermedio del RDLP donde se ubican las tomas de agua potable y que, por lo tanto, resulta el área de mayor interés. La baja profundidad del cauce en este tramo y la ausencia de cambios bruscos de batimetría conllevan a una escasa estratificación y una mezcla vertical uniforme.

Las principales forzantes del modelo hidrodinámico son:

- Caudal de los tributarios principales: El río Paraná, a través de los brazos Paraná de las Palmas y Paraná Guazú, y el río Uruguay
- Dirección e intensidad del viento
- Niveles de marea en la condición de borde aguas abajo, que contemplan tanto la componente astronómica como meteorológica. En la condición de borde aguas abajo se cuenta con series de tiempo en San Clemente del Tuyú y en Punta del Este, y se interpola a lo largo de la línea que las une.

Adicionalmente se asignaron valores de salinidad en la condición de borde aguas abajo (límite con el mar). Cabe destacar que debido al régimen semidiurno de mareas, con dos bajamares y dos pleamares por día, se produce la alternancia de flujos entrantes y salientes al estuario.

Para validar este modelo, se procedió a simular un escenario y compararlo contra soluciones de referencia conocidas y mediciones.

La bondad de ajuste del modelo en término de niveles de marea se evalúa a partir de la apreciación visual de los resultados en 4 locaciones distintas y el cálculo del índice de ajuste “d” según la ecuación de Willmott (1984).

Como parte de la calibración se analizan también los resultados del campo de salinidad. Estos resultados son contrastados con estudios antecedentes (Re y Menéndez, 2003) y con mediciones de salinidad efectuadas en Playa Ramírez, Montevideo, para condiciones similares de caudal (Fossati y Piedra-Cueva, 2003).

A partir del modelo calibrado, se realiza las simulaciones para determinar el avance del frente salino. Para ello se realizan simulaciones con caudal normal y con caudal mínimo y se cuantifica el avance verificando su impacto (o no) en las tomas.

Posteriormente se realiza una simulación adicional en la cual se considera la simultaneidad del caudal mínimo con un evento meteorológico de sudestada. En estas condiciones se esperaría el máximo retroceso hacia el interior del estuario en la costa argentina. Esta simulación adicional se realizó con una versión más acotada del modelo matemático cuyo dominio abarca desde cabecera del RDLP hasta la línea Punta Indio – Kiyú. Se simuló el evento real de sudestada ocurrido el 09/08/2021. Como forzantes para esta simulación se tomaron los niveles de marea medidos en Torre Oyarvide (cercano a Punta Indio) y las velocidades e intensidades del viento medidas en la Ciudad de Buenos Aires.

Determinación de caudales en el Río Paraná

En los escenarios de modelación que requieran el cálculo de salinidad con caudal mínimo del RDLP, la estimación del caudal del río Paraná se obtuvo a partir de las lecturas de escala hidrométrica en la localidad de Paraná (Santa Fe, Argentina), y se transformaron en caudal a través de la curva H-Q característica del río en dicha estación. Esta curva H-Q en la localidad de Paraná surge de investigaciones precedentes de distintos organismos y autores (Jaime y Menéndez, 2002).

En la Figura 3 se presentan los caudales del río Paraná calculados con esta metodología. Para las simulaciones de caudal mínimo se adopta un valor constante de 7.800 m³/s, promedio estimado de los meses de julio y agosto de 2021 (peor momento de la bajante hasta el momento).

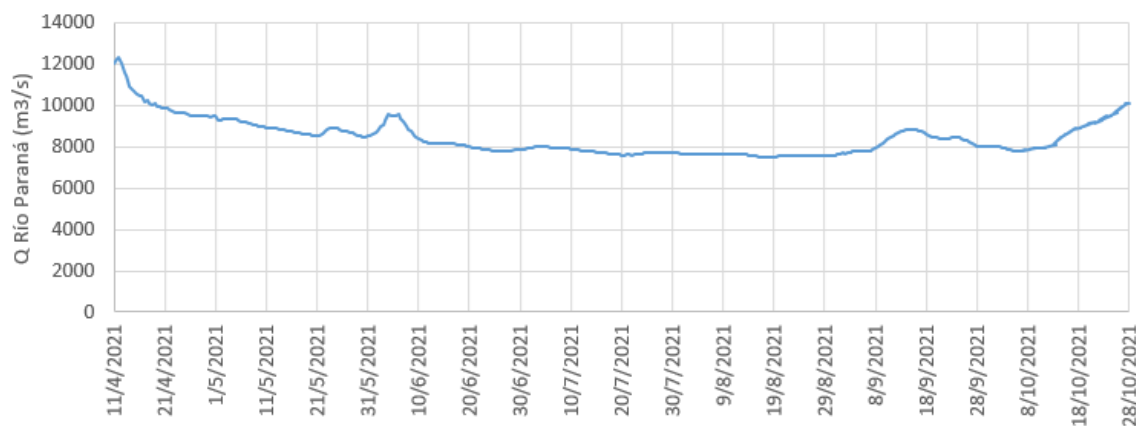


Figura 3.- Caudal calculado del Río Paraná

Límite de salinidad admisible

Para verificar el potencial impacto sobre las tomas se debe adoptar un límite de salinidad admisible en el agua cruda. Se establece como límite la isolínea de concentración 1,5 g/l, que surge de las siguientes consideraciones:

- Es aceptable asumir que en aguas salobres limpias sin contaminación, el parámetro TDS (sólidos disueltos totales) es aproximadamente igual a la salinidad (Fondriest Environmental Inc., 2014).
- En función de las características del proceso de potabilización (tratamiento convencional), no se esperan variaciones considerables de TDS en la planta.
- En el marco regulatorio aplicable a la planta potabilizadora de Ensenada, que presumiblemente pudiera ser la más afectada por la salinidad, se establece para el agua potable de consumo un valor máximo de 1,5 g/l de TDS.

RESULTADOS

Calibración y validación del modelo

Para la calibración y validación del modelo se simuló un escenario representativo de las condiciones medias de invierno sin viento en el cual se consideró un caudal del Río Uruguay de 5.200 m³/s y un caudal total del Río Paraná de 16.100 m³/s, distribuidos entre el Paraná de las Palmas y el Paraná Guazú. Estos valores se extraen del proyecto RP2000 del Instituto Nacional del Agua (Jaime y Menéndez, 1999).

La Figura 4 presenta los resultados de nivel de marea en Buenos Aires (Arg.), La Plata (Arg.), Colonia (Urug.) y Montevideo (Urug.). La serie naranja corresponde a los resultados del modelo Delft calibrado y la serie azul corresponde a la solución de referencia del INA.

Tanto la comparación visual como el cálculo de los índices de ajuste (ver esquina inferior derecha de cada gráfico) permiten considerar que el ajuste global obtenido en término de niveles es satisfactorio.

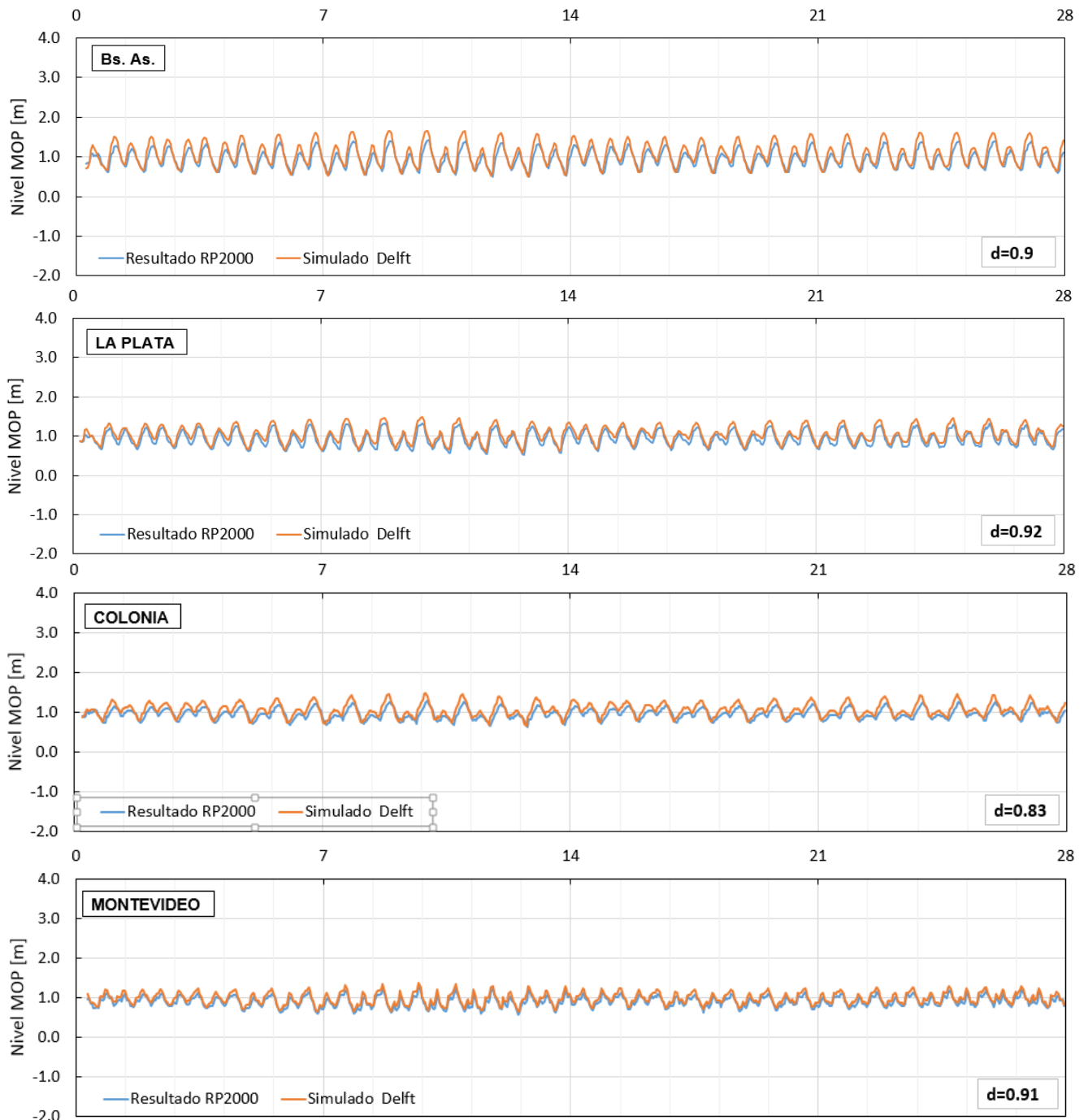


Figura 4.- Niveles de marea

La Figura 5 presenta a la izquierda los resultados obtenidos del campo de salinidad y a la derecha la solución de referencia del INA con la cual se lo compara (Re y Menéndez, 2003). Los valores están expresados en g/l.

Se observa una buena aproximación de los resultados. Tómese como testigo la forma y ubicación de la isolínea de concentración 5 g/l, indicada en el gráfico con línea punteada.

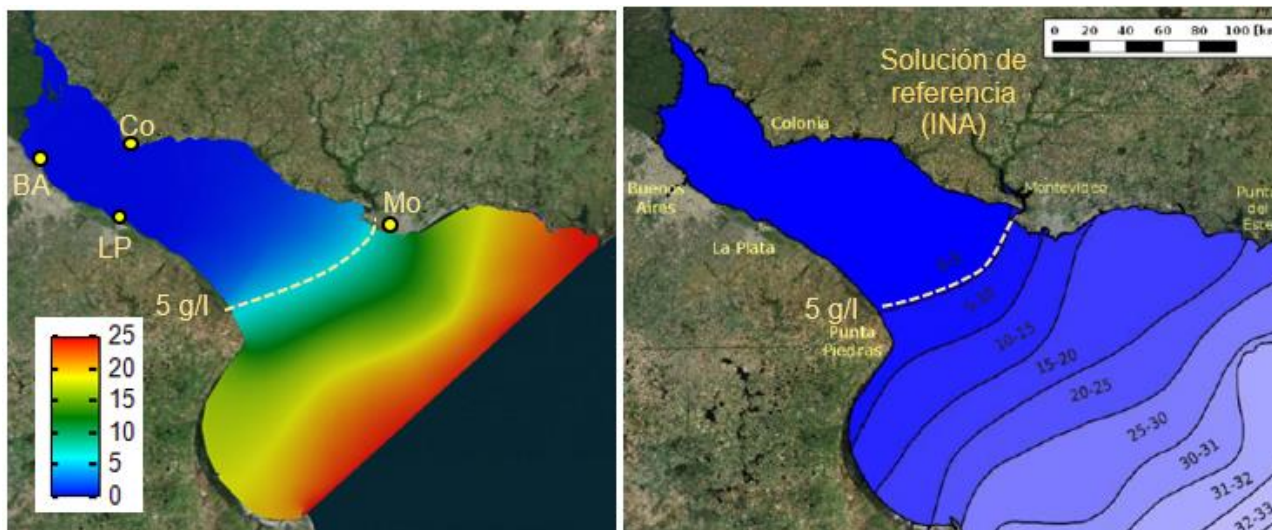


Figura 5.- Comparativa campo de salinidad calculado (izq.) y solución de referencia (der.)

Para una verificación adicional, los valores de salinidad obtenidos en Playa Ramírez (Montevideo, Uruguay) son contrastados con mediciones in situ efectuadas en dicha ubicación y bajo condiciones de caudal relativamente similares. Estas mediciones se extraen de estudios antecedentes de Fossati y Piedra-Cueva (2003) de los cuales se extraen las mediciones de junio 1997. El valor promedio obtenido en la modelación (10,6 g/l) resultó un poco mayor al promedio de las mediciones (8,4 g/l), sin embargo el orden de magnitud se considera aceptable siendo además que la ventana de simulación y la de medición no son contemporáneas y que las condiciones hidrometeorológicas no son completamente idénticas.

El análisis realizado hasta aquí permite concluir que el modelo desarrollado constituye una herramienta válida para la evaluación de distintos escenarios.

Avance del frente de salinidad por bajante de caudal e impacto en las tomas

Para cuantificar el avance del frente salino se simuló un escenario de condiciones normales y posteriormente se repitió la simulación reemplazando el caudal del Paraná por el caudal mínimo considerado.

El escenario representativo de las condiciones medias de invierno contempla, además de las mareas en San Clemente y Punta del Este, un viento medio de 1,7 m/s y 314° (noreste), un caudal del Río Uruguay de 5.200 m³/s y un caudal de Paraná de 16.100 m³/s, 3.700 m³/s correspondientes al P.Palmas y 12.400 m³/s al P. Guazú (Jaime y Menéndez, 1999).

En el escenario de caudal mínimo se reemplazaron los 16.100 m³/s del río Paraná por 7.800 m³/s (promedio julio y agosto 2021).

Los resultados obtenidos en ambos escenarios se muestran en la Figura 6.

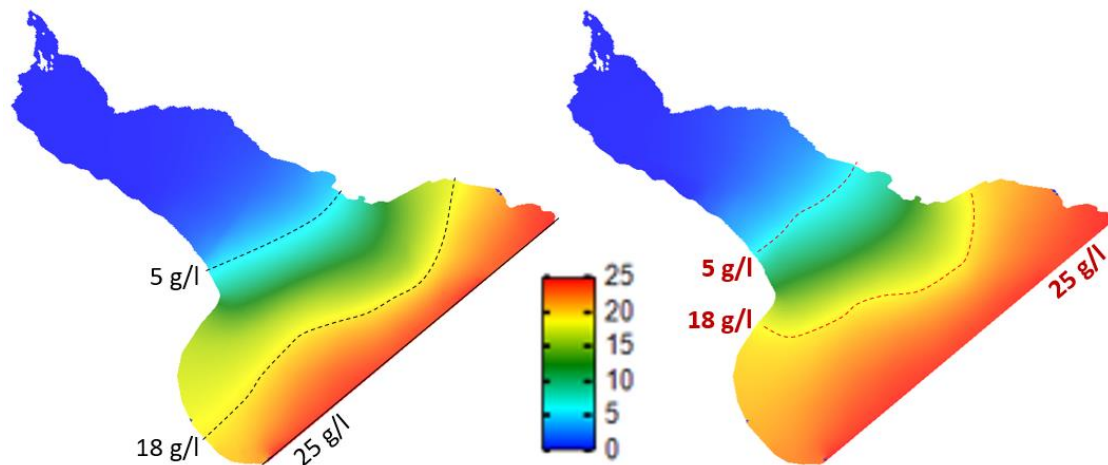


Figura 6.- Campo de salinidad en condiciones normales de invierno (izquierda) y con caudal mínimo (derecha)

Para una mejor interpretación, en la Figura 7 se superponen en un mismo gráfico las isolíneas de concentración 5 mg/l y 18 mg/l obtenidas para ambos escenarios (Q normal, trazo negro. Q mínimo, trazo rojo). Se indica también la ubicación de las tomas de las tres plantas potabilizadoras de interés.

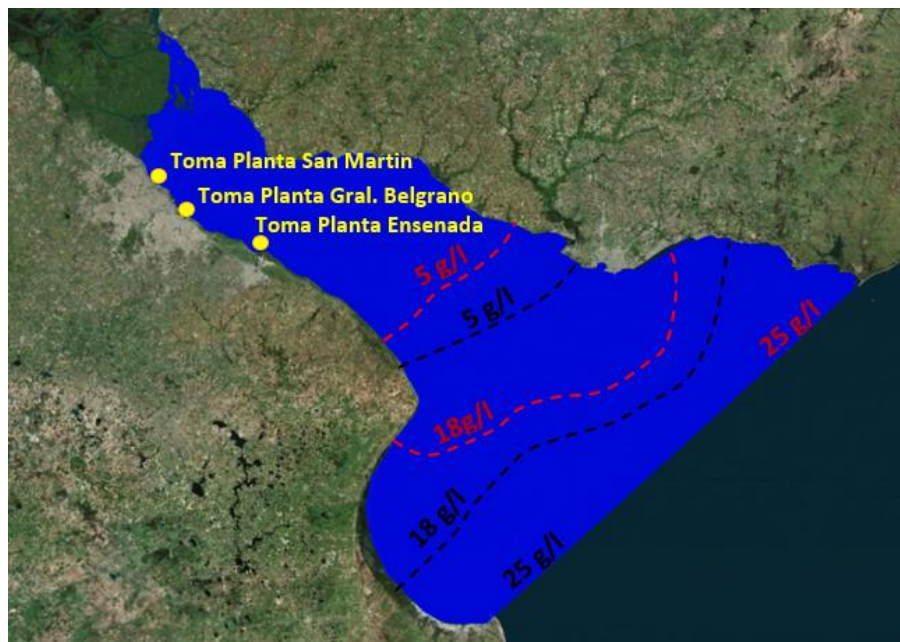


Figura 7.- Isolíneas de concentración para condiciones normales de invierno (negro) y con caudal mínimo (rojo)

Se observa que, producto de la considerable disminución del río Paraná, se tendría un moderado avance de la cuña salina hacia el interior del estuario. Para el caso de la isolínea de 5 g/l, el avance medido sobre la costa argentina sería de aproximadamente 20 km.

Dicho avance se evalúa también trazando un perfil longitudinal paralelo a la costa argentina pasante por las tres tomas, desde la Ciudad Autónoma de Buenos Aires hasta la localidad de San Clemente del Tuyú, según se indica en la Figura 8. Los perfiles de salinidad para ambas condiciones de caudal se presentan en la Figura 9.

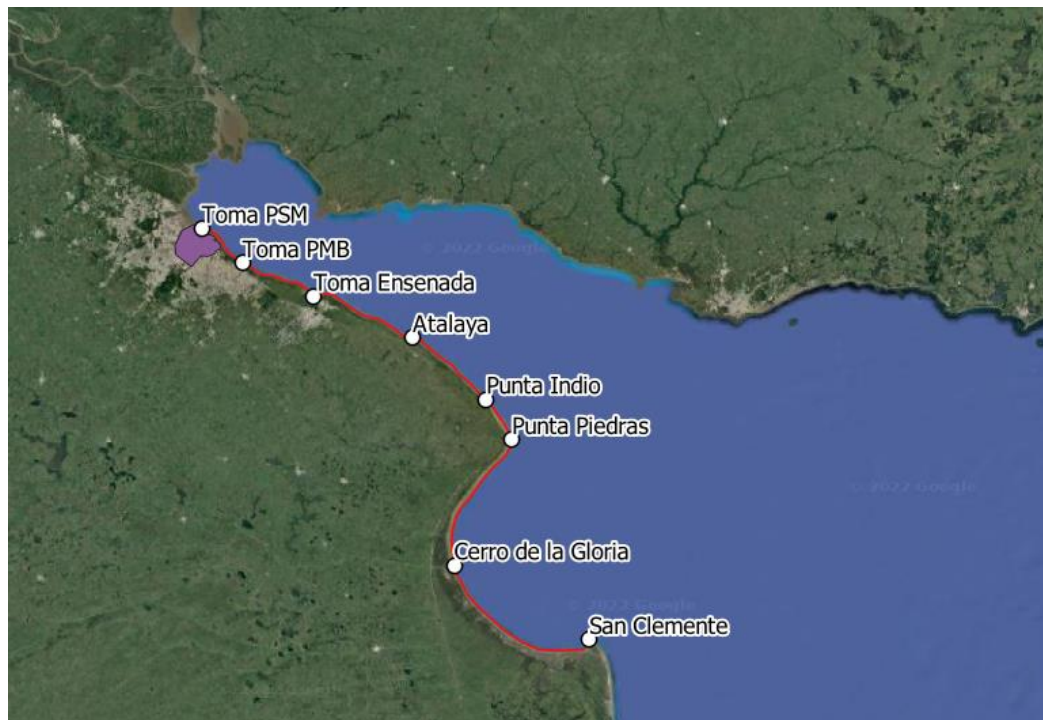


Figura 8.- Traza Perfil longitudinal

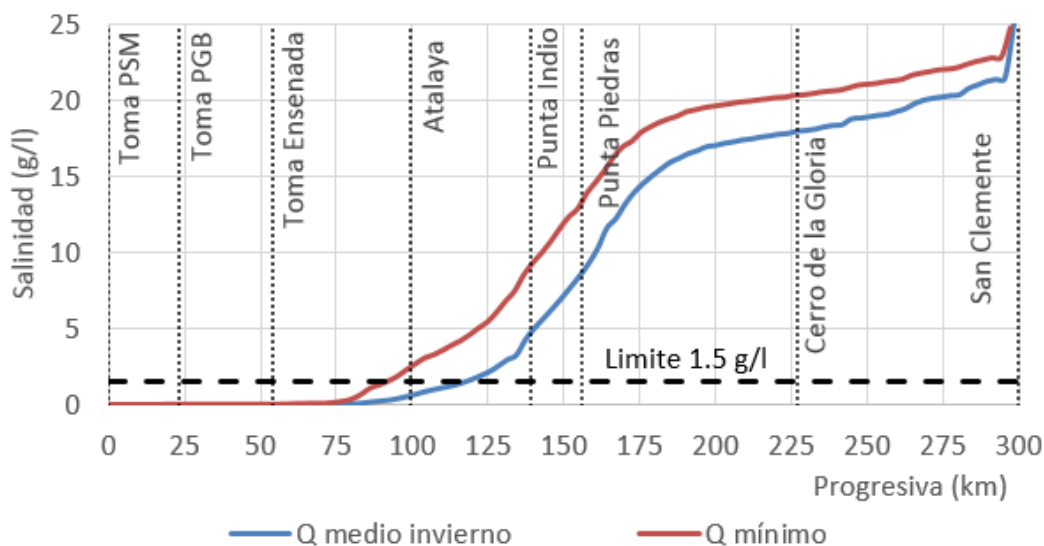


Figura 9.- Resultados perfiles longitudinales de salinidad

La figura anterior refleja que si bien se observa un avance del frente salino hacia el interior del estuario debido al descenso de caudal, el umbral máximo establecido en 1,5 g/l no alcanzaría a ninguna de las tres tomas de agua cruda, las cuales permanecen con valores de salinidad cercanos a cero. Para la condición de caudal mínimo la isolínea de 1,5 g/l avanzaría hasta la progresiva km 90, es decir, 35 km aguas abajo de la toma de Ensenada.

Ambos escenarios estudiados, ya sea con caudal medio o mínimo, corresponden a condiciones meteorológicas normales en el estuario, es decir, vientos y mareas normales. Se realizó una simulación adicional asumiendo una condición más desfavorable, donde se reprodujo el evento de sudestada ocurrido el 09/08/2021, coincidente a su vez con el intervalo de caudal mínimo. En estas condiciones se espera el máximo avance del frente de salinidad.

La figura 10 presenta los resultados de esta simulación para el instante de mayor alcance de la pluma.

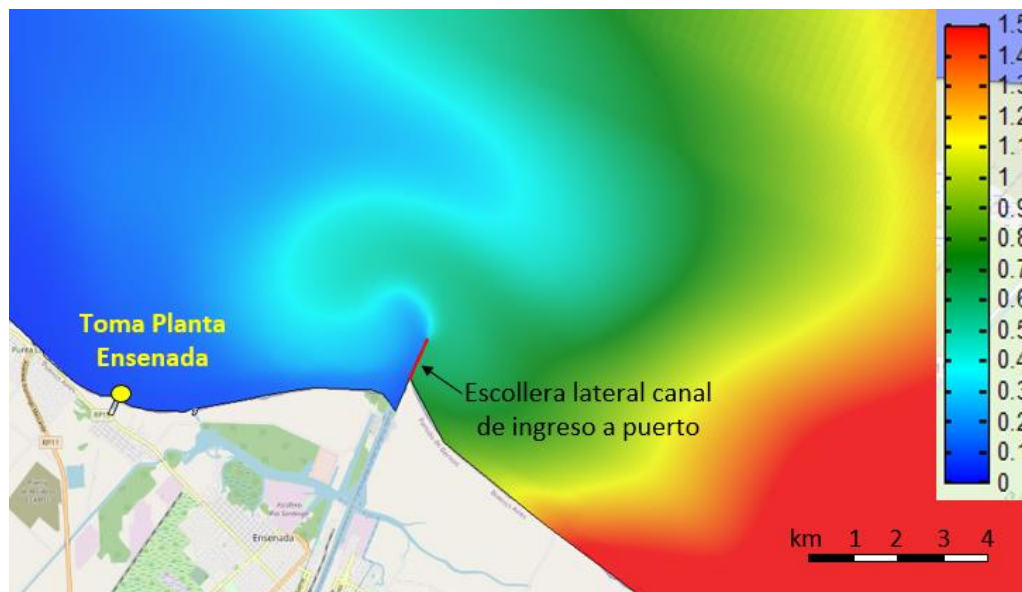


Figura 10.- Campo de salinidad para sudestada y caudal mínimo

Del gráfico anterior se observa que, incluso en estas condiciones desfavorables, el límite de 1,5 g/l de salinidad (color rojo) no alcanzaría a la toma de Ensenada y menos aún a las dos tomas de AySA ubicadas aguas arriba.

CONCLUSIONES

Del análisis realizado se concluye que si bien efectivamente se produciría un avance del frente salino producto de la disminución del caudal del Río de la Plata, el mismo no llegaría a impactar en las captaciones de las plantas potabilizadoras de interés, ya sea considerando condiciones meteorológicas normales o incluso en condiciones de sudestada.

REFERENCIAS

- Borús, J., Giordano, L., Pereira, A., Harbar, A.** (2022). “Posibles escenarios hidrológicos de la cuenca del Plata durante el período Julio-Agosto-Septiembre 2022”. Instituto Nacional del Agua
- Fondriest Environmental, Inc.** (2014) “Conductivity, Salinity and Total Dissolved Solids.” Fundamentals of Environmental Measurements. Web. < <https://www.fondriest.com/environmental-measurements/parameters/water-quality/conductivity-salinity-tds/> >.
- Fossati, M., Piedra-Cueva, I.** (2003). “Modelación numérica del frente salino en el Río de la Plata” V *Jornadas Nacionales de Ciencias del Mar. XIII Coloquio Argentino de Oceanografía*. Mar del Plata, 2003.
- Jaime, P., Menéndez, A. N.** (1999). “Modelo hidrodinámico Río de la Plata 2000”. Informe LHA-INA 01-183-99. Programa de Hidráulica Computacional, Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua
- Jaime, P., y Menéndez, A. N.** (2002). “Análisis del régimen hidrológico de los Ríos Paraná y Uruguay”. Informe LHA- 01-216-02. Programa de Hidráulica Computacional, Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua.
- Re, M., Menéndez, A. N.** (2003). “Modelo Hidrodinámico del Río de La Plata y su frente marítimo” Informe LHA 03-216-03. Proyecto FREPLATA II. Programa de Hidráulica Computacional, Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua.
- Willmot, C. J.** (1984): On the evaluation of model performance in physical geography, in: Spatial Statistics and Models, edited by: Gaile, G. L. and Willmot, C. J., D. Reidel, Dordrecht, 443–460

ESTUDIO DE SENSIBILIDAD DEL PRONÓSTICO DE NIVELES DEL RÍO DE LA PLATA Y FRENTE MARÍTIMO A LA CONDICIÓN DE BORDE FLUVIAL

Lucas Sellanes¹, Daniel Balparda¹, Diego Silva², Michelle Jackson¹, Pablo Ezzatti², Mónica Fossati¹

(1) Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), Facultad de Ingeniería Universidad de la República, Uruguay

(2) Instituto de Computación (INCO), Facultad de Ingeniería Universidad de la República, Uruguay

lsellanes@fing.edu.uy, dbalparda@fing.edu.uy, diegos@fing.edu.uy, mjackson@fing.edu.uy, pezzati@fing.edu.uy, mfossati@fing.edu.uy

Introducción

El Río de la Plata forma parte de uno de los estuarios de mayor superficie del planeta. Se encuentra ubicado sobre la costa atlántica de América del Sur, al sur de la República Oriental del Uruguay y este de la República Argentina (Figura 1). Este estuario recibe el aporte de la segunda cuenca más grande de Sudamérica después de la cuenca amazónica, con un aporte de caudal de aproximadamente 26000 m³/s. Se trata de un cuerpo de agua con gran importancia socio ambiental para los países que comparten su jurisdicción, y conforma un cuerpo de agua de dinámica compleja donde la marea meteorológica toma gran relevancia (Santoro et al, 2013). Debido a esto, en el Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería de Uruguay se ha desarrollado un sistema de pronóstico operacional en tiempo real de los niveles de mar en las aguas territoriales del Río de la Plata y su Frente Marítimo (Ballesteros, 2021). El sistema de pronóstico se basa en el desarrollo de diferentes prototipos. En este trabajo se presenta un nuevo prototipo del pronóstico que busca mejorar la representación de la condición de borde fluvial del sistema.



Figura 1.- Ubicación de la zona de estudio.

Descripción del sistema actual

El pronóstico utiliza el modelo numérico TELEMAR-MASCARET, en su versión bidimensional TELEMAR-2D (Hervouet, 2007). El dominio está definido por un sistema discretizado de elementos finitos con malla no-estructurada de resolución variable desde 3km en el Frente Marítimo a 100m en la zona interior.

El modelo numérico utiliza como forzante en el borde oceánico el pronóstico de nivel de marea emitido por el modelo global RTOFS-HYCOM de NOAA-NCEP, de 1/12° de resolución en tiempo real (<https://polar.ncep.noaa.gov/global/>), sumados a los niveles de marea astronómica del atlas FES2014. Asimismo, como forzante meteorológico en todo el dominio se utiliza el pronóstico de vientos a 10 m y presión atmosférica del GFS de NOAA de 1/4° de resolución (<https://www.nco.ncep.noaa.gov/pmb/products/gfs/>).

En el prototipo utilizado actualmente el aporte fluvial de los ríos afluentes ingresa como un valor constante representando caudales estacionarios, igual a 20.547 m³/s para el borde del Río Uruguay y Paraná-Guazú, y 5.825 m³/s correspondiente al Río Paraná Las Palmas. Los aportes fluviales corresponden a agua dulce mientras que en la frontera oceánica se considera un valor de salinidad igual a 35 kg/m³.

Día a día el sistema desarrollado descarga los forzantes publicados en la web y realiza el pronóstico con un horizonte temporal de 72 horas, publicando los resultados online (<https://www.fing.edu.uy/imfia/pronostico-marea/>). El pronóstico se evalúa diariamente comparando resultados con datos de nivel de mar recolectados por mareógrafos y disponibles en tiempo real. Otros detalles específicos del pronóstico, así como la parametrización del modelo para el pronóstico se describen en Ballesteros (2021).

El objetivo de este trabajo es generar un nuevo prototipo del pronóstico de niveles en el Río de la Plata y costa uruguaya que mejore en el modelo numérico la condición de borde interior de los ríos Uruguay y Paraná. Para eso, se incluye en la malla de cálculo, el río Uruguay en el tramo Salto Grande hasta la desembocadura, y la zona del delta del Paraná. Los resultados de este nuevo prototipo se comparan con el prototipo original y se evalúan las mejoras obtenidas en el sistema.

Metodología

En primer lugar, se genera una nueva malla del modelo numérico incorporando los tramos fluviales (río Uruguay y Paraná). Para el río Uruguay se utiliza como base la malla no-estructurada generada por Junes en su trabajo de maestría (Junes, 2020) (Figura 2) entre la represa de Salto Grande y la desembocadura en el Río de la Plata. Se trata de una grilla con resolución variable, en la que se cuenta con tramos de canal del río de 150 m en el sentido longitudinal, mientras que en sentido transversal al cauce varía entre 20 a 50 m.

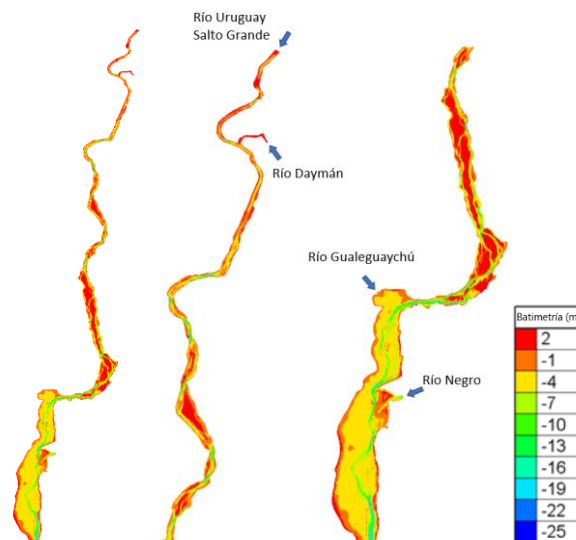


Figura 2.- Malla de cálculo y batimetría del Río Uruguay (panel izquierdo). Detalle del tramo superior y del tramo inferior (panel intermedio y panel derecho). Se marcan las secciones donde se ingresan condiciones de borde de caudales fluviales.

Para el delta del Paraná se utiliza información batimétrica procesada por el Instituto Nacional de Aguas (INA) de Argentina (Latinoconsult, 2020), y se generan dos tramos, uno asociado al Río Paraná Las Palmas y el otro a los Ríos Paraná Guazú-Bravo (Figura 3).

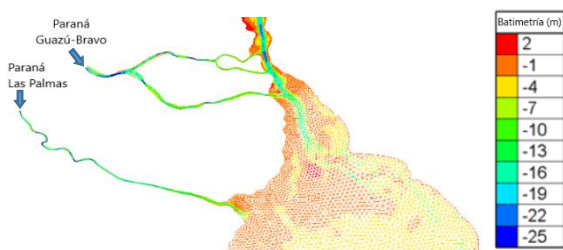


Figura 3.- Malla de cálculo y batimetría de la zona del Delta del Paraná. Se marcan las secciones donde se ingresan condiciones de borde de caudales fluviales.

Se compatibiliza la resolución de la malla en los tramos fluviales con la malla del Río de la Plata, generando una zona de transición con cambio gradual de resolución. De igual forma se suavizan los cambios bruscos de batimetría en las uniones para evitar inestabilidades en el modelo numérico. Finalmente se obtiene la grilla que se presenta en la Figura 4.

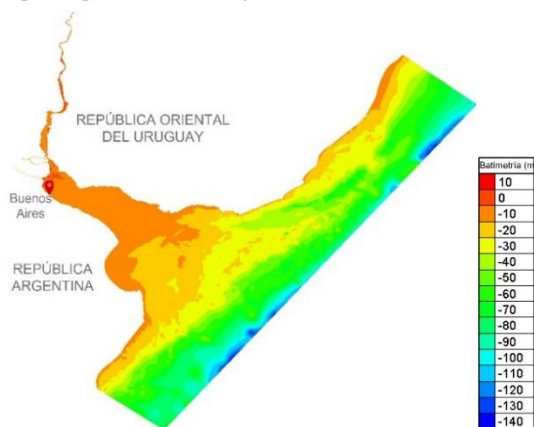


Figura 4.- Malla final del nuevo prototipo.

Para la nueva malla deben especificarse las condiciones de borde que representen los ingresos de caudal fluvial a los distintos tramos. En este sentido, tenemos que como afluente al tramo del Río Uruguay modelado se tienen los ríos Negro, Daymán y Gualaguaychú, además del caudal erogado por la represa de Salto Grande. Para este trabajo se consideran los caudales medios históricos calculados a partir de caudales medios diarios de los mismos, estos datos son mostrados en la Tabla 1 (Junes, 2020). Se observa en la misma que domina el caudal del Paraná las Palmas (15400 m³/s aproximadamente) frente a 4600 m³/s del Paraná Guazú-Bravo y 6400 m³/s del río Uruguay en la desembocadura en el Río de la Plata.

Tabla 1.- Valores de caudal fluvial ingresados como condición de borde (ver ubicación en las Figuras 2 y 3).

Afluente	Caudal (m ³ /s)
Santa Lucía	180
Negro	825
Daymán	82
Uruguay (SG)	5401
Gualaguaychú	36
Paraná Guazú-Bravo	4606
Paraná Las Palmas	15422

Las restantes condiciones de borde (frontera oceánica y superficie libre), así como los parámetros del modelo (rugosidad de Manning y tensión de corte de viento) se mantienen iguales a la configuración original del pronóstico (Ballesteros, 2021). La calibración del modelo utilizada fue tomada de los trabajos de Ballesteros, 2021 y Junes, 2020.

Para inicializar el modelo se parte del reposo, nivel constante y salinidad 35 kg/m³ en todo el dominio. Esta última condición, y debido al gran tamaño del sistema, implica que sea necesario simular un período de calentamiento largo (un año) para poder independizarse de la misma. Se simula el año 2017 como período

de calentamiento durante el cual se van agregando de manera gradual los forzantes (nivel variable oceánico y vientos). Este período es elegido dado que se cuentan con pronósticos atmosféricos y oceánicos a partir de Julio del 2017.

Para evaluar la variación de los resultados del pronóstico de niveles al incluir los tramos fluviales se simula (en modalidad pronóstico) un período de tiempo de 3 años (2018, 2019 y 2020) con el nuevo prototipo y se comparan los resultados obtenidos con los resultados del pronóstico actual durante el mismo período de tiempo. Además, se calculan los estadísticos que evalúan los resultados del pronóstico y se analiza la mejora en la calidad del mismo.

Resultados

Los resultados obtenidos muestran una baja sensibilidad de los resultados de nivel en la zona cercana a la desembocadura al modificar la condición de borde. A modo de ejemplo, se presenta en la Figura 4 la serie temporal de elevación de la superficie libre obtenida con el modelo con el nuevo prototipo y con la configuración actual (sin tramos fluviales) en la ciudad de Buenos Aires (ver ubicación en la Figura 3) para la segunda quincena del mes de Marzo del 2018.

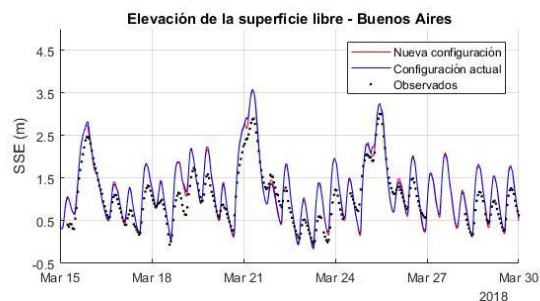


Figura 4.- Serie temporal de elevación de la superficie libre para la estación de Buenos Aires.

Los estadísticos básicos de evaluación del pronóstico (BIAS, RMSE y correlación, ver Ballesteros (2011) para su definición) muestran en general una mejora en la representación de los niveles medidos, obteniéndose un aumento de la correlación y una disminución del RMSE, mientras que el BIAS no presenta casi variaciones.

Conclusiones

Se presentan los primeros resultados obtenidos con el nuevo prototipo del pronóstico de niveles del Río de la Plata y Frente Marítimo donde se observa leves cambios en los niveles pronosticados al incluir en la malla de cálculo del modelo numérico los tramos fluviales. Por otro lado, se buscará evaluar el impacto en las corrientes en las zonas próximas a la desembocadura.

Referencias

- Santoro P, Fossati M, Piedra-Cueva I,** (2013). *Study of the meteorological tide in the Río de la Plata*. Continental Shelf Research.
- Ballesteros, M.** (2021). *Sistema de pronóstico de los niveles de marea en tiempo real en el Río de la Plata*. Tesis de maestría. Universidad de la República (Uruguay). Facultad de Ingeniería.
- Junes Blanco, R.** (2020). *Modelo hidrodinámico del río Uruguay: Determinación de los principales patrones de flujo y su variación espacio-temporal en función de los forzantes*. Tesis de maestría. Universidad de la República (Uruguay). Facultad de Ingeniería.
- Latinoconsult** (2020). *Servicio de consultoría para el estudio de factibilidad técnico-económica del próximo período de concesión del sistema de navegación troncal*. Vía navegable troncal Santa Fe-Océano y Santa Fe-Confluencia. Tomo 2. Junio, 2020.

EVALUACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL PRONÓSTICO DE NIVEL DEL RÍO DE LA PLATA Y FRENTE MARÍTIMO

Daniel Balparda¹, Lucas Sellanes¹, Diego Silva², Michelle Jackson¹, Pablo Ezzatti², Mónica Fossati¹

(1) Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), Facultad de Ingeniería Universidad de la República, Uruguay

(2) Instituto de Computación (INCO), Facultad de Ingeniería Universidad de la República, Uruguay

dbalparda@fing.edu.uy, lsellanes@fing.edu.uy, diegos@fing.edu.uy, mjackson@fing.edu.uy, pezzatti@fing.edu.uy, mfossati@fing.edu.uy

Introducción

Siendo uno de los estuarios con mayor superficie del planeta, el Río de la Plata es un cuerpo de agua que recibe la descarga de la segunda cuenca más grande de Sudamérica, con un aporte de caudal de aproximadamente 25.000m³/s. Está ubicado sobre la costa atlántica de América del Sur, al este de la República Argentina y al sur de la República Oriental del Uruguay (Figura 1). Su importancia para ambos países, tanto social como económica y su compleja dinámica con gran influencia de marea meteorológica (Santoro et al, 2013) ha impulsado su estudio en el Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) a lo largo de los últimos años.

Desde el año 2006 hasta la actualidad, se encuentra en desarrollo un modelo de pronóstico de niveles de mar para las aguas territoriales del Río de la Plata y su Frente Marítimo. El objetivo principal de su desarrollo es contar con un sistema operacional que prediga corrientes y mareas en tiempo real. Dicho sistema tiene la posibilidad de vincularse con la actividad portuaria, sirviendo como apoyo para la navegación, la toma de decisiones de gestión y control del tráfico marítimo, eventuales derrames producidos por embarcaciones o vertidos de sustancias contaminantes, obras de ingeniería marítima e incluso búsqueda y rescate de personas y/o materiales en accidentes marítimos (Ballesteros, 2021).

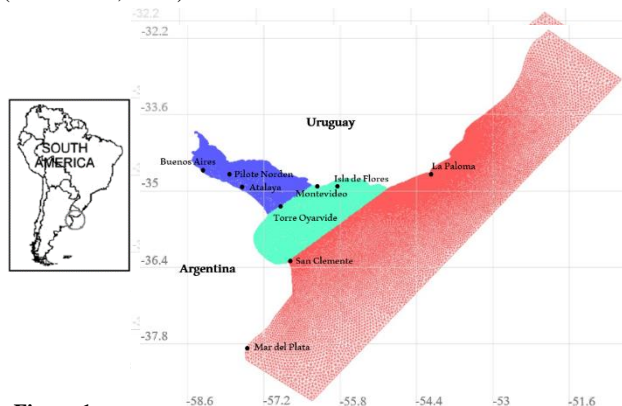


Figura 1.- Panel izquierdo: ubicación del Río de la Plata. Panel derecho: ubicación de los mareógrafos existentes y clasificación zonal del dominio del modelo: zona interior (azul), zona media (verde) y zona exterior (rojo).

Descripción del sistema actual

El primer prototipo del pronóstico toma como base la implementación (dominio, malla de cálculo y parámetros) del modelo numérico hidrodinámico TELEMAC-MASCARET en su versión bidimensional TELEMAC2D (Hervouet, 2007), realizada para el desarrollo de un hindcast de niveles de mar para el Río de la Plata y costa uruguaya (Jackson et al., 2018). Para el pronóstico se cambian las condiciones de borde en relación a las utilizadas en el hindcast. El modelo numérico utiliza como condición de borde en la frontera oceánica el pronóstico de mareas emitido en tiempo real por el modelo global RTOFS-HYOM de NOAA-NCEP que se adiciona a los niveles de marea astronómica del atlas FES2014 (Lyard et al, 2021). Como forzante meteorológico en todo el

dominio se utiliza el pronóstico de vientos a 10 m y presión atmosférica del GFS de NOAA. Para el prototipo utilizado actualmente el aporte fluvial de los ríos afluentes (Río Uruguay, Paraná Guazú, Paraná Las Palmas) se considera constante con valores medios históricos que totalizan 25.000m³/s.

Para evaluar el pronóstico se cuenta con las mediciones horarias de nivel (disponibles en tiempo real) en diversas estaciones provistas por el Servicio de Hidrografía Naval de la Argentina (SHN) y la Administración Nacional de Puertos de Uruguay (ANP). La ubicación de las estaciones donde se cuenta con datos se presenta en la Figura 1.

El pronóstico disponible en la actualidad se ejecuta diariamente y tiene un horizonte temporal de 3 días. La condición inicial de cada simulación corresponde al instante de 24 horas del pronóstico del día anterior. Tras su ejecución, los niveles obtenidos en el pronóstico se publican en la web <https://www.fing.edu.uy/imfia/pronostico-marea/>. El pronóstico es evaluado comparando los resultados con los datos de nivel medidos para analizar la calidad del mismo. Los resultados obtenidos también se publican en la web.

Objetivo

El objetivo de este trabajo es definir un sistema de evaluación de la calidad del pronóstico generado y realizar un ajuste de los parámetros del modelo hidrodinámico del prototipo de pronóstico. Para esto, se realizan una serie de simulaciones modificando los parámetros del modelo que intervienen en la tensión de corte de fondo y tensión de corte del viento en la superficie libre. Se utilizan los datos de niveles medidos en mareógrafos para evaluar los resultados. La evaluación se realiza analizando el régimen medio y los eventos extremos de niveles máximos y mínimos.

Calibración del modelo

Se toman como parámetros de calibración el número de Manning (n) y el coeficiente de arrastre del viento (C_D). Para n se considera uniforme en todo el dominio o variable según las zonas presentadas en la Figura 1. Para el caso del C_D se analizan las alternativas de C_D constante y el caso de C_D variable según la velocidad del viento, donde se considera un coeficiente de mayoración a partir de la formulación de Flather (Flather, 1976).

Tabla 1.- Configuraciones de evaluación

Config.	n_{INT}	n_{MED}	n_{EXT}	C_D
1	0,009	0,010	0,015	$C_{FLA}=1$
2	0,009	0,009	0,015	$C_{FLA}=1$
3	0,009	0,015	0,015	$C_{FLA}=1$
4	0,007	0,015	0,015	$C_{FLA}=1$
5	0,007	0,0125	0,015	$C_{FLA}=1$
6	0,007	0,0175	0,015	$C_{FLA}=1$
7	0,007	0,010	0,015	$C_{FLA}=1$
Config.	n unif	C_D		
8	0,010	$1,5 \times 10^{-6}$		
9	0,0125	$1,5 \times 10^{-6}$		
10	0,015	$1,5 \times 10^{-6}$		

Config.	n unif	C_D		
11	0,010	$2,0 \times 10^{-6}$		
12	0,0125	$2,0 \times 10^{-6}$		
13	0,015	$2,0 \times 10^{-6}$		
14	0,010	$C_{FLA}=1$		
15	0,015	$C_{FLA}=1$		
16	0,010	$C_{FLA}=1,15$		
17	0,015	$C_{FLA}=1,15$		
Config.	n_{INT}	n_{MED}	n_{EXT}	C_D
18	0,010	0,010	0,015	$1,5 \times 10^{-6}$
19	0,010	0,010	0,015	$2,0 \times 10^{-6}$

Se definen 19 configuraciones (Tabla 1) según la combinación de los parámetros y se simula un período de tiempo de tres años (2018, 2019 y 2020). Los resultados del modelo se evalúan comparando con los niveles medidos en 9 estaciones.

Resultados

En primer lugar, para evaluar los resultados obtenidos con las distintas configuraciones se realiza un análisis de régimen medio. Los estadísticos de estudio (Schiller et al, 2011) que se evalúan son: el sesgo (BIAS), el error cuadrático medio (RMSE) y el error centrado sin tomar en cuenta el sesgo (CRMSE). Además, se calcula la frecuencia en la que el error se mantiene dentro de un rango $\pm X$ (frecuencia central) y la frecuencia con la que los errores son mayores o menores a un límite específico (frecuencias negativas y positivas de outlier) (Hess et al, 2003). Los estadísticos presentados se evalúan para todas las configuraciones y para cada estación de medición (Figura 1). Además, se realizan análisis de sensibilidad para determinar tendencias a partir de la variación de los parámetros en búsqueda de la configuración que mejor represente el estado medio en general.

A modo de ejemplo en la Tabla 2 se presentan los valores obtenidos del sesgo en todas las estaciones de medición así como también el promedio del sesgo según cada zona (ver referencia de colores en la Figura 1), y el promedio global por configuración. Se marcan en distintas tonalidades de verde las configuraciones para la cuales se obtienen los mejores estadísticos.

Tabla 2.- Valores obtenidos del BIAS(m) para algunas configuraciones. Se presentan los resultados para cada estación, el promedio de las estaciones ubicadas según zona y el promedio global.

Est	Pr 2	Pr 3	Pr 8	Pr 9	Pr 11	Pr 16	Pr 18	Pr 19
MdP	0,105	0,106	0,097	0,102	0,095	0,097	0,100	0,097
LPa	-0,013	-0,021	-0,037	-0,035	-0,028	-0,022	-0,027	-0,020
SCI	0,018	0,021	-0,019	0,001	-0,021	-0,015	-0,003	-0,005
IdF	0,178	0,197	0,139	0,165	0,130	0,156	0,150	0,141
MVD	0,060	0,073	0,031	0,048	0,027	0,047	0,038	0,034
TOy	0,134	0,151	0,114	0,139	0,117	0,124	0,123	0,125
Aty	0,153	0,165	0,140	0,167	0,144	0,150	0,140	0,143
PN	-0,011	-0,003	-0,018	0,015	-0,010	-0,010	-0,011	-0,003
BsAs	0,103	0,110	0,103	0,142	0,116	0,110	0,108	0,120
Prom	0,045	0,049	0,051	0,046	0,048	0,045	0,043	0,041
Prom	0,124	0,140	0,095	0,117	0,092	0,109	0,104	0,100
Prom	0,089	0,093	0,087	0,108	0,090	0,090	0,086	0,089
Prom	0,086	0,094	0,078	0,090	0,076	0,081	0,078	0,077

En segundo lugar, se evalúan las distintas configuraciones analizando el régimen extremal, es decir, los eventos de niveles máximos y mínimos. Para esto, se identifican (como se presenta en la Figura 2) y se evalúan los eventos que quedan por fuera de un rango de niveles específico para cada estación, definido por un umbral superior y un umbral inferior. Estos umbrales se determinan considerando los percentiles 1% (inferior) y 99% (superior) de las series medidas de niveles en el periodo evaluado. Para evaluar la representación de niveles extremos en cada configuración se calcula: a) el porcentaje de eventos modelados que coinciden con los medidos respecto a los eventos que ocurren (denominado P_{Med} según la ecuación [1]), b) el porcentaje de eventos que se modelan pero que no ocurren en la realidad respecto a los eventos que ocurren (denominado $P_{exc,Med}$ según la ecuación [2]). Además, para los eventos extremos que se logran pronosticar se calcula el promedio y desviación estándar de la diferencia de niveles extremos medido y modelado durante cada evento, así como el promedio y desviación estándar de la diferencia en la duración de los eventos medida y modelada.

$$P_{Med} = \frac{\#EvCoinciden}{\#EvMed} [1] \quad P_{exc,Med} = \frac{\#EvPron - \#EvCoinciden}{\#EvMed} [2]$$

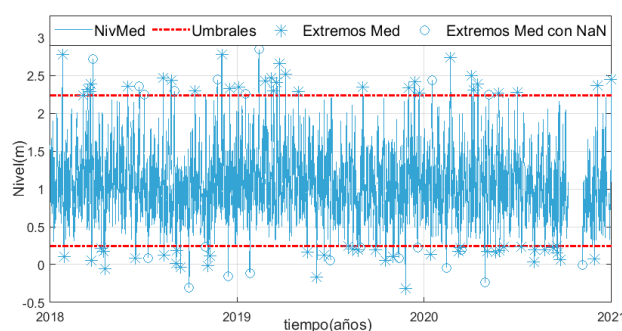


Figura 2.- Identificación de extremos medidos en Montevideo para los años 2018, 2019 y 2020.

Los resultados muestran que a medida que n_{unif} disminuye, el modelo pronostica una mayor cantidad de eventos extremos para la totalidad de las estaciones. En el caso de C_D , a medida que este aumenta el modelo también pronostica una mayor cantidad de eventos extremos.

Para ambos análisis (medio y extremal) se identifica que la configuración 19 genera los mejores resultados en la mayoría de las estaciones. Particularmente en el régimen extremal se obtienen valores promedio de $P_{Med,max} = 72,3\%$ y de $P_{Med,min} = 69,6\%$.

Conclusiones

En este trabajo se ha presentado la metodología de evaluación del pronóstico operacional de niveles disponible en tiempo real desarrollada para el Río de la Plata y Frente Marítimo. La metodología definida (régimen medio y el extremal) se utilizó para evaluar los resultados obtenidos para 19 configuraciones del modelo numérico que varían en el número de Manning (n) y el coeficiente de arrastre del viento (C_D). Ponderando por su capacidad de representar el estado medio y de predecir eventos extremos sin tener excesivos porcentajes de excedencia, se determina de manera global que la configuración que mejor se adapta a estos criterios considera $n=0,01$ para las zonas interior y media, un $n=0,015$ para la zona exterior y un $C_D=2,0 \times 10^{-6}$ fijo (conf. 19). Además, la metodología desarrollada permite identificar cuáles son las configuraciones que mejor representan los niveles para las distintas zonas del Río de la Plata. En el futuro se espera entonces incorporar en el pronóstico resultados de distintas configuraciones. Además, se planifica realizar un estudio de la influencia de los forzantes oceánicos y meteorológicos en las distintas zonas para determinar tendencias y configuraciones que mejor se adapten a cada situación.

Referencias Bibliográficas

- Santoro P, Fossati M, Piedra-Cueva I. (2013). Study of the meteorological tide in the Río de la Plata. Continental Shelf Research.
- Ballesteros, M. (2021). Sistema de pronóstico de los niveles de marea en tiempo real en el Río de la Plata. Fac. de Ing., UdelaR.
- Hervouet, J.M. (2007). Hydrodynamics of Free Surface Flows. John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK.
- Lyard, F. H., Allain, D. J., Cancet, M., Carrère, L., and Pico (2021). FES2014 global ocean tide atlas: design and performance, Ocean Sci., 17, 615–649.
- Jackson, M., Santoro, P., Fossati, M. (2018). Pronóstico retrospectivo (hindcast) de nivel de mar en la costa de Uruguay. XXVIII Cong. Lat. de Hidráulica.
- Flather R.A. (1976). Results from surge prediction model of the North-West European continental shelf for 1973. Inst. of Oceanography.
- Schiller, A., Brassington, G. B. (2011). Operational oceanography in the 21st century. Springer Science & Business Medi

ENFOQUE ESTRATÉGICO PARA EL ESTUDIO DE LA EROSIÓN COSTERA EN EL FRENTE MARÍTIMO DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES, ARGENTINA

Nicolás Tomazin¹⁾, Mariano Re²⁾, Pablo García²⁾, Lucas Bindelli²⁾ y Federico Haspert¹⁾

¹⁾ Programa de Hidráulica Marítima – LH-INA, ²⁾ Programa de Hidráulica Computacional – LH-INA. Buenos Aires – Argentina
ntomazin@ina.gob.ar; m.re@ina.gob.ar; pegarcia@ina.gob.ar

RESUMEN

Este trabajo muestra los resultados obtenidos en un amplio estudio realizado sobre la dinámica costera del litoral marítimo de la provincia de Buenos Aires, Argentina. El mismo fue desarrollado en dos etapas diferentes: la primera, consistió en una evaluación integral de todo el frente costero abarcando una extensión de 600 km; la segunda etapa, utilizando información generada en el estudio integral, se enfocó en la problemática puntual identificada en la localidad de Las Toninas, donde se evidenciaron importantes problemas de erosión sobre la línea de costa. La implementación de modelaciones numéricas representativas de procesos desarrollados en distintas escalas temporales, sustentadas por relevamientos locales, permitieron definir las características principales para el prediseño de una obra de defensa concebida para mitigar la problemática mencionada.

ABSTRACT

This work shows the results obtained in an extensive study carried out on the coastal dynamics of the maritime coastline of the province of Buenos Aires, Argentina. It was developed in two different stages: the first consisted of a comprehensive evaluation of the entire coastline covering an area of 600 km; The second stage, using information generated in the comprehensive study, focused on the specific problem identified in the town of Las Toninas, where significant erosion problems were found on the coastline. The implementation of representative numerical modeling of processes developed on different time scales, supported by local surveys, allowed defining the main characteristics for the pre-design of a defense work conceived to mitigate the aforementioned problem.

PALABRAS CLAVES: erosión costera, modelación numérica, litoral marítimo bonaerense.

INTRODUCCIÓN

La costa oceánica de la provincia de Buenos Aires presenta gran diversidad de playas a lo largo de sus 600 km, con diferentes regímenes de oleaje, mareas, y con composiciones granulométricas y morfológicas variables. Entre San Clemente del Tuyú, al NE, y Pehuén C6, al SO, se concentran más de 30 localidades balnearias que pertenecen a 13 partidos de la provincia (Figura 1). Los municipios presentan importantes diferencias en cuanto a cantidad de población y actividades económicas. Principalmente se destacan actividades asociadas al turismo y actividades comerciales vinculadas al movimiento de los puertos.

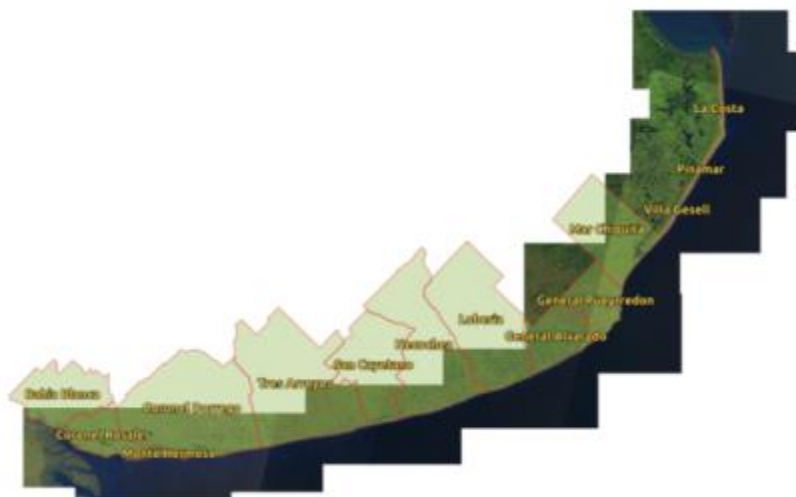


Figura 1.-Litoral marítimo de la provincia de Buenos Aires

Esta región litoral se ve afectada por numerosos problemas ambientales y climáticos, principalmente vinculados a la erosión costera. Las actividades antrópicas como la construcción de defensas costeras, el crecimiento urbano sobre estructuras medianosas y la extracción de arena sin un apropiado manejo han agravado los procesos erosivos y acrecentado la vulnerabilidad frente al cambio climático.

La constante acción del oleaje y el impacto de los eventos de tormenta severos son los responsables primarios de la dinámica erosiva de la costa bonaerense.

En este contexto, se desarrolló una primera etapa de estudio en la que se realizó una evaluación integral de la problemática costera a escala regional. Esto se concretó a través de una Asistencia Técnica solicitada por el Departamento Costa Marítima de la Dirección Provincial de Hidráulica (DPH, Ministerio de Infraestructura y Servicios de la provincia de Buenos Aires), financiada por CTCN (Climate Technology Center & Network), que es el brazo operativo del Mecanismo de Tecnología de la United Nations Framework Convention on Climate Change (UNFCCC). Esta organización se encuentra gestionada por United Nations Environment Programme (UNEP) y por United Nations Industrial Development Organization (UNIDO).

Esta Asistencia Técnica fue planteada sobre la base de los siguientes objetivos generales:

- i) diagnosticar el estado actual de la dinámica en la costa marítima de la provincia;
- ii) implementar un mapa de riesgo frente al cambio climático y delinear sugerencias de manejo costero, para utilizar como insumo en la ejecución de un Plan de Manejo Integral Estratégico de la costa bonaerense a desarrollarse a futuro.

Los resultados y productos obtenidos en esta primera etapa de estudio permitieron generar herramientas y sentar bases para el desarrollo de estudios posteriores, orientados a la resolución de problemas concretos vinculados a la erosión local en sitios de mayor vulnerabilidad.

Como ejemplo de ello, en este trabajo se presentan aspectos destacados sobre la evaluación de un sistema de rompeolas paralelos a la costa proyectados para atenuar los efectos del impacto de temporales en la localidad de Las Toninas.

ESTUDIOS EN ESCALA REGIONAL

La Asistencia Técnica para el estudio a escala regional del frente marítimo fue llevada a cabo por los equipos profesionales de la Subgerencia Laboratorio de Hidráulica (sLH) del Instituto Nacional del Agua (INA) de Argentina y el Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República (UdelaR) de Uruguay.

Entre los principales productos obtenidos de este estudio se destacan: *i)* la caracterización del clima marítimo a lo largo de 600 km de costa; *ii)* la confección de un atlas de riesgo costero que contemplan el impacto de temporales sobre las distintas localidades que conforman la zona de estudio; *iii)* la evaluación del impacto del cambio climático para diferentes horizontes y escenarios de emisión.

Para la caracterización del clima marítimo se desarrollaron modelaciones numéricas que, mediante la aplicación de técnicas de reanálisis, permitieron conformar un importante volumen de información en una zona donde los datos de campo resultan escasos. Como resultado se obtuvieron series históricas de vientos, oleaje, y niveles de marea para un conjunto de boyas virtuales que abarcan los 600 km del frente costero (Figura 2). Esta información resultó vital para la determinación de tasas de transporte de sedimentos y otras variables de importancia para la caracterización de la dinámica costera.

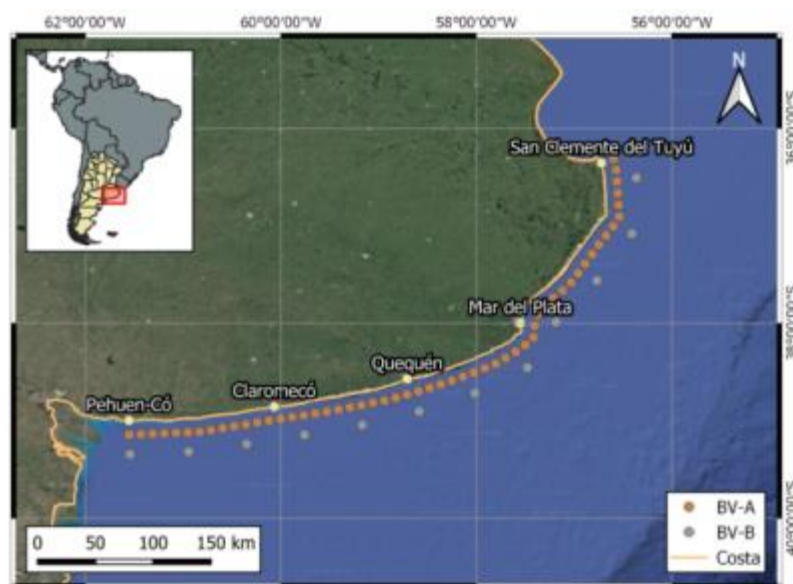


Figura 2.-Ubicación de boyas virtuales en el área de estudio

La consideración del riesgo al que se encuentran expuestos distintos sectores del tramo costero se realizó en base a la caracterización de la amenaza que implica el impacto de temporales, evaluado en términos de retroceso de línea de playa e inundabilidad, y de la vulnerabilidad de cada localidad en función de la población y la infraestructura comprometida.

Se estudió además el retroceso de la línea de costa a largo plazo, lo cual puede ser atribuido al cambio del clima a escala global. Se realizaron estimaciones para los horizontes de los años 2045 y 2100 bajo la suposición de distintos escenarios climáticos globales. La aplicación de la regla de Bruun (1962) permitió estimar el retroceso en la línea de costa utilizando un número importante de

perfiles de playa que fueron relevados a lo largo de todo el litoral marítimo bonaerense. Los resultados obtenidos (Figura 3) mostraron rangos de retroceso en el orden de los 10-30 m para el horizonte 2045 y de los 30-100 m para el 2100, considerando dos escenarios de emisiones futuras diferentes.

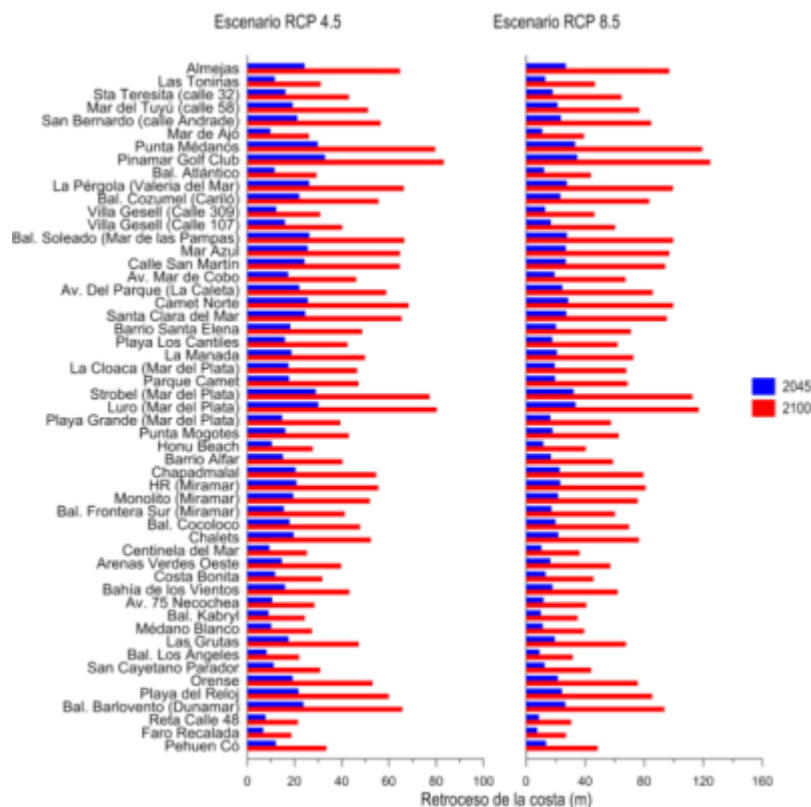


Figura 3.-Retroceso de la línea de costa a largo plazo

ESTUDIOS EN ESCALA LOCAL

Los estudios desarrollados a escala regional, además de generar una importante cantidad de información, permitieron identificar los sectores más afectados por la erosión costera en todo el frente marítimo de la provincia de Buenos Aires.

Entre ellos, el partido de La Costa cuenta con aproximadamente el 50% de su línea costera urbanizada (Tomazin et al., 2020). La localidad balnearia de Las Toninas, al norte del partido, presenta prácticamente la totalidad de su frente costero con infraestructura urbana, además de un sostenido crecimiento de la población estable durante los últimos años.

La magnitud del impacto de las últimas sudestadas (temporales) ha promovido el interés de las autoridades locales la elaboración de un plan de estudios para la evaluación y el predimensionamiento de una obra de protección basada en la ejecución de una serie de rompeolas semisumergidos, paralelos y separados de la línea de costa (diques exentos o *shore-parallel breakwaters* por su nombre en inglés).

En este marco, se realizó un estudio mediante modelación numérica con el objetivo de evaluar la performance de seis alternativas de obra cuyo objetivo es el de proteger el frente costero de aproximadamente 1600 m de extensión (Figura 4).



Figura 4.- Esquema de alternativa propuesto para la obra de defensa

Las alternativas de obra constituyen conjuntos de rompeolas paralelos a la costa con diferentes extensiones, separación y distancia de ubicación respecto de la línea de costa. Fueron planteadas inicialmente en base a criterios empíricos y su respuesta hidráulica fue evaluada a largo plazo (mediante el modelo LITPACK) y frente a la ocurrencia de temporales (mediante el modelo XBeach).

Tabla1.- Alternativas a evaluar.

Alternativas	LB [m]	Isobata	XB [m]	GB [m]	N	FCP [m]
Alternativa 1	130	-2.5	222	160	6	1740
Alternativa 2	130	-3	266	190	5	1600
Alternativa 3	110	-2.5	222	160	6	1620
Alternativa 4	110	-3	266	160	6	1620
Alternativa 5	90	-2	126	90	9	1620
Alternativa 6	90	-2.5	222	160	7	1750

Los escenarios de análisis utilizados para las simulaciones numéricas surgieron de la información suministrada por las boyas virtuales. La caracterización batimétrica necesaria para la modelación se realizó sobre la base de relevamientos de detalle (Cura & Jordan, 2021), de los cuales se obtuvieron también muestras sedimentológicas.

Perfiles de playa

A partir de un relevamiento topobatimétrico realizado en la zona de interés (Cura & Jordan, 2021), se extrajeron un total de 6 perfiles de playa para cubrir el tramo de costa comprendido entre las calles 6 y 24 (Figura 5).

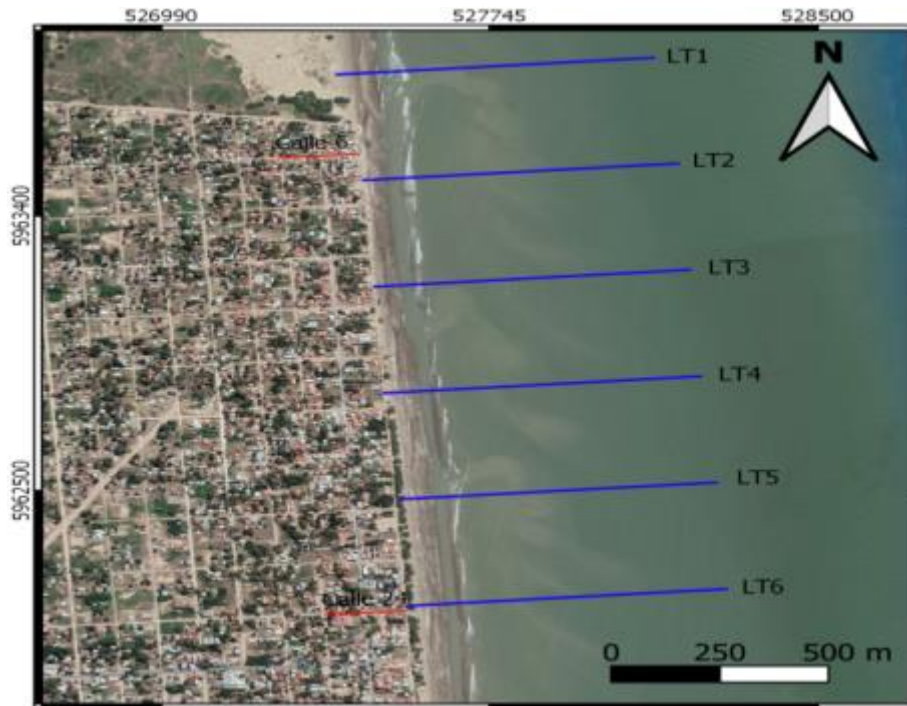


Figura 5.- Ubicación de los perfiles de playa utilizados.

La Figura 6 muestra los resultados obtenidos en el relevamiento local, indicando la geometría de los perfiles señalados.

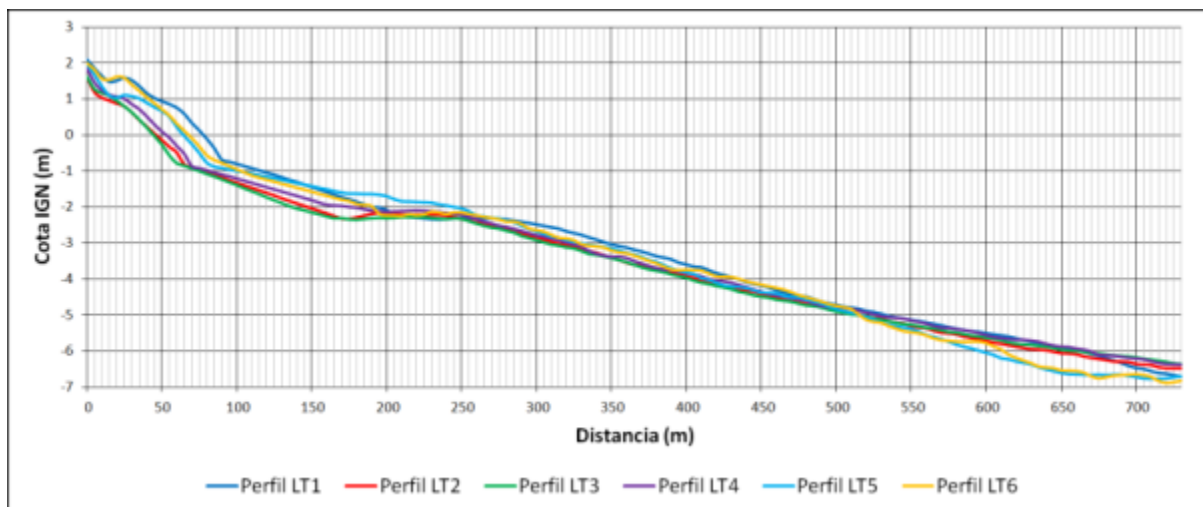


Figura 6.- Geometría de los perfiles de playa utilizados.

Características del sedimento

Para caracterizar el sedimento de los perfiles de playa, se utilizó el relevamiento granulométrico realizado en el año 2021 sobre los sectores de playa ubicados a la altura de las calles 10 y 20 de Las Toninas. Los valores de tamaño medio del sedimento D_{50} calculados en ambos sitios fueron promediados, respetándose la zonificación planteada para los perfiles de playa (Tabla 2). Además, se calcularon las velocidades de sedimentación asociadas a los valores de D_{50} según Zanke (1977).

Tabla 2.-Tamaño medio del sedimento y velocidad de caída para distintas zonas del perfil de playa.

Zona	Distal	Frontal	Lavado
D₅₀ (mm)	0.232	0.284	0.218
Velocidad de sedimentación (m/s)	0.029	0.039	0.027

Niveles de agua y oleaje

Para el estudio se utilizaron series cronológicas de olas (altura, periodo y dirección) y niveles de 10 años de extensión, correspondientes al periodo 2007-2016. Estas series fueron generadas luego de propagar el oleaje desde la Boya Virtual 54 (Tomazin et al., 2020) hacia la costa mediante la aplicación del modelo SWAN (Simulating Waves Nearshore).

La Figura 7 muestra el resultado del análisis de la serie de datos en forma de Rosa de olas correspondiente un punto coincidente con el inicio al perfil LT4 (a una profundidad aproximada de 7 m), ubicado casi a mitad del frente costero comprendido entre las calles 6 y 24.

El análisis de los datos indica que la mayor parte de las olas que llegan a la costa lo hacen desde el sector ESE (26.9%). Resulta importante también la contribución de las componentes E (18.2%), ENE (17.8%) y SE (15.5%). Los porcentajes más bajos que se pueden destacar corresponden a las direcciones NE (11%) y NNE (5.7%).

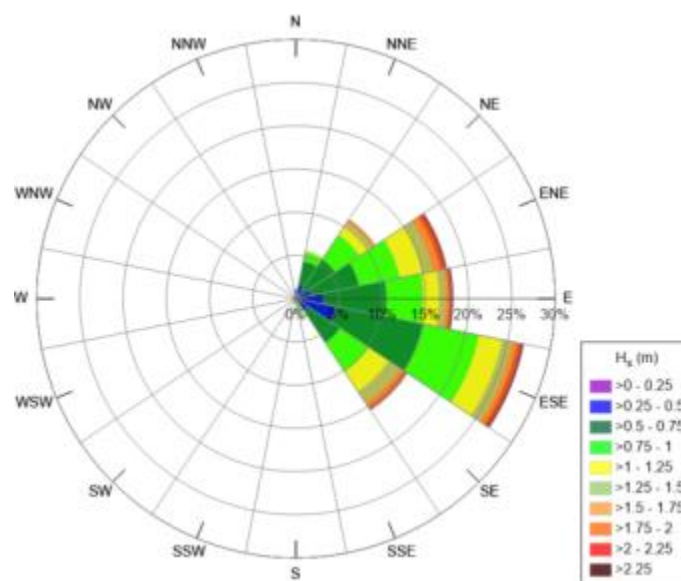


Figura9.- Rosa de olas para la serie 2007-2016.

Casi el 90% de las olas tienen alturas significativas de entre 0.25 y 1.25 m. Las mayores frecuencias pertenecen a los intervalos 0.5-0.75 m (36.4%) y 0.75-1 m (24.8%). Sólo el 1.3% de las olas superan los 2 m de altura.

Los periodos de pico menores a 8 s representan el 67.6% de los casos, con una gran concentración entre los 4 y los 6 s (45.6%). Se muestra también un 6.6% de datos entre 8 y 10 s, y un 18.5% comprendido en el intervalo 10-12 s.

Como se puede observar en la Figura 8, los niveles de agua expresados en cota IGN presentan una distribución simétrica cuyo valor medio es igual a 0 (coincidente con el nivel medio del mar). El nivel máximo del periodo 2007-2016 fue de 1.82 m, mientras que el mínimo fue de -1.61 m.

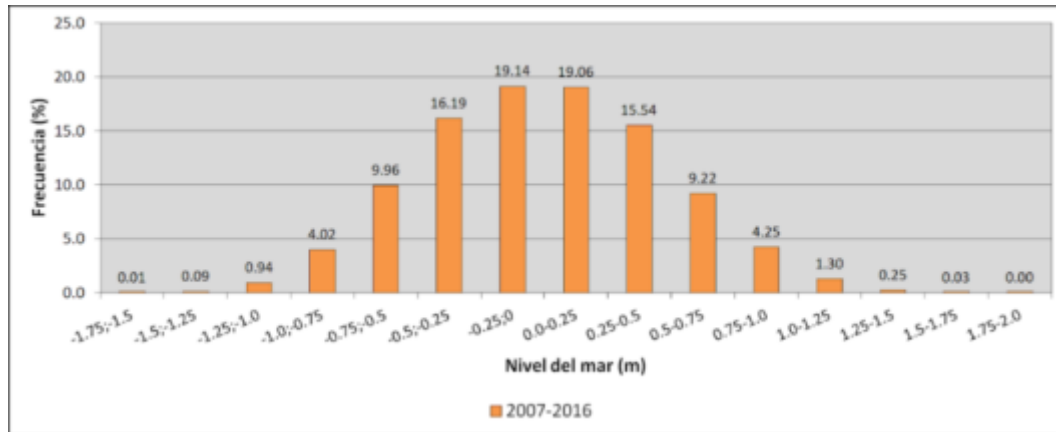


Figura 8.-Frecuencias de niveles para la serie 2007-2016.

Transporte de sedimentos

Mediante la aplicación del modelo LITDRIFT se estimaron tasas de transporte de sedimentos en el área de estudio utilizando la información de base correspondiente al período de 10 años señalado (2007-2016). A modo de ejemplo, la Figura 9 muestra valores medios anuales de transporte de sedimentos para el perfil LT1, graficando la variación de los mismos en función de la distancia a la costa.

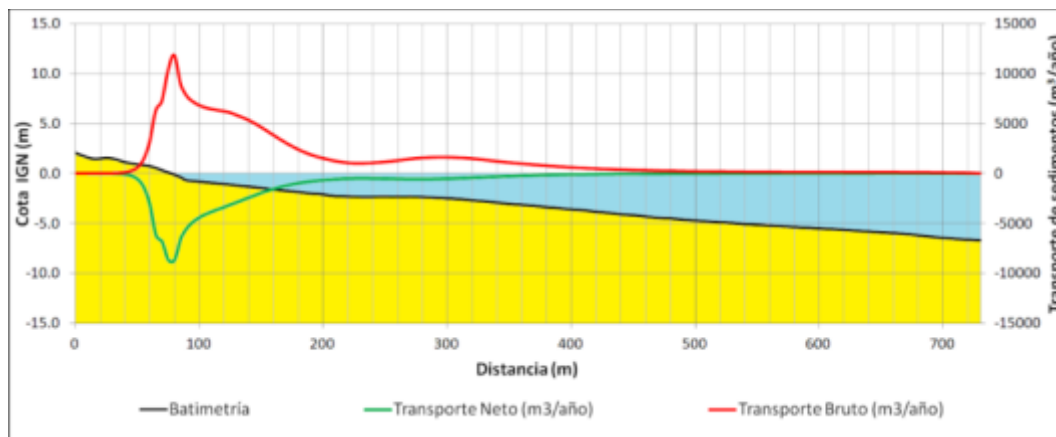


Figura 9.- Volúmenes medios anuales de transporte. Resultado del cálculo sobre el perfil LT1.

La convención adoptada implica que los volúmenes de transporte que se movilizan en sentido noreste-sudoeste son identificados con signo positivo y los volúmenes de transporte que se movilizan en sentido sudoeste-noreste son identificados con signo negativo. En la Tabla 3 se presentan los resultados para cada uno de los seis perfiles analizados.

Tabla 1.- Volumen medio anual transportado.

Perfil	Transporte Bruto [m ³]	Transporte Neto [m ³]
LT1	216419	-116760
LT2	230912	-118636
LT3	235611	-119029
LT4	227035	-112307
LT5	208572	-97691
LT6	206853	-87581

Estos resultados muestran consistencia para el área de estudio que representa el frente costero de la localidad de Las Toninas, con tasas anuales de transporte bruto que oscilan en un orden de 207.000 a 236.000 m³ y tasas anuales de transporte neto entre 88.000 a 119.000 m³, aproximadamente.

Impacto de las obras a mediano y largo plazo

El estudio de la evolución de la línea de costa a mediano y largo plazo, considerando el efecto de las distintas alternativas de obra, requirió la implementación del módulo LITLINE. Para su aplicación se utilizaron los datos previos estimados para las tasas de transporte de sedimentos, como así también la información batimétrica y los datos de olas y niveles señalados anteriormente.

Para el proceso de calibración del módulo LITLINE se utilizaron como referencia las posiciones de las líneas de costa correspondientes a los años 2015 y 2020. El principal parámetro de calibración del modelo es la profundidad activa; cuanto más alto su valor, menor es la erosión/acreción y viceversa. Para esta aplicación se utilizó la fórmula de Hallermeier (1981), con la cual se obtuvo para este parámetro un valor de $d_{act}=5.65$ m. Finalmente, la calibración se completa ajustando la posición del contorno offshore dentro del área de modelación, lo cual actúa modificando la refracción de las olas.

El modelo implementado, calibrado y validado permitió estudiar la evolución potencial de la línea de costa a mediano plazo (1 año) y a largo plazo (10 años), evaluando el impacto de las distintas alternativas de obra consideradas para este proyecto. Este análisis abarca la totalidad del frente costero de la localidad Las Toninas comprendido entre las calles 6 y 24.

En la Figura 10 se presenta un ejemplo de los resultados de las simulaciones realizadas. Para el caso de la evolución de largo plazo, se incluye la situación CE (con estructuras: diques exentos) y SE (sin estructuras). La segunda opción (SE) plantea la situación de no intervención con el objetivo de facilitar la comparación de la performance de cada una de las alternativas de obra.

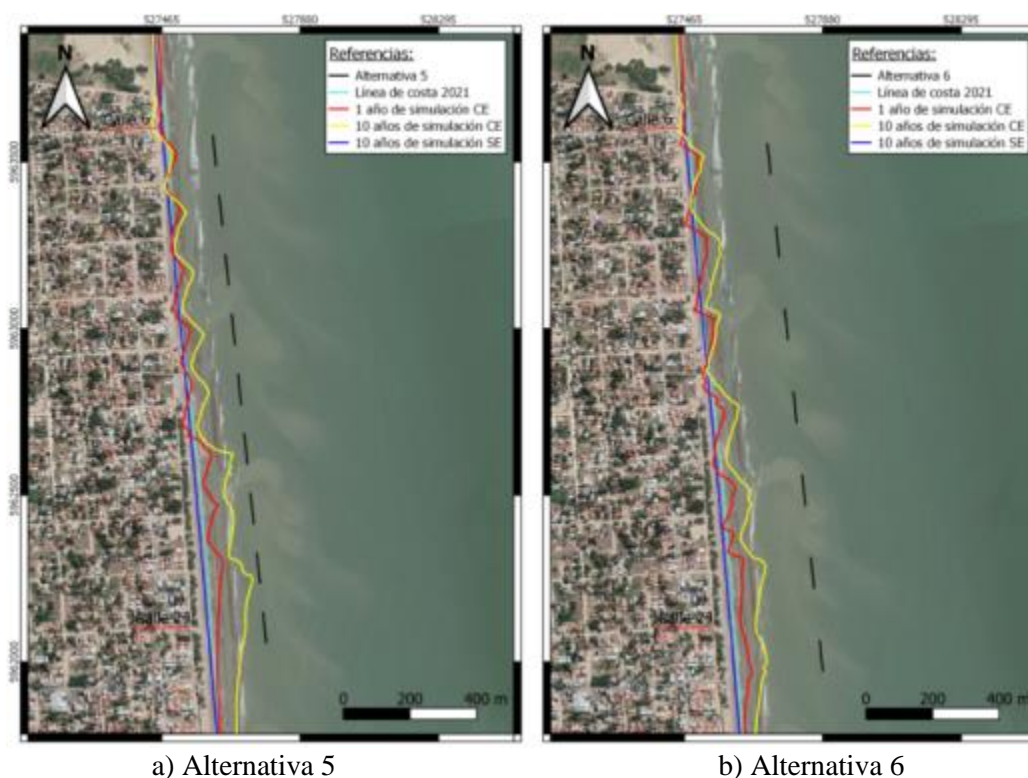


Figura 10.- Resultados de la simulación con LITLINE de la evolución de la línea de costa a mediano plazo

El análisis de los resultados de la performance de las seis alternativas de obra se realizó a partir de la comparación de cuatro indicadores generales, calculados para el frente costero que va

desde 200 m al norte de calle 6 hasta 200 m al sur de calle 24: i) máximo retroceso de la línea de costa, ii) máximo avance de la línea de costa, iii) cambio promedio de la línea de costa, y iv) volumen de material retenido.

De los cuatro indicadores señalados puede considerarse que el más crítico en la consideración general es el que representa al retroceso de la línea de costa (fundamentalmente a corto plazo), ya que la propuesta de las obras se encuentra orientada a controlar ese aspecto. Tanto el indicador de avance de la línea de costa, como el de volumen de material retenido, representan aspectos esperables desde el planteo conceptual de la obra de diques exentos (formación de salientes). El indicador de cambio promedio representa la respuesta integrada en la performance de la obra a lo largo del frente costero estudiado y brinda una idea de la tendencia general de movimiento de la línea de costa.

Los resultados presentados en la Tabla 4 señalan que las seis alternativas de obra ensayadas muestran un funcionamiento acorde a las hipótesis adoptadas para la configuración inicial de las mismas: en todos los casos se observa en promedio un avance en la línea de costa, tanto a mediano como a largo plazo. En términos de volumen de material ganado en la playa se observa que la presencia de las obras logra captar para el primer año un promedio del orden de 130.000 m³, lo que representa una retención superior al 50% de la tasa anual de transporte bruto para la situación actual (Tabla 3). Disminuyendo lógicamente esta retención a lo largo del tiempo, se estima un volumen ganado al cabo de 10 años que en promedio se encuentra por encima de los 600.000 m³.

Tabla 2.- Comparación de las alternativas en base a los resultados obtenidos con LITLINE.

	Máx. retroceso (m)	Máx. avance (m)	Cambio promedio (m)	Vol. Ganado (m ³)	
Alt 1	-40	59	9	142747	1 año
Alt 2	-32	47	9	142900	
Alt 3	-31	40	9	131795	
Alt 4	-30	53	9	136092	
Alt 5	-35	50	9	134803	
Alt 6	-33	43	9	144520	
Alt 1	-29	109	39	590147	10 años
Alt 2	-34	98	44	670945	
Alt 3	-28	109	41	621863	
Alt 4	-34	116	47	719649	
Alt 5	-43	133	43	650590	
Alt 6	-35	106	38	587057	
SE	-15	-2	-9	-144507	

Como contraparte de lo anterior, para la condición sin obra (SE) los resultados de las simulaciones indican a largo plazo una tendencia al retroceso de la línea de costa, coincidente con la situación actual, y la consecuente pérdida de volumen del material de playa.

Un análisis más detallado, realizado en base a la comparación de los parámetros presentados en la Tabla 4, permite identificar las mejores opciones de acuerdo con la performance de cada alternativa. En este sentido, puede considerarse que la Alternativa 4 presenta una leve ventaja sobre el resto. En efecto, para esta configuración de obra se observa el menor valor de retroceso máximo a corto plazo (30 m) y un valor levemente superior a largo plazo (34 m), formación de salientes y no formación de tómbolo (máximo avance en el orden de los 116 m, menos de la mitad de la distancia a la zona de implantación de las obras), y cambios promedios positivos (avance de 47 m en 10 años). Al mismo tiempo, se destaca como condición favorable la mayor distancia de ubicación de las estructuras respecto de la línea de costa (lo que se traduce en una menor afectación sobre el uso de la playa) y su mayor capacidad para la captación del material arrastrado por la corriente litoral (volumen ganado a largo plazo superior a los 700.000 m³).

Evaluación del impacto de temporales

Los temporales, denominados localmente “sudestadas”, constituyen una combinación de elevadas mareas meteorológicas y grandes olas que impactan sobre el área costera produciendo fuertes erosiones localizadas.

En la Figura 11 se observan los niveles y la altura de ola correspondientes a un temporal típico, ocurrido entre el 14/10/2016 a las 11:00 y el 30/10/2016 a las 11:00, donde la altura del oleaje superó por momentos el valor de $H_s=2.5$ m. La evaluación de la respuesta de las diferentes alternativas de obra frente a la ocurrencia de estos temporales fue realizada mediante la implementación del modelo XBeach.

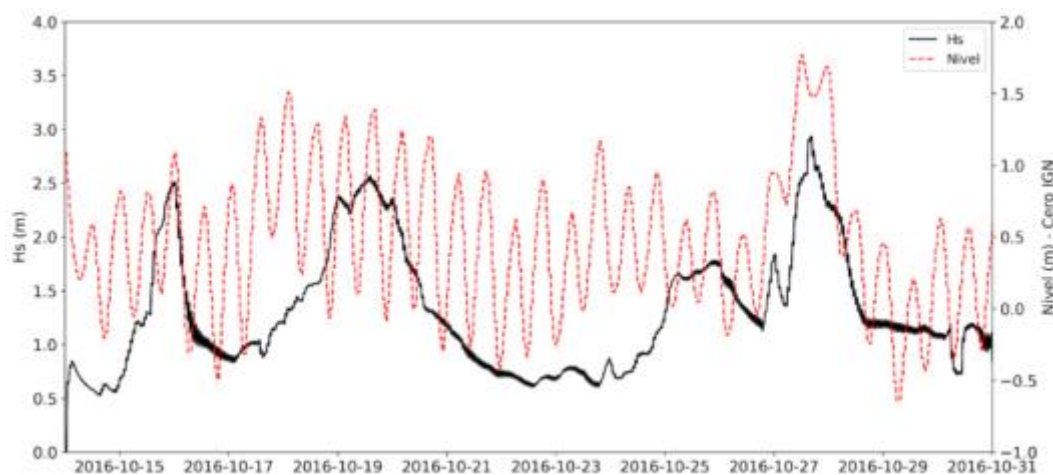


Figura 11.- Caracterización de un temporal típico en la región de estudio

Para el análisis de las seis alternativas seleccionadas resulta necesario representar físicamente a los diques exentos que componen cada caso. Es por ello que en esta instancia se consideran espigones de 30 metros de ancho en su base, 10 metros de ancho en su coronamiento y una cota de coronamiento que se ubica a +1 m por sobre el nivel medio de pleamares de sicigias definido por el SHN (carta H-114).

Zonas puntuales de la topografía costera corresponden a sectores de duna que se encuentra vegetada en gran medida con especies arbóreas (*Tamarix gallica*), interrumpiendo el intercambio natural de arena con la playa (Marcomini y López, 2010). En otras áreas, se presentan estructuras que actúan como mecanismo de protección de márgenes (por ejemplo, bajadas a la playa). Por lo tanto, dado el notorio efecto que ambas tipologías aportan sobre la reducción de la capacidad erosiva de la playa, se procedió a modelar ambos tipos de superficie como “zonas no erosionables” condicionando la dinámica de la playa.

La rugosidad del fondo fue considerada constante en todo el dominio utilizando un mismo valor del coeficiente de rugosidad de Chezy.

Se realizaron siete simulaciones del impacto del temporal de octubre de 2016 sobre las playas de Las Toninas: una representando una situación actual (sin obra) y las restantes considerando cada una de las seis alternativas (con obra).

En general, los resultados muestran que, ante la ocurrencia del temporal, las seis alternativas de obra presentan respuestas morfológicas de acuerdo a lo esperado. En todos los casos se observa un avance de la línea de costa, generando una nueva configuración costera ya no de líneas prácticamente rectas, sino sinusoides que evidencian el accionar de los espigones. La forma de las salientes resultantes depende de cada tipo de implantación de obra, y la ubicación respecto de los rompeolas depende de la dirección predominante del oleaje.

A modo de ejemplo, en la Figura 12 se presentan diferentes cortes transversales representativos de los resultados obtenidos para la Alternativa 4, en donde se grafican tres perfiles

distintos: el perfil inicial, el perfil final sin obra y el perfil final con obra. Además, se muestran las variaciones batimétricas entre perfiles: inicial - final sin obra, inicial - final con obra y final sin obra - final con obra. Como comportamiento general, puede observarse como la presencia de los rompeolas provocan la reducción de la erosión en las zonas de playa distal y frontal, y el aumento de la acreción en las zonas de playa frontal e interior. También se observa la presencia de erosión local al pie de la estructura, situación esperable para este tipo de obras, cuyo abordaje pasa por considerar protecciones adecuadas desde el punto de vista constructivo.

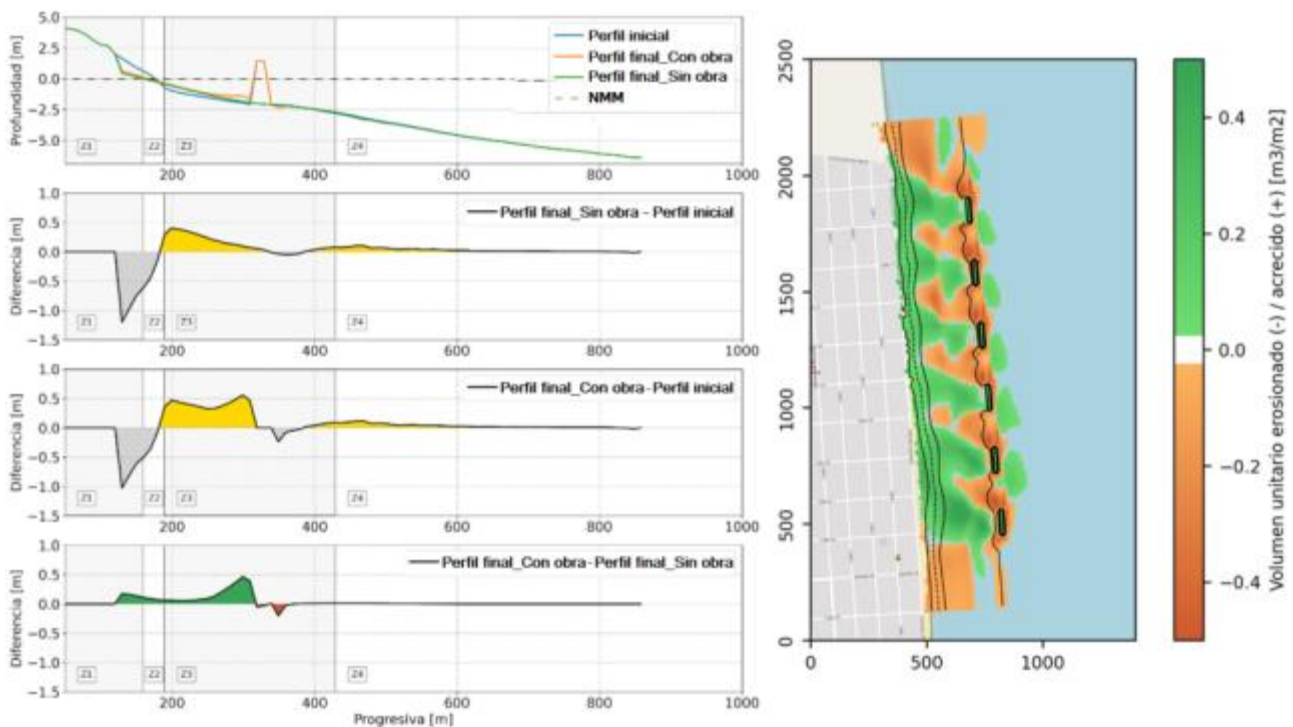


Figura 12.- Resultados de la modelación con XBeach para la Alternativa 4

En la misma Figura 12 se presentan en planta las zonas de erosión y acreción resultantes de la acción del temporal sobre el frente costero estudiado. Se observa que aparecen zonas de acreción, aproximadamente en la sombra de los rompeolas, que favorecen el desarrollo de salientes. También, se puede ver que las zonas de erosión se encuentran asociadas a la ubicación de los tramos de separación de espigones (gaps). La simulación de la ocurrencia del temporal de octubre de 2016 presenta valores máximos, tanto de erosión como de sedimentación, del orden de $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^2$.

Con el objetivo de evaluar el desempeño de las distintas alternativas de obra, y al igual que en el análisis de los resultados de los modelos de evolución de largo plazo, se obtuvieron para cada alternativa de obra tres indicadores morfológicos relativos a la modificación de la línea de costa: i) máximo retroceso, ii) máximo avance, y iii) avance promedio. En este caso, la evaluación corresponde a diferencias relativas de la evolución de la línea de costa de una situación con obra respecto de la sin obra ante la ocurrencia de un temporal. En la Tabla 5 se presentan los indicadores obtenidos.

Los retrocesos máximos de la línea de costa muestran a las Alternativas 1 y 5 como las de mayor impacto (por encima de los 10 m), mientras que las Alternativas 4 y 6 son las de menor impacto (aproximadamente 7 m de retroceso). También, estas dos últimas alternativas presentan los menores avances máximos (del orden de los 20 m). En cuanto a avance promedio de la línea de costa, todas las alternativas presentan un cambio positivo en el rango 8 a 10 m.

Tabla 5.- Comparación de las alternativas en base a los resultados obtenidos con XBeach.

Alternativa de obra	Máximo retroceso (m)	Máximo avance (m)	Avance promedio (m)
1	-10.7	31.8	9.6
2	-8.8	30.2	7.4
3	-8.6	26.6	7.8
4	-7.4	20.5	8.2
5	-12.3	26.3	9.3
6	-6.9	18.5	7.9

En cuanto a la performance de las seis alternativas ante la ocurrencia de un temporal se advierte que las Alternativas 4 y 6 son las de menor impacto general sobre la playa (retrocesos máximos y máximos avances mínimos). Dado que el comportamiento general de ambas resulta similar, y que la Alternativa 4 resultó la de mejor desempeño en las evaluaciones de mediano y largo plazo, se concluye que esta última es la de mejor performance general (ocurrencia de temporal y largo plazo).

CONCLUSIONES

Ante una situación de erosión generalizada en todo el frente costero de la provincia de Buenos Aires, el estudio integrado de la problemática a escala regional resulta indispensable para un diagnóstico adecuado y el abordaje posterior para los sitios críticos con herramientas que permitan el desarrollo de estudios locales. Esta estrategia posibilitó dar una respuesta concreta a un problema de erosión costera mediante el prediseño de una obra de defensa planificada sobre la base de los resultados de un extenso estudio de dinámica litoral y consideraciones sobre futuros impactos del cambio climático.

El aporte de relevamientos locales, información de detalle y modelaciones numéricas representativas de procesos desarrollados en distintas escalas temporales, permitieron seleccionar una alternativa de obra adecuadamente evaluada para mitigar el problema puntual de erosión en la localidad de Las Toninas.

REFERENCIAS

- Bruun, P.**, 1962. Sea Level Rise as a Cause of Shore Erosion, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 88, 117-130.
- Cura & Jordan**, 2021. Informe relevamiento topo-batimétrico. Las Toninas, Municipio de la Costa, Provincia de Buenos Aires. Cura & Jordán Servicios Topográficos.
- DHI**, 2012a. LITLINE Coastline Evolution. LITLINE User Guide, Danish Hydraulic Institute (DHI), Copenhagen, Denmark.
- DHI**, 2012b. LITDRIFT Longshore Current and Littoral Drift. LITDRIFT User Guide, Danish Hydraulic Institute (DHI), Copenhagen, Denmark.
- Hallermeier, R. J.**, 1981. A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate. *Coastal Engineering*, 4, 253-277.
- Marcomini, S.C., López, R.A.**, 2010. Erosión y manejo costero en Las Toninas, partido de La Costa, Provincia de Buenos Aires. *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 66 (4): 490-498.
- Tomazin, N., Re, M., García, P.E., Bindelli, L.**, 2020. Caracterización de la dinámica litoral en la costa marítima bonaerense: aportes hacia una gestión integrada. Informe SLH-INA, 11-376-20, Ezeiza, Argentina. <https://oss.deltares.nl/web/xbeach/>
- Zanke, U.**, 1977. Berechnung der Sinkgeschwindigkeiten von Sedimenten. Mitt. Des Franzius-Instituts fur Wasserbau, Technical Univ., Hannover, Alemania.

SISTEMA DE MONITOREO DE PLAYAS EN BASE A IMÁGENES PARA URUGUAY

Paula Gurruchaga, Maya Lambert, Rodrigo Alonso, Sebastián Solari

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay
 pgurruchaga@fing.edu.uy, mayal@fing.edu.uy, ralonso@fing.edu.uy, ssolari@fing.edu.uy

Introducción

Las playas de arena que conforman la costa de Uruguay son ambientes dinámicos en cuanto a su morfología, cuyos desplazamientos presentan órdenes de magnitud que van de 10 a 100 m en la horizontal y 1 m en la vertical. A su vez, esta dinámica involucra distintas escalas espacio-temporales, como la escala de un evento de tormenta que modifica la playa, la escala estacional en la cual la playa se adapta al clima de las distintas estaciones del año, y la escala inter-anual en la cual la playa responde a la variabilidad climática, al cambio climático y/o al déficit o superávit de sedimentos que pueden presentar los distintos compartimentos costeros.

Comprender estos procesos constituye un insumo fundamental para la gestión del sistema costero; conocimiento que requiere de mediciones sistemáticas del comportamiento del sistema, motivo por el cual Uruguay ha comenzado a monitorear la dinámica morfológica de sus playas. En esta etapa inicial, el monitoreo se enfoca en la posición de la línea de costa y se realiza a partir de imágenes de distinta fuente.

Recurrir a imágenes como fuente principal de información, responde a las dificultades y costos que implicaría obtener datos con similar cobertura espacial y frecuencia temporal a partir de mediciones in situ. Debido a esto, en los últimos años han surgido y se han popularizado herramientas que permiten medir distintas variables hidro-morfológicas en playas a partir de sensoramiento remoto en base a imágenes de diversas fuentes.

Las tres fuentes consideradas, y por ende las tres partes del sistema de monitoreo que se presenta son: imágenes satélites, imágenes obtenidas a partir de cámaras de video, y fotos de teléfonos celulares a partir de una red de monitoreo ciudadano.

Estas tres partes del sistema de monitoreo resultan complementarias. Por un lado, las imágenes satelitales, disponibles desde mediados de los 80', permiten identificar tendencias de largo plazo y ciclos de variabilidad estacional e inter-anual a lo largo de toda la costa. La evolución de estas tendencias y ciclos es monitoreada con frecuencia trimestral. Por otro lado, los sistemas de cámaras de video aportan información de mayor resolución y frecuencia temporal, en particular se destaca su rol para monitorear la respuesta de la playa ante eventos extremos. Su desventaja es la cobertura espacial, ya que al momento solamente se dispone de cuatro playas con estos sistemas. De forma intermedia entre satélite y sistema de cámaras, se encuentra el monitoreo ciudadano. Brinda mayor frecuencia temporal y más resolución que las imágenes satelitales pero su cobertura espacial es menor, contrario a lo que sucede al contrastarse con los sistemas de cámaras, (i.e. brinda menor detalle de información y con menos frecuencia temporal, pero su cobertura espacial es mayor, ya que el costo de una estación de monitoreo ciudadano es significativamente menor al de un sistema de cámaras de video). Además, se destaca que el monitoreo ciudadano cumple el rol de involucramiento de la comunidad en el manejo y gestión costera y su importancia a nivel nacional.

A continuación, se describen estas tres partes que conforman el actual sistema de monitoreo de la dinámica morfológica de las playas de Uruguay.

Información obtenida a partir de imágenes satelitales

Esta fuente de información permite cuantificar la evolución de la posición de la línea de costa a lo largo del tiempo. Sus principales ventajas son la cobertura espacial y temporal: la información satelital disponible cubre el período desde mediados de los 80' hasta la actualidad para cualquier punto de la costa. Las principales desventajas se asocian a su resolución espacial y temporal: en el mejor de los casos se obtiene un dato por semana con una resolución espacial de 10 a 15 m. Las imágenes satelitales disponibles corresponden a las misiones Landsat L5 (1984-2012), L7 (1999-presente), L8 (2013-presente) y Sentinel S2 (2015-presente).

La herramienta utilizada para el procesamiento de las imágenes es CoastSat (Vos et al., 2019). Esta es una herramienta de código libre, que trabaja sobre la información almacenada en Google Earth Engine aplicando algoritmos de clasificación de imágenes para la detección de la posición de la línea de costa.

Para su uso se definen las coordenadas de la región de interés y el período deseado, una línea de referencia y otros parámetros asociados a la detección. Una vez extraídas las líneas para cada imagen; definidas como la interfaz arena – agua en el instante de toma de cada imagen (ver ejemplo en Figura 1), se intersecan con transectas normales (perfiles de playa, ver ejemplo en Figura 2), obteniendo series temporales de posición de la línea de costa para cada perfil de playa. En la Figura 3, a modo de ejemplo, se presenta la evolución de los promedios anuales de la posición de la línea de costa en uno de estos perfiles.

Este tipo de análisis se automatizó para todas las playas de Uruguay de forma que se actualice conforme nuevas imágenes satelitales están disponibles. Se definieron transectas con un espaciamiento de 100 m, de modo de monitorear para toda la costa la evolución de las tendencias identificadas.

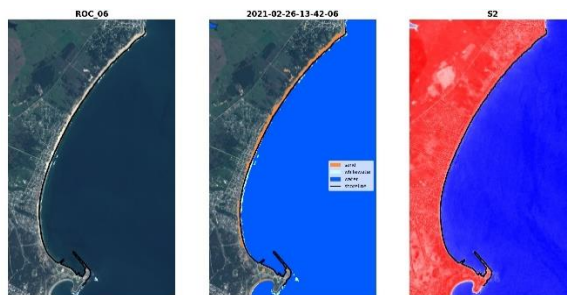


Figura 1.- Clasificación de imagen y detección de la línea de costa a partir de la herramienta CoastSat. Arco de playa La Paloma – La Pedrera. Imagen obtenida de la misión Sentinel2, fecha 26/2/2021 13:42

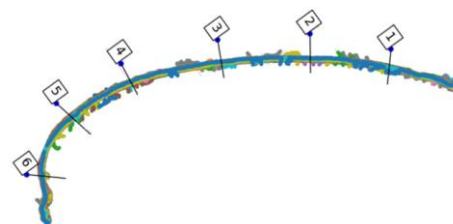


Figura 2.- Perfiles transversales (transectas) y líneas de costa detectadas en el arco La Paloma – La Pedrera.

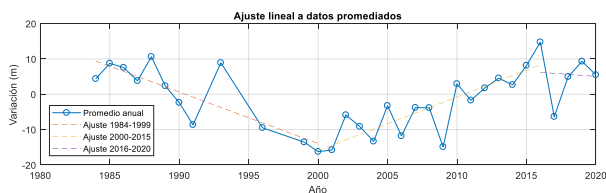


Figura 3.- Evolución de los promedios anuales de la posición de la línea de costa en uno de los perfiles del arco La Ploma – La Pedrera, superpuesto con un ajuste por regresión lineal en tres sub-períodos.

Sistema de cámaras de video

Los sistemas de monitoreo de playas mediante cámaras de video capturan información en alta frecuencia y con alta resolución. La principal ventaja de estos sistemas es que existe un gran número de variables que es posible medir con ellos, con alta resolución espacial y alta frecuencia temporal (e.g. un dato por hora durante las horas de luz). Como desventaja, estos sistemas tienen altos costos de equipos, operación y mantenimiento, y su instalación está condicionada a la disponibilidad de edificaciones altas (típicamente de más de 10 m) y con energía eléctrica frente a la playa.

El sistema consiste en un conjunto de tres cámaras de video orientadas en distintas direcciones de forma de maximizar la cobertura espacial. Las cámaras están conectadas a una computadora que comanda la captura de los videos, realiza su procesamiento, almacena videos y productos procesados, y tiene conexión a internet para visualizar los datos obtenidos y permitir el acceso remoto al sistema.

Actualmente se tienen implementadas cuatro estaciones en los departamentos de Montevideo (playa Ramirez), Canelones (playa Mansa de Atlántida), Maldonado (playa de Piriápolis) y Rocha (playa Costa Azul). En todos los casos se trabaja con las imágenes promediadas, almacenando videos correspondientes a eventos de particular interés.

Cada cámara de estos sistemas fue calibrada, proceso que permite rectificar y georreferenciar las imágenes, es decir, conocer la ubicación espacial de cada píxel en el video. Los sistemas están automatizados para grabar un video de 15 minutos de duración cada una hora, los cuales se promedian generando una imagen que luego se procesa con un algoritmo de detección de la línea de costa. Finalmente, se almacena cada una hora la posición de la línea de costa y la imagen promediada que la generó; y un video por día. Con esto último se busca que en la medida que se incorporen nuevos algoritmos de obtención de variables hidrodinámicas y morfológicas se pueda analizar el pasado y obtener estas variables, con frecuencia diaria, desde el momento de la instalación del sistema de cámaras.

En la Figura 4 se presenta, a modo de ejemplo, una imagen promediada obtenida del sistema instalado en la playa Ramirez.

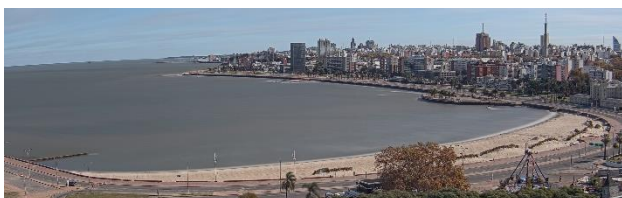


Figura 4.- Ejemplo de imagen promediada. Sistema de cámaras de video instalado en Playa Ramirez, Montevideo, Uruguay.

Monitoreo ciudadano

La generación de una red de monitoreo ciudadano de playas está basada en el proyecto CostSnap (Harley et al., 2019), iniciado en

Australia en 2017. El proyecto parte de la idea de que con una mínima inversión en infraestructura es posible lograr el involucramiento de la ciudadanía para tomar fotos de las playas, y generar una base de datos de imágenes a partir de la cual es posible obtener información de variables morfológicas como la posición de la línea de costa. De este modo, se aprovecha la proliferación de cámaras de celulares de alta resolución en lugares que rutinariamente visitan muchas personas, y el uso masivo de las redes sociales para compartir las imágenes y observaciones preliminares que surjan de estas.

Cada estación CoastSnap consta de un soporte en el cual apoyar el teléfono para tomar la foto y de un cartel con instrucciones para la toma de la foto y cómo compartirla para que llegue al equipo de trabajo encargado de recolectar y procesarla. El objetivo del soporte es dar una ubicación y dirección fija para todas las fotos que se tomen en el sitio, permitiendo así su rectificación y la comparación entre distintas fotos.

Si bien las estaciones CoastSnap no tienen las mismas capacidades que un sistema de monitoreo mediante video, la inversión para su instalación es unas 100 veces menor, requiere significativamente menos mantenimiento y no requiere de energía eléctrica. Actualmente se instalaron 9 estaciones distribuidas a lo largo de la costa. En la Figura 5 se presenta un ejemplo de obtención de la línea de costa en una de las estaciones de la red.



Figura 5.- Ejemplo de rectificación de imagen y detección de la línea de costa. Estación de monitoreo ciudadano en la playa Mansa de Atlántida, Canelones, Uruguay.

Conclusiones

El desarrollo de un sistema de monitoreo en base a imágenes de tres fuentes diferentes a nivel nacional ha probado ser útil y eficiente para la obtención de información que contribuye a un mejor conocimiento de la dinámica costera. Actualmente, se está trabajando en la incorporación de nuevos algoritmos de procesamiento de imágenes a los efectos de ampliar el sistema de monitoreo hacia otras variables, más allá de la posición de la línea de costa.

Referencias

Vos, K., Splinter, K.D., Harley, M.D., Simmons, J.A., Turner, I.L. (2019). CoastSat: A Google Earth Engine-enabled Python toolkit to extract shorelines from publicly available satellite imagery. Environ. Model. Softw. 122, 104528. Sydney, Australia.

Buscombe, D., Carini, R.J., Harrison, S.R., Chickadel, C.C., Warrick, J.A. (2020). Optical wave gauging using deep neural networks. Coast. Eng. 155, 103593.

Splinter, K.D., Harley, M.D., Turner, I.L. (2018). Remote Sensing Is Changing Our View of the Coast: Insights from 40 Years of Monitoring at Narrabeen-Collaroy, Australia. Remote Sens. 10, 1–25.

Harley, M.D., Kinsela, M.A., Sánchez-García, E., Vos, K. (2019). Shoreline change mapping using crowd-sourced smartphone images. Coast. Eng. 150, 175–189.

RIESGO DE COLISION ENTRE BUQUES Y CETÁCEOS. ANÁLISIS Y CASOS PRÁCTICOS

Grassa, José M., Sánchez, Jose F. y Jiménez, Marta S.

Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX, España
Jose.M.Grassa@cedex.es, Jose.F.Sanchez@cedex.es, Marta.S.Jimenez@cedex.es

Introducción

La presencia de grandes cetáceos en los océanos es considerada hoy en día un indicador de la salud de los mares y de su biodiversidad. En algunos lugares las colisiones con barcos son la principal amenaza para la conservación de determinadas especies de cetáceos ya que comprometen el mantenimiento de sus poblaciones, Fais et al., (2016).

El CEDEX está realizando estudios de estas colisiones en emplazamientos concretos para el análisis de medidas de reducción de accidentes. Un primer estudio del tráfico marítimo interinsular en las Canarias en relación con las especies de cetáceos de hábitos profundos (cachalotes, zifios y calderones), ha sido reportado en Grassa et al. (2019) y ahora se trabaja en el área mediterránea del corredor de cetáceos entre la península y Baleares (RD 699/2018) en relación con cachalotes y rorcuales, extendida al contexto de una propuesta de declaración de Zona Marina Especialmente Sensible (ZMES) conjunta de Italia, Mónaco, Francia y España. Los estudios están conduciendo a la propuesta de métodos de trabajo para el mapeado espacial del riesgo de colisión debido al tráfico marítimo como base racional de medidas de reducción del riesgo. Este trabajo presenta el estado actual de la metodología desarrollada con detalles ilustrativos extraídos de los casos de estudio.

Metodología para el análisis de riesgo

El análisis realizado se basa parcialmente en la propuesta de Vaes y Druon, (2013) considerando el riesgo local como producto de la peligrosidad asociada al tráfico, la exposición de los cetáceos y su vulnerabilidad. La peligrosidad se asocia al volumen del tráfico marítimo (densidad espacial: km recorridos por km² y año), su velocidad y otras características. El trabajo de (Laist et Al, 2001) analizando una amplia base de datos ha puesto de manifiesto que para buques de cierta dimensión hay una relación directa entre velocidad de impacto y letalidad, estableciendo como velocidad umbral 14 nudos; por su parte (Vanderlaan y Taggart, 2007) desarrollaron una curva logística relacionando velocidad y probabilidad de efectos letales que viene siendo muy empleada. Los factores los factores de vulnerabilidad y exposición han sido por su parte evaluados de forma conjunta de acuerdo con las observaciones disponibles en cada caso y tal y como se describe a continuación.

Tráfico y peligrosidad

El tráfico ha sido caracterizado espacialmente en las zonas de estudio a partir de datos AIS (Automatic Identification System). AIS es un sistema para seguridad marítima implementado por la Convención Internacional SOLAS y de uso obligatorio (OMI) desde el 31/12/2004 para todos los barcos de más de 500 Ton GT, 300 Ton si se dedican al tráfico internacional y con cualquier tonelaje si de pasajeros. En la UE se incluyen también pesqueros de más de 15 m de eslora. Los mensajes de posición incluyen coordenadas, velocidad y rumbo cada 2 segundos - 3 minutos en función de la velocidad, emitiéndose también mensajes de identificación del barco y de características de su viaje. Habida cuenta de su interés como fuente de datos, CEDEX ha compilado una base de datos histórica que contiene aproximadamente 50 000 millones de registros de posiciones y datos estáticos / de viaje de buques navegando en aguas jurisdiccionales españolas en el

periodo de 2012 a la actualidad. Esta base de datos tiene múltiples aplicaciones en el estudio del tráfico marítimo y portuario, la generación de ruido submarino y de emisiones a la atmósfera, la evaluación del esfuerzo pesquero y el estudio de accidentes y riesgos ligados a la navegación.

La descripción del tráfico en los términos señalados se obtiene seleccionando los mensajes ordenados temporalmente emitidos en la zona durante el periodo de interés. Estos mensajes se componen para cada barco en trazas realizadas en el área, es decir secuencias ininterrumpidas de mensajes mientras navega en la región. Cada traza se descompone en trayectos entre puertos de la zona (empleando polígonos de definición de las áreas marítimas de cada puerto) o desde / hacia el exterior de la región o en trayectos de tránsito. Para evitar grandes volúmenes de datos se seleccionan mensajes con un espaciamiento temporal adecuado, por ejemplo 15'. El resultado de este proceso es una tabla conteniendo para cada tipo de buque (alta velocidad, pasajeros, buques de carga y tanques) y buque concreto, la relación de los viajes realizados y los detalles de su trayectoria. Estos resultados se pueden agregar para definir por ejemplo tablas Origen / Destino de los viajes entre puertos en una zona y periodo determinado, véase la Tabla 1.

Tabla 1. N° de viajes con O/D en algunos puertos (fragmento)

O/D	Barcelona	Eivissa	Palma	Valencia	Rumbo NE	Rumbo SW	Total
Barcelona	2029	594	1168	1111	2299	1323	10 913
Eivissa	587	1504	1088	685	83	34	22 881
Palma	1111	1077	268	778	309	121	3854
Valencia	706	674	819	620	1094	1773	6625
Rumbo NE	1356	40	102	1072	2895	69	8611
Rumbo SW	1451	12	131	498	46	1815	4973
Total	10 926	22930	3924	6590	13512	8878	106 264

Estos resultados se emplean para generar un mapa de densidad del tráfico, definiendo una malla rectangular de coordenadas y acumulando las distancias recorridas correspondientes a cada registro (velocidad por duración representativa) cuyas coordenadas correspondan con cada nodo. La figura 1.a muestra el mapa de densidad del tráfico durante 2019 correspondiente a la zona española de la ZMES mencionada mientras que la 1.b muestra la densidad debida a viajes entre puertos españoles

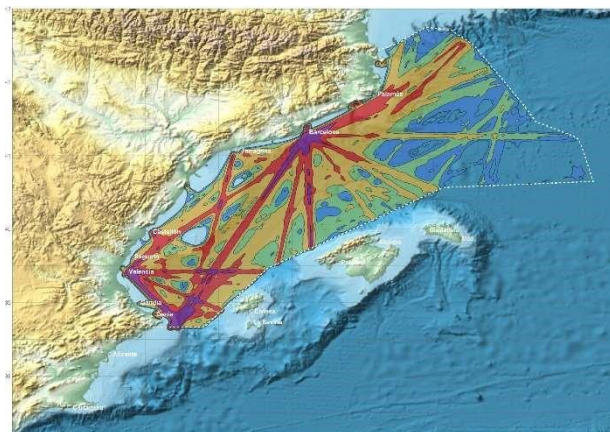


Figura 1.a. Densidad de tráfico (2019) en la ZMES

El mapa de peligrosidad se obtiene mediante acumulación de valores puntuales asociados a cada posición representativa de cada barco en cada viaje multiplicada por la distancia correspondiente y por la probabilidad de letalidad asociada de acuerdo con la formulación de Vanderlaan y Taggart, (2007) y por la manga y calado del barco.

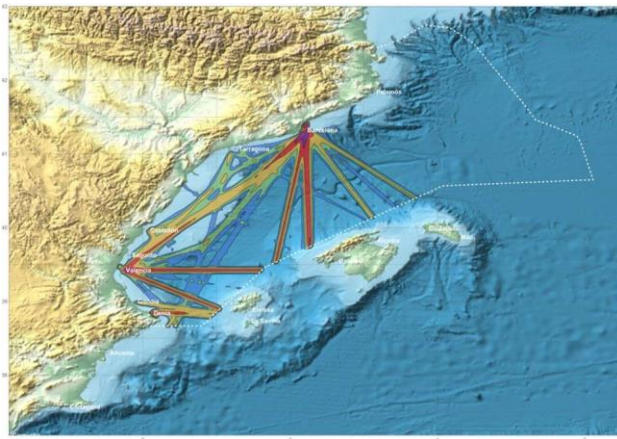


Figura 1.b. Densidad de tráfico (2019) entre puertos españoles

Un elemento fundamental de la diferencia entre densidad y peligrosidad se debe a las diferentes velocidades según los tipos de buques, valor modal 20 nudos en los de pasajeros y de 13 para los buques tanque, véase la figura 2.

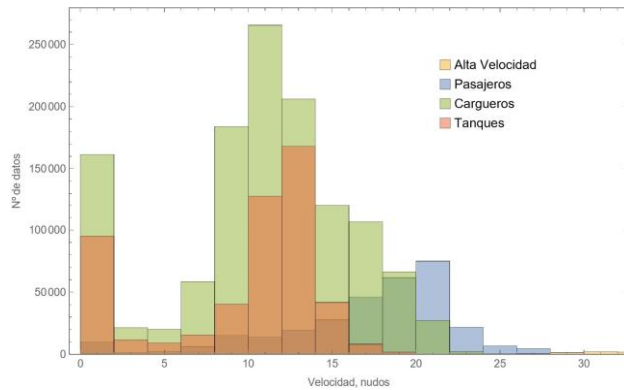


Figura 2. Histograma de velocidades por tipo de buque

La integración espacial del mapa resulta en un índice global de peligrosidad que sirve de referencia para la valoración de medidas de reducción de velocidad en una subregión.

Vulnerabilidad y exposición

Para la consideración de la vulnerabilidad y la exposición de los cetáceos se debe contar con información sobre su distribución espacial, zonas de cría, alimentación y migración y pautas estacionales de empleo de esos hábitats, véase Conn y Silber, (2013). En el caso de estudio en las Canarias, véase la figura 3, se ha contado con un elevado número de observaciones de cetáceos de hábitos profundos que se alimentan en grandes profundidades junto al talud de las plataformas de las islas con escasa reactividad frente a amenazas cuando en la superficie. Dada la homogeneidad de tamaños y comportamientos de las especies estudiadas los datos de avistamientos se han empleado como indicativos de exposición y vulnerabilidad. Para uso los datos se aplican sobre una malla similar a la de peligrosidad.

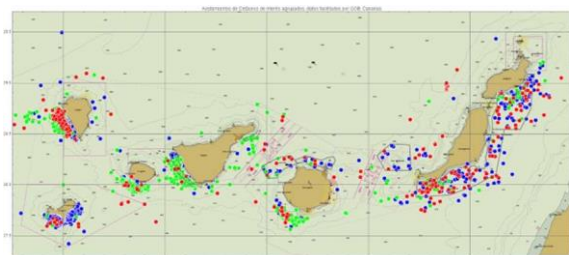


Figura 3. Avistamientos de cetáceos de hábitos profundos en Canarias

Riesgo

Multiplicando nodo a nodo las mallas de peligrosidad y de exposición vulnerabilidad se obtiene un mapa de riesgo, véase detalle en la figura 4 donde este se concentra junto a los puertos en el NE y SW de la isla debido al tráfico y a los avistamientos. El mapa se normaliza mediante su integración y ajuste con un número estimado de colisiones letales en el periodo de estudio considerado, como guía de evaluación cuantitativa de medidas.

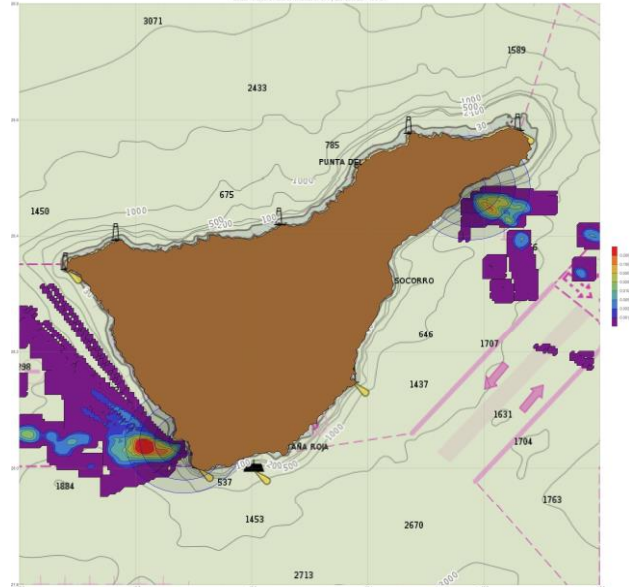


Figura 4. Distribución del riesgo de colisión en la Isla de Tenerife

Conclusión

El método expuesto permite aproximar la distribución del riesgo de colisiones letales entre buques y cetáceos y evaluar la variación de este riesgo ante la adopción de medidas de ordenación del tráfico. La principal cuestión a abordar es la mejora de la información disponible sobre la distribución espacial y temporal de las especies a proteger.

Agradecimientos

Se ha contado con la colaboración de SASEMAR, MITMA, y de las Direcciones Generales de la Costa y del Mar y de Biodiversidad, Bosques y Desertificación del MITECO.

Referencias

Fais A, Lewis TP, Zitterbart DP, Álvarez O, Tejedor A, Aguilar Soto N., (2016). "Abundance and Distribution of Sperm Whales in the Canary Islands: Can Sperm Whales in the Archipelago Sustain the Current Level of Ship-Strike Mortalities?" PLoS ONE 11(3): e0150660. doi:10.1371/journal.pone.0150660

Conn, P.B. y Silber, G.K., 2013. Vessel speed restrictions reduce risk of collision-related mortality for North Atlantic right whales. *Ecosphere*. Vol. 4(4), art.43.

Grassa, J.M., Lloret, A., Jimenez, M., Moreno I. (2019). "Estudio del tráfico Marítimo Interinsular en relación con las colisiones entre buques y cetáceos en las Islas Canarias". *Ingeniería Civil*, 194: 5-19

Laist, D.W., Knowlton, A.R., Mead, J.G., Collet, A.S., Podes-ta, M. (2001). "Collisions between Ships and Whales". *Marine Mammal Science*, 17(1):35-75

Vanderlaan, A.S.M. y Taggart, C.T. (2007). "Vessel collisions with whales: the probability of lethal injury based on vessel speed". *Marine Mammal Science*, 23(1): 144-156

Vaes, T. y Druon, J-N. (2013). "Mapping of potential risk of shipstrike with fin whales in the Western Mediterranean Sea". Report EUR 25847EN, JRC.

MONOCHROMATIC BI-DIRECTIONAL WAVES AND THEIR EFFECT ON THE NEARSHORE CIRCULATION

Eduardo Puhl⁽¹⁾, Elisa Mitsue Yokemura⁽²⁾, Kérlin Taís Wermann⁽³⁾ & Claudio Freitas Neves⁽⁴⁾

(1,2,3) Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brazil,

eduardo.puhl@ufrgs.br, elisa.yokemura@ufrgs.br, kerlin.wermann@ufrgs.br

(4) Federal University of Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, Brazil,
neves@oceanica.ufrj.br

Introduction

Along the Brazilian coast, it is very common the formation of sea states composed by waves of two different main directions, with distinct peak periods, characterizing bimodal spectra. This combined phenomenon causes distinct effects on beaches and coastal structures, which have not yet been sufficiently elucidated. This superposition generates bichromatic and bidirectional waves, with their own wave propagation 2D pattern, transformation and breaking characteristics, hence the knowledge of the physical processes near the coast for studies of hydrodynamics and sediment transport is fundamental (De Souza E Silva et al., 2017). One of the consequences is the formation of groups of interference waves, which are composed of a high frequency "additive" portion, resulting from the addition of the main frequencies, and a "subtractive" portion, resulting from the difference of the main frequencies. There are conditions in nature that a monochromatic and unidirectional wave train may form bidirectional patterns. For instance, when an incident wave is reflected by natural features or structures (Dalrymple e Lanan, 1976), or diffracted waves on the lee side of islands. The present work seeks to represent in a small-scale model the formation of rip currents, interacting with fixed bed and with movable bed.

Experimental Methodology

The experiments were carried out in a wave basin with dimensions of 25 m x 15 m at the Hydraulic Research Institute (IPH) of the Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS). Two internal guide walls for the waves were built inside the basin. The model has a regular flap-type wave generator (hinged at the bottom) that moves a flat plate approximately 12.37 m long, with a single motor. In the interior of the basin, a reflection wall was constructed with an angle of 138.5° in relation to the wave direction and distant 9.11m of the wave maker. The incident wave is reflected by this wall with an angle of 42.1°, generating a bidirectional wave pattern when it interferes with the original incident wave. This monochromatic bidirectional pattern then propagates toward the beach. Eventually, waves dissipates on a sandy beach at the end of the basin. The artificial beach has an initial slope of 1:5. The material on the beach is original beach sand with a mean diameter of 237.5 µm. The physical parameters for the tests reported in this work are contained in Table 1.

Tabla 1.- Physical parameters defined for the test performed.

Water depth (cm)	29.75
Wave height (cm)	6.12
Wave celerity (m/s)	1.367
Wave period (s)	1.0
Wave length (m)	1.367

For measuring the free surface, 4 Capacitive Wave Gauges (WG) (DHI model 201/70) and 2 Vectrino Nortek Doppler Acoustic Doppler (ADV) were used. Both measurements were performed on a line parallel to the original beach 2.0 m from the water line. One

wave gauge was positioned away from the beach, with the intention to measure the original waves without the interference of the reflective wall or rip currents. Prior to the test, the equipment was positioned on the CI and DI lines by visual observation with the incidence of a small series of waves. The tests were 5 minutes long, resulting in the incidence of +/- 300 waves.

Results

After a few seconds (1-5 s) the wave generated becomes regular and the waves propagate to the beach. However, part of the waves is intercepted by the oblique wall, generating waves in a different direction, but with the same period. The meeting of the reflected waves with the generated waves (Figure 1) formed a static wave pattern, longitudinal to the coast (Fowler and Dalrymple, 1991). So, cross-shore lines of the same pattern of interference were formed: constructive (CI) and destructive (ID). In the first case, the resultant waves are obtained from the sum of the two original. In this position, the waves break near the beach in a plunging-type pattern. At the line of destructive interference, there is no level oscillation and no wave breaking. With the incidence of the waves the sediment was observed to enter into suspension, mainly along the beach line. After a few minutes, it was possible to observe greater erosion occurring in the CI lines and the advance of the beach line in the DI lines.

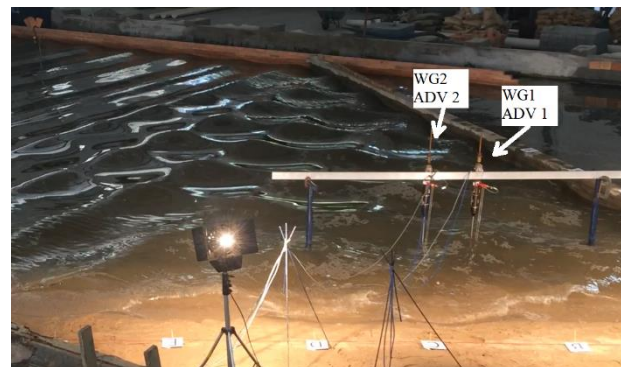


Figura 1.- Top-view of the experiment. Authors, 2021.

Water level oscillations

From the records of the wave gauge probes, shown in Figure 2, it was possible to observe a good regularity in the parameters of the waves. In other hand, the initial measurements in the constructive interference line (Figure 2b) is constituted by the incidence of the original wave alone (10-15 sec). Later, with the arrival of the wave reflected by the oblique wall at the point of measurement the oscillations are amplified by the interference of the waves. The measurements carried out in the line of destructive interference (Figure 2c) revealed small oscillations, unlike the theoretical model. This may be related to the fact that there is a small longitudinal oscillation of the interference, supposedly due to the seiching of the basin. Also, it can be related to the difficult positioning of the equipment in the basin by visual observation.

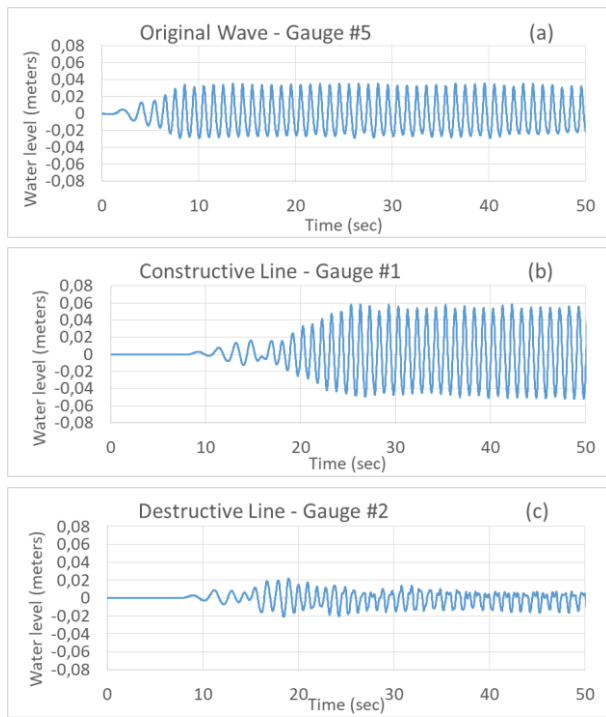


Figure 2.- Graphs of water oscillations of the (a) original waves and at lines of (b) destructive and (c) constructive interference. Authors, 2021.

In order to verify the oscillation of the mean water level due to the bidirectional wave pattern (second order stationary wave of the mean water level), the moving average of the time series of the records with the wave gauge probes was performed. A moving average value was obtained every 5 sec (250 samples), thus a wave set-up elevation in the constructive interference line (approx. 1 mm) and a wave set-down in the line of destructive interference (approx. 1 mm) (Figure 3). These observations validate the theoretical model (Dalrymple, 1975) for varying the mean water level due to the monochromatic-bidirectional pattern.

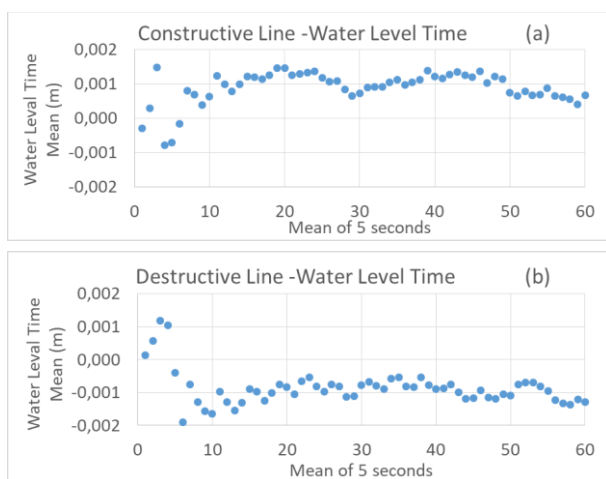


Figure 3.- Graphs of the mean level water oscillations calculated by moving average at lines of (a) destructive and (b) constructive interference. Authors, 2021.

Beach morphology

After the experiment, the model was slowly drained, and the photographic record of the beach morphology was performed (Fig. 4) in order to characterize the effects of monochromatic-bidirectional waves. It shows the formation of different features: (a) cusps near the beach line, (b) crossbars, (c) crescentic holes,

(d) breaker banks, (e) bedforms with alongshore oriented crests (f) bedforms with crossshore oriented crests and (g) bedforms with 3D crests, in addition to smaller bottom ripples.

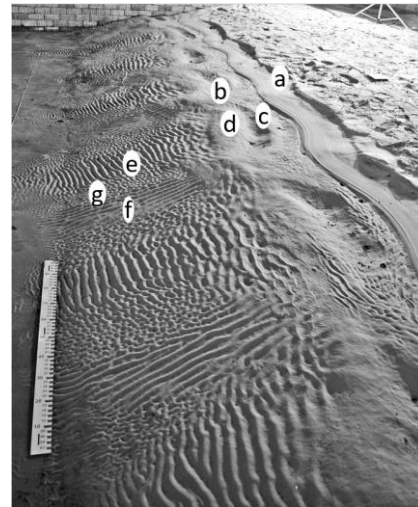


Figure 4.- Photo of side-view beach morphology after experiments. Scale is in centimeters. Authors, 2021.

Conclusions

The study allowed characterizing water level oscillations and the currents associated with the formation of a circulation pattern resulting from the interaction of monochromatic-bidirectional waves. Although this interaction already manifests itself in the first order, as predicted by Dalrymple (1975), mean water level variations constitute a second-order phenomenon. Predicting the magnitude of the rip currents is the main goal, as these currents, besides posing a health issue to beachgoers, they are also the means of transportation of garbage and debris from the beach towards the sea, being an important mechanism in the process of pollution of the coastal sea. Movable bed experiments constituted an original contribution to the work already developed previously. Since it was possible to characterize different bed features that have been reproduced in 5 (five) complete cycles. The identified bedforms are consistent with those found on prototype beaches, demonstrating the qualitative validation of the trials.

Acknowledgements

This research is part of the activities of the CAPES PROCAD Project n ° 88881.068511 / 2014-01. The author thanks the scholarship received by CAPES. The authors are grateful for the support offered by IPH/UFRGS in order to run the experiments.

References

- Dalrymple, R.A.** (1975) "A mechanism for rip current generation on an open coast", *Journal of Geophysical Research*, 80(24), pp. 3485-3487.
- Dalrymple, R.A. and Lanan, G.A.** (1976) "Beach cusps formed by intersecting waves", *Geological Society of America Bulletin*, 87(1), pp. 57-60.
- De Souza E Silva, M.G., Rosman, P.C.C.; Neves, C.F.** (2017). "Nonlinear second order effects of bichromatic-bidirectional waves". In: *International Short Conference On Applied Coastal Research*, 8, 2017, Santander, Spain. Proceedings, p. 12-12.
- Fowler, R.E. and Dalrymple, R.A.** (1991) "Wave Group Forced Nearshore Circulation", *Proc. of the 22nd Coastal Engineering Conference*. Delft, The Netherlands:ASCE, pp. 729-742.

MODELAGEM HIDRODINÂMICA E DE QUALIDADE DA ÁGUA DOS EMISSÁRIOS SUBMARINOS DA REGIÃO METROPOLITANA DA BAIXADA SANTISTA, SÃO PAULO, BRASIL

Silene Cristina Baptistelli¹, Tobias Bleninger², Mauricio Felga Gobbi³, Camila de Carvalho Almeida⁴, Cláudio Evaldo de Sousa Junior⁵, José Antonio Oliveira de Jesus⁶

1. SABESP. Brasil. sbaptistelli@sabesp.com.br
2. Federal University of Paraná – UFPR. Brasil. bleninger@ufpr.br
3. Federal University of Paraná – UFPR. Brasil. gobbi@ufpr.br
4. Cobrape. Brasil. camilaalmeida@cobrape.com.br
5. Cobrape. Brasil. claudiojunior@cobrape.com.br
6. Cobrape. Brasil. tonico@cobrape.com.br

RESUMO:

A adoção de emissários submarinos em regiões costeiras é uma alternativa de lançamento de efluentes domésticos bastante viável, visto que a depuração desses efluentes é facilitada no ambiente costeiro, contudo, dimensionar de forma adequada esses sistemas é um desafio. O dimensionamento deve ser compatível com a demanda, buscar contemplar as melhores condições para diluição, ser economicamente viável e atender aos padrões legais de lançamento e de balneabilidade. Nesse contexto, o presente trabalho apresenta a modelagem hidrodinâmica e de qualidade da água realizada na Região Metropolitana da Baixada Santista, que contempla cinco emissários submarinos. A modelagem foi realizada a partir do Delft3D que se mostrou uma ferramenta robusta para as análises, representando as principais variações do ambiente físico da região e permitindo a análise das plumas de forma a subsidiar a tomada de decisão dos atores envolvidos na questão do saneamento na região.

ABSTRACT:

The adoption of submarine outfalls in coastal regions is a very viable alternative for the release of domestic effluents because the purification of these effluents is facilitated in the coastal environment. However, to scale these systems in appropriate measurements is a challenge. The sizing must be compatible with the demand, seek to contemplate the best conditions for dilution, be economically viable and accord the legal standards for launching and bathing. In this context, the present work presents the hydrodynamic and water quality modeling developed out in the Baixada Santista Metropolitan Region, which includes five submarine outfalls. The modeling was developed out using Delft3D, which proved to be a robust tool for analysis, representing the main variations of the physical environment of the region and allowing the analysis of plumes in order to support the decision-making of the actors involved in the issue of sanitation in the region.

PALABRAS CLAVES: campo afastado, emissário submarino, lançamento de efluente.

INTRODUÇÃO

Os sistemas de depuração de esgoto na grande maioria dos casos consistem em uma estação de tratamento seguido por processos de autodepuração no corpo receptor. Um sistema de emissário submarino se difere de sistemas terrestres devido ao tamanho do corpo receptor e suas características diferenciadas de autodepuração.

O dimensionamento de um sistema desse tipo permite diferentes combinações de níveis de tratamento e tipos de lançamentos, em termos de configuração física. Os objetivos específicos do dimensionamento são o atendimento das concentrações limites de lançamento (CONAMA 430/11) na saída do sistema de tratamento, o atendimento às concentrações limites ambientais (padrão de classe, CONAMA 357/05) no final da zona de mistura e os padrões de balneabilidade nas praias (CONAMA 274/00). Assim, soluções otimizadas dependem significativamente de um bom conhecimento do corpo receptor, o que é possível por meio de monitoramentos contínuos, complementados de modelagem matemática (Bleninger *et al.*, 2011 e 2016).

Situação ainda mais complicada em regiões com mais de um emissário e com influência significativa de aportes oriundos dos corpos hídricos terrestres (Baptistelli e Marcellino, 2016; CETESB, 2021, Lamparelli e Nery, 2008). Assim, estudos anteriores (Roberts, 2010 e 2016) geralmente consideraram somente o lançamento de um único emissário em região costeira “limpa”, sem concentrações *background*.

De forma a contribuir para essas abordagens, o objetivo desse trabalho é apresentar a modelagem hidrodinâmica e de qualidade da água realizada no âmbito do Diagnóstico do Plano Diretor de Esgotamento Sanitário da Região Metropolitana da Baixada Santista que inclui os lançamentos dos cinco emissários submarinos. A modelagem da qualidade da água considerou todas as fontes das substâncias simuladas, incluindo cargas aportadas pelos afluentes continentais, e calculado o transporte e mistura delas, bem como os processos de transformação bioquímica e processos relacionados. A Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) é responsável pela coleta e tratamento dos esgotos dessa região e vem investindo em infraestrutura nos últimos anos de forma a reverter o quadro ambiental crítico e persistente.

METODOLOGIA

Área de Estudo

O presente estudo foi desenvolvido para a Região Metropolitana da Baixada Santista (RMBS), Figura 1, composta por nove sedes municipais, das quais quatro possuem em conjunto cinco emissários submarinos: Guarujá (1 emissário e EPC Vila Zilda), Praia Grande (3 emissários sendo PG1 EPC Forte, PG2 EPC Tupi, PG3 EPC Caiçara), Santos e São Vicente Insular (1 emissário e EPC Santos).

Dos 1.814.949 habitantes distribuídos em cerca de 2.429 km² da RMBS, 99% moram em área urbana e cerca de 52% têm seu esgoto direcionado as estações de condicionamento (EPCs) seguidos por lançamento via emissários submarinos efetivos (tubulações de mais de 4km extensão e difusores multiorifícios). A região destaca-se também pelo turismo em época de verão, com uma população flutuante que pode chegar a mais de um milhão de habitantes.

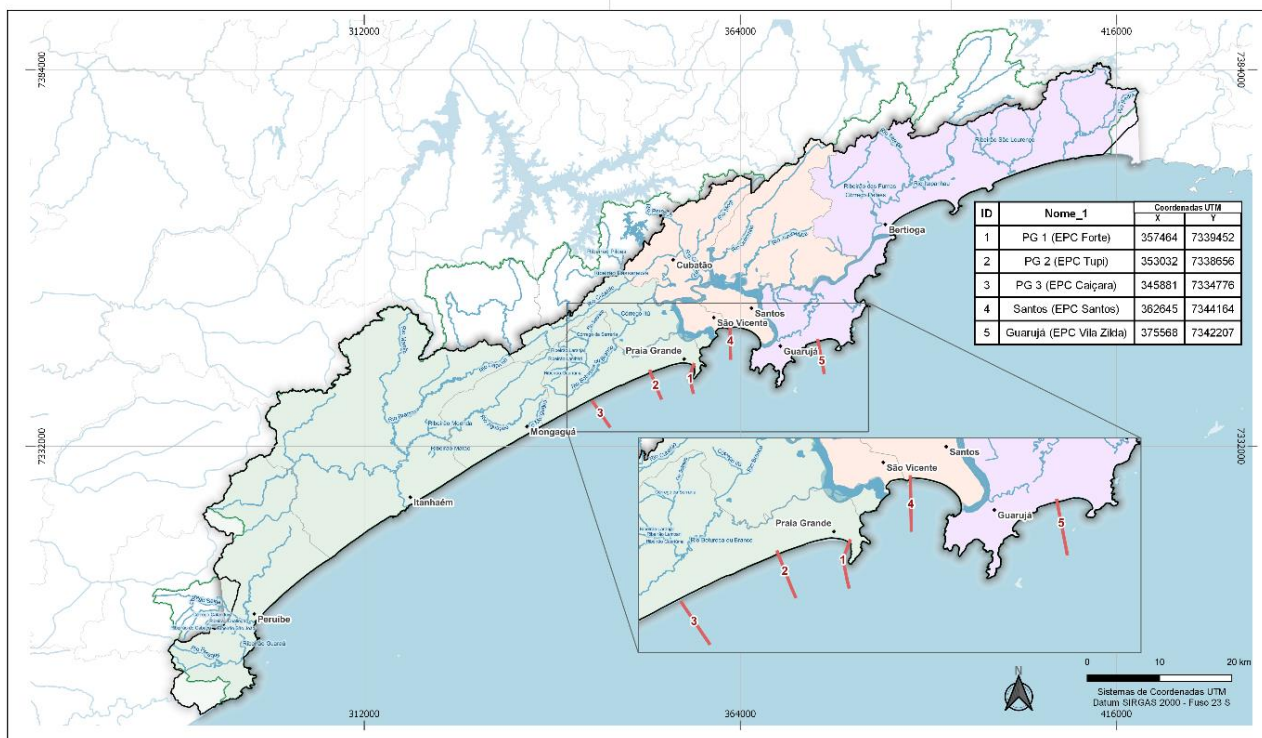


Figura 1.- Área de estudo

Modelagem

A modelagem hidrodinâmica e de qualidade da água para os sistemas de disposição oceânica da RMBS seguiu os seguintes passos:

- **Inicialização do modelo:** Construção do modelo (grade, processos, condições iniciais e de contorno) para aproximar a região e os processos dominantes no modelo utilizado;
- **Calibração:** Comparação dos resultados obtidos pela modelagem com os dados medidos para ajuste do modelo (grade, processos, condições iniciais e de contorno) de forma que o mesmo represente as observações obtidas no monitoramento. A calibração foi realizada para o ano de 2012 pela disponibilidade de dados de monitoramento de qualidade da água e com vazões consideradas típicas.
- **Validação:** Comparação dos resultados obtidos pela Modelagem com o modelo calibrado para o ano de 2019 (Cenário Atual).

A modelagem foi desenvolvida por meio dos módulos FLOW (Delft3D-FLOW, 2014) e WAQ (Delft3D-WAQ, 2014 do modelo Delft3D Versão 4.04.01 (Deltares, 2018).

Na modelagem hidrodinâmica foram considerados os seguintes processos: correntes induzidas pela maré astronômica, correntes induzidas pelo atrito do vento na superfície, correntes influenciadas pelo atrito no fundo, correntes induzidas por variações de temperatura e salinidade (escoamentos baroclínicos); correntes induzidas por afluentes (rios e emissários); processos de transporte de calor na superfície da água, aquecimento ou resfriamento do corpo hídrico devido às forçantes meteorológicas; processos de transporte de um traçador (sem decaimento) para visualizar as plumas dos emissários; e, processos de transporte de sedimento em suspensão, incluindo processos de erosão e sedimentação.

Para a modelagem da qualidade da água foram definidas todas as fontes das substâncias e calculado o transporte e mistura delas, bem como os processos de transformação bioquímica e processos nas interfaces (reareação ou sedimentação). Os parâmetros a considerados foram: Enterococos, Carbono Orgânico Total, Nitrogênio Amoniacal e Fosforo Total, para tal, o modulo Delft3D-WAQ foi acoplado aos resultados da simulação hidrodinâmica.

Dados

Na Tabela 1 são apresentadas as principais características dos Sistemas de Disposição Oceânica (SDO) da RMBS. Cada um dos emissários possui em terra uma Estação de Pré-condicionamento de Esgoto (EPC) com tratamento primário.

Tabela 1.- Emissários submarinos da Baixada Santista

Unidade	Guarujá	Praia Grande 1	Praia Grande 2	Praia Grande 3	Santos
Capacidade Nominal (L/s)	1.450	1.200	1.200	1.400	5.300
Extensão do emissário (m)	4.200	3.350	3.350	3.675	4.000
Extensão do Difusor (m)	300	650	650	420	425
Diâmetro do difusor (mm)	900	1.000	1.000	1.000	1.750
Ângulo do difusor (horário)	177°	160 °	155 °	152 °	0°
Profundidade (m)	14	14	14	13	11,5
Diâmetro orifícios do difusor (mm)	60	50	50	60	110
Diâmetro do riser (mm)	100	225	225	125	280
Quantidade de portas por riser	2	4	4	2	2
Quantidade de risers	75	80	80	84	79
Altura do riser (m)	1,5	2,5	2,5	2,5	3,3
Espaçamento entre risers (m)	4	8	8	5	5,38

Fonte: Sabesp, 2021.

Além das informações físicas dos emissários foram compiladas as concentrações mensais de enterococos, coliformes, carbono orgânico total, nitrogênio amoniacal, fósforo total e sólidos suspensos totais dos efluentes das EPCs.

Foram também compilados e utilizados dados de oceanografia física, biológica e química, todos de fonte secundária, conforme resumido na Tabela 2. Sendo que os dados químicos e biológicos foram oriundos de estudos pretéritos da Sabesp.

Foi adotada a rugosidade (coeficiente de Manning) de 0,025 constante e homogênea para todo o domínio. Na modelagem foram considerados também o efeito dos rios que desaguam na região costeira da RMBS, para tanto, foram definidas 27 áreas de drenagem, cada qual com um exutório. Para cada um desses pontos foram estimadas as vazões médias mensais e as cargas oriundas de efluentes domésticos tratados e não tratados associados aos mesmos. Portanto, para cada área definida foi associada uma população, a percentagem da população com coleta e tratamento por estações de tratamentos de efluentes e a população com coleta e encaminhamento às EPCs.

Tabela 2.- Resumo dos dados utilizados

Dado	Descrição	Fonte
Batimetria	A topo-batimetria foi obtida a partir da combinação de estudos anteriores da Sabesp, de cartas náuticas e General Bathymetric Chart of the Oceans (GEBCO), com SRTM15+ V2 para topografia (em terra);	DHN [s.d.], GEBCO [s.d.]
Maré	Marégrafos	DHN [s.d.]
Correntes e estratificação	Análise dos perfis de temperatura, velocidade e salinidade	Hycom [s.d.]
Meteorologia	Na região há apenas uma estação próxima e a mesma está em terra, sendo necessário incluir análises do modelo de reanálise do NOAA e de estudos pretéritos da Sabesp.	NOAA [s.d.], INMET [s.d.]

Fonte: Sabesp, 2021.

Condições iniciais e de contorno

A área de simulação foi discretizada em forma curvilínea com resoluções mais refinadas nas áreas de maior interesse e mais grosseiras nas demais regiões resultando em 69.988 células, Figura 2.

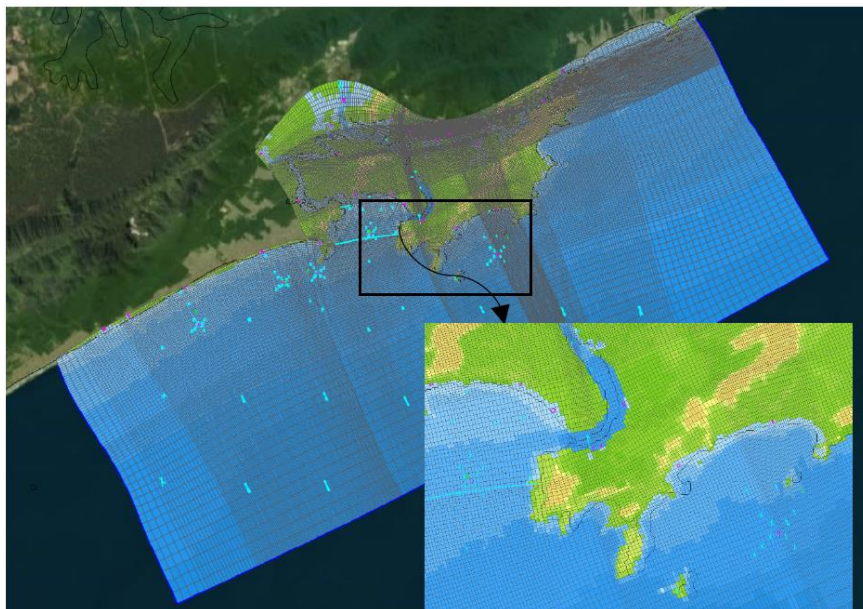


Figura 2.- Grade do modelo Delft3D com batimetria interpolada

Nesta grade, o método numérico resolve as equações governantes, aproximando as derivadas parciais com diferenças finitas em cada célula do domínio. Para as condições iniciais da modelagem hidrodinâmica, foram utilizados valores uniformes, iguais para todas as células, de 35,28 ppt para salinidade, 25,68°C para temperatura, 0 m para nível da maré e uma concentração de 0 kg/m³ para traçadores artificiais. Foram utilizados traçadores para traçar a pluma de uma substância conservativa, sem decaimento, que permite analisar a variação da pluma em forma aproximada. Estes traçadores foram incluídos apenas nos emissários para uma avaliação preliminar do alcance das plumas, e não nos afluentes.

Em termos de condições de contorno hidrodinâmicas, os contornos fechados compreendem toda a linha costeira e todo o leito terrestre ou submarino, para as quais foi estabelecida a condição que não há fluxo de água através do contorno.

Para os contornos abertos, foram definidos:

- O nível de água variando no tempo, seguindo as constantes harmônicas da maré astronômica em cada trecho (Fonte: TPXO, [s.d]);
- Em cada célula do contorno aberto foi especificada a salinidade e a temperatura ao longo do tempo da simulação (Fonte: Hycom, [s.d]);
- Em cada célula do contorno foi definida a concentração do traçador como sendo igual a zero ao longo de todo o tempo;
- Em cada célula do contorno foi definida a concentração zero de sedimento em suspensão para poder representar processos associados exclusivamente aos emissários;
- Na superfície do modelo foi definido para cada célula e cada passo temporal a velocidade e direção de vento (NOAA e INMET [s.d.]) para que o modelo pudesse calcular o atrito do vento e as velocidades induzidas.

Para a descrição da transferência de calor na superfície de água foi utilizado o modelo Murakami do Delft3D; com definição de dados meteorológicos em cada célula na superfície. Para umidade relativa, temperatura do ar e radiação líquida, valores que foram interpolados no tempo e aplicados uniformemente em cada célula da grade. Os parâmetros gerais do modelo foram 0% nebulosidade, 2 m profundidade Secchi e 0,0013 para o número de Dalton para o fluxo evaporativo.

Na região costeira há várias fontes de entrada de água, substâncias químicas e sedimentos, sendo as principais fontes os emissários submarinos, os rios e os canais afluentes. Para os emissários submarinos foram interpolados os dados fornecidos pela Sabesp de vazão, temperatura, salinidade e sedimento em suspensão. Havia poucos dados de concentração de sedimento em suspensão; dessa forma, foi definida uma concentração constante de 0,067 kg/m³, tanto para a fração coesiva quanto para a fração não coesiva para os emissários de Praia Grande e do Guarujá, e, de 0,139 kg/m³ para o emissário de Santos. Esses valores foram estimados a partir das medições de SST das EPCs fornecidos pela Sabesp, para os quais atribuiu-se frações típicas de 50% para sedimentos coesivos e 50% para não-coesivos. A concentração dos traçadores foi definida constante e igual a 1 kg/m³ em cada emissário. Os valores dos afluentes foram interpolados linearmente no tempo, com a definição de concentração zero de sedimento em suspensão para poder atribuir a sedimentação unicamente aos emissários. Não havia dados de monitoramento para temperatura e salinidade dos afluentes sendo adotada uma temperatura constante de 20°C e salinidade de 0,1 ppt seguindo valores monitorados em regiões próximas.

O transporte/mistura devido à turbulência foi calculado com valores constantes da viscosidade turbulenta, 1m²/s, e, difusividade turbulenta de 1m²/s, ambos sendo também parâmetros de calibração.

Como condições iniciais da modelagem de qualidade da água, foram utilizados valores uniformes para todas as células de 8mg/l para oxigênio dissolvido e zero mg/l para as demais substâncias. Este tipo de condição, de água limpa ao início, mostrou-se adequada para analisar os efeitos dos emissários sobre a qualidade de água costeira no período em análise, sem efeitos dos períodos anteriores.

Para cada célula do contorno aberto foram definidas as concentrações de todos os parâmetros ao longo do tempo. Similarmente às condições iniciais, para os contornos fechados, foram escolhidas concentrações nulas para as substâncias, com exceção para oxigênio dissolvido e DBO, adotados 8mg/l e 1mg/l, respectivamente, de forma constante no tempo. Isso representa uma situação que não há poluentes fora do domínio que poderiam influenciar a análise dos efeitos dos emissários. Esses valores foram alterados e ajustados no procedimento da calibração.

Como os processos de qualidade de água seguem uma dinâmica diferente dos processos hidrodinâmicos, foi escolhido o acoplamento em um passo temporal diferente: no modelo hidrodinâmico é de um minuto e na qualidade de água é de 120min.

RESULTADOS

Modelo hidrodinâmico

Os resultados da calibração (ano 2012) mostraram que o modelo representava adequadamente os níveis de água, de velocidades de corrente, temperatura e salinidade. Para o Cenário Atual (2019), as séries temporais de níveis, correntes, temperaturas e salinidade, bem como a distribuição espacial dos mesmos e os mapas de correntes costeiras seguiram um padrão similar ao ano de calibração.

A Figura 3 mostra um retrato da forma e da concentração da pluma do emissário de Santos inserido no mapa de corrente, para o dado instantâneo.

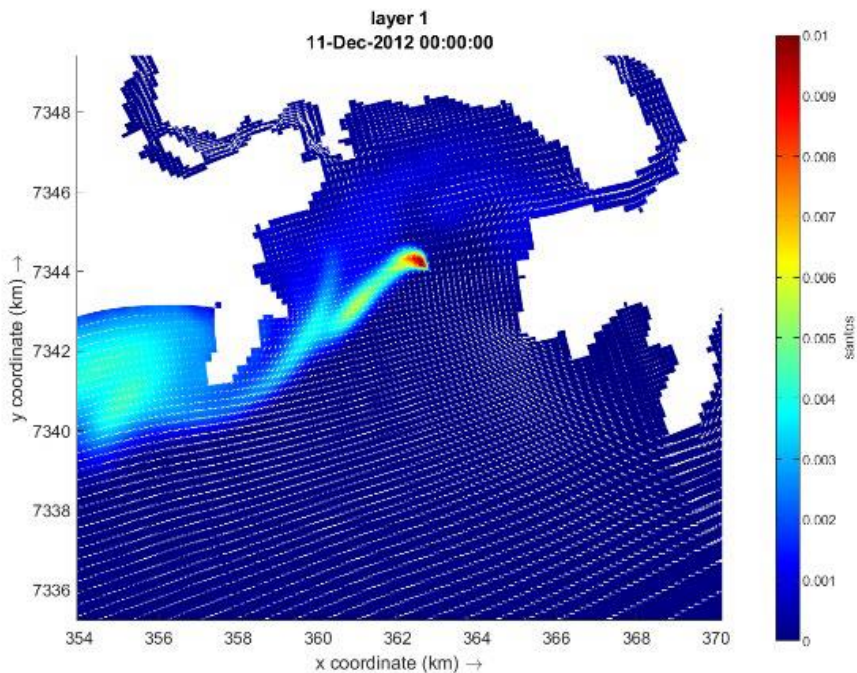


Figura 3. Em cores: concentração (kg/m^3) do traçador lançado no emissário de Santos com concentração constante de $1\text{kg}/\text{m}^3$. As flechas brancas indicam a intensidade e direção da corrente.

O mapa de distribuição da concentração da fração coesiva do sedimento em suspensão, Figura 4, mostra concentrações máximas de $0,001\text{ kg}/\text{m}^3$ enquanto as concentrações de fração não coesiva encontradas são muito menores, $10\text{-}5\text{ kg}/\text{m}^3$, e muito localizadas próximas aos emissários. As maiores concentrações ocorreram próximo ao emissário de Santos, já que este tem a maior vazão e maior concentração de sólidos suspensos, $0,139\text{ kg}/\text{m}^3$, tanto para a fração coesiva quanto para a não coesiva. Enquanto o valor para os emissários de Praia Grande e Guarujá foi de $0,067\text{ kg}/\text{m}^3$. A sequência dos resultados mostra uma variação espacial e temporal muito grande, devido à variação das correntes e dos processos de mistura decorrentes da mesma.

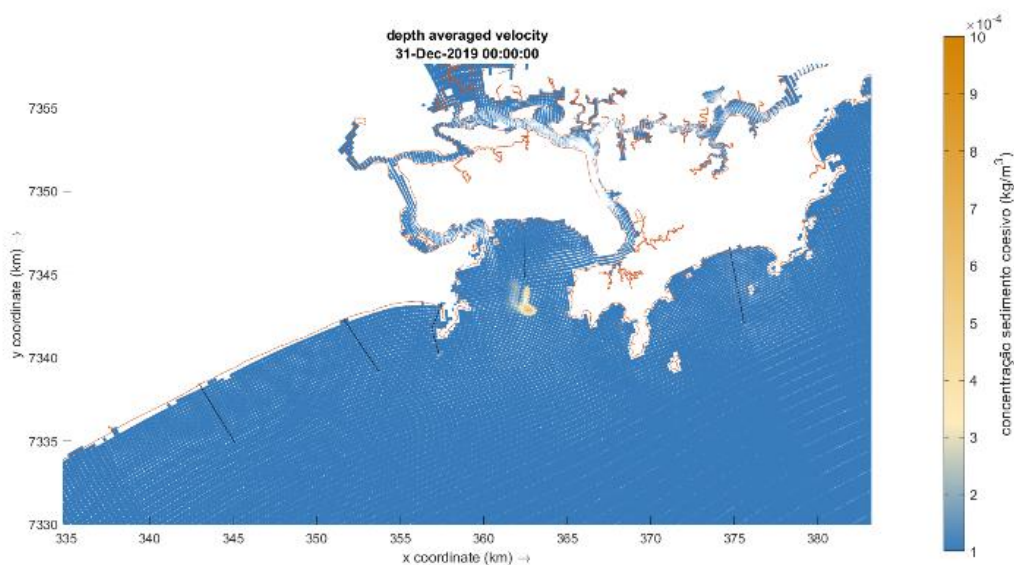


Figura 4.- Resultado do modelo calibrado para o dia 31/12/2012 para a concentração da fração coesiva do sedimento em suspensão

Modelo de qualidade da água

Da Figura 5 à Figura 7 são apresentados os resultados da simulação para 2019 para os parâmetros fósforo total, carbono orgânico total e nitrogênio amoniacal. Esses mapas são de frequência de ocorrências de não conformidade, ou seja, concentração acima do limite da Classe 1 da Resolução CONAMA 357/05.

Observa-se que com exceção do emissário de Santos, e, somente para o parâmetro de fósforo, não há ocorrências de concentrações acima do limite para mais que 5% do tempo, demonstrando que estes emissários estão em conformidade com Classe 1.

Para o fósforo total do emissário de Santos, há uma pequena área ao redor do emissário com não conformidade em mais de 5% do tempo e, em até 35% do tempo, na região próxima ao difusor. É importante, porém, lembrar que a região ao redor do emissário de Santos sofre sedimentação e acumulação de sedimento em suspensão, oriundo do emissário. Assim, mesmo estando em conformidade para 2019, seguindo os critérios definidos, há uma alteração sobre estes efeitos de acumulação de fósforo total e de sedimento que no longo prazo podem trazer prejuízos.

Para cada parâmetro há regiões adentro do estuário que não estão em conformidade, o que é consequência dos afluentes que desaguam no estuário onde não há capacidade de diluição ou suficiente assimilação das substâncias. Em algumas regiões a não conformidade persiste praticamente o ano todo (frequência de ocorrência de 1).

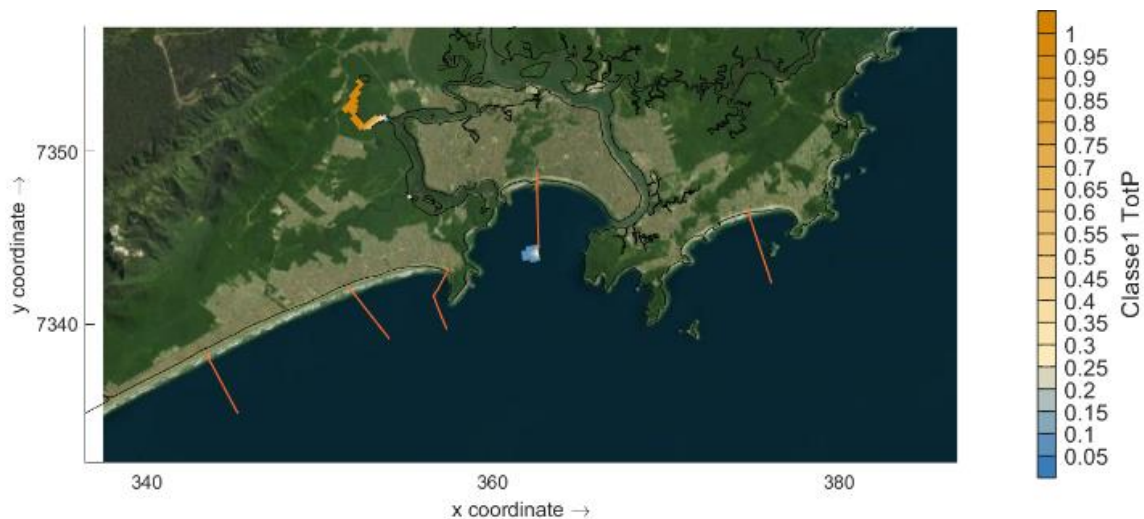


Figura 5.- Resultado da simulação para fósforo total. Frequência de ocorrência de não conformidade (acima do limite Classe 1 do CONAMA 357/05).

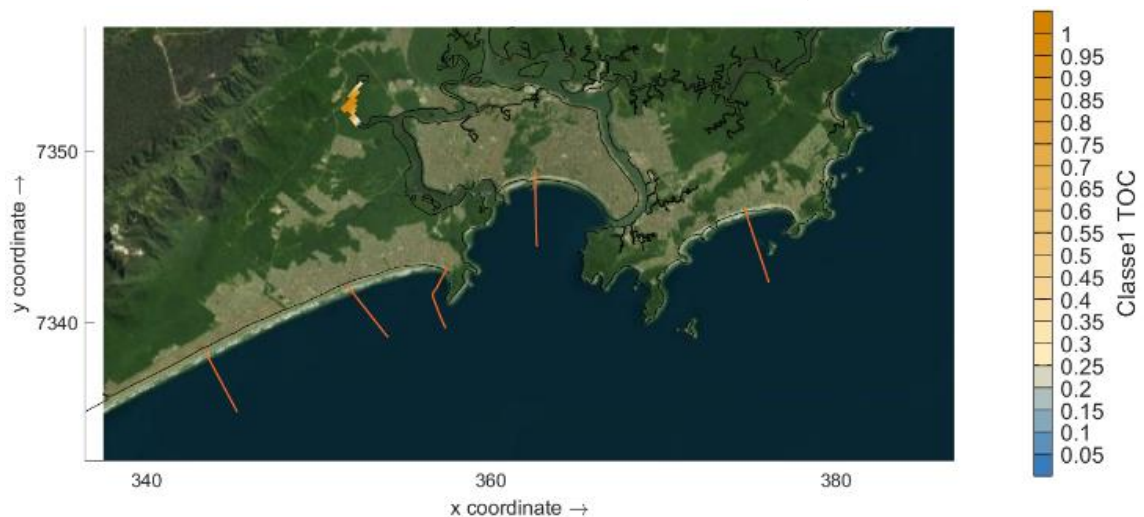


Figura 6.- Resultado da simulação para carbono orgânico total. Frequência de ocorrência de não conformidade (acima do limite Classe 1 do CONAMA 357/05).

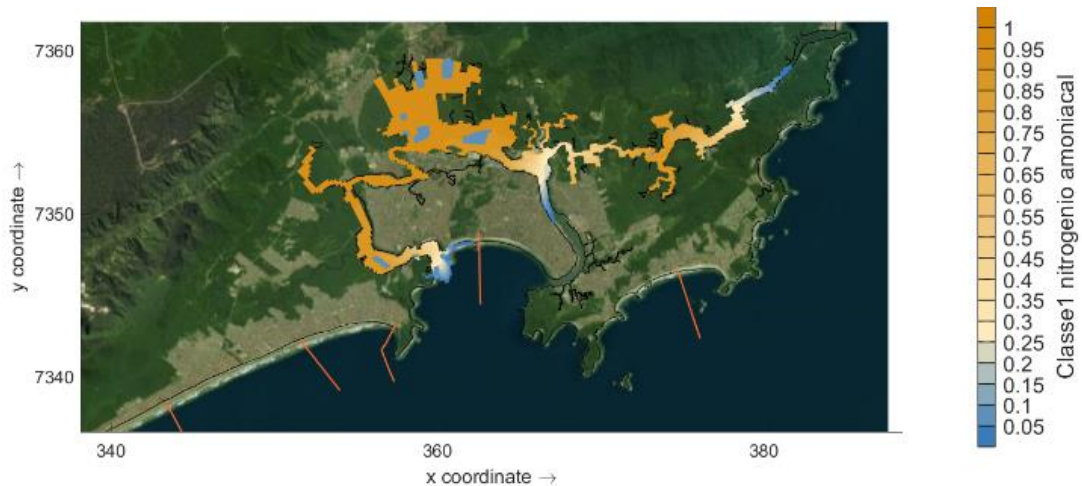


Figura 7.- Resultado da simulação para nitrogênio amoniacoal. Frequência de ocorrência de não conformidade (acima do limite Classe 1 do CONAMA 357/05).

O parâmetro mais importante na análise do campo afastado de lançamentos de emissários submarinos são as plumas das bactérias frente a critérios de balneabilidade nas praias, definidos pela Resolução CONAMA 247/2000. Os critérios se aplicam nas zonas das praias, especificamente, na faixa entre a linha costeira até 300 m para dentro do mar. Cabe destacar que as estatísticas relacionadas para análise de conformidade baseiam-se em frequências de amostragens por monitoramentos feitos na praia. A condição não conforme é definida como imprópria e se refere à última medição pontual, as outras, próprias, se referem ao limite de 80% das amostras nas últimas 5 semanas. Nas simulações obteve-se resultados em cada célula computacional a cada 120 minutos, representando assim um conjunto amostral muito maior do que geralmente obtido em monitoramentos.

No mapa a seguir são visualizadas as ocorrências acima de 5%, ou seja, casos em que as concentrações ficam acima da concentração limite em mais que 5% do tempo. Para a definição da conformidade utilizou-se o valor de 0,2, que representa o limite da região onde as concentrações limites foram ultrapassadas 20% do tempo, ou seja, onde os valores estavam conformes em 80% do tempo, conforme definição da Resolução CONAMA 247/2000. Porém, neste caso, o período do tempo é o ano todo e não as últimas 5 semanas. O mapa seguinte mostra assim, as regiões não conformes visualizadas em cores quentes, sendo que a região de transição (em 0,2) é a região onde muda de azul para laranja.

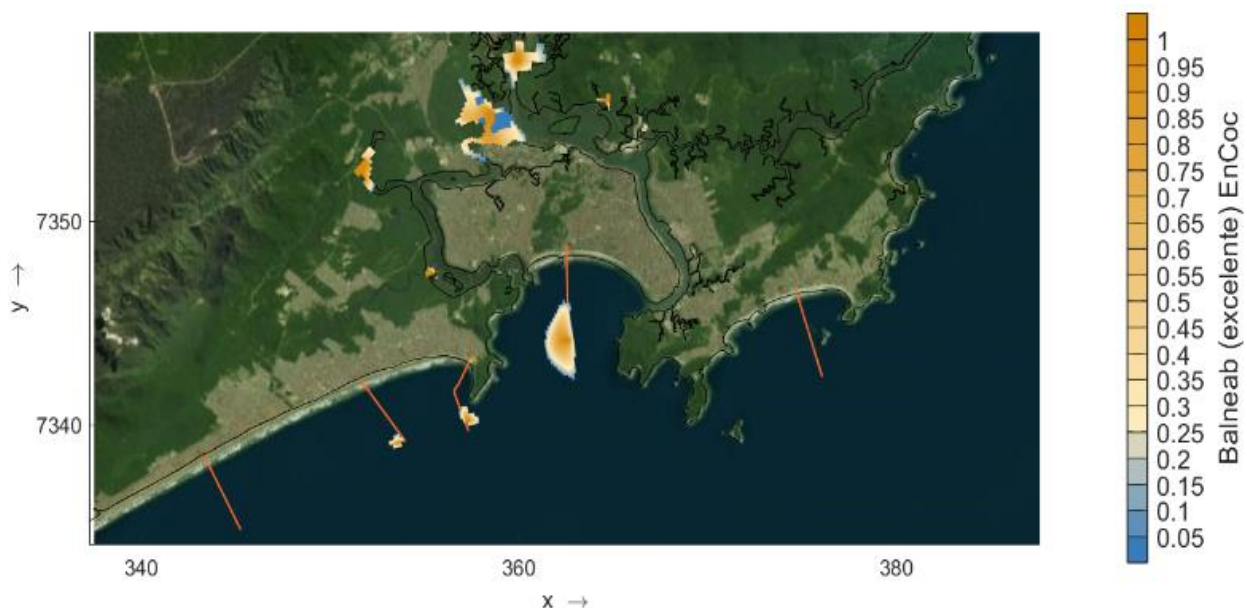


Figura 8.- Resultado da simulação para enterococos considerando padrão excelente. Frequência de ocorrência acima de 5% (acima do limite do CONAMA 274/00)

Nota-se na Figura 8 regiões não conformes ao redor da região do difusor, fato já esperado, já que os emissários lançam efluentes com altas concentrações de bactérias, especialmente quando o efluente não sofreu desinfecção com cloro. O processo dominante na redução das concentrações no campo afastado é a mortalidade devido a radiação UV que leva um tempo para reduzir as concentrações a níveis conformes. Para enterococos os resultados indicam que nenhuma pluma dos emissários tem contato com a zona de balneabilidade e podem ser consideradas assim em conformidade e com qualidade excelente.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados apresentados mostraram que foi possível calibrar o modelo hidrodinâmico para representar as principais variações do ambiente físico da região, sendo abordadas as variações de nível, temperatura, salinidade e correntes. A calibração seguiu a premissa de tentar obter um modelo que representasse as variações principais, considerando a análise de uma região costeira de grande extensão e com foco na dispersão de substâncias oriundas dos emissários submarinos.

Os resultados mostraram, ainda, que a pluma de Santos é a que tem as maiores concentrações, usando somente um traçador conservador como indicador, em comparação com os demais emissários. Isto se deve ao fato que esse emissário tem as maiores vazões e lança em um ambiente com menor profundidade e menores velocidades costeiras, resultando em menores misturas e transporte. Deste modo, os resultados são condizentes com os obtidos pelos cálculos do modelo do campo próximo, quando analisados próximo aos difusores.

A dificuldade de medições contínuas de qualidade da água torna a calibração e validação de modelos uma tarefa difícil devido à enorme quantidade de parâmetros envolvidos e à precariedade de significância estatística das medições. Apesar disso, o presente modelo mostrou-se suficientemente robusto, com valores modelados quase sempre dentro das faixas dos valores medidos tanto para os dados de calibração quanto para os de validação. E praticamente não houve caso em que o modelo não acertou a ordem de grandeza das medições.

Este resultado permite, portanto, que o modelo seja usado com boa confiabilidade como ferramenta de gestão da qualidade da água costeira na Baixada Santista e que colabore para a tomadas de decisões dos atores envolvidos na questão do saneamento da região.

A situação da influência dos emissários sobre a qualidade da água para o cenário atual, com dados de 2019, foi estatisticamente quantificada em face da legislação ambiental brasileira, onde vários parâmetros puderam ser verificados na sua conformidade com os limites legais para este ano. Foi concluído que, baseado no parâmetro de enterococos, os emissários não comprometem a balneabilidade nas praias da Baixada Santista.

AGRADECIMENTOS

Tobias Bleninger agradece o Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa produtividade no. 312211/2020-1, edital 09/2020.

REFERÊNCIAS

- BAPTISTELLI, S.C.; MARCELLINO, E.B. (SABESP).** Seawater Monitoring under the Influence of SABESP Sea Outfalls in Baixada Santista (South Coast) and North Coast - São Paulo State - Brazil. Revista DAE. 10.4322/dae.2016.012. 2016.
- BLENINGER, T.; JIRKA, G.H.; ROBERTS, P.J.W.** Mixing Zone Regulations for Marine Outfall Systems, Proc. Intl. Symp. on Outfall Systems, Mar del Plata, 15.-19.5.2011, Argentina.

- BLENINGER, T. et al.** Combining measurements, models and decision support systems to optimize outfall siting. *Revista DAE*. 10.4322/dae.2016.013. 2016.
- BRASIL.** *Resolução CONAMA nº 274.* Conselho Nacional do Meio Ambiente. Brasília, Diário Oficial da União, 29 de novembro de 2000.
- BRASIL.** *Resolução CONAMA nº 357.* Conselho Nacional do Meio Ambiente. Brasília, Diário Oficial da União, 17 de março de 2005.
- CETESB. Companhia Ambiental do Estado de São Paulo.** Apêndice D – Índices de Qualidade das Águas. Disponível em <https://cetesb.sp.gov.br/aguas-interiores/wp-content/uploads/sites/12/2020/09/Apendice-D-Indices-de-Qualidade-das-Aguas.pdf>. Acesso em abr 2021.
- DELTAES.** Delft3D-FLOW, *User Manual*. [S.l: s.n.], 2018.
- DHN – DIRETORIA DE HIDROGRAFIA E NAVEGAÇÃO DA MARINHA DO BRASIL.** Cartas Náuticas. [s.d]. Disponível em <https://www.marinha.mil.br/chm/dados-do-segnav/cartas-raster>. Acesso em set. 2020.
- GEBCO – GENERAL BATHYMETRIC CHART OF THE OCEANS.** Topografia. [s.d]. Disponível em <https://www.gebco.net/>.
- HYCOM – HYBRID COORDINATE OCEAN MODEL.** Global Reanalysis. [s.d]. Disponível em <https://www.hycom.org/dataserver/gofs-3pt1/reanalysis>. Acesso em set. 2020.
- INMET – INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA.** Banco de dados Meteorológicos. [s.d]. Disponível em <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em set. 2020.
- LAMPARELLI C.C.; NERY, D.** Estudo da Influência da implantação de Emissários Submarinos na Qualidade das Praias. 18º SINAPE Simpósio Nacional de Estatística - Águas de São Pedro - 2008.
- NOAA - NATIONAL OCEANIC AND ATMOSPHERIC ADMINISTRATION.** [s.d]. National Centers of Environmental Prediction (NCEP). Disponível em <https://www.weather.gov/ncep/>. Acesso em set. 2020.
- ROBERTS, P. JW.** Treatment Options for Marine Wastewater Discharges. Ed. 204. 2016.
- ROBERTS, P. JW et al.** Marine wastewater outfalls and treatment systems. IWA publishing, 2010.
- SABESP.** Revisão e Atualização do Plano Diretor de Abastecimento de Água e a Elaboração do Plano Diretor de Esgotamento Sanitário da Região Metropolitana da Baixada Santista PDAAES – RMBS. Trabalho em elaboração. São Paulo. 2021.
- TPXO – GLOBAL TIDAL MODELS.** [s.d]. Disponível em <https://www.tpxo.net/global>. Acesso em set. 2020.

CONDIÇÕES DE CONTORNO POR EFEITOS DE ONDAS DE VENTO EM UM MODELO DE HIDRODINÂMICA COSTEIRA

Rodrigo Amado Garcia Silva^{1,2}, Paulo Cesar Colonna Rosman^{3,4}, Marcos Nicolás Gallo⁴

¹Departamento de Engenharia Agrícola e Meio Ambiente, Universidade Federal Fluminense, Brasil

²Programa de Pós-Graduação em Dinâmica dos Oceanos e da Terra, Universidade Federal Fluminense, Brasil

³Departamento de Recursos Hídricos e Meio Ambiente, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

⁴Programa de Engenharia Oceânica, COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

rodrigo_amado@id.uff.br; pccrosman@ufrj.br; marcosgallo@oceanica.ufrj.br;

RESUMO:

A condição de contorno imposta nas fronteiras abertas de modelos hidrodinâmicos costeiros considera normalmente os níveis de maré astronômica e meteorológica. Tratando-se de modelos de processos litorâneos, há que se dar especial atenção às fronteiras abertas situadas próximo à zona de arrebentação, onde ocorrem, além das correntes litorâneas longitudinais, sobrelevação (*wave setup*) e rebaixamento (*wave setdown*) do nível médio da água por conta da ação das ondas. Se a condição de contorno for inadequada, podem ocorrer correntes e níveis irreais próximo às fronteiras. Este trabalho apresenta uma alternativa para prescrição de condições de contorno em fronteiras abertas de modelos costeiros sujeitos à ação de ondas. A estratégia proposta consiste em prescrever nas fronteiras abertas laterais condições de contorno influenciadas pelos campos de níveis e correntes previamente calculados em nós internos da malha, estratégia à qual este trabalho se refere como condições internas. A prescrição de condições internas nas fronteiras abertas depende apenas de informações já calculadas pelo modelo hidrodinâmico no domínio de modelagem. Simulações realizadas em uma praia plana sem a imposição de condições internas revelam a ocorrência de abruptos gradientes de nível de água e intensas correntes litorâneas próximo às fronteiras laterais. Por outro lado, resultados obtidos considerando a imposição de condições internas revelam que a estratégia adotada tornou mais regular a distribuição espacial de elevação de níveis de água, eliminando os abruptos gradientes hidráulicos observados próximo da fronteira aberta e gerando correntes litorâneas realistas.

ABSTRACT:

The boundary condition imposed on the open boundary of coastal hydrodynamic models normally considers astronomical tide and storm surge water levels. In regard of nearshore processes model, one must also consider the wave setup and wave setdown effect, besides the longshore currents. If the boundary condition is inadequate, unrealistic currents and water level patterns may occur near the borders. This work presents an alternative approach for boundary conditions in the open borders of coastal models under wind wave action. The proposed strategy consists of imposing on the lateral borders boundary conditions influenced by the spatial distribution of water levels and currents previously calculated in internal nodes of the mesh. This work refers to this strategy as internal conditions. The adoption of internal conditions on the open boundaries depends only on information previously calculated by the hydrodynamical model in the modeling domain. Simulations performed on a plain beach without the imposition of internal conditions reveal the occurrence of abrupt water level gradients and intense coastal currents near the lateral borders. On the other hand, results obtained considering internal conditions reveal that the strategy adopted provided a regular spatial distribution of water levels, eliminating the abrupt hydraulic gradients observed near the open border and generating realistic coastal currents.

PALAVRAS-CHAVE: Processos Litorâneos; Hidrodinâmica Costeira; SisBaHiA.

INTRODUÇÃO

A condição de contorno imposta nas fronteiras abertas de modelos hidrodinâmicos costeiros considera normalmente os níveis de maré astronômica e meteorológica. Tratando-se de modelos de processos litorâneos, há que se dar especial atenção às fronteiras abertas situadas próximo à zona de arrebenção de ondas, onde ocorrem, além das correntes litorâneas longitudinais, sobrelevação (*wave setup*) e rebaixamento (*wave setdown*) do nível médio da água por efeito da ação das ondas. Neste trabalho, denomina-se tal efeito simplesmente como nível médio de ondas.

A Figura 1 mostra os níveis de água e as correntes costeiras em uma praia plana idealizada, modelada por Reed & Militello (2005), sem a incorporação do nível médio de ondas nas fronteiras laterais do modelo. Nota-se que a condição de contorno inadequada contamina a hidrodinâmica de toda a região modelada, gerando um padrão de circulação inconsistente, sobretudo próximo às fronteiras abertas laterais.

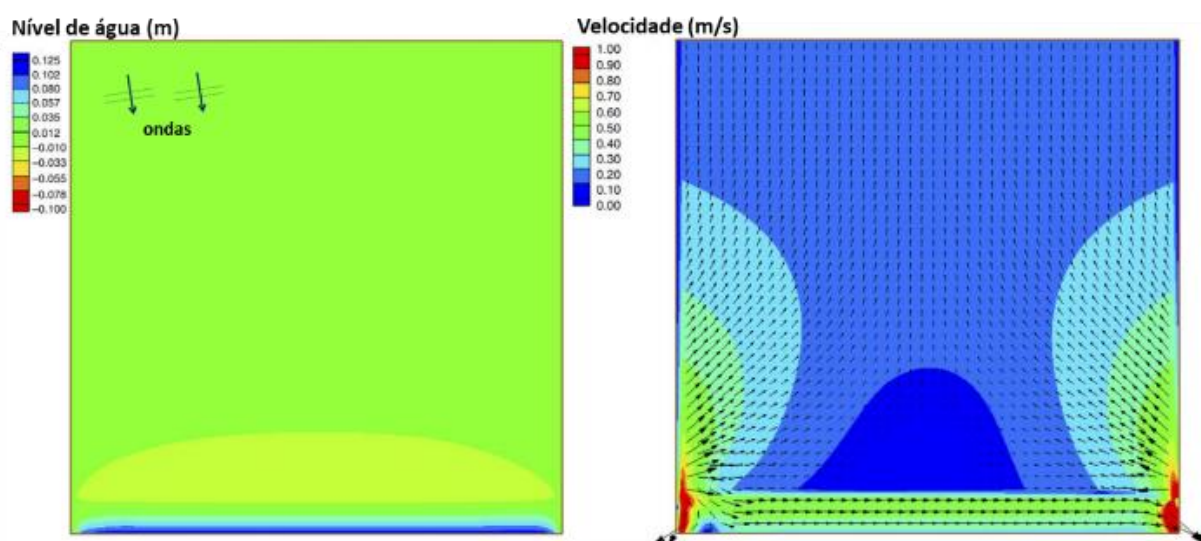


Figura 1. Ilustração do problema: níveis de água (esquerda) e velocidades (direita) em um modelo costeiro desconsiderando efeitos de nível médio de ondas (*wave setup* e *wave setdown*) nas fronteiras abertas laterais. Adaptado de Reed & Militello (2005)

O problema apresentado é bastante relevante quando se estuda, por exemplo, transporte de sedimentos na zona de arrebenção. O padrão irreal de correntes próximo às fronteiras laterais compromete o cálculo do transporte litorâneo afluente e efluente ao domínio de modelagem, o que pode acarretar um balanço de sedimentos inadequado na praia modelada. Neste contexto, este trabalho apresenta uma alternativa para prescrição de condições de contorno em fronteiras abertas de modelos costeiros sujeitos à ação de ondas, considerando parâmetros que já são previamente calculados pelo modelo hidrodinâmico utilizado.

METODOLOGIA

O método abordado neste artigo foi avaliado utilizando o modelo hidrodinâmico (MH) e o modelo de propagação de ondas (MPO) do sistema de modelagem SisBaHiA. O MH calcula os parâmetros da circulação hidrodinâmica resolvendo as equações da conservação da quantidade de movimento 2DH e a equação da continuidade para o escoamento em águas rasas. O MPO é baseado no Ref/Dif, versão 3.0 (Kirby et al., 2002).

Ilustração do Problema

A Figura 2a apresenta a malha de discretização espacial e a batimetria de uma praia plana idealizada, com talude 1:45, na qual realizaram-se os testes. O MH foi executado acoplado ao MPO, forçado por uma condição de onda permanente, com altura ao largo $H_o = 1,0$ m, período $T = 10$ s e direção ao largo em graus azimute $\phi_o = 170^\circ$.

A Figura 2b mostra que as ondas simuladas se aproximam da costa e arrebentam de forma regular com altura de $H_b = 1,40$ m, inclinadas de $3,6^\circ$ em relação à costa. Ao longo das fronteiras abertas do MH impôs-se uma condição de nível $\zeta_{FA} = 0,00$ m constante, que corresponde à elevação do nível médio. Prescreveu-se ainda uma condição inicial uniforme com nível $\zeta_{ini} = 0,00$ m e velocidades nulas para todos os nós de cálculo.

A Figura 3 apresenta os campos de níveis e correntes resultantes. Notam-se desníveis da linha de água entre a fronteira aberta e os nós internos, que variam entre 0,01 m e 0,21 m. Esses gradientes hidráulicos geraram anomalias nas correntes na maior parte do domínio de modelagem. Entretanto, nota-se também que o MH já calcula adequadamente o nível de água em regiões pouco afastadas das fronteiras abertas laterais. Na zona de arrebentação o campo de correntes litorâneas também é plausível, exceto nas bordas laterais.

Método Proposto

Esta pesquisa analisa a estratégia de prescrever nas fronteiras abertas laterais do modelo condições de contorno que sejam influenciadas pelos campos de níveis e correntes calculados em nós internos da malha, estratégia à qual este trabalho se refere como condições internas. A prescrição de condições internas nas fronteiras abertas depende apenas de informações já calculadas pelo MH no domínio de modelagem. Com isso, em nós de fronteira aberta (FA) o nível de água a ser imposto no tempo n (ζ_{FA}^n) do modelo passa a ser:

$$\zeta_{FA}^n = a \left(\underbrace{\zeta_{maré}^n + \zeta_w^n}_{\text{Nível de maré corrigido com wave setup e setback}} + \underbrace{\zeta_{CI}^{n-1}}_{\text{Condição interna de nível}} \right) + (1-a) \zeta_{CI}^{n-1}; \quad a = [0;1] \quad (1)$$

onde $\zeta_{maré}^n$ é o nível da maré no tempo n , ζ_w^n é o nível médio alterado pela presença das ondas no tempo n e ζ_{CI}^{n-1} é o nível de água em nós internos da malha no tempo $n - 1$, denominado aqui como condição interna (CI) de nível de água. O tempo n corresponde ao passo de tempo presente do modelo, enquanto o tempo $n - 1$ é o passo de tempo anterior ao tempo n . O método de absorção de condições internas nas fronteiras abertas consiste, portanto, em incorporar à condição de contorno prescrita a correção do nível médio devido às ondas. O coeficiente a é um peso de ponderação, que pode conferir mais ou menos peso à condição interna.

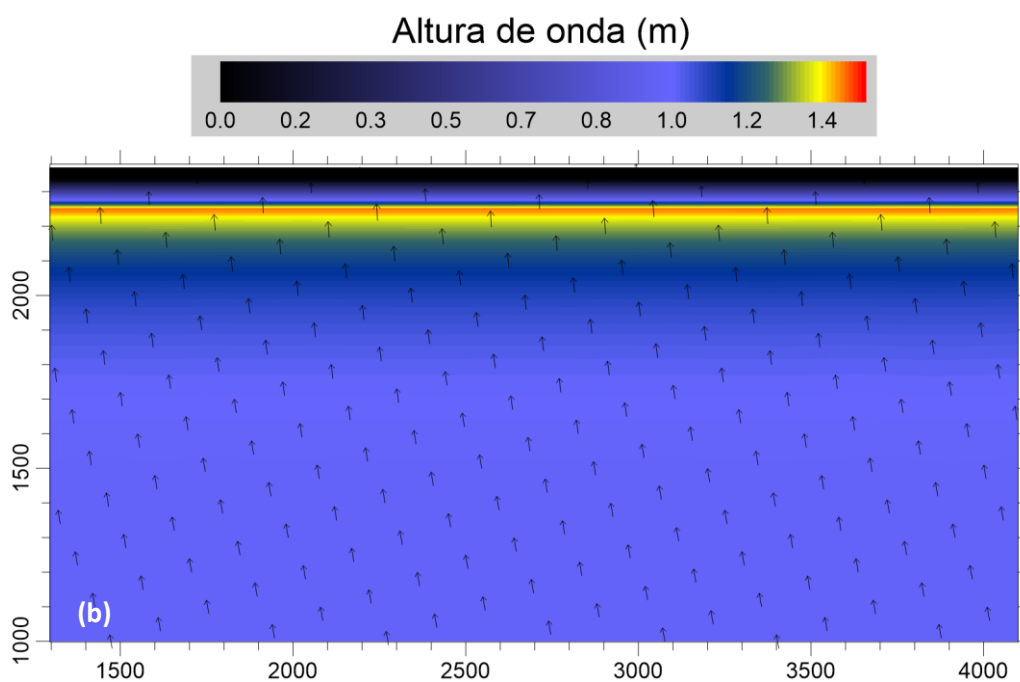
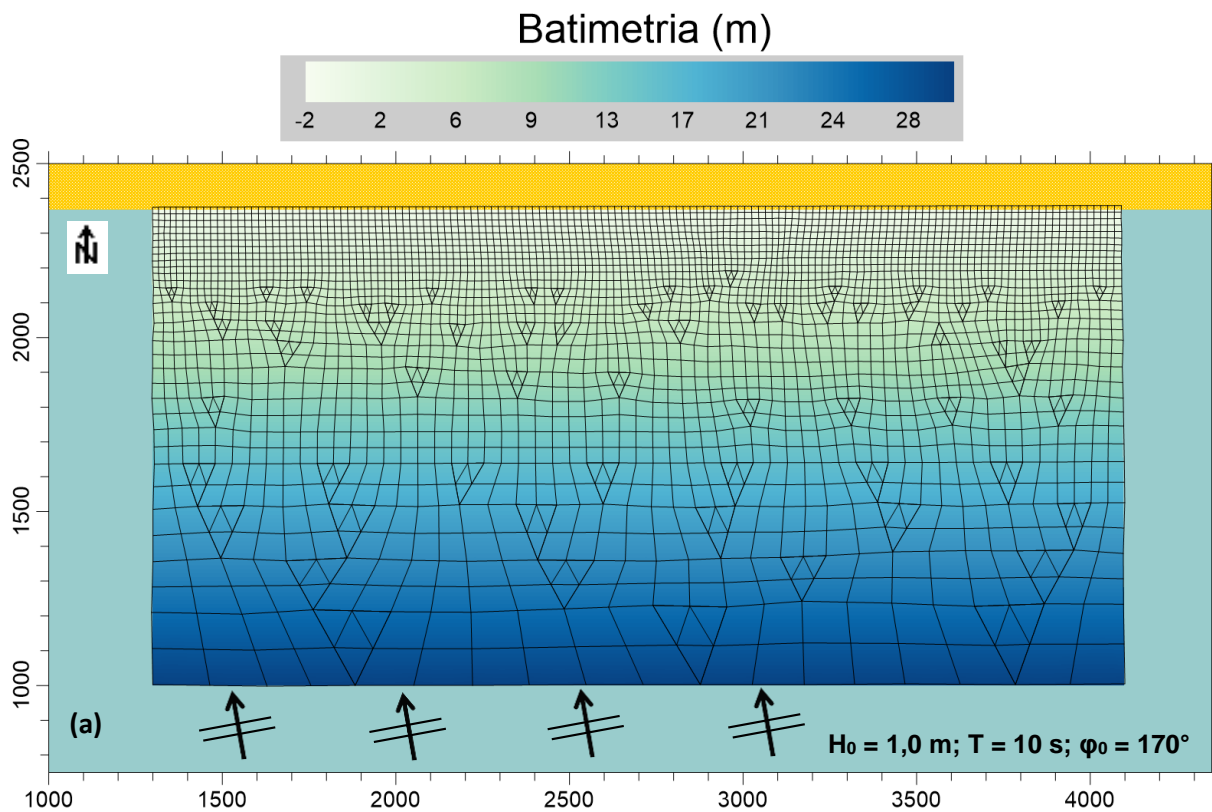


Figura 2. a) Batimetria e malha de elementos finitos utilizada na modelagem de níveis de água e correntes litorâneas em uma praia plana regular. Valores negativos indicam áreas secas. b) Isolinhas de altura de onda e direção de propagação em direção à praia. Eixos apresentam distâncias em metros.

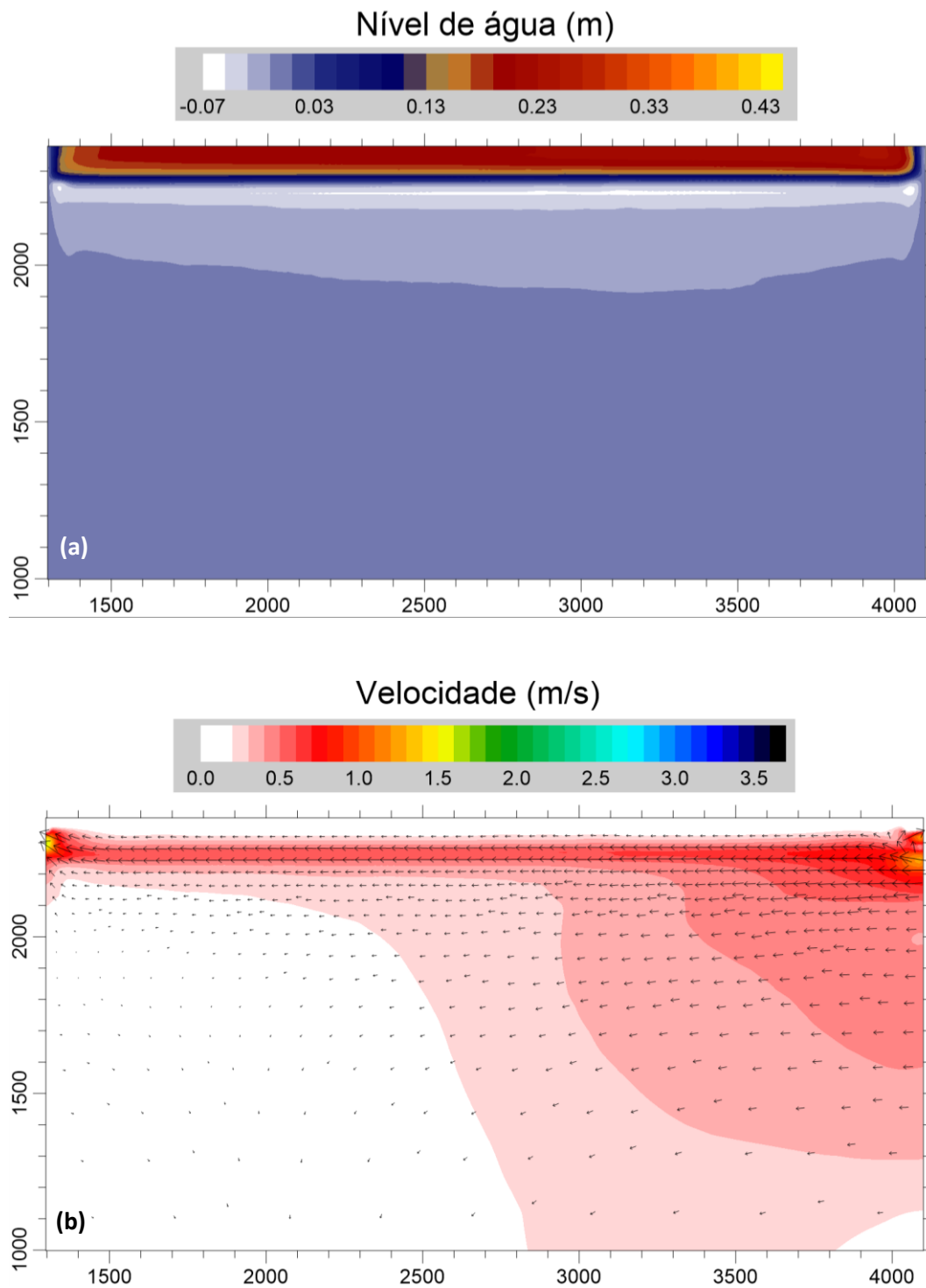


Figura 3. Isolinhas de nível de água (a) e correntes hidrodinâmicas (b) calculados sem prescrição de nível médio de ondas nas fronteiras abertas situadas na zona de arrebentação. Eixos apresentam distância em metros.

O valor de ζ_w^n é calculado por meio do sistema composto pela Equação 2, que resulta de aproximações das equações da conservação da quantidade de movimento, considerando apenas os efeitos de tensões de radiação (S_{xx} , S_{xy} , S_{yx} e S_{yy}) gerados pelas ondas:

$$\frac{\partial \zeta_w^n}{\partial x} + \frac{\partial \zeta_w^n}{\partial y} = -\frac{1}{\rho_0 g (\zeta^{n-1} + h^{n-1})} \left[\left(\frac{\partial S_{xx}^n}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}^n}{\partial y} \right) + \left(\frac{\partial S_{yx}^n}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}^n}{\partial y} \right) \right] \quad (2)$$

Na equação 2, ζ^{n-1} é o nível de água calculado pelo modelo em cada nó da malha no tempo $n - 1$, g é a aceleração da gravidade e ρ_0 é a massa específica da água. Se por um lado ζ_w^n representa uma aproximação do nível médio de ondas, por outro lado, em contraste com a Equação 2, o MH calcula o nível de água no tempo em cada nó influenciado pela existência de correntes, atrito e turbulência, o que pode continuar a gerar gradientes de nível entre as fronteiras abertas e o interior do domínio de modelagem. A incorporação da condição interna ζ_{CI}^{n-1} busca minimizar esses gradientes de nível.

Para melhorar o cálculo das velocidades u_{FA}^n e v_{FA}^n nas fronteiras abertas para o tempo n , pode-se ainda prescrever as condições internas de velocidade u_{CI}^{n-1} e v_{CI}^{n-1} , considerando as velocidades calculadas no tempo $n - 1$ no interior do modelo em regiões próximas às fronteiras:

$$u_{FA}^n = u_{CI}^{n-1} ; v_{FA}^n = v_{CI}^{n-1} \quad (3)$$

A seguir apresentam-se os resultados de campos de correntes hidrodinâmicas e níveis de água com prescrição de condições internas nas fronteiras abertas. Consideraram-se dois diferentes cenários para as condições de contorno prescritas. Primeiramente apresenta-se o **Cenário 1**, no qual os níveis de água e correntes hidrodinâmicas são calculados pelo MH com $a = 1,0$ na Equação 1. Neste caso, o nível de água ζ_{FA}^n imposto na fronteira é calculado apenas com a correção do nível médio de ondas, tornando-se $\zeta_{FA}^n = \zeta_{maré}^n + \zeta_{onda}^n$. Em seguida, apresenta-se o **Cenário 2**, no qual $a = 0,1$ na Equação 1. Este caso considera peso de 90% para a condição interna de nível de água e 10% para o nível de maré corrigido com nível médio de onda. No Cenário 2 impuseram-se também condições internas de velocidades de corrente.

RESULTADOS

Cenário 1

A Figura 4a apresenta os níveis de água calculados pelo MH para o Cenário 1. Apesar de ter sido prescrito o nível médio de onda nas fronteiras, observa-se ainda a presença de gradientes de nível de água próximo às fronteiras transversais à praia. Observa-se também uma menor uniformidade do campo de elevações, em relação ao cenário apresentado na Figura 3a, que não considerou influência das ondas no nível imposto nas fronteiras. A Figura 4b permite observar que, apesar de as correntes ao largo terem diminuído de intensidade em relação à Figura 3b, ocorrem ainda correntes intensas em ambas as fronteiras transversais à praia.

O padrão observado na Figura 4a pode ser explicado ao analisar a Figura 5, que apresenta o campo de elevações de nível de água calculado por meio da Equação 2, e a Figura 6, que apresenta perfis transversais de elevação obtidos nas seções tracejadas indicadas na Figura 4a e na Figura 5. Os níveis calculados ao largo pelo MH estão cerca de 1 cm abaixo dos valores calculados com a Equação 2. Observa-se também na Figura 6 uma diferença entre a posição do menor valor de nível de água (*wave setdown*) calculado pelo MH e a posição calculada com a Equação 2. Da mesma forma, enquanto o MH calculou até 21 cm de sobrelevação de nível na zona de espraiamento, a Equação 2 fornece um valor de 46 cm. Além do fato de o MH calcular a elevação do nível de água em cada nó influenciada pela existência de correntes, turbulência, atrito no fundo e na superfície, essa diferença entre a sobrelevação de nível calculada pelo modelo e pela Equação 2 se dá também por conta das estratégias adotadas pelo MH para modelagem de áreas secas.

Conforme se observa na Figura 6, formou-se um desnível de cerca de 25 cm entre a superfície livre na fronteira e no interior do modelo na zona de espraiamento, o que gera as correntes irrealis observadas na direita da Figura 4b. Em associação a essas correntes, a defasagem espacial entre o rebaixamento de nível calculados pelo MH e pela Equação 2 origina os vórtices observados junto às fronteiras transversais.

Observando os resultados do Cenário 1, nota-se que a estratégia de ajuste das condições de contorno laterais só com o acréscimo de nível médio por ação de ondas não gera padrões razoáveis de níveis e correntes nas regiões próximas às fronteiras. Embora nas regiões mais centrais do domínio de modelagem o problema tenha se resolvido, as correntes anômalas observadas nas fronteiras laterais próximo à zona de arrebenção podem comprometer os resultados de modelos de processos sedimentológicos, por exemplo, ao gerar vazões sólidas irrealis afluentes e efluentes ao domínio de modelagem.

Cenário 2

A Figura 7 apresenta os níveis de água e as correntes litorâneas calculadas pelo MH com prescrição de condições internas de nível e correntes nas condições de contorno. As retas tracejadas na Figura 7 foram traçadas sobre nós da malha a partir dos quais se obteve as condições internas de nível (ζ_{CI}^{n-1}) e correntes (u_{CI}^{n-1} e v_{CI}^{n-1}).

Nota-se que a estratégia adotada tornou mais regular a distribuição espacial de elevação de níveis de água, eliminando os abruptos gradientes hidráulicos observados próximo da fronteira aberta na Figura 3a. As correntes longitudinais apresentam também maior regularidade ao longo da praia. As perturbações no escoamento ao largo da zona de arrebenção desapareceram, dando lugar a correntes com velocidades insignificantes, gerando o padrão de correntes litorâneas esperado.

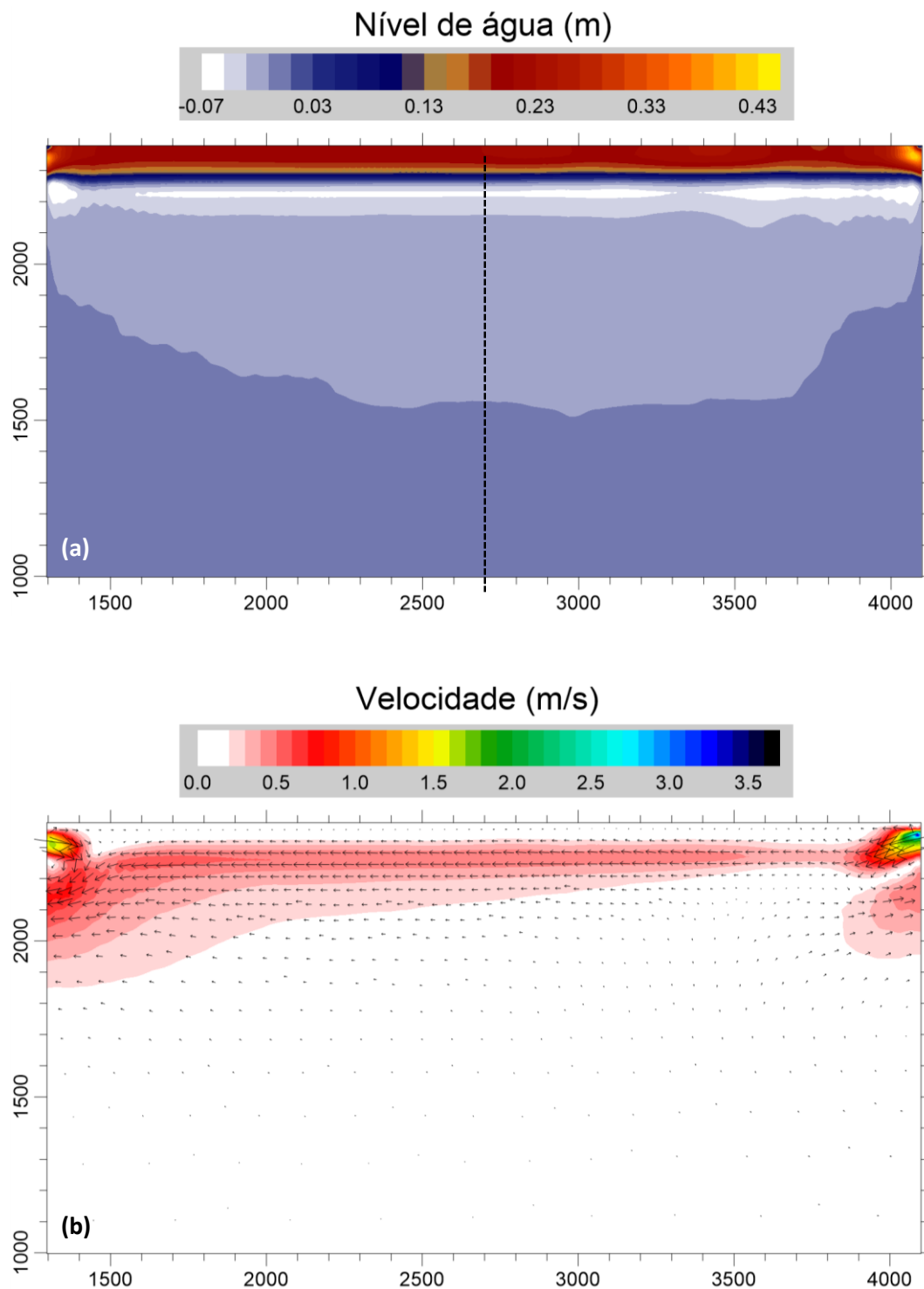


Figura 4. Níveis de água (a) e correntes hidrodinâmicas (b) calculados com prescrição de nível médio de ondas nas fronteiras situadas na zona de arrebenção, sem a incorporação de condições internas ($a = 1,0$). Eixos: distância em metros.

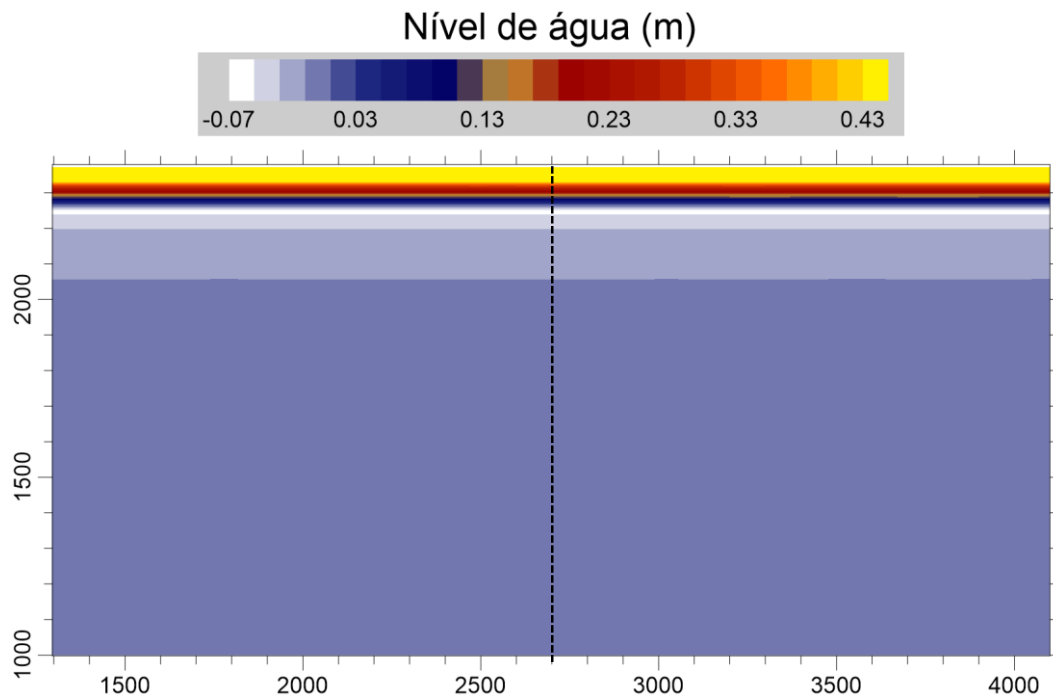


Figura 5. Nível médio de onda calculado com a Equação 2. Eixos: distância em metros.

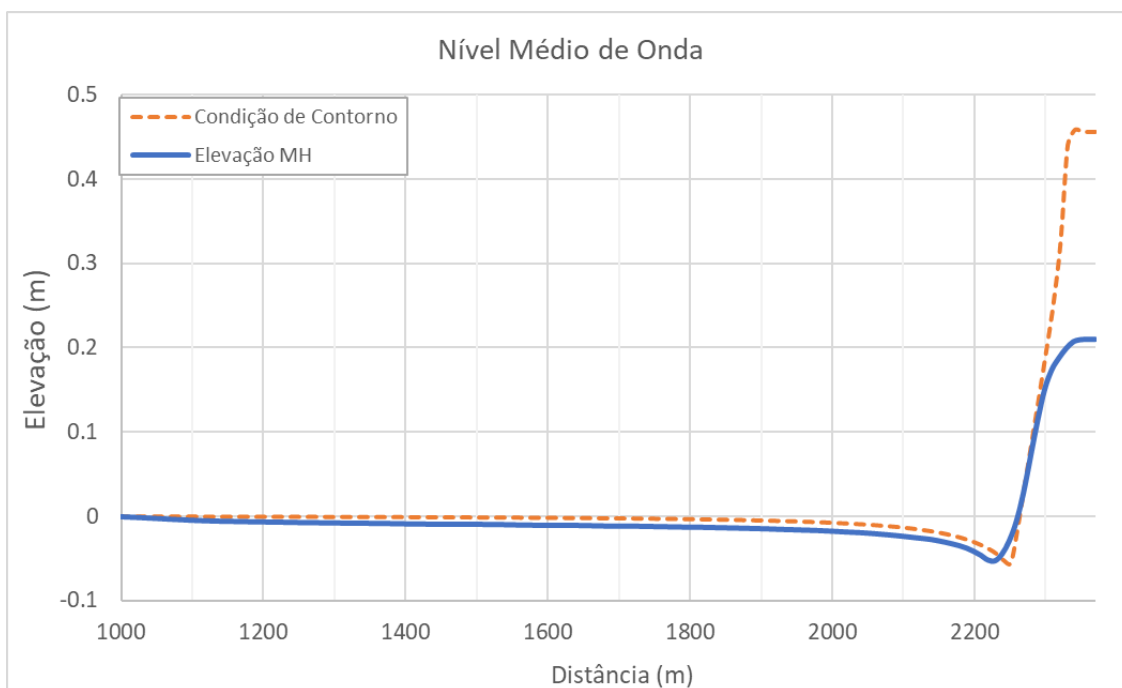


Figura 6. Perfis transversais de elevações do nível de água calculadas com o MH e com a Equação 2. A curva azul contínua representa o resultado obtido no interior do domínio de modelagem, enquanto a linha laranja tracejada representa a condição de contorno.

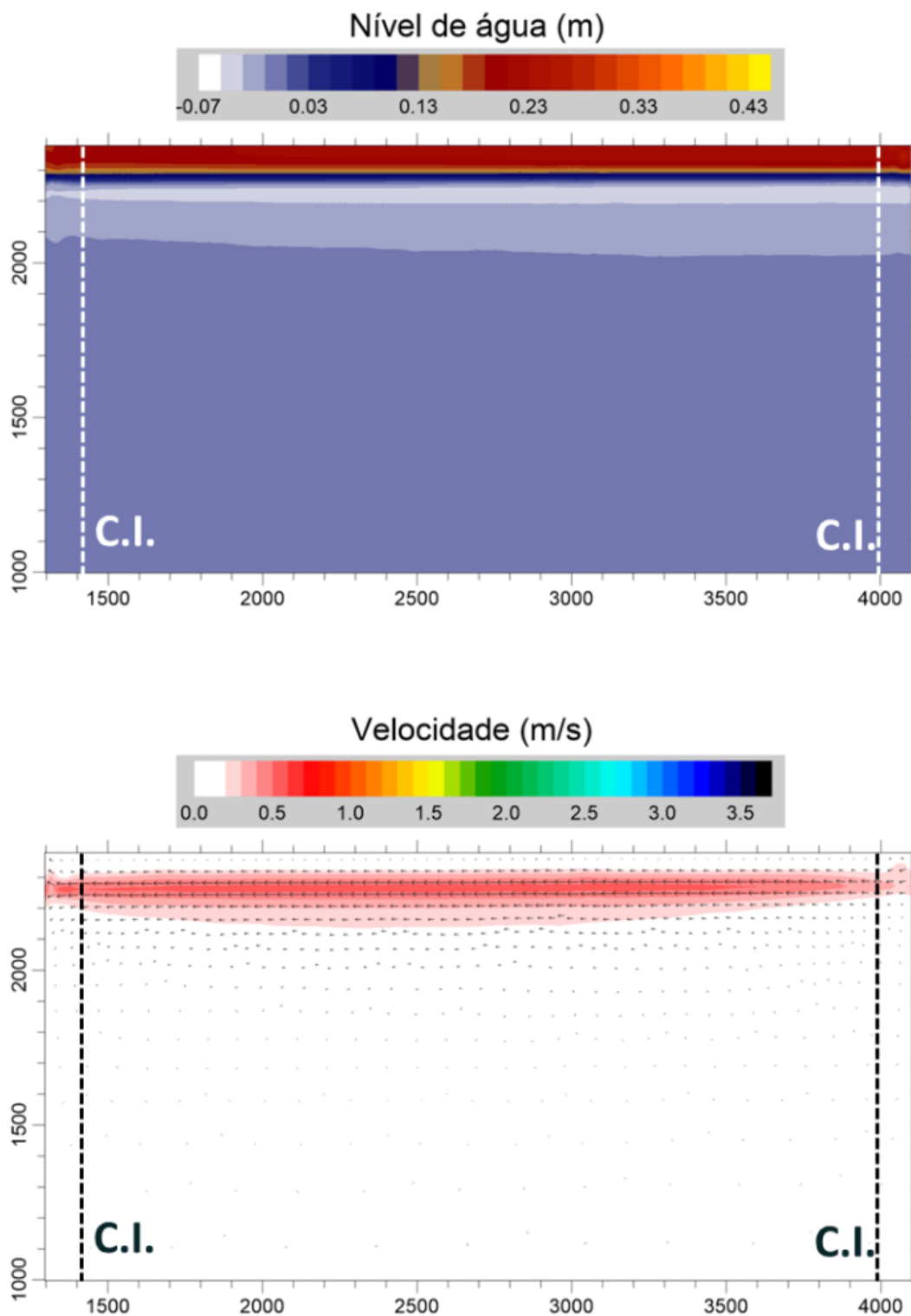


Figura 7. Isolinas de nível de água (a) e campo de correntes (b) calculados com incorporação de condições internas de nível ($a = 0,1$) e velocidades nas fronteiras abertas situadas na zona de arrebitamento. Eixos apresentam distância em metros.

CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou uma metodologia para contornar um problema frequentemente observado em modelos costeiros, que é a incorporação dos efeitos gerados por ondas de vento nas condições de contorno hidrodinâmicas na zona de arrebenção. A estratégia de imposição de condições internas de níveis e correntes como condição de contorno mostrou-se efetiva, eliminando as perturbações observadas nas bordas laterais e ao largo, gerando padrões realistas de níveis de água e correntes litorâneas.

O problema abordado e a metodologia utilizada são importantes, sobretudo, no que diz respeito ao cálculo das vazões sólidas afluentes e efluentes ao domínio de modelagem na zona de arrebenção. Correntes irrealistas nas bordas laterais tendem a gerar transporte de sedimentos também irreal, o que pode vir a comprometer o balanço de sedimentos na praia modelada. Nesse sentido, para etapas futuras desta pesquisa, recomenda-se um estudo referente aos efeitos do método proposto em simulações de processos sedimentológicos, bem como a aplicação do método em modelos de ambientes costeiros reais.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS

- Kirby, J.T.; Dalrymple, R.A.; Shi, F.** (2002) *Combined Refraction/Diffraction Model. User Manual*, University of Delaware.
- Reed, C.W. and Militello, A** (2005). "Wave-adjusted Boundary Condition for longshore Current in Finite-Volume Circulation Models". *Ocean Engineering*, Vol. 32, n. 17–18, p. 2121–2134.

MONITORAMENTO HIDRODINÂMICO EM ÁREAS DE DESEMBOCADURA: ESTUDO DE CASO DO CANAL DNOS EM PONTAL DO PARANÁ/PR

Lucas Monteiro Dildey, Tobias Bernward Bleninger e Gustavo Pacheco Tomas

Universidade Federal do Paraná, (UFPR), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA), Brasil
lucas.dildey@gmail.com; tobias.bleninger@gmail.com; gustavopachecotomas@gmail.com

RESUMO:

O estudo retrata a apresentação de resultados provenientes da realização de uma campanha para obtenção de dados hidrodinâmicos realizada na região da desembocadura do Canal DNOS em Pontal do Paraná/PR, executadas nos dias 17/09/2020 e 18/09/2020. Para esta campanha, foi utilizado um equipamento *Acoustic Doppler Current Profile* (ADCP), modelo M-9 da fabricante Sontek, associado ao software *hydrosurveyor*, para armazenamento e processamento dos dados de batimetria e perfis de velocidades, bem como um equipamento perfilador *conductivity, temperature and depth* (CTD), para coleta dos dados de salinidade e temperatura, adotados especialmente para correção das medições do ADCP. O nível de maré foi monitorado através da instalação de réguas na área de estudo, sendo estes dados utilizados para referenciar as profundidades batimétricas para o nível de redução da região. Foi identificada uma declividade de 6% entre o nível praiado e o leito da região da Galheta, cuja profundidade varia entre 10 e 12 m, com exceção do canal dragado para navegação, o qual possui 16 m de profundidade. As correntes na região da Galheta possuem direções predominantes para noroeste durante a maré de enchente, e sudeste durante a maré de vazante, sendo que a velocidade média para maré de enchente é da ordem de 29 cm/s, enquanto que para vazante é 59 cm/s. Em relação ao comportamento hidrodinâmico na desembocadura do Canal DNOS, foi constatado que esta sofre uma influência direta do regime de marés atuante no Canal da Galheta, fato este corroborado pelos sentidos de fluxos predominantes, pela variação da profundidade na desembocadura ao longo do dia e pela variação dos dados de salinidade obtidos no interior do canal.

ABSTRACT:

The study portrays the presentation of results from a campaign to obtain hydrodynamic data carried out in the region of the mouth of the DNOS Channel in Pontal do Paraná/PR, executed on 09/17/2020 and 09/18/2020. For this campaign, an *Acoustic Doppler Current Profile* (ADCP) device, model M-9 from the manufacturer Sontek, equipped with the *hydrosurveyor* software, was used to store and process bathymetry and current data, as well as a *conductivity, temperature and depth* (CTD), for the collection of salinity and temperature data, adopted especially for the correction of ADCP measurements. The tidal level was monitored through the installation of gauges in the study area, and these data were used to reduce the bathymetric depths to the level of reduction of in the region. A slope of 6% was identified between the beach level and the bed of the Galheta region, whose depth varies between 10 and 12 m, with the exception of the dredged channel for navigation, which depth is 16 m. The current flow in the Galheta region has predominant directions to the northwest during the flood tide, and southeast during the ebb tide, and the average speed for the flood tide is around 29 cm/s, while for the ebb tide it is 59 cm/s. Regarding the hydrodynamic behavior at the mouth of the DNOS Channel, it was found that it is directly influenced by the tidal regime acting in the Galheta Channel, a fact that is corroborated by the predominant flow directions, by the variation in depth at the mouth of the mouth throughout the day and by the variation of salinity data obtained inside the channel.

PALAVRAS CHAVES: Monitoramento hidrodinâmico, desembocaduras, marés, correntes, batimetria.

INTRODUÇÃO

O pleno entendimento de sistemas ambientais demanda o monitoramento constante dos atributos físicos existentes em determinada região. A obtenção e análise de dados primários são essenciais para estabelecer parâmetros locais que permitam fornecer subsídios para tomadas de decisão quanto a solução de passivos ambientais, bem como fornece uma fonte confiável de dados para calibração e conferência de modelos digitais. No contexto de ambientes costeiros, Morais *et. al.* (2008) indica que, dentre os estudos destinados a avaliar a erosão costeira empreendimentos no Brasil, cerca de 30% são destinados a avaliar a deflagração de processos erosivos provenientes de desembocaduras, sendo 15% referentes as desembocaduras de rios e estuários e 15% relacionados a desembocaduras de pequenos canais.

Neste contexto, o presente trabalho objetivou, a partir de dados reais obtidos em levantamentos de campo, monitorar o comportamento hidrodinâmico de uma desembocadura sob influência da variação de maré. A região de estudo corresponde a desembocadura do canal DNOS (Departamento Nacional de Obras e Saneamento), o qual desagua na baía de Paranaguá, no Canal da Galheta. A desembocadura deste canal está localizada no município de Pontal do Paraná/PR, mais precisamente no balneário de Pontal do Sul, cuja localização é apresentada na Figura 1.

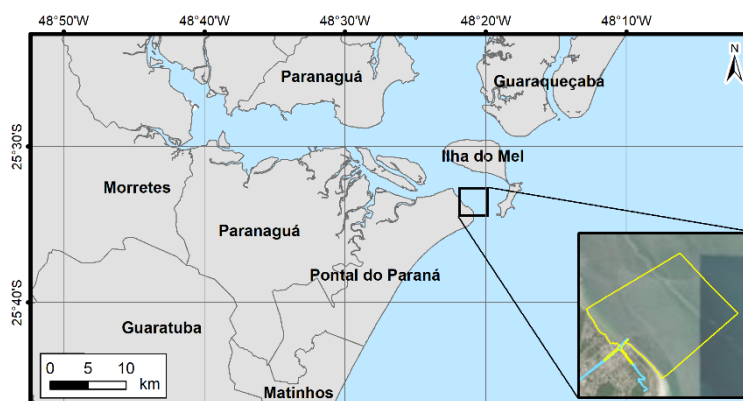


Figura 1.- Localização da Área de Estudo

Esta área do Canal DNOS é vastamente utilizada para navegação de pequeno porte, sobretudo para a execução da travessia até a Ilha do Mel, fomentando assim o desenvolvimento econômico regional a partir do setor turístico. Todavia, a região desta desembocadura vem apresentando deflagração de processos erosivos em seu entorno. Por este motivo, o Município de Pontal do Paraná firmou contrato junto à Fundação de Pesquisas Florestais do Paraná (FUPEF) para a apresentação de um estudo com a proposição de soluções técnicas para este problema (FUPEF, 2021). No escopo desta contratação, foi realizada a campanha de campo cujos dados a serem analisados constituem o escopo do presente artigo.

ÁREA DE ESTUDO

Segundo Lamour (2000), o Complexo Estuarino de Paranaguá (CEP) está localizado na porção centro norte do litoral paranaense, sendo subdividido em dois eixos principais denominados baía de Paranaguá, com 56 km de extensão no eixo leste-oeste, e baía das Laranjeiras, com 30 km de extensão no eixo norte-sul, além de outros segmentos menores, como a baía dos Pinheiros. Quanto a dinâmica de marés, a baía de Paranaguá possui um regime de marés semidiurno, caracterizado por duas preamares e duas baixa-mares em um dia, com amplitude inferior a dois metros em período de sizígia. O CEP possui um desague no mar especialmente através dos canais da Galheta e do Sueste.

O local exato na realização dos levantamentos, conforme apresentado na Figura 1, compreende a desembocadura do Canal DNOS no Canal da Galheta.

Sobre o Canal da Galheta, esta é uma via de entrada das ondas no CEP que apresenta pouca variabilidade na direção de chegada, considerando a sazonalidade anual. Em relação à dinâmica de marés, a maré enchente corresponde a uma velocidade de 59 cm/s, formando um ângulo de 320° em relação ao eixo norte, enquanto que a maré de vazante corresponde a uma velocidade de 97 cm/s, formando um ângulo de 140° com o eixo norte (LAMOUR, 2000).

Quanto ao Canal DNOS, relevante salientar que sua denominação decorre do fato deste ter sido construído pelo Departamento Nacional de Obras de Saneamento com o objetivo de promover a drenagem local e a navegação. Este canal apresenta um comprimento de 20,11 km, sendo responsável pela drenagem de diferentes balneários locais, bem como recebe a vazão de diversos afluentes, compreendendo a maior bacia hidrográfica da região, com uma área de 27,38 km². A navegabilidade do Canal DNOS somente é viável desde sua desembocadura até a Ponte da PR-412, Av. Atlântica. (FUPEF, 2021).

A desembocadura do Canal DNOS apresenta duas estruturas que influenciam no comportamento dos fluxos marítimos nesta região, sendo eles um molhe, localizado à direita, e um guia-corrente, localizado à esquerda, conforme apresentado na Figura 2.

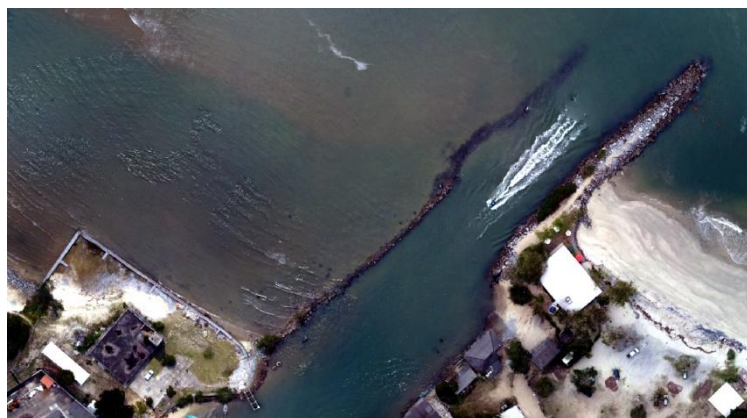


Figura 2.- Desembocadura do Canal DNOS

O molhe localizado à direita da desembocadura do canal possui aproximadamente 100 m de comprimento e está posicionada a 45° do eixo norte. Sua construção data de mais de 30 anos, e vem sofrendo constantemente com erosões provenientes das variações de maré e do fluxo de correntes (FUPEF, 2021). A segunda estrutura, localizada à esquerda da desembocadura do canal, é um guia-corrente de pequeno porte, construído com pedras e pneus, com o objetivo de promover um melhor direcionamento das correntes, com a consequente facilitação da navegabilidade.

MATERIAIS E MÉTODOS

Os levantamentos de dados foram realizados com a utilização de um ADCP, um CTD e um GPS RTK. O princípio de funcionamento do ADCP consiste na aplicação do efeito Doppler (*Doppler Shift*), o qual consiste na mudança de frequência do sinal emitido e recebido por um transdutor através do contato desta energia acústica com qualquer material em suspensão presente na coluna d'água. Tendo em vista que as partículas em suspensão possuem a mesma velocidade de deslocamento da coluna d'água onde está localizado, a variação de frequência proveniente do efeito doppler será proporcional a esta velocidade (TIAGO FILHO et. al.; 1999; TOMAS, 2018).

No caso do ADCP utilizado nestes levantamentos (modelo M-9 da fabricante Sontek), este dispõe de um transdutor vertical com frequência de 0,5 MHz, que atua como um ecobatímetro, monitorando o decurso temporal entre a emissão e recepção do pulso sonoro, sendo utilizado apenas

para obtenção de informações de profundidade. Além do transdutor vertical, existem e oito transdutores inclinados à 25° com a vertical, os quais obtêm informações de fluxos de corrente e profundidade a partir do monitoramento do efeito *doppler*, operando com conjuntos de quatro transdutores para monitoramento de profundidades inferiores e superiores à 5 m, correspondendo às frequências de operação de 3 e 1 MHz, respectivamente. A disposição dos transdutores no ADCP modelo M-9 da Sontek é apresentada na Figura 3.

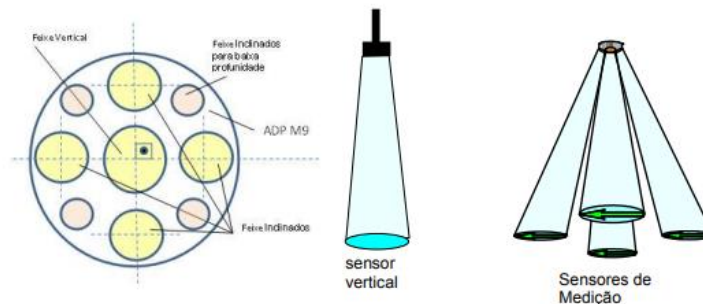


Figura 3.- Disposição dos transdutores do ADCP-M9 da Sontek (Fonte: Tulio *et al*, 2011).

Para monitoramento do posicionamento georreferenciado das medições realizadas, foi utilizado com GPS RTK (*Real Time Kinematic*), cujo princípio de funcionamento consiste da utilização de duas estações GPS, sendo uma base instalada em um ponto de coordenadas conhecidas, e outra acoplada ao ADCP. Ambas as estações se conectam aos mesmos satélites, sendo que a estação base identifica os erros de posicionamento e comunica as correções diferenciais a serem aplicadas pela estação móvel. Para a obtenção dos parâmetros físicos de temperatura, salinidade e pressão, foi utilizado um equipamento CTD, nominado Castway, também da fabricante Sontek, com o objetivo de promover as correções das medições obtidas pelo ADCP. O equipamento CTD coleta dados para obtenção dos parâmetros de temperatura, de salinidade e pressão.

O monitoramento do nível de maré ocorreu no interior através da instalação de réguas no interior do Canal DNOS e no molhe localizado em sua desembocadura, com a verificação do nível a cada 15 minutos. O monitoramento foi realizado durante o dia 17/09/2020, entre 13:30 e 16:40, e no dia 18/09/2020, entre 06:45 e 17:15. Os dados de maré foram referenciados para o nível de redução, o qual corresponde ao nível médio das marés de baixa sizígia, monitorados por intermédio da estação maregráfica Barra de Paranaguá – Canal da Galheta, a qual é utilizada na construção da carta náutica 1821, que compreende integralmente a área de estudo. O monitoramento do nível de maré ajustado ao nível de redução é apresentado na Figura 4.

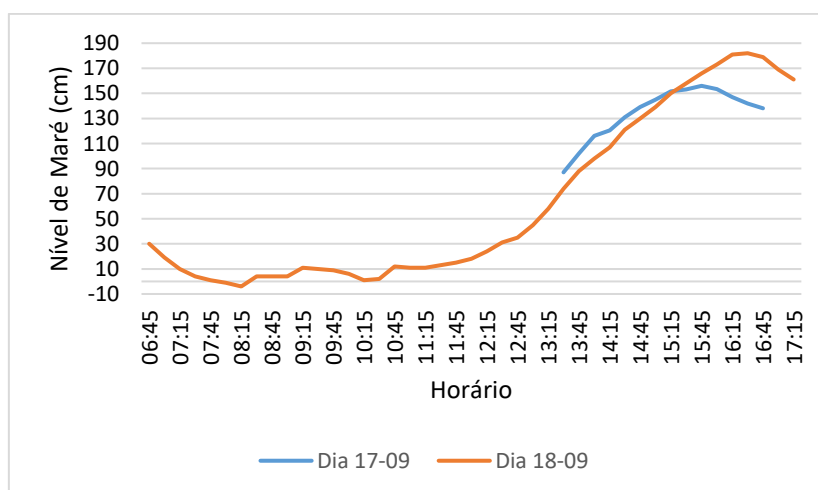


Figura 4.- Variação do nível de maré em relação ao nível de redução.

Para conferência da adequabilidade deste método de referenciamento dos dados de maré, foram comparados os dados de altura de marés previstas na Tábua de Marés, que apresentam a previsão de nível de maré astronômica (CPTEC, 2020). Nesta comparação, pode-se observar uma defasagem entre a máxima maré prevista na estação maregráfica e a máxima maré medida de 10 minutos, a qual pode ser atribuída a distância entre a localização das réguas da estação e daquelas adotadas no monitoramento, de cerca de 4 km. Quanto aos resultados, o nível máximo medido às 15:50 do dia 17/09/2020 apresentou uma diferença de somente 3 cm em relação ao nível previsto. Para o dia 18/09/2022, esta variação atingiu 22 cm às 16:15, decorrente das condições meteorológicas atuantes entre 15:45 e 16:30, momento em que ocorreu uma maior incidência de ventos.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A campanha de campo com a utilização do ADCP ocorreu no dia 17/09/2020, no horário das 14:56 até 16:25, e no dia 18/09/2020, das 06:54 às 17:18, resultando no trajeto apresentado na Figura 5.



Figura 5.- Trajeto das medições executadas

Para obtenção das profundidades batimétricas, as alturas da coluna d'água medidas foram subtraídas dos respectivos níveis de maré, com o objetivo de referenciar todas as profundidades ao nível de redução. Ademais, foi incorporado um Modelo Digital do Terreno, a fim de obter um diagnóstico da superfície emersa e imersa. Estes dados foram processados no software *ArcGis*, utilizando o método de interpolação *topo to raster*, o qual foi desenvolvido por Hutchinson, o qual apresenta resultados satisfatórios em comparação com outros interpoladores, como o método de Krigagem (Carmo *et. al.*, 2015). O resultado do processo de interpolação batimétrica é apresentado na Figura 6, com suas respectivas seções transversais apresentadas na Figura 7.

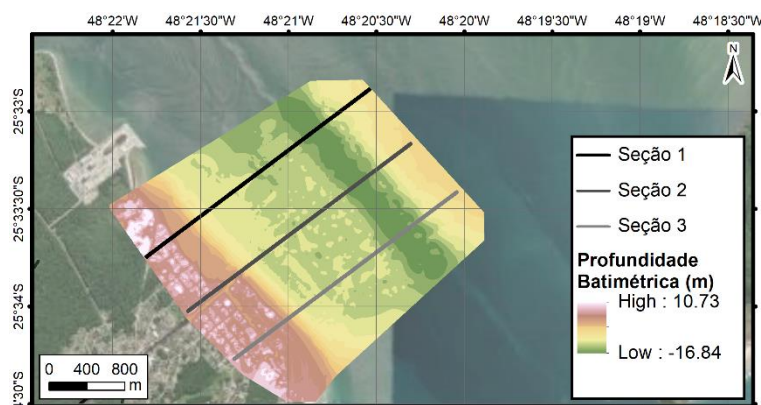


Figura 6.- Interpolação Superficial e Batimétrica

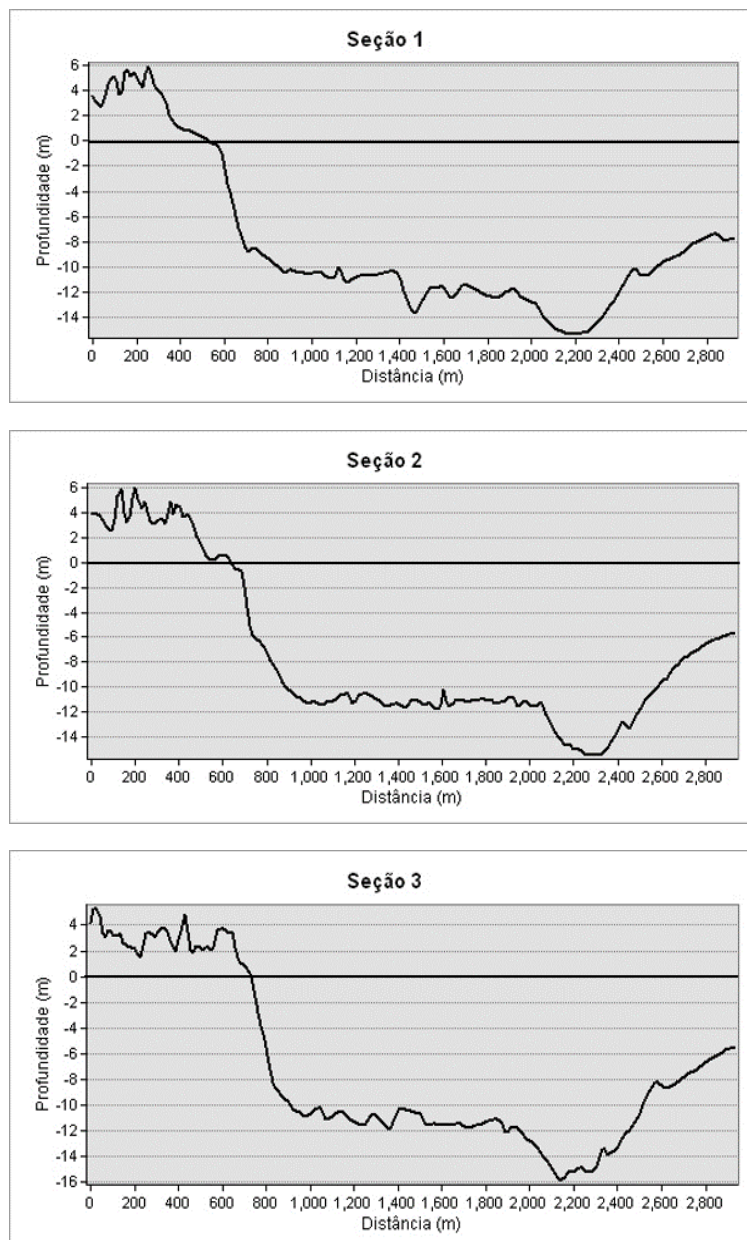


Figura 7.- Seções Transversais.

A partir destes resultados, pode-se inferir que a região possui faixas de praia de baixa profundidade que variam em extensão a depender da localidade analisada. Na região interna do canal, à noroeste da desembocadura do Canal DNOS, esta faixa apresenta uma extensão de aproximadamente 200 m, superior a pequena extensão detectada na região externa do canal. Em relação a seção que transpassa o Canal da Galheta, nota-se uma profundidade uniforme próxima a zero metros, referenciadas ao nível de redução.

Após o segmento praial de baixa profundidade, ocorre um incremento da profundidade até 12 m, incidente entre 400 e 600 m do ponto inicial de cada seção, o que indica que a declividade média corresponde a 6%, que prevalece até atingir uma região predominantemente plana, com profundidades variando entre 10 e 12 m ao longo de 1000 m de extensão, quando intercepta o canal de navegação da Galheta, onde são realizadas as dragagens de manutenção e as profundidades atingem valores na ordem de 16 m. Relevante pontuar que, conforme consta de notícias veiculadas em portais de comunicação, a profundidade dragada do Canal da Galheta corresponde a 16 m (PORTOS DO PARANÁ, 2017), informação esta corroborada pela própria Carta Náutica 1821. A extensão do canal é de aproximadamente 500 m, momento em que a área de estudo intercepta áreas

próximas à Ilha do Mel, onde as profundidades sofrem uma gradativa redução numa linha perpendicular ao canal dragado, na direção nordeste, sendo que, nos limites da área levantada, a profundidade identificada é de 8 m.

Para a análise da hidrodinâmica externa, os resultados apresentados correspondem a: direções e magnitude de velocidades predominantes, influências meteorológicas e períodos de mudança do fluxo de marés. Quanto as direções e magnitudes de velocidades predominantes, foram analisados conjuntos de dados que refletissem períodos de maré de vazante e maré de enchente em tempo bom, para privilegiar a influência da maré astronômica. Para tanto, este diagnóstico versou sobre os dados compreendidos entre 07:00 e 08:00 e entre 11:00 e 12:00 do dia 18/09/2020, por corresponderem aos períodos de maré de vazante e enchente, respectivamente. As direções predominantes considerando estes dois conjuntos de dados são apresentados na Figura 8, e as magnitudes máximas, mínimas e médias dos fluxos de corrente para os três períodos são apresentadas na Tabela 1.

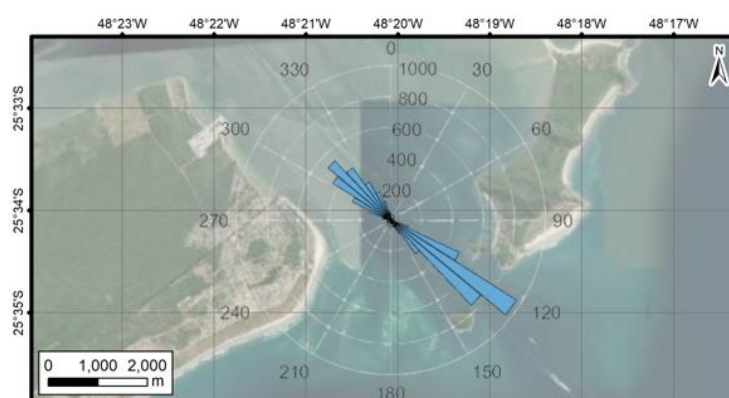


Figura 8.- Direções Predominantes – Dados coletados entre 07:00 e 08:00 e entre 11:00 e 12:00.

Tabela 1.- Magnitudes máximas, mínimas e médias

	Velocidade Máxima [cm/s]	Velocidade Mínima [cm/s]	Velocidade média [cm/s]
Maré de vazante (07:00 até 08:00)	94,7	5,3	59,3
Maré de enchente (11:00 até 12:00)	96,3	2,0	29,2

Considerando estes resultados, infere-se que a região do Canal da Galheta é caracterizada por fluxos de marés bem definidos para as direções sudeste (para marés de vazante) e noroeste (para marés de enchente). As magnitudes médias apresentaram uma variação considerável, sendo que o fluxo de maré de vazante é, em média, o dobro do fluxo de maré de enchente. A título comparativo, o estudo de Lamour (2000) identificou, na região da Galheta, magnitudes máximas na ordem de 97 cm/s em maré de vazante e 59 cm/s em regime de maré de enchente. Quanto à direção dos fluxos, relevante observar, conforme apresentado na Figura 8, o período de maré de vazante apresenta um fluxo para direção sudeste, enquanto que, na maré de enchente, a direção predominante é a noroeste. Segundo Lamour (2000), tal resultado pode ser atribuído ao processo de afunilamento do fluxo de marés entre a Ilha do Mel e o balneário Pontal do Sul, em Pontal do Paraná.

A respeito especificamente dos períodos de transição de maré, são apresentados resultados referentes ao comportamento da magnitude dos vetores de velocidade e a direção dos fluxos de correntes no período entre às 07:30 e 09:45, por intermédio da Figura 9 e na Figura 10. Neste momento, a transição do fluxo de maré ocorreu com a influência exclusiva da maré astronômica, haja vista que as condições meteorológicas eram de tempo bom, com baixa intensidade de ventos.

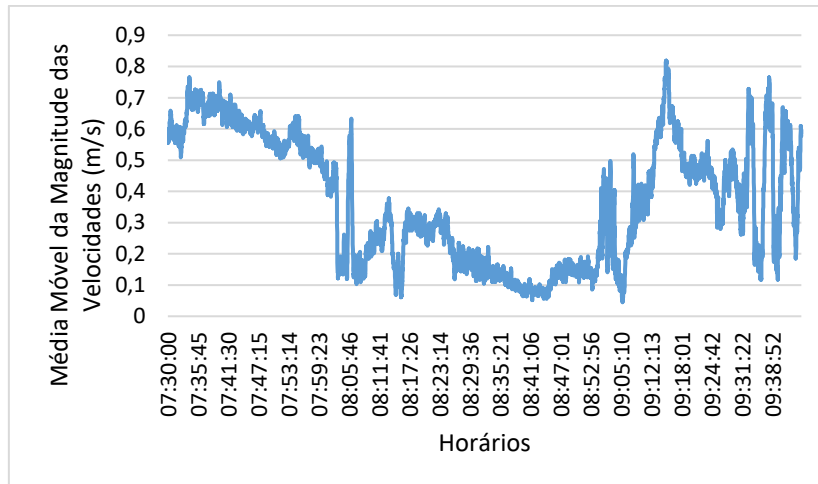


Figura 9.- Magnitude dos Vetores de Velocidade durante a transição de maré de vazante para enchente.

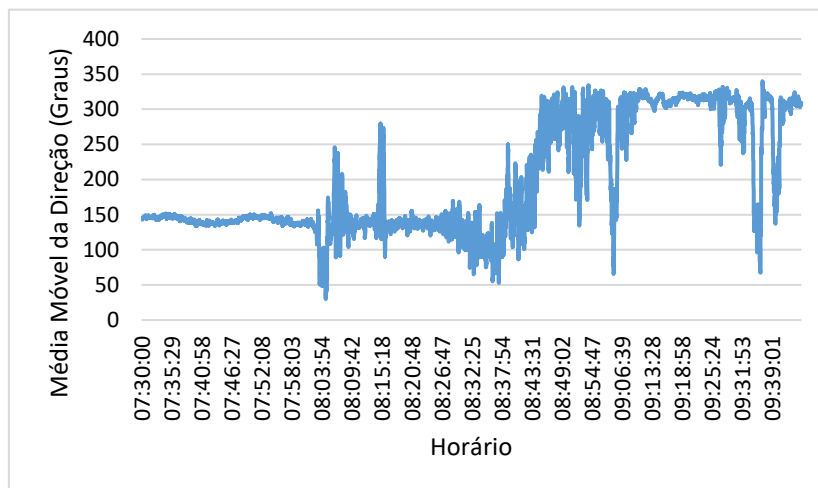


Figura 10.- Direções de Fluxo durante a transição de maré de vazante para enchente.

Neste diapasão, foi observado que, antes da transição da direção do fluxo de maré, ocorre inicialmente um decréscimo gradual da magnitude de velocidade. Na campanha realizada, este decréscimo da magnitude da velocidade é perceptível entre 08:00 e 08:50, quando as magnitudes de velocidades decrescem de 60 cm/s para 20 cm/s. Após este período, o fluxo de velocidades passa a operar em 40 cm/s, já em regime de maré de enchente. Em relação as direções de fluxo, relevante observar que a oscilação característica da alteração do regime de marés ocorreu a partir das 08:25 e se encerra às 08:50, coincidindo com o reestabelecimento do fluxo de velocidades em magnitude compatíveis com o regime de maré de enchente.

Sobre as influências das condições meteorológicas, foi salientado, quando da análise do monitoramento de variação de maré, que o nível máximo de maré monitorado apresentou um valor aproximadamente 22 cm superior a maré prevista, e que tal variação poderia ser atribuída as condições meteorológicas da região, identificada entre 15:45 e 16:30. Para atestar este fato, é apresentado na Figura 11, um comparativo entre as magnitudes de velocidades predominantes durante o período das 06:54 até 12:51, momento em que predominava tempo bom com baixa incidência de ventos, com o período supramencionado. Para complementar esta análise, compara-se, na Tabela 2, as magnitudes máximas e médias em ambos os períodos.

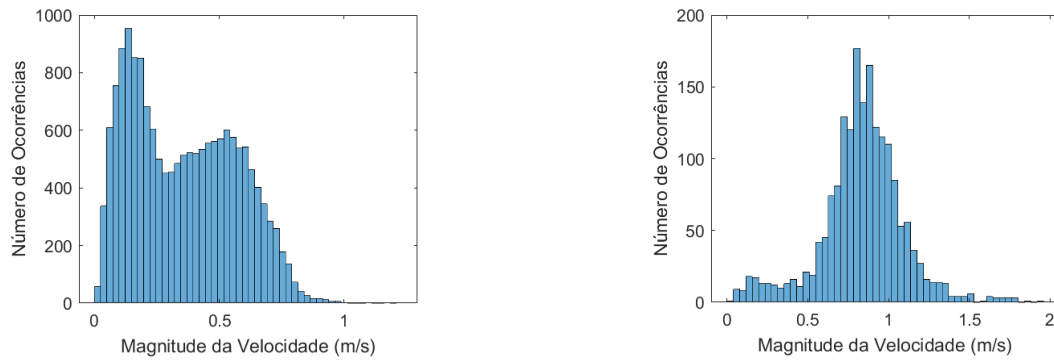


Figura 11.- Magnitudes predominantes de velocidades entre 06:54 e 12:51 (esquerda) e entre 15:45 e 16:30 (direita).

Tabela 2.- Magnitudes máximas e médias

	Velocidade Máxima [cm/s]	Velocidade média [cm/s]
Meteorologia estável (06:54 até 12:51)	123,2	35,7
Meteorologia instável (15:45 até 16:30)	195,7	83,6

A partir destes dados, nota-se que, durante o período de condições meteorológicas estáveis, raramente as magnitudes de velocidade superam 100 cm/s. Todavia, durante o período de meteorologia instável, ocorreu uma intensificação dos fluxos, com a velocidade média de 83,6 cm/s, esta superior ao dobro da velocidade média medida em tempo bom.

Estes resultados ressaltam a relevância que as condições meteorológicas exercem nos fluxos de corrente em ambientes costeiros, podendo gerar, inclusive, variações nos níveis máximos e mínimos de maré. Esta influência, ainda que por um período limitado de 45 minutos, foi suficiente para gerar um acréscimo de 13,75%, ou 22 cm, acima do nível de maré máximo previsto, conforme registrado. Por fim, destaca-se que, após este momento de instabilidade meteorológica, os fluxos de corrente retornaram ao seu comportamento padrão, na ordem de 40 cm/s, conforme Figura 12.

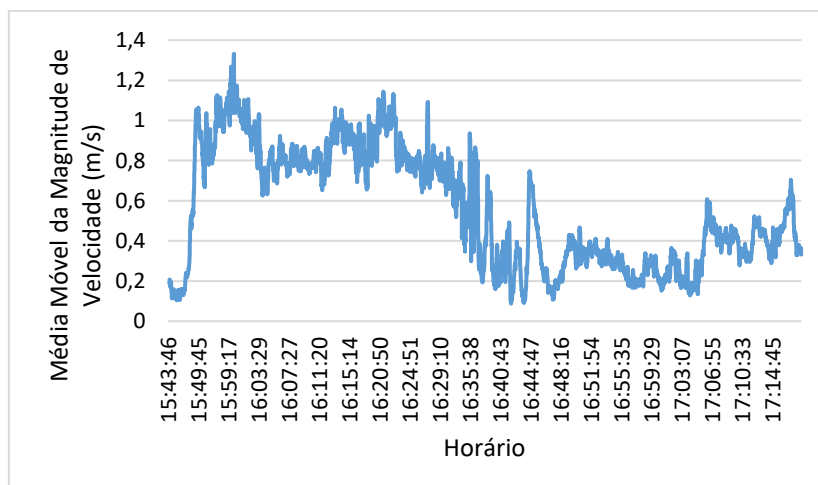


Figura 12.- Magnitude dos fluxos de corrente durante e depois do período e instabilidade meteorológica.

Por fim, para a análise da hidrodinâmica interna, serão abordados os dados obtidos na desembocadura do Canal DNOS. Assim, foram averiguados os fluxos na desembocadura, variação na profundidade no canal e parâmetros físicos de salinidade no interior do canal. Os resultados são expressos na forma de magnitude de velocidade e direções dos fluxos de corrente.

Sobre os fluxos na desembocadura, foram analisados os dados obtidos durante a passagem da embarcação por esta região. Neste contexto, a evolução das direções médias obtidas, aproximadamente a cada hora, e da magnitude das velocidades, é apresentada na Tabela 3.

Tabela 3.- Direções e velocidades médias.

Horário	07:00	08:00	09:00	10:00	10:45	11:45	15:45	17:15
Direção média [graus]	41,39	71,13	136,61	241,29	207,55	221,37	209,09	55,54
Velocidade média [cm/s]	63,06	17,02	8,95	21,42	12,45	22,22	15,45	36,09

A partir destes dados, pode-se inferir que os dados obtidos no período de 07:00 e 08:00 representam o comportamento do canal durante o regime de maré de vazante, com o fluxo de correntes saindo do canal, na direção nordeste (entre 0° e 90°), desacelerando às 08:00, indicando o período de transição entre regimes de marés, com fluxo direcionado para sudeste (entre 90° e 180°) às 09:00. Todos os resultados entre 10:00 e 15:45 correspondem ao comportamento do canal durante o regime de maré de enchente, com o fluxo de correntes entrando no canal, na direção sudoeste (entre 180° e 270°). Note-se que as magnitudes das velocidades médias correspondem a aproximadamente de 20 cm/s durante a maré de enchente, em comparação aos 63 cm/s medidos para maré de vazante, indicando que a maior intensidade do fluxo na saída do Canal DNOS está associada ao período de maré de vazante na Galheta. Por derradeiro, é retomado o fluxo de maré de vazante às 17:15.

As magnitudes de velocidade com maior ocorrência, bem como as direções predominantes, considerando conjuntos iguais de dados medidos para os horários supramencionados, é apresentada na Figura 13 e na Figura 14, respectivamente.

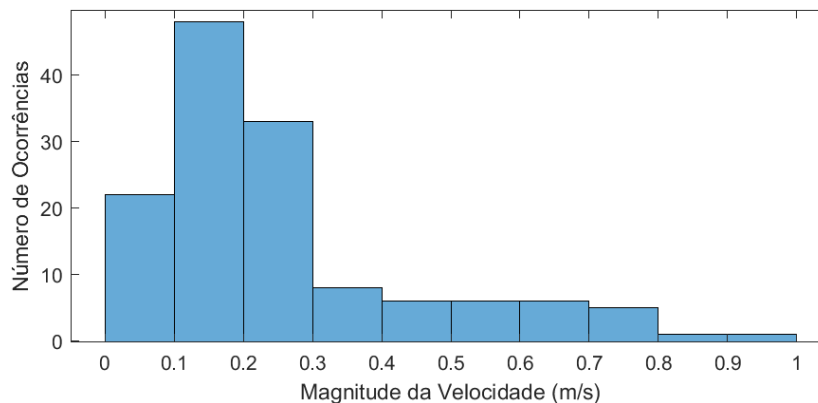


Figura 13.- Magnitudes predominantes de velocidades do Canal DNOS

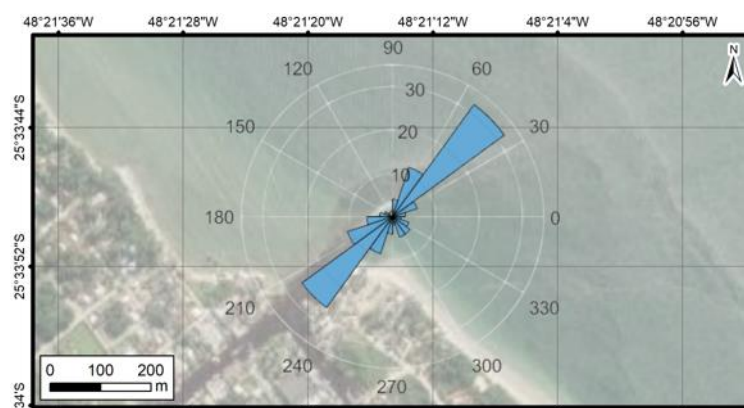


Figura 14.- Direções predominantes no Canal DNOS

Uma consequência deste regime de fluxos de corrente é refletida na profundidade disponível para a navegação executada neste canal. Durante períodos de maré de vazante, a tendência é a profundidade apresentar valores inferiores em comparação com períodos de maré de enchente. Desta forma, foi constatado que as profundidades mais críticas para navegação na desembocadura do Canal DNOS ocorreram entre 09:00 e 10:00, na ordem de 1,2 m, enquanto que a maior profundidade foi identificada aproximadamente às 15:45, na ordem de 3 m. A variação na profundidade do canal é uma evidência de que este está sujeito, principalmente, ao regime de marés atuante no Complexo Estuarino de Paranaguá, o qual é corroborado através da análise da variação da concentração de salinidade nesta área de estudo. As medições destes parâmetros físicos constam na Figura 15 e na Tabela 4.

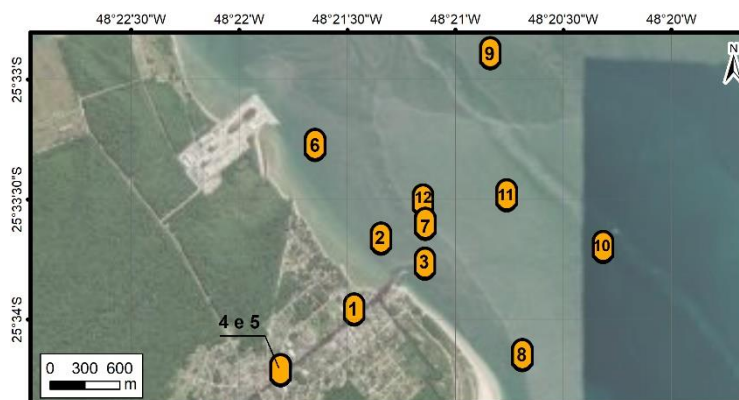


Figura 15.- Locais das medições de salinidade

Tabela 4.- Registros das medições e salinidade média

Número da Medição	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Dia	17/09	17/09	17/09	17/09	17/09	18/09	18/09	18/09	18/09	18/09	18/09	18/09
Horário	14:19	14:44	15:50	16:27	16:34	07:29	07:57	08:34	11:30	12:38	12:44	14:53
Salinidade Média [psu]	33,95	33,87	33,79	33,67	33,69	32,80	32,36	32,64	32,52	33,10	33,25	33,69

Ao comparar as datas e horários da execução das medições apresentadas, nota-se que todas as executadas no dia 17/09/2020 foram realizadas no período de maré de enchente, quando a direção dos fluxos de corrente permite a entrada da água do oceano no estuário, implicando em valores de salinidade variando entre 33,5 e 34 psu. Já para os resultados obtidos nas medições 6 a 8, realizadas no período de maré de vazante, nota-se que a salinidade varia entre 32 e 33 psu, quando os fluxos de correntes são direcionados do estuário para o oceano.

CONCLUSÕES

Trata-se da análise do comportamento hidrodinâmico através da compilação e processamento de dados obtidos ao longo de uma campanha de campo executada em Pontal do Paraná/PR, na região próxima à desembocadura do Canal DNOS no balneário Pontal do Sul.

Quanto ao perfil batimétrico, nota-se a existência de uma variação na extensão da área de praias rasas, com a região noroeste da desembocadura do Canal DNOS apresentando uma faixa praias mais extensa do que à sudeste. Ainda, verificou-se a existência de uma declividade média de 6%, com o aprofundamento da área de estudo para aproximadamente 12 m com exceção do canal de navegação da Galheta, o qual é submetido a intervenções de dragagem que o aprofundam até 16 m.

Em relação à hidrodinâmica externa, as direções dos fluxos de correntes são bem definidas para noroeste para o regime de maré de enchente e sudeste para o regime de maré de vazante, com as magnitudes médias de velocidades mais significativas durante as fases de maré de vazante, sendo

aproximadamente duas vezes mais intensa em comparação com a maré de enchente. O período de transição do fluxo de maré de vazante para enchente apresentou duração aproximada de 50 minutos, compreendendo 25 minutos de desaceleração e 25 minutos de mudança no sentido de fluxo. Quanto à influência das condições meteorológica, foi identificado que a média das magnitudes de velocidade sofreram um aumento superior a 100%.

Para a hidrodinâmica interna, foi averiguado que a desembocadura do Canal DNOS sofre influência direta do regime hidrodinâmico atuante no Canal da Galheta, com as direções de fluxo variando para entrada e saída do Canal DNOS conforme em conformidade com o regime de marés de momento. Tal comportamento é referendado pela variação na profundidade na desembocadura do canal, que variou 1,8 m, e pelo fato de que os índices de salinidade no interior do Canal DNOS também sofrem acréscimos e decréscimos conforme a fase de maré.

AGRADECIMENTOS

Este artigo foi elaborado com o suporte do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental da Universidade Federal do Paraná, com base em estudo realizado no escopo do contrato celebrado entre o Município de Pontal do Paraná junto à Fundação de Pesquisas Florestais do Paraná, executado em parceria com o Instituto Tecnológico de Transportes e Infraestrutura. Tobias Bleninger agradece o apoio da bolsa de produtividade do Conselho Nacional de Pesquisa, CNPq, processo: 312211/2020-1, edital: no. 09/2020.

REFERÊNCIAS

- Carmo, E.J.; Rodrigues, D. D.; Santos, G. R. (2015).** “Avaliação dos interpoladores *Krigagem* e *Topo to Raster* para geração de Modelos Digitais de Elevação a partir de um ‘as built’”. *Boletim de Ciências Geodésicas*, vol. 4, n. 4, out-dez 2015, pp. 674-690.
- Centro De Previsão De Tempo E Estudos Climáticos (CPTEC) (2020).** Tábuas de Marés de 09/2020 – Barra do Porto de Paranaguá Canal da Galheta-PR. Disponível em: <<http://ondas.cptec.inpe.br/~rondas/mares/index.php?cod=60135&mes=09&ano=20>>. Acesso em: 19 set. 2021.
- Diretoria de Hidrografia e Navegação (DHN) (2022).** Cartas náuticas. Barra de Paranaguá. Disponível em: <<https://www.marinha.mil.br/chm/dados-do-segnav-cartas-raster-47>>. Acesso em: 28 jun. 2022.
- Fundação de Pesquisas Florestais do Paraná (FUPEF) (2021).** “Análise Computacional da Desembocadura do Canal DNOS e Zonas de Praias Próximas – Município Pontal do Paraná-PR”. 127 f. Pontal do Paraná/PR.
- Lamour, M.R. (2000).** “Dinâmica sedimental do Canal da Galheta, via de acesso ao Porto de Paranaguá – PR”. Orientador: Rodolfo José Ângulo, 114 f. Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Paraná.
- Portos do Paraná (2017).** “Ministro assina ordem de serviço para início da dragagem de aprofundamento em Paranaguá”. Disponível em: <<https://www.portosdoparana.pr.gov.br/Noticia/Ministro-assina-ordem-de-servico-para-inicio-da-dragagem-de-aprofundamento-em-Paranagua>>. Acesso em: 17 mai. 2022.
- Tiago Filho, G. L.; Vianna, A. N. C.; Caetano, G. T.; Santos, R. M. R. M (1999).** “O uso do ADCP em pequenos e médios cursos d’água”. In: **Grupo de Trabajo sobre Hidromecânica – 5ª Reunião**. Montevideu: 1999. Disponível em: <<https://livrozilla.com/doc/1713007/o-uso-do-adcp-em-pequenos-e-m%C3%A9dios-cursos-d%C2%B4C3%A1gua>>. Acesso em: 10 nov. 2021.
- Tomas, G.; Bleninger, T.; Rennie, C. D.; Guarneri, H. (2018).** “Advanced 3D Mapping of Hydrodynamic Parameters for the Analysis of Complex Flow Motions in a Submerged Bedrock Canyon of the Tocantins River, Brazil”. *Water*, v. 10, n. 4, p. 367-386, fev./mar. 2018. DOI. <<https://doi.org/10.3390/w10040367>>. Disponível em <<https://www.mdpi.com/2073-4441/10/4/367>>. Acesso em: 13 set. 2021.
- Tulio, S.; Gamaro, P. E. M.; Maldonado, L. H (2011).** “Avaliação do uso do medidor de vazão doppler com feixe vertical em levantamentos batimétricos”. In: **XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**. Maceió/AL, ABRH: 2011. Disponível em: <https://abr.h.s3.sa-east-1.amazonaws.com/Sumarios/81/aee0f450978d29e4b809033a129d9e0a_173a40eb3bbab0d1bb6e6bf347bba762.pdf>. Acesso em: 20 out. 2021.

MODELAGEM HIDROSEDIMENTOLÓGICA CONCEITUAL PARA PROPOSIÇÃO DE UMA SOLUÇÃO DE ENGENHARIA PARA PROTEGER A REGIÃO DA PONTA DA PRAIA DE SANTOS CONTRA O ATAQUE DAS ONDAS

Lucas, Martins Pion¹, José Carlos, de Melo Bernardino¹, Paolo Alfredini² e Tobias Bleninger³

Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH. São Paulo. Brasil. lucas.pion@fcth.br
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. Brasil. alfredin@usp.br
Universidade Federal do Paraná – UFPR. Curitiba. Brasil. bleninger@ufpr.br

RESUMO:

Cidades costeiras sofrem com erosão de praias, especialmente na ausência de proteção natural que propicia a incidência direta das ondas sobre as praias e construções próximas. Neste artigo foi estudado o caso de um trecho da praia de Santos, Brasil.

Em um cenário de intensificação das ressacas e aumento do nível médio do mar, apenas em 2016 foram registrados três eventos extremos com gravíssimas consequências para a população da cidade, sendo que as medidas adotadas desde então, como implantação de um obstáculo submerso e enrocamento para a proteção dos muros, não têm surtido o efeito desejado.

Este artigo apresenta um estudo hidráulico conceitual para proposição de uma solução de engenharia para proteger a região da Ponta da Praia de Santos contra o ataque das ondas, visando minimizar os transtornos provocados pelos eventos extremos nesta área. A partir da aplicação de técnicas de modelagem computacional hidrodinâmica, foram considerados os aspectos hidrossedimentológicos (onda, correntes, movimentação sedimentar e renovação da água), para que sejam minimizados os transtornos causados em decorrência de eventos meteorológicos extremos.

ABSTRACT:

Coastal cities suffer from coastal erosion, especially when natural protections are missing, which causes direct wave impacts on the beaches and closeby constructions. This article studied the case of a sector of Santos beach, Brazil.

Confronted with the scenario of intensified cold fronts and related surges together with sea level rising, only in 2016 three extreme events were registered, which caused severe damages to the city and its population. Mitigation measures adopted, such as a submerged obstacle or rockfill protection of the coastal walls did not show sufficient effect for protection.

This article shows a conceptual coastal hydraulic study to propose engineering solutions to protect the region called Ponta da Praia de Santos against wave attack. The objective is to minimize the destructions caused during extreme events.

The methodology uses hydrodynamic modeling techniques, including wave modeling, sediment transport and tracer dispersion modeling to simulate water renewal behind breakwaters.

PALAVRAS-CHAVE: *Delft3D, modelagem costeira, transporte de sedimento, modelagem de ondas*

INTRODUÇÃO

Santos é a maior cidade do litoral paulista, com cerca de 450 mil habitantes. Além de abrigar o maior porto da América Latina, a cidade é famosa pelos 7 km de praia, sua principal atração turística e área de lazer. Durante o crescimento da cidade, as praias passaram a se localizar em área urbana, a partir da construção de inúmeras edificações próximas à linha de costa e da avenida beira-mar.

Conforme o histórico de ocupação e as necessidades urbanas foram sendo implantadas, em detrimento das características naturais da praia, foram realizadas obras que reduziram a disponibilidade de sedimentos no pós-praia, como a duplicação da Av. Almirante Saldanha da Gama e a construção dos jardins das praias. Com a impermeabilização destes sedimentos pela ocupação desta faixa, conseqüentemente também foi perdido o estoque natural de areias para suprimento das praias, que se constituem na proteção natural da costa contra eventos extremos, como as ressacas.

Neste caso, a ausência da proteção natural provoca a incidência direta das ondas sobre os muros da avenida beira-mar e o galgamento deles, principalmente na região da Ponta da Praia, causando inúmeros transtornos, como danos aos muros e à estrutura da avenida, alagamento da avenida beira-mar e inundações em garagens subterrâneas localizadas próximas à linha de costa, além de riscos à vida humana.

Em um cenário de intensificação das ressacas e aumento do nível médio do mar, apenas em 2016 foram registrados três eventos extremos com gravíssimas conseqüências para a população da cidade, sendo que as medidas mitigatórias praticadas atualmente, como a implantação de um obstáculo submerso na Ponta da Praia e enrocamento para a proteção dos muros, não surtiram o efeito desejado.

Neste contexto, no âmbito do convênio entre a CODESP (atual Santos Port Authority – SPA) e a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo vigente entre 2016 e 2017, por intermédio da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH), este artigo apresenta um estudo hidráulico conceitual para proposição de uma solução de engenharia para proteger a região da Ponta da Praia de Santos do ataque das ondas, visando minimizar os transtornos provocados pelos eventos extremos nesta área.

A partir da aplicação de técnicas de modelagem computacional hidrodinâmica, foram considerados os aspectos hidrossedimentológicos (onda, correntes, movimentação sedimentar e renovação da água), para que sejam minimizados os transtornos causados em decorrência de eventos meteorológicos extremos.

MATERIAIS E MÉTODOS

Dados disponíveis

Para a calibração do modelo computacional hidrodinâmico, foram empregados dados de onda, nível e correntes, medidos nos ADCPs localizados nas proximidades da Ilha das Palmas e próximo à Praticagem de Santos, conforme ilustra a Figura 1. Dentre os dados disponibilizados pela CODESP e Praticagem, considerou-se que estes pontos são os mais representativos para estudos na região da Ponta da Praia.

Para reprodução da batimetria foram empregados dados dos levantamentos executados no canal de navegação e acesso do Porto durante o mês de março de 2016, levantamento mais recente recebido pela FCTH. Além disto, para reprodução no modelo e calibração do transporte sedimentar na praia de Santos, foram empregados perfis praias levantados entre Agosto de 2015 e Setembro de 2016 disponibilizados pela CODESP. As demais áreas não hidrografadas foram reproduzidas por meio do emprego de Cartas Náuticas da Marinha do Brasil, além de dados pretéritos disponíveis no acervo da FCTH.

As características granulométricas e texturais dos sedimentos de fundo foram extraídas dos relatórios do EIA/RIMA da Dragagem do Canal de Navegação e da Bacia de Evolução do Porto Organizado de Santos e do Plano Ambiental Básico da Dragagem de Aprofundamento do Porto de Santos.

O modelo foi calibrado para o período entre abril e maio de 2016. Este período foi adotado devido à ocorrência de evento extremo, com altura significativa de onda de até 4 m medida na Ilha das Palmas no final do mês de abril. Além disto, para este período dispõe-se dos dados de perfis praias sem que tenha ocorrido engordamento artificial da praia.

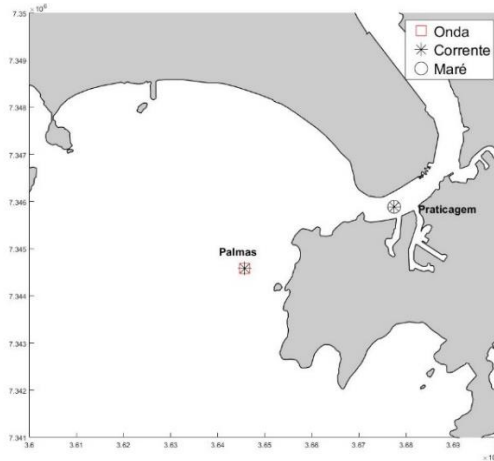


Figura 1.- Localização dos ADCP's empregados.

Modelo computacional

Para o presente estudo, foi aplicado o software Delft3D® (DELTARES, 2011a), concebido para a modelação numérica dos processos hidrodinâmicos e sedimentares de regiões costeiras. A modelagem é feita a partir do emprego de dois módulos do software: WAVE e FLOW, responsáveis pela reprodução das correntes e ondas, respectivamente.

As variações do fluxo se dão em função da variação do nível d'água nos contornos abertos, efeito do vento e gradientes de pressão, provocados pelos efeitos barotrópico e baroclínico. Além disto, estão incluídos no equacionamento do modelo eventuais descargas e retiradas de água, bem como as equações de transporte de sedimento.

O software resolve as equações de conservação da quantidade de movimento (Navier-Stokes) para um fluido incompressível, a partir das hipóteses de Boussinesq, ou seja, desprezando as acelerações verticais e, conseqüentemente, considerando pressão hidrostática ao longo da coluna d'água. As equações são resolvidas em uma grade computacional de diferenças finitas.

As ondas são reproduzidas pelo modelo SWAN (Simulating Waves Nearshore) para simulação da evolução das ondas geradas pelo vento em estuários, baías, lagos e demais corpos d'água. Trata-se de um modelo espectral, baseado na conservação de energia das ondas. O modelo resolve a equação de balanço energético, que descreve o transporte energético das ondas, reproduzindo a evolução delas em regiões costeiras. Abrange os processos de geração de ondas pelo vento, dissipação de energia na arrebentação e atrito de fundo, contendo aproximações para os efeitos de difração e reflexão de ondas.

A grade empregada para a reprodução da Baía de Santos está indicada na Figura 2. Na área próxima à Ponta da Praia a grade numérica apresenta resolução de aproximadamente 20 m.

O efeito do evento meteorológico extremo do final de abril de 2016 pode ser observado na comparação entre a previsão de maré e os dados de campo (Figura 3). A contribuição desses eventos na oscilação do nível médio do mar foi determinada através da aplicação de um filtro passa-baixa nos dados medidos em campo, como pode ser observado na Figura 3. Os resultados obtidos foram somados com a maré prevista a partir das constantes harmônicas retiradas do modelo global TPXO, a fim de se garantir que o modelo reproduza o efeito das ressacas.

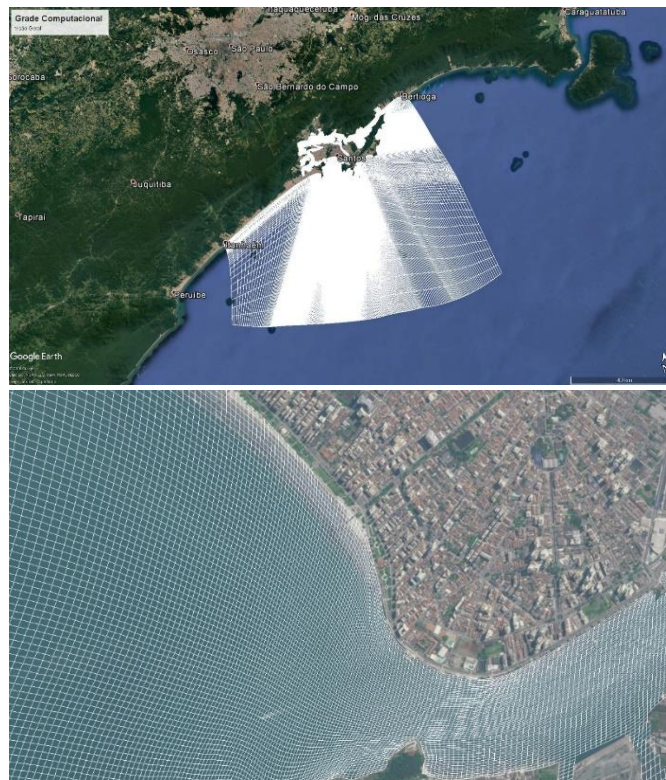


Figura 2.- Grade numérica do modelo matemático e visão detalhada (abaixo) para área de interesse.

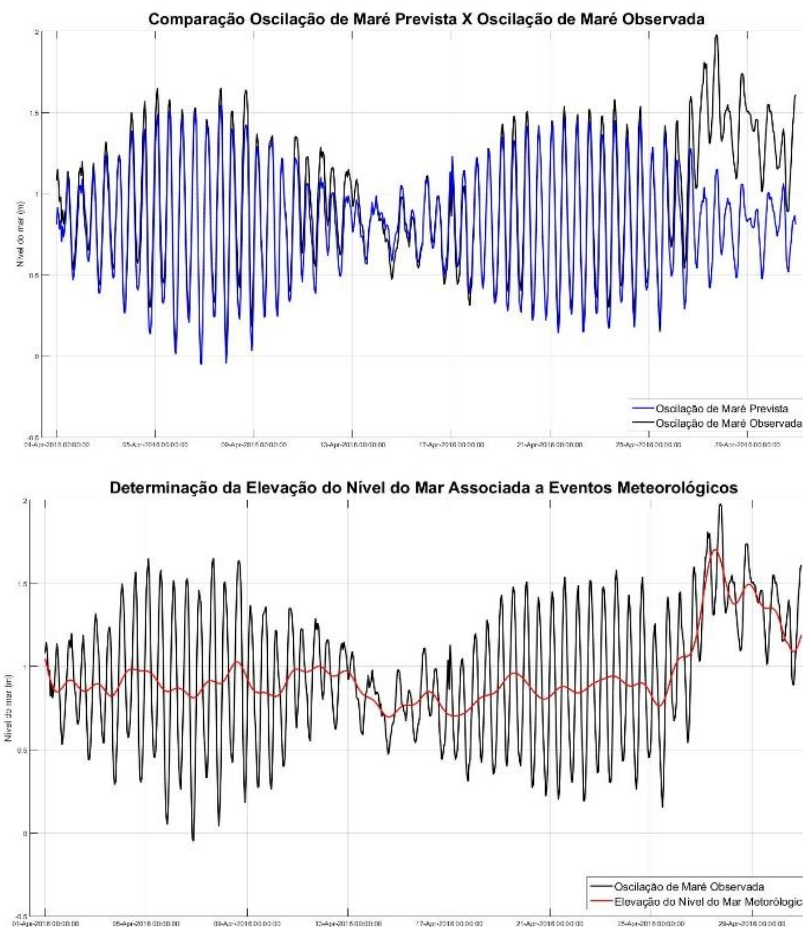


Figura 3.- Oscilação da maré prevista e observada.

As ondas atuantes na região foram forçadas com resultados do modelo global de ondas Wave Watch III (TOLMAN, 1997; 1999; 2002) para o período correspondente, enquanto o campo de ventos foi reproduzido empregando-se dos resultados do modelo climatológico global NCEP/CFR (SAHA et al., 2014) como dado de entrada.

RESULTADOS DA SITUAÇÃO ATUAL

Hidrodinâmica

A maré foi calibrada com base nos dados do ponto denominado Praticagem, sendo que os resultados estão expostos na Figura 4. Pode-se observar uma boa concordância entre os resultados obtidos e as observações de campo, com as diferenças na casa dos poucos centímetros, evidenciadas pelo resultado do RMSE de 0,08 m, o qual representa 4,5% da variação total da série de dados.

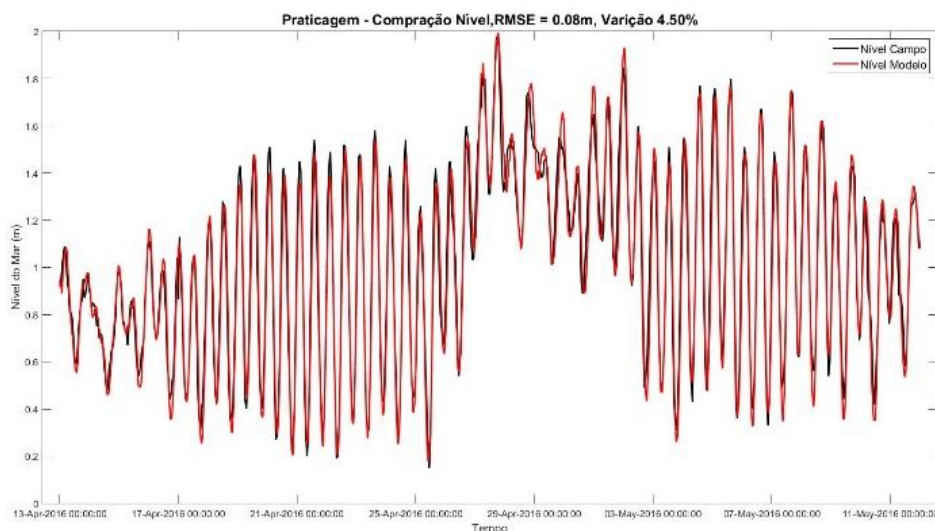


Figura 4.- Comparação da maré real com os resultados obtidos no modelo para o ponto Praticagem.

A calibração das velocidades do campo de correntes foi obtida a partir dos dados dos pontos Praticagem e Palmas, devido à sua proximidade da área da Ponta da Praia. A Figura 5 exhibe os resultados alcançados para as componentes Leste-Oeste (U) e Norte-Sul (V) e, também, para a magnitude.

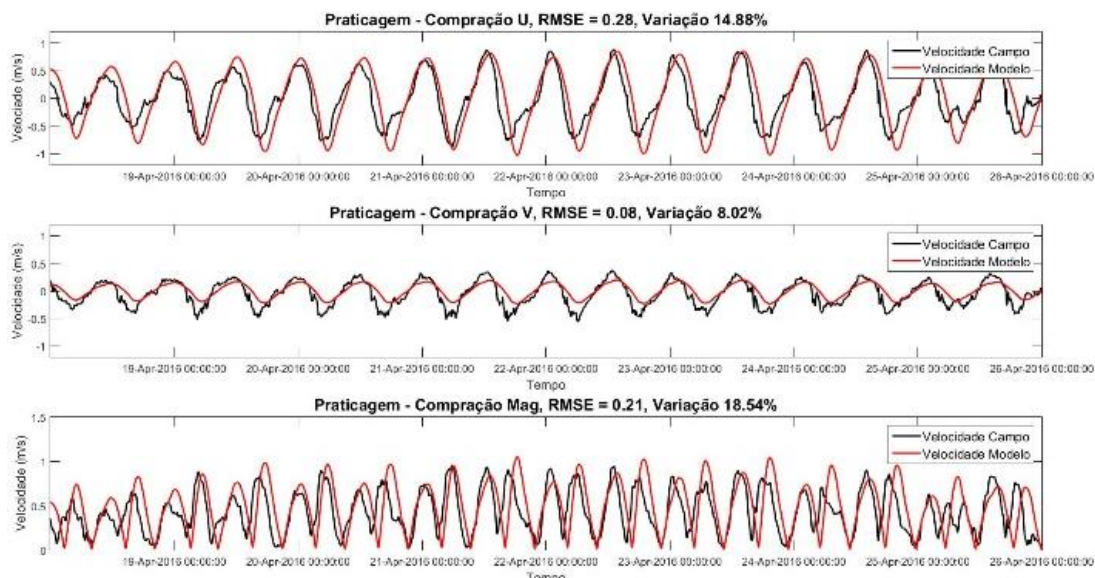


Figura 5.- Comparação das correntes reais com as obtidas no modelo para o ponto Praticagem.

Ondas

A calibração de ondas foi realizada para o ponto Palmas, o único ponto com observações de ondas em campo, cabendo ressaltar que os dados de campo não contam com observações de direção de onda. A Figura 6 apresenta os resultados obtidos para altura significativa e período de pico.

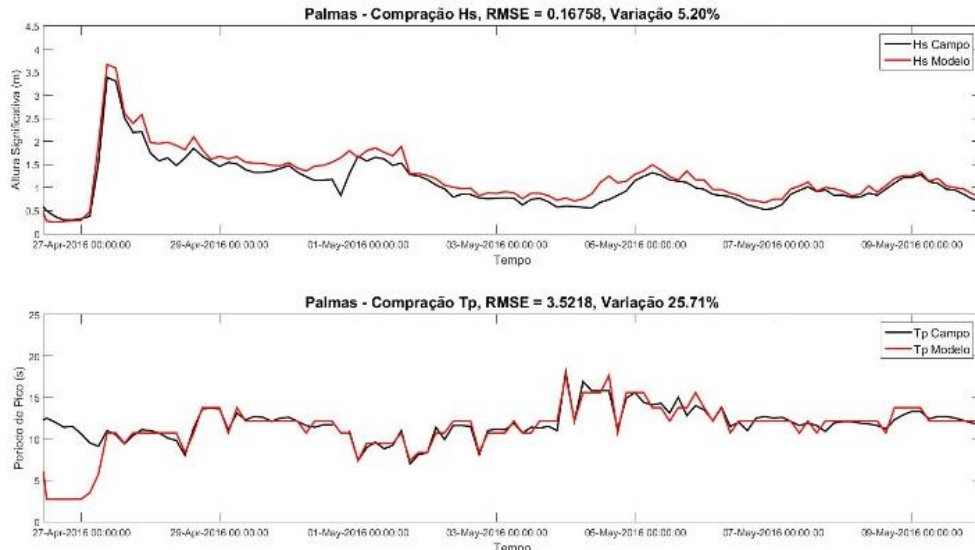


Figura 6.- Comparação das ondas reais registradas com os resultados do modelo para o ponto Palmas.

Pode-se observar uma boa concordância dos resultados obtidos com os dados campo. Os valores de erro calculados para a altura significativa de onda representaram 5,2% do total da variação da série de dados de campo, enquanto os valores de erro do período de pico representaram 25,7 % da variação total dos dados de campo.

Variações Morfológicas

A calibração do modelo de transporte sedimentar e variações do fundo foi baseada em 22 perfis levantados nas praias de Santos. De modo geral, o modelo subestima moderadamente as variações de campo. No entanto, considerando as incertezas existentes em modelagem de transporte de sedimentos, principalmente considerando sob a ação de ondas, que pode chegar a mais de 100% (KAMPHUIS, 2012), o modelo computacional responde de acordo com o campo, reproduzindo as principais tendências observadas nos perfis.

RESULTADOS DOS CENÁRIOS COM INTERVENÇÃO

As alternativas de intervenções de engenharia estudadas para a proteção da Ponta da Praia em Santos foram definidas a partir dos padrões de transporte sedimentar nesta região. A Figura 7 apresenta o transporte sedimentar médio ao longo de uma simulação entre abril e maio de 2016.

A partir da observação destes resultados, conclui-se que o transporte preferencial na região da Ponta da Praia é onshore-offshore, ou seja, transversal à linha da costa. Deste modo, foram descartadas soluções cujo objetivo é a retenção de sedimentos provenientes do transporte paralelo à linha de costa, como espigões. Assim, foram definidas alternativas de obras paralelas à linha da costa, ou seja, quebra-mares, pois estas apresentam maior eficiência na proteção da área de interesse contra a ação das ondas.

Os quebra-mares para proteção da costa são geralmente segmentados, com aberturas que possibilitam a renovação de água, para que não haja degradação de sua qualidade. Estas obras podem ser emersas, semi-submersas ou submersas. As configurações espaciais de quebra-mares e, também a extensão dos vãos entre os segmentos, foram definidas com base nas recomendações de U. S. Army (2006), considerando a formação de cúspides ou salientes no tardo da obra.

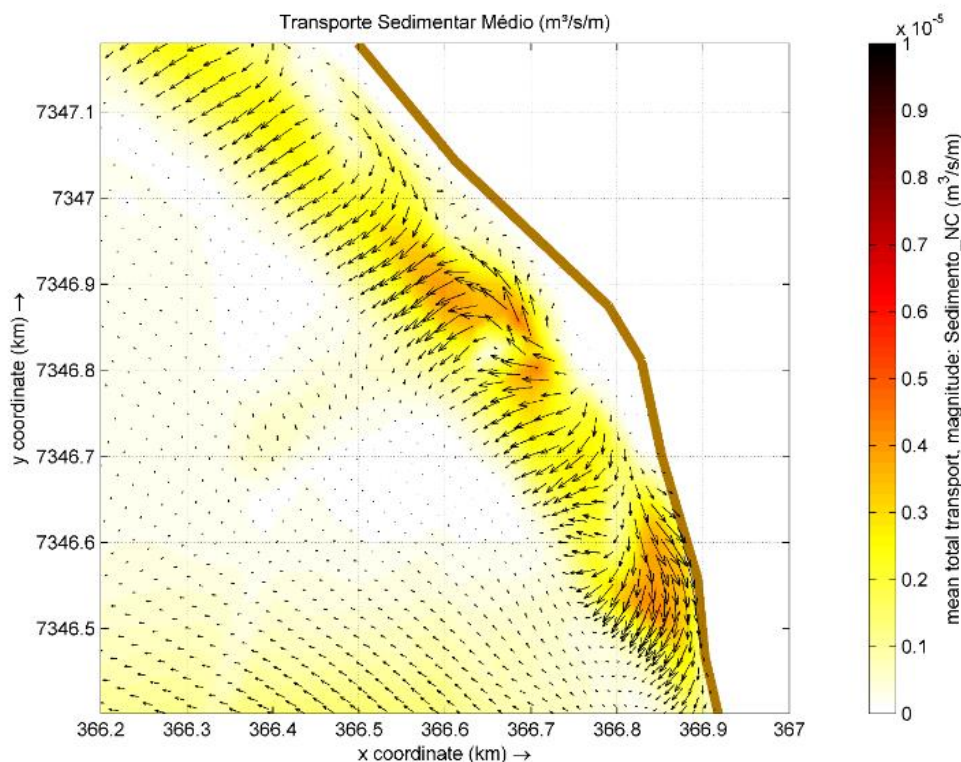


Figura 7.- Transporte Sedimentar Médio - Abril/Maio 2016.

Foram definidos quatro layouts de quebra-mares, considerando alternativas contínuas e segmentadas. No caso dos quebra-mares segmentados, seguindo a recomendação mencionada, eles foram considerados emersos. Já no caso das alternativas contínuas, a cota de coroamento da obra foi definida como igual ao nível de redução da Marinha (Zero DHN-CHM), de modo que esta obra estivesse praticamente todo o tempo submersa. Neste artigo apresentam-se somente resultados dos quebra-mares segmentados, as alternativas 1 e 2.

A alternativa 1 consiste em um quebra-mar segmentado, localizado a 250 m da linha de costa. Seu primeiro segmento tem início nas proximidades do Deck do Pescador e tem 725 m de extensão. Os demais segmentos apresentam 300 m de comprimento, com abertura de 100 m entre eles (totalizando 1.925 m construídos). Esta obra seria localizada aproximadamente na cota - 2,0 m Marinha (DHN-CHM).

Já a alternativa 2 parte do mesmo local que a anterior, mas foi concebida na isóбата de -3 m. Seu primeiro segmento tem 700 m e os demais apresentam 150 m, com aberturas de 100 m entre eles (totalizando 1.700 m construídos). Ambas as alternativas estão ilustradas em imagem de satélite na Figura 8.

As alternativas foram avaliadas a partir das alterações provocadas nos padrões hidrodinâmicos da região da Ponta da Praia. Foi realizada a comparação entre as alturas significativas de onda, considerando a implantação de cada uma das alternativas, além de eventuais alterações no campo hidrodinâmico que possam prejudicar as operações portuárias.

Além das condições hidrodinâmicas, os cenários foram comparados em relação à circulação no tardoz da obra, pois é importante que haja renovação das águas, de modo que seja mantida a sua qualidade e oxigenação, garantindo a balneabilidade da praia.



Figura 8.- Alternativas 1 e 2.

O efeito na linha de costa pela implantação das alternativas foi comparado com simulações feitas entre 13/04/2016 e 12/05/2016. Para se avaliar os impactos a longo prazo, empregou-se um fator de aceleração morfológica de 12 nas simulações, ou seja, os processos hidrodinâmicos no transporte de sedimentos foram acelerados 12 vezes, para avaliar a dinâmica sedimentar durante um ano. Este período foi escolhido devido à ocorrência de uma maré meteorológica extrema, capaz de exercer grande influência no transporte de sedimentos. Os resultados obtidos quanto às alterações morfológicas na linha de costa podem ser encarados como representativos de um ano crítico.

Altura significativa de ondas

A Figura 9 apresenta a comparação entre a alternativa 1 e a situação atual quanto à altura significativa de onda. As saídas do modelo computacional foram geradas para o dia 27/04/2016 às 9h da manhã, quando foi registrada altura significativa de onda de aproximadamente 4 m na Ilha das Palmas, representando uma situação crítica para a região da Ponta da Praia.

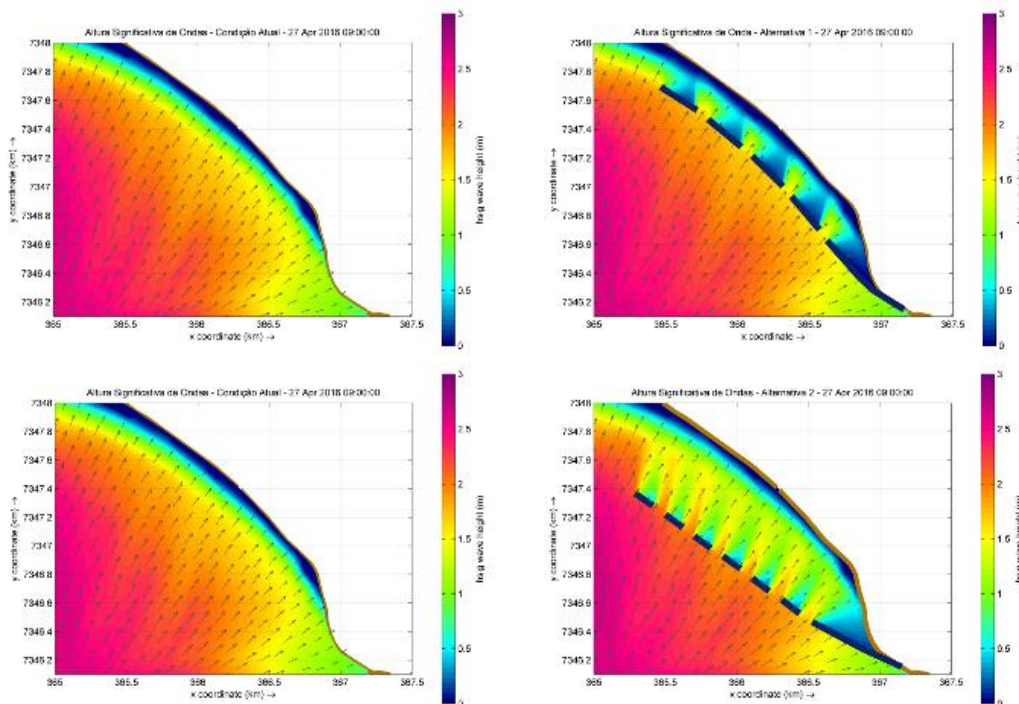


Figura 9.- Comparação de Alternativas - Altura Significativa de Onda – Atual x Alternativa 1.6

Os resultados indicam que a alternativa mais eficiente na redução da altura de ondas incidentes na linha de costa é aquela mais próxima à praia, ou seja, alternativa 1, apresentando redução de aproximadamente 70% em relação às ondas incidentes considerando a situação atual.

Correntes

As correntes foram avaliadas de modo a identificar eventuais alterações no padrão do escoamento que prejudicasse as operações portuárias. A Figura 10 ilustra a comparação entre as condições de maré enchente e vazante considerando a condição atual e a alternativa 1.

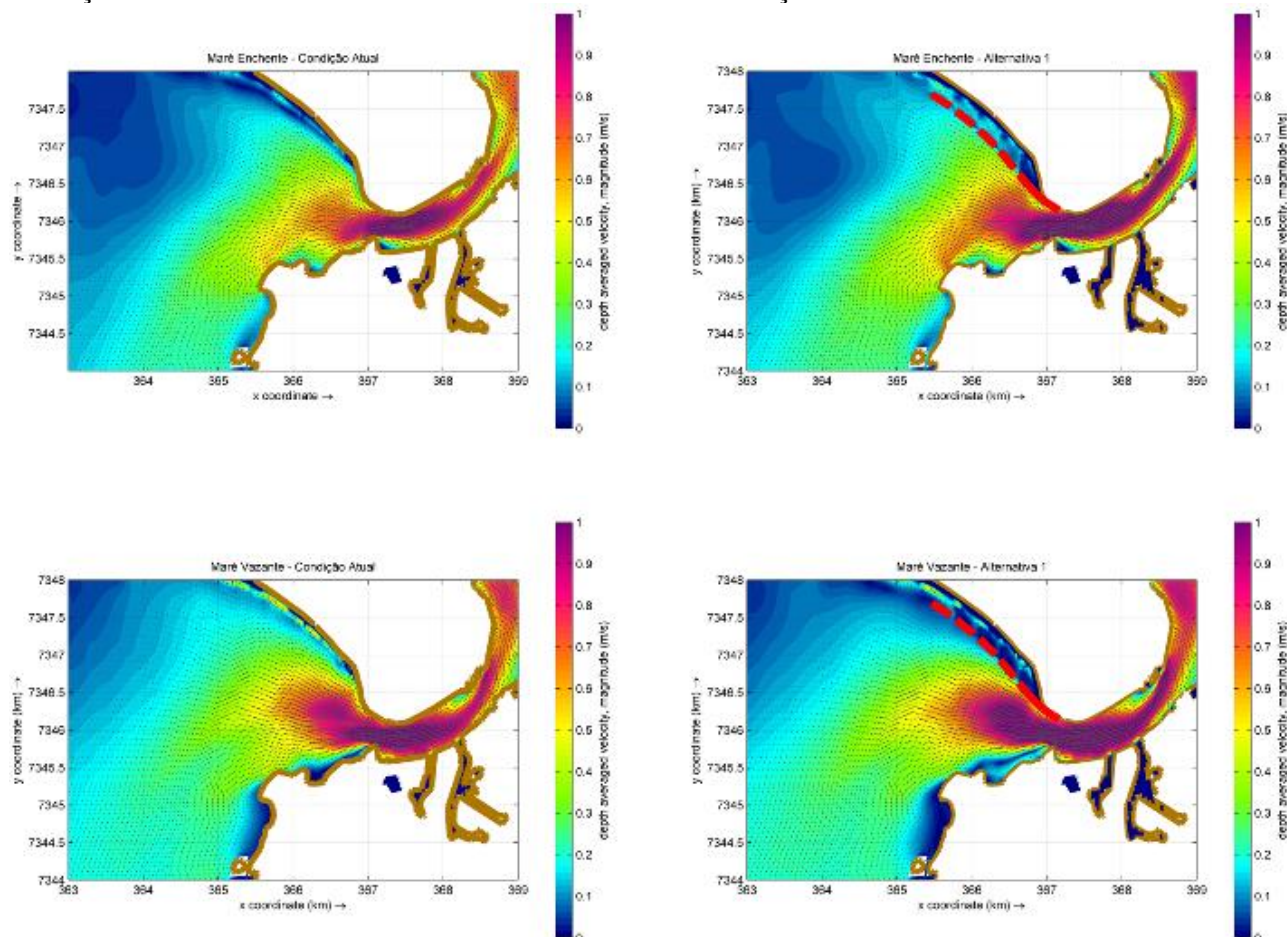


Figura 10.- Comparação - Campo de Correntes – Enchente e Vazante – Atual x Alternativa 1.

Os resultados indicam que a implantação de qualquer uma das alternativas provoca leve intensificação das velocidades de corrente nas proximidades da embocadura do canal de acesso ao Porto de Santos. Estas variações são de aproximadamente 10 cm/s (0,2 nó) e não devem ter impacto nas manobras das embarcações. Além disto, uma eventual aceleração na embocadura do canal pode ser benéfica para os volumes de dragagem, pois aumenta a competência de transporte nesta região.

Renovação de água

A análise da renovação de água após a implantação das alternativas de obras de proteção foi avaliada a partir de uma simulação simplificada, fundamentada na dispersão de uma substância conservativa de alta concentração (10 kg/m^3) lançada durante as simulações em cinco pontos no tardoz das obras implantadas. A Figura 11 apresenta a comparação ao término da simulação das alternativas.

Efeitos na linha de costa

Para a avaliação dos efeitos na linha de costa a longo prazo, foram realizadas simulações para o mesmo período (abril a maio de 2016), considerando um fator de aceleração morfológico de 12 vezes. A figura 12 apresenta a comparação de cada uma das alternativas com a situação atual, considerando as cotas encontradas ao término das simulações.

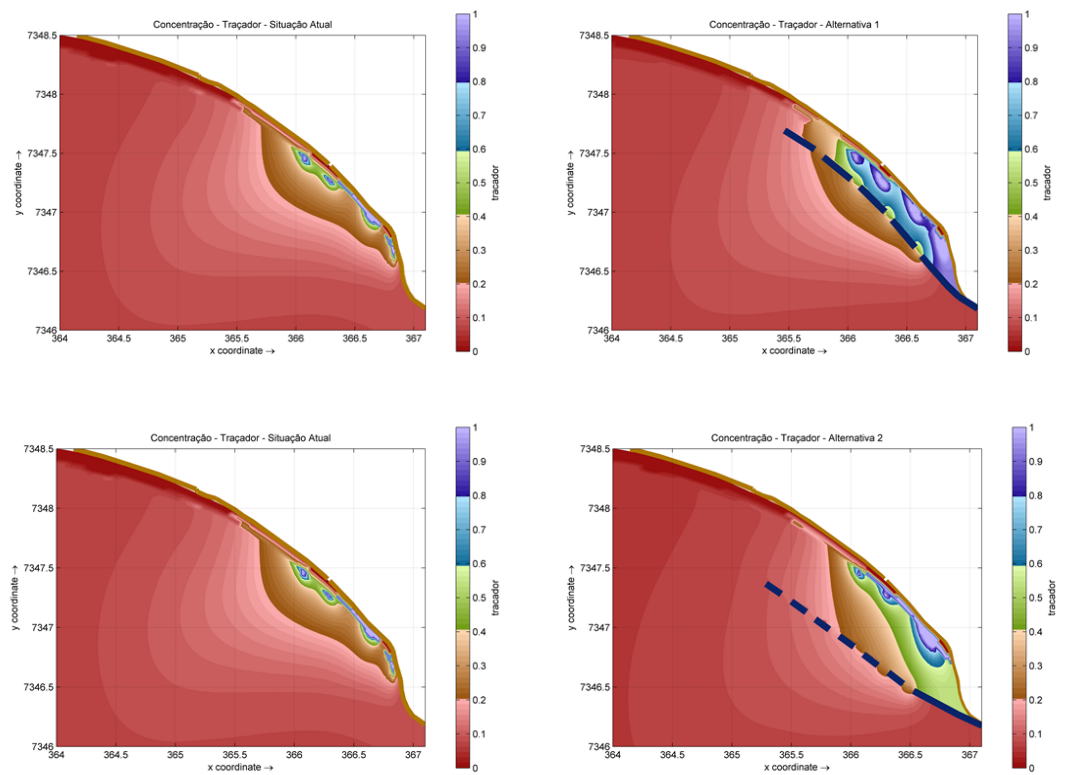


Figura 11.- Comparação - Dispersão - Enchente e Vazante – Atual x Alternativa 1 (acima) e 2 (abaixo).

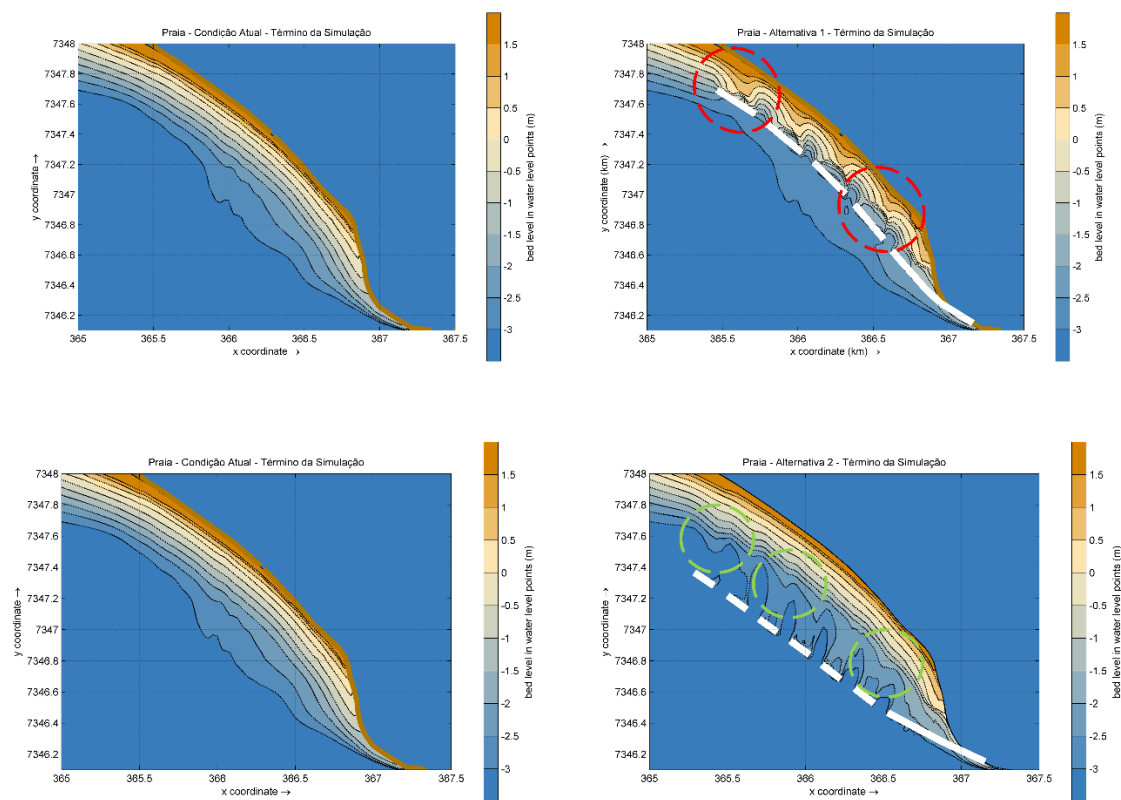


Figura 12.- Comparação – Linha de Praia - Atual x Alternativa 1(acima) e Atual x Alternativa 2 (abaixo).

Os resultados indicam que as duas alternativas avaliadas provocam acúmulo de material nas proximidades da Ponta da Praia, aumentando a faixa de areia nesta região. Este efeito é consequência do amortecimento da energia das ondas.

A alternativa 1 provoca a formação de tômbolos muito desenvolvidos no seu tardo, sendo que estas formações impedem a circulação desejável de água no tardo da obra, podendo causar problemas relativos a acúmulo de finos e lama nesta região e, também, uma consequente queda na qualidade da água, prejudicando a balneabilidade da praia.

A implantação da alternativa mais afastadas da linha de costa, por sua vez, apresenta menores impactos na linha de costa, sendo que seu efeito é observado nas isóbatas mais profundas. A alternativa 2 provoca a formação de salientes no tardo, induzindo alterações mais suaves na linha de costa em relação à alternativa 1.

CONCLUSÕES

Para auxílio na tomada de decisão em relação à melhor alternativa de obra de proteção para a Ponta da Praia em Santos, foi concebida uma matriz de decisão baseada nos critérios avaliados neste relatório: redução das ondas, renovação de água e impactos na linha de costa. Como as variações relativas ao campo de correntes foram consideradas desprezíveis, este critério não foi considerado na matriz de decisão.

Além dos critérios citados acima, foi incluído um item relativo ao custo de implantação da obra. Trata-se de uma estimativa simples, considerando apenas a extensão e altura dos quebra-mares, ou seja, quanto maior e em cotas mais fundas o quebra-mar, maior o emprego de enrocamento e, conseqüentemente, maior o custo.

Conforme os critérios, foi atribuída uma nota para cada uma das alternativas:

- Melhor Alternativa: 8;
- Segunda Colocada: 4;
- Terceira Colocada: 2;
- Pior Alternativa: 1

As notas obtidas foram dispostas em uma matriz e ponderadas pelo peso atribuído a cada critério:

- Dissipação das ondas: Peso 2;
- Renovação de Água: Peso 2;
- Alterações Morfológicas desejáveis na Praia: Peso 4;
- Custo: Peso 1.

Ao custo de implantação foi atribuído o peso mais baixo, uma vez que este fator não deve ser decisivo para a implantação da obra. Deve-se dar precedência à alternativas que induzam alterações benéficas na Ponta da Praia, comparativamente a alternativas mais baratas com efeito duvidoso.

Quanto à dissipação das ondas, foi atribuído peso 2, pela sua importância na alteração do padrão morfológico na linha da costa, bem como pela necessidade de prevenção contra danos nas estruturas de proteção. O mesmo peso foi atribuído ao critério relativo à renovação da água no tardo da obra, importante para a manutenção da qualidade da água em termos da balneabilidade da praia.

O peso máximo foi atribuído às alterações morfológicas na linha de costa, conseqüências da implantação da obra de proteção. Este critério recebeu peso máximo pois trata-se da principal consequência da implantação da obra. Uma intervenção mal sucedida pode resultar em inúmeras situações adversas, como formação de tômbolos permanentes, redução da qualidade da água, entulhamento de detritos, insegurança para banhistas e prejuízos à estética.

Com os resultados obtidos, conclui-se que as alternativas mais próximas da praia (1 e 1B), apesar de serem eficientes no amortecimento das ondas, prejudicam significativamente a circulação

de água em seu tardoz. O amortecimento excessivo das ondas também produz alterações sedimentares indesejáveis, com a formação de tômbolos permanentes, ou até mesmo um possível assoreamento em todo o tardoz da obra. Estes efeitos adversos levam a descartar a opção por estas alternativas.

Tabela 1.- Matriz de decisão

Matriz de Decisão					
Critério	Peso	Alternativas			
		1	1B	2	2B
Dissipação de Ondas	2	8	4	1	2
Renovação de Água	2	1	4	2	8
Alterações Morfológicas	4	2	1	8	4
Custo	1	2	8	1	4
Nota Final		28	28	39	40

As melhores alternativas (2 e 2B), com notas finais muito próximas, foram as alternativas localizadas nas proximidades da isóbata de - 3 m, mais afastadas em relação à linha da costa. O resultado final destas alternativas foi definido pelo seu efeito nas proximidades da linha de costa e no transporte sedimentar médio. A alternativa 2 tende a provocar menores impactos na linha da costa em relação à condição atual. A implantação da alternativa 2B provoca maior redução do transporte médio, podendo provocar preenchimento da área abrigada em longo prazo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Santos Port Authority (na época CODESP) pelo financiamento do estudo e a disponibilização de dados. Agradecemos também à Praticagem de Santos pela disponibilização dos dados hidrodinâmicos. Tobias Bleninger agradece ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa produtividade no. 312211/2020-1, edital 09/2020.

REFERENCIAS

- Alfredini, P., Arasaki, E., 2018. Engenharia Portuária - Manual Técnico. Editora Edgard Blucher. São Paulo, Brasil. 1504pp.
- DELTAIRES, 2011a. User Manual Delft3D-FLOW. Simulation of Multi-Dimensional Hydrodynamic and Transport Phenomena, Including Sediments. Deltaires, Delft, The Netherlands. 690pp.
- DELTAIRES, 2011b. User Manual Delft3D-WAVE. Simulation of short-crested waves with SWAN. Deltaires, Delft, The Netherlands. 214pp.
- Diretoria de Hidrografia e Navegação (DHN) – Centro de Hidrografia da Marinha (CHM), 2011-2015. Catálogo de Cartas e Publicações. Niterói, Brasil.
- Kamphuis, J. W., 2012. Introduction to Coastal Engineering and management. World Scientific, Singapore, 525pp.
- Saha, S. et. al., 2014. The NCEP Climate Forecast System Version 2. Journal of Climate, Volume 27, pp. 2185-2208.
- TOLMAN, H.L., 1997. User manual and system documentation of WAVEWATCHIII version 1.15. NOAA / NWS / NCEP / OMB Technical Note 151, 97 pp.
- TOLMAN, H.L., 1999. User manual and system documentation of WAVEWATCH-III version 1.18. NOAA / NWS / NCEP / OMB Technical Note 166, 110 pp.
- TOLMAN, H.L., 2002. User manual and system documentation of WAVEWATCH-III version 2.22., NOAA / NWS / NCEP / MMAB Technical Report 222, 139 pp.
- U. S. ARMY, 2006. Coastal Engineering Manual. Coastal and Hydraulic Laboratory, Vicksburg.

ESTUDO DA APLICABILIDADE DE GABIÕES DE CONCHAS PARA SOLUCIONAR PROBLEMAS COSTEIROS

Elisa Mitsue Yokemura⁽¹⁾ e Eduardo Puhl⁽²⁾

(1,2) Instituto de Pesquisa Hidráulica (IPH), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.
elisayokemura@gmail.com, eduardo.puhl@ufrgs.br

RESUMO

Visando incentivar o uso de construções naturais, e assim, promover um desenvolvimento mais sustentável, (como definiu a Organização das Nações Unidas (ONU) na Conferência do Rio de 1992), este trabalho traz o conceito de construções baseadas na natureza. NBS, do inglês nature-based solution, agrega materiais vindos de formas naturais para solucionar os mais diversos problemas da sociedade atual. Com o objetivo de analisar o seu comportamento quando utilizados para atenuação de ondas, foi construída uma estrutura híbrida, feita com conchas de ostras reutilizadas, ensacadas com tela de polietileno em formatos de gabiões. Estas estruturas foram testadas em um canal bidimensional sob a ação de ondas de pequena amplitude, formadas a partir de movimentações de barcos ou do vento. Com os resultados, foi possível medir 3 parâmetros para avaliar o comportamento da estrutura: a transmissão e a reflexão da onda e a estabilidade da estrutura. Por fim, comparou-se os resultados deste trabalho com o de outros autores, tanto de estruturas de conchas quanto de estruturas convencionais de enrocamento. Podendo assim, concluir que os gabiões de conchas possuem melhor desempenho quando utilizados amarrados entre si, melhorando a sua estabilidade, e quando a profundidade em que está alocado é menor do que a sua altura total. Além disso, os resultados dos ensaios para os 3 parâmetros avaliados, mostram-se semelhantes aos de outras estruturas tanto de conchas quanto de enrocamento. Desta forma, são estruturas construídas com um material natural que possuem comportamento satisfatório quanto aos parâmetros avaliados neste trabalho.

ABSTRACT:

Aiming to encourage the use of natural constructions, and thus promote a more sustainable development (as defined by the United Nations (UN) at the 1992 Rio Conference), this work brings the concept of constructions based on nature. NBS, from the English nature-based solution, aggregates materials from natural ways to solve the most diverse problems of today's society. In order to analyze their behavior when used for wave attenuation, a hybrid structure was built, made with reused oyster shells, bagged with polyethylene screen in gabion shapes. These structures were tested in a two-dimensional channel under the action of small-amplitude waves, formed from boat movements or wind. With the results, it was possible to measure 3 parameters to evaluate the behavior of the structure: the transmission and reflection of the wave and the stability of the structure. Finally, the results of this work were compared with those of other authors, both from shell structures and from conventional rockfill structures. Thus, it can be concluded that shell gabions have better performance when used tied together, improving their stability, and when the depth in which they are allocated is smaller than their total height. In addition, the results of the tests for the 3 parameters evaluated, are shown to be similar to those of other structures, both shells and rockfill. In this way, they are structures built with a natural material that have satisfactory behavior regarding the parameters evaluated in this work.

PALAVRAS CLAVES: *Gabiões de conchas, conchas, proteção costeira, ondas, atenuação de ondas*

1) INTRODUÇÃO

O desenvolvimento sustentável reconhece que os recursos naturais são finitos e por isso, procura meios de garantir que as soluções para suprir as necessidades atuais não comprometam os recursos para as necessidades futuras (WWF, 2021). Assim, entende-se que garantir o desenvolvimento sustentável de um país é imprescindível para a sua economia.

Ao optar por um desenvolvimento sustentável, o país precisa buscar soluções que prezem pela qualidade e não pela quantidade, garantindo que haja economia no uso da matéria-prima e aumento da reutilização. Com a aplicação de desenvolvimento sustentável em soluções para as necessidades humanas, surge o conceito de *Nature-Based Solutions* (NBS) (EC, 2021), em português Soluções Baseadas na Natureza (SBN).

SBN incorpora os conceitos de sustentabilidade, economia e flexibilidade nas alternativas para vários objetivos. Essas soluções devem trabalhar com a natureza e não contra ela, possibilitando a criação de novos empregos e produtos sem esgotar os recursos.

Quando incorporado na construção civil, SBN utiliza materiais provenientes de formas naturais combinados com materiais estruturais, com o objetivo de impactar o mínimo possível no ambiente.

Assim, a solução escolhida para ser analisada neste trabalho é SBN constituída de conchas de ostras. Este tipo de solução já é utilizado em alguns países para reduzir o impacto do transporte de sedimentos e permitir que a biodiversidade local se desenvolva, como por exemplo em Tampa, EUA (Kirkpatrick, 2013). Neste exemplo, vários Arranjos de recifes são testados desde 2004 e, como resultado, permitem que a vegetação nativa se desenvolva.

Outro exemplo que inspira este trabalho, é o projeto *OceanWatch*, na Austrália. Há cinco anos este projeto incentiva o uso de Linhas Costeiras Vivas como ferramenta para reduzir a erosão costeira e restaurar o habitat local (*OceanWatch*, 2021). O projeto, incentiva dezenas de estudos universitários, no caso da engenharia, para encontrar, por exemplo, qual Arranjo possui o melhor desempenho para atenuar os efeitos das ondas (Dunlop et al., 2017).

A combinação de materiais não naturais com materiais naturais possui diversas vantagens, como a preservação da integridade ecológica do ambiente, a possibilidade de filtração da água e de se tornar habitat de seres vivos, entre outras. Segundo uma comparação feita pelo Departamento de Recursos Naturais do estado de Georgia, Estados Unidos, em 2013, os custos para a compra e instalação do material natural são menores do que para construções de concreto ou madeira com a mesma finalidade.

Por fim, o objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento hidrodinâmico de gabiões feitos de conchas de ostras a fim de sustentar a sua aplicabilidade como uma Solução Baseada na Natureza para proteção costeira.

2) MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 CANAL DE ONDAS

O canal de ondas (Figura 1) em que foram realizados os ensaios físicos, possui 40 metros de comprimento por 1 metro de largura. As ondas são produzidas através de um batedor de ondas localizado a montante do canal. A jusante do canal, é necessário a construção de uma praia artificial para a dissipação das ondas, que no caso dos ensaios é de enrocamento. A altura máxima do canal é logo à frente do batedor de ondas e possui 1,10 metros. A 13,25 metros do batedor, a altura do fundo é elevada em 0,47 centímetros através de um degrau para facilitar o acesso para medição.

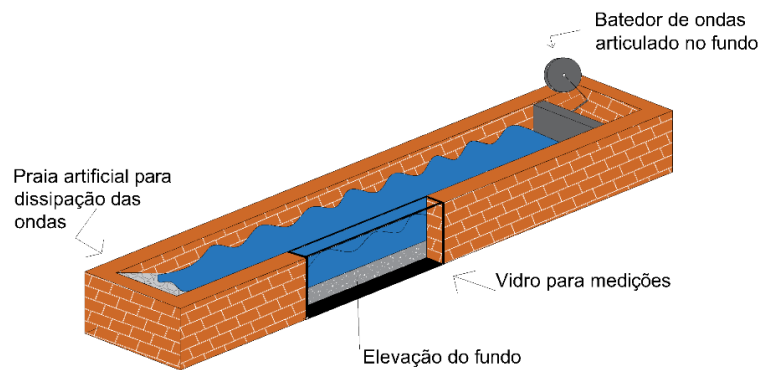


Figura 1.- Canal de ondas NECOD/IPH/UFRGS. Fonte: autora.

2.2 ESTRUTURA DE CONCHAS

As amostras de conchas de ostras utilizadas para montar a estrutura foram fornecidas pelo Laboratório de Moluscos Marinhos (LMM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), que estuda e produz larvas de moluscos a fim de incentivar a maricultura no estado.

A estrutura de conchas foi feita com conchas da espécie *Crassostrea Gigas* e com tela de polietileno de alta densidade indicadas para aplicações em ambientes corrosivos, úmidos e expostos a intempéries, com abertura de 5 cm (Figura 2). Tal estrutura consiste em cilindros de 10 cm de diâmetro.



Figura 2.- Estrutura de conchas. Fonte: autora.

Ao todo foram feitas 10 estruturas de 10 cm de diâmetro cada e 1 metro de comprimento. Com elas, foram testados dois Arranjos diferentes das estruturas das conchas, o primeiro Arranjo (Figura 3a), possui 36 cm de altura e o segundo Arranjo (Figura 3b) possui 27,35cm.

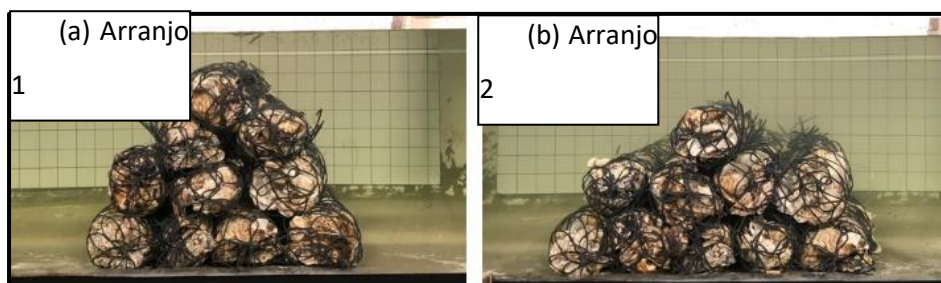


Figura 3. - Imagens dos dois Arranjos ensaiados quando instalados dentro do canal. Fonte: autora.

2.4 PARÂMETROS DO MODELO FÍSICO

Para definir os parâmetros do modelo reduzido, algumas considerações iniciais foram feitas referentes ao protótipo, que é o local onde essa estrutura seria aplicada, e encontram-se descritas a seguir.

- Considerou-se que as ondas do local são ondas de baixa amplitude e ocasionadas principalmente por forças de ventos e de travessia de barcos as características da onda considerada é de $H = 0,5$ m e $T = 3$ s;
- Considerou-se a estrutura instalada em um local com profundidade de $h = 1,0$ metro;
- E considerou-se a variação de maré de 1,0 metro aproximadamente, assim, a altura máxima da profundidade onde a estrutura estará localizada é de 2 metros;
- Finalmente, definiu-se a altura máxima da estrutura de conchas como 1,5 metro;

O limitador da análise dimensional para a definição dos parâmetros do modelo foi a profundidade máxima possível para os ensaios no canal de ondas igual a 0,4 metro e assim, considerando a profundidade máxima de 2 metros, temos que o parâmetro da semelhança (N_L) é igual a 5. Como $N_L = 5$, a altura da onda reproduzida no modelo será de 0,1 metro e a da estrutura será de aproximadamente 0,3 metro. Para garantir a semelhança hidrodinâmica e encontrar os demais parâmetros do modelo, utilizou-se o Número de Froude e com isso definiu-se que o período da onda do modelo será de $T_m = 1,34$ s.

2.5 EQUIPAMENTOS AUXILIARES

Para mensurar a transformação das ondas antes e depois da estrutura de conchas, foram utilizadas 4 sondas do tipo capacitivas (DHI, modelo Type 202). As sondas foram mantidas fixas em todos os ensaios com espaçamentos diferentes, conforme a Figura 4.

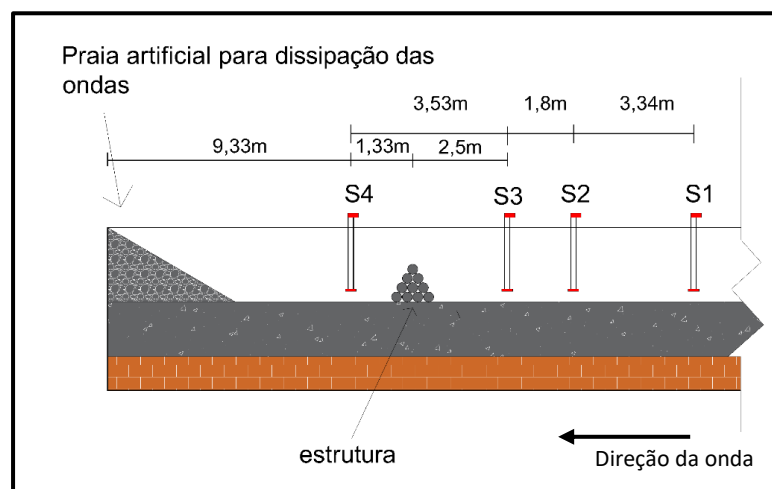


Figura 4.- Identificação e posicionamento das sondas capacitivas no canal. Fonte: autora.

Para o registo dos ensaios, utilizou-se um *Ipad Pro* da 5ª geração que capturou imagens em formato de vídeo. Além dele, utilizou-se também uma *Gopro black 7*, por ser à prova d'água, para registros mais próximos da estrutura.

2.6 PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

Os ensaios com as estruturas foram divididos em duas etapas diferentes: a primeira consistiu em testar os Arranjos 1 e 2 apenas empilhados, sem amarrações. Já na segunda etapa, as estruturas foram amarradas de 3 em 3 com o objetivo de melhorar a estabilidade dos dois Arranjos. Utilizou-se para a amarração abraçadeiras plásticas como mostra a Figura 5.



Figura 5.- Arranjos soltos (esquerda) e amarrados (direita). Fonte: autora.

Para cada etapa, foram realizados seis ensaios utilizando a estrutura e os equipamentos descritos nos itens anteriores. Foram consideradas três alturas diferentes do nível da água (h) para cada Arranjo. A tabela 1 traz a nomenclatura utilizada para identificar cada ensaio em função da profundidade e o Arranjo utilizado. Em todos os ensaios, a altura da onda (H) e o período (T) foram constantes.

Tabela 1: Parâmetros dos ensaios. Fonte: autora.

Ensaio	Arranjo	h (m)	H (m)	T (s)
H40A1	1	0,4	0,1	1,34
H40A2	2	0,4		
H30A1	1	0,3		
H30A2	2	0,3		
H25A1	1	0,25		
H25A2	2	0,25		

2.7 TRATAMENTO DOS DADOS

2.7.1 Onda incidente

No caso da onda incidente, utilizou-se apenas os dados da sonda S1, a mais próxima do batedor. Obteve-se a altura da onda (H_i) a partir da média das primeiras 10 ondas completas, pelo método do cruzamento ascendente pelo eixo (Kamphuis, 2010). Analisou-se visualmente cada registro (Figura 6) para determinação do momento em que as ondas ficavam completamente formadas e utilizou-se uma média destas para a obtenção das médias.

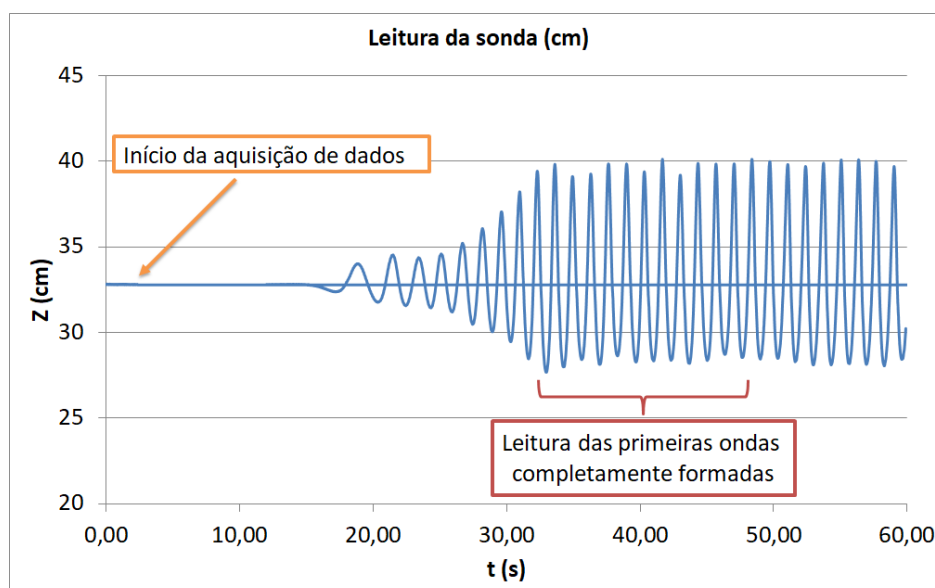


Figura 6.- Gráfico com exemplo de medição do nível d'água pela sonda. Fonte: autora.

2.7.2 Onda transmitida

No caso da altura da onda transmitida (H_t), seguiu-se os mesmos passos para o cálculo da onda incidente, entretanto, com os dados da sonda S4, posicionada logo após a estrutura.

O coeficiente de transmissão K_t , foi calculado pela razão entre a altura da onda transmitida (H_t) pela altura da onda incidente (H_i), segundo a equação:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = \frac{H_{S4}}{H_{S1}} \quad (1)$$

2.7.3 Onda Refletida

Com o auxílio do pacote SAM (Simulação da Agitação Marítima), desenvolvido por Capitão e Carvalho (2001) no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC-Portugal), e com os dados lidos pelas 3 sondas instaladas antes da estrutura, foi possível calcular o coeficiente de reflexão (K_r) da estrutura pelo método de Mansard e Funke (1980).

Para comparar os resultados de reflexão deste trabalho com os de estruturas convencionais, utilizou-se a equação de Seelig (1980) abaixo para estimar o coeficiente de reflexão (K_r) de quebra-mares de enrocamento. Utilizou-se como parâmetros a e b os mesmos que Benoit e Teisson (1994), sendo respectivamente 0,6 e 6,6, por terem utilizado parâmetros de profundidade e onda parecidos com os deste trabalho.

$$K_r = \frac{a\xi^2}{(b + \xi^2)} \quad [1]$$

Onde:

a = 0,6

b = 6,6

E ξ é o chamado parâmetro de Iribarren, o qual é definido como:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H}{gT}}} \quad [2]$$

Onde:

α é o ângulo da estrutura.

H = altura da onda

g = gravidade

T = período da onda

3) RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 TRANSMISSÃO

Referente à transmissão, no caso dos gabiões amarrados, o Arranjo 1 mostrou-se mais eficaz na dissipação de energia (Figura 7) visto que o coeficiente de transmissão apresenta menores valores. Também se observa que quanto menor a profundidade em relação a estrutura, menor é a transmissibilidade da onda pela estrutura. Essa mesma conclusão é feita quando comparados os resultados dos mesmos parâmetros de ensaio entre a estrutura amarrada e solta. Com a amarração, os coeficientes de transmissão apresentam-se majoritariamente mais baixos do que sem a amarração.

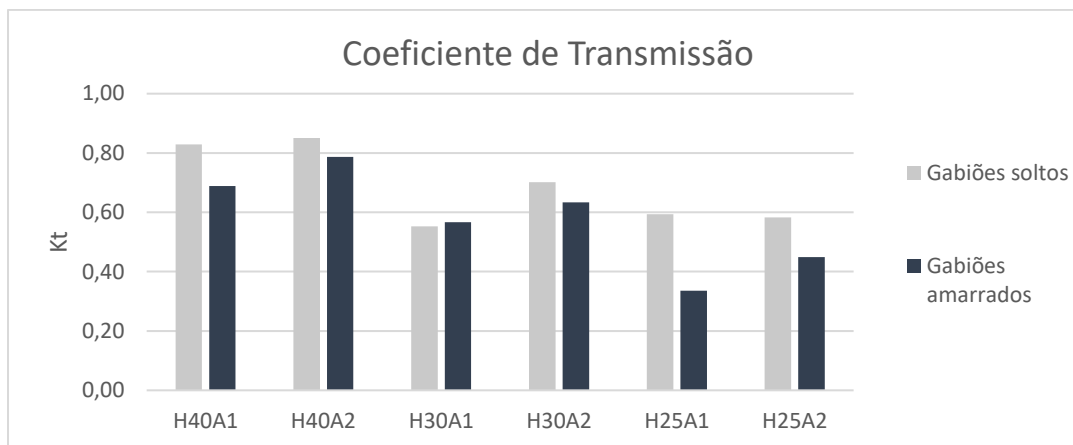


Figura 7 - Resultados dos coeficientes de transmissão. Fonte: autora.

3.2 REFLEXÃO

Os coeficientes de reflexão calculados variaram de acordo com cada ensaio como mostra a Figura 8. Quando os gabhões estão completamente submersos, ($h = 40$ cm), o coeficiente de reflexão apresenta maiores valores, o que significa maior reflexão, no caso dos gabhões amarrados.

No caso da profundidade de 30 cm, quando a estrutura está na mesma altura que a linha d'água, no caso do Arranjo 01, a reflexão é menor com o gabião amarrado. Já no caso do Arranjo 2, em que a estrutura ainda está parcialmente submersa, acontece o mesmo que na profundidade de 40 cm, ou seja, a reflexão com os gabhões amarrados é maior do que com os gabhões soltos.

Na situação em que a estrutura está com parte exposta e parte submersa nos dois Arranjos ($h = 25$ cm), é a que apresenta os maiores valores de coeficiente de reflexão. Sendo que, para os Arranjos amarrados, esse coeficiente foi um pouco menor nos dois casos.

Apesar da tendência de haver maiores coeficientes de reflexão quanto maior a altura da água em comparação com a altura da estrutura, não é possível definir um padrão exato de comportamento. Isto se deve a grande variação de valores entre os ensaios.

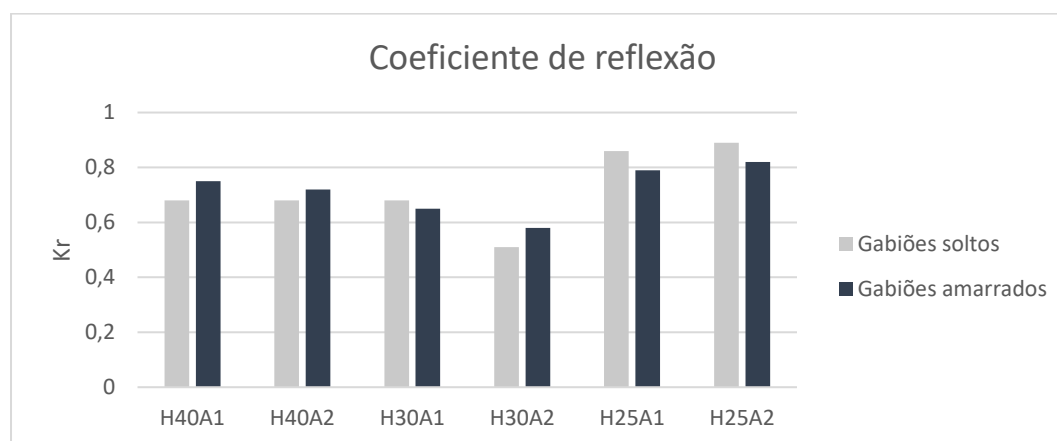


Figura 8.- Resultados dos coeficientes de reflexão. Fonte: autora.

3.3 ESTABILIDADE

A estabilidade das estruturas foi analisada através das filmagens feitas durante os ensaios que tiveram duração média de 2 minutos. Analisou-se dois tipos de movimentações dos gabhões:

- 1) Movimentos para frente e para traz denominado "Balanço";
- 2) Deslocamento de um ou mais gabhões, afastando-se da posição original;

3) Colapso total da estrutura.

Em todos os ensaios (Tabela 2 e 3), tanto com gabiões soltos quanto com amarrados, foi possível identificar o movimento de balanço, porém, nos casos dos gabiões soltos, este balanço foi mais intenso, ocasionando inicialmente o deslocamento de um gabião e por fim o colapso da estrutura inteira. Apenas o ensaio H40A2 dos gabiões soltos não foi identificado o colapso da estrutura.

No caso dos gabiões amarrados, apesar de alguns se afastarem um pouco da posição inicial devido ao balanço, não ocorreu o colapso da estrutura.

Tabela 2: Análise da estabilidade para gabiões soltos. Fonte: autora.

Ensaio	Balanço	Deslocamento	Colapso
H40A1	✓	✓	✓
H40A2	✓	✓	
H30A1	✓	✓	✓
H30A2	✓	✓	✓
H25A1	✓	✓	✓
H25A2	✓	✓	✓

Tabela 3: Análise da estabilidade para gabiões amarrados. Fonte: autora.

Ensaio	Balanço	Deslocamento	Colapso
H40A1	✓	✓	
H40A2	✓	✓	
H30A1	✓	✓	
H30A2	✓	✓	
H25A1	✓	✓	
H20A2	✓	✓	

3.4 COMPARAÇÃO COM OUTROS AUTORES

Para a comparação com outros autores, foi calculado o coeficiente adimensional R^* segundo a equação:

$$R^* = \frac{R_c}{T_p \sqrt{g \cdot H_i}} \quad [3]$$

Onde R_c é o *freeboard*, ou seja, a altura da estrutura menos a altura da coluna d'água. R_c é positivo quando a profundidade de água é menor que a altura da estrutura e negativa quando a estrutura é submersa. T_p e H_i são respectivamente o período e a altura da onda gerada, e g a gravidade.

O gráfico da Figura 9, relaciona o coeficiente de transmissão (K_t) com a variável adimensional R^* e apresenta a comparação dos resultados deste trabalho com Allen (2013), Dunlop (2016) e Coghlan et al (2016) que também testaram em laboratório o comportamento de conchas ensacadas para a atenuação de ondas.

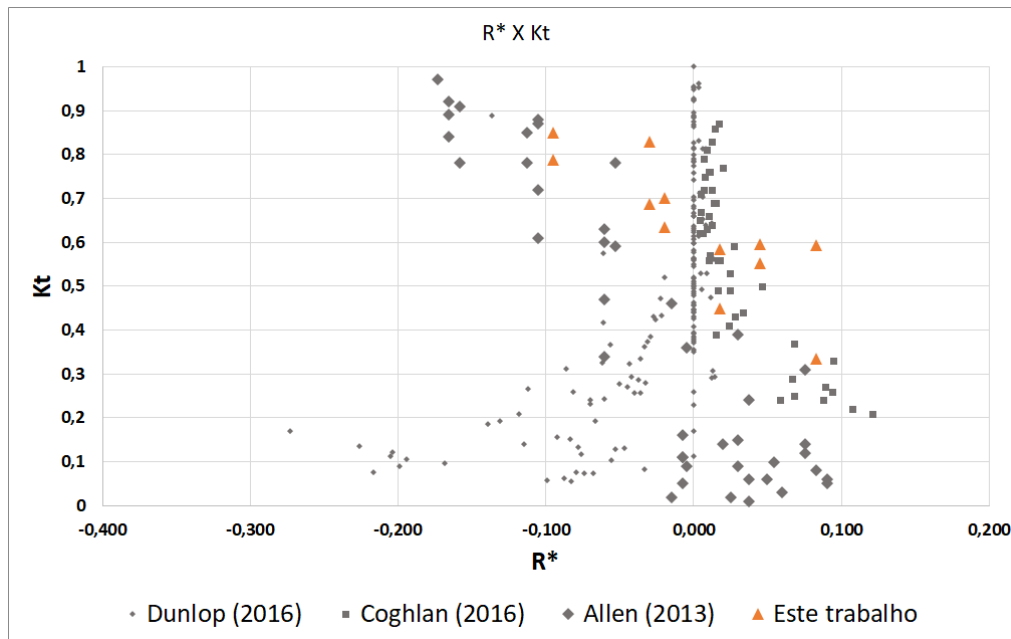


Figura 9.- Comparação K_t X R^* com outros autores que também utilizaram gabiões de conchas. Fonte: autora.

Dunlop (2016) também calculou o coeficiente de reflexão (K_r) para os mesmos valores de altura e profundidade anteriores e seus dados foram comparados com os deste trabalho na Figura 10.

No caso do coeficiente de transmissão (Figura 9), os valores deste trabalho apresentaram a mesma tendência que os dados de Coghlan et al (2016) e Allen (2013), à medida que o R^* aumenta, o K_t diminui, ou seja, melhores resultados de transmissão. Entretanto, quando comparados com os valores de Dunlop (2016) os dados divergem bastante. Isso pode se justificar pela diferença da largura das estruturas testadas por ele.

Já para os coeficientes de reflexão (Figura 10), a tendência dos dados fica um pouco mais similar aos dados apresentados por Dunlop (2016). Existe o aumento do K_r à medida que a profundidade diminui em relação à altura da estrutura.

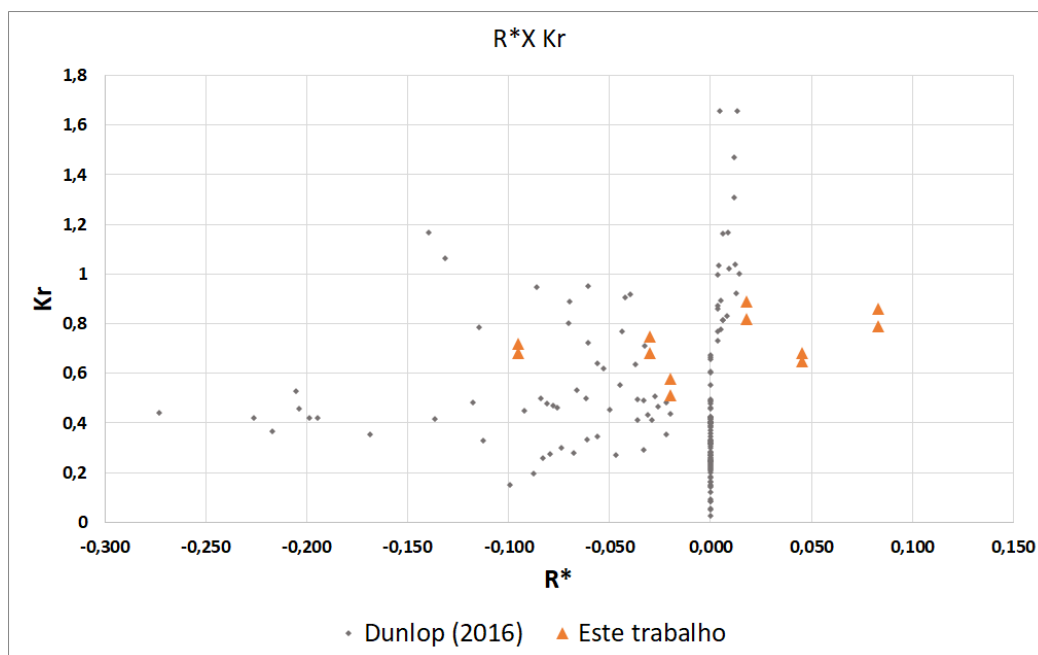


Figura 10.- Comparação K_r X R^* com outros autores que também utilizaram gabiões de conchas. Fonte: autora.

3.4.1 Estruturas convencionais

Para a análise dos resultados, também comparou-se este trabalho com autores que testaram o comportamento de estruturas de materiais convencionais. Allsop (1983) testou um quebra-mar com 3 camadas diferentes enquanto HR (1985) testou 3 quebra mares de uma camada de rocha apenas e diferentes tamanhos de crista. Na Figura 11, o coeficiente de transmissão K_t foi plotado no gráfico em função da variável adimensional R^* .

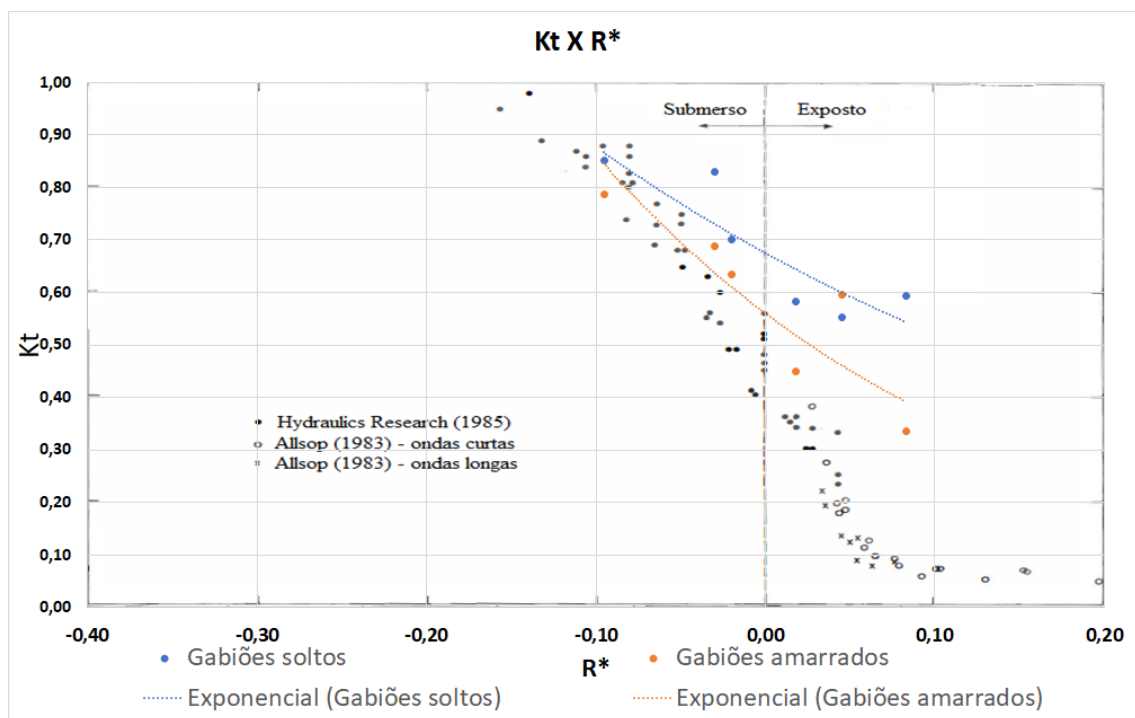


Figura 11.- Coeficiente de transmissão K_t X R^* . Fonte: modificado de Powell e Allsop (1985).

No gráfico da Figura 12, estão apresentados os valores do coeficiente de reflexão K_r , calculado para a estrutura utilizada neste trabalho e o calculado para quebra-mares de enrocamento pela equação de Seelig (1980) (Eq.1). É possível observar que os valores deste trabalho apresentam, em todas as situações, valores semelhantes, porém, sempre maiores que os calculados pela equação de Seelig (1980).

4) CONCLUSÃO

Ao final de todo o trabalho, algumas comparações podem ser feitas entre os diferentes parâmetros dos ensaios: Arranjo 1 e 2, profundidade da linha d'água e gabiões amarrados ou soltos.

- O Arranjo 1 possui melhor desempenho na maioria dos ensaios uma vez que apresenta menor transmissibilidade. Porém, a reflexão da onda é magnificada para o mesmo;
- A amarração dos gabiões reduziu a transmissão da onda para o tardoz da estrutura, além de permitir maior estabilidade.
- A altura da linha d'água influenciou de forma clara quanto a transmissibilidade da estrutura, ou seja, quanto menor a profundidade no canal, melhor a atenuação das ondas;
- De forma geral, os gabiões de conchas apresentam desempenho bem semelhante aos de outros gabiões de conchas da literatura;

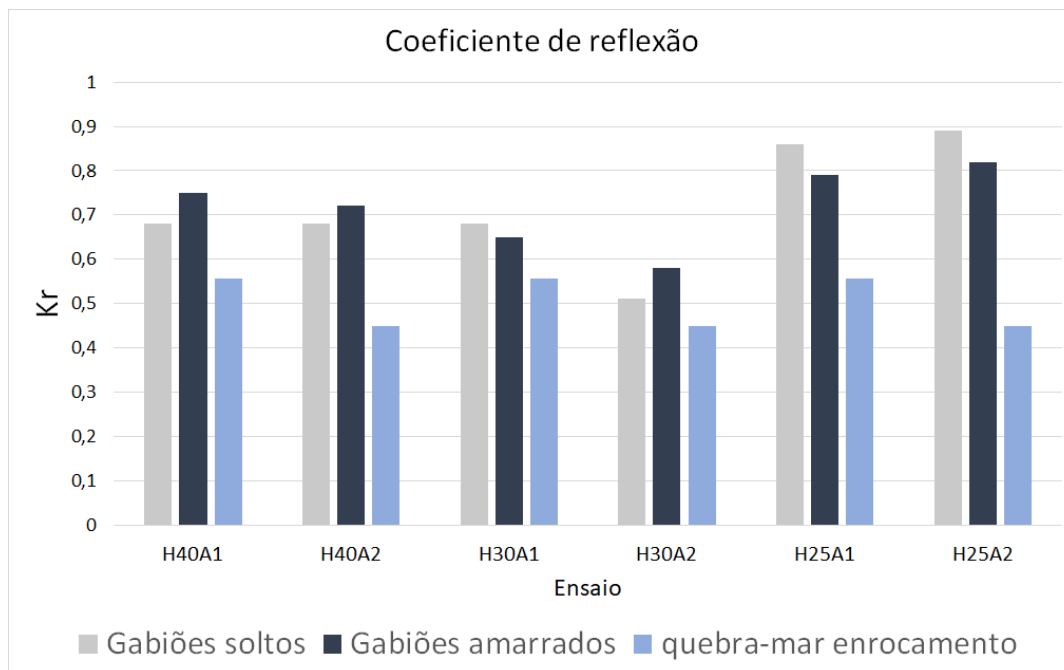


Figura 12.- coeficientes de reflexão comparados com estruturas convencionais. Fonte: autora.

- Quando comparados com estruturas convencionais, os gabiões também obtiveram resultados satisfatórios, apesar de apresentarem coeficientes de transmissão e reflexão maiores nas comparações;
- Conclui-se que os gabiões de conchas possuem resultados promissores na utilização para a atenuação de ondas e redução de impactos ambientais.
- É válido observar, também, que os gabiões de conchas podem servir de substrato para o crescimento de outras espécies, e como consequência positiva dessas incrustações, aumentam o seu tamanho, melhorando ainda mais o seu desempenho.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Laboratório de Moluscos da UFSC, ao Prof. Claudio de Melo (UFSC), ao Prof. Claudio Tureck (Univille) ao Prof. Antonio Klein (UFSC) pelo apoio. Além disso, ao Núcleo de Estudos de Correntes de Densidade (Necod), principalmente aos seus integrantes, por terem viabilizado esta pesquisa. À CAPES e à UFRGS por incentivarem as mulheres na pesquisa ao promoverem o projeto “Mulheres na Ciência” da qual faz parte a autora e pelo auxílio financeiro recebido através da Bolsa PROBIC-UFRGS-Meninas na Ciência.

REFERENCIAS

- ALLEN, R.J.** Physical Modeling of Wave Transmission for Submerged and Emergent Breakwaters used in Living Shorelines. University of South Alabama ProQuest Dissertations Publishing, 2013.
- ALLSOP, N.W.H.** “Low-crest breakwaters, studies in random waves” Proc Coastal Structures 83, ASCE, Arlington, 1983.
- BENOIT, M.; TEISSON, C.** Laboratory comparison of directional wave measurement systems and analysis techniques. Coastal Engineering Proceedings, v. 1, n. 24, 29 Jan. 1994.
- CAPITÃO, R.; CARVALHO, M.M. (2001).** Pacote de software geral para tratamento e geração de agitação marítima de curto prazo. Aplicação à geração em canal de ondas irregulares de perfis de agitação pré-estabelecidos. Seminário sobre a Hidroinformática em Portugal, Lisboa, Novembro de 2001.

- CERDEIRA, V.S.R.** Estudo sobre as características físicas de um canal de ondas. Dissertação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 2006.
- COGHLAN, I.R.; HOWE, D.; GLAMORE, W.C.** Preliminary Testing of Oyster Shell Filled Bags. WRL Technical Report 2015/20.2016.
- Declaration of the united nations conference on the human environment.** Stockholm declaration, 1972 and the Rio declaration on environment and development, 1992.
- DUNLOP, T.** Optimal oyster reef design for shoreline protection using combinations of oyster shell filled bags and sandbags. Honours Thesis, UNSW Sydney, 184 pages. 2016.
- DUNLOP, T., FELDER, S., GLAMORE, W.C., HOWE, D., COGHLAN, L.** Optimising Ecological and Engineering Values in Coastal Protection via Combined Oyster Shell and Sand Bag Designs. UNSW Sydney, Manly Vale, Australia, 2017.
- EUROPEAN COMMISSION:** An official website of the European Union. Disponível em: https://knowledge4policy.ec.europa.eu/biodiversity/nbs-resources_en. Acesso em dezembro de 2021.
- HYDRAULICS RESEARCH,** “Seaford frontage – model tests of low crest breakwaters, performance and stability”, HR Report Ex 46, Wallingford, 1985.
- KAMPHUIS, J. WILLIAM.** Introduction to coastal engineering and management. Hackensack: World Scientific Publishing, 2010.
- KIRKPATRICK, J.** Constructing Oyster Reef for Shoreline Stabilization and Restoration. MacDill AFB, 2013.
- MANSARD, E.P.D., FUNKE, E.R.** The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a Least Square Method. 17 th International Coastal Engineering Conference, pp 154-172, Sydney, 1980.
- National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA). National Ocean Service.** Disponível em: <https://oceanservice.noaa.gov/facts/living-shoreline.html>. Acesso em dezembro de 2021.
- OCEANWATCH AUSTRALIA. NATIONAL MARINE NRM.** Disponível em: <https://www.oceanwatch.org.au/community/livingshorelines/>. Publicado em 2020. Acesso em dezembro de 2021.
- POWELL, K.A.; ALLSOP, N.W.H.** “Low-crest breakwaters, Hydraulic Performance and Stability”. Hydraulics Research Limited, Wallingford, Oxfordshire OX10 8BA. Report SR 57, 1985.
- SEELIG, W.N.** Two-dimensional tests of wave transmission and reflection characteristics of laboratory breakwaters. CERC TR 80-1, Fort Belvoir, June 1980.
- WORLDWIDE FUND FOR NATURE (WWF).** Disponível em: https://www.wwf.org.br/natureza_brasileira/questoes_ambientais/desenvolvimento_sustentavel/. Acesso em dezembro de 2021.

ANÁLISE DOS EFEITOS DE OBRAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA NAS CORRENTES LONGITUDINAIS LITORÂNEAS

Patricia Strasser Scheltinga¹, Átila Foster Klein-Gunnewiek¹, Patrícia Dalsoglio Garcia¹ e Tiago Zenker Gireli¹

¹Faculdade de Eng. Civil, Arquitetura e Urbanismo (FECFAU) - Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) – Campinas, Brasil
patistrasser3@gmail.com, atilafoster3001@gmail.com, pdgarcia@unicamp.br, zenker@unicamp.br

RESUMO:

As mudanças climáticas já são irreversíveis e podem ser sentidas nos mais diversos ambientes. Seus efeitos podem ser catastróficos, e as zonas costeiras serão afetadas tanto da elevação do nível do mar, como do aumento das ondas geradas por eventos extremos mais frequentes. A engenharia costeira oferece variadas opções que visam proteger as áreas suscetíveis. Este trabalho analisou o comportamento hidrodinâmico, através de modelagem numérica, na região entre os Canais 5 e 6 em Santos - SP para dois quebra-mares. O primeiro é emerso proposto em enrocamento, enquanto o segundo é submerso proposto em geobags. Para avaliar os efeitos nas correntes optou-se por analisar as respostas hidrodinâmicas durante a meia maré de enchente, quando os campos de velocidade se deslocam com maior intensidade para o interior do estuário. Os resultados mostram que a obra submersa afeta uma área menor e de forma menos intensa as correntes no local da instalação, e a obra emersa também intensificou a corrente na boca do estuário. Isso indica que a obra emersa pode influenciar desde a morfologia da praia, até o carreamento sedimentar em direção ao estuário. Além disso, um dos efeitos mais prováveis gerados pela obra emersa é perda de balneabilidade na região protegida. Finalmente, é possível sugerir que obras deste tipo devem que passar por avaliação criteriosa antes de sua instalação, já que seus efeitos podem ir além do local.

ABSTRACT:

Climate change is felt in diverse environments and some of its effects can be irreversible. These effects can be catastrophic on coastal zones due the sea level rising and the waves caused by the increase in extreme events. Coastal engineering provides many options to protect susceptible areas. This paper analyzed two different breakwaters through numerical modelling the hydrodynamics in the region between the Channel 5 and Channel 6 (drainage channels) in Santos – SP. The first is an emerged breakwater proposed as the traditional methods recommend. The second is an submerged breakwater made with geobags. The effects were evaluated during the moment which the currents are more intense in the estuary direction. The results show the submerged breakwater as less intervening in the region, affecting a smaller area and slower currents than the emerged breakwater. Furthermore, the currents near the estuary mouth were more affected by the emerged breakwater. These results indicate that the beach morphology can be altered, as well as the carrying of sediments to the estuary. The emerged breakwater can also deteriorate the water quality. Due these possible effects, the installation of breakwaters must be fully analyzed to guarantee the best solution with the less harm.

PALAVRAS CHAVES: *Hidrodinâmica, quebra-mares, modelagem computacional*

INTRODUÇÃO

Os efeitos globais das mudanças climáticas já são registrados cotidianamente, com o registro de temperaturas cada vez mais altas e eventos extremos cada vez mais frequentes. Estes efeitos, diferentemente do que possa parecer, tenderão a crescer e se manter por séculos, alguns podendo ultrapassar um milênio para só então voltarem a um patamar de normalidade (IPCC, 2021).

Os oceanos têm seu comportamento diretamente afetado pela conjunção entre a elevação térmica e o aumento na intensidade das tempestades. Estes dois fatores tendem a afetar tanto localmente, quanto de forma global o nível dos oceanos.

Globalmente, os oceanos vêm sucessivamente apresentando aumentos nos registros de seu nível médio. Segundo King (2004), durante o século XX houve aumento registrado de 20 centímetros no nível médio do mar. Projeções para o século XXI apontam que o aumento pode haver aumento entre 26 e 180 centímetros (Vermeer; Rahmstorf, 2009; IPCC, 2013). Já AVISO (2021) aponta que em 2021 houve um aumento médio no nível do mar global de $(3,51 \pm 0,4)$ milímetros.

Localmente, o aumento de eventos extremos provoca maiores ondas incidentes na costa, que de forma geral são a força mais relevante na morfologia como as principais atuantes nos processos erosivos costeiros (Komar, 1983). Além disso, a ocorrência de tempestades maiores e mais frequentes pode gerar aumentos na maré meteorológica. A junção de todos esses fatores pode colocar as comunidades costeiras em risco, ou seja, cerca de 41% da população mundial (Martínez et al., 2007).

Como a prevenção dos efeitos deletérios nas costas já pode ser considerado inexequível, restam duas opções principais para proteção destas comunidades, recuar e deixar o litoral se readequar, ou proteger a costa.

Os métodos de proteção da costa são variados, e tradicionalmente eram feitos com blocos de enrocamento. Entretanto, Gunnewiek *et al.* (2021) destacam as vantagens de obras maleáveis, especialmente geotêxteis em relação ao enrocamento, focando principalmente em custos e eventuais impactos ambientais.

As diferenças entre métodos construtivos, todavia, vão além dos custos. Avaliar as respostas hidrodinâmicas de diferentes métodos construtivos pode ser um ponto de partida complementar ao propor-se uma solução local. Dessa maneira, se buscou analisar duas obras através de modelagem hidrodinâmica computacional, uma submersa e outra emersa na região da Ponta da Praia, no município de Santos, localizado no Estado de São Paulo, Brasil, destacado na figura 1.

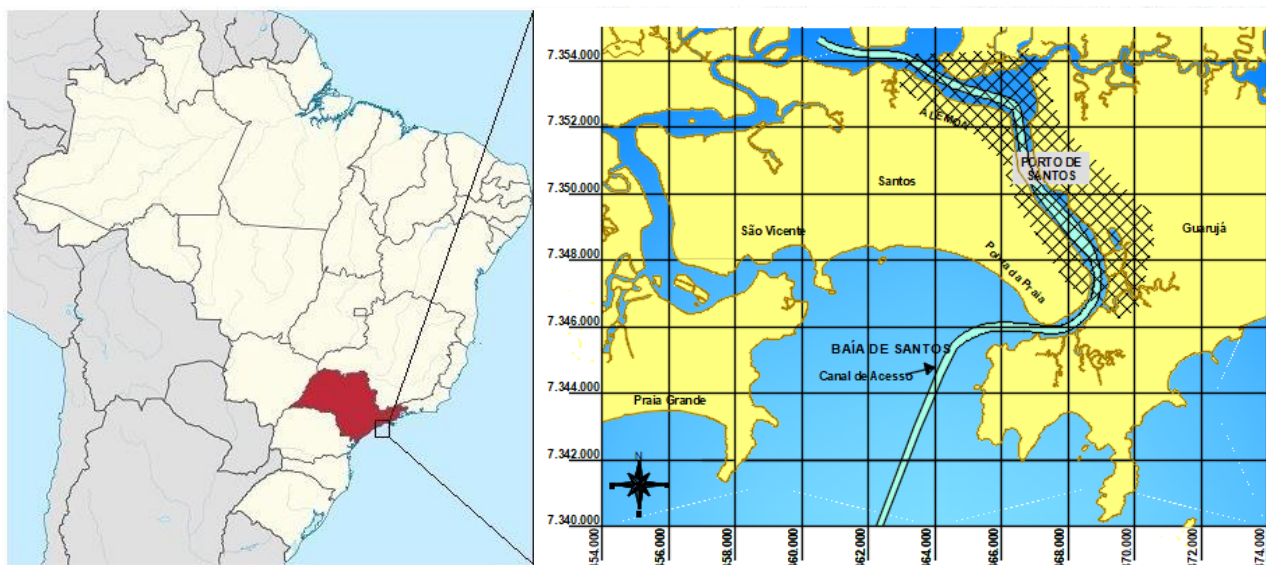


Figura 1.- Localização de Santos (SP). Fonte: Garcia e Gireli (2019)

DESCRIÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO

O município de Santos está localizado a cerca de 80 quilômetros do capital estadual São Paulo. A cidade é dividida entre uma área continental e outra insular, esta última contendo a região de estudo deste trabalho, e também onde se localiza a maioria de sua população.

Santos é considerada uma cidade de IDH alto, com população estimada de pouco mais de 430 mil habitantes, predominantemente urbanizada e com alta densidade populacional (IBGE, 2021). A cidade também conta com um dos maiores portos da América Latina, movimentando cerca de 56% da balança comercial brasileira, segundo SPA (2020).

A Ponta da Praia, região de enfoque do presente trabalho, fica próxima ao estuário, que por sua vez é onde está instalado o Porto de Santos, conforme mostra a Figura 1. Esta região vinha sofrendo um processo erosivo intenso, o que acarretava diversos problemas quando da ocorrência de eventos extremos, como ressacas. Dentre os problemas relatados, ocorria a quebra das muretas de proteção que acompanham a orla (Figura 2), arremesso das pedras usadas na proteção dessa região em direção à avenida e até mesmo inundação de garagens em edifícios próximos.



Figura 2.- Mureta na região da Ponta da Praia destruída após forte ressaca em 2016. Fonte: G1 (2016)

Assim, Garcia e Gireli (2019) propuseram um projeto piloto, destacado na Figura 3, de quebrar submerso nesta localidade afim de mitigar estes efeitos.



Figura 3.- Imagem de satélite da obra já instalada na região. Fonte: adaptado de Google Earth®.

A obra realizada na região, embora submersa, tem sua silhueta visível na Figura 3. Obviamente, para análise do comportamento hidrodinâmico da região, a obra também foi inserida na modelagem proposta, já que configura parte interveniente muito relevante nas respostas hidráulicas desta região.

MÉTODOS

Foram simulados três cenários, um cenário de base, e mais dois com obras de diferentes características, resumidos na Tabela 1. O cenário base consiste na atual situação do perfil praial no município de Santos, considerando inclusive a instalação do quebra-mar submerso proposto por Garcia e Gireli (2019), destacado na Figura 3.

Todas as obras propostas nos cenários analisados estão localizadas entre o canal 5 e 6, destacado na Figura 4.



Figura 4.- Eixo aproximado das obras analisadas. Fonte: adaptado de adaptado de Google Earth®.

Tabela 1.- Resumo dos cenários simulados.

Cenário	Nº quebra-mares	Comprimento [metros]	Largura [metros]	Espaço [metros]	Descrição
Base	n/a	n/a	n/a	n/a	Estado atual
1	Três	230	7,42	50	Submerso a 0,5 metros
2	Três	230	44,6	50	Emerso a 9,9 metros

Foram utilizados dois módulos do software Mike 21®, desenvolvido e fornecido pelo Danish Hydraulic Institute (DHI) com licença temporária para fins acadêmicos: o Flow Model Flexible Mesh - Hydrodynamic Module (Flow Model FM-HD) e o Spectral Wave Module (SW). Ou seja, toda a modelagem foi para análise do comportamento hidrodinâmico da região estudada.

Depois de extraídos os resultados das simulações, fez-se a comparação entre as velocidades da corrente longitudinal costeira observada nos cenários 1 e 2 com o cenário base, na condição de meia-maré de enchente. Isso foi feito utilizando ferramentas de subtração de volumes no Civil 3D®. Este procedimento consistiu em gerar superfícies com os valores de velocidade de cada um dos cenários, e então com as ferramentas supracitadas anotou-se a diferença.

Optou-se pela análise de velocidades devido às características da região, especificamente na situação de meia maré de enchente. Isso porque a zona estuarina tem um porto instalado, então eventuais alterações da corrente naquele sentido podem afetar as condições de navegabilidade devido ao carreamento sedimentar.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 5 mostra as velocidades das correntes no cenário base.

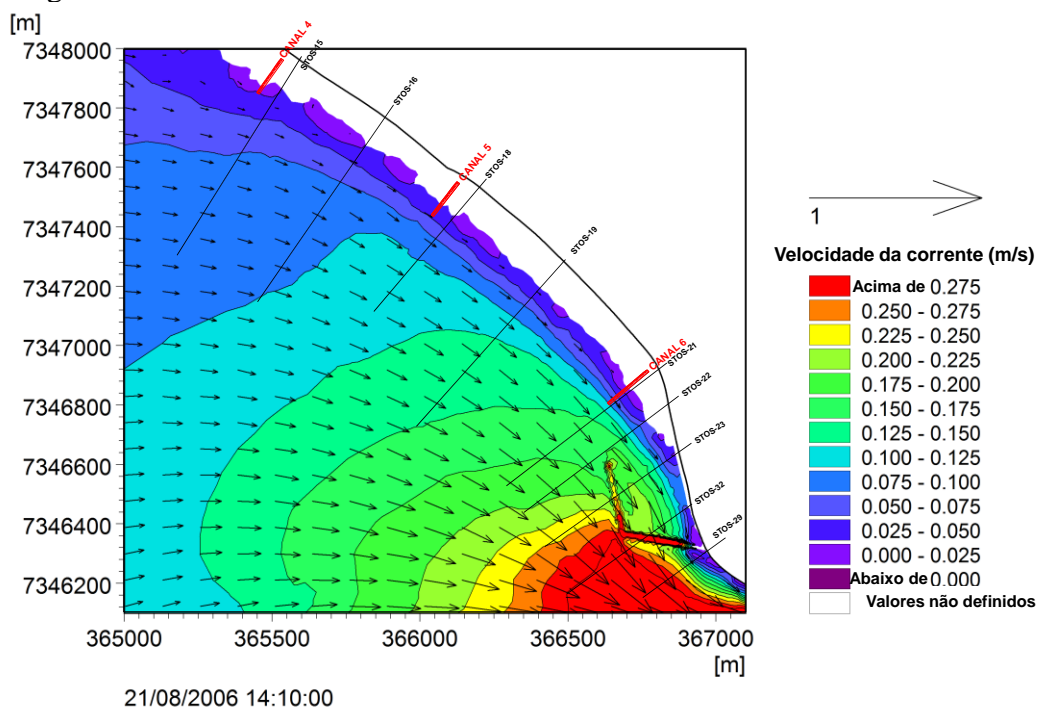


Figura 5.- Resultado das correntes observadas no cenário base.

É possível observar neste cenário que as velocidades de escoamento medidos nas correntes longitudinais se intensificam na direção do estuário. Isso é coerente com o esperado, já que ali há um afunilamento da seção hidráulica, e consequentemente a vazão gerada pela maré em direção ao interior do estuário forçará um aumento nas velocidades registradas.

A Figura 6 apresenta o resultado observado nos cenários 1 e 2, com cada uma das intervenções propostas. Assim como no cenário base, as velocidades em direção ao interior da região estuarina tendem a aumentar. O que se observa de alterações neste ponto é que a inserção dos quebra-mares submersos altera de forma menos evidente as velocidades da região quando comparadas aos quebra-mares emersos.

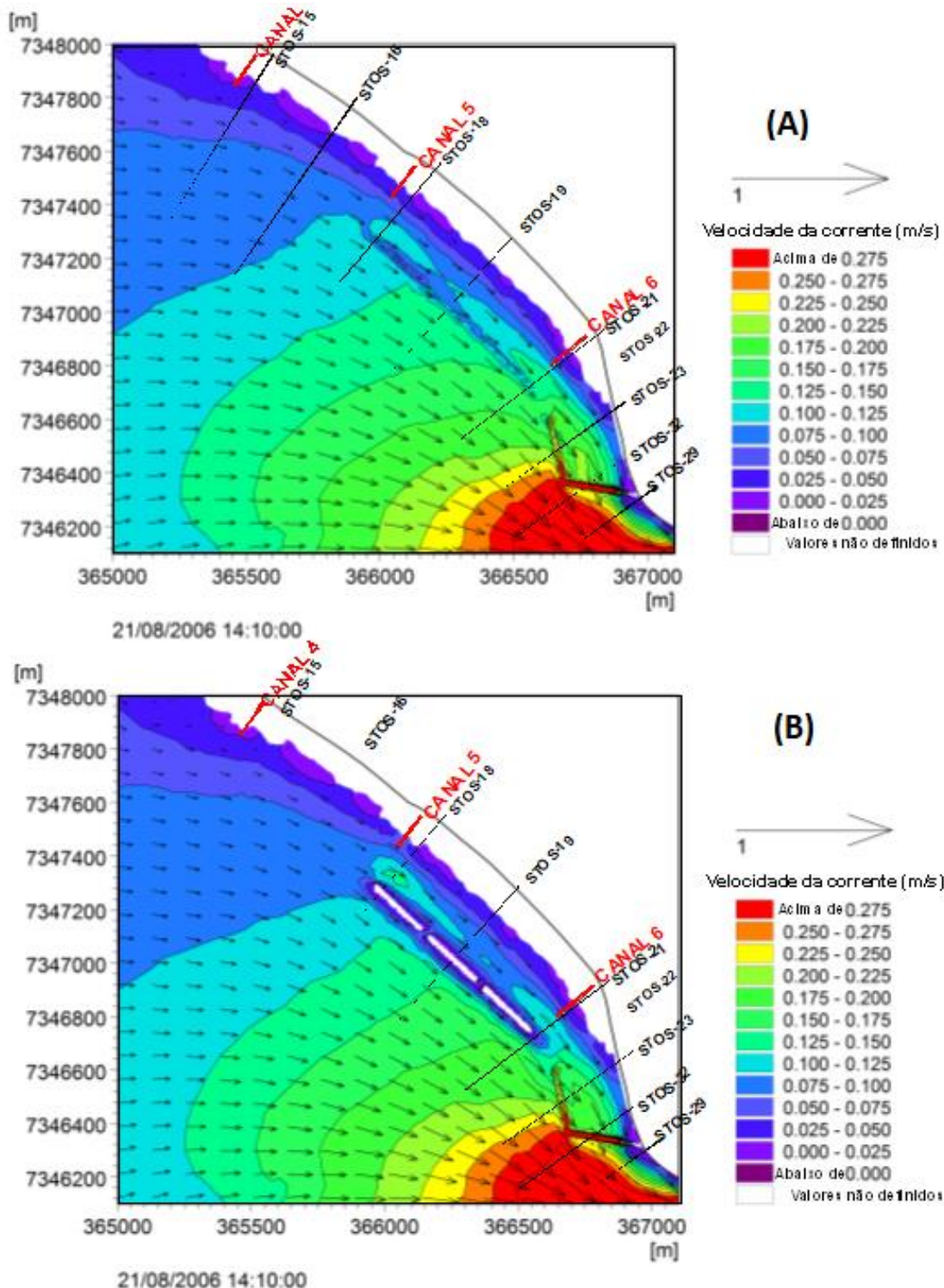


Figura 6.- Resultados das correntes observadas no: (A) Cenário 1. (B) Cenário 2.

Embora sejam observáveis, as alterações decorrentes das obras propostas nos cenários 1 e 2 em relação ao cenário base, não é possível dimensionar a magnitude desta alteração. Com a subtração dos volumes gerados com base nos vetores de velocidades foi obtida a Figura 7.

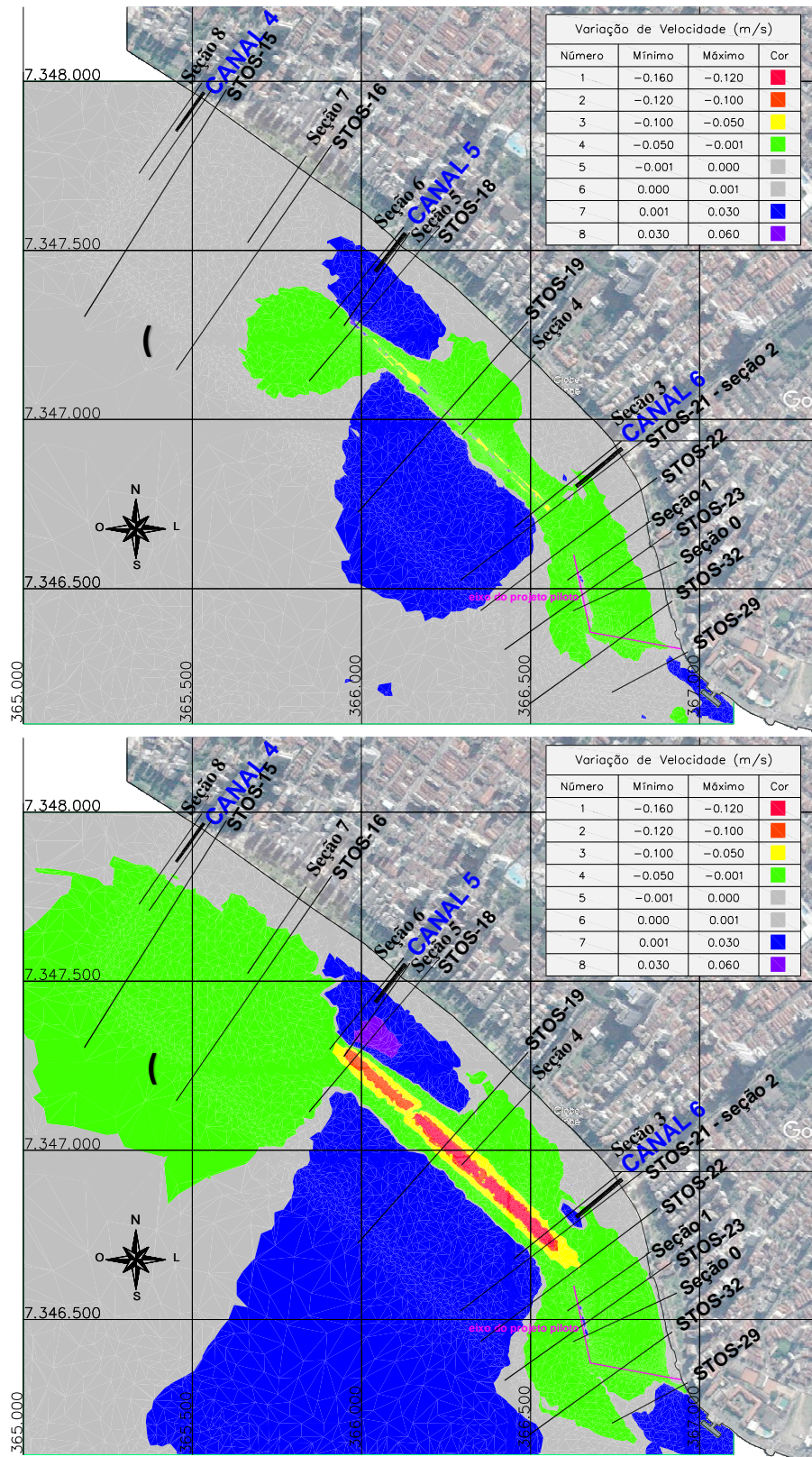


Figura 7.- Subtração entre o cenário base e: (A) Cenário 1. (B) Cenário 2.

Observa-se nesta comparação que a inserção da obra emersa proposta com métodos convencionais (blocos de enrocamento, usualmente) afeta uma área consideravelmente maior do que a afetada pela obra submersa. Há um aumento significativo na região desabrigada, e também na região próxima ao estuário, próximo à seção STOS-29, ou seja, nas imediações do canal de navegação portuário. Esse aumento é maior para a obra emersa do que para a submersa.

Na área protegida pelas obras é possível perceber dois comportamentos distintos, quando comparados os efeitos de cada uma. O primeiro é que no início da obra, considerando o sentido da corrente, o cenário 2 apresenta pontos com aumento de velocidade muito maiores que no cenário dois, e posteriormente há uma diminuição na velocidade relativa que afeta uma área muito maior que o cenário 1.

CONCLUSÃO

A conclusão mais evidente é que a obra emersa pode afetar a hidrodinâmica local de forma muito mais significativa do que a submersa, perceptível pela própria mancha gerada entre as diferenças das velocidades observada na Figura 7B. Isso já pode causar uma alteração na própria morfologia da praia, assim como nas características desejáveis para a navegabilidade do Porto de Santos. Para se poder mensurar quão impactante isso pode ser no transporte sedimentar, uma análise neste sentido deveria ser realizada.

Posteriormente é possível sugerir que a aplicação de obras deva seguir critérios muito rigorosos, uma vez que a inserção de uma obra desconsiderando a complexidade do sistema pode apenas promover uma migração do problema. Isso porque a utilização de métodos que desconsiderem análises mais aprofundadas do comportamento hidrodinâmico pode sugerir ou simplesmente não conseguir prever como a situação local pode ser afetada. Por isso a utilização destes modelos hidrodinâmicos, desde que devidamente calibrados, é uma ferramenta que pode ajudar também na utilização mais racional dos recursos financeiros.

Por fim, ao se observar a diferença entre o cenário base e os cenários 1 e 2 é possível sugerir que, além das vantagens das obras submersas já observadas, a obra emersa poderia prejudicar a balneabilidade da zona abrigada por ela, já a velocidade muito diminuída nesta região certamente afetaria a circulação da água ali, e, portanto, comprometer a qualidade da água.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo pelos recursos.

Ao DHI pela disponibilização da licença temporária do MIKE para fins acadêmicos.

REFERÊNCIAS

- AVISO.** (2021) “Mean sea level. 2021”. Disponível em: <https://www.aviso.altimetry.fr/en/data/products/ocean-indicators-products/mean-sea-level.html>.
- G1 (Santos).** “Mar invade avenida da praia e ressaca destrói muretas na orla de Santos, SP”. *G1. Santos*. 27 abr. 2016. Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/santos-regiao/noticia/2016/04/mar-invade-avenida-da-praia-e-ressaca-destrui-muretas-na-orla-de-santos-sp.html>. Acesso em: 28 jul. 2022.
- Garcia, P. D.; Gireli, T. Z.** (2019). “Um projeto piloto de recuperação de uma praia utilizando um quebramar submerso - Ponta da Praia, Santos, Brasil”. *Revista de Gestão Costeira Integrada*, Vol. 19, n. 1, mar. 2019, p.43-57. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH). <http://dx.doi.org/10.5894/rgci-n240>.

- Gunnewiek, A. F. K.; Souto, V. P.; Garcia, P. D.** (2021) “Geotêxteis e suas Vantagens em Obras de Proteção Costeira”. In: XXIX Congreso Latinoamericano DE Hidráulica, 29., 2021, On-Line.
- IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística).** (2021). “Panorama do município de Santos – SP”. 2021. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sp/santos/panorama>.
- IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change)** (2013). “Climate Change 2013: the physical science basis”. New York: Cambridge University Press.
- IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change)** (2021). “Climate Change 2021: the physical science basis”. New York: Cambridge University Press.
- King, D. A.** (2004). “Environment: climate change science”. *Science*, [S.L.], v. 303, n. 5655, p. 176-177. American Association for the Advancement of Science (AAAS). <http://dx.doi.org/10.1126/science.1094329>.
- Komar, P. D. (ed.)** (1983). “CRC Handbook of Coastal Processes and Erosion”. Boca Raton, Florida: Crc Press, Inc.
- Martínez, M.L. et al.** (2007). “The coasts of our world: ecological, economic and social importance”. *Ecological Economics*, [S.L.], v. 63, n. 2-3, p. 254-272. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ecolecon.2006.10.022>.
- SPA (Santos Port Authority).** (2020). “Relatório Anual 2020”. Santos, 2020. Disponível em: <http://www.portodesantos.com.br/wp-content/uploads/RA2020-com-links.pdf>.
- Vermeer, M.; Rahmstorf, S.** (2009). “Global sea level linked to global temperature”. *Proceedings Of The National Academy Of Sciences*, [S.L.], v. 106, n. 51, p. 21527-21532. Proceedings of the National Academy of Sciences. <http://dx.doi.org/10.1073/pnas.0907765106>.

TAXA DE SEDIMENTAÇÃO DO PORTO DE SANTOS

Patrícia Dalsoglio Garcia, Daniel Muraro Matheus e Tiago Zenker Gireli

FEC-UNICAMP – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – Campinas/SP, Brasil
pdgarcia@unicamp.br, dmm_eng@hotmail.com, zenker@unicamp.br

RESUMO:

Com objetivo de se tornar um porto concentrador na América do Sul, o Porto de Santos precisa aumentar a profundidade de seu canal de navegação, permitindo a passagem de embarcações do tipo Post-Panamax. Em 2010 o canal do porto foi alargado e aprofundado para a cota -15m DHN mas enfrenta dificuldades para manter esta profundidade. Além disso, o processo de dragagem provocou uma intensificação dos processos de erosão nas praias adjacentes. Os planos da Autoridade Portuária de expandir o canal de navegação para uma cota futura de -17m DHN hoje são questionados, em função de alguns estudos que apontam um aumento exponencial da taxa de manutenção do canal tornando tecnicamente e economicamente inviável. Este trabalho teve por objetivo obter as novas projeções para a taxa de sedimentação para cota de -17m DHN com base nos valores atualizados de taxa de sedimentação obtidos para a cota -15m DHN, após o alargamento e aprofundamento do canal de acesso. Os resultados obtidos mostram que, apesar os valores das taxas obtidas para cota -15m DHN serem maiores que as estimadas por outros autores, as projeções para cota -17m DHN são ligeiramente inferiores, demonstrando novamente que o processo de dragagem para esta cota deve ser oneroso e pouco eficiente.

ABSTRACT:

To become a hub port in South America, the Port of Santos intends to deepen and widen its Navigation Channel to support Post-Panamax vessels. In 2010, dredging activities for widening and deepening Santos' Port Channel started, but they didn't keep a channel depth all times time. Besides that, dredging activities have been caused the erosion intensification process at adjacent beaches. The Port Authority planes are deeper into the Port Channel to -17m DHN. However, some studies showed that the accretion rate increased exponentially to this new channel deep, making it technically and economically unfeasible. This study calculated and analyzed the new projections for the sedimentation rate if the Channel Port will be dredging to -17m deep, from the updated rates to -15,0m deep channel. The results show that, although the values of the rates obtained for -15m DHN deep are higher than those estimated by other authors, the projections for -17m DHN are slightly lower, demonstrating that the dredging process for this depth must be expensive and inefficient.

PALAVRAS CHAVES: dragagem, hidráulica marítima, Porto de Santos

INTRODUÇÃO

Até o século XIX as costas eram ocupadas apenas pelas zonas portuárias (Corbin, 1989). A moda do banho de mar introduzida pela realeza inglesa culminou com a ocupação das costas no século XX. A evolução do sistema logístico marítimo, com avanço da tecnologia e da globalização, passou a se expandir de forma exponencial principalmente com o objetivo de permitir ganhos com economia em escala e pressionando desta forma toda a cadeia de transporte marítima, de embarcações às estruturas portuárias, juntamente com sua infraestrutura, a se adaptarem a uma velocidade assustadora, tornando um desafio a países e gestores portuários adaptarem sua infraestrutura na mesma velocidade (Menegazzo & Petterini, 2017)

No Brasil, destaca-se o Porto de Santos (Figura 1), que ocupa 39º lugar entre os maiores portos do mundo na movimentação de contêineres, ocupando a posição de maior do porto do Hemisfério Sul e, em relação a América Latina, ocupando a posição de 2º lugar na movimentação, atrás do Porto de Colón (Panamá) (CODESP, 2019). Isto o coloca como um possível candidato a “Hub Port” ou porto concentrador de cargas do Atlântico Sul, competindo nacionalmente por esta posição com os Portos de Suape e Itaguaí. Para chegar este posto, o porto necessita superar entraves referentes à eficiência nas operações e aos acessos marítimos, reduzindo seus custos logísticos e aumentando a competitividade dos produtos latino-americanos no mercado internacional.

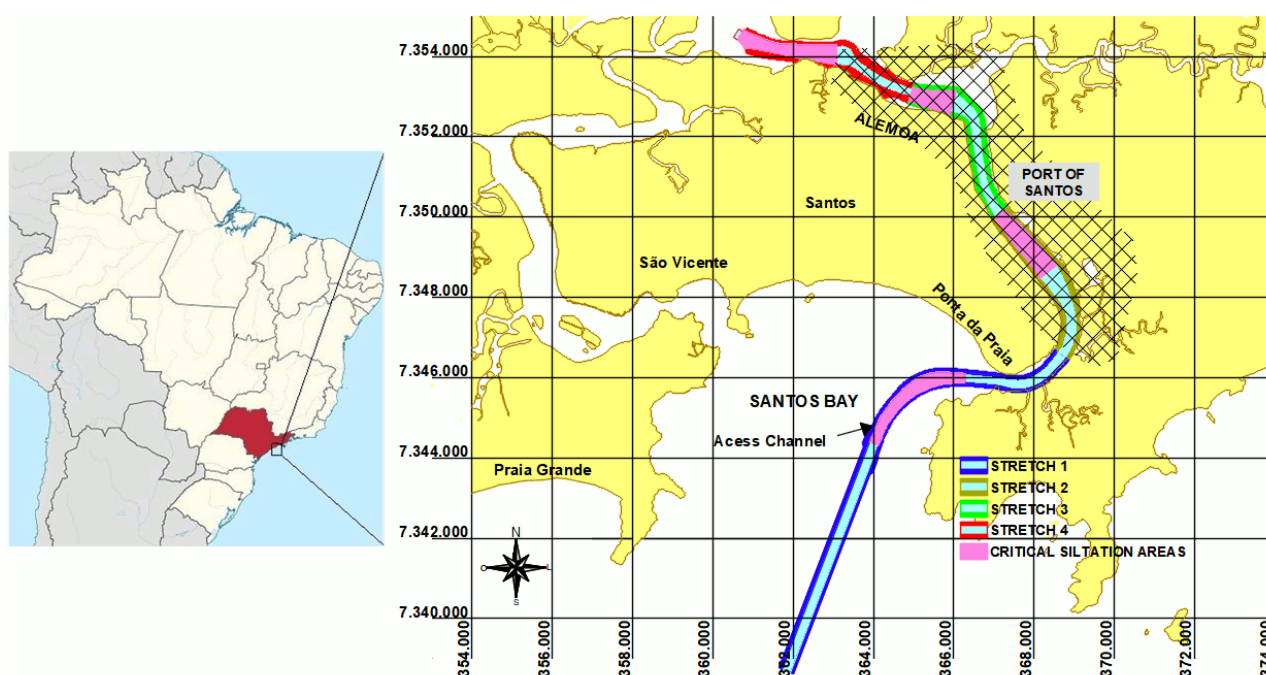


Figura 1.- Localização de Santos, Brasil. Fonte: Venancio et al (2020)

Para aumentar a sua capacidade a permitir o acesso de navios maiores e mais modernos, em 2010 o porto passou por um processo de expansão no seu canal de navegação atingindo a largura mínima de 220m e profundidades média de projeto de -15m DHN possibilitando a passagem segura de navios com calados de até 13,50m e permitindo um aumento nesta medida de até um metro na maré alta. Estas mudanças causaram alterações na dinâmica sedimentar do canal estuarino que culminaram no aumento dos processos de dragagem de manutenção para manter o canal navegável e também alterações morfológicas na região da Ponta da Praia. Os planos da Autoridade Portuária de expandir o canal de navegação para uma cota futura de -17m DHN hoje são questionados, em função de alguns estudos que apontam um aumento exponencial da taxa de manutenção do canal tornando tecnicamente e economicamente inviável esta proposta Gireli & Vendrame (2012). Matheus et al.

(2021) calculou uma taxa de evolução dos fundos pós dragagem para cota -15m, para o trecho 1 do canal, superando as taxas obtidas por Gireli & Vendrame (2012) e Carvalho (2016).

Neste sentido, pretende-se estimar, a partir das taxas de sedimentação obtidas por Matheus et al. (2021) para cota -15m DHN, a nova projeção da taxa de sedimentação para a profundidade de -17m DHN, para o trecho 1 do canal de acesso, utilizando-se da metodologia proposta por Gireli & Vendrame (2012).

METODOLOGIA

A partir dos dados de campo obtidos da SPA (Santos Authority Port) pela equipe da FECFAU/UNICAMP (Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas), referentes aos períodos de março de 2014 a janeiro de 2019, Matheus et al. (2021) obteve o balanço sedimentar utilizando-se da metodologia proposta por Gireli e Vendrame (2012) e (Sondotécnica, 1977), representada na Equação 1. Nesta equação o volume “in situ” de aporte de sedimentos totais (V_e) é a soma do volume de sedimentos “in situ” removidos do estuário por dragagem (V_d) e variação do volume “in situ” de depósitos (ΔV).

$$V_d + \Delta V = V_e \quad [1]$$

O volume “in situ” de depósitos (ΔV) foi obtido a partir da subtração entre superfícies de nível entre levantamentos sucessivos e cálculo da variação de volumes utilizando-se do programa Civil3D, da @Autodesk. Matheus et al. (2021) analisaram apenas o trecho 1 (porção marítima do canal de acesso) e fizeram uma separação dos dados de forma a contemplar apenas aqueles em que a dragagem não ocorreu ou foi inexpressiva no período ou que o balanço ficou com uma tendência de assoreamento mesmo com volumes in-situ relativamente altos. Esta simplificação foi necessária porque os dados de dragagem enviados pela SPA não correspondiam aos valores dragados na cisterna, tal como utilizado por Gireli e Vendrame (2012) e (Sondotécnica, 1977). Tão pouco foi possível correlacionar os valores de dragagem enviados pela SPA com as variações de fundo entre levantamentos sucessivos. Sendo assim, os dados fornecidos pela Autoridade Portuária foram denominados de volume “in situ” fictício de dragagem. Sendo assim, na análise proposta o valor do volume de sedimentos “in situ” removidos do estuário por dragagem (V_d) foi considerado nulo, de forma que o balanço sedimentar obtido está apresentado na Tabela 1.

Tabela 1.- Taxas de sedimentação para os períodos selecionados – trecho 1 do Canal do Porto de Santos. Fonte: Matheus et al. (2021)

data inicio	data fim	intervalo de tempo [dias]	volume “in situ” de aporte de sedimentos totais $V_e = \Delta v$ [x 1000 m ³ /ano]	volume dragado “in situ” [x 1000 m ³]
17/05/2014	04/09/2014	110	864	557
06/05/2015	31/05/2015	25	540	175
01/08/2015	15/09/2015	45	365	84
09/08/2016	24/10/2016	76	86	0
20/12/2016	26/05/2017	157	1.945	204
02/09/2017	18/09/2017	16	65	123
16/01/2018	25/03/2018	68	40	20
05/05/2018	21/07/2018	77	2.056	2

Por fim, a partir do valor do volume “in situ” de aporte de sedimentos totais (V_e), Matheus et al. (2021) fizeram o cálculo da taxa de sedimentação anual, dividindo-se o valor V_e pelo número de

intervalo entre levantamentos e multiplicando o resultado por 365 dias. Após discussões sobre qual o intervalo de tempo relevante para obtenção adequada das taxas de sedimentação média anual, os autores concluíram que variavam entre 2,46 e 3,76 milhões de m³/ano.

Com base nesta variação das taxas calculadas para cota -15m, foi realizada uma interpolação exponencial e de potência, tal como proposta por Gireli & Vendrame (2012) e apresentada na Tabela 2. Contudo, como para a cota -15,0 m a área de influência da dragagem aumentou, em função do alargamento do canal, optou-se por fazer a interpolação exponencial a partir da taxa média de evolução dos fundos (Tef), que corresponde ao valor da taxa de assoreamento anual (m³), Ta, dividido pela área de dragagem (m²). Por fim, com as curvas obtidas, foi feita a extrapolação para calcular a taxa de sedimentação anual esperada para cota -17m.

Tabela 2.- Taxas de evolução dos fundos em função da profundidade para tendência exponencial. Fonte: Gireli & Vendrame (2012).

Cota de fundo DHN [m]	Taxa de assoreamento [m ³ /ano]
-8,0	-
-13,7	900.000
-14,0	1.256.716
-14,2	1.300.000
-14,7	1.600.000

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 3 são apresentados os valores das taxas médias de evolução de fundos (Tef) para cada uma das cotas utilizadas para extrapolação.

Tabela 3.- Taxas de evolução média dos fundos (Tef) em função das áreas de dragagem.

Profundidade [m]	taxa de assoreamento [m ³ /ano]	área [m ²]	Taxa de Evolução dos fundos Tef [m/ano]
8	-	1,52.10 ⁶	-
13,7	900.000	1,52.10 ⁶	0,59
14	1.256.716	1,52.10 ⁶	0,83
14,2	1.300.000	1,52.10 ⁶	0,85
14,7	1.600.000	1,52.10 ⁶	1,05
15	3.759.691	2,68.10 ⁶	1,40
15	2.446.685	2,68.10 ⁶	0,91

A Figura 2 e Tabela 4 apresentam as projeções exponenciais para cota -17,0 DNH a partir das taxas obtidas por Matheus et al. (2021) para regressão exponencial. Nas equações as constantes A e B são obtidas a partir das regressões. Também são apresentadas as diferenças entre o valor calculado para taxa de sedimentação anual para cota -17m e o estimado por Gireli & Vendrame (2012), igual a 12,7.10⁶ m³/ano.

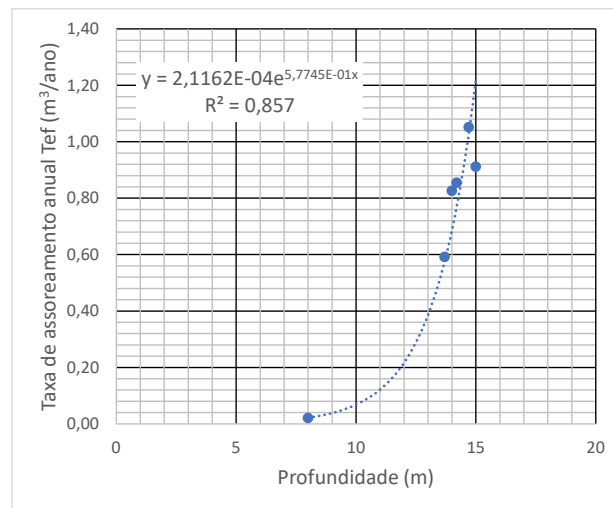
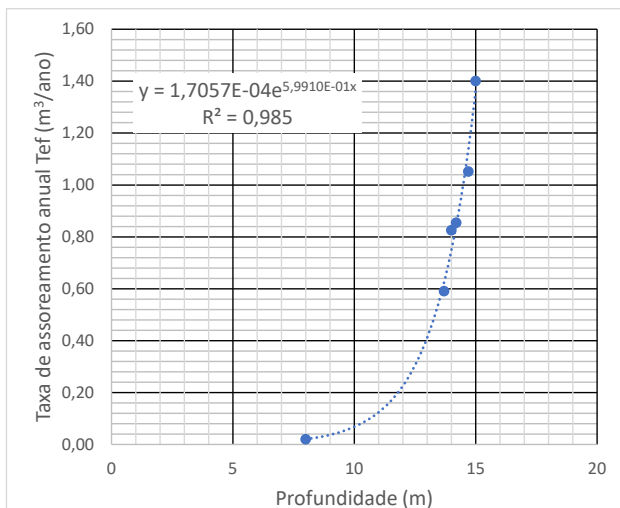


Figura 2.- Regressão exponencial da taxa de assoreamento anual (Tef) em função da profundidade.

Tabela 4.- Taxas de assoreamento esperadas para cota -17,0m DHN a partir das projeções de Matheus et al. (2021).

Taxa de assoreamento anual calculada para cota -15,0m DHN [m³/ano]	Equação exponencial correspondente $T_{ef} = A \cdot e^{B \cdot Ta}$	Valor estimado para taxa de assoreamento anual para cota -17,0m DHN [m³/ano]	Diferença percentual em relação ao valor obtido por Gireli & Vendrame (2012)
$3,76 \cdot 10^6$	$1,7057 \cdot 10^{-4} \cdot e^{0,599 \cdot x}$	$12,13 \cdot 10^6$	-4,54%
$2,46 \cdot 10^6$	$2,1162 \cdot 10^{-4} \cdot e^{0,577 \cdot x}$	$10,4 \cdot 10^6$	-18,04%

Já nas Figura 3 e Tabela 5 são apresentadas as projeções em potência e respectivas taxas. Também são apresentadas as diferenças das taxas obtidas e a estimada por Gireli & Vendrame, igual a $10,9 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{ano}$.

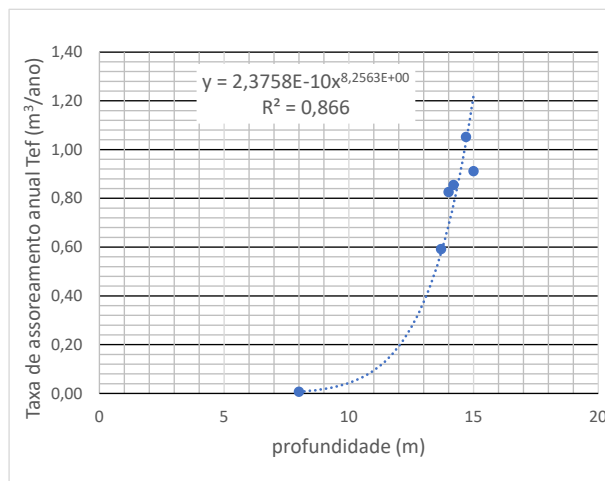
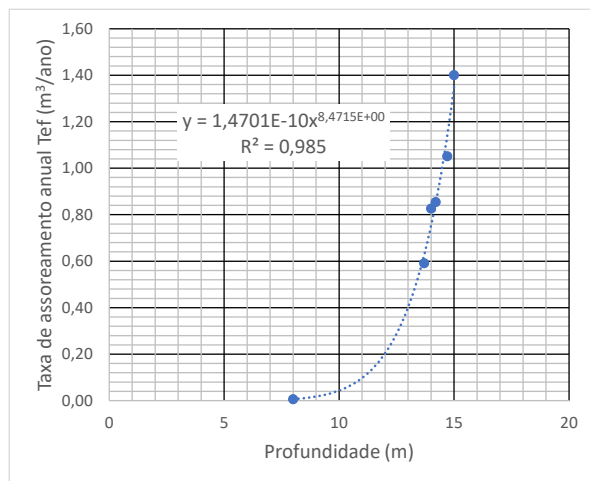


Figura 3.- Regressão em potência da taxa de assoreamento anual (Tef) em função da profundidade.

Tabela 5.- Taxas de assoreamento esperadas para cota -17,0m DHN a partir das projeções de Matheus et al. (2021) para regressão em potência.

Taxa de assoreamento anual calculada para cota -15,0m DHN [m³/ano]	Equação exponencial correspondente $T_{ef} = A \cdot x^{B \cdot Ta}$	Valor estimado para taxa de assoreamento anual para cota -17,0m DHN [m³/ano]	Diferença percentual em relação ao valor obtido por Gireli & Vendrame (2012)
$3,77 \cdot 10^6$	$1,470 \cdot 10^{-10} \cdot x^{8,471}$	$9,9 \cdot 10^6$	-9,04%
$2,46 \cdot 10^6$	$2,376 \cdot 10^{-10} \cdot x^{8,256}$	$9,2 \cdot 10^6$	-15,89%

Observa-se que os resultados obtidos são próximos ao valor obtido por Gireli & Vendrame (2012). As projeções de taxas de assoreamento obtidas a partir do valor de $3,77.10^6 \text{ m}^3/\text{ano}$ para cota -15m se mostraram mais próximas aos resultados obtidos pelos autores citados acima, tanto para a regressão exponencial quanto em potência. Além disso, os valores de R^2 são maiores para as projeções feitas utilizando como base a taxa de assoreamento de $3,77.10^6 \text{ m}^3/\text{ano}$ para cota -15m, mostrando maior correlação entre este valor e os demais obtidos anteriormente por Gireli e Vendrame (2012) e (Sondotécnica, 1977).

Por fim, apesar das taxas obtidas para cota -15m DHN obtidas por Matheus et al. (2021) serem maiores que as projeções de Gireli e Vendrame (2012), as taxas obtidas para cota -17m são ligeiramente menores, independentemente do tipo de regressão adotada. Mesmo assim, os valores são muito próximos, evidenciando mais uma vez que as taxas de assoreamento no canal são muito elevadas, tornando a dragagem muito difícil do ponto de vista técnico.

CONCLUSÃO

As exigências do Porto de Santos em manter profundidades cada vez maiores para permitir a passagens de embarcações com calados superiores a 13,4m (Pos-Panamax) obrigam a Autoridade Portuária de Santos manter uma dragagem contínua, com expectativa futura de aumento de volumes dragados. Em 2010, quando foi realizada a dragagem de aprofundamento e alargamento do canal, ainda não se sabia se a dragagem seria capaz de manter o canal na cota -15m DHN. As estimativas projetadas por Gireli & Vendrame (2012) para a cota de -17m DHN era entre 11 e 13 milhões de m^3/ano na cisterna, o que foi apontado como uma condição difícil de ser mantida.

No presente estudo, com base nos dados de evolução dos fundos entre 2014 e 2019, após a dragagem de aprofundamento e alargamento do canal do Porto de Santos, observa-se que, apesar do aumento da taxa de assoreamento para cota -15m observada, as curvas ajustadas apontam para valores de taxas estimadas para cota -17m DHN ligeiramente menores daquelas obtida por Gireli & Vendrame (2012), variando entre 9 e 12 milhões de m^3/ano . Mesmo assim, os valores têm a mesma ordem de grandeza, demonstrando novamente que estas taxas são elevadas, tornando o processo de dragagem oneroso e pouco eficiente.

Sugere-se que em trabalhos futuros sejam avaliados os valores de sedimentação para cota -15m DHN considerando os dados de dragagem, verificando as discrepâncias entre os valores obtidos para períodos mais longos que aqueles calculados por Matheus et al. (2021). Assim seria possível traçar uma envoltória de projeções para cota -17m, que por serem muito elevadas, devem certamente variar bastante em relação as mudanças hidrodinâmicas e ondulatórias locais.

REFERÊNCIAS

- Carvalho, V. d. O.** (2016). *Estimativa da Taxa de Assoreamento do Canal de Navegação do Porto de Santos*. Rio de Janeiro (RJ): UFRJ.
- CORBIN, A.** (1989). *O Território do Vazio. A Praia e o Imaginário Ocidental*. São Paulo: Companhia das Letras, 385 p.
- CODESP** (2019). *Porto de Santos sobe 3 posições em ranking internacional de movimentação de contêineres*. [Online]
- Gireli, T. Z. & Vendrame, R. F.** (2012). “*Aprofundamento do Porto de Santos: uma Análise Crítica*”. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, pp. Volume 17 n.3 - Jul/Set 2012, 49-59.
- Mateus, D. M., Garcia, P. d., Gireli, T. Z.** (2021). “*Avaliação da Taxa de Evolução dos Fundos no Trecho 1 do Canal do Porto de Santos entre 2014 e 2019*”, Congresso Latino Americano de Hidráulica, México, 2021.
- Menegazzo, L. & Petterini, F.** (2017). “*Maiores Navios no Mundo, mais um Desafio no Brasil: uma análise do Programa Nacional de Dragagem*”. 16 Agosto, pp. Estud. Econ., São Paulo, vol.48 n.1, p. 175-209, jan.-mar.
- SONDOTÉCNICA, 1977.** “*Comportamento hidráulico e sedimentológico do Estuário Santista*”. Brasil: Empresas de Portos do Brasil S.A., Instituto de Pesquisas Hidroviárias.

DETERMINAÇÃO PRÁTICA DA PROFUNDIDADE DE FECHAMENTO DO TRECHO ENTRE A PONTA DA PRAIA E O CANAL 4 EM SANTOS - SP

Tiago Zenker Gireli, Átila Foster Klein-Gunnewiek e Patrícia Dalsoglio Garcia

FEC-UNICAMP – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – Campinas/SP, Brasil
zenker@unicamp.br, atilafoster3001@gmail.com, pdgarcia@unicamp.br

RESUMO:

No mundo, a ocupação desordenada do litoral associada às mudanças climáticas vem causando grande preocupação dentre os gestores de cidades costeiras, seja por conta da pressão popular que percebe a perda de faixa de praia e sofre com o aumento da frequência de inundações costeiras em eventos extremos, seja pelo prejuízo direto que os eventos de ressaca causam aos cofres dos municípios pela destruição de infraestrutura urbana. A cidade de Santos, no litoral do estado de São Paulo é um dos municípios que mais sofrem com a erosão costeira no Brasil, e por ser densamente povoado, precisa buscar alternativas de proteção da linha de costa. Para dar suporte a estes projetos, é imprescindível o acompanhamento detalhado dos processos erosivos em regiões costeiras. Neste sentido, o objetivo deste trabalho é o de determinar a profundidade de fechamento do trecho da praia de Santos que se encontra sob processo erosivo. A metodologia empregada lançou mão de 10 levantamentos topobatimétricos realizados entre os anos de 2018 e 2020 e que compreendiam desde a parte emersa da praia até profundidades superiores a 4 metros. Como resultados, foi possível verificar que a profundidade de fechamento no trecho estuado variou entre 2,60 e 3,80 m, enquanto a distância da calçada ficou entre 175 e 375m, tornando possível definir uma estratégia para o uso da técnica do balanço sedimentar para acompanhar de maneira mais precisa as taxas de erosão apresentadas na região.

ABSTRACT:

The irregular occupation of the shoreline worldwide associated with climate change has been causing great concern among managers of coastal cities, either due to popular pressure which perceives the loss of beach strip and suffers from the increase in the frequency of coastal flooding in extreme events, either due the direct damage these events cause to the municipal budget by the destruction of urban infrastructure. Santos, a coastal city in the state of São Paulo, is one of the municipalities that suffer most from coastal erosion in Brazil. Since it is densely populated, it needs to seek alternatives to protect the coastline. To support these projects, a detailed monitoring of erosion processes in coastal regions is essential. In this sense, this study aims to determine the depth of Closure for a Santos beach stretch, which is under erosive process. The methodology made use of 10 topobathymetric surveys carried out between 2018 and 2020, ranging from the emerged part of the beach to depths greater than 4 meters. As a result, it was possible to verify that the closing depth in the studied sections varied between 2.60 and 3.80 m, while the distance from the sidewalk was between 175 and 375 m, making it possible to define a strategy for the use of the sedimentary balance technique to monitor more precisely the erosion rates presented in the region.

PALAVRAS CHAVES: erosão costeira, profundidade de fechamento, balanço sedimentar

INTRODUÇÃO

Cerca de 40% da costa brasileira encontra-se em processo erosivo (Muehe, 2018), sendo que 80% das praias apresentavam erosão em decorrência da ação antrópica.

Este processo que tende a se agravar nas próximas décadas em função da elevação do nível do mar, uma vez que estão previstas temperaturas cada vez mais altas e eventos extremos cada vez mais frequentes (IPCC, 2021).

Diante disso, restam três opções para as cidades litorâneas, recuar e deixar o litoral, se readaptar, ou proteger a costa, sendo que, enquanto cidades menores e menos urbanizadas devem aderir às primeiras opções, grandes cidades, como é o caso de Santos, no litoral sul de São Paulo (Figura 1), tendem a aderir à última.

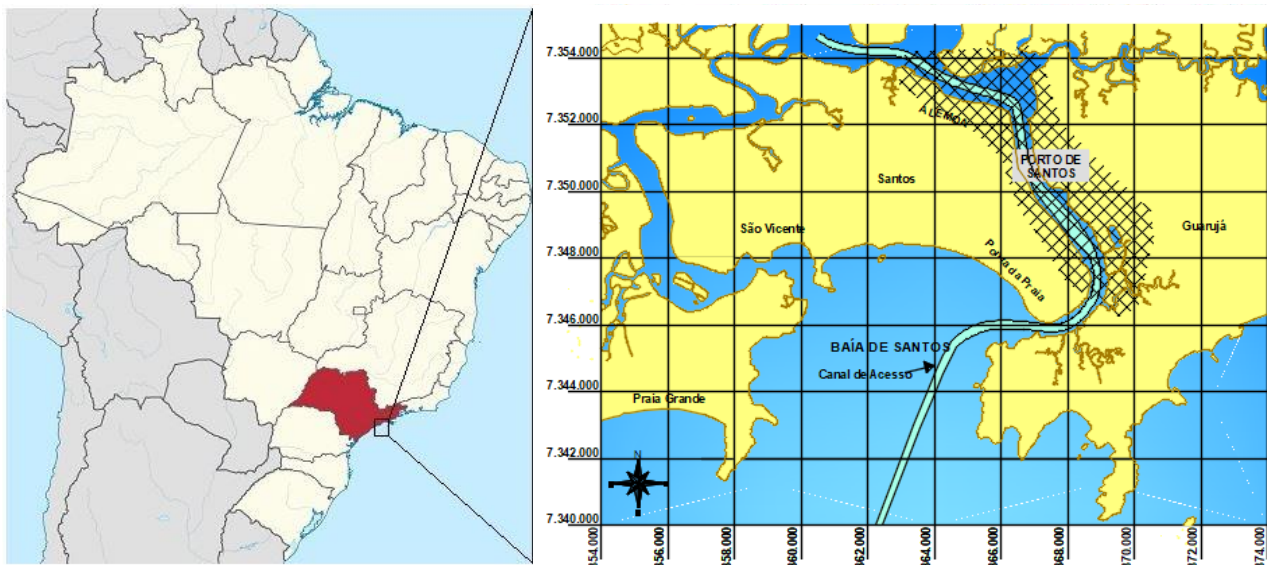


Figura 1.- Localização de Santos (SP). Fonte: Garcia e Gireli (2019)

Independentemente do caso, fica evidente a necessidade de um acompanhamento detalhado dos processos erosivos em regiões costeiras, seja para subsidiar estudos que visem prever a configuração da linha de costa em cenários futuros, e com isso subsidiar as autoridades locais em seus planos de reassentamento, seja para servirem de base para projetos de proteção costeira que sejam adequados às cidades que optem por conter o avanço do mar, não só para a situação atual, como para condições futuras.

Este acompanhamento necessariamente implica na realização periódica de levantamentos topo batimétricos nas áreas de interesse, associada a adoção de uma técnica de análise dos dados que permita quantificar a taxa de recuo da linha de costa.

A abrangência destes levantamentos depende da técnica que se pretende utilizar, sendo mais comum, até por questões de custo e dificuldade técnica, a análise da taxa de evolução baseada apenas na variação da linha de costa, ou ainda da largura emersa da praia.

Entretanto, é sabido que este para este tipo de abordagem levar a resultados confiáveis é necessário que se tenha séries históricas longas, uma vez que a variação do perfil praiar em decorrência de eventos extremos, faz com que a largura da praia, ou ainda a posição da linha de costa possa variar dezenas de metros em poucos dias, sem que isso signifique a ocorrência de um processo erosivo de médio e longo prazo, uma vez que o material removido da parte emersa se deposita nas maiores profundidades do perfil e é novamente trazido para a praia pelas ondas de bom tempo.

Por outro lado, a análise a partir do balanço sedimentar considerando todo o perfil praiar, isto é, desde a crista da praia até sua profundidade de fechamento, é imune a estes efeitos de curto prazo,

permitindo a obtenção da taxa de recuo com grande confiabilidade, mesmo não tendo um histórico longo de informações de campo.

A profundidade de fechamento pode ser definida como sendo aquela em que não são mais percebidas variações do perfil praiial ao longo do tempo e define o limite submerso até onde o sedimento que compõem a praia se desloca em função de eventos extremos (Hallermeier, 1981). Assim, fica evidente que para uma análise de erosão costeira, a partir do balanço sedimentar, se faz necessário conhecer esta profundidade e realizar levantamentos topo batimétricos que se estendam até ela.

Isso posto, o objetivo deste trabalho é o de determinar a profundidade de fechamento do trecho da praia de Santos que se encontra sob processo erosivo, compreendido entre a Ponta da Praia e o canal 4.

METODOLOGIA

Entre janeiro de 2018 e fevereiro de 2020 foram realizados 10 levantamentos topo batimétricos, compreendendo 15 seções de perfis praiiais cada, distribuídas entre a Ponta da Praia e o Canal 4 de Santos (Figura 2).

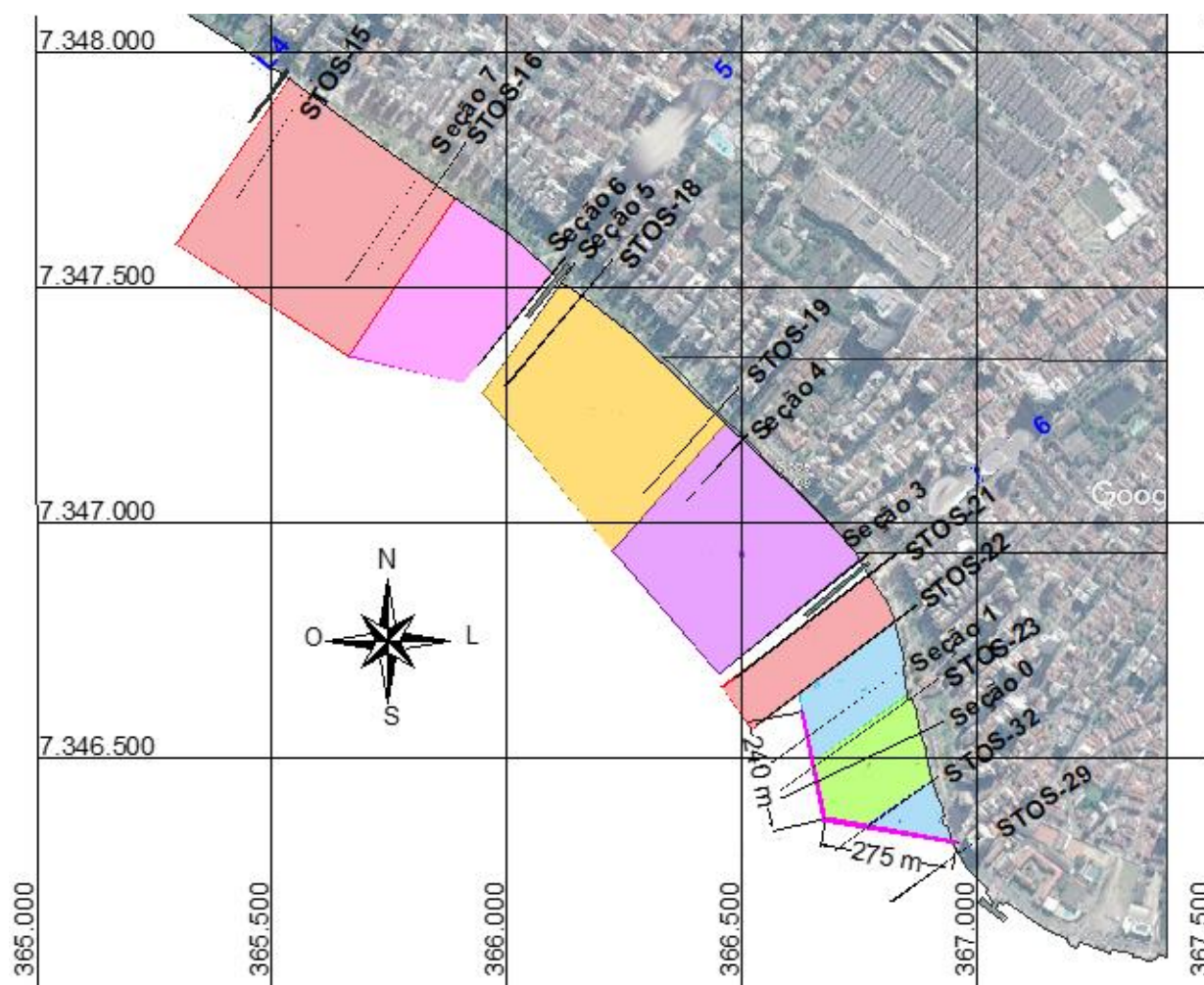


Figura 2 - Seções de levantamento dos perfis praiiais

Os levantamentos de campo seguem a metodologia descrita por Gunnewiek et al. (2021), em que os perfis são levantados com uso de Estação Total Classe 2, a partir de pontos georreferenciados instalados na calçada, para os quais, as referências de nível topográficas (sistema IBGE) e batimétricas (sistema DHN) foram compatibilizados a partir do nivelamento geométrico entre RRNN (Referências de Nível IBGE) e o ponto de referência de nível da estação maregráfica da Praticagem (referência de nível DHN).

Já a determinação das coordenadas planimétricas dos pontos instalados na calçada foi realizada uma poligonal enquadrada, onde as coordenadas planimétricas dos pontos de início e fim foram obtidas através de receptores GNSS (Global Navigation Satellite System) pelo método diferencial.

Desta forma, estacionando a Estação Total nos pontos georreferenciados, são levantadas as seções apresentadas na Figura2, com a obtenção de uma leitura a cada aproximadamente dez metros e seguindo mar adentro até o limite em que o prisma que é visualizado pelo equipamento, ficasse emerso com a baliza que o sustenta apoiada no leito marinho. Cabe destacar que os levantamentos de 2018 empregaram uma baliza de aproximadamente 3,60m e, desde 2019 utiliza-se uma baliza com 4,8m de extensão, permitindo avançar com a medição topográfica bem além da arrebentação das ondas (Figura 3).



Figura 3. – Levantamento topográfico dos perfis praiais

Como os pontos levantados podem sofrer desvios em relação às seções pretendidas, os perfis levantados são tratados no programa Civil3D®, de autoria da Autodesk, no qual primeiramente é feita uma consistência dos dados e verificação de eventuais erros do processamento dos dados extraídos da estação total. A seguir é gerada uma superfície de nível para cada levantamento e por fim as seções transversais são extraídas das superfícies.

A partir da sobreposição dos perfis extraídos para os diferentes levantamentos, é identificada visualmente a profundidade a partir da qual não são detectadas variações perceptíveis de cada perfil praiar, considerada a precisão dos levantamentos, sendo esta a profundidade de fechamento para cada perfil.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nas Figuras 4 a 12 são apresentadas a sobreposição de alguns dos perfis levantados.

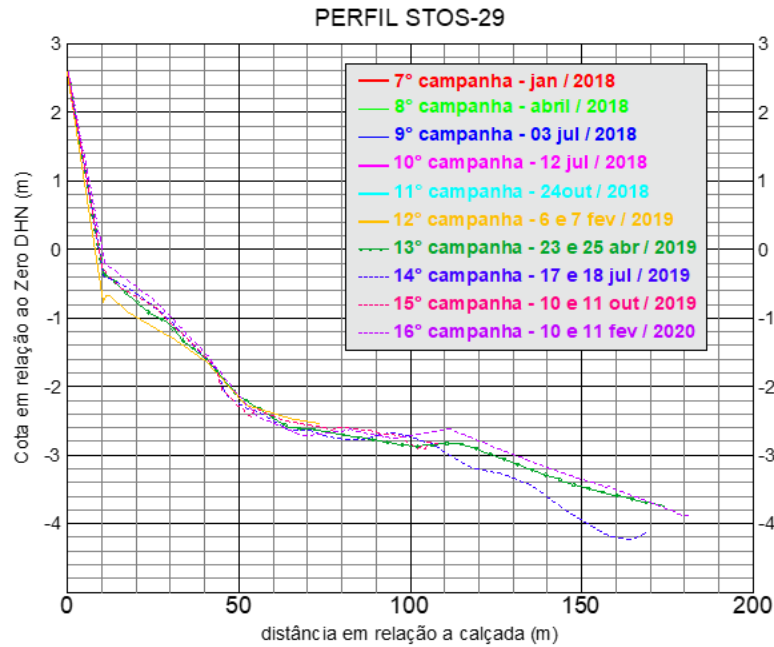


Figura 4.- Perfil de Praia STOS 29

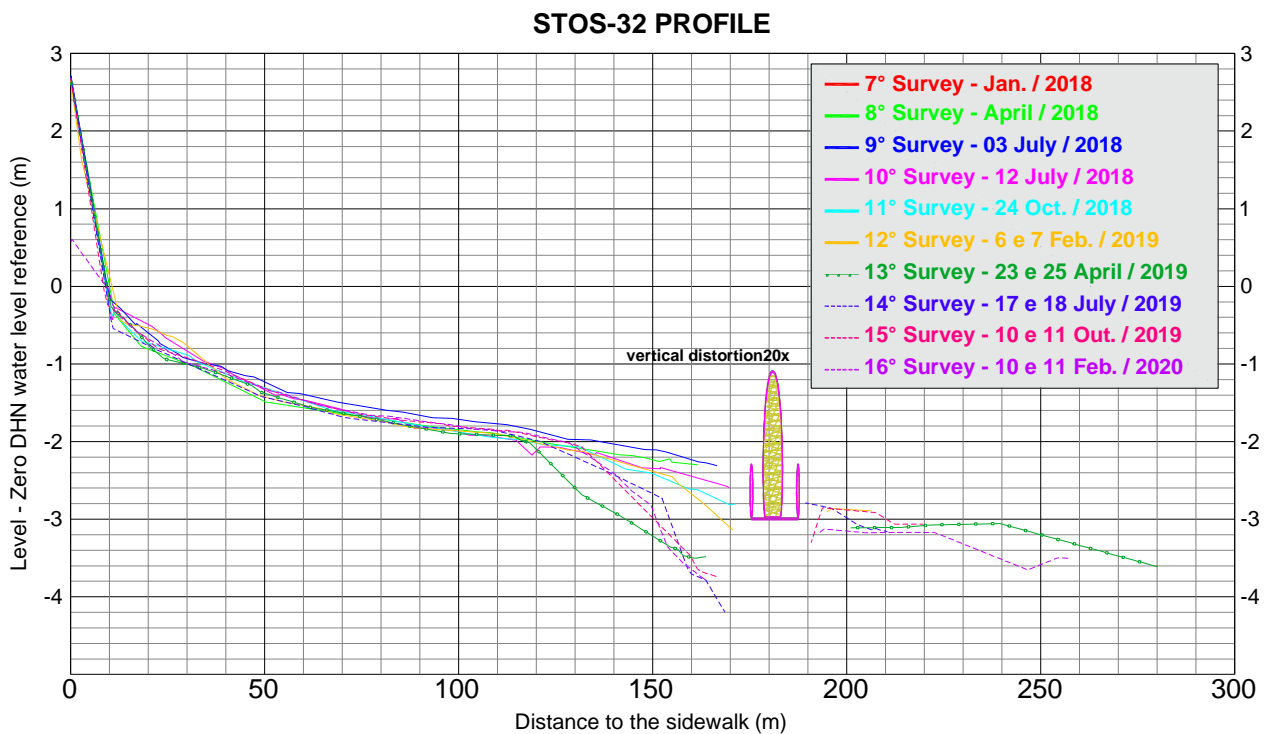


Figura 5.- Perfil de Praia STOS 32

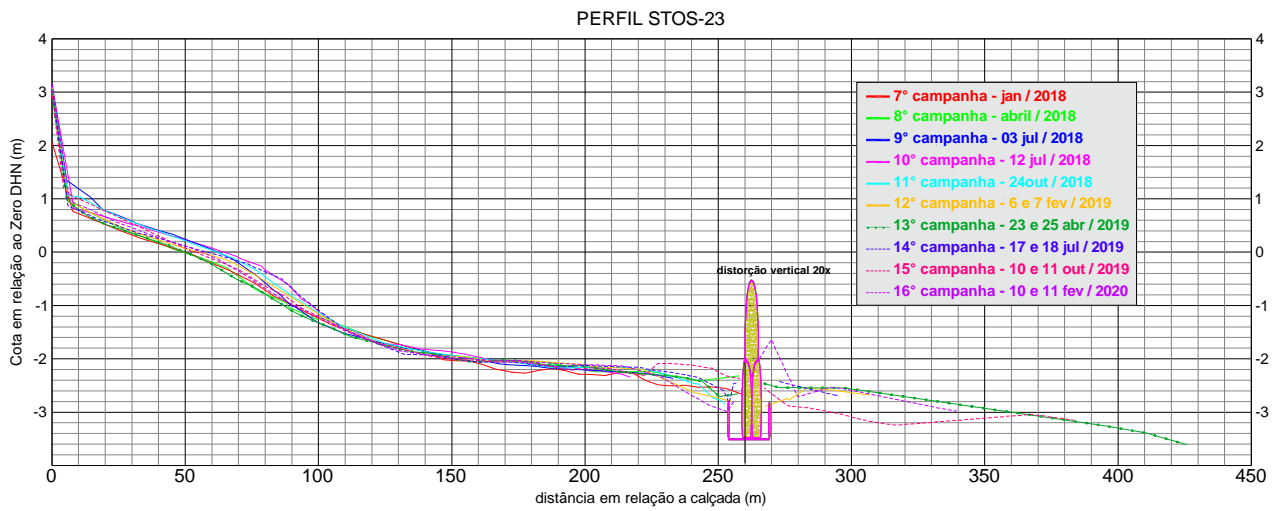


Figura 6.- Perfil de Praia STOS 23

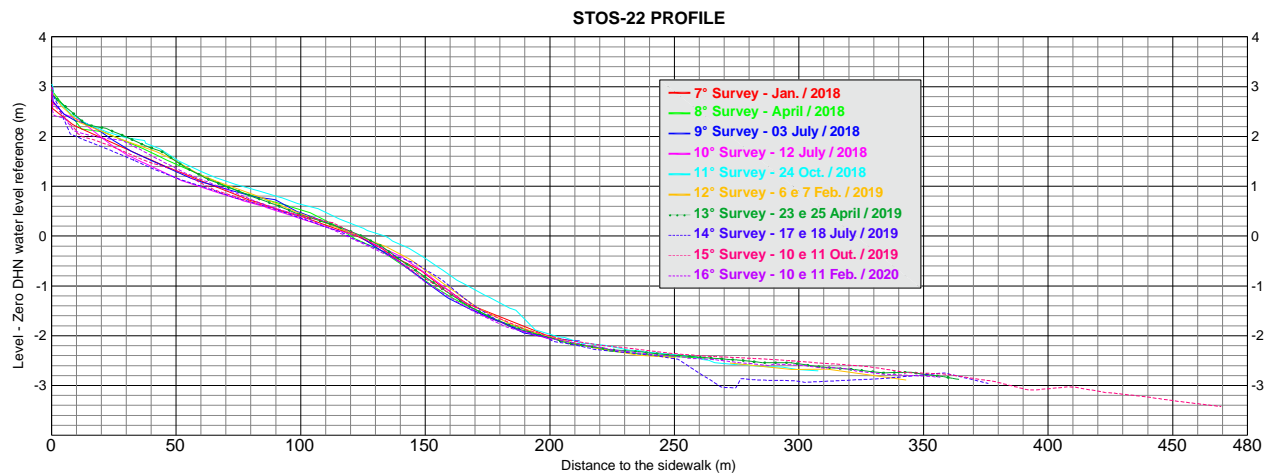


Figura 7.- Perfil de Praia STOS 22

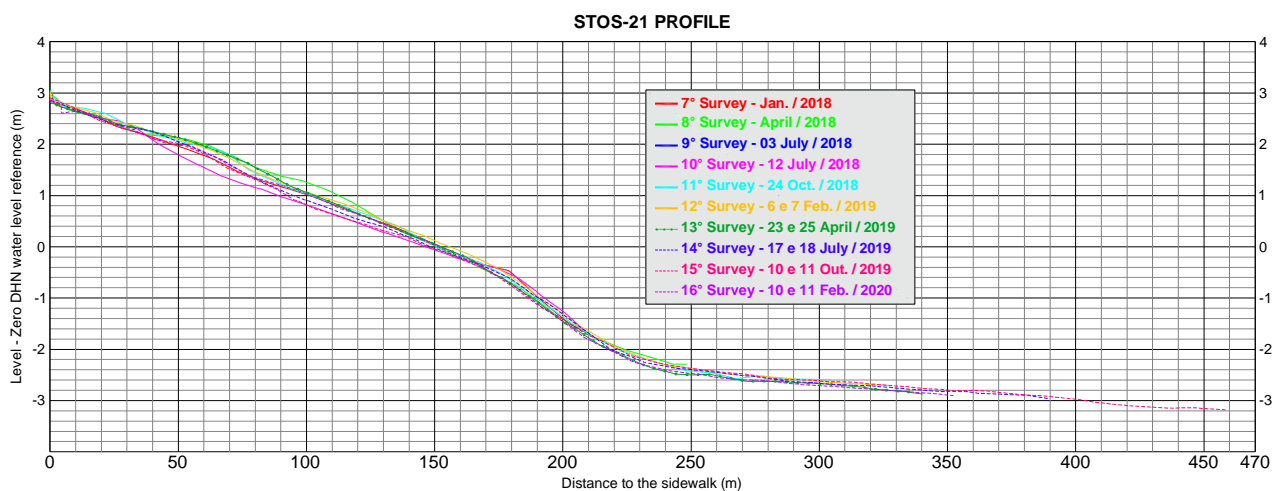


Figura 8.- Perfil de Praia STOS 21

PERFIL STOS-19

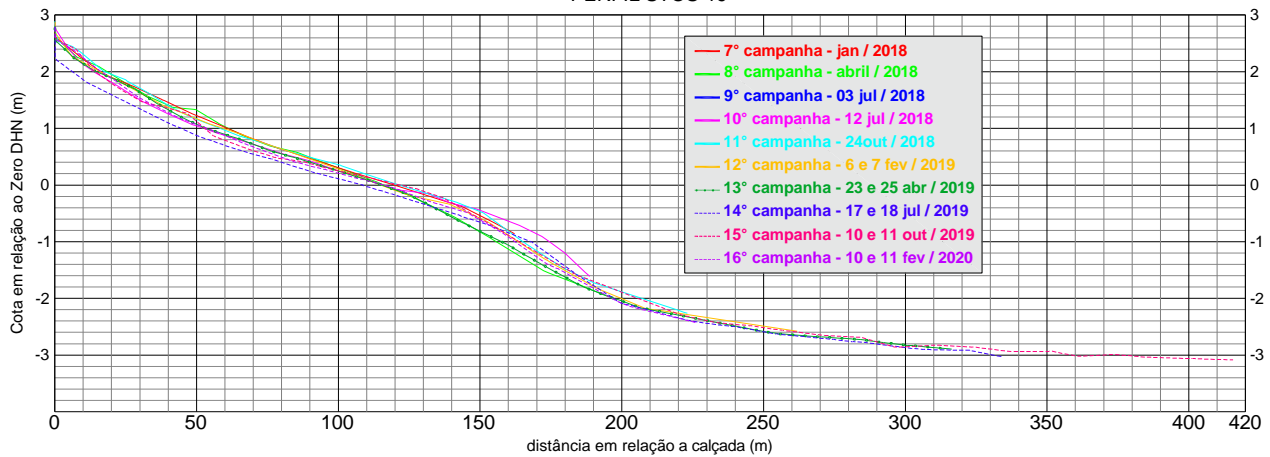


Figura 9.- Perfil de Praia STOS 19

STOS-18 PROFILE

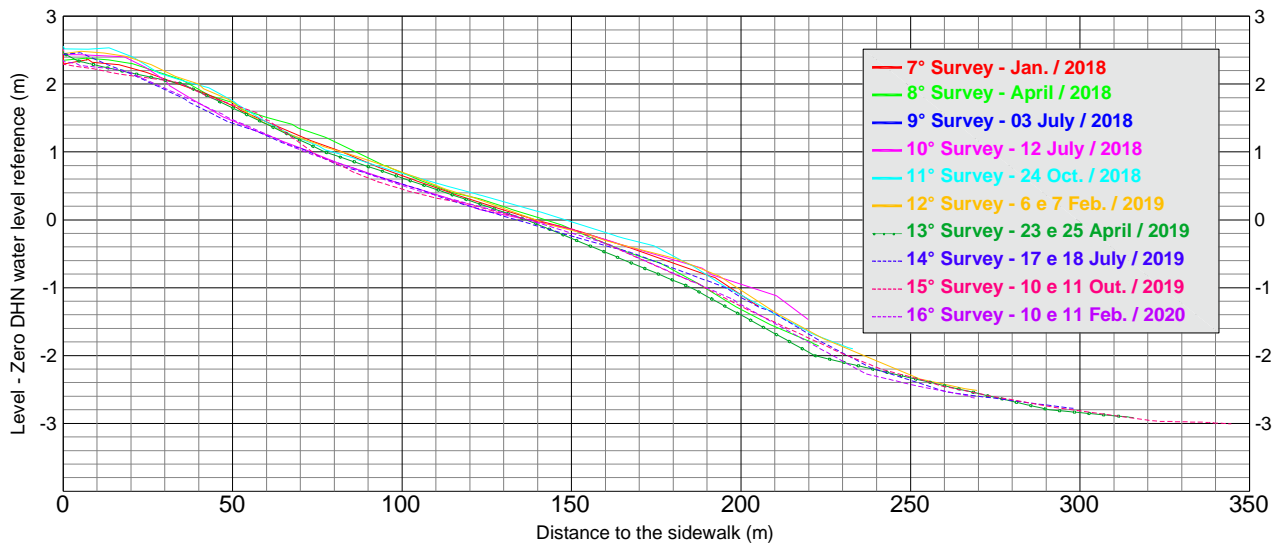


Figura 10.- Perfil de Praia STOS 18

PERFIL STOS-16

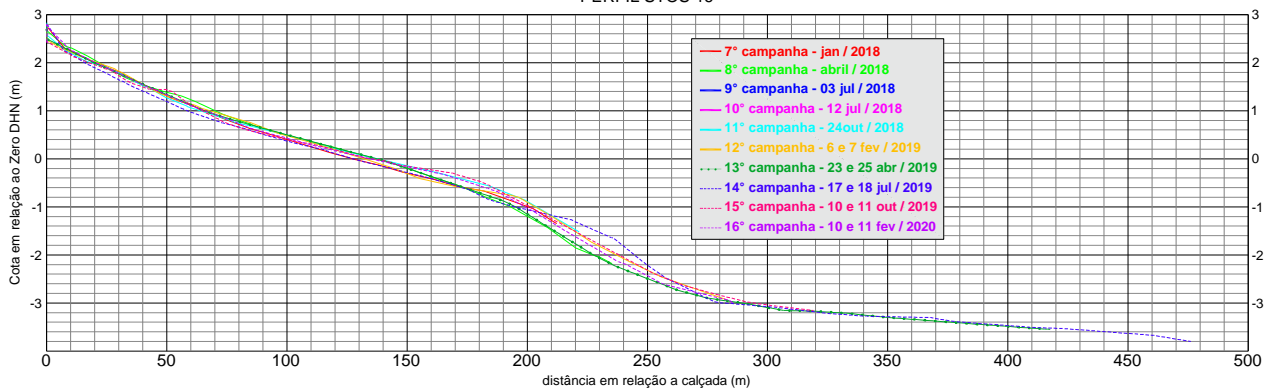


Figura 11.- Perfil de Praia STOS 16

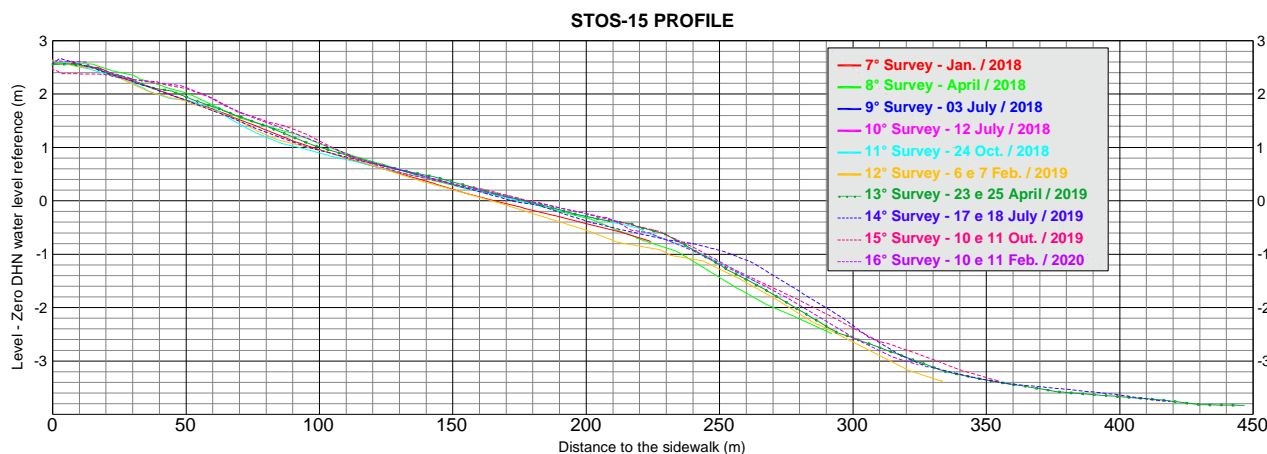


Figura 12.- Perfil de Praia STOS 15

Da análise das Figuras 4 a 12 é possível perceber que em alguns casos, levantamentos tiveram que ser desconsiderados, ou por não alcançarem a profundidade de fechamento, ou por se apresentarem muito discrepantes em relação a todos os demais.

Em relação à seção STOS 29 (Figura 4), é possível notar que o perfil é muito mais íngreme e que em uma distância curta já atinge profundidades elevadas. Isso ocorre devido ao fato desta seção estar muito próxima à embocadura do estuário santista e do canal do Porto de Santos.

Já, em relação às seções que atravessam as estruturas do Projeto Piloto, existente no local (Figuras 5 e 6), fica evidente que os perfis levantados, que já vinham se aproximando à medida que aumentava a distância da calçada, voltam a se afastar nas proximidades da obra, ainda do lado abrigado, e voltam a se aproximar apenas algumas dezenas de metros após os geotubos. Esta constatação evidencia que, apesar dos efeitos positivos da introdução da estrutura, na redução da energia das ondas e no armadilhamento de sedimentos na região por ela abrigada, o aumento da turbulência decorrente da arrebentação das ondas sobre a estrutura é capaz de mobilizar grandes quantidades de sedimentos fazendo com que, ao longo do tempo, o perfil varie significativamente ao redor da obra.

Ainda assim, é possível verificar que na parte mais profunda do perfil os levantamentos se aproximam, o que permitiu determinar as profundidades de fechamento par os perfis transversais, sendo as mais relevantes apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. – Profundidades de Fechamento e distâncias a partir da calçada

Seção	Profundidade de fechamento [m]	Distância [m]
STOS 29	3,80	175
STOS 32	3,40	260
STOS 23	3,05	365
Seção 1	3,00	360
STOS 22	2,90	350
STOS 21	2,90	375
STOS 19	2,80	300
STOS 18	2,60	275
STOS 16	3,00	290
STOS 15	3,40	355

Analisando a variação espacial das profundidades de fechamento, percebe-se que ela decresce da STOS 15 até a STOS 18, o que era esperado em função da condição de abrigo natural que a praia vai encontrando. Por outro lado, ela volta a crescer em direção à entrada do canal do porto, mesmo em seções que não sofrem o efeito da presença do Projeto Piloto, o que não condiz com o comportamento esperado em função apenas da propagação de ondas em uma baía.

Assim, considera-se duas hipóteses para explicar estes resultados, a primeira é a de que o perfil praiial nesta região passa a depender não apenas da condição das ondas, mas também das correntes de maré que se concentram e aceleram para passar pela embocadura do estuário santista. Já a segunda hipótese, é a de que as ondas utilizam as maiores profundidades do canal do porto para se deslocar com menor perda de energia e quando o canal faz a curva elas são redirecionadas para a região da Ponta da Praia, ainda com uma energia significativa e já bem próximo da linha de costa, como mostram as distâncias a partir da calçada.

Por fim, cabe destacar que apesar da ocorrência de eventos extremos neste período, a ocorrência de eventos de maior intensidade no futuro pode levar a um aumento tanto da profundidade de fechamento quanto da distância em que ela ocorre em relação a calçada, uma vez que quanto maior a energia das ondas, maior a profundidade em que ela é capaz de mobilizar sedimentos. Desta forma, é recomendada a realização de levantamentos até profundidades um pouco superiores às aqui determinadas, de forma a garantir que todo o volume de controle seja mapeado.

CONCLUSÃO

A partir dos levantamentos topo batimétricos realizados foi possível identificar que a profundidade de fechamento da região sob processo erosivo da Baía de Santos varia entre 2,60 e 3,80 m, enquanto a distância a partir da calçada ficou no range 175 a 375 m, tornando possível definir uma estratégia para o uso da técnica do balanço sedimentar para acompanhar de maneira mais precisa as taxas de erosão apresentadas na região.

REFERÊNCIAS

- Garcia, P. D.; Gireli, T. Z. (2019).** “Um projeto piloto de recuperação de uma praia utilizando um quebramar submerso - Ponta da Praia, Santos, Brasil”. *Revista de Gestão Costeira Integrada*, Vol. 19, n. 1, mar. 2019, p.43-57. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH). <http://dx.doi.org/10.5894/rgci-n240>.
- Gunnewiek, A. F. K.; Souto, V. P.; Garcia, P. D. (2021)** “Geotêxteis e suas Vantagens em Obras de Proteção Costeira”. In: XXIX Congresso Latinoamericano DE Hidráulica, 29., 2021, On-Line.
- HALLERMEIER, R.J. (1981).** “Seaward Limit of Significant Sediment Transport by Waves: An Annual Zonation for Seasonal Profiles”. CETA 81-2, U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Va.
- IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) (2021).** “Climate Change 2021: the physical science basis”. New York: Cambridge University Press.
- Muehe, D. (Org). (2018)** – “Panorama da Erosão Costeira no Brasil”. MME, Brasília, Brasil. Disponível online em http://www.mma.gov.br/images/arquivo/80342/Panorama_erosao_costeira_Brasil.pdf.

AYUDA A LA GESTIÓN COSTERA Y PORTUARIA A TRAVÉS DEL ANÁLISIS CLIMÁTICO PREDICTIVO: ARQUITECTURA, METODOLOGÍA E HISTORIAS DE ÉXITO

Gabriel Díaz-Hernández, Antonio Tomás, Beatriz Rodríguez, María F. Álvarez de Eulate, Eva Romano, Francisco Jaime, Javier L. Lara

IHCantabria – Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, Santander, España.

gabriel.diaz@unican.es, antonio.tomas@unican.es, beatriz.rodriguez@unican.es, maria.fuentes@unican.es, eva.romano@unican.es, francisco.jaime@unican.es, jav.lopez@unican.es

RESUMEN:

A lo largo de los últimos 10 años, IHCantabria ha venido desarrollando productos para el apoyo operacional, destinados a gestionar actividades costeras y portuarias. Estos sistemas han ido evolucionando en función de los requerimientos y sofisticación de cada estudio/proyecto y, por lo tanto, el método general se ha ido enriqueciendo con nuevas experiencias de uso, manejo de datos, asimilación de información y adopción de nuevas herramientas de análisis. Llegando de esta forma a establecer una arquitectura innovadora y generalista para el montaje de este tipo de sistemas.

El objetivo de esta comunicación es mostrar, en primer lugar, la historia de evolución en la metodología para el diseño de sistemas operacionales de ayuda a la gestión costera y portuaria, mostrando el flujo de tareas generales que se recomienda seguir y la filosofía general del concepto de “sistema de alerta temprana” modular, adaptable, relocalizable, eficiente, fiable y realista. En segundo lugar, se presenta una discusión sobre el tipo de pre y post-proceso que requiere cada sistema, en relación directa con las fuentes de datos disponibles y las herramientas matemáticas, numéricas y estadísticas que se han ido desarrollando, heredando, validando y adaptando. Y en tercer lugar se muestran algunas de las historias de éxito que se han desarrollado desde el Grupo de Hidrodinámica e Infraestructuras Costeras de IHCantabria.

ABSTRACT:

Over the last 10 years, IHCantabria has been developing products for operational support, coastal management and port activities. These systems have evolved according to the requirements and sophistication of each study/project and, therefore, the general method has been enriched with new experiences of use, data handling, information assimilation and adoption of new analysis tools. In this way, an innovative and generalist architecture for the assembly of this type of systems has been established.

The objective of this communication is to show, firstly, the evolutionary history of the methodology for the design of operational systems to support coastal and port management, showing the general recommended workflow of tasks to be followed and the general philosophy of the concept of a modular, adaptable, relocatable, efficient, reliable and realistic "early warning system". Secondly, a discussion is presented on the type of pre- and post-processing that each system requires, in direct relation to the available data sources and the mathematical, numerical and statistical tools that have been developed, inherited, validated and adapted. And thirdly, some of the success stories that have been developed by the Hydrodynamics and Coastal Infrastructures Group of IHCantabria are shown.

PALABRAS CLAVES: Predicción; alerta temprana; gestión costera y portuaria

INTRODUCCIÓN: NUEVOS RETOS, PROCESOS Y SOLUCIONES

En la actualidad, las necesidades de gestión de estudios y proyectos en costas y puertos han evolucionado de forma exponencial. Partiendo de soluciones básicas para aportar la sencilla predicción de variables básicas, denominadas de nivel 1, en ventanas de respuesta diarias y horarias, y creciendo hacia soluciones más complejas que involucran las variables derivadas (de nivel 2 y 3), cuya solución no es trivial y que requieren del uso de herramientas avanzadas cuyos tiempos computacionales de solución se contraponen a los tiempos requeridos por la operación o alerta temprana.

La figura 1 muestra una relación de las variables generales a ser evaluadas en cada nivel de sofisticación, de 1 a 3.

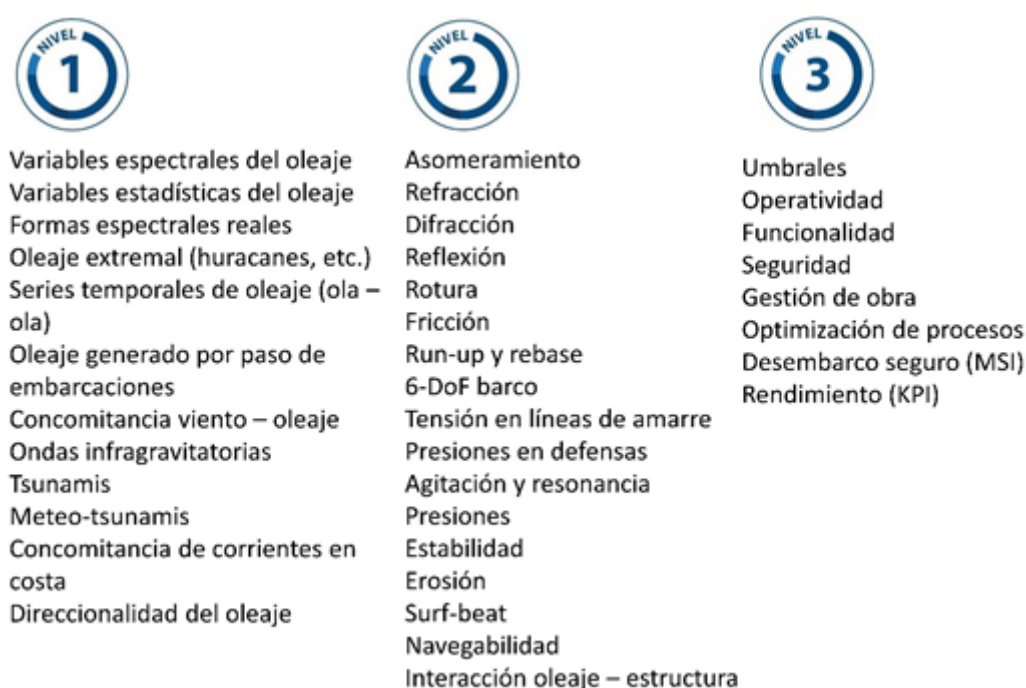


Figura 1.- Variables involucradas en los sistemas operacionales v2.0, niveles 1 a 3.

Esta relación de variables, que co-habitan en la solución final de carácter operacional o forecast, requieren de un esquema metodológico para poder encadenar sus efectos, comportamiento físico y predicción final, a través de un montaje generalista que permita el futuro intercambio/sustitución de variables y métodos de forma transparente.

A manera de ejemplo, la figura 2 muestra una variación de la figura 1, en donde se han remarcado en rojo aquellas variables que se pueden requerir para un estudio (hipotético) titulado: “Sistema de predicción de la parada operativa en la línea de amarre en una terminal de contenedores”. Así como las interrelaciones y dependencias entre ellas (flechas verdes).

A continuación, en el apartado siguiente, se presenta el esquema general que se propone, denominado arquitectura v2.0 para el adecuado montaje de sistemas operacionales predictivos, basados en la solución de la historia de los procesos a través de una técnica de hibridación del reanálisis o hindcast.



Figura 2.- Ejemplo de las variables a seleccionar (en rojo) y sus interrelaciones (en verde) para el ejemplo (hipotético) planteado.

ARQUITECTURA GENERAL DEL SISTEMA 2.0

Los sistemas operacionales 2.0 necesitan cumplir ciertas características de calidad, manejabilidad, explotación y fiabilidad que, en su conjunto, condicionan su arquitectura general. Tradicionalmente, los sistemas operacionales (v1.0) han planteado una aproximación lineal y limitada a la obtención de variables de nivel 1 y 2 (en el menor de los casos), debido principalmente a la limitación computacional requerida para aportar soluciones (diariamente y en pocas horas). La figura 3 muestra el esquema general de este método tradicional 1.0.

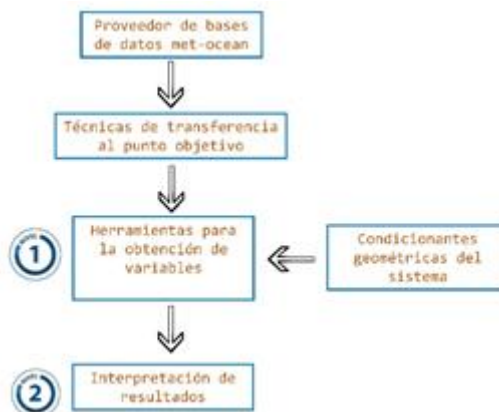


Figura 3.- Esquema general de los sistemas tradicionales v1.0.

Esta forma de diseñar los sistemas operacionales, presenta ciertas e importantes desventajas que alejan el uso extendido del método y que pueden llegar a suponer graves desventajas operativas tales como: resultados sin control de calidad, solución obtenida de forma dinámica (real-time soluciones), limitación en herramientas debido al tiempo computacional, sin aprendizaje (*feedback*), discretas en el espacio, geoméricamente inertes, incertidumbres desconocidas, no-comunicación entre módulos y generalmente de carácter determinista.

Por ello se cree necesaria la conceptualización de una nueva arquitectura v2.0 que subsane estas carencias. La línea argumental de estos sistemas, obedece a las siguientes directrices de calidad/diseño que se describen brevemente a continuación:

- a) Eficiencia y rapidez en las predicciones. Se refiere a la necesidad de crear un sistema suficientemente ágil y eficiente que pueda aportar resultados dentro de la ventana temporal pre-establecida por el cliente. Generalmente dicha ventana se reduce a tiempos muy competitivos de alrededor a 1 hora, disponible para desencadenar todos los procesos, obtener resultados y publicarlos. Por ello el método general de montaje se fundamenta en una arquitectura híbrida que combina métodos de auto-selección de familias de forzamientos (*clustering*), métodos de asimilación dinámica de datos, herramientas numéricas pre-ejecutadas y estrategias de reconstrucción estadística.
- b) Robustez (24/7). El flujo de tareas debe ser ligero y computacionalmente ordenado, para garantizar un adecuado desencadenamiento de los procesos y obtención de resultados. Gracias a la eficiencia en el método general (explicado anteriormente), la robustez se alcanza fácilmente, ya que el proceso solo se basa en la ejecución de cada sub-parte y en el post-proceso de rutinas computacionales básicas.
- c) Diseño modular. Se refiere a la capacidad que debe contar el sistema para intercambiar métodos y herramientas de forma directa, sin realizar mayores modificaciones en la arquitectura troncal del sistema (*plug & play*). Esta forma de trabajo requiere una adecuada normalización de los formatos de intercomunicación entre módulos (*I/O*) para que la conexión de cada parte sea compatible con la codificación del sistema general. Esta característica permite crear sistemas a medida de las necesidades físicas del estudio, permitiendo la libre conexión o desconexión de herramientas, modelos y algoritmos, con el fin de adecuar la solución de cada proceso de interés en su particular ámbito espacio-temporal.
- d) Fiable y realista en los resultados. Posiblemente una de las características más importantes para este tipo de desarrollos, ya que aporta fiabilidad a la herramienta, credibilidad en el método general y satisfacción del cliente final. Para ello se proponen métodos de validación de las herramientas y resultados con información medida *in-situ*. Una práctica habitual dentro del desarrollo del método general, es generar documentos de recomendación para llevar a cabo campañas de campo *ex profeso*, indicando localizaciones, tipos de equipos y variables a medir, calendarios recomendados, algoritmos de post-proceso sugerido y productos finales de validación a general. Es importante destacar que, para sistemas de ayuda en la construcción portuaria, las mediciones recogerán la lógica evolución/crecimiento de la obra, lo cual debe ser adecuadamente representado por el sistema operacional (modificación de batimetrías, elementos de abrigo evolutivos, etc.).
- e) Herramientas matemáticas y numéricas ad-hoc. Este concepto se relaciona de forma estrecha al concepto de sistema modular anteriormente comentado y se basa en la precisa integración de aquellas herramientas destinadas a la solución de los procesos físicos de especial interés. Esto se logra a través de un adecuado uso y adaptación de herramientas de desarrollo propio (p: ej. Modelos IH2VOF, IHBouss, SMC, etc.) y/o herramientas de terceros (p. ej. Modelo SWAN, ROMS, Delft3D, etc.), además del acoplamiento espacio-temporal entre ellas y una detallada intercomunicación entre forzamientos y resultados a lo largo de todo el proceso. En la actualidad, IHCantabria cuenta con un amplio catálogo de herramientas preparadas para su adaptación directa al sistema general, de forma 100% modular.
- f) Auto-diagnosic de resultados. Esta característica corresponde al uso de los métodos estadísticos que permitan realizar un diagnóstico pormenorizado en los resultados que el sistema va aportando diariamente, para finalmente poder identificar y cuantificar los errores e incertidumbres que se van desencadenando a lo largo de la ejecución del sistema. Este concepto, íntimamente ligado a la teoría de “cascada de incertidumbres”, permite optimizar cada método y reducir las incertidumbres/errores.

- g) Integración *nowcast*. Se refiere a la capacidad que debe presentar el sistema para poder aprovechar las mediciones in-situ que sigan aportándose de manera operativa y de forma paralela al uso del sistema en su fase de explotación. Para ello se desarrollan algoritmos de acceso, lectura, post-proceso y asimilación de la información medida y su comparación con las predicciones aportadas por el sistema, con la capacidad final de generar re-ajustes en ciertos parámetros de control, mejorando de este modo las predicciones. Esta capacidad de auto-aprendizaje por parte del sistema garantiza que, en pocos meses, el sistema alcance un nivel operacional maduro.
- h) Resultados a medida. Radica en la capacidad que presenta el sistema en relación con la correcta confección de los formatos de presentación de los resultados (tablas-resumen, boletines e-mail, páginas web), adaptando los mismos a las necesidades del cliente y mostrando las incertidumbres generales en las predicciones, las cuales ayudarán a la adecuada toma de decisiones.

MÉTODO PROPUESTO

La arquitectura v2.0 propone un método de aproximación al problema y diseño operativo en dos fases: a) la fase del montaje del estudio de reanálisis o hindcast y b) la fase del producto operacional/predictivo o forecast.

La figura 4 muestra el esquema general de la arquitectura 2.0, el cual se basa íntegramente en la técnica de hibridación para un downscaling en costa, originalmente propuesta por Camus et al. 2013.

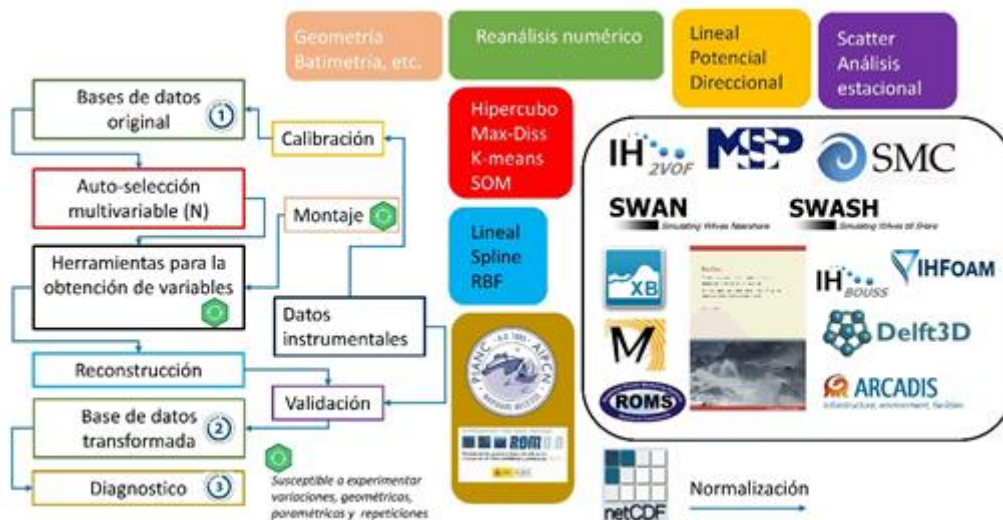


Figura 4.- Esquema general de los sistemas en su arquitectura 2.0.

Dicho método integra distintos módulos que, de forma ordenada, se van sucediendo y permiten la obtención de cualquiera de las variables en cualquiera de los niveles 1 a 3 anteriormente establecidos. La gran ventaja del método es que permite adoptar cualquier proceso de transformación de las variables desde el nivel 1, hacia los niveles 2 y 3, sin importar la sofisticación de la herramienta (matemática o numérica) que lo realice. Ello gracias al concepto de “catálogo pre-ejecutado de casos” o clusters, que se encargan de asimilar la estadística de toda la casuística de procesos involucrados, desde los forzamientos involucrados hasta la respuesta final.

El método híbrido siempre pasa por los mismos módulos: a) lectura de la base de datos original de forzamientos (generalmente en aguas profundas, series de oleaje, viento y nivel del mar); b) la aplicación de un algoritmo de auto-selección de las N familias de casos a ejecutar, que abarcarán toda la física del clima en el punto exterior; c) la transformación de las variables de nivel 1 a los niveles 2

y 3 a través de la ejecución de los N casos con el uso de herramientas numéricas principalmente; d) la reconstrucción de la base de datos original al punto de transferencia tras haber pasado por los procesos de transformación, por ejemplo desde el exterior de un puerto hasta la zona de agitación interior, haciendo uso de un algoritmo que estadísticamente interrelaciona el catálogo pre-ejecutado de N casos con la estadística completa del forzamiento en la zona exterior; y e) el diagnóstico o explotación final del dato para su uso diagnóstico histórico (hindcast).

El método, se repite sin importar los procesos que se quieran resolver, e incluso se puede auto-alimentar/encadenar con un esquema análogo para poder enlazar distintas variables (por ejemplo desde niveles 2 a 3). Esto supone una gran ventaja ya que el diagnóstico resultante de cada paso puede aportar información sobre la física de los procesos que se resuelven y por lo tanto, permite contar con un catálogo de “funciones de transferencia” multidimensionales que aportarán luz sobre el funcionamiento general de un sistema costero y/o portuario.

Adicionalmente, una de las ventajas más importantes es que los métodos/algoritmos que se embeben en cada módulo del método, permiten ser intercambiados directamente, sin mayor modificación de las llamadas e intercomunicaciones entre estos, por ejemplo, si se desea evaluar el caudal de rebase sobre una estructura, el módulo de “herramientas” puede ser el uso de las formulaciones semi-empíricas recogidas en el manual EurOtop (2016), o bien resultado de ensayos experimentales en laboratorio o incluso de modelos numéricos más sofisticados que resuelvan la mecánica de fluidos tridimensional y su interacción con estructuras reales (Losada et al. 2008).

Una vez resuelta la primera fase del método, la aproximación hindcast, se puede migrar el montaje hacia la solución predictiva o forecast. La figura 5 muestra este esquema de migración en donde se puede visualizar la facilidad de este proceso, donde el catálogo pre-ejecutado migra hacia la solución forecast de forma directa.

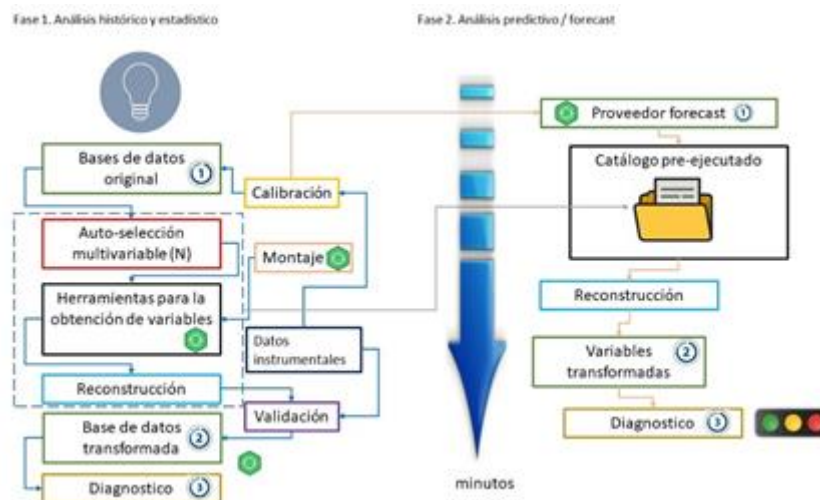


Figura 5.- Migración de la fase 1 hindcast a la fase 2 forecast, arquitectura v2.0.

Una vez confeccionado el esquema forecast, simplemente se debe relacionar la entrada de datos del forzamiento general (oleaje, viento, nivel del mar, etc.), y realizar el diagnóstico final de los datos obtenidos tras la reconstrucción estadística. Todo ello se sucede en un tiempo muy eficiente, de pocos segundos por hora deseada de predicción, ya que los algoritmos de búsqueda, ponderación y reconstrucción del método son de carácter analítico. Esta característica supone una gran ventaja de cara a dar cumplimiento de publicación de los resultados que diariamente son requeridos por el cliente/gestor/usuario final.

A manera de ejemplo, la figura 6 muestra el montaje de la arquitectura v2.0 para la fase 1 (hindcast) de un estudio realizado para el rebase del oleaje sobre estructuras de abrigo costero/portuario.



Figura 7.- Réditos intangibles detrás el montaje de la fase 1 dentro de la arquitectura v2.0.

Tras más de 10 años de desarrollo y explotación de la arquitectura v2.0, IHCantabria ha logrado dar respuesta en diferentes temáticas asociadas da diversas soluciones ingenieriles de gran ayuda a los gestores costeros y portuarios. La figura 8 muestra algunos de estos títulos en forma de productos finalistas, así como la figura 9 muestra un mapa de las localizaciones de todos los sistemas hasta ahora desarrollados empleando la arquitectura de sistemas operacionales v2.0, incluyendo las empresas públicas y privadas que han estado involucradas.



Figura 8.- Título/temática de sistemas operacionales realizados por IHCantabria en lo últimos 10 años, todos empleando la arquitectura v2.0.

Historia de éxito 1: Sistemas de predicción de oleaje de ayuda a la construcción: caso del puerto de Langosteira (España), Puerto de Açú (Brasil) y Puerto de Aberdeen (UK)

El programa de alerta temprana de oleaje diseñado para la ayuda y apoyo en la gestión de los trabajos diarios en obras portuarias, ha sido orientado a proporcionar las condiciones a corto y medio plazo del oleaje y su interacción con las obras portuarias y costeras durante las distintas fases del proceso constructivo. El objetivo final del sistema, cuya estructura metodológica se ha diseñado para ser completamente relocalizable, es emplear e interpretar las predicciones diarias de variables oceanográficas asociadas a los parámetros de cada estado de mar en obra, proporcionadas por cualquier proveedor met-ocean disponible en cada ubicación, de manera rápida, veraz y fiable, para de esta forma poder delimitar las condiciones seguras de trabajo diario en obra. El sistema ha sido implementado en las obras de construcción del puerto de Langosteira en Galicia, España (ver figura 9), la expansión del puerto exterior de Aberdeen, Escocia, Reino Unido y en el apoyo a la construcción del puerto de Açú en Brasil. la Terminal 2.

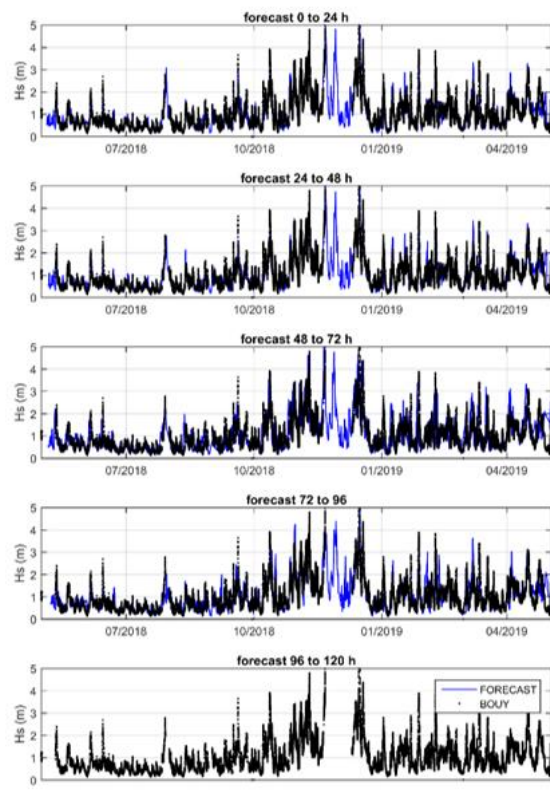
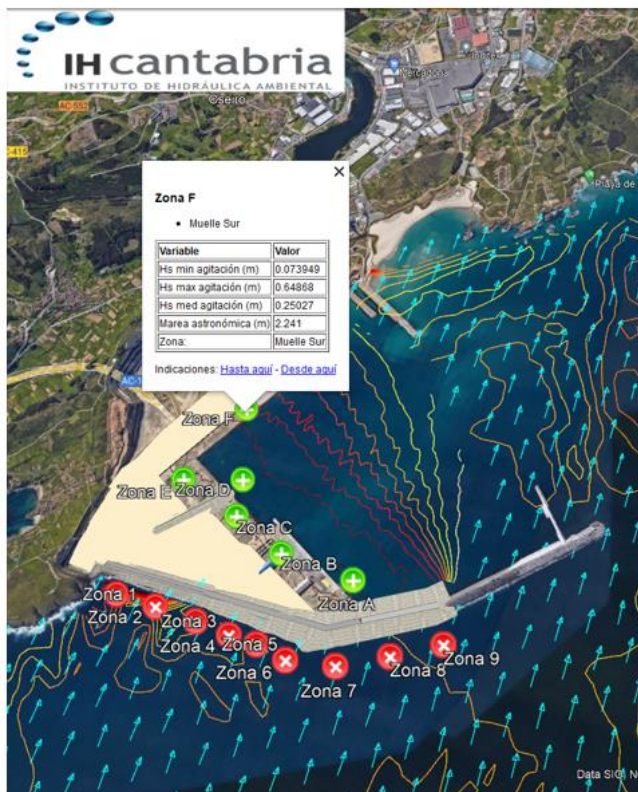


Figura 9.- Ejemplo del sistema operacional de ayuda a la construcción aplicado al puerto de Langosteira, Coruña, España. Y validación de la altura de ola significativa (H_s) frente l puerto para distintos días de publicación del forecast.

Historia de éxito 2: Sistema de ayuda a la navegación y desembarco anfibio para la Armada Española y el Ministerio de Defensa, proyecto SIAAMETOC-OM

Se trata de un sistema operacional para el aprovechamiento de datos meteoceanográficos que sirve de apoyo a las operaciones marinas de la Armada Española. Esta permite tomar decisiones en cualquier clase de maniobra marítima incrementando la seguridad tanto en buques como del personal o los equipamientos.

El propósito es “la identificación, análisis y explotación de datos meteo-oceanográficos disponibles actualmente a nivel mundial, y su adaptación e interpretación automática para el apoyo a misiones y operaciones marítimas del Ministerio de Defensa, de manera fiable, eficiente y realista”. La herramienta cuenta con una sola interfaz de usuario que aprovechará las bases de datos preexistentes y permitirá tomar decisiones rápidas a los oficiales meteo-oceanográficos y los grupos navales de playas (GNP), en las misiones de apoyo. Además, puede planificar de forma segura maniobras de desembarco en cualquier playa del mundo y gestionar la varada y navegación desde el buque anfibio hasta la zona costera (ver figura 10).

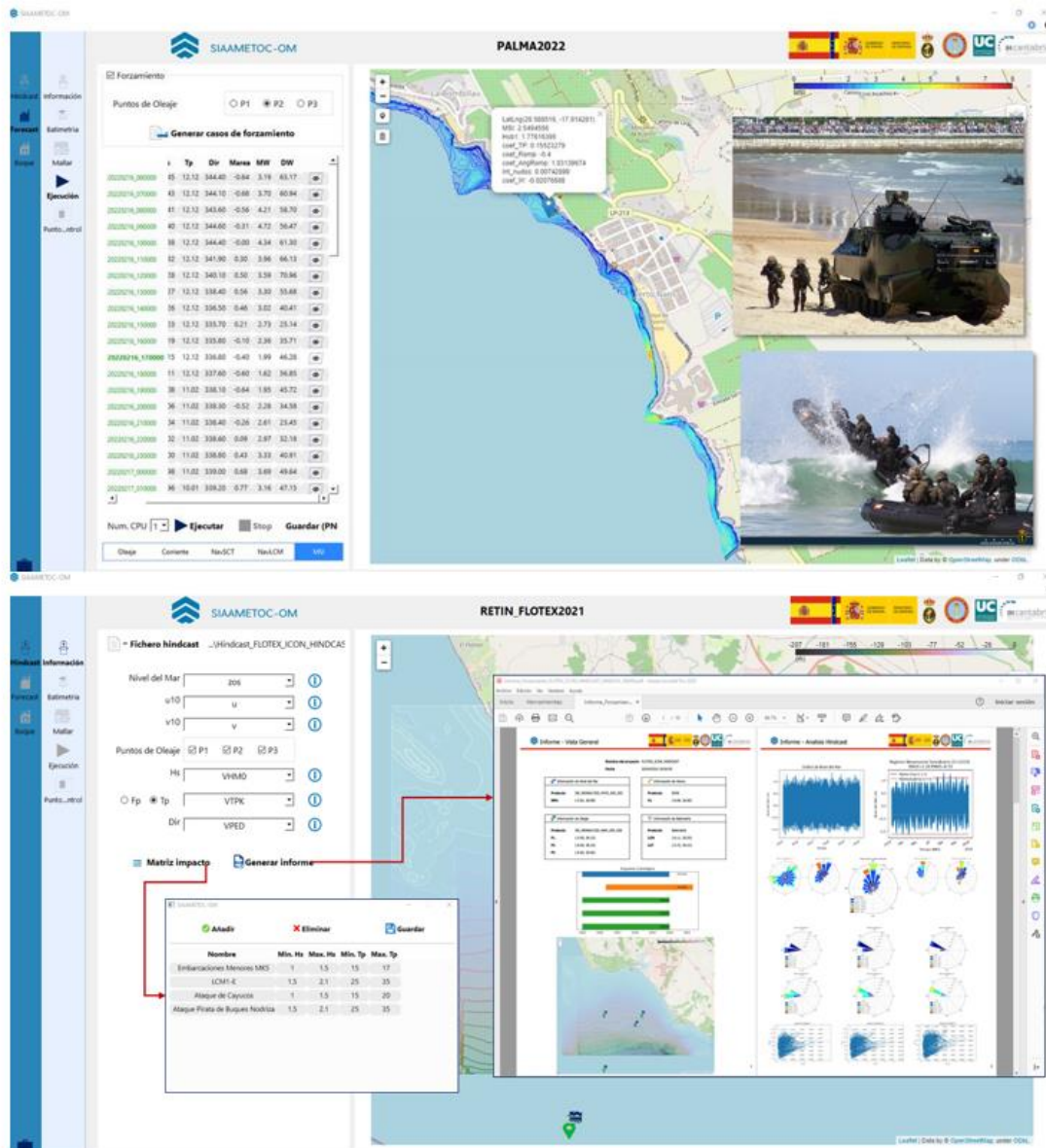


Figura 10.- Sistema SIAAMETOC-OM, ejemplo del a GUI diseñada para la gestión de desembarco anfibio.

Historia de éxito 3: Sistema predictivo en tiempo real de propagación de oleaje e inundación en costa, proyecto NOWcast-Santander

El sistema propone un sistema operacional (24/7) de oleaje + corrientes mareales en la zona de entrada al puerto de Santander, que apoye a la toma de decisiones en trabajos de practicaje, navegación y rebase costero. Se ha seguido una arquitectura concatenada de modelos de propagación de oleaje regional. Corrientes de marea a través de un hidrodinámico, forzado con las condiciones de niveles y viento, y un sistema avanzado de ejecución numérica de oleaje en tiempo real, con base en un modelo de Boussinesq ejecutado sobre la GPU, lo cual aporta eficiencia a las predicciones y realismo en los procesos físicos. El sistema cuenta con una interfaz de usuario para realizar las consultas vía web diariamente (ver figura 11).

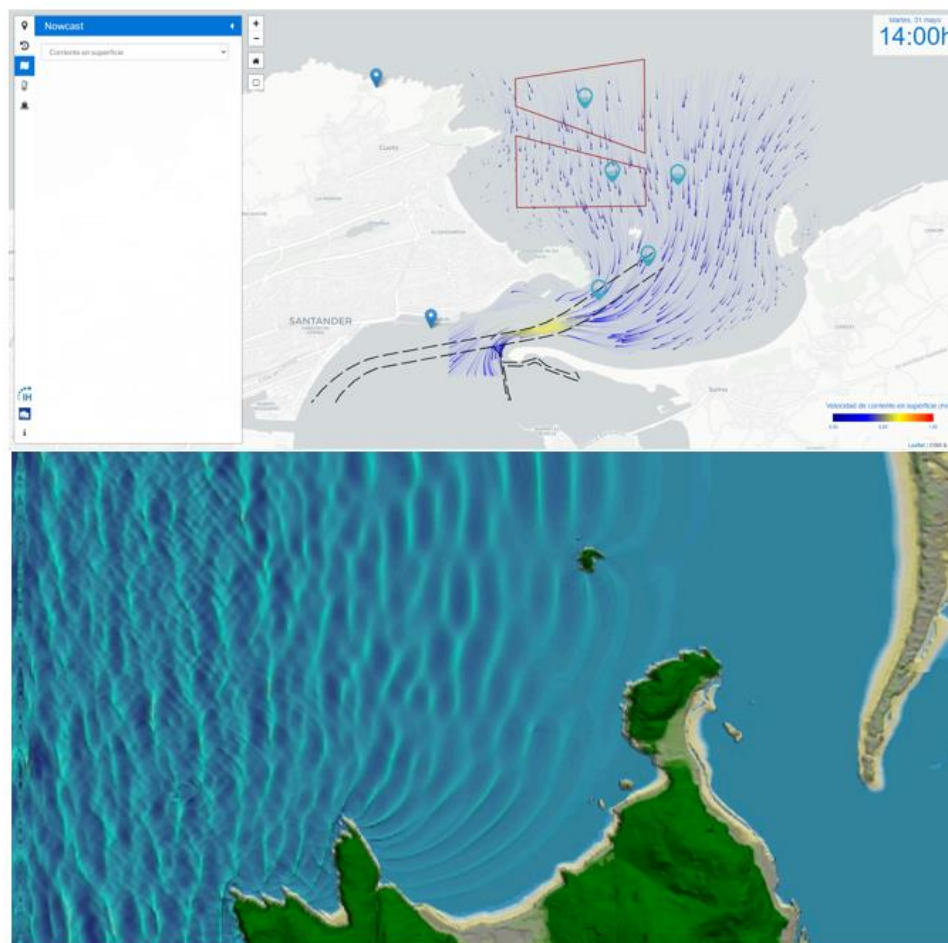


Figura 11.- Salida del sistema de predicción en tiempo real para inundación en la Bahía de SANTANDER, España.

Historia de éxito 4: Sistema de predicción de la parada operativa en puertos, por agitación, resonancia y movimiento de buque amarrado, proyecto SAMOA, SAFEPORT y PROAS

El objetivo de trabajo es dar respuesta a preguntas tales como cuál es la respuesta del puerto frente a la energía del oleaje que entra en él y cómo podemos usar esa información para establecer mejoras en las operaciones que se realizan en su interior. El método permite realizar una caracterización completa y de muy alta resolución, tanto espacial como temporal, de las condiciones climáticas del oleaje en el interior del puerto. Una de las mayores ventajas del método desarrollado es que es escalable y permite su aplicación a cualquier tipo de puerto en cualquier localización. Dentro del trabajo se presenta además una herramienta de simulación numérica que permite la predicción de los movimientos de la embarcación amarrada en muelle (ver figura 12). La herramienta tiene la capacidad, frente a otras de similares características existentes en el campo, de poder considerar geometrías portuarias complejas además de los entornos costeros donde se encuentran, contribuyendo a mejorar la caracterización climática en los puertos y por tanto ser de gran utilidad para su aplicación en el sector. Actualmente, el método y las herramientas desarrolladas son la pieza angular para el análisis y caracterización de las condiciones climáticas en el interior de los puertos en el sistema portuario nacional español. Las autoridades portuarias participantes han podido mejorar la gestión sus infraestructuras y optimizar las operaciones portuarias.



Figura 12.- Ejemplo de la salida del modelo de buque amarrado en muelle, para el puerto de Las Palmas, Gran Canaria, España. Y mapa en donde se han desarrollado estos sistemas predictivos.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a DRAGADOS, FCC, Ministerio de Defensa, Instituto Hidrográfico de la Marina y Puertos del Estado por el apoyo recibido en la realización de los proyectos a ser mostrados.

REFERENCIAS

- Camus, P. Mendez, F.J., Medina, R., Tomas, A. Izaguirre, C.** (2013). *High resolution downscaled ocean waves (DOW) reanalysis in coastal areas*, Coastal Engineering, Volume 72, Pages 56-68, ISSN 0378-3839, <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2012.09.002>.
- EUROTOP, (2016).** *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures*. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. www.overtopping-manual.com
- Losada, I.J., Lara, J.L., Guanche, R., Gonzalez-Ondina, J.M.** (2008). *Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters*. Coastal Engineering, ELSEVIER. Vol. 55(1), pp. 47-62. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2007.06.003>.

HIDRODINÁMICA DEL SISTEMA LAGUNAR HUIZACHE – CAIMANERO, SINALOA, MÉXICO

Canul Turriza Román^{1,2}, Kuc Castilla Angel³, Fernández-Díaz Violeta⁴

1 Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Campeche, Campus V, Unidad Habitacional Siglo XXIII por Avenida Ing. Humberto Lanz Cárdenas, Kalá, C.P 24085 Campeche, México

2 Cornell Lab of Ornithology, Cornell University, 159 Sapsucker Woods Rd. Ithaca, NY 14850

3 Área académica de Ingeniería Civil, Universidad Internacional Iberoamericana, Calle 15 num. 36 entre 10 y 12, Imi III, C.P. 24560. Campeche.

4 Facultad de Ciencias Marinas, Universidad Autónoma de Baja California, Carretera Ensenada – Tijuana No. 3917, Fraccionamiento Playitas, 22860, Ensenada, Baja California

roacanul@uacam.mx; angel.kuc@unini.edu.mx; violeta.fernandez@uabc.edu.mx

Introducción

Los humedales son ecosistemas que han sido reconocidos como los ambientes más productivos al brindar bienes y servicios de gran importancia para el ser humano (DUMAC, 2005). Estos sistemas son muy sensibles a las problemáticas ambientales, ya que las lagunas costeras juegan un papel indispensable en el ciclo de vida de muchas especies y es soporte de diversas actividades económicas en México.

El sistema Lagunar Huizache – Caimanero es uno de los humedales más importantes a nivel nacional e internacional al contar con una ubicación estratégica que sirve como hábitat para las aves migratorias del Corredor Migratorio del Pacífico. De igual manera, este sistema está considerado dentro de las áreas de importancia para la conservación de las aves al formar parte de los 27 humedales prioritarios para las aves playeras en México, llegando a albergar el 19% del total de aves que invernan en la zona costera del Pacífico (Carrera y De la Fuente, 2003). Adicionalmente llegó a ser la laguna costera más productiva de camarón en el Pacífico mexicano, ya que se pescaban hasta 32 toneladas en un solo “tapo” (técnica que consiste en crear una barrera transversal hecha de troncos que permite drenar el agua para pescar), actualmente esta captura se logra en un periodo de 5 meses o más (CONANP, 2005).

El establecimiento y desarrollo de obras desde la década de los 80’s como: construcción de canales, dragados, ampliación de granjas acuícolas y otras alteraciones en el paisaje de la laguna a gran escala, han generado cambios irreversibles en las condiciones hidrodinámicas del complejo lagunar, ejemplo de ello es la tasa de azolvamiento a razón de 1 cm/año reportada por Arenas y de la Lanza en 1980.

Por tal motivo, es necesario conocer a detalle las condiciones hidrodinámicas actuales del sistema lagunar a fin de contar con información básica y técnica que sirvan como base para el desarrollo de estrategias y acciones para la conservación, manejo y aprovechamiento sustentable del sistema lagunar.

Área de estudio

El sistema lagunar Huizache – Caimanero se encuentra al sur de Sinaloa, México, entre 22° 50’ – 23°05’N y 105°55’ – 106°15’W. Es el sitio Ramsar No. 1689, posee una superficie aproximada de 48,828.7 hectáreas. La laguna Huizache está conectada al noreste con el Río Presidio por medio de un canal de 10 km bordeado por manglares. La laguna Caimanero está conectada al sureste con el Río Baluarte a través de un estero. Las lagunas están conectadas entre sí por un canal de 250 m y sólo reciben suministro de agua dulce durante la temporada de lluvias. Las comunidades que se encuentran adyacentes al sistema lagunar hacen uso del ecosistema para el desarrollo de sus actividades económicas, siendo la agricultura de temporal, ganadería y pesca de camarón las principales actividades, lo cual tiene un impacto significativo en el estado de conservación del sistema lagunar

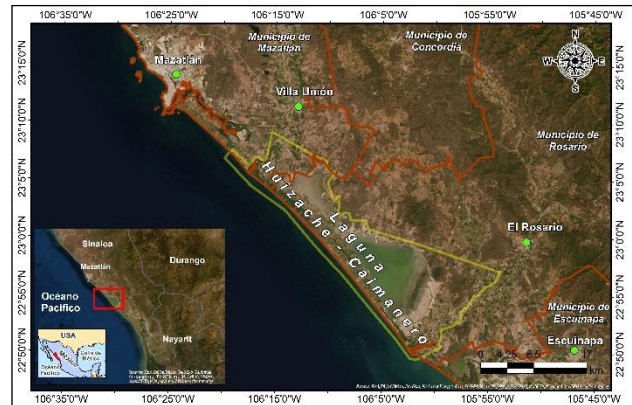


Figura 1.- Zona de estudio

Metodología

Para determinar las condiciones hidrodinámicas del sistema lagunar se empleó el software Mike21 FM, mediante un modelo topobatimétrico construido a partir de la información del Modelo Digital de Elevación de Alta Resolución (LiDAR) con resolución de 5 m del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), de cartas batimétricas de la Secretaría de Marina (SEMAR), así como de mediciones realizadas en campo con equipo GPS diferencial de dos bandas. El dominio computacional empleado abarca una extensión de 38 km de largo por 34 km de ancho para un área de 1,292 km².

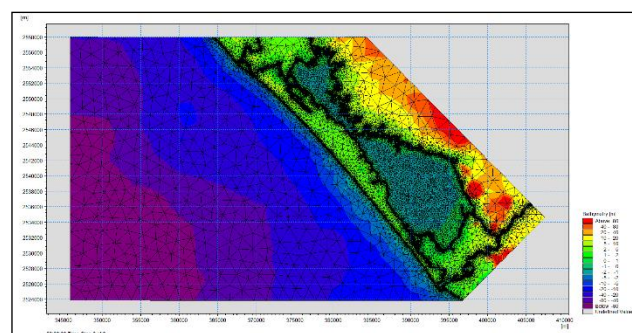


Figura 2.- Dominio y malla empleada en la simulación numérica

Para la modelación numérica fue necesario generar una malla flexible conformada por elementos triangulares. Los datos de entrada requeridos como condiciones de frontera para el módulo hidrodinámico son la descarga de ríos, oleaje, viento y marea característicos de la zona.

Los registros de la descarga de los Ríos Presidio y Baluarte fueron obtenidos del Banco Nacional de Aguas Nacionales (BANDAS) para el periodo 1947 a 2014.

La información de oleaje y viento incidente empleados como condición de frontera se obtuvieron de la base de datos del WaveWatch III, teniendo registros de altura de ola significativa, periodo pico, dirección de oleaje, así como dirección y velocidad de vientos.

La variación en los niveles de marea fue generada a partir del módulo *Mike Generator* empleando el método del Almirantazgo y mediante las componentes armónicas de la zona. Las simulaciones numéricas se realizaron con duración de un año, con el fin de identificar los patrones y comportamiento hidrodinámico del sistema, analizando la velocidad y dirección de las corrientes al igual que los niveles de agua para las temporadas de secas y lluvias.

Resultados

Para analizar los resultados se tomaron como puntos de observación la boca del estero Ostial (Río Presidio) y la boca del estero Agua Dulce (Río Baluarte), de los cuales se hizo la extracción de información: Se identificaron niveles de elevación del agua de 0.35 a 0.15 m en la Boca del Ostial y de 0.60 a 0.35 m en la Boca de Agua Brava en la temporada de secas y de 1.50 a 0.80 m en Boca del Ostial y de 1.80 a 1.40 m en la Boca de Agua Brava para la temporada de lluvias.

Las velocidades de las corrientes en ambas bocas oscilan entre 0.555 y 0.32 m/s, para la temporada de secas y, para la temporada de lluvias entre 0.20 y 0.10 m/s.

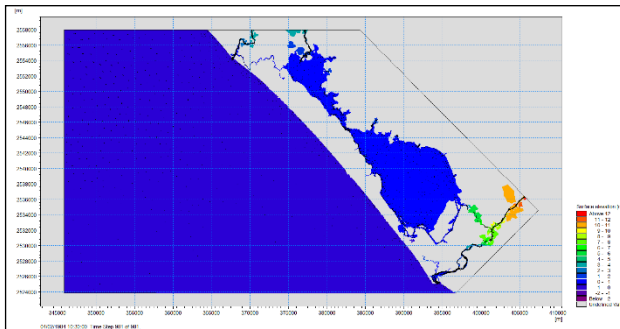


Figura 3.- Superficie de elevación

Se observa que de enero a febrero existe un flujo residual de la laguna hacia el mar a través de los esteros Ostial y Agua Dulce por efecto de la variación del vaciado de la laguna y las pleamares que se presentan, de marzo a junio la comunicación entre el sistema lagunar y el mar se ve interrumpido por el descenso del nivel del mar (marea) y por la disminución en el caudal que descargan los diversos arroyos lo cual es asociado a la temporada de secas. De julio a septiembre se presenta la temporada de lluvias por lo que los cuerpos lagunares se llenan e inicia el proceso de vaciado hacia el mar, proceso que se prolonga hasta diciembre cuando hay un ascenso en el nivel del mar (marea).

Conclusiones

Se identificó que a lo largo de los esteros Agua Dulce y Agua Brava existen zonas con menor profundidad que pueden ser consideradas como de azolvamiento que generan un tapón que impide la entrada y salida de agua de las lagunas, estas barreras inciden directamente en la calidad del agua del sistema, al no permitir la recirculación e intercambio de agua, por lo que, de acuerdo con las primeras simulaciones es recomendable desazolvar estas zonas para mejorar la calidad del agua, se estima

que el volumen a desazolvar es de $(250\text{m} * 10\text{ m} * 1.5\text{ m} = 3,750\text{ m}^3)$, esto debe hacerse en la época de secas, respetando un adecuado lugar para ubicar los sedimentos extraídos.

Referencias

- Arenas, V. y G. De la Lanza (1980). *Organic carbon Budget of a coastal lagoon in North West Mexico*. En: Utilization of Science in the decision – making Process. Proceeding of the 6th Annual Conference. The Coastal Society, pp. 179 – 195.
- DUMAC (2005). *Estrategia Nacional para la Conservación de las Aves Playeras y sus Hábitats en México: Estudio de Caso – Sistema Lagunar Huizache – Caimanero, Sinaloa*.
- Carrera y De la Fuente (2003). *Inventario y Clasificación de Humedales en México. Parte I, Ducks Unlimited de México A.C., México*.
- CONANP (2005). *Ficha Informativa de los Humedales de Ramsar (FIR) – Versión 2006 – 2008*.

MODELAGEM HIDRODINÂMICA DE ALTA RESOLUÇÃO DO ESTUÁRIO DO RIO CAMBORIÚ

Luis Hamilton Pospissil Garbossa¹, Robson Ventura de Souza², Guilherme Augusto Stefanelo Franz³, Mauro Michelena Andrade⁴ e Katt Regina Lapa⁵

¹Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina, Brasil – luisgarbossa@epagri.sc.gov.br

²Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina, Brasil - robsonsouza@epagri.sc.gov.br

³Universidade Federal do Paraná, Brasil - guilherme.franz@ufpr.br

⁴Universidade do Vale do Itajaí, Brasil - michelena@univali.br

⁵Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil - katt.lapa@ufsc.br

Introdução

A região na qual a modelagem foi desenvolvida é de especial interesse ambiental devido às suas características únicas. Foi desenvolvida modelagem com a proposta de servir de apoio a gestão e o uso sustentável dos recursos hídricos por administrações municipais, empresas de saneamento, fiscalizadores ambientais e aquicultores. Os dois municípios onde o estuário e a bacia do rio Camboriú estão localizados (Camboriú e Balneário Camboriú) têm uma população, aproximada, de 150.000 habitantes residentes. Entretanto, no período de verão a população ultrapassa, 1.000.000 de habitantes e isso provoca pressão importante sobre os recursos hídricos da região e disputas pelo seu uso. Ademais, o estuário do rio Camboriú está sob influência de bacias hidrográficas que combinam área agrícola, ocupação urbana adensada e áreas próximas preservadas. Quanto ao estuário e a enseada que recebem a água da bacia hidrográfica se destacam atividades como o turismo, a aquicultura e a navegação. A proposta é estudar a região levando em consideração as mais diversas formas de ação antrópica de forma integrada. Para isso foi desenvolvida aplicação de modelo numérico capaz de representar em detalhe a dinâmica de água e a dispersão de poluição na região. O modelo adotado é o sistema de modelagem de água MOHID (www.mohid.com). O Sistema foi desenvolvido pelo Centro de Pesquisa de Tecnologias Marinhas e Ambientais (MARETEC) do Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. É um modelo numérico de volumes finitos baroclínico em 3D, projetado para aplicações costeiras e estuarinas. O modelo é composto por vários módulos que podem ser facilmente acoplados entre eles. O modelo tem sido aplicado a vários estudos em áreas estuarinas nos últimos anos. Foi utilizado, por exemplo, para estudar a hidrodinâmica de estuários (de Pablo et al., 2019), bem como estimar tempo de renovação da água (Ascione Kenov et al., 2012), estudar o transporte de sedimentos e o decaimento bacteriano entre outros (Mateus e Neves, 2013). Com esta ferramenta podem ser gerados cenários e informações para apoiar estudos sobre o uso sustentável da água sob influência das atividades produtivas e ocupação urbana da bacia hidrográfica assim como planejar os pontos focais de ação dos órgãos responsáveis.

Material e métodos

A primeira etapa foi a atualização e levantamento da batimetria realizado a partir da organização e padronização de diversos conjuntos de dados pré-existentes e de levantamento de dados campo para compor o modelo digital do estuário e entorno. Foram realizadas campanhas de coleta de dados de batimetria na região de estudo utilizado equipamento ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) associado a um GPS de alta precisão. A extensão do estuário, com demanda por levantamento de dados de batimetria, era de 11 km. O trecho foi navegado de forma a produzir uma série de transectos que permitissem a interpolação espacial dos dados para gerar batimetria a ser usada na modelagem hidrodinâmica (Figura 1).

Foi realizado o monitoramento hidrometeorológico através das plataformas de coletas de dados (PCD) a montante do estuário do rio Camboriú com objetivo de gerar séries temporais de nível do rio. O monitoramento hidrológico a montante do estuário fornece dados de contribuição de água doce das sub-bacias hidrográficas. Os dados meteorológicos como vento, temperatura do ar e radiação solar foram obtidos a partir do monitoramento da EPAGRI (EPAGRI, 2020) na região. O monitoramento maregráfico foi realizado com uma PCD associada a sensor tipo radar e sensor de temperatura da água na região da praia de Laranjeiras.

Os dados de contaminação de origem fecal foram obtidos de diversas fontes, gerados por monitoramentos oficiais realizados por entes do Estado, como dados de E. Coli do Instituto do Meio Ambiente de Santa Catarina usados para gerar informação sobre balneabilidade, dados de qualidade sanitária dos moluscos bivalves gerados pela instituição de Defesa Sanitária Animal de Santa Catarina e dados de qualidade de água e esgoto da companhia de água e esgoto de Balneário Camboriú. Ademais, foram gerados dados de qualidade de água ao longo do estuário do rio Camboriú durante o desenvolvimento de projeto de pesquisa em um esforço de monitoramento que durou um ano, nos pontos destacados na figura 1.

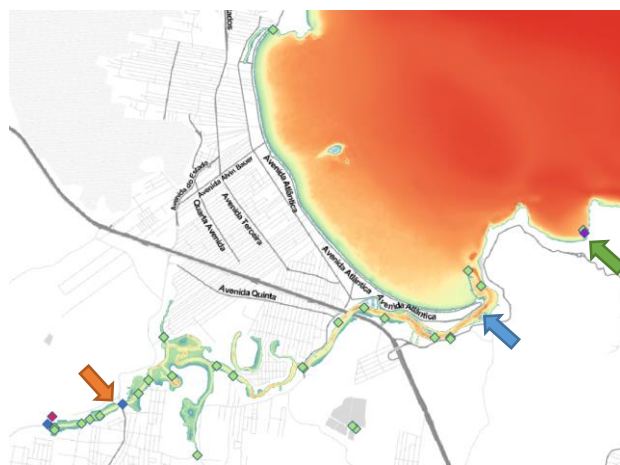


Figura 1. Batimetria do estuário do rio Camboriú e enseada. Os pontos marcam locais onde foram obtidos dados secundários e coletas em campo de qualidade de água. A seta verde marca o local do mareógrafo de Laranjeiras, a seta azul indica local de coleta de corrente e vazão e a seta laranja o monitoramento do nível de água dentro do estuário.

Todos estes dados organizados foram usados como base para a implementação da aplicação do modelo hidrodinâmico que é o grande integrador dos dados coletados e será usado para gerar informações úteis para o apoio a tomada de decisões.

A segunda etapa foi a aplicação do modelo hidrodinâmico de alta resolução na região do estuário do rio Camboriú. O modelo hidrodinâmico foi forçado, na fronteira aberta, com o nível da água, salinidade e temperatura observados na estação maregráfica de Laranjeiras. As forçantes atmosféricas foram fornecidas a partir de dados da estação meteorológica de Itajaí. A área de drenagem do entorno do estuário foi discretizada em 10 sub-bacias as quais foram usadas como entrada do modelo para

descarga líquida e qualidade de água dos rios. Foi considerada, também, a contribuição de água tratada proveniente da estação de tratamento de efluentes domésticos.

Foram usados dois tamanhos de grade para o domínio modelado, o domínio 1 para a enseada com volumes de controle de 68 x 68 m e o estuário do rio Camboriú (domínio 2) com 23 x 23 m. Ambos os domínios foram construídos com coordenada vertical sigma dividida em quatro níveis. O tempo médio de processamento em processador i7 com 8 cores, para simular um mês, foi de 3,5 horas para o domínio 1 (com 6.310 células) e de 10 horas para o domínio 2 (com 32.050 células) (Figura 1).

Resultados preliminares

Os resultados da modelagem se mostraram promissores, a validação do modelo foi realizada para um mês de dados de nível do estuário em um dos pontos mais a montante do estuário, conforme indicado pela seta laranja na figura 1. O gráfico da figura 2 apresenta a relação entre os dados observados de nível do estuário e dados do modelo indicando boa representatividade do estuário.

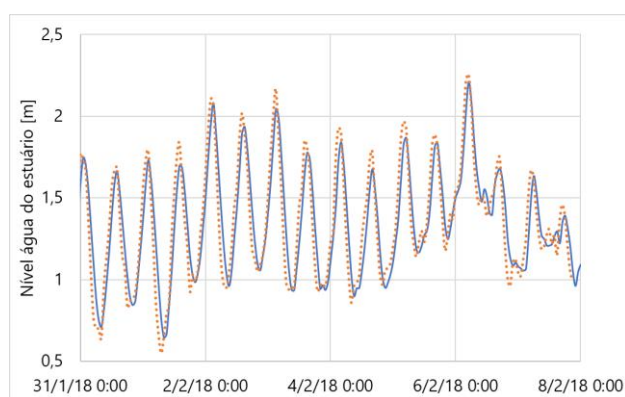


Figura 2. Dados observados do nível do estuário em laranja e resultados do modelo hidrodinâmico em azul mostrando boa correlação visual entre as duas séries temporais.

O valor do coeficiente de Nash-Sutcliffe (Santhi et al., 2001) foi de 0,81, o r^2 foi de 0,85 e RMSE de 0,12.

Foi realizada validação adicional do modelo ao se comparar os resultados de uma campanha de medição de fluxo do estuário do rio Camboriú, medidos no local indicado pela seta azul na figura 1, com os resultados do modelo para o mesmo local e período (Figura 3). Os resultados se mostraram promissores, com r^2 igual a 0,78 para o fluxo observado (laranja) versus o fluxo calculado pelo modelo (azul). Ademais, a Figura 3 apresenta os resultados da correlação entre a taxa de variação da maré medida na estação maregráfica de Laranjeiras (verde) em relação aos valores de fluxo observado e calculado. Sendo que os dois apresentaram coeficiente de determinação elevados com valor de 0,89 e 0,91, respectivamente.

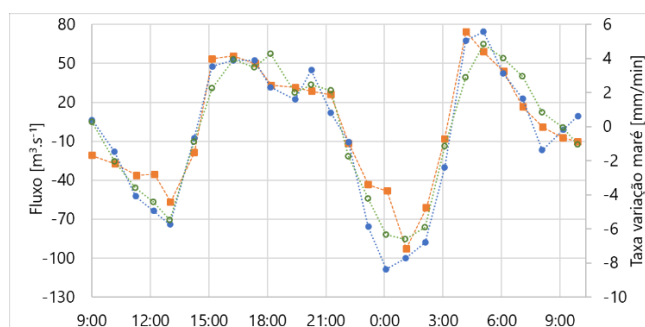


Figura 3. Dados observados do fluxo de água no canal principal do estuário em laranja, resultados do modelo hidrodinâmico em azul e taxa de variação de maré no mareógrafo de Laranjeiras em verde mostrando boa correlação visual entre as três séries temporais.

O estuário do rio Camboriú é extremamente dinâmico e a contribuição da bacia hidrográfica é reduzida quando comparado ao volume de água trocada devido a variação do nível do mar em sua enseada. O volume de água no estuário, na maré de sizígia varia muito. Um valor de referência para maré alta é de, aproximadamente, $2,9E+06 \text{ m}^3$ enquanto na maré vazante pode chegar a $1,3E+06 \text{ m}^3$, resultando em um prisma de maré de mais de $1,5E+06 \text{ m}^3$. Enquanto a vazão típica do rio Camboriú é da ordem de $3,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Neste sentido é possível ter clara evidência da importância da maré na troca de água do estuário do rio Camboriú.

A próxima etapa será a validação dos resultados de contaminação fecal ao longo do estuário para poder usar os resultados do modelo para gerar cenários para apoio a tomada de decisão sobre a contaminação de origem fecal do estuário.

Conclusões

Os resultados deste trabalho demonstraram que a primeira etapa de construção de um modelo representativo do estuário do rio Camboriú foi bem-sucedido e a próxima etapa será a validação do modelo para contaminação microbológica e geração de cenários para apoiar os tomadores de decisão sobre ações no estuário do rio Camboriú.

Referencias Bibliográficas

- Ascione Kenov, I., Garcia, A. C., & Neves, R. (2012). Residence time of water in the Mondego estuary (Portugal). *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, vol 106, pp. 13–22. <https://doi.org/10.1016/j.ecss.2012.04.008>
- de Pablo, H., Sobrinho, J., Garcia, M., Campuzano, F., Juliano, M., and Neves, R. (2019). Validation of the 3D-MOHID Hydrodynamic Model for the Tagus Coastal Area. *Water*, Vol 11, No 8, pp. 1713 <https://doi.org/10.3390/w11081713>
- EPAGRI, Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina (2020) Banco de dados de variáveis ambientais de Santa Catarina. Florianópolis. ISSN 2674-9521 (On-line).
- Mateus, M. and Neves R.J.J. (2013). Ocean modelling for coastal management - Case Studies with MOHID p.276 ISBN: 978-989-8481-24-5
- Santhi, C, Arnold, J. G., Williams, J. R., Dugas, W. A., Srinivasan, R., Hauck, L. M. (2001) Validation of the swat model on a large river basin with point and nonpoint sources, vol 37, pp 1169-1188 <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.2001.tb03630.x>

TÉCNICAS DE MACHINE LEARNING APLICADAS EM AUXÍLIO À MISSÕES DE BUSCA E SALVAMENTO NA BACIA DE CAMPOS – RIO DE JANEIRO

Victor Vinicius Araujo Ferreira¹; Rafael de Freitas Souza²; Francisco Lledo dos Santos²

¹ Escola Superior de Agricultura ‘Luiz de Queiroz’ – Universidade de São Paulo (ESALQ/USP), Brasil

² Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos - ProfÁgua - Universidade do Estado de Mato Grosso (UNEMAT), Brasil

victor.ocn@gmail.com, mailto: rafael@unemat.br, franciscollledo@unemat.br

Introdução

Missões de Busca e Salvamento no mar, ou “Search And Rescue [SAR]”, são desafiadoras devido à extensão da costa brasileira e à complexidade da dinâmica dos oceanos. Diante disso, algumas técnicas e modelos computacionais podem ser utilizados para otimizar a delimitação da área de busca ou modelar a trajetória dos alvos na superfície do mar.

Os modelos computacionais lagrangianos rastreiam um conjunto de partículas traçadoras no tempo, a partir de uma fonte, e são importantes ferramentas para modelar o transporte de objetos flutuantes no mar (De Dominicis *et al.*, 2016). No entanto, para a simulação das trajetórias de objetos na superfície do mar, são necessários dados ambientais disponíveis em tempo real, tais como campos de vento e corrente oceânicas (Breivik e Allen, 2008). Frequentemente, esses dados são provenientes de modelos computacionais de circulação, ondas e atmosféricos (Ličer *et al.*, 2020).

Mesmo com a tecnologia dos modelos computacionais, diversos erros podem ser atribuídos aos cálculos em diferentes escalas. A fim de tentar minimizar esses erros e o esforço computacional são aplicadas técnicas de “Machine Learning” [ML]. Este trabalho busca analisar a viabilidade da utilização de técnicas de ML para maximizar a precisão das simulações das trajetórias de alvos na superfície do mar em auxílio às operações SAR.

Material e Métodos

Área de Estudo

A Bacia de Campos é uma importante bacia sedimentar “offshore” de exploração de petróleo do Brasil. Possui uma área aproximada de 100.000km² entre a Cadeia Vitória-Trindade e o Alto de Cabo Frio (Vianna *et al.*, 1998). A Figura 1 mostra o mapa batimétrico da Bacia de Campos, sendo a região considerada neste estudo entre as latitudes 21°S e 24°S, e longitudes entre 42°W e 36°W.

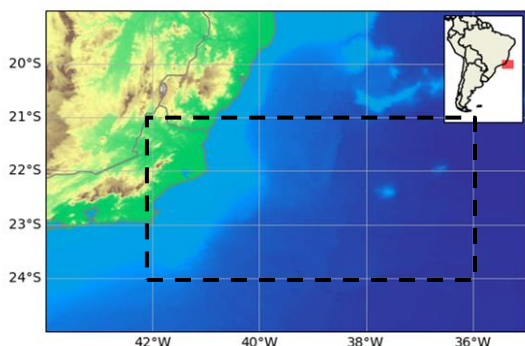


Figura 1. Mapa batimétrico com dados ETOPO1 (Smith e Sandwell, 1997) para a região da Bacia de Campos

Derivadores

Os derivadores são instrumentos que coletam dados ambientais na superfície do mar enquanto se deslocam sob influência dos ventos e correntes oceânicas. As coordenadas da trajetória e os dados coletados são transmitidos via satélite em intervalos

regulares. O sistema de oceanografia operacional CORIOLIS (www.coriolis.eu.org) disponibiliza gratuitamente um banco de dados com diversos tipos de instrumentos de coleta. Foram escolhidos 13 derivadores do tipo “Surface Velocity Program [SVP]” entre 21/03/2020 e 28/10/2021. O método proposto baseia-se na hipótese de que o deslocamento de derivadores tem as mesmas características que o deslocamento de corpos na superfície do mar.

Modelo Lagrangiano

O OpenDrift é um modelo de partículas lagrangeanas, *open source*, desenvolvido pelo Instituto Meteorológico Norueguês (Dagestad *et al.*, 2018). Ele possui uma lista de classes de objetos com propriedades de deriva específicas, baseadas em resultados empíricos. Para as simulações foi utilizado o módulo “Leeway”, descrito por Breivik e Allen (2008), e o objeto do tipo “Person in water 3 [PIW-3]”, que considera uma pessoa na superfície do mar trajando um colete salva vidas.

Como entrada de dados ambientais, foram utilizados o modelo atmosférico “Global Forecast System [GFS]” e os modelos hidrodinâmicos “HYbrid Coordinate Ocean Model [HYCOM/NCODA]” e Mercator. Para cada um dos derivadores foram geradas 2 simulações (GFS+HYCOM/NCODA e GFS+Mercator) com 10 partículas cada, buscando descrever a sua trajetória.

Machine Learning

Considerando as trajetórias das partículas simuladas pelo OpenDrift como variáveis preditoras e a trajetória dos derivadores como variável resposta, pode-se aplicar técnicas supervisionadas de ML. Foram aplicadas 4 diferentes técnicas de ML, para cada componente das coordenadas dos derivadores, longitude (x) e latitude (y), considerando a fórmula geral:

$$x = \sum \omega_{ij} x_{ij} + \sum \omega_{ij} t_{ij} + \varepsilon \quad (1)$$

$$y = \sum \omega_{ij} y_{ij} + \sum \omega_{ij} t_{ij} + \varepsilon \quad (2)$$

sendo *i* o índice correspondente à simulação; *j* o índice correspondente ao número da partícula (0 a 9); *t_{ij}* o tempo de simulação; ω o peso atribuído ao parâmetro, sendo que para cada parâmetro é atribuído um peso diferente; e ε um resíduo.

Como referência de comparação do desempenho das técnicas de ML, foi calculada a média dos valores das coordenadas (\bar{x}_{ij} , \bar{y}_{ij}) para cada tempo da simulação (*t_{ij}*) e comparadas com as coordenadas dos derivadores (*x*, *y*).

O conjunto de dados foi dividido entre duas amostras, treinamento (80%) e teste (20%). Todas as análises estatísticas foram executadas em linguagem R 4.0.3 (R Core Team, 2020) com uso da interface de desenvolvimento integrada [IDE] do RStudio®.

A primeira técnica a ser testada foi o Modelo de Regressão Linear [MRL], com a biblioteca “lm”. Foi verificada a significância estatística dos parâmetros de entrada de forma individual (Teste T) e global (Teste F) durante o processo de “Stepwise” (Venables

e Ripley, 2002) e a ocorrência de heterocedasticidade (Teste de Breusch-Pagan). Também foi verificada a aderência dos resíduos à curva Normal através do Teste de Shapiro-Francia. No caso de não aderência dos resíduos, a transformação de Box-Cox, proposta por Yeo e Johnson (2000), foi a alternativa encontrada, já que os valores das coordenadas são números negativos (Hemisfério Sul).

Outro método utilizado foi o algoritmo Random Forest [RF] com a biblioteca “caret” (método “rf”). O RF é um *ensemble* tipo “Bagging” baseado em árvore de decisão. Foram utilizadas 100 árvores, com profundidades variando entre 1 e 10 níveis. O algoritmo foi treinado através da técnica de validação cruzada tipo *k-fold* com $k=20$ e 3 repetições do conjunto de treinamento.

O terceiro algoritmo utilizado foi o “Extreme Gradient Boosting [XGB]” da biblioteca “caret” (método “xgbTree”). Foram testadas 100 árvores com diferentes taxas de aprendizagem (0,1 e 0,3) e diferentes profundidades (2, 3 e 5) através da técnica de “Grid Search”. O algoritmo foi treinado da mesma forma que o anterior.

Por fim, foi utilizada a técnica de Redes Neurais Multicamadas [RNM] com a biblioteca “neuralnet”. Foram testadas diferentes arquiteturas de rede, sendo escolhida a arquitetura com 2 camadas escondidas (10 e 5 neurônios respectivamente).

Após o treino de todos os algoritmos, foram geradas previsões com os dados de teste. Todas as técnicas propostas foram avaliadas através do cálculo do “Mean Absolute Error [MAE]” e do “Root Mean Squared Error [RMSE]”.

Resultados e Discussão

As simulações de partículas do OpenDrift foram coerentes com as trajetórias reais dos derivadores, apesar de algumas vezes a resolução espacial dos modelos utilizados não ser capaz de descrever perfeitamente fenômenos físicos regionais. Notou-se que a deriva das partículas varia mais diante de correntes mais fracas, e possui comportamento mais uniforme diante de correntes mais intensas, conforme observado por Bueno et al (2021).

Os MRL apresentaram pouca aderência entre os resíduos e a curva Normal, mesmo após a transformação de box-cox (MRL-BC), indicando que os modelos não foram capazes de representar a complexidade da relação entre as variáveis. Todas as outras técnicas de ML apresentaram resultados promissores. A Tabela 1 consolida os erros calculados para cada técnica utilizando os dados de teste, tanto para longitude como para latitude.

Tabela 1. Erros das diferentes técnicas propostas

	Longitude		Latitude	
	MAE	RMSE	MAE	RMSE
média	0,3332	0,4700	0,3896	0,5468
MRL	0,1236	0,1718	0,1726	0,2186
MRL-BC	0,1076	0,1525	0,1706	0,2113
Random Forest	0,0092	0,0152	0,0134	0,0248
XGB	0,0202	0,0381	0,0257	0,0498
RNM	0,0519	0,0702	0,0342	0,0480

Os menores valores de MAE e RMSE foram do algoritmo Random Forest [RF], portanto, neste caso, considerada a técnica mais aceitável para ajustar as coordenadas das trajetórias simuladas. A Figura 2 mostra a projeção dos dados previstos pelo modelo sobre os dados observados para a longitude e latitude.

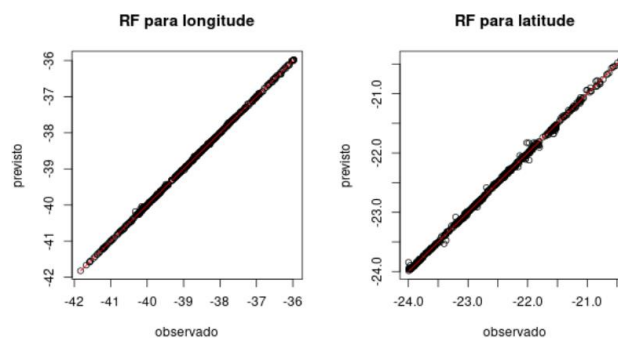


Figura 2. Projeção dos dados previstos sobre os dados observados.

Conclusões

Diante do exposto, fica evidenciada a viabilidade de utilização de técnicas de Machine Learning para o aprimoramento de simulações de deriva em missões de Busca e Salvamento na Bacia de Campos. Dentre as técnicas analisadas, o resultado mais promissor foi do algoritmo Random Forest. A metodologia pode ser expandida para outras regiões da costa, desde que haja um banco de dados com observações de derivadores para as áreas de interesse. Nesse caso, uma nova análise de Machine Learning deve ser aplicada para verificar a técnica mais indicada. Sugere-se a utilização de modelos computacionais atmosféricos e hidrodinâmicos regionais, com maior resolução espacial, a fim de aumentar a precisão das trajetórias simuladas pelo modelo lagrangeano.

Agradecimentos

À coordenação do MBA em Data Science & Analytics da ESALQ-USP pelo ferramental essencial no desenvolvimento do presente estudo e incentivo à produção deste trabalho. O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, agradeço também ao Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos - ProfÁgua, Projeto CAPES/ANA AUXPE N° 2717/2015, pelo apoio técnico científico aportado até o momento.

Referências Bibliográficas

- Breivik, Ø.; Allen, A. A.** An operational search and rescue model for the norwegian sea and the north sea. *Journal of marine systems*, V. 69, N. 1-2, P. 99-113, 2008.
- Bueno, L. F. et al .** Um sistema operacional de previsão oceânica para a costa leste-sudeste brasileira. in: Simpósio sobre ondas, marés, engenharia oceânica e oceanografia por satélite, XIV, 2021, Anais de resumos. Arraial do Cabo, 2022. p. 79-82.
- Dagestad, K.-F., Röhrs, J., Breivik, Ø., and Ådlandsvik, B.:** OpenDrift v1.0: A generic framework for trajectory modelling, *Geosci. Model Dev.*, 11, 1405-1420, <https://doi.org/10.5194/gmd-11-1405-2018>, 2018.
- De Dominicis et al.** A Multi-model assessment of the impact of currents, waves and wind in modelling surface drifters and oil spill. *Deep Sea Research Part II: Topical Studies in Oceanography*, P. 21-38, 2016.
- Ličer M. et al.** Lagrangian modelling of a person lost at sea during the adriatic scirocco storm of 29 October 2018. *Natural Hazards And Earth System Sciences*, V. 20, N. 8, P. 2335-2349, 2020.
- Smith, W. H. F.; Sandwell, D. T.** Global seafloor topography from satellite altimetry and ship depth soundings, *Science*, v. 277, p. 1957-1962, 26 Sept., 1997. Disponível em: https://topex.ucsd.edu/cgi-bin/get_data.cgi. Acesso em: 10 jan 2022.
- Venables, W. N.; Ripley, B. D.** (2002) *Modern applied statistics with S*. New York: Springer (4th ed).
- Yeo, I. and Johnson, R.** (2000) A new family of power transformations to improve normality or symmetry. *Biometrika*, 87, 954-959.

ESTUDO DA DINÂMICA DE CORRENTES DE TURBIDEZ EM SISTEMAS CANAL-BACIA POR SIMULAÇÃO NUMÉRICA EM DIFERENÇAS FINITAS DE SEGUNDA ORDEM

Bruno Alvarez Scapin, Edith Beatriz Camaño Schettini

Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.
brunoscapin@ufrgs.br, bcamano@iph.ufrgs.br

Introdução

As correntes de densidade são fluxos que se manifestam devido à diferença de energia potencial entre misturas. As correntes de turbidez são um caso específico de corrente de densidade de baixa concentração e reologia Newtoniana, formadas pela presença de partículas em suspensão, devido à ação da turbulência do escoamento. Este processo é um agente relacionado ao transporte de sedimentos em ambientes subaquáticos, de fundos horizontais ou inclinados, sendo o responsável pela formação de estruturas deposicionais (chamadas turbiditos), cujas características diferem conforme as propriedades da corrente e as condições topográficas do seu meio de propagação (Manica, 2009; Meiburg & Kneller, 2010).

Segundo Thomas et al. (2004), todo o estudo desenvolvido durante a fase de prospecção de petróleo é capaz de fornecer informações técnicas com um investimento relativamente baixo se comparado ao custo de perfurações de um único poço. Assim, é evidente que o entendimento deste processo sedimentológico pode contribuir para a identificação e localização de reservatórios de hidrocarbonetos.

De acordo com Lombardi et al. (2018), atualmente a configuração mais estudada para a modelagem deste fenômeno é a de *lock-release* em canal. Apesar da importância do estudo de correntes sujeitas a este tipo de configuração, a investigação da dinâmica de correntes em configuração não canalizada é necessária para a melhor compreensão da formação de depósitos sedimentares. Para a modelagem de correntes de turbidez são utilizados dois tipos de abordagens: a física e a numérica.

A originalidade do presente trabalho está no uso de uma abordagem numérica de baixa ordem para o estudo do fenômeno em questão. Além disso, diferentemente ao observado em grande parte dos trabalhos presentes na bibliografia atual, as simulações serão realizadas em uma configuração de canal-bacia. As simulações foram realizadas utilizando o código SuLi (Monteiro & Schettini, 2015), em diferenças finitas de segunda ordem.

Objetivo

O objetivo principal deste trabalho é o estudo da dinâmica do transporte e deposição de sedimentos de correntes de turbidez, formadas por configuração *lock-release* em canal-bacia, por meio de uma abordagem numérica, analisando a influência de distintos parâmetros físicos na propagação da corrente.

Metodologia

Para caracterizar matematicamente as grandezas de um escoamento incompressível e Newtoniano, são utilizadas a equação da Continuidade e da quantidade de movimento, dadas por:

$$\nabla \cdot \mathbf{V} = 0 \quad [1]$$

$$\rho \left(\frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + (\mathbf{V} \cdot \nabla) \mathbf{V} \right) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \mathbf{V} + \rho_m \mathbf{g} \quad [2]$$

onde \mathbf{V} é o vetor velocidade, ρ a massa específica do fluido, ρ_m a massa específica da mistura, p a pressão, μ a viscosidade dinâmica e \mathbf{g} o vetor aceleração gravitacional. O código SuLi resolve o sistema de equações tridimensionais, através do método de projeção, proposto por Chorin (1968), o qual consiste em, inicialmente, considerar a pressão como sendo hidrostática e calcular um campo de velocidades provisório. Posteriormente, com o uso deste campo, em conjunto com as equações da quantidade de movimento e da Continuidade, obtêm-se a equação de Poisson para o cálculo da pressão total, a qual é resolvida pelo método do gradiente conjugado. Finalmente, o gradiente da pressão é utilizado para corrigir o campo de velocidades provisório.

O transporte de sedimentos em suspensão é calculado com o campo de velocidades corrigido, resolvendo a equação de Advecção-Difusão, dada por:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + (\mathbf{V} - \mathbf{u}_s) \cdot \nabla \phi = K \nabla^2 \phi \quad [3]$$

onde ϕ é a concentração mássica, K é o coeficiente de difusividade mássica e \mathbf{u}_s é a velocidade de queda do sedimento. Na equação [3], a derivada temporal é aproximada com o método de *Adams-Bashforth* de segunda ordem. Os termos advectivos são aproximados com o método *upwind* de segunda ordem, e o difusivo com o método centrado. A velocidade de queda é calculada utilizando a Lei de Stokes modificada (Gladstone et al., 1998; Francisco et al., 2018), dada por:

$$\mathbf{u}_s = \frac{d \cdot g (\rho_s - \rho)}{27 \mu} \quad [4]$$

onde d é o diâmetro de partícula e ρ_s é a massa específica do sedimento.

A validação foi realizada através da comparação com os resultados apresentados por Francisco et al. (2018), que utilizou o código de alta ordem *Xcompact3d*. Para isso, foram utilizados os mesmos parâmetros físicos, condições iniciais e de contorno. Um total de sete diâmetros diferentes foram simulados para número de Reynolds igual a 5000 (estabelecido com base na metade da altura do *lock*), onde três destes valores foram idênticos aos utilizados pelo autor de referência. Após a validação, foram simuladas correntes de partículas com diâmetros iguais a 22, 90, 120 e 150 μm (Tabela 1).

A configuração utilizada confina lateralmente o material particulado entre as paredes, o qual, uma vez liberado, se propaga na bacia em todas as direções (Figura 1).

Tabela 1.- Parâmetros de simulações

Caso	R5Kd22	R5K2	R5K4	R5K8	R5Kd90	R5Kd120	R5Kd150
d [μm]	22	35.8	50.6	71.6	90	120	150

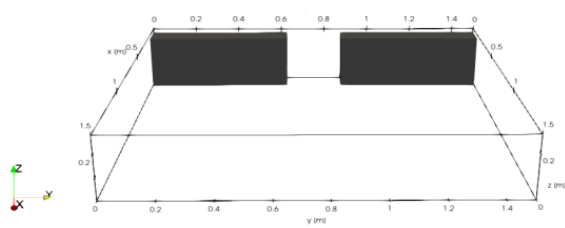


Figura 1.- Domínio de simulação.

A condição de contorno para a velocidade foi *free-slip* em todas as paredes, e *no-slip* para o fundo. Para a concentração, se utilizou fluxo nulo em todas as paredes com exceção do fundo, onde se estabeleceu a condição de saída livre para quantificar a deposição.

Resultados

Uma das grandezas calculadas neste trabalho é a taxa de sedimentação, que dá uma medida do mecanismo de deposição.

A Figura 2 apresenta a comparação dos resultados de taxa de sedimentação obtidos com os de Francisco et al. (2018). Também são apresentados os resultados para as outras granulometrias consideradas. Durante os primeiros instantes de simulação, os resultados utilizados para validação se ajustaram satisfatoriamente com os resultados da referência. Os valores foram levemente subestimados nos momentos em que ocorrem os picos de taxa de sedimentação, e superestimados para os tempos posteriores. As menores granulometrias apresentaram uma taxa de sedimentação mais constante ao longo do tempo, com menores valores para os primeiros instantes de simulação, e maiores para momentos próximos ao final da simulação.

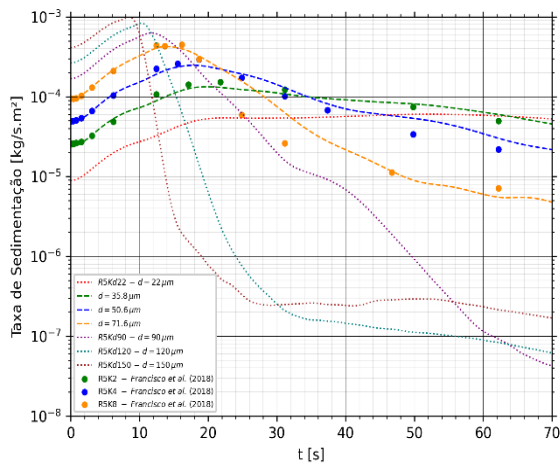


Figura 2.- Taxa de sedimentação. Linhas: resultados obtidos; Pontos: resultados de Francisco et al. (2018).

Resultados de densidade de depósito são apresentados na Figura 3, para os casos **R5Kd22**, **R5Kd69**, **R5K8**, **R5Kd120**. Os dados obtidos evidenciam a influência da velocidade de queda da partícula na propagação da corrente e na formação de padrões deposicionais. Correntes oriundas de granulometrias mais finas tendem a gerar depósitos com feições mais complexas e se expandir a maiores distâncias, enquanto as formadas por material mais grosso, tendem a sedimentar completamente próximo ao *lock*. Os depósitos demonstraram uma leve assimetria com relação ao eixo Y, destacando a tridimensionalidade do fenômeno em questão. As magnitudes dos resultados obtidos de densidade de depósito se aproximaram às de Francisco et al. (2018).

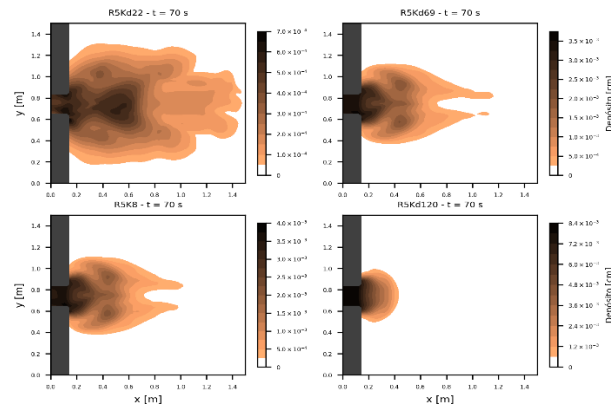


Figura 3.- Mapas de depósito.

Além das comparações apresentadas no presente trabalho, foram realizadas análises de posição da frente nos sentidos *streamwise* e *spanwise* para as configurações apresentadas.

Conclusões

O esquema numérico implementado de segunda ordem de precisão, foi capaz de representar corretamente a dinâmica de propagação de correntes de turbidez, para as condições consideradas. Os resultados das grandezas referentes à taxa de sedimentação, densidade de depósito e posição da frente, se aproximaram aos resultados de Francisco et al. (2018). À medida que a velocidade de queda aumenta, ocorre maior distanciamento entre os resultados obtidos e os de referência. É de se esperar que, com o refinamento dos parâmetros de discretização esta diferença tenda a diminuir.

O presente trabalho quantifica a influência do tamanho de partícula na dinâmica de propagação de correntes de turbidez e na sedimentação do material particulado. A alteração dos valores de diâmetro de partícula demonstrou afetar a dinâmica de propagação do fenômeno, mesmo considerando pequenas diferenças entre os valores desta grandeza.

Referencias

- Chorin, A. J. (1968). "Numerical solution of the navier-stokes equations". *Mathematics of Computation* 22 745–762.
- Francisco, E., Espath, L., Laizet, S., and Silvestrini, J. (2018). "Reynolds number and settling velocity influence for finite-release particle-laden gravity currents in a basin". *Computers & Geosciences*.
- Gladstone, C., Phillips, J., and Sparks, R. (1998). "Experiments on bidisperse, constant-volume gravity currents: propagation and sediment deposition". *Sedimentology* 45, 5, 833–843.
- Lombardi, V., Adduce, C., and Rocca, M. L. (2018). "Unconfined lock-exchange gravity currents with variable lock width: laboratory experiments and shallow-water simulations." *Journal of Hydraulic Research* 56, 3 399–411.
- Manica, R. (2009). "Geração de correntes de turbidez de alta densidade: condicionantes hidráulicos e deposicionais". *Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Tese*.
- Meiburg, E., and Kneller, B. (2010). "Turbidity currents and their deposits". *Annual Review of Fluid Mechanics* 42, 1 (2010), 135–156.
- Middleton, G. V. (1993). "Sediment deposition from turbidity currents". *Annual review of Earth and planetary sciences* 21, 1, 89–114.
- Monteiro, L. R., and Schettini, E. B. C. (2015). "Comparação entre a aproximação hidrostática e a não-hidrostática na simulação numérica de escoamentos com superfície livre". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos* 20 1051–1062.
- Thomas, J. E. Triggia, A. A. (2004). "Fundamentos de Engenharia de Petróleo". 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência PETROBRAS. 271 p. ISBN: 8571930996.

EFEITO DA DECLIVIDADE DE FUNDO SOBRE A HIDRODINÂMICA DE UM *OSCILLATING WAVE SURGE CONVERTER*

Fuhrmeister G. V.¹, Schettini E. B. C.²

^{1, 2} Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), Brasil.
guilherme.fuhrmeister@ufrgs.br, bcamano@iph.ufrgs.br

RESUMO:

O *Oscillating Wave Surge Converter* representa uma tecnologia de grande potencial para a geração de energia elétrica a partir das ondas dos mares e oceanos, uma vez que promove o aproveitamento de energia durante 24 horas ao dia. Seu desenvolvimento encontra-se em escala pré-comercial e vem incentivando diversas empresas e instituições a investirem no aperfeiçoamento e no estudo deste sistema de conversão. As simulações em *Computational Fluid Dynamics* são ferramentas de grande valia no desenvolvimento destes conversores, pois fornecem detalhes bastante importantes para a análise das variáveis influentes sobre a hidrodinâmica do sistema. Nesse contexto, o presente trabalho utiliza a modelagem *Large Eddy Simulation* para o estudo da influência da declividade de fundo sobre a dinâmica do dispositivo, a qual é realizada por meio do código computacional OpenFOAM v.4.1 e da sua extensão OlaFlow. O modelo utilizado nas análises é bidimensional e fundamentado na metodologia *Wall-Adapting Local Eddy-Viscosity*, enquanto a malha numérica utilizada é do tipo estruturada. Por meio de uma análise detalhada, observou-se que a hidrodinâmica do conversor é bastante influenciada pela declividade do fundo, sendo esta variável responsável pela intensificação da potência captada em regiões com inclinações inferiores a 5°, e pelo decréscimo de potência em casos em que a declividade supera 15°. Aumentos significativos de declividade podem ocasionar uma diminuição de até 28% no momento de excitação do conversor, afetando significativamente seu desempenho na geração de energia.

ABSTRACT:

The *Oscillating Wave Surge Converter* represents a technology with great potential for generating electricity from ocean waves, promoting energy continuously throughout a day. Its development is on a pre-commercial scale and has been encouraging several companies and institutions to invest in the improvement and study of this conversion system. Simulations in *Computational Fluid Dynamics* are very important tools for the development of these converters, since they provide essential details for the analysis of the variables that influence the system. In this context, the present work uses the *Large Eddy Simulation* modeling to study the influence of the bottom slope on the device dynamics, which is performed using the OpenFOAM v.4.1 computational code and its extension OlaFlow. The model used in the analysis is two-dimensional and based on the *Wall-Adapting Local Eddy-Viscosity* methodology, while a structured mesh is applied. Through a detailed analysis, it was observed that the converter hydrodynamics is strongly influenced by the bottom slope, which is responsible for the intensification of the captured power in regions with slopes lower than 5°, and for the power decrease in cases where the slope exceeds 15°. Significant increases in slope can cause a decrease of around 28% in the converter excitation torque, significantly affecting its performance in power generation.

PALAVRAS-CHAVE: Conversor de energia de ondas, *Oscillating Wave Surge Converters*, OpenFOAM, OlaFlow, LES.

INTRODUÇÃO

O atual cenário global é caracterizado por uma sociedade bastante consciente de que a liberação de dióxido de carbono, hidrocarbonetos e diversos outros componentes químicos na atmosfera terrestre é altamente danoso, ocasionando variações significativas na temperatura e no clima do planeta. Tal alerta vem motivando diversas organizações, empresas e pesquisadores a investirem e defenderem tecnologias alternativas de energia. Dentre estas, destaca-se a energia das ondas dos mares e oceanos, que abrigam um potencial mundial em torno de 2 TW e são capazes de gerar eletricidade durante 24 h ao dia. Este tipo de energia renovável pode, ainda, ser associada a outras fontes renováveis, como as energias eólica e solar (Jin, Zheng, Greaves, 2022).

Neste contexto, novos sistemas capazes de converter a energia das ondas vêm sendo estudados e desenvolvidos, enquanto outros já existentes são constantemente aperfeiçoados (Curto, Franzitta, Guercio, 2021). Alguns destes, encontram-se em escala pré-comercial de desenvolvimento, como é o caso dos *Oscillating Wave Surge Converters* – OWSC's (Ghasemipour, Izanlou, Jahangir, 2022). Estes, por sua vez, detêm um dos maiores potenciais para a geração de energia elétrica, conforme demonstrado no trabalho de Kelly et al. (2021).

Este sistema tem seu princípio de funcionamento (Figura 1) baseado na captação da componente horizontal das ondas, que é responsável por promover o movimento oscilatório de uma placa flutuante para frente e para trás, impulsionando um pistão hidráulico, que alimenta uma turbina responsável pela geração de eletricidade (Gallutia et al., 2022). Estas estruturas podem ser instaladas de forma totalmente submersas (Figura 2a) ou parcialmente submersas sobre plataformas flutuantes (Figura 2b), o que representa certa versatilidade do sistema, permitindo que os OWSC's possam ser assentados em diversas regiões do oceano.

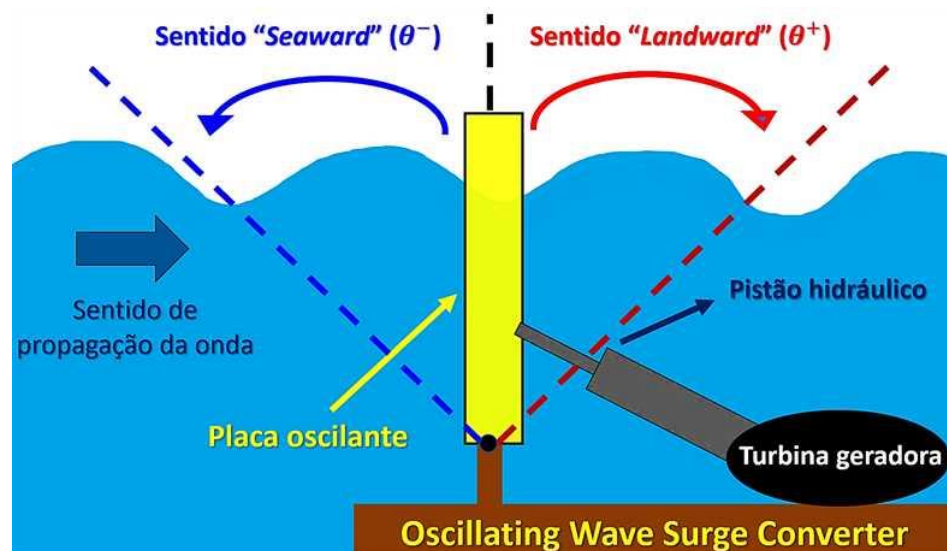


Figura 1.- Princípio de funcionamento de um *Oscillating Wave Surge Converter*.

Hoje, as simulações numéricas computacionais em mecânica dos fluidos (*Computational Fluid Dynamics* – CFD) representam uma das principais ferramentas utilizadas nos projetos e estudos destes e diversos outros tipos de conversores, pois permitem analisar diferentes configurações, geometrias, climas de ondas e condições de escoamento (Windt, Davidson, Ringwood, 2018). Além disto, a modelagem numérica permite obter dados bastante detalhados acerca dos campos de velocidade, distribuição de pressões e forças atuantes, sendo, portanto, um complemento muito importante aos estudos experimentais realizados em laboratórios (Esteban et al., 2022).

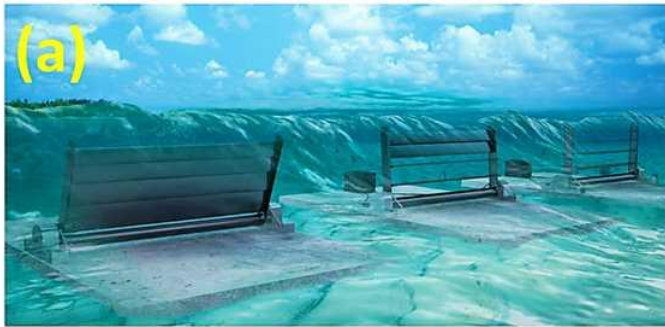


Figura 2.- Diferentes configurações de um OWSC: a – totalmente submerso, b – parcialmente submerso (National Renewable Energy Laboratory, 2021; Langlee Wave Power, 2013).

Diversos trabalhos numéricos relevantes foram realizados ao longo dos últimos anos, permitindo conhecer e estudar as diversas condições do complexo escoamento associado à hidrodinâmica dos OWSC's. Dentre estes, destacam-se os trabalhos de Liu et al. (2021), Liu, Wang e Hua (2021), Brito et al. (2020), Wei et al. (2016) e Wei et al. (2015), que representam importantes referências na área e demonstram o grande potencial das simulações para a análise destes conversores. Entretanto, a grande maioria destes trabalhos em CFD utilizam as técnicas de *Reynolds Average Navier-Stokes* (RANS), *Smoothed particle hydrodynamics* (SPH) e de escoamento potencial, as quais, muitas vezes, não conseguem capturar as significativas flutuações que ocorrem nos campos de escoamento em razão da turbulência. Por outro lado, a técnica de modelagem numérica em grandes escalas (*Large Eddy Simulation* – LES) corresponde a uma poderosa ferramenta para a análise de diversos casos em engenharia oceânica, mas, infelizmente, ainda é pouco utilizada nesta área (Bourgoin et al., 2020).

Tendo em vista a baixa aplicação da modelagem em LES no estudo dos conversores de onda, aliada ao fato da influência da declividade do fundo do oceano sobre a hidrodinâmica do OWSC ainda ser desconhecida, o presente trabalho tem como motivação principal preencher estas duas lacunas existentes.

METODOLOGIA NUMÉRICA

Este estudo é realizado por meio da utilização do código computacional livre e aberto OpenFOAM v.4.1, em conjunto com sua extensão OlaFlow, ambos fundamentados na metodologia numérica de volumes finitos e no método VOF (*Volume of Fluid*) para a representação da superfície livre (Higuera 2016). Este código numérico é dotado de uma grande biblioteca de funções matemáticas e condições de contorno, permitindo ao usuário adaptá-las aos mais diversos casos de escoamentos. Além disto, os esquemas numéricos podem trabalhar com precisão de até quarta ordem, fornecendo resultados bastante realísticos e detalhados dos fenômenos associados.

A modelagem das simulações em grandes escalas está fundamentada na aplicação e na resolução numérica das equações da continuidade e de Navier-Stokes, que podem ser escritas em notação indicial, respectivamente, pelas seguintes expressões (Launchbury, 2016):

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0, \quad [1]$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{u}_i \bar{u}_j)}{\partial x_j} = \bar{f}_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\nu \left[\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right] \right) - \frac{\partial \tau_{ij}^{sgs}}{\partial x_j}, \quad [2]$$

em que em que $\bar{u}_{i,j}$ corresponde à parcela de velocidade das grandes escalas, $x_{i,j}$ à posição, t ao tempo, \bar{f}_i à parcela relacionada às forças gravitacionais, ρ à massa específica da água, \bar{P} à pressão filtrada pelo método LES, ν à viscosidade cinemática do fluido e τ_{ij}^{sgs} ao tensor de tensões das escalas de submalha (solucionado pelo modelo de turbulência fundamentado em LES).

O modelo de LES utilizado no presente trabalho é o WALE (*Wall-Adapting Local Eddy-Viscosity*), no qual as grandes escalas são filtradas em função dos volumes dos elementos da malha numérica, sendo capaz de modelar satisfatoriamente as regiões próximas aos contornos sólidos e as zonas de transição do escoamento, se mostrando bastante adequado ao presente estudo. Sua validação numérica foi realizada com base em uma situação extrema de operação dos OWSC's (conhecida como *Slamming*), descrita no trabalho de Wei et al. (2016), a qual é apresentada de forma bastante detalhada no trabalho de Fuhrmeister (2020).

Método de deformação dos elementos de malha

Para a representação da dinâmica de corpo rígido em função da ação das ondas utilizou-se a metodologia conhecida como *mesh morphing method*, que consiste na deformação dos elementos de malha a cada instante de tempo, preservando a topologia do objeto sólido. O *solver* do código OpenFOAM que está fundamentado neste método é denominado *dynamicMotionSolverFvMesh*, ao passo que o *solver* responsável pela maneira como os elementos se deformam é conhecido como *displacementSBRStress*.

Domínio numérico e dimensões da estrutura estudada

O domínio numérico adotado para o presente estudo possui o formato de um paralelepípedo, com 8,40 m de largura, 3,80 m de altura e 0,80 m de profundidade (Figura 3). O mesmo é composto por uma entrada, uma saída, um topo, um fundo e duas laterais (para dentro e para fora da página), sendo estas últimas tomadas como valores vazios (“*empty*”) por se tratar de um modelo bidimensional.

A placa (também denominada “*flap*”) utilizada nas simulações possui 0,40 m de altura, 0,08 m de espessura, 0,80 m de largura (igual a largura do domínio, o que é típico de simulações em duas dimensões) e massa específica de 219 kg/m³. Seu centroide está localizado exatamente no centro geométrico do paralelepípedo, cujo eixo de giro (para dentro da página) situa-se sobre a linha central da base inferior da estrutura. Em todos os estudos realizados, a placa se encontra a uma distância de 4,20 m a partir da entrada, assim como sua base inferior a uma distância de 0,12 m do fundo.

Visando conformar o objetivo deste trabalho, foi utilizada uma pequena rampa (elevação do fundo) com inclinação β e altura h_t , cujos valores são modificados em todas as simulações e correspondem aos diferentes casos de estudo (por esta mesma razão, o nível d'água h também é modificado em cada análise). A parte plana da elevação foi projetada de tal maneira que sempre exista uma coluna de água na região de saída do domínio, a fim de evitar a quebra da onda sobre a placa, bem como os efeitos de reflexão de onda.

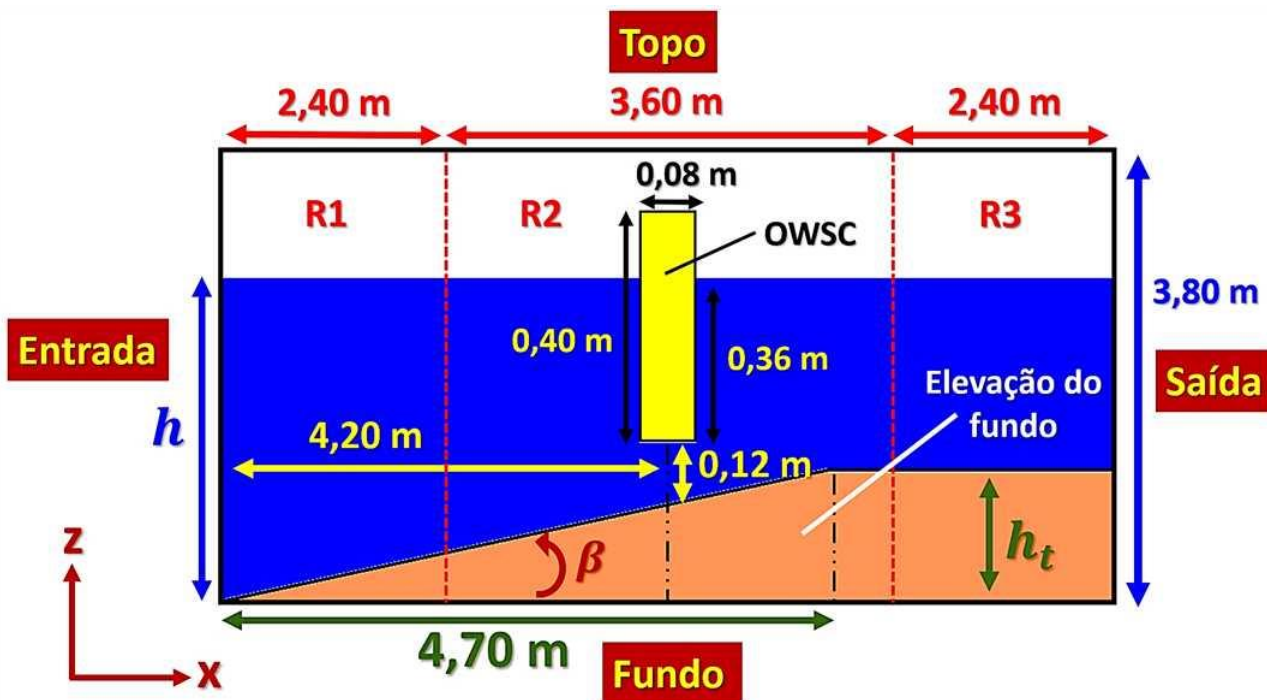


Figura 3.- Domínio numérico e características geométricas do OWSC utilizado nas simulações.

Características da malha numérica

A malha numérica aplicada ao domínio numérico é do tipo estruturada, dotada de elementos hexaédricos, o que facilita a representação da superfície livre e seu tratamento matemático. A grade foi dividida ainda em três regiões (R1, R2 e R3), sendo que a região central é aquela onde foi utilizado maior refinamento da malha. As características de discretização da grade de cálculo foram esquematizadas da seguinte maneira:

$$\Delta x_{R2} = \Delta z_{R1} = \Delta z_{R2} = \Delta z_{R3} = 0,01 \text{ m}, \quad [3]$$

$$\Delta x_{R1} = \Delta x_{R3} = 5 \cdot \Delta x_{R2}. \quad [4]$$

Condições iniciais e de contorno

Na entrada, na saída e no topo do domínio foram aplicadas, respectivamente, as condições de geração de ondas regulares de altura e períodos definidos, de camada esponja (visando a “absorção” dos efeitos da onda incidente) e de saída livre. No fundo do domínio foi utilizada a condição de não deslizamento, enquanto na superfície da placa aplicou-se a condição de não deslizamento para corpos em movimento. Na Tabela 1 estão dispostas todas estas condições de contorno segundo as suas respectivas nomenclaturas dentro do código OpenFOAM.

As condições iniciais de velocidade e pressão são ambas de campo interno nulo, da mesma forma que a posição inicial da placa é a vertical (formando um ângulo de 90° com o fundo e o topo do domínio). O passo de tempo (Δt) inicial adotado foi de 0,01 s, porém é permitido que o mesmo seja reajustado a cada instante, em razão da metodologia de deformação dos elementos da malha numérica, garantindo sempre a convergência das simulações e um número de Courant inferior a 0,8.

Tabela 1. – Condições de contorno aplicadas, segundo suas nomenclaturas no código OpenFOAM

Fronteira	Condição de velocidade	Condição de pressão
Entrada	<i>waveVelocity</i>	<i>fixedFluxPressure</i>
Saída	<i>waveAbsorption2DVelocity</i>	<i>fixedFluxPressure</i>
Topo	<i>pressureInletOutletVelocity</i>	<i>totalPressure</i>
Fundo	<i>noSlip</i>	<i>fixedFluxPressure</i>
Elevação do fundo	<i>noSlip</i>	<i>fixedFluxPressure</i>
Placa	<i>movingWallVelocity</i>	<i>fixedFluxPressure</i>
Laterais	<i>empty</i>	<i>empty</i>

RESULTADOS

Em todos os casos estudados no presente trabalho, considerou-se a ação de uma onda incidente do tipo regular de 0,10 m de altura (H) e 1,90 s de período (T). Da mesma forma, considerou-se ainda uma submersão fixa de placa de 90% (com profundidade submersa igual a 0,36 m, como mostrado na Figura 3).

Visando analisar a influência da declividade de fundo sobre a hidrodinâmica do OWSC, foram considerados sete valores distintos de β , que, conseqüentemente, resultam em diferentes valores de h_t e h . Estes casos estão descritos, de forma resumida, na Tabela 2.

Tabela 2. – Casos de Estudo

Caso	β (°)	h_t (m)	h (m)
1	0,00	0	0,48
2	4,75	0,39	0,83
3	9,50	0,79	1,18
4	14,24	1,19	1,55
5	19,00	1,62	1,93
6	23,74	2,07	2,33
7	28,49	2,55	2,76

Na Figura 4 são mostrados os campos de velocidade para os casos 1, 2, 4 e 7, para os instantes de máxima amplitude angular nos sentidos *landward* e *seaward*. Nesta figura, pode ser observado que as máximas amplitudes angulares atingidas, em ambos os sentidos, são bastante similares em todos os casos. Entretanto, é possível observar uma intensificação das magnitudes de velocidade com o aumento da inclinação do fundo. De forma similar, também existe uma intensificação da vorticidade nos entornos da região inferior das placas nos casos dos maiores valores de β . Nestes últimos, onde a inclinação de fundo é mais acentuada, observa-se a tendência da ocorrência de zonas de recirculação por baixo da estrutura.

Uma análise entre os valores máximos e mínimos atingidos é realizada para a amplitude angular (θ), velocidade angular (ω), força horizontal (F_h), força vertical (F_v) e momento de excitação (M). Tais resultados encontram-se dispostos nos gráficos da Figura 5, onde são mostrados os módulos das máximas (Max_{Amp}^+ , associada a θ^+) e mínimas (Max_{Amp}^- , associada a θ^-) amplitudes atingidas.

De acordo com a Figura 5a, pode-se observar que as maiores amplitudes angulares ocorrem no sentido *landward* até uma declividade próxima de 15°, sendo que, a partir deste valor, a maior amplitude angular passa a ocorrer no sentido *seaward* (fato este que pode ser correlacionado ao fato da ocorrência de zonas de recirculação abaixo da placa, conforme observado nos campos de velocidade da Figura 4). Por outro lado, para declividades muito pequenas (próximas de 0°), observa-se que as amplitudes máximas atingidas nos sentidos positivo e negativo são muito similares.

Sentido "Seaward" Sentido "Landward"

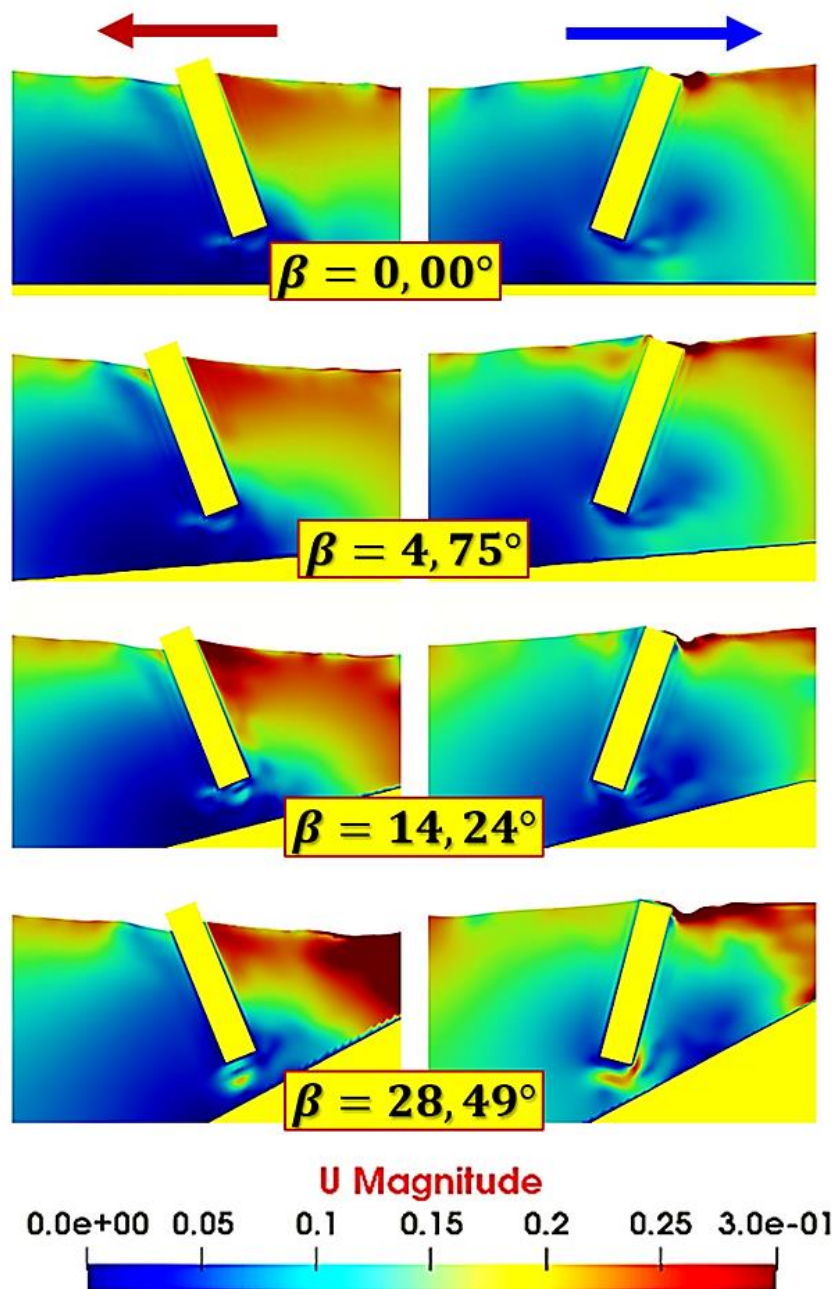


Figura 4.- Campos de velocidade para as máximas amplitudes angulares atingidas nos sentidos *landward* e *seaward* (casos 1, 2, 4 e 7)

A magnitude da máxima amplitude positiva tende a aumentar até uma inclinação próxima a 15° , tendendo a estabilizar em inclinações superiores em um valor próximo a $1,80 \text{ rad/s}$ (Figura 5b). Entretanto, para as mesmas condições, a magnitude da máxima amplitude negativa tende a diminuir até um valor em torno de $1,00 \text{ rad/s}$, se estabilizando em valores próximos a este em declividades superiores a 15° .

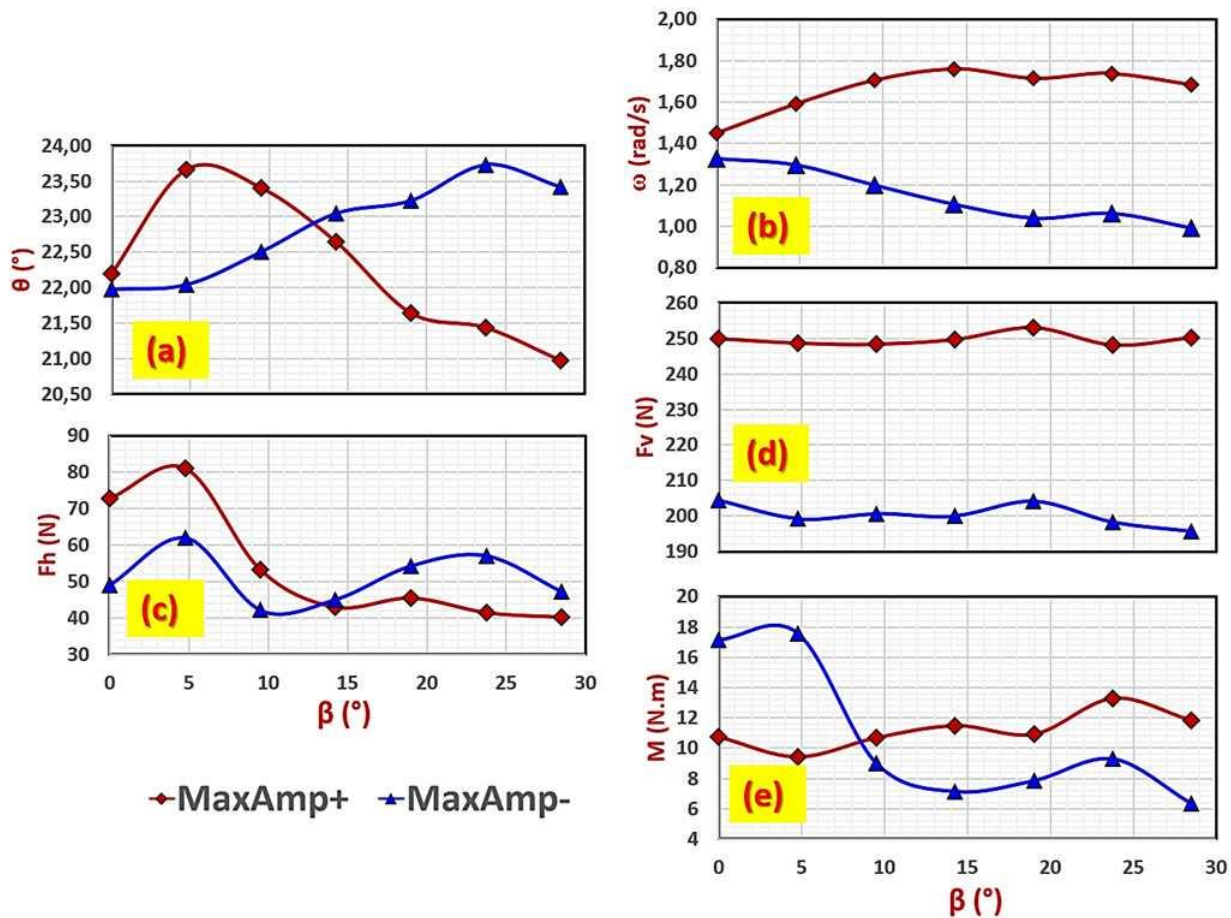


Figura 5.- Magnitudes das máximas amplitudes positivas (sentido positivo ou *landward*) e das máximas amplitudes negativas (sentido negativo ou *seaward*) em função da declividade do fundo, considerando a amplitude angular (a), a velocidade angular (b), a força horizontal (c), a força vertical (d) e o momento de excitação (e).

Por meio da análise da Figura 5c é possível concluir que o módulo das máximas amplitudes atingidas pela força horizontal tende a aumentar para declividades entre 0° e 5°. Porém, para valores superiores, as magnitudes de ambas as amplitudes máximas são bastante próximas, em torno de 50 N, mostrando que a oscilação da estrutura tende a diminuir com o aumento da inclinação do fundo.

Na Figura 5d se observa que a diferença entre as máximas amplitudes atingidas é praticamente constante, indicando que a força vertical não sofre variações significativas em função da variação da declividade do fundo.

Em declividades inferiores a 10°, a amplitude máxima atingida pelo momento de excitação no sentido *seaward* é superior a amplitude atingida no sentido *landward* (Figura 5e). Para declividades superiores a 10° observa-se uma inversão entre as máximas amplitudes atingidas, entretanto, a diferença entre ambas torna-se praticamente constante, indicando que, em fundos muito íngremes, a placa tende a rotacionar com maior intensidade no sentido *landward*.

Buscando estudar as tendências hidrodinâmicas do OWSC em função da declividade do fundo, foram avaliados os valores eficazes (RMS) das mesmas variáveis analisadas anteriormente, cujos resultados são mostrados nos gráficos das Figuras 6 e 7. Uma estimativa da potência média captada (Pot_{Med}) pode ser obtida pela multiplicação dos valores RMS da velocidade angular e do momento de excitação (Figura 7b):

$$Pot_{Med} \approx \omega_{RMS} \cdot M_{RMS} \cdot [5]$$

Como pode ser observado na Figura 6a, a amplitude angular tende primeiramente a aumentar para uma declividade de até 5° (aumento de aproximadamente 3,20%), passando a diminuir para inclinações superiores a esta (representando uma diminuição de até 16%, quando comparada ao máximo valor obtido para a amplitude angular).

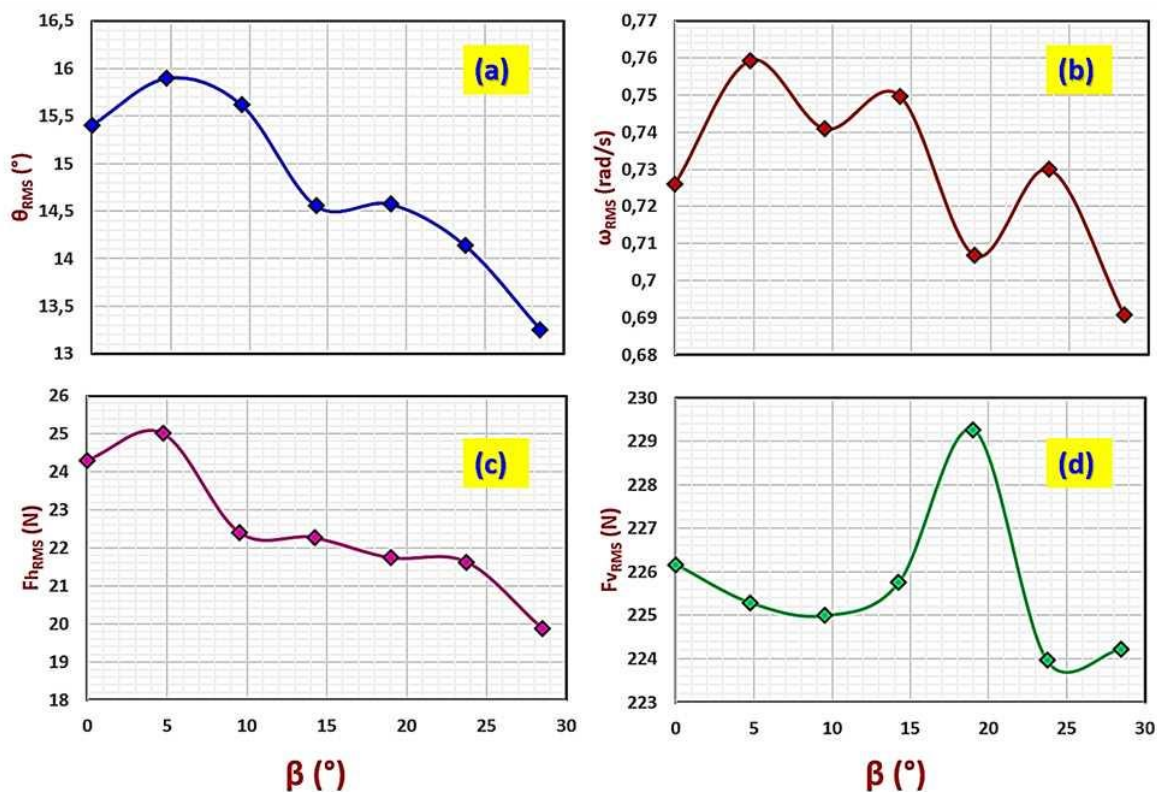


Figura 6.- Variação do valor RMS da amplitude angular, velocidade angular, força horizontal e força vertical experimentadas pelo OWSC, em função da declividade do fundo.

A variação do valor RMS da amplitude angular oscila bastante em função da declividade do fundo, como pode ser observado na Figura 6b, indicando que um aumento nesta variável está associado a uma forte influência no comportamento oscilatório da estrutura. Comparando-se o máximo valor RMS da velocidade angular (atingido na inclinação de 5°) com o mínimo valor atingido desta variável (em 28,49°), é possível concluir que um aumento na declividade do fundo pode corresponder a uma variação de até 9,00% na velocidade angular do OWSC.

O valor RMS da força horizontal (Figura 6c) se comporta de forma bastante similar aos valores máximos e mínimos atingidos por esta mesma variável (conforme visto na Figura 5c) em função da declividade do fundo. Sendo assim, a força horizontal tende a aumentar primeiramente em inclinações de até 5°, para diminuir em inclinações superiores. Já o valor RMS da força vertical (Figura 6d) mostra um pequeno aumento (em torno de 1,40%) em profundidades entre 15° e 20°, intervalo este que corresponde ao mínimo valor RMS da velocidade angular atingido, sendo, portanto, uma faixa de declividades desfavorável para a hidrodinâmica do conversor.

Por meio dos gráficos dispostos nas Figuras 7a e 7b, é possível observar uma estreita semelhança entre as curvas dos valores RMS do momento de excitação e da potência média captada, indicando que o momento de excitação é uma variável muito importante na hidrodinâmica do OWSC. Por outro lado, pode-se concluir que o aumento de 1,50% experimentado na Potência média captada para uma inclinação de 5° se deve, principalmente, à influência da velocidade angular (que apresenta este mesmo comportamento, observado na Figura 6b). De uma maneira geral, comparando-se o

primeiro e o último caso, é possível observar diminuições da ordem de 28% no momento de excitação e da potência média captada pelo dispositivo, levando à conclusão de que o aumento da declividade de fundo ocasiona características de escoamento desfavoráveis à hidrodinâmica do conversor, resultando em baixa eficiência na geração de energia pelo mesmo nestes casos.

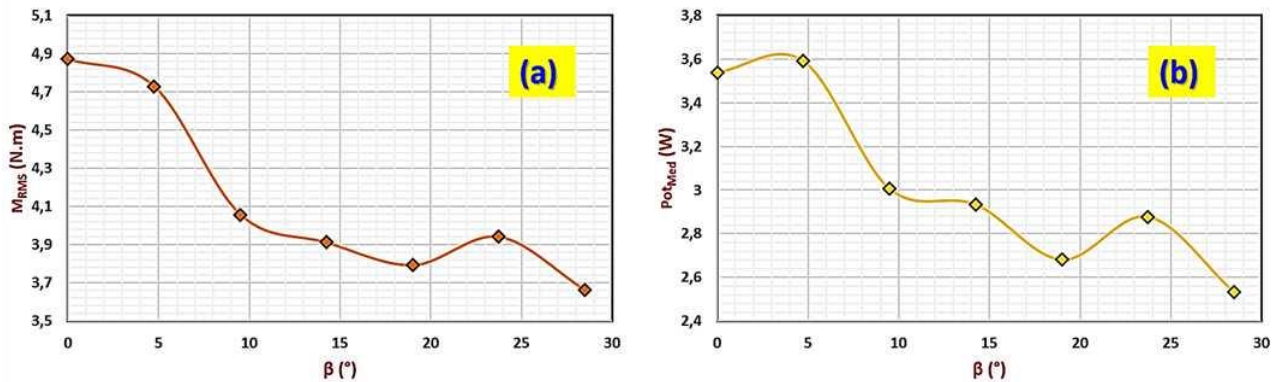


Figura 7.- Variação do valor RMS do momento de excitação e da potência média captada, em função da declividade do fundo.

CONCLUSÕES

No presente estudo, foi utilizado o código computacional livre e aberto OpenFOAM para avaliar a influência da declividade do fundo do oceano sobre a hidrodinâmica, bem como a consequente geração de energia pelo *Oscillating Wave Surge Converter*. Para garantir uma modelagem bastante adequada, com satisfatória representação dos efeitos turbulentos associados, optou-se por utilizar a metodologia de simulação numérica em grandes escalas (LES), através da aplicação de um modelo bidimensional fundamentado no método WALE de modelagem.

Após a análise dos resultados, observou-se que o aumento da declividade do fundo influencia de forma significativa os parâmetros hidrodinâmicos do conversor. Declividades entre 0° e 5° são favoráveis para a geração de energia, uma vez que, inclinações neste intervalo, favorecem a intensificação da velocidade angular atingida pela estrutura, resultando em um aumento da potência média captada pelo conversor. Entretanto, para declividades superiores a 5° , as variáveis hidrodinâmicas tendem, de uma forma geral, a diminuir suas intensidades, resultando em uma queda significativa na produção de energia do sistema.

Os maiores decréscimos observados na potência captada ocorrem em declividades superiores a 15° , em razão do aumento da força vertical, diminuição da força horizontal, da amplitude angular e da velocidade angular. Desta forma, é possível concluir que a região ideal para instalação dos OWSC's deva ser o mais plana possível. Porém, quando necessária sua instalação em regiões de altas declividades, deve-se optar pela instalação dos OWSC's de forma parcialmente submersa em plataformas flutuantes, garantindo assim que sua base esteja bastante afastada do fundo, diminuindo a influência da sua declividade sobre a hidrodinâmica do sistema.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao CNPq pelos recursos investidos durante a realização da pesquisa e à UFRGS pelo apoio na realização das simulações numéricas.

REFERÊNCIAS

- Bourgoin, A.C., Guillou, S.S., Thiébot, J., Ata, R.** (2020). "Caracterização da turbulência em um local de energia de marés usando simulações de grande eddy: caso da Corrida Alderney". *Transações Filosóficas da Sociedade Real A*, 378(2178), 20190499.
- Brito, M., Canelas, R. B., García-Feal, O., Domínguez, J. M., Crespo, A. J. C., Ferreira, R. M. L., ... Teixeira, L.** (2020). "Uma ferramenta numérica para modelar o conversor de ondas oscilantes com restrições mecânicas não lineares". *Energia Renovável*, 146, 2024-2043.
- Curto, D.; Franzitta, V.; Guercio, A.** (2021). "Energia das Ondas do Mar. Uma Revisão das Tecnologias e Perspectivas Atuais". *Energias*, 14 (20), 6604.
- Esteban, G.A., Aristondo, A., Izquierdo, U., Blanco, J. M., Pérez-Morán, G.** (2022). "Análise experimental e simulação numérica de sobrepeso de ondas em um cilindro vertical fixo sob ondas regulares". *Engenharia Costeira*, 173, 104097.
- Fuhrmeister, G. V.** (2020). "Validação de um modelo 2D para a simulação numérica em grandes escalas de um conversor de ondas do tipo OWSC". *Anais do III Encontro Sul Brasileiro de Engenharia Ambiental e Sanitária (ESBEA)*, Caxias do Sul, Brasil.
- Gallutia, D., Fard, M.T., Soto, M. G., He, J.** (2022). "Avanços recentes em sistemas de conversão de energia de ondas: da teoria das ondas aos dispositivos e estratégias de controle". *Ocean Engineering*, 252, 111105.
- Ghasemipour, N., Izanlou, P., Jahangir, M. H.** (2022). "Estudo de viabilidade sobre a utilização de conversores oscilantes de ondas (OWSCs) em regiões próximas à costa, estudo de caso: Ao longo da costa sudeste do Irã no mar de Omã". *Journal of Cleaner Production*, 133090.
- Higuera, P.** (2016). *Manual de Referência OLAFOAM*. Espanha, Cantábria.
- Jin, S., Zheng, S., Greaves, D.** (2022). "Sobre a escalabilidade dos conversores de energia de ondas". *Ocean Engineering*, 243, 110212.
- Kelly, M.; Tom, N.; Yu, Y.H.; Wright, A.; Lawson, M.** (2021). "Desempenho anual do conversor de energia de onda de onda oscilante de segunda geração". *Energia Renovável*, 177, 242-258.
- Laboratório Nacional de Energia Renovável.** (2021). "Escoramento da linha de fundo da Wave Energy através de projetos WEC de geometria variável". Disponível em: <<https://www.nrel.gov/news/program/2021/shoring-up-wave-energies-bottom-line-through-variable-geometry-wec-designs.html>>.
- Langlee Wave Power.** (2013). "Langlee 132kW Robusto". Disponível em: <<http://www.langleewp.com/>>.
- Launchbury, D. R.** (2016). *Modelagem e aplicações de fluxo turbulentos instáveis*. Springer.
- Liu, Y., Cho, Y.H., Mizutani, N., Nakamura, T.** (2021). "Estude sobre os comportamentos ressonantes de um conversor de ondas oscilantes em fundo". *Revista de Ciência e Engenharia Marinha*, 10(1), 2.
- Liu, Z., Wang, Y., Hua, X.** (2021). "Proposta de um novo modelo de vigília analítica e otimização de matriz do conversor de ondas oscilantes usando algoritmo de evolução diferencial". *Ocean Engineering*, 219, 108380.
- Wei, Y., Rafiee, A., Henry, A., Dias, F.** (2015). "Interação de ondas com um conversor de ondas oscilantes, Parte I: Efeitos viscosos". *Engenharia Oceânica*, 104, 185-203.
- Wei, Y., Abadie, T., Henry, A., Dias, F.** (2016). "Interação de ondas com um conversor de ondas oscilantes. Parte II: Batendo". *Engenharia Oceânica*, 113, 319-334.
- Windt, C., Davidson, J., Ringwood, J. V.** (2018). "Modelagem numérica de alta fidelidade dos sistemas de energia de ondas oceânicas: uma revisão dos tanques de ondas numéricas baseados em dinâmica computacional de fluidos". *Revisões de Energia Renovável e Sustentável*, 93, 610-630.

AVALIAÇÃO DE INTRUSÃO SALINA NOS MUNICÍPIOS DE ITANHAÉM E BERTIOGA COM USO DE MODELO HIDRODINÂMICO

Gabriela da Silva¹, José Carlos de Melo Bernardino², Elisa Mendes², Lucas Pion¹ e Paolo Alfredini²

Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica¹, Universidade de São Paulo², Brasil
gabrielas@usp.br

RESUMO:

A intrusão salina em rios de estuários é um fenômeno complexo, resultado da interação de processos físicos atuantes em regiões costeiras, como variação do nível d'água provocada pela maré, descarga fluvial dos rios, temperatura e gradientes de densidade d'água, que se altera conforme a salinidade. Especialmente em regiões densamente povoadas, como o litoral de São Paulo, estudos de intrusão salina são importantes pois interferem diretamente em questões uso consuntivo da água como de abastecimento de água. Modelos numéricos hidrodinâmicos são ferramentas disponíveis com capacidade de prever tais comportamentos de maneira assertiva. Por este motivo, foi desenvolvido um estudo da intrusão salina nos rios Itapanhaú e Itatinga, localizados nas nos municípios de Bertioga, com o uso do modelo numérico hidrodinâmico Delft3D. O presente estudo inclui concepção e calibração de dois modelos computacionais com base em dados de salinidade nos rios estudados. Os resultados com modelos calibrados mostraram que o limite entre as águas salobras e águas doces no cenário atual localizam-se distantes de aproximadamente 20 km da foz do rio principal de cada município no mar.

ABSTRACT:

The intrusion of saline water in rivers of estuaries is a complex phenomenon to study as it is a result of several physical processes interaction in coastal areas, as tidal level variation, river discharges, temperature and density gradientes. Specially in densely populated areas, such as the coast of São Paulo, Brazil, saline intrusion studies are important as they directly interfere in issues of consumptive water use such as water supply. Numerical models hydrodynamic are the most accurate tools available to predict such phenomenon. For this reason, a saline intrusion study was carried out in two estuaries containing 5 different rivers: Itapanhaú and Itatinga rivers, located in Bertioga, and Branco, Preto and Aguapeú river, located in Itanhaém. This study presents two computational models develod in Delft3D to study the instrusion of saline water in those rivers. The results with calibrated models show that the limit between the saline water and freshwater is approximately 20 km from the delta of the main river in the ocean. Detailed maps and longitudinal transects have been analised and discussed.

PALABRAS CLAVES: modelo computacional, hidrodinâmica, salinidade, intrusão salina, Bertioga, Itanhaém.

INTRODUÇÃO

Estudos de intrusão salina são importantes para a gestão do uso dos recursos hídricos em regiões costeiras, principalmente onde a alta densidade demográfica, crescimento da população e a expansão da indústria, em especial a de turismo, aumentam a demanda por água potável. Além disso, deve-se priorizar o uso de água potável para o abastecimento da população, dessedentação de animais e uso na agricultura. Isso se torna especialmente crítico em regiões estuarinas, uma vez que a estratificação da salinidade nos estuários pode variar de acordo com a vazão disponível de água dos rios, o nível de maré e a batimetria da região.

O litoral de São Paulo, localizado no sudeste do Brasil, caracteriza-se como região costeira densamente povoada. Nesta região, destaca-se a Bacia Hidrográfica da Baixada Santista (BHBS), que tem com uma área de drenagem de 2.818 km² e uma população de aproximadamente 1,7 milhão de habitantes (CBH-BS, 2009). Os principais rios dessa bacia são os rios Cubatão, Mogi, Quilombo, Jurubatuba, Itapanhaú, Itatinga, Guaratuba, Mambu, Aguapeú, Guaraú, Preto e Branco. Dentre esses rios, os que são objeto desse estudo pertencem aos municípios de Itanhaém e Bertioga, são eles: rio Branco, Preto, Aguapeú, Itanhaém, Itatinga e Itapanhaú. O município de Bertioga tem uma população de 66 mil habitantes, enquanto o de Itanhaém possui uma população de 104 mil habitantes (IBGE,

2022). A Figura 1 mostra a localização dos corpos d'água para os quais o estudo foi desenvolvido.

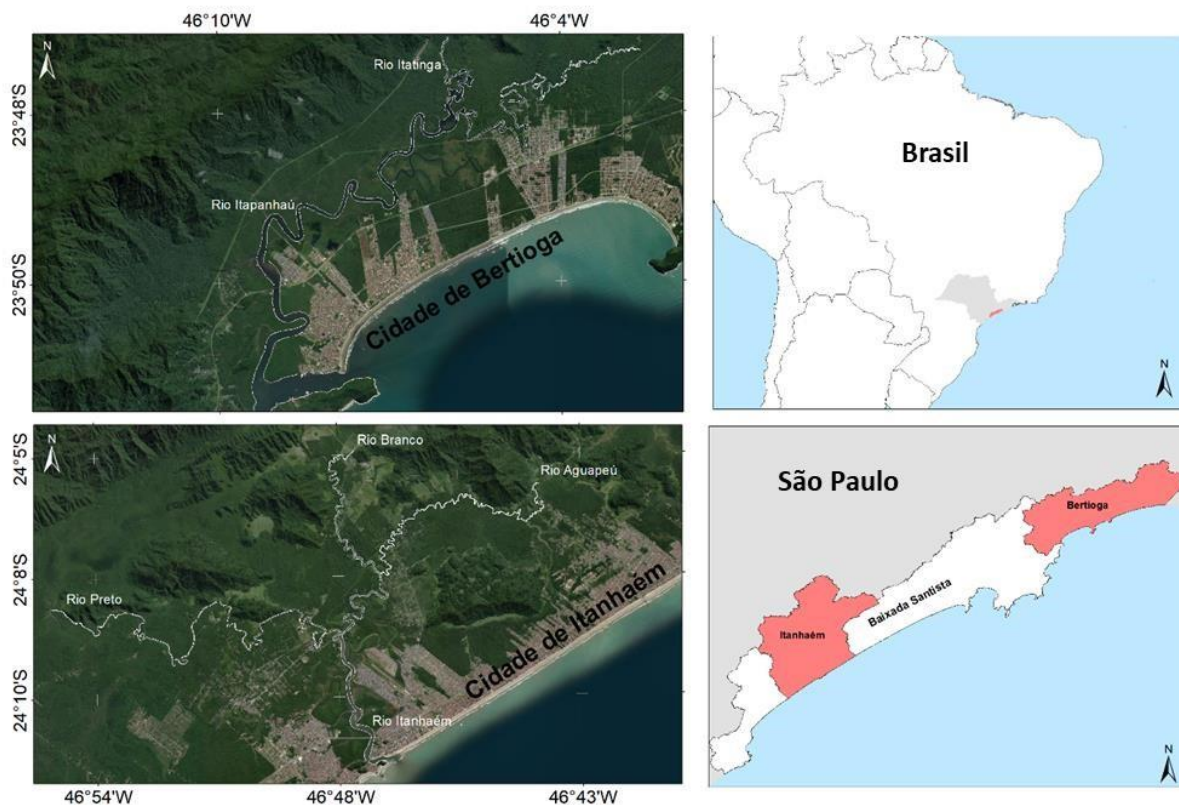


Figura 1. Localização dos rios Itapanhaú e Itatinga no município de Bertioga, e Rios Branco, Preto, Aguapeú e Itanhaém no município de Itanhaém.

MÉTODO

Para o presente estudo foi aplicado o software Delft3D® (DELTARES, 2014), concebido para a modelação numérica dos processos hidrodinâmicos e de qualidade de água de regiões costeiras. A modelagem é feita a partir do emprego do módulo do software: FLOW, responsável pela reprodução

das correntes, níveis e transporte da salinidade. Estão incluídos no equacionamento do modelo eventuais descargas e retiradas de água, bem como as equações de transporte de advectivo e difusivo da salinidade do corpo hídrico. O software resolve as equações de conservação da quantidade de movimento (Navier-Stokes) para um fluido incompressível, a partir das hipóteses de Boussinesq, ou seja, desprezando as acelerações verticais e, conseqüentemente, considerando pressão hidrostática ao longo da coluna d'água. As equações são resolvidas em uma grade computacional de diferenças finitas.

No modelo computacional Delft3D-FLOW, o transporte de constituintes é modelado com o uso de uma equação advecção-difusão em três dimensões, como mostra a equação 1 abaixo:

$$\frac{\partial(d+\zeta)c}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \left\{ \frac{\partial[\sqrt{G_{\eta\eta}}(d+\zeta)uc]}{\partial \xi} + \frac{\partial[\sqrt{G_{\xi\xi}}(d+\zeta)vc]}{\partial \eta} \right\} + \frac{\partial wc}{\partial \sigma} = \frac{d+\zeta}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(D_H \frac{\sqrt{G_{\eta\eta}}}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial c}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(D_H \frac{\sqrt{G_{\xi\xi}}}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial c}{\partial \eta} \right) \right\} + \frac{1}{d+\zeta} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(D_V \frac{\partial c}{\partial \sigma} \right) - \lambda_d(d+\zeta)c + S \quad [1]$$

O termo D_H é o coeficiente de difusão horizontal, D_V é o coeficiente de difusão vertical, o λ_d representa o processo de decaimento de primeira ordem e o S compreende a entrada e retirada de água do sistema e/ou troca de calor através da superfície associados à concentração do fluido constituinte (c). O sistema de coordenadas cartesiano no modelo é definido pelas coordenadas (ξ, η) e $(d+\zeta)$ a altura da coluna d'água, no sistema σ de coordenada vertical.

Com essas informações, o modelo hidrodinâmico calcula as propriedades da água (nível, velocidade e direção da corrente e salinidade) através de uma malha computacional criada, na qual discretiza-se a equação apresentada acima. O domínio modelado para o estuário de Bertioga está ilustrado na Figura 2A e o domínio modelado para o estuário de Itanhaém está ilustrado na Figura 2B.

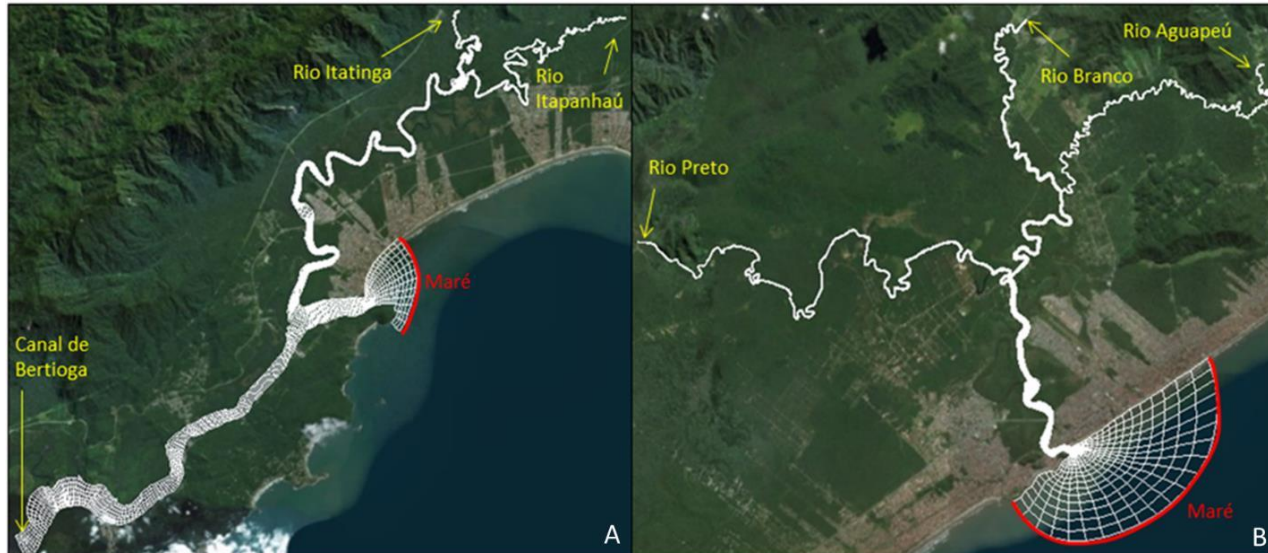


Figura 2. Grade Computacional do Modelo de Bertioga.

Dados de Campo

Os dados ambientais utilizados para concepção do modelo foram dados batimétricos e hidrodinâmicos como vazão dos rios e nível de maré, para constituir as condições de contorno. A batimetria utilizada no Rio Itapanhaú foi fornecida pelo Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista. A batimetria das demais áreas não hidrografadas, como a região oceânica, foi reproduzido por meio do emprego de Cartas Náuticas da Marinha do Brasil (1711), além de dados disponíveis no acervo da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH).

Os dados ambientais de vazão empregados para os cursos d'água de Bertioga são provenientes do Estudo de Impacto Ambiental da Companhia das Docas do Estado de São Paulo (CODESP, 2016) e os de Itanhaém, de estações fluviométricas do Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo (DAEE). Os postos empregados são: Fazenda Itaoca (latitude $24^{\circ} 4'28''S$, longitude $46^{\circ}46'48''O$), para o rio Aguapeú, com dados de vazões médias diárias de 09/1980 a 12/1986, e do posto Fazenda Água Quente (latitude $24^{\circ} 5'11''S$, longitude $46^{\circ}43'2''O$), para o rio Branco, com dados de vazões médias de 01/1981 a 06/1991. Para o Rio Preto foi estimada uma vazão com base na área de drenagem de sua bacia e nas descargas dos demais rios citados. A vazão aplicada na condição de contorno dos rios é, portanto, constante durante a simulação, não varia temporalmente, configurando uma limitação na modelagem.

A série temporal de maré foi criada a partir das constantes harmônicas retiradas do modelo global de marés TPXO (Oregon State University/OSU) e associada aos dados de maré meteorológica, ou elevação do mar devido atuação do vento, disponibilizada pelo CFSR/NCEP (Climate Forecast System Reanalysis /The National Centers for Environmental Prediction) no ponto $24,5^{\circ}S$, $-46,5^{\circ}W$.

Os dados utilizados para a calibração do modelo computacional são informações de salinidade para quatro pontos distribuídos ao longo dos rios Itapanhaú e Itatinga, para janeiro de 2021, como mostra a Figura 3.

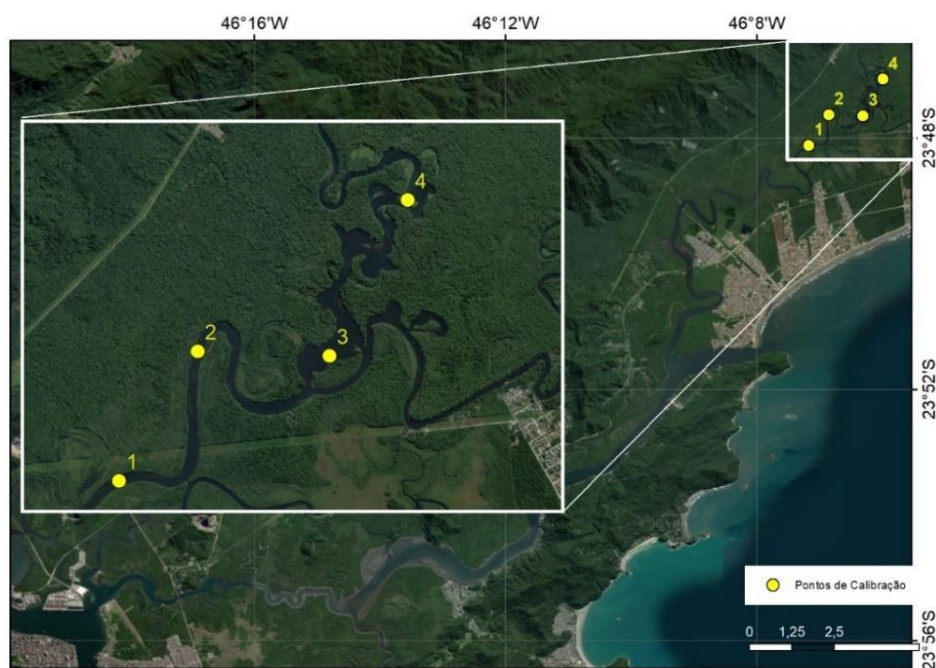


Figura 3. Localização dos pontos de com dados de campo

Para o processo de calibração do modelo computacional do estuário de Itanhaém foram utilizados dados de postos de medição de salinidade enviados pelo Departamento de Água e Energia Elétrica do Estado de São Paulo - DAEE. Neste caso, as medições foram pontuais e o ponto de medição localiza-se mais próximo ao contorno na grade computacional se comparado aos pontos utilizados para a calibração do modelo computacional de Bertioga. Este ponto está ilustrado na Figura 4. Sendo assim, considera-se que o processo de calibração do modelo computacional de Bertioga foi realizado com informações mais completas e de melhor qualidade, portanto os parâmetros utilizados para esta calibração foram aplicados ao modelo de Itanhaém.



Figura 4. Localização dos pontos de com dados de campo em Itanhaém

RESULTADOS

Calibração do Modelo

A Figura 5 apresenta o ajuste obtido após o processo de calibração do modelo hidrodinâmico de Bertioga. Os resultados mostram que o modelo computacional responde de acordo com a tendência apresentada em campo no que diz respeito a concentração da salinidade nos cursos d'água estudados. Os pontos 1 e 4 apresentaram melhores resultados, enquanto os pontos 2 e 3, apresentaram um desvio em comparação aos demais pontos. Como pode-se observar nos gráficos, os desvios variam ao longo do tempo, portanto podem ser justificados pela condição de contorno aplicada nos rios afluentes em que se utilizou uma vazão constante. A informação da variação da vazão ao longo do tempo para este período poderia resultar em melhores ajustes nestes casos. Ainda assim, os resultados obtidos podem ser considerados satisfatórios para uma vez que o ponto mais a montante e com menores concentrações de salinidade (ponto 4) apresentaram resultados semelhantes ao do campo e próximos do limite de água doce. Desse modo, o modelo computacional hidrodinâmico mostrou-se apto a representar o fenômeno de intrusão salina neste ambiente, e capaz de limitar a extensão do mesmo nos rios dos estuários estudados.

Assumindo que as condições entre os dois modelos são semelhantes, uma vez que os municípios se encontram próximos e que os modelos foram construídos com a mesma técnica, foram adotados os mesmos parâmetros para o modelo de Itanhaém. Os resultados modelados em Itanhaém estão em acordo com as informações de salinidade de campo, uma vez que no Ponto 01-Itanhaém (Figura 4) os valores de salinidade são nulos, assim como no modelo computacional.

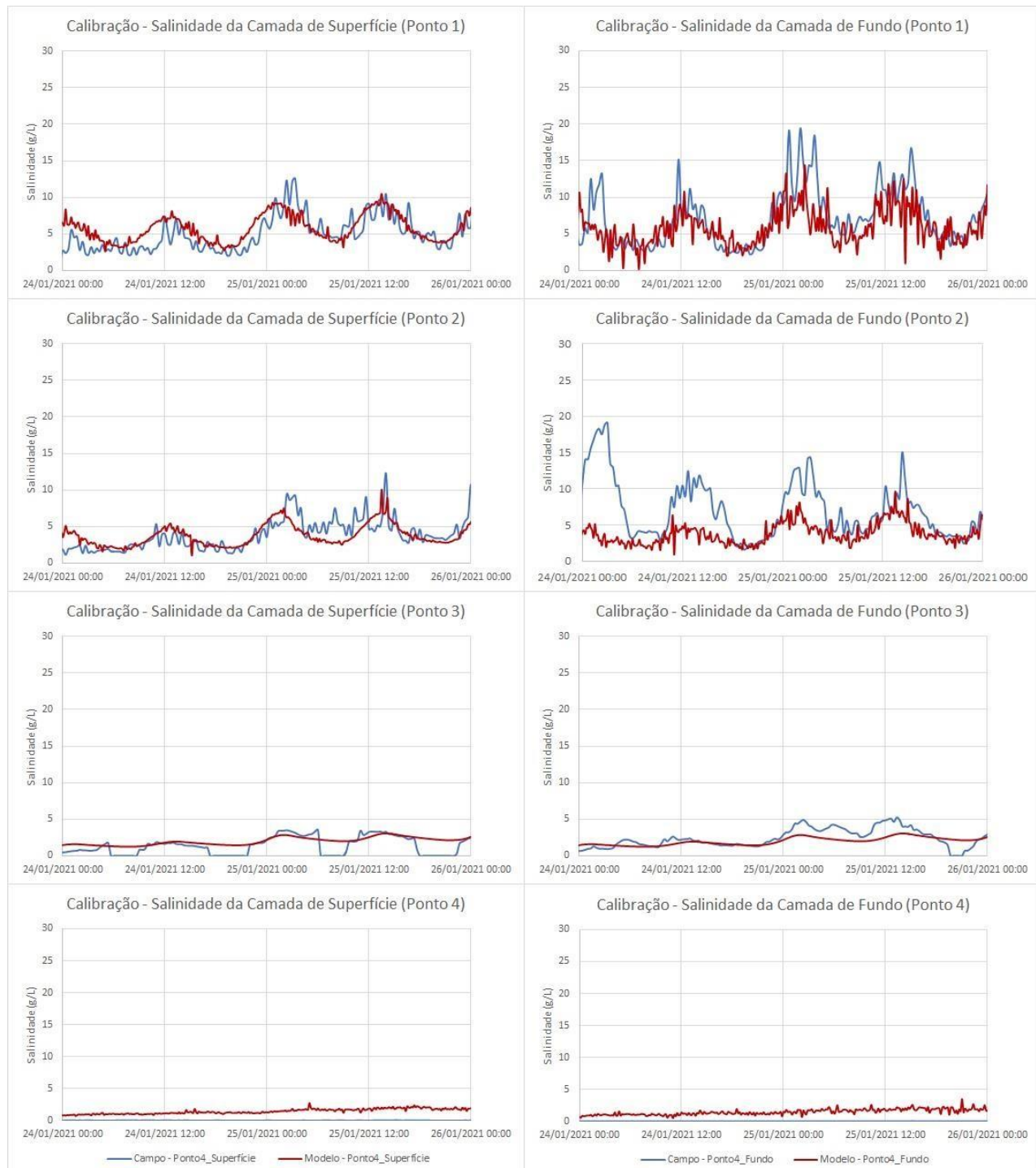


Figura 5. Ajuste dos resultados do modelo aos dados de campo de salinidade

Distribuição Espacial da Salinidade

Após a calibração do modelo computacional, a distribuição espacial da salinidade, ou seja, a intrusão da cunha salina, ao longo dos rios foi analisada. De acordo com a resolução CONAMA n° 357/2005 para a água de um corpo hídrico ser considerada doce a salinidade deve ser inferior a 0,5g/L. Desta maneira, em concordância com a resolução citada, esses foram os níveis de referência para avaliação dos resultados. Os resultados ilustram a distribuição horizontal e longitudinal da salinidade ao longo dos rios de interesse das áreas de estudo, para um cenário de vazão mínima e nível do mar em preamar de sizígia.

A Figura 6 mostra a distribuição horizontal da salinidade para a região de estuário de Bertioiga e rios Itapanhaú e Itatinga. O mapa representa a salinidade na camada de fundo do modelo, dado que o avanço da cunha salina é superior na região mais profunda. A Figura 7 mostra o perfil longitudinal de salinidade ao longo do rio Itapanhaú, entre o contorno oceânico do modelo e a foz do rio Itatinga. O perfil apresenta as isoalinas (linhas ao longo das quais a salinidade é constante) de 35 a 0 g/L.

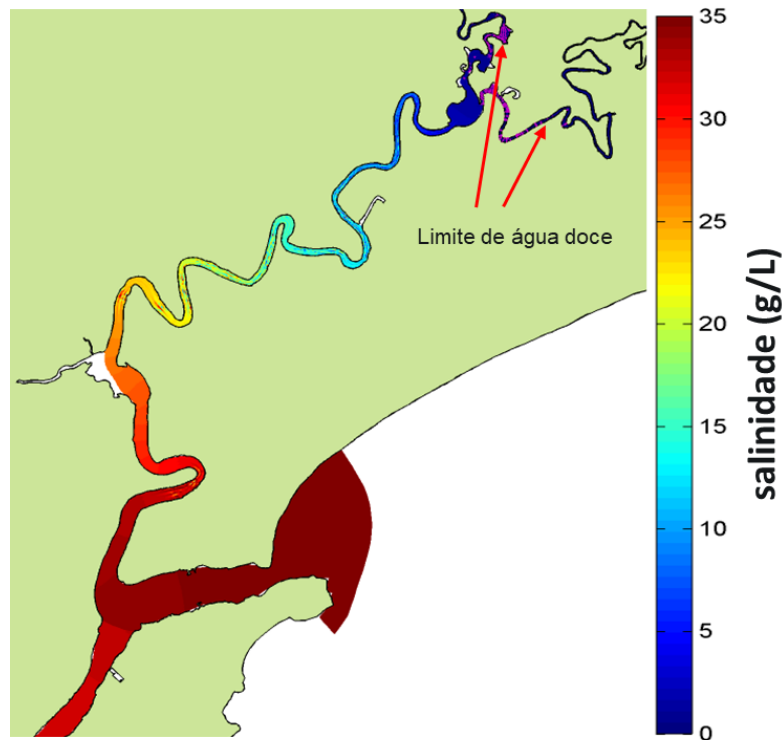


Figura 6.- Distribuição espacial da intrusão de cunha salina no Estuário de Bertioiga

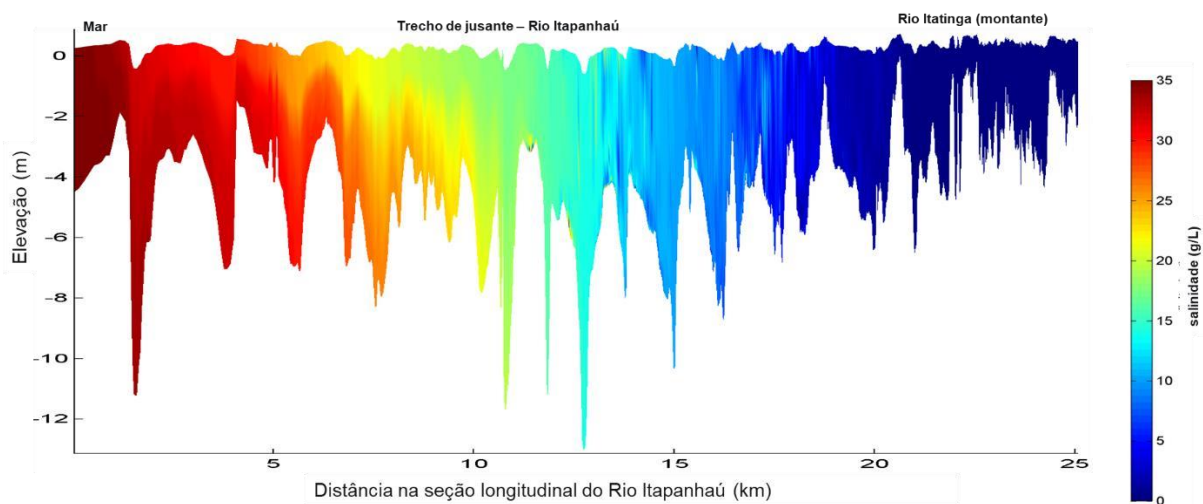


Figura 7.- Corte longitudinal do Rio Itapanhaú desde sua foz no mar até sua confluência com o Rio Itatinga

Observa-se a redução da salinidade ao longo do trecho de jusante do rio Itapanhaú até que se atinge a confluência dos rios Itatinga e Itapanhaú, a partir de onde as concentrações de salinidade são inferiores a 0,5 g/L, e, portanto, classificado como trecho de água doce.

Neste trecho, a isoalina 0,5 g/L se encontra a 21,5 km a montante da foz do rio Itapanhaú no mar. A partir deste ponto, no sentido para montante, o rio Itapanhaú pode ser considerado rio de água

doce, pois apresenta salinidade inferior a 0,5 g/L. Da mesma forma, as águas do rio Itatinga que se encontram a montante deste ponto, apresentam salinidades inferiores a 0,5 g/L e podem ser classificadas como água doce.

A Figura 8 mostra a distribuição horizontal da salinidade para a região de estuário de Itanhaém, rios Branco, Preto, Aguapeú e Itanhaém. O mapa representa a salinidade na camada de fundo do modelo, dado que o avanço da cunha salina é superior na região mais profunda. A Figura 9 mostra o perfil longitudinal de salinidade ao longo do rio Preto, do ponto mais a montante do modelo até sua confluência com rio Itanhaém. A Figura 10 mostra o perfil longitudinal de salinidade ao longo do rio Branco, do ponto mais a montante do modelo até a confluência com o rio Itanhaém. A Figura 11 mostra o perfil longitudinal de salinidade ao longo do rio Aguapeú, do ponto mais a montante do modelo até a confluência com o rio Itanhaém.

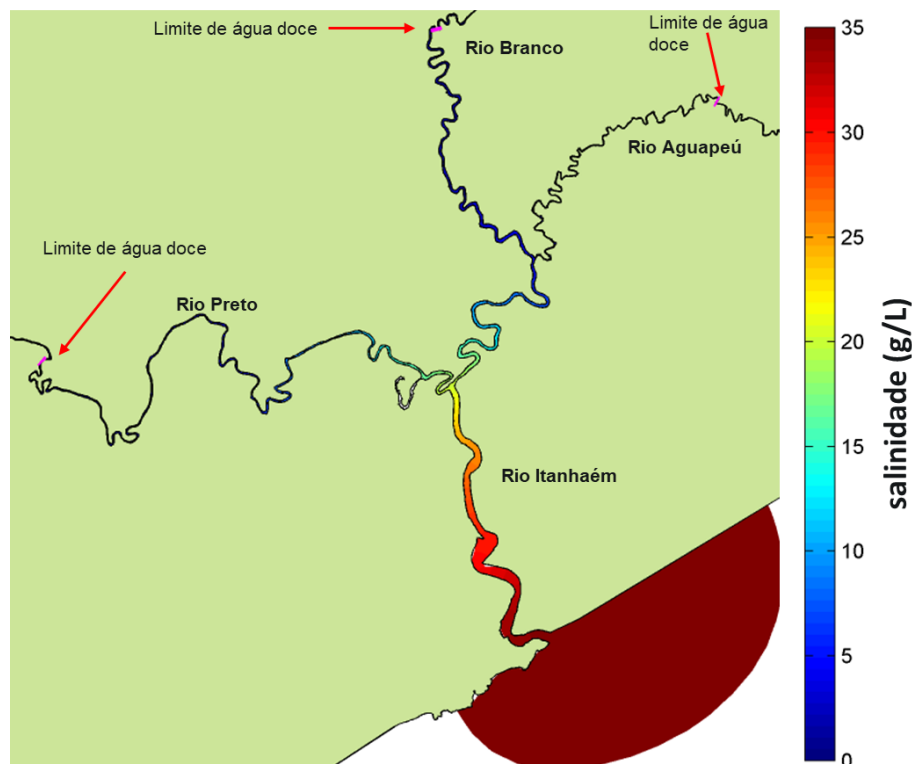


Figura 8.- Distribuição espacial da intrusão de cunha salina no Estuário de Itanhaém

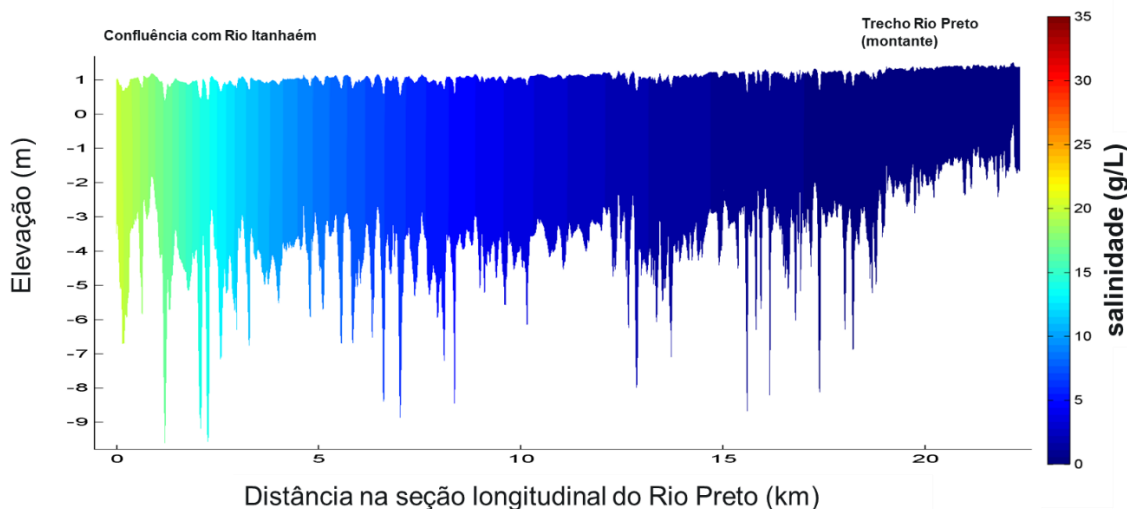


Figura 9.- Corte longitudinal do Rio Preto até sua confluência com Rio Itanhaém

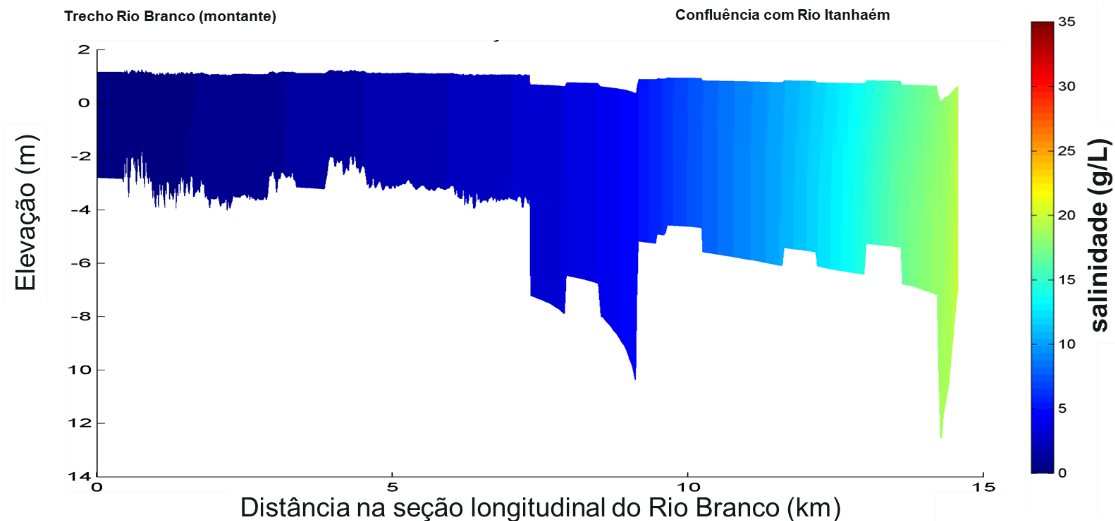


Figura 10.- Corte longitudinal do Rio Branco até sua confluência com Rio Itanhaém

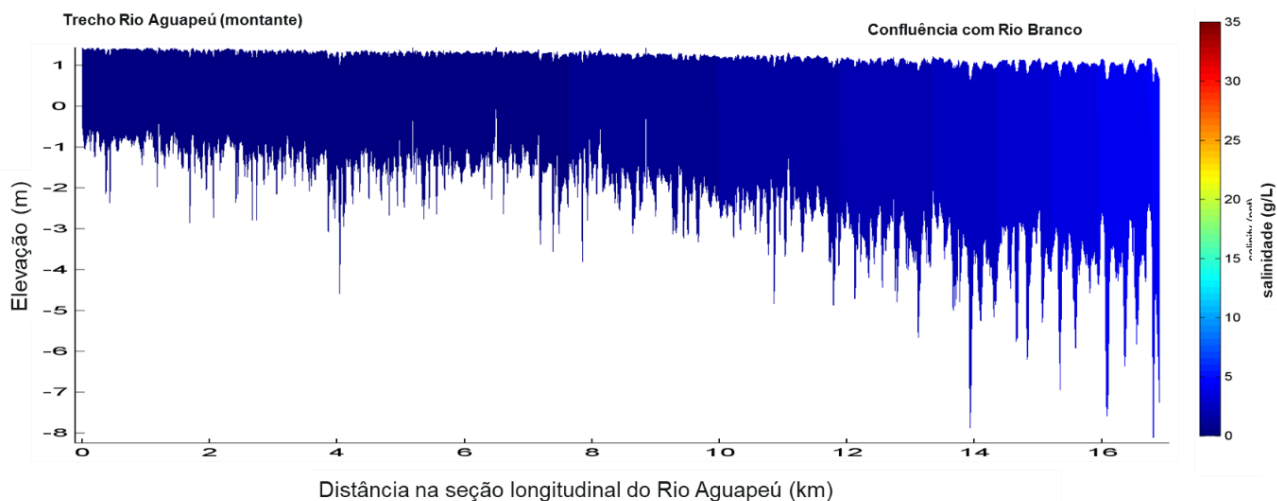


Figura 11.- Corte longitudinal do Rio Branco até sua confluência com Rio Itanhaém

Para o trecho do rio Preto apresentado na Figura 9 que se estende até o encontro com o Rio Itanhaém, o modelo mostra a salinidade decaindo de 20 g/L até atingir valores próximos a zero. Portanto, este segmento de rio apresenta trechos de águas classificadas como salobras e doces. A divisão entre esses trechos localiza-se após 23,5 km da foz do Rio Itanhaém no mar, onde encontra-se a isoalina de 0,5 g/L, a partir da qual as águas do rio podem ser consideradas doces.

Para o trecho de montante do Rio Branco, que se estende até sua confluência com o rio Itanhaém, os resultados mostram concentrações inferiores a 20 g/L e atingem 0,5 g/L à aproximadamente 19 km da foz do Rio Itanhaém no mar (Figura 10). Desta maneira, este segmento de rio apresenta trechos com águas salobras e águas doces. O rio Aguapeú, exposto pela Figura 11, apresenta valores de salinidade tornam-se inferiores a 0,5 g/L a 21 km da foz do Rio Itanhaém.

CONCLUSÕES

Este estudo analisou o fenômeno de intrusão salina em rios de dois municípios do litoral de São Paulo, Brasil, com o uso de modelo computacional hidrodinâmico. Os rios estudados são Rio Itatinga e Itapanhá de Bertioiga, e rio Branco, Preto e Aguapeú de Itanhaém. O modelo foi calibrado

com dados de salinidade de campo e foi localizado o ponto aproximado de máxima intrusão da salinidade onde esta atinge valor de 0,5 g/L. Os resultados obtidos no processo de calibração dos modelos computacionais foram considerados satisfatórios.

De acordo com os resultados obtidos pelas simulações computacionais, o limite de água doce na região de Bertioga localiza-se logo a montante da confluência dos rios Itatinga e o trecho de montante do rio Itapanhaú, a aproximadamente 21,5 km a montante da foz do rio Itapanhaú no mar. Portanto, o trecho de jusante do rio Itapanhaú, após sua confluência com o rio Itatinga, apresenta trechos de águas classificadas como salinas e salobras, com salinidades que variam de 35 a 0,5 g/L, e o trecho de águas doces inicia-se a partir do km 21,5.

Em Itanhaém, o limite no rio Aguapeú localiza-se a aproximadamente 21 km da foz do rio Itanhaém no mar. O rio Preto apresenta salinidade próxima de 20 g/L na região próxima ao seu encontro com o rio Itanhaém. A salinidade se distribui longitudinalmente ao longo daquele rio, atingindo concentrações próximas de 0,5 g/L após, aproximadamente, 23 km a montante do rio. O trecho de confluência do rio Branco e do rio Itanhaém apresentou concentrações próximas de 20 g/L, com uma distribuição longitudinal que atinge valores próximos de 0,5 g/L à aproximadamente 19 km da foz do Rio Itanhaém. Sendo assim, apresenta trechos de rio em que as águas podem ser classificadas como águas salobras e trechos em que a água passa a ser doce. O rio Itanhaém, no trecho analisado, não possui águas classificadas como doce.

Desse modo, o estudo colabora com o entendimento da dinâmica desse estuário e mostra que instalações de obras de captação de água para abastecimento e irrigação nesta região são mais indicadas após mais de 20 km à montante de todos os rios estudados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Associação dos Bananicultores do Vale do Ribeira (ABAVAR) pelo financiamento do estudo e ao Departamento de Água e Energia Elétrica de São Paulo (DAEE) e Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) pela disponibilização de dados e apoio técnico. Agradecemos também ao Programa Unificado de Bolsas da Universidade de São Paulo (PUB) por uma bolsa de iniciação científica.

REFERENCIAS

- CBH-BS, Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista.** (2009) Fundamentos da Cobrança pelo Uso dos Recursos Hídricos na Bacia Hidrográfica da Baixada Santista - UGRHI 07. Marília.
- CODESP** (2016). Dragagem de Aprofundamento do Canal de Navegação e Bacias de Evolução do Porto Organizado de Santos – São Paulo. Volume III. São Paulo.
- DELTAIRES** (2011). User Manual Delft3D-FLOW. Simulation of Multi-Dimensional Hydrodynamic and Transport Phenomena, Including Sediments. Deltares, Delft, The Netherlands. 690pp.
- Diretoria de Hidrografia e Navegação (DHN) – Centro de Hidrografia da Marinha (CHM),** 2011-2015. Catálogo de Cartas e Publicações. Niterói, Brasil.
- Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica** (2020). Estudo de Modelagem Computacional Hidrodinâmica de Intrusão Salina nas Regiões dos Municípios de Itanhaém e Bertioga. Relatório Técnico 1 - Concepção Inicial e Pré-Calibração do Modelo Computacional. RT1-1180-2020-R0. São Paulo, Brasil. 37pp.

IMPACTOS DE LAS BORRASCAS GLORIA Y FILOMENA EN EL LITORAL MEDITERRÁNEO PENINSULAR ESPAÑOL

José Francisco Sánchez González, Patricia Martín Gómez y José María Grassa Garrido

Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX, España
Jose.f.sanchez@cedex.es, patricia.martin@cedex.es, jose.m.grassa@cedex.es

Introducción

Entre el 19 y el 24 de enero de 2020 la borrasca Gloria provocó en el Mediterráneo occidental un temporal marítimo de extraordinarias características, que afectó a gran parte del litoral de las comunidades de Cataluña, Valencia y Murcia, dejando el día 20 de enero un récord absoluto de altura de oleaje, registrado por la red de boyas de aguas profundas del Mediterráneo de Puertos del Estado (Figura 1). A las extraordinarias alturas de ola se le sumaron unos niveles del mar también extraordinarios producidos por la intensidad de los vientos, procedentes del NE. Como resultado de este temporal, se produjeron daños muy importantes en gran parte del litoral de la Región de Murcia, la Comunidad Valenciana y Cataluña.

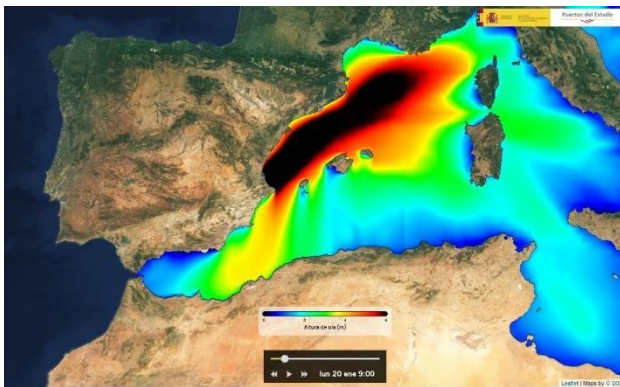


Figura 1.- Ejemplo de Figura

Sólo un año después, la borrasca Filomena causó en Cataluña un temporal de gran magnitud, siendo la altura de ola significativa registrada la tercera en la boya exterior de Tarragona. La misma borrasca provocó daños importantísimos en una amplia zona del de la Península Ibérica, si bien en la costa tuvo un efecto mucho más localizado en las provincias de Tarragona y Barcelona.

A estos dos eventos extremos se puede añadir otro tercer temporal que se produjo en enero de 2017 y cuyas características fueron muy parecidas a las de la borrasca Gloria, si bien los daños sufridos fueron algo menores en comparación con los de 2020.

Esta sucesión de eventos extremos en una misma zona geográfica debe ser considerada como un posible efecto del cambio climático. Por ello, de cara a la gestión de los riesgos de este tipo de eventos, considera muy conveniente extraer lecciones de sus consecuencias, identificando buenas y malas prácticas de protección de la costa y gestión de los riesgos. En este contexto, y al objeto de analizar los efectos de la borrasca Gloria en la costa Mediterránea peninsular, la Dirección General de la Costa y el Mar (DGCM) encargó al CEDEX un estudio en profundidad, para lo cual se mejoró la metodología de análisis e inspección de daños utilizada hasta la fecha, con idea de sentar las bases de futuros análisis *expost* de efectos de temporales extremos en la costa.

Metodología del análisis

El estudio de las causas y efectos de Gloria se realizó en gabinete y mediante visitas y trabajos de campo: en primer lugar, se llevó a cabo una caracterización de la borrasca desde un punto de vista

climático, mientras que en paralelo se visitaron las zonas más dañadas en las diversas regiones del litoral.

En cuanto a la caracterización climática, a través de las fuentes de información procedentes del Organismo Público Puertos del Estado y de la Agencia Estatal de Meteorología se analizaron las características la borrasca Gloria (situaciones meteorológicas y vientos). Por otro lado, para estudiar sus efectos y la severidad de los agentes marinos (oleaje, y niveles del mar) se emplearon de Puertos del Estado: series de datos sintéticas, así como los registros de boyas y mareógrafos, ubicados en la zona de estudio.

Al objeto de contextualizar la tormenta marina generada, se ha investigado la frecuencia y periodos de retorno de sucesos históricos similares en base a establecer el patrón general de estas tormentas y analizar los factores contribuyentes al desarrollo de estas situaciones.

Por lo que a la caracterización de los daños se refiere (impactos y magnitud de estos), a lo largo de los 1.100 km de costa en los que se localizan las zonas visitadas se puede encontrar una gran variedad de tipologías del litoral. Para poder tener una idea de cómo se ven afectadas estas distintas tipologías del litoral se han visitado al menos un ejemplo de la mayoría de ellas y además de las zonas "a priori" más castigadas por el paso de la borrasca Gloria, también se visitó alguna zona en la que los daños o efectos habían sido reducidos, a efectos de contraste de los daños.

Los límites geográficos del litoral visitado fueron el Cabo de Palos (Murcia) al sur y la desembocadura del Ter (Girona) al norte. En la Figura 2 se muestra el ámbito de estudio y los puntos visitados y/o con información proporcionada por las Demarcaciones de Costas y los Servicios de Provinciales de Costas de la DGCM.

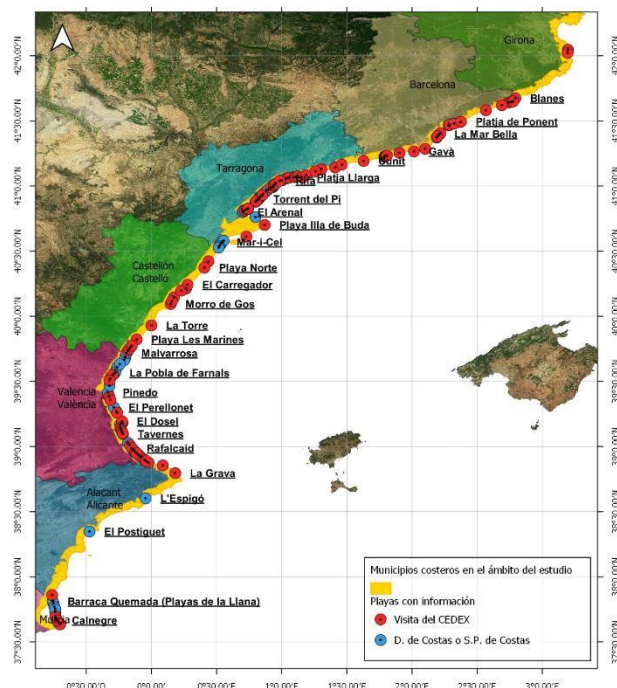


Figura 2.- Ámbito de estudio y zonas visitadas y/o con información proporcionada por terceros.

En resumen, para poder evaluar los efectos de Gloria en el litoral afectado se realizaron trabajos de campo, que consistieron en visitas a diferentes zonas afectadas y en la toma de medidas topográficas, en diversas fechas entre el día 30 de enero y el 6 de marzo de 2020. En total se visitaron 93 zonas, se midieron 229 perfiles transversales y se levantó mediante topografía con GPS cerca de 19 km de línea de orilla. También se recopiló información de diferente tipo de las Demarcaciones de Costas y Servicios Provinciales de Costas.

Daños producidos por Gloria

Los efectos sufridos fueron de diversa índole y muy dependientes de la configuración de la costa y del grado de urbanización. En todo caso, mientras que algunos de estos efectos se produjeron de forma generalizada a lo largo de todo el tramo de litoral afectado por Gloria, algunos se focalizaron más en determinadas zonas, como son las estructuras de defensa costera en el litoral catalán o los daños en viviendas en el término municipal de Denia (Alicante).

En resumen, los daños más importantes en el litoral fueron:

- Una importante pérdida de sedimento en toda la zona afectada por el temporal (ejemplo en Figura 3).
- Daños (de diversa consideración) en la gran mayoría de los cordones dunares existentes.
- Invasión de arena y agua en los paseos marítimos y calles colindantes.
- Averías de las obras de defensa de la costa parecen haber sido más importantes en Tarragona y Barcelona (Figura 4).

Otros efectos apreciados incluyeron la acumulación de restos vegetales y residuos/basuras, daños en servicios de playa, el varamiento de numerosas jaulas de piscifactorías y la aparición de grandes cantidades de peces muertos en las playas, seguramente asociada a la rotura de dichas jaulas. Varios hitos de DPMT fueron arrancados por la fuerza del temporal y desplazados de su localización original.

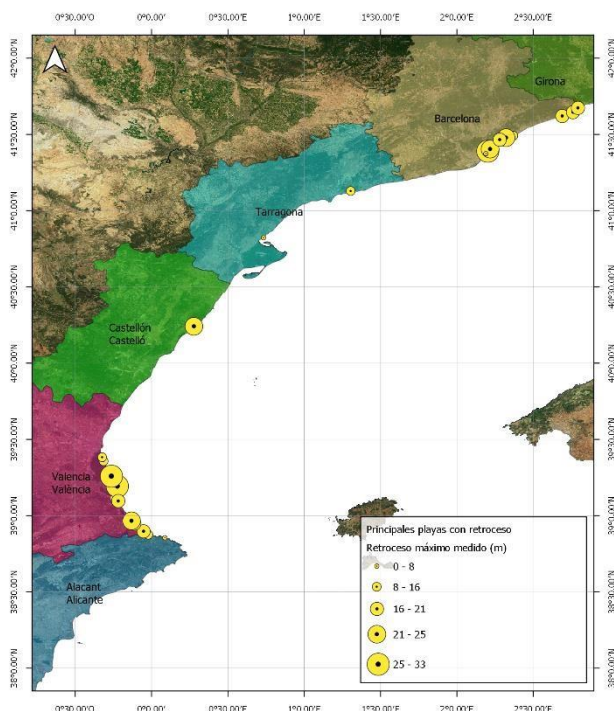


Figura 3.- Localización de las playas en las que se ha estimado el retroceso de la línea de orilla, con indicación del rango de retroceso máximo medido

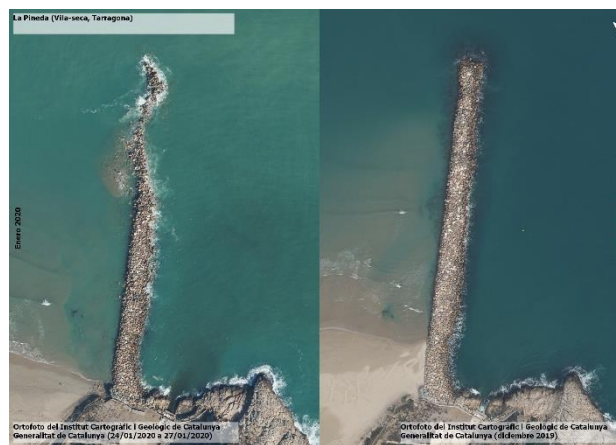


Figura 4.- Obra de defensa afectadas por el paso de la borrasca Gloria en La Pineda (Tarragona).

Daños producidos por Filomena

Los efectos de Filomena se analizaron sólo siguiendo una metodología similar, si bien solo se visitaron las playas y costas del Delta del Ebro. A tenor de las observaciones in situ y el análisis de la información cartográfica de IGN y ICGC, se concluyó que, como consecuencia de Filomena, no se habían producido retrocesos importantes ni daños de consideración en las costas visitadas.

No obstante, desde el temporal de enero de 2017 prácticamente toda la costa exterior del Delta ha sufrido un retroceso importante, de entre 20 y 60 m aproximadamente, consecuencia de la sucesión de temporales, si bien la mayor parte del retroceso acumulado se debe al temporal Gloria.

Por el contrario, las costas que no están sometidas directamente a la acción del oleaje exterior apenas han sufrido modificaciones desde 2017 (costa sur de la bahía del Fangar y costa norte de la bahía de los Alfaques, sin incluir el lado interior de la barra del Trabucador).

Conclusiones

Como principales conclusiones cabe destacar que se ha seguido una metodología sistematizada de evaluación de daños en diversos elementos del Dominio Público Marítimo-Terrestre: playas, dunas, paseos marítimos, obras de protección y defensa costera y accesos basada en el empleo de Sistemas de Información Geográfica y mediciones sistemáticas en numerosos puntos del litoral. Esta metodología podría ser empleada en el futuro como parte de un Observatorio de Cambio Climático en la Costa Española, que contribuya con una recopilación de lecciones aprendidas, así como buenas prácticas de protección de la costa y de gestión de riesgos de eventos extremos.

Referencias Bibliográficas

- CEDEX (2020).** *Análisis de los efectos provocados por la borrasca "Gloria" en el litoral mediterráneo español.* Informe Técnico 22-417-5001 para la Dirección General de la Costa y el Mar.
- CEDEX (2021).** *Nota técnica sobre el efecto de la borrasca Filomena en el borde costero del delta del Ebro (Tarragona).* Nota Técnica 22-417-5001 para la Dirección General de la Costa y el Mar.