

MINISTERIO DE
INFRAESTRUCTURA Y
SERVICIOS PÚBLICOS



GOBIERNO DE LA
PROVINCIA DE
**BUENOS
AIRES**



Estudios hidráulicos para el prediseño de una obra de protección costera en la localidad de Las Toninas

Informe final



Programa de Hidráulica Computacional - Programa de Hidráulica Marítima
Subgerencia Laboratorio de Hidráulica - Instituto Nacional del Agua

Proyecto INA 403
Informe SLH 02-403-22
Ezeiza, abril de 2022

AUTORIDADES DEL INA

PRESIDENTE

Dr. Ing. Juan Carlos BERTONI

GERENTE DE PROGRAMAS Y PROYECTOS

Lic. Máximo LANZETTA

DIRECTOR DE LA SUBGERENCIA LABORATORIO DE HIDRÁULICA

Ing. Pablo D. SPALLETTI

Equipo de trabajo (por orden alfabético)

Programa de Hidráulica Computacional – Subgerencia Laboratorio de Hidráulica – Instituto Nacional del Agua

Ing. Lucas Bindelli | Dr. Ing. Pablo E. García | Msc. Ing. Mariano Re

Programa de Hidráulica Marítima – Subgerencia Laboratorio de Hidráulica – Instituto Nacional del Agua

Lic. Carlos Haspert | Lic. Federico Haspert | Arq. Sebastián Peralta | Ing. Mag. Nicolás J. Tomazin

Informe realizado por:

Mariano Re

Nicolás J. Tomazin

Lucas Bindelli

Federico Haspert

Estudios hidráulicos para el prediseño de una obra de protección costera en la localidad de Las Toninas

Informe final

RESUMEN

La necesidad de proteger un tramo costero de la localidad de Las Toninas, tanto por su situación crítica respecto de la erosión como por la presencia de cables submarinos de relevancia, implica un estudio detallado de la posibilidad de implementación de una obra de infraestructura. Se seleccionó la mejor alternativa de implantación de un sistema de rompeolas desvinculados mediante la aplicación de diferentes modelos numéricos. Utilizando los sistemas de modelación XBEACH y LITPACK, respectivamente, se analizaron los comportamientos de las diferentes alternativas en el corto y en el largo plazo. Esta estrategia de análisis permitió verificar la mejor opción. Además, se realizaron ejercicios para evaluar el impacto hidráulico y las tendencias morfológicas de la alternativa seleccionada. Luego se analizó la capacidad del sistema seleccionado para atenuar la energía del oleaje incidente. Finalmente, se realizó el cálculo estructural de la obra definiendo su sección transversal y el material para construirla.

Descriptorios temáticos: erosión costera; infraestructura; diques exentos.

Descriptorios geográficos: Las Toninas; Partido de la Costa; Costa Bonaerense; Provincia de Buenos Aires.

Índice

1	Introducción.....	5
1.1	Erosión costera en Las Toninas.....	5
1.2	Infraestructura de defensa	5
1.3	Informe final	9
2	Evolución de la línea de costa	10
2.1	Esquema de análisis.....	10
2.2	Software LITPACK	10
2.3	Línea inicial de costa.....	11
2.4	Implementación del modelo de largo plazo	13
2.5	Línea de costa a largo plazo.....	21
3	Performance de la obra durante temporales.....	30
3.1	Modelo XBeach de Las Toninas	30
3.2	Resultados	34
4	Impacto hidráulico y tendencia morfológica.....	49
4.1	Estrategia de análisis	49
4.2	Modelación hidrosedimentológica	50
4.3	Impacto hidráulico.....	54
4.4	Tendencias morfológicas	57
5	Parámetros geométricos de la sección	59
5.1	Metodología de análisis.....	59
5.2	Transmisividad del oleaje	59
5.3	Resultados	64
5.4	Parámetros geométricos de la sección.....	67
6	Calculo estructural.....	68
6.1	Prediseño de la estructura.....	68
6.2	Análisis de valores extremos de alturas de ola y niveles de marea	68
6.3	Metodología para el cálculo del enrocado	71
6.4	Resultados para rompeolas de Las Toninas.....	76
	Conclusiones.....	82
	Referencias	86
	Anexo I.....	88

1 Introducción

1.1 Erosión costera en Las Toninas

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, prácticamente presenta la totalidad de su frente costero con infraestructura urbana, además de un sostenido crecimiento de la población estable durante los últimos años. Junto con la situación crítica del sector norte de la localidad, tanto en la situación presente como en lo contemplado por las proyecciones futuras en el marco del cambio climático (Tomazin et al., 2020), se destaca que esta zona costera recibe los cables de fibra óptica que sostienen el sistema de telecomunicaciones del país.

Durante los últimos 30 años, distintas medidas de manejo costero se implementaron en Las Toninas con el objetivo de la reconstrucción de la playa y la duna costera (Marcomini y Lopez, 2010). En general, salvo en algunos casos particulares, estas medidas resultaron ser poco eficientes. En 1994 se realizó una defensa con cilindros de geotextil rellenos de arena, entre 1997 y 2003 se ejecutó un plan de restauración de la duna costera utilizando enquinchados, en 1998 y 2007 se realizaron obras de relleno de arena para recarga en playas, y durante los últimos cinco años se avanzó con obras de defensa utilizando gaviones.

1.2 Infraestructura de defensa

La magnitud del impacto de la sudestada de marzo de 2021 ha promovido el contacto entre las autoridades del Ministerio de Infraestructura y Servicios Públicos de la Provincia de Buenos Aires, específicamente de la Dirección Provincial de Hidráulica (DPH), y el Instituto Nacional del Agua (INA), a los efectos de brindar el asesoramiento técnico destinado a 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).

Desde la Subgerencia Laboratorio de Hidráulica se estudió mediante modelación numérica la performance de seis alternativas de obra cuyo objetivo es el de proteger el frente costero de Las Toninas desde calle 6 hasta calle 24. La protección total, de similares características en toda la longitud, contempla los tramos que van de calle 6 a 16, donde no existe desarrollo de duna y son recurrentes los procesos erosivos, y de calle 16 a calle 24, donde ingresan los cables submarinos de fibra óptica.

En la Figura 1.1 se presenta la implantación propuesta para cada una de estas alternativas de obra que detalladamente se analizaron en el Informe de Avance de este estudio (Re et al., 2021).



a) Alternativa 1

b) Alternativa 2



c) Alternativa 3

d) Alternativa 4



e) Alternativa 5

f) Alternativa 6

Figura 1.1. Alternativas a evaluar mediante modelación numérica.

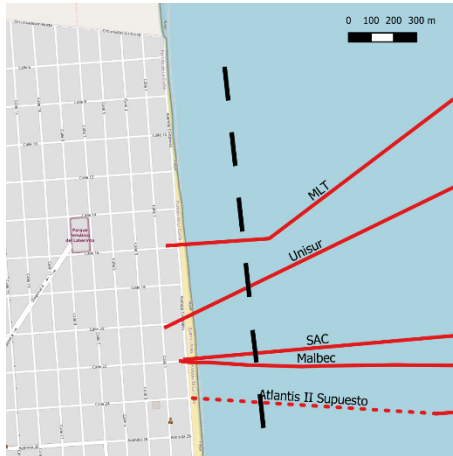
El detalle de cada alternativa a evaluar se presenta en la Tabla 1.1, indicando para cada una de ellas la longitud de los diques exentos (L_B), la isobata de emplazamiento, la distancia a la costa original (X_B), el espaciamiento entre diques (G_B), la cantidad de diques (N) y el frente costero protegido por la obra (FCP).

Tabla1.1. Alternativas a evaluar.

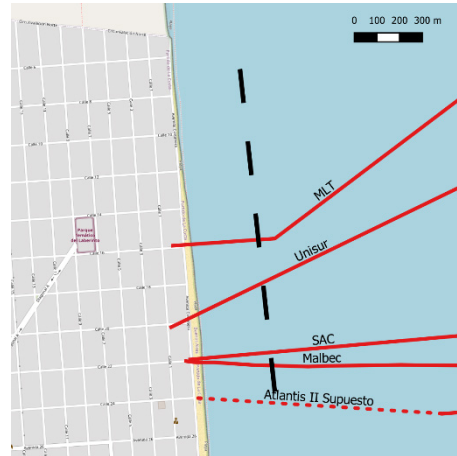
<i>Alternativas</i>	L_B [m]	<i>Isobata</i>	X_B [m]	G_B [m]	N	FCP [m]
Alternativa 1	130	-2.5	222	160	6	1740
Alternativa 2	130	-3	266	190	5	1600
Alternativa 3	110	-2.5	222	160	6	1620
Alternativa 4	110	-3	266	160	6	1620
Alternativa 5	90	-2	126	90	9	1620
Alternativa 6	90	-2.5	222	160	7	1750

La localización de cada una de las seis alternativas fue planteada de acuerdo al criterio de mejor distribución dentro del frente costero a proteger en Las Toninas. La ubicación de los rompeolas fue analizada independientemente de la posición de los cables de fibra óptica, dado que el alcance de este trabajo es el de determinar la opción de mejor comportamiento general de la obra de defensa.

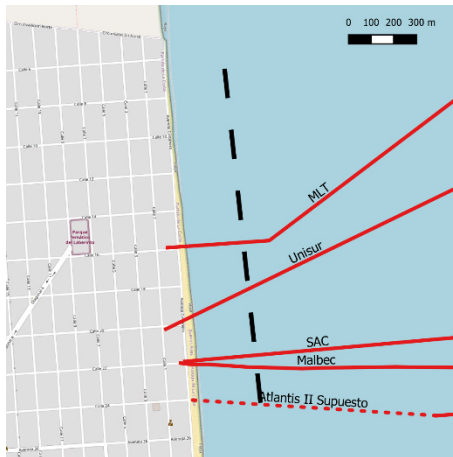
Son cinco los cables que ingresan por la playa del frente costero a defender en el sector norte de Las Toninas. De cuatro de ellos (MLT, Unisur, SAC y Malbec) se conoce la ubicación precisa de acceso a la playa, que fue verificada durante el relevamiento topobatimétrico de Cura & Jordan (2021). Del cable restante, Atlantis II, se conoce su ubicación hasta unos 500 m previos al ingreso a la zona de implantación de la obra, por lo tanto, se estimó la línea de acercamiento a la playa. En la Figura 1.2 se presenta la ubicación de las seis alternativas junto con la localización de los cables.



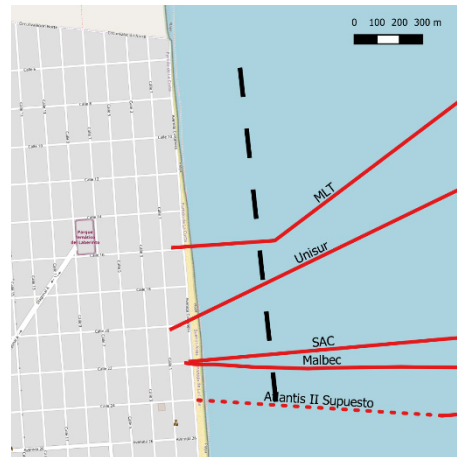
a) Alternativa 1



b) Alternativa 2



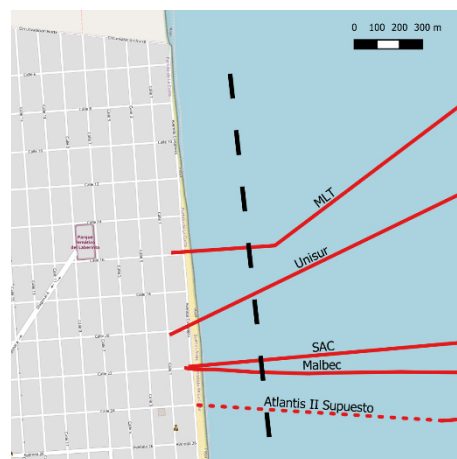
c) Alternativa 3



d) Alternativa 4



e) Alternativa 5



f) Alternativa 6

Figura 1.2. Alternativas a evaluar y localización de los cables de fibra óptica.

En el caso de requerirse privilegiar opciones sin interferencias, las Alternativas 3 y 4 cumplirían con esa premisa. Mientras que las otras alternativas, para no interferir con los cables, deberían modificar la localización de algunos de los rompeolas con movimientos mayores (del orden de los 50-60 m) como las Alternativas 1, 5 y 6, o movimientos menores (del orden de los 20-30 m) como la Alternativa 2.

1.3 Informe final

En este informe final se presentan los principales resultados de este estudio. En el Capítulo 2 se muestra la evaluación de la performance de las alternativas en escenarios de largo plazo. Luego en el Capítulo 3 se presenta el mismo tipo de análisis para el desempeño de las obras ante la ocurrencia de un temporal. En el Capítulo 4 se verifican las condiciones hidráulicas y de sedimentación que imponen las obras. En el Capítulo 5 se analiza la capacidad de atenuación de la energía del oleaje que genera la obra, evaluando particularmente la cota de coronamiento de los rompeolas. Finalmente, en el Capítulo 6 se desarrolla el estudio de las características del material que compondría la obra completando la información necesaria para materializar la obra.

2 Evolución de la línea de costa

2.1 Esquema de análisis

Para evaluar la evolución de la línea de costa según las distintas configuraciones de obra, se analizarán los cambios morfológicos de mediano (1 año) y largo plazo (10 años) sobre el frente costero a proteger en la localidad de Las Toninas. Para implementar este análisis se desarrolló un modelo basado en la aplicación del software LITPACK (DHI, *Danish Hydraulics Institute*, Dinamarca) con el objetivo de realizar un detallado estudio del transporte litoral de la zona y el impacto de las obras.

2.2 Software LITPACK

El sistema de modelación LITPACK se encuentra diseñado para abordar la problemática vinculada al análisis de los cambios morfológicos de largo plazo sobre una línea de costa, lo cual requiere una comprensión del transporte litoral en la región de estudio.

La deriva litoral es el transporte de arena que se produce cuando las olas se aproximan a la costa oblicuamente y se someten a una serie de procesos tales como refracción, asomeramiento y difracción, aumentando su pendiente y altura, hasta que finalmente rompen. Durante estos procesos, gran parte del sedimento se pone en suspensión y luego es arrastrado por acción de las corrientes litorales (transporte en suspensión). Por otra parte, las partículas de sedimento más grandes permanecen en el fondo del mar rodando y moviéndose (transporte de fondo). La magnitud de la deriva litoral depende principalmente de las siguientes variables: *i)* altura de las olas, *ii)* niveles de marea, *iii)* geometría del perfil de playa, *iv)* granulometría del sedimento, y *v)* presencia de fuentes o sumideros de sedimentos.

En este caso, LITPACK se utilizó para caracterizar la deriva litoral asociada al tramo de Las Toninas y predecir la evolución de la línea de costa a partir de la intervención con la obra de defensa con diques exentos. Los dos módulos de LITPACK que representan los procesos físicos principales de la dinámica de interés son LITDRIFT y LITLINE.

LITDRIFT es un módulo que permite simular las corrientes a lo largo de la costa, la deriva litoral y las variaciones morfológicas. LITDRIFT combina un sub-modelo hidrodinámico para cálculo de olas y corrientes a lo largo del perfil de playa con el sub-modelo STP (*Sediment Transport Program*) para simular los procesos de transporte de sedimentos, calculando el transporte neto y bruto bajo la acción combinada de olas y corrientes. El mismo simula la distribución transversal de la altura de ola, el *setup* y la corriente longitudinal para un perfil costero

arbitrario. Además, proporciona una detallada descripción de la distribución transversal del transporte sólido longitudinal para una batimetría arbitraria. LITDRIFT establece las bases para el cálculo de la evolución de la línea de costa con el módulo LITLINE.

LITLINE es un módulo que calcula la posición de la línea de costa a partir del clima de olas representado como series de tiempo. Este módulo se basa en el concepto de modelos *one-line*, en el que se supone que los límites del perfil de la playa se mantienen constantes durante la erosión/acreción, por lo tanto, su morfología está directamente relacionada con el cambio de la línea de costa. LITLINE permite introducir cuatro tipos diferentes de estructuras: muelles, espigones, escolleras y revestimientos. Los espigones, en particular, son representados a partir de las distancias de sus extremos respecto a una línea de base previamente definida. Se asume que estas estructuras perforan la superficie del mar y se ubican casi paralelas a la línea de base. Además, son impermeables y no reflectivas.

2.3 Línea inicial de costa

Uno de los requisitos para poder operar con LITLINE es contar con datos históricos de la evolución de la línea de costa. En este sentido, las imágenes satelitales resultan de gran utilidad, ya que mediante su procesamiento se puede obtener la posición de la línea de costa a lo largo del tiempo. En el caso particular de Las Toninas, se utilizaron imágenes LANDSAT 8 para calcular las líneas de costa de 2015, 2020 y 2021. Para ello, de todas las imágenes disponibles de estos años se extrajeron las líneas de costa según la metodología detallada en el Informe de Avance de este estudio (Re et al., 2021). En total, se generaron 23 líneas de costa para el año 2015, 24 para el año 2020 y 25 para el año 2021. En la Figura 2.1, a modo ilustrativo, se presentan las líneas de costa procesadas para el año 2020.

A partir de la construcción de una línea de base que sigue la orientación general de la línea de costa de Las Toninas, se generaron transectas perpendiculares con una separación de 10 m entre sí. Luego, sobre cada transecta, se calculó la posición de cada una de las líneas de costa. De esta manera, conociendo la posición sobre cada transecta de todas las líneas para un año en particular, se pudo estimar la posición media de la línea de costa (Figura 2.2). El supuesto básico detrás de esta metodología es que, por regla general, las variaciones intra-anales de la posición de la línea de costa oscilan en torno a una posición media que sería la posición más significativa a la hora de intentar marcar tendencias (Sánchez-García et al., 2015).



Figura 2.1. Líneas de costa extraídas de imágenes satelitales LANDSAT 8 para el año 2020.

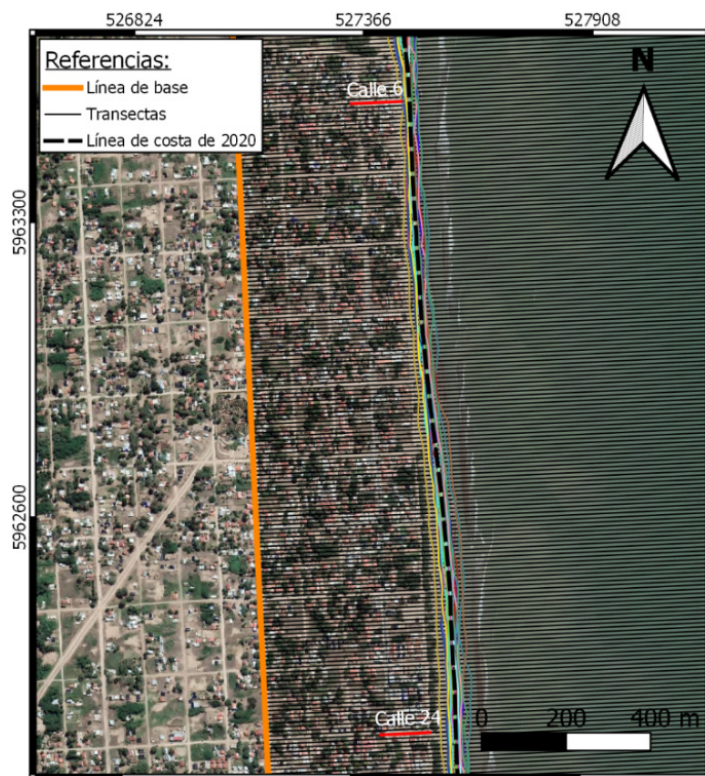


Figura 2.2. Línea de base, transectas y posición media de la línea de costa para el año 2020.

En el periodo 2015-2020, la línea de costa de Las Toninas retrocedió. El retroceso calculado resulta mayor entre las calles 6 y 16, donde la costa perdió en promedio unos 12.3 m. Mientras que a partir de la calle 16 y hasta la 24, el retroceso promedio fue de 2.5 m. Si tomamos el año 2021 como referencia, la tendencia es similar, con retrocesos promedio de 11.6 m y 6.4 m, respectivamente. En la Figura 2.3 se presentan las posiciones medias de la línea de costa de los tres años de referencia: 2015, 2020 y 2021.

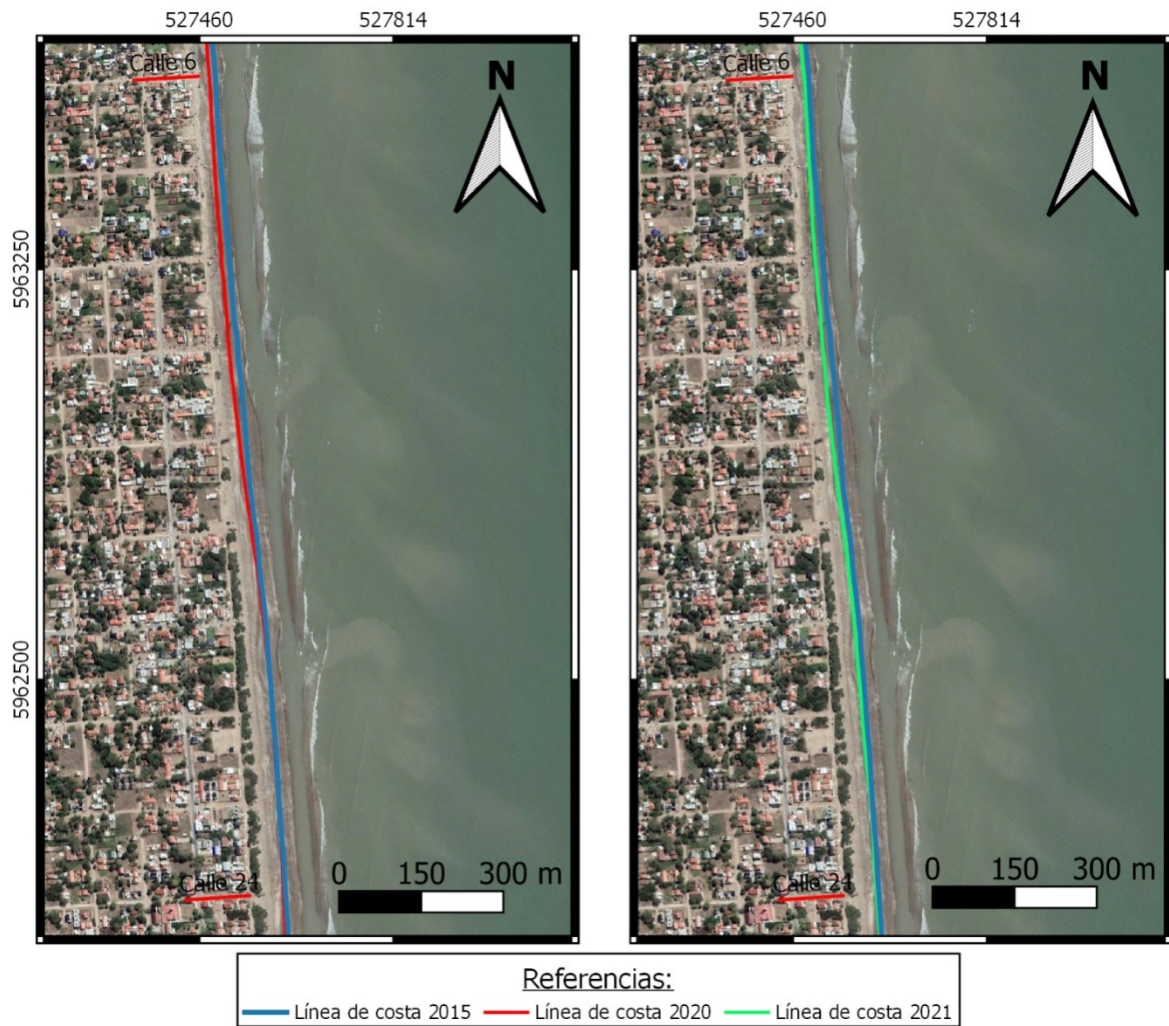


Figura 2.3. Posición media de la línea de costa para los años 2015, 2020 y 2021.

2.4 Implementación del modelo de largo plazo

La información necesaria para simular la evolución de la línea de costa con el software LITPACK incluye cuatro componentes principales: *i)* datos históricos sobre la posición de la línea de costa, *ii)* geometría de uno o más perfiles de playa, *iii)* características granulométricas del sedimento, y *iv)* condiciones del oleaje y niveles de agua.

2.4.1 Posición de la línea de costa

En LITPACK, la posición de la línea de costa, así como la de sus atributos (dunas y *contorno off-shore*) o cualquiera de las estructuras admitidas, se determina a partir de la distancia en relación a la línea de base (Figura 2.4). Para representar las líneas de costa de 2015, 2020 y 2021 se definió una línea de base de 3.6 km discretizada a partir de puntos con una separación de 10 m entre sí (Figura 2.2). La orientación de la línea de base, que debe ser definida por el ángulo que forma su perpendicular respecto del norte, resultó ser de 86.1° .

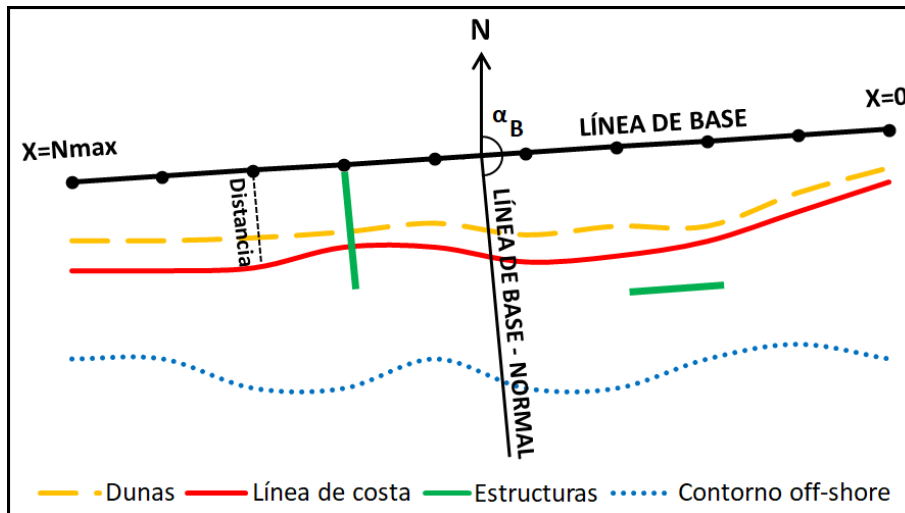


Figura 2.4. Posición de las dunas, la línea de costa, el contorno *off-shore* y las estructuras en relación a la línea de base.

2.4.2 Perfiles de playa

A partir del relevamiento topobatimétrico realizado en la zona de interés (Cura & Jordan, 2021), se obtuvieron un total de seis perfiles de playa (calles 6 a 24). Estos perfiles se denominan LT1 a LT6 y se muestran en la Figura 2.5.

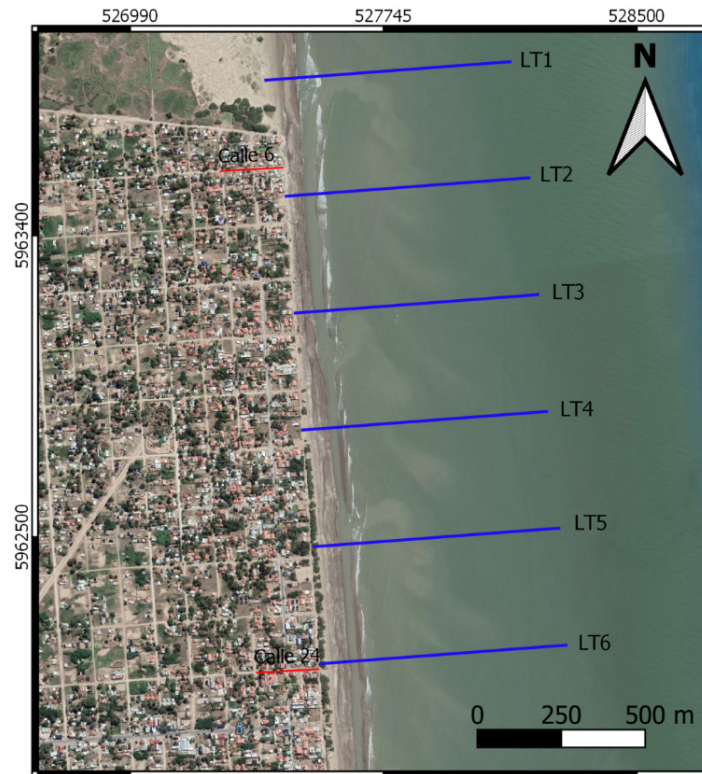


Figura 2.5. Ubicación de los perfiles de playa de referencia para las simulaciones.

En el sistema LITPACK, los perfiles de playa deben ser discretizados y tener la misma longitud. De esta manera, todos los perfiles fueron representados mediante nodos equidistantes (separación de 5 m) hasta llegar a una longitud final de 730 m (Figura 2.6). La orientación que se les asignó fue de 86.1° respecto al norte.

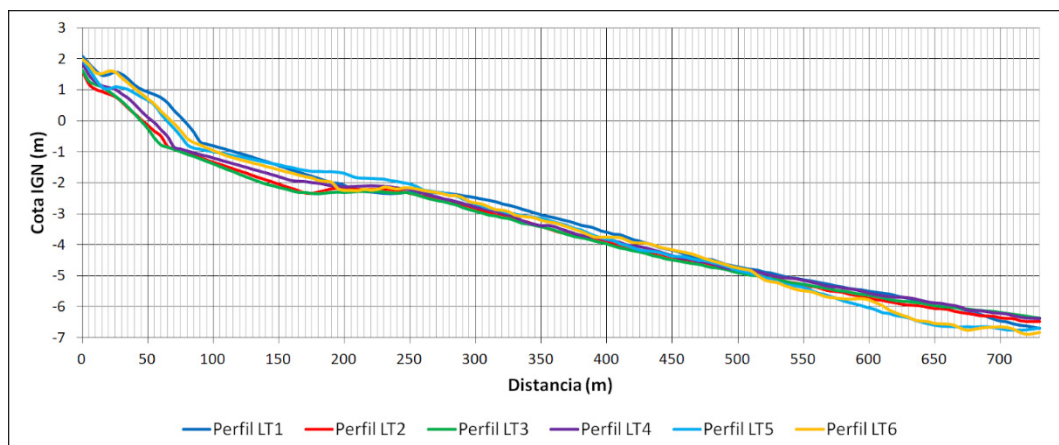


Figura 2.6. Geometría de los perfiles de playa utilizados. Para facilitar la observación, los nodos de los perfiles discretizados para las simulaciones se unieron con líneas.

2.4.3 Características del sedimento

Para caracterizar el sedimento de los perfiles de playa, se utilizó el relevamiento granulométrico realizado en el año 2021 por el Departamento Costa Marítima (Dirección Provincial de Hidráulica, Provincia de Buenos Aires) sobre los sectores de playa ubicados a la altura de las calles 10 y 20 de Las Toninas (Anexo 1). Los valores de tamaño medio del sedimento D_{50} calculados en ambos perfiles fueron promediados, respetándose la zonificación de cada uno de ellos (Tabla 2.1). Además, se calcularon las velocidades de sedimentación asociadas a los valores de D_{50} según Zanke (1977). Se adoptó un valor de 0.002 m para la rugosidad de los perfiles y un valor de 1.5 para la dispersión geométrica.

Tabla 2.1. Tamaño medio del sedimento y velocidad de sedimentación para distintas zonas del perfil de playa. Análisis realizado por el Departamento Costa Marítima (DPH, Provincia de Buenos Aires).

Zona	Distal	Frontal	Lavado
D_{50} [mm]	0.232	0.284	0.218
Velocidad de sedimentación [m/s]	0.029	0.039	0.027

2.4.4 Niveles de agua y oleaje

Para el cálculo de la deriva litoral 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*, TU Delft, Países Bajos; un modelo de propagación de oleaje espectral desde el océano hacia zonas costeras).

A continuación, se presenta un análisis descriptivo de la serie de datos de olas y niveles correspondiente a 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.

La Figura 2.7 muestra 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%).

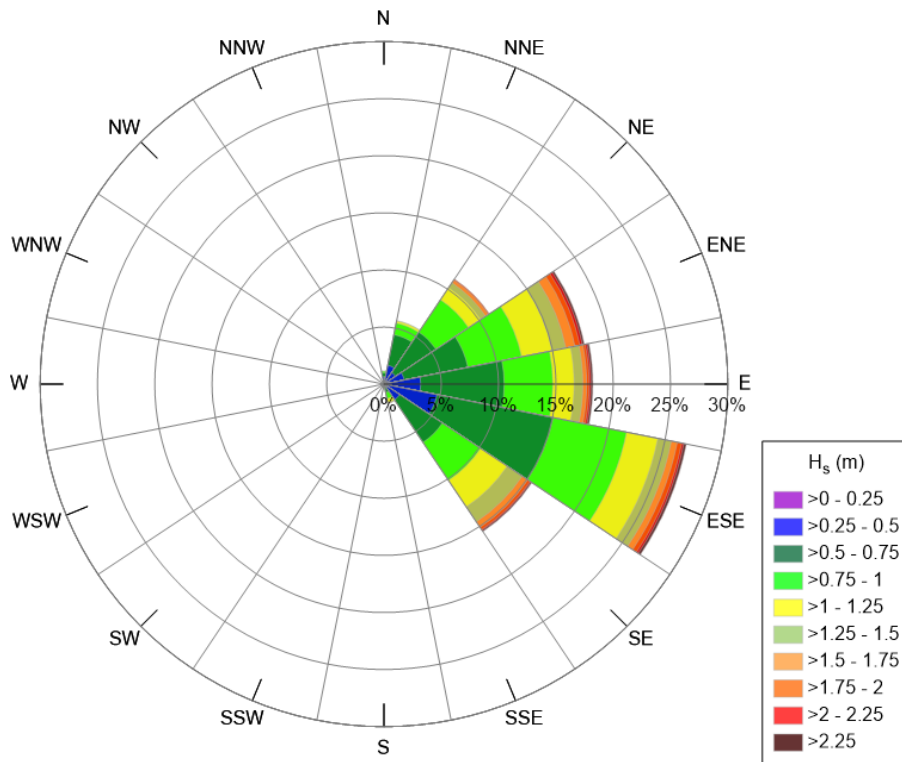


Figura 2.7. Rosa de olas para la serie 2007-2016.

Casi el 90% de las olas tienen alturas significativas entre 0.25 y 1.25 m (Figura 2.8); las mayores frecuencias pertenecen a los intervalos 0.50-0.75 m (36.4%) y 0.75-1.00 m (24.8%). Sólo el 1.3% de las olas superan los 2 m de altura.

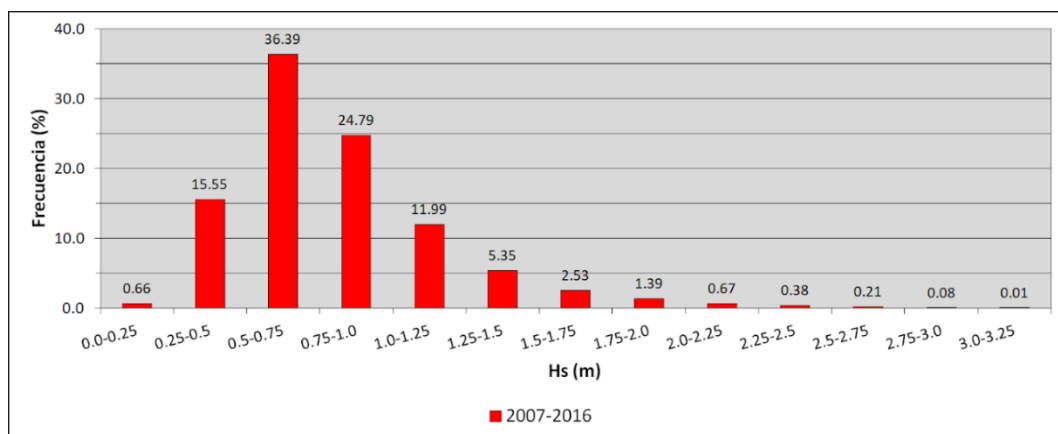


Figura 2.8. Frecuencias de alturas significativas de olas para la serie 2007-2016.

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%; Figura 2.9). Se muestra también un 6.6% de datos entre 8 y 10 s, y un 18.5% comprendido en el intervalo 10-12 s.

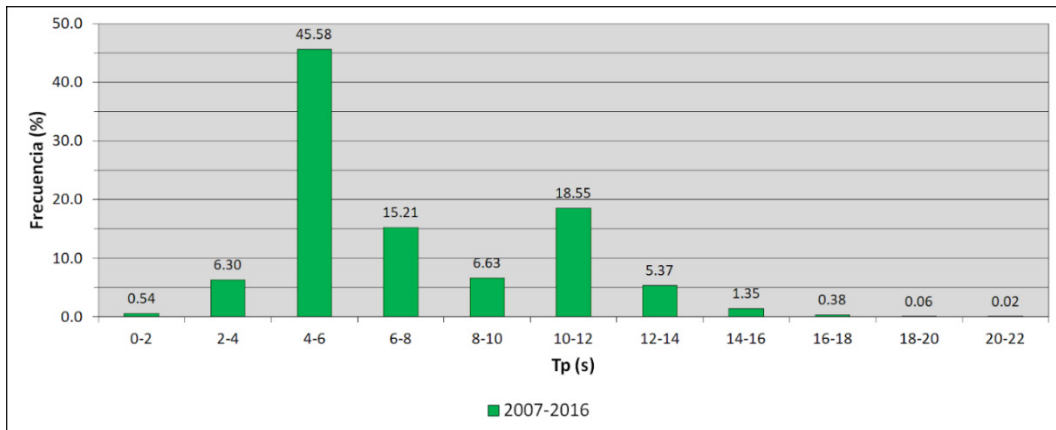


Figura 2.9. Frecuencias de períodos de pico para la serie 2007-2016.

Como se puede observar en la Figura 2.10, 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.

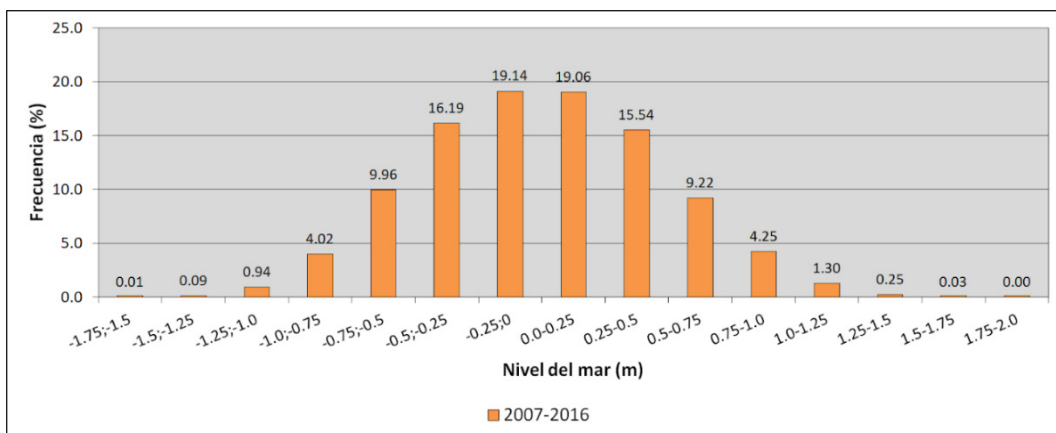


Figura 2.10. Frecuencias deniveles para la serie 2007-2016.

2.4.5 Cálculo de la deriva litoral

La implementación del módulo LITDRIFT demandó además la definición de un conjunto de parámetros necesarios para la modelación del transporte de sedimentos. En la Tabla 2.2 se detallan los valores adoptados para esta aplicación, los cuales corresponden a recomendaciones presentadas en la bibliografía de referencia de LITPACK.

Tabla 2.2. Definición de parámetros para la aplicación del software LITPACK.

Opciones de cálculo	Valores adoptados
<i>Sedimentdescription</i>	Single. Implica que el cálculo de la deriva litoral se basa en el tamaño medio del grano D_{50} y en la velocidad media de asentamiento que se especificaron para los perfiles.
<i>Ripples</i>	Included. Se incluye el efecto de los ripples sobre la tensión de corte en el fondo. Los ripples se describen mediante cuatro parámetros con los siguientes valores: $C_1=0.1$, $C_2=2$, $C_3=16$, $C_4=3$.
<i>Sedimenttransportparameters</i>	Densidad relativa del sedimento: 2.65 Parámetro crítico de Shields: 0.045 Porosidad del sedimento: 0.4
<i>Sedimentcalculationparameters</i>	Teoría de olas: Stokes (1er. orden) Términos convectivos: Incluidos Descripción de la concentración de fondo: Determinístico

Los resultados de la aplicación de LITDRIFT en Las Toninas permitieron obtener 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 2.11 muestra valores medios anuales de transporte de sedimentos para el perfil LT1 (ubicado unos 150 m al norte de la calle Circunvalación Norte), graficando la variación de estos en función de la distancia a la costa.

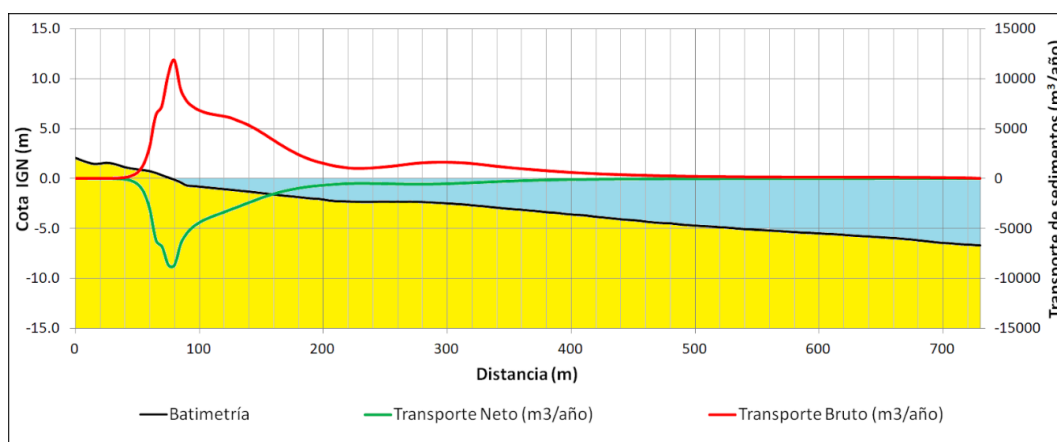


Figura 2.11. Volúmenes medios anuales de transporte. Resultado del cálculo sobre el perfil LT1 (Las Toninas).

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 2.3 se presentan los resultados para cada uno de los seis perfiles analizados.

Tabla 2.3. Volumen medio anual.

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.

Debe destacarse que estos valores de tasas de transporte presentan la misma tendencia que las estimaciones realizadas en estudios previos, aunque la comparación de valores muestra algunas diferencias puntuales. En particular, en el estudio realizado a escala regional por Tomazin et al. (2020) se obtuvieron tasas netas de transporte de sedimentos del orden 300.000 m³/año en Punta Rasa y alrededor de 400.000 m³/año para Santa Teresita y Mar del Tuyú, superando los 700.000 m³/año a partir de San Bernardo y hasta Punta Médanos. Las razones que explican estas diferencias se detallan a continuación:

- En el análisis regional se utilizaron los datos de olas de las boyas virtuales para calcular la deriva litoral, las cuales están ubicadas a varios kilómetros de la costa (unos 12 a 13 km para las boyas de la Celda de Transporte 1, sub-unidad fisiográfica Punta Rasa - Punta Médanos; Tomazin et al., 2020). En este trabajo, las olas representadas en una de esas boyas fueron propagadas hacia la costa mediante modelación numérica. Los datos de salida de esta modelación se referencian sobre los puntos que marcan el comienzo de los perfiles seleccionados (ubicados a unos 700 m de la costa), y luego se emplearon para forzar el módulo LITDRIFT.
- Los valores de D₅₀ utilizados en el análisis regional fueron obtenidos de diversas fuentes bibliográficas, algunas con varios años de antigüedad, mientras que los datos de este informe corresponden a un detallado análisis granulométrico realizado en el año 2021 en la zona en cuestión por el Departamento Costa Marítima (DPH).
- Los perfiles utilizados en el análisis regional fueron construidos a partir de relevamientos históricos realizados sobre las playas de la costa bonaerense, y completados en gran medida con información proveniente de cartas náuticas. La geometría de los perfiles utilizados en este informe, en cambio, proviene íntegramente de una topobatimetría de detalle realizada en el marco de este proyecto (Cura & Jordan, 2021).

Estas cuestiones permiten inferir que los valores presentados en la Tabla 2.3 constituyen el resultado de un cálculo obtenido sobre la base de información más precisa, implementada para un análisis con mayor nivel de detalle.

2.5 Línea de costa a 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 previamente estimados para las tasas de transporte de sedimentos, como así también la información batimétrica y los datos de olas y niveles ya señalados.

2.5.1 Calibración/validación del modelo Las Toninas

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 *off-shore* dentro del área de modelación, lo cual actúa modificando la refracción de las olas (Figura 2.4).

Los resultados de este proceso indican que entre las calles 6 y 24 la diferencia promedio entre la línea de costa de 2020 y la línea de costa simulada fue de 6.7 m (Figura 2.12). Este resultado obedece a que este tramo de la costa se aleja de lo que es una línea recta, que es la situación ideal para modelar, y a que en los modelos 1D la forma de la costa tiende a evolucionar hacia una línea recta durante la simulación (Thomas y Frey, 2013).

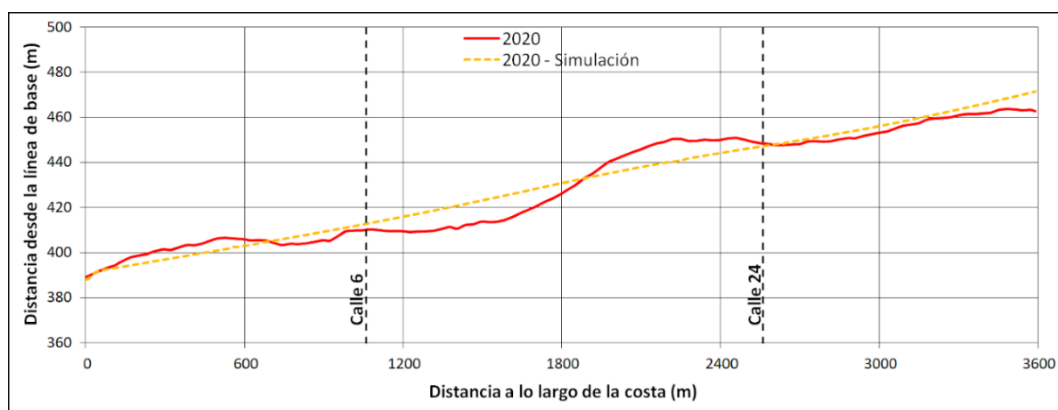


Figura 2.12. Calibración. Comparación entre la línea de costa de 2020 y la línea de costa simulada por LITLINE para ese mismo año.

Para validar el modelo se comparó la línea de costa de 2021 con la simulada para ese año. Entre las calles 6 y 24, la diferencia promedio entre ambas fue de 4.4 m (Figura 2.13). El resultado obtenido es mejor que para el año 2020, básicamente porque la línea de costa de 2021 es más rectilínea.

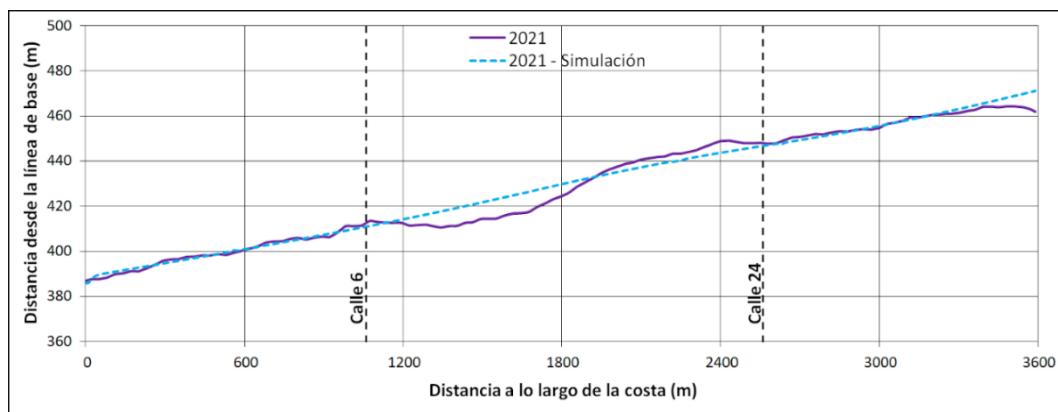


Figura 2.13. Validación. Comparación entre la línea de costa de 2021 y la línea de costa simulada por LITLINE para ese mismo año.

Considerando que las diferencias medias entre las líneas de costa observadas y simuladas, tanto para la calibración como para la validación, se corresponden con valores aceptables, se cuenta con un modelo de evolución de largo plazo de la costa de Las Toninas confiable.

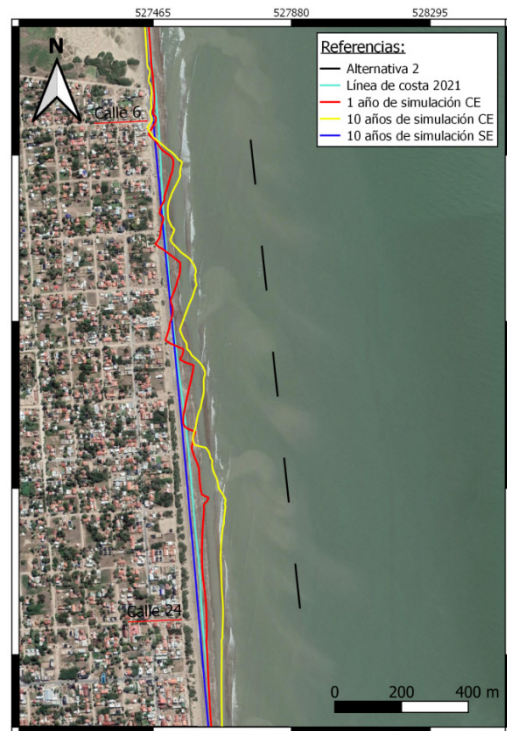
2.5.2 Impacto de las obras a mediano y largo plazo

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.

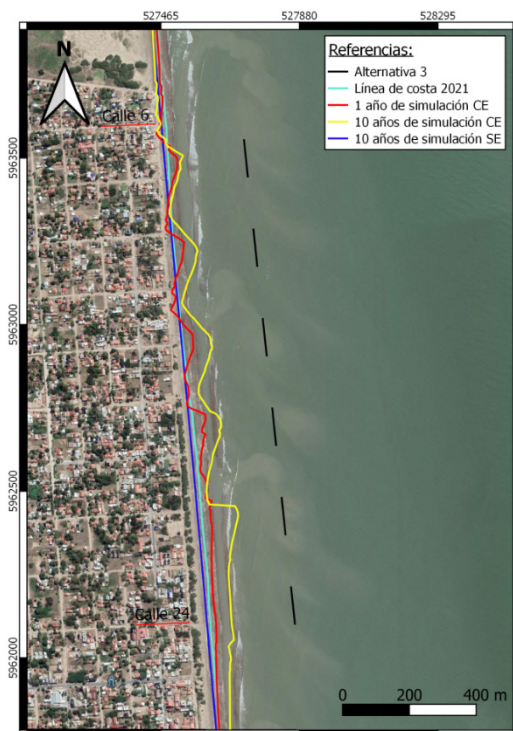
En la Figura 2.14 se presentan los resultados de las simulaciones realizadas. Para el caso de la evolución de largo plazo, se incluye la situación CE (con estructuras: diques exentos) y SE (sin estructuras). La segunda opción (SE) plantea la situación de no intervención con el objetivo de facilitar la comparación de la performance de cada una de las alternativas de obra.



a) Alternativa 1



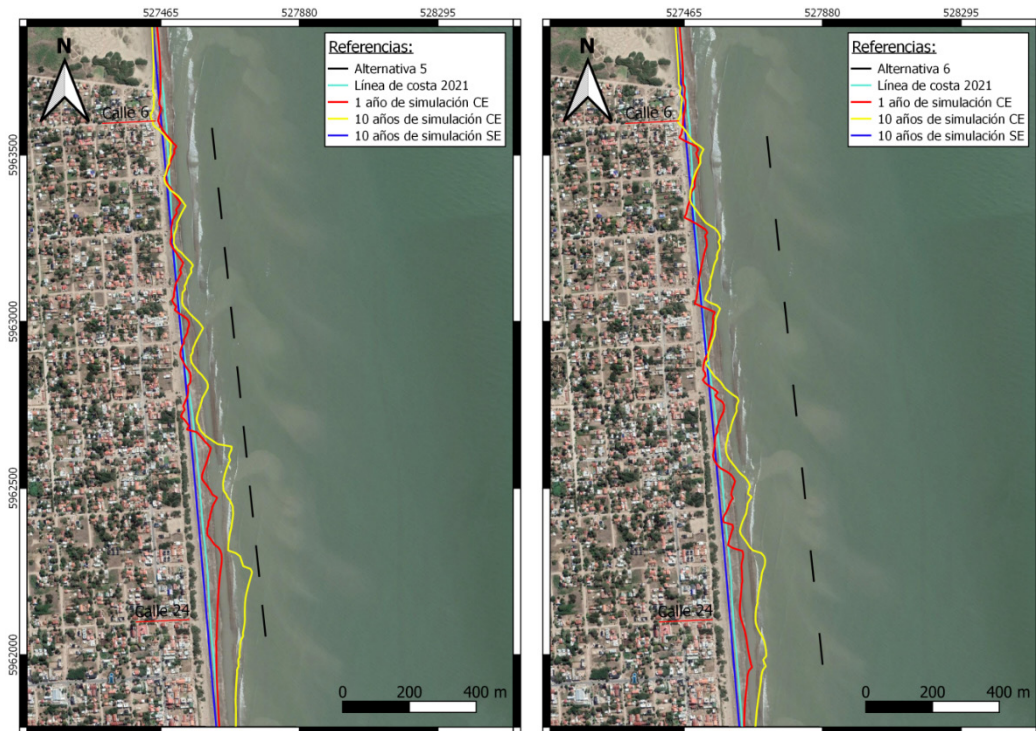
b) Alternativa 2



c) Alternativa 3



d) Alternativa 4



e) Alternativa 5

f) Alternativa 6

Figura 2.14. Resultados de la simulación con LITLINE de la evolución de la línea de costa a mediano plazo (1 año) y largo plazo (10 años).

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 2.4 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 del transporte bruto para la situación actual (Tabla 2.3). 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 2.4. 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 2.4, 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 100 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).

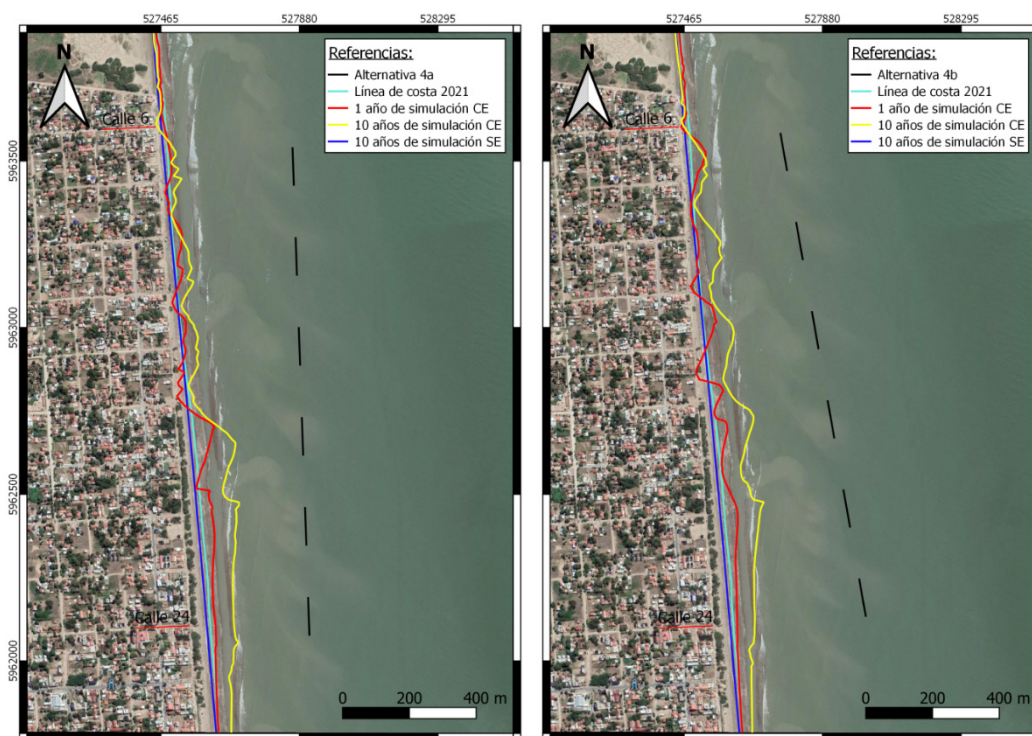
2.5.3 Análisis de sensibilidad sobre la Alternativa 4

Sobre la base de la Alternativa 4, la de mejor desempeño de las propuestas, se evaluaron cuatro modificaciones puntuales en la configuración de la obra con el propósito de optimizar su funcionamiento buscando reducir los máximos retrocesos de la línea de costa observados, fundamentalmente, en el sector norte del tramo a defender, en cercanías de la calle 6.

Dichas modificaciones consistieron en:

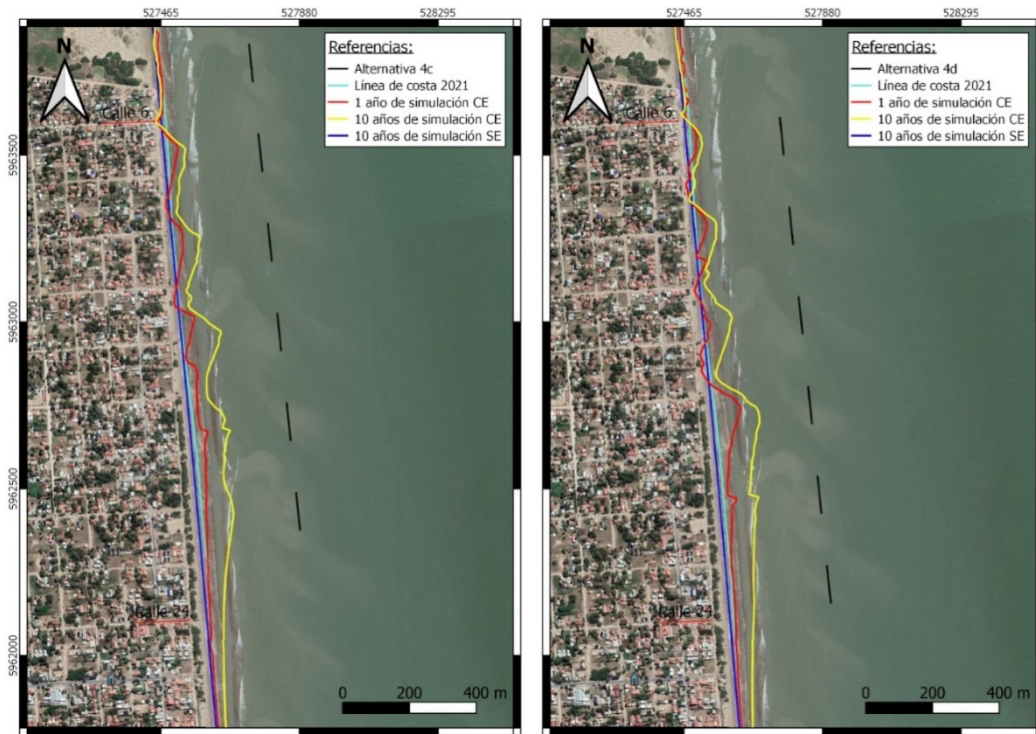
- *Alternativa 4a*: rotación en sentido horario de 4°, con centro de rotación en el extremo sur del conjunto de espigones.
- *Alternativa 4b*: rotación en sentido antihorario de 4°, con centro de rotación en el extremo norte del conjunto de espigones.
- *Alternativa 4c*: reubicación de los diques trasladando el posicionado originalmente sobre el extremo sur del esquema de obra hacia el extremo norte, manteniendo la separación entre los mismos.
- *Alternativa 4d*: reubicación de los diques trasladando todo el conjunto una distancia de 50 m hacia el norte, sin otra modificación del esquema de obra.

La Figura 2.15 muestra los resultados obtenidos para esta evaluación, donde se utilizaron las mismas condiciones de análisis mencionadas anteriormente. En esta figura se esquematizan las respuestas a mediano y largo plazo para la línea de costa en el área de estudio debido a la presencia de las cuatro modificaciones realizadas a la Alternativa 4.



a) Alternativa 4a

b) Alternativa 4b



c) Alternativa 4c

d) Alternativa 4d

Figura 2.15. Resultados de la simulación con LITLINE a 1 y 10 años. Variantes de la Alternativa 4.

Completando el análisis comparativo, la Figura 2.16 muestra la superposición de las líneas de costa esperables para las distintas configuraciones consideradas para la Alternativa 4 a mediano y largo plazo, respectivamente.

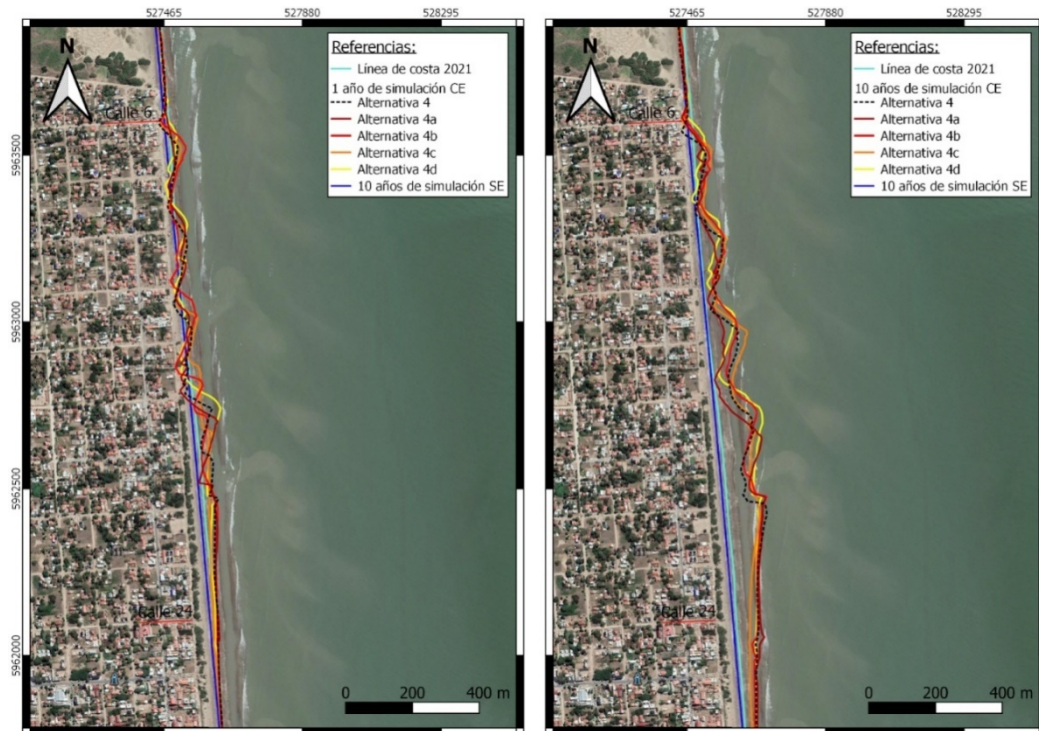


Figura 2.16. Comparación de resultados para las variantes de Alternativa 4: mediano plazo (izq) y largo plazo (der).

En los resultados presentados en la Figura 2.16 se observa que en términos generales todas las variantes reducen a corto plazo el nivel de retroceso máximo en el sector de la calle 6 pero, al mismo tiempo, se observan incrementos de ese retroceso en la zona central del tramo a defender. El menor impacto en este caso se da para las Alternativas 4c y 4d.

A largo plazo, los retrocesos máximos vuelven darse en el sector de la calle 6, donde las Alternativas 4a y 4b muestran valores similares a la configuración original.

La síntesis de estos resultados se presenta en la Tabla 2.5. En base a los parámetros allí indicados puede inferirse que la Alternativa 4d presenta ventajas sobre el resto, ya que para ésta se obtendrían los menores valores de retroceso de línea de costa, tanto a mediano como a largo plazo.

Tabla 2.5. Comparación de resultados para las variantes de la Alternativa 4.

	Máx. retroceso (m)	Máx. avance (m)	Cambio promedio (m)	Vol. Ganado (m ³)	
Alt 4	-30	53	9	136092	1 año
Alt 4a	-36	63	10	145190	
Alt 4b	-39	44	10	145942	
Alt 4c	-24	43	9	141170	
Alt 4d	-24	78	10	146835	
Alt 4	-34	116	47	719649	10 años
Alt 4a	-29	121	45	682693	
Alt 4b	-20	120	52	795846	
Alt 4c	-31	116	50	763947	
Alt 4d	-19	130	51	774025	

3 Performance de la obra durante temporales

Debido a que la ocurrencia de una onda de tormenta o temporal resulta la situación de mayor movilización de arena en el sector de playa estudiado, en este capítulo se analiza la performance de la situación con obra (en sus distintas alternativas) y sin obra durante ese tipo de evento en Las Toninas. Para esto se implementó una modelación basada en XBeach (Roelvink et al., 2009, 2018), que consiste en un software específico para el análisis del impacto de temporales en la playa y es de libre disponibilidad.

3.1 Modelo XBeach de Las Toninas

3.1.1 Dominio

Con el objetivo de representar con buena precisión el sector del frente costero crítico de Las Toninas junto con la zona de implantación de la obra, el dominio de cálculo presenta una extensión de 2.1 km en sentido paralelo a la costa (con eje central en la Calle 16) y unos 0.8 km en sentido transversal partiendo desde la Calle 1 (Figura 3.1). En todo el dominio se adoptó una grilla regular de celdas cuadradas de 10 metros de lado. Se presentan tres bordes abiertos: uno paralelo a la costa (*off-shore*) y dos perpendiculares (laterales).

3.1.2 Topobatimetría

Para la representación topobatimétrica se utilizó como fuente principal de información el relevamiento realizado por Cura & Jordan (2021) debido a que abarca la totalidad del dominio seleccionado. El modelo digital resultante se presenta en la Figura 3.2.

La representación topográfica del sector de playa fue realizada en mayor medida con los datos proporcionados por el relevamiento de Cura & Jordan (2021) y complementada con los datos del MDE-Ar (IGN, Instituto Geográfico Nacional, 3757-10), que consiste en información en formato matricial con una resolución de 30x30 m y abarca la zona terrestre desde San Clemente del Tuyú hasta Costa Azul, desde la línea de costa hasta unos 28 km hacia el oeste.



Figura 3.1. Dominio de modelación y zona de implantación de la obra.

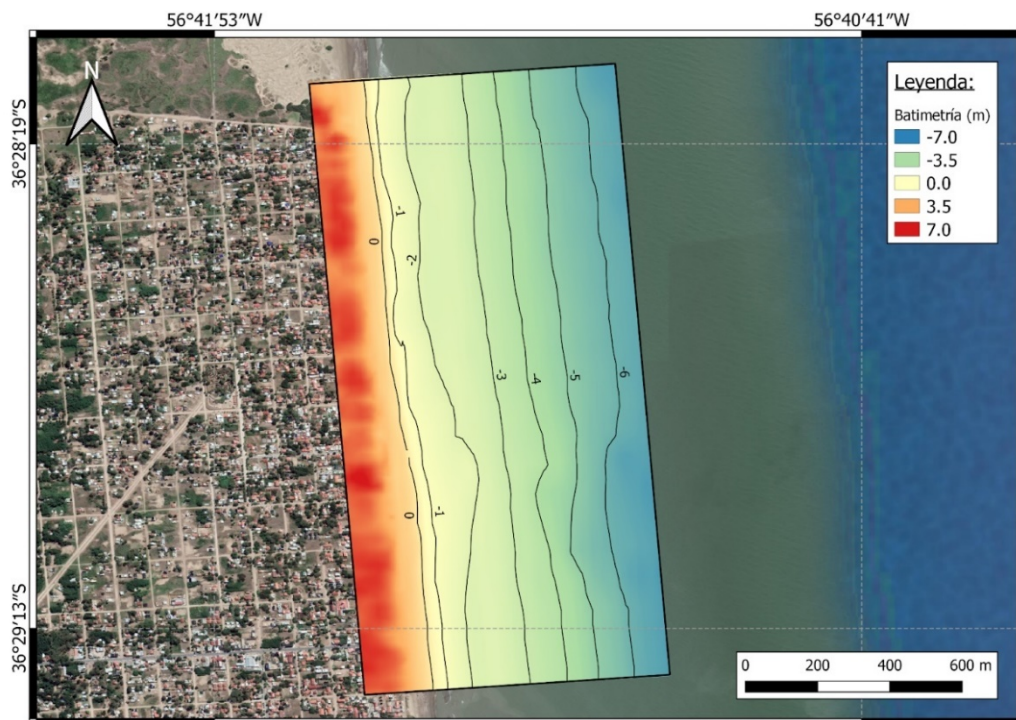


Figura 3.2. Topobatimetría del dominio de detalle.

3.1.3 Forzantes

En el borde *off-shore* (paralelo a la costa, borde Este) se imponen los forzantes del modelo. En este caso se determina la serie de niveles y condiciones de oleaje de acuerdo a la propagación de la información que se dispone en la Boya Virtual 54, tal como se realizó para la calibración del modelo (Re et al., 2021). En los bordes laterales (perpendiculares a la costa, bordes norte y sur), se impone la condición de *Neumann*, lo que implica que en las celdas que lo conforman los gradientes de niveles y velocidades son nulos.

En la Figura 3.3 se observan los niveles y la altura de ola en el borde Este del dominio para el período de simulación. Se destaca que dentro de este período se produjeron tres temporales donde la altura del oleaje se mantuvo de manera sostenida por encima del valor de $H_s=1.5$ m. El dominio temporal total de la simulación va desde el 14/10/2016 a las 11:00 horas hasta el 30/10/2016 a las 11:00 horas, incluyendo los tres temporales y cubriendo el mismo intervalo de tiempo que el utilizado para calibrar el modelo (Re et al., 2021).

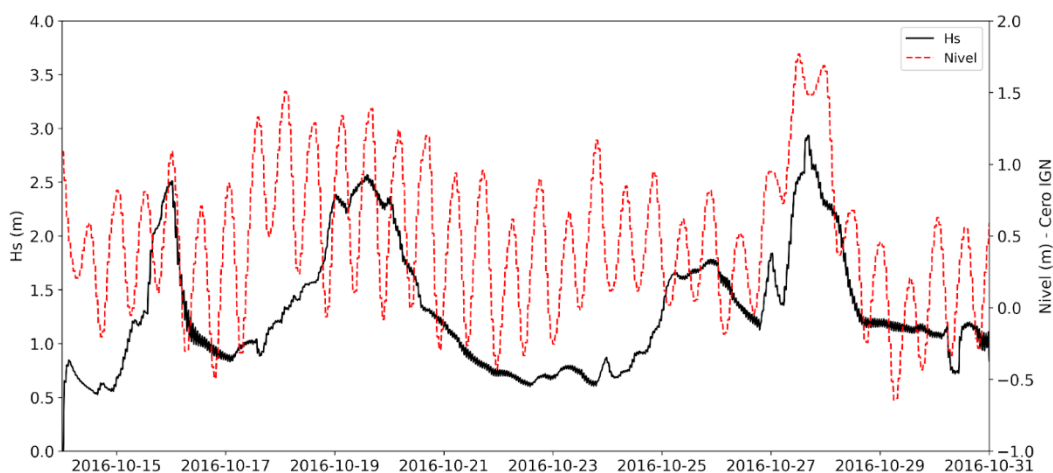


Figura 3.3. Forzantes en el borde Este del dominio.

3.1.4 Condicionantes

Para el análisis de las seis alternativas seleccionadas resulta necesario representar físicamente a los diques exentos que componen cada caso. Es por ello por lo 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 Servicio de Hidrografía Naval (carta H-114, SHN). Estos parámetros se ajustan según la estrategia de modelación a presentar en el siguiente capítulo.

Por otro lado, sobre la topografía costera existe un amplio sector cubierto por vegetación. Actualmente la duna se encuentra vegetada en gran medida con especies arbóreas, que cambian notoriamente su dinámica por interrumpir el intercambio natural de arena con la playa (Marcomini y López, 2010). Además, 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 ambas superficies como “zonas no erosionables” condicionando la dinámica de la playa. En la Figura 3.4 se presenta a modo ilustrativo un sector con duna vegetada en Las Toninas.

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

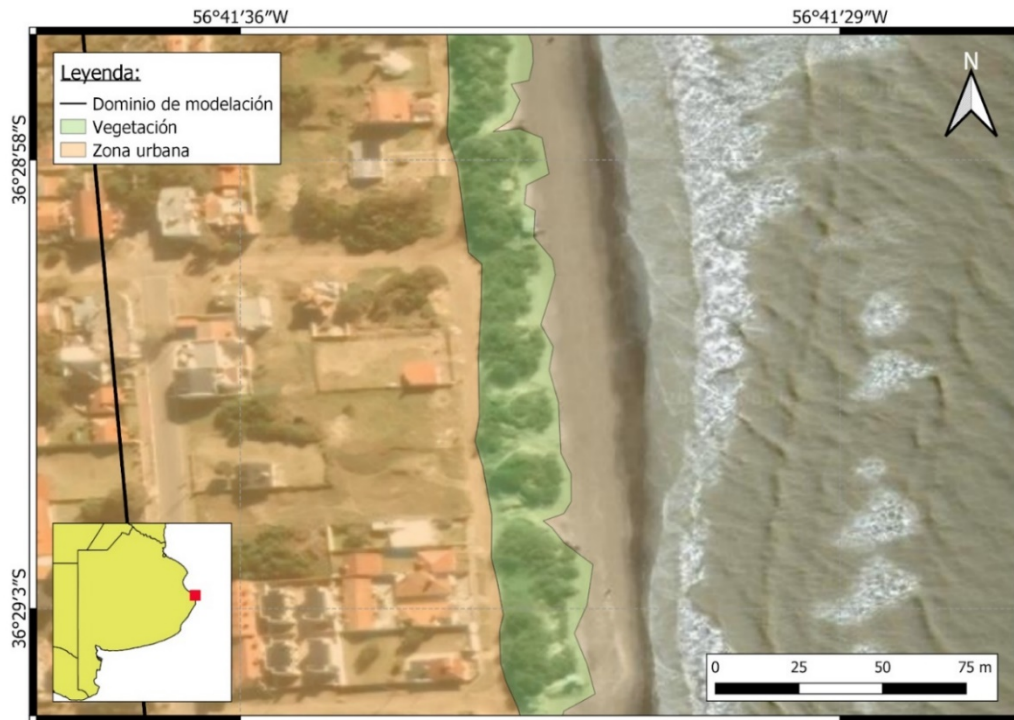


Figura 3.4. Zonas no erosionables: Protección de márgenes y vegetación.

3.1.5 Resumen

Las principales características del modelo para la simulación de temporales implementado con XBeach se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Parámetros de modelación.

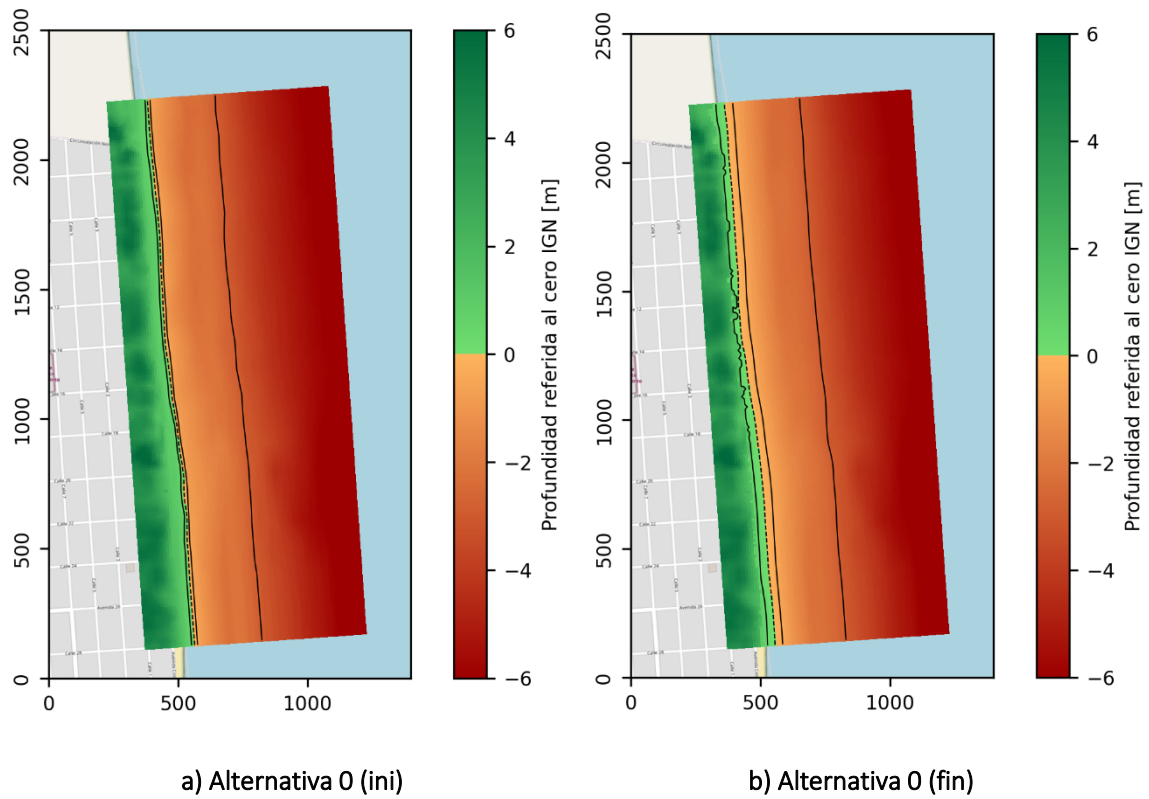
<i>Conjunto de datos</i>	<i>Variable</i>	<i>Valor</i>	<i>Unidad</i>
<i>Dominio y grilla</i>	Tamaño del dominio	2120 x 860	m
	Tamaño de celdas	10 x 10	m
	Cantidad de celdas en dirección x	86	-
	Cantidad de celdas en dirección y	212	-
<i>Características del sedimento</i>	Tamaño - D50	100	μm
	Tamaño - D90	200	μm
<i>Características de la simulación</i>	Inicio de la simulación	11:00 14/10/2016	-
	Fin de la simulación	11:00 30/10/2016	-
	Período simulado	16	días
	Paso temporal (medio)	0.4	seg
<i>Parámetros de la modelación numérica</i>	Coefficiente de rugosidad de Chezy - bedfriccoef	40	-
	Factor de oblicuidad y asimetría - facua	0.1	-
	Dispersión direccional del oleaje - dtheta	10	º
	Factor de aceleración morfológica - morfac	5	-

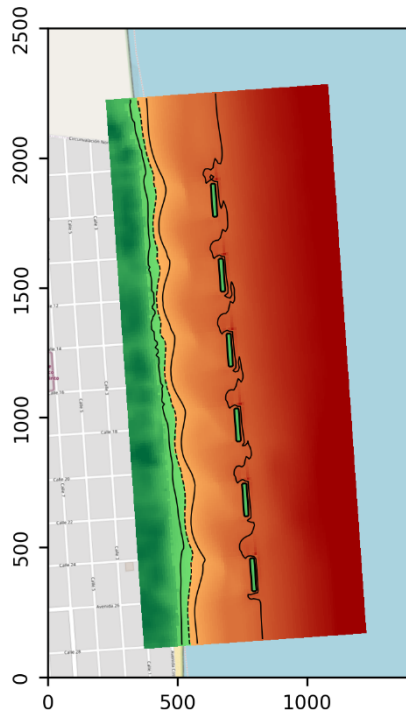
3.2 Resultados

3.2.1 Comportamiento general

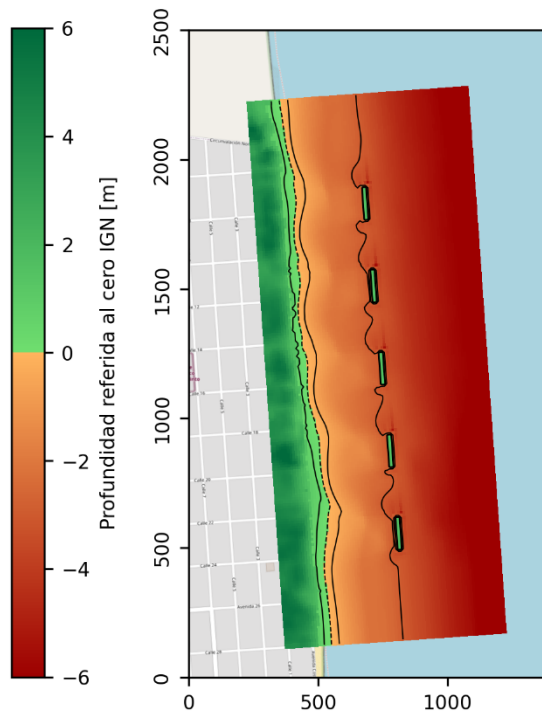
Se realizaron siete simulaciones del impacto del temporal de octubre de 2016 sobre las playas de Las Toninas: una representando una situación actual (sin obra) y las restantes considerando cada una de las seis alternativas (con obra). Los resultados se presentan en las Figuras 3.5, 3.6 y 3.7.

En general, en la Figura 3.5, se puede ver 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 (Figuras 3.5.c a 3.5.h).

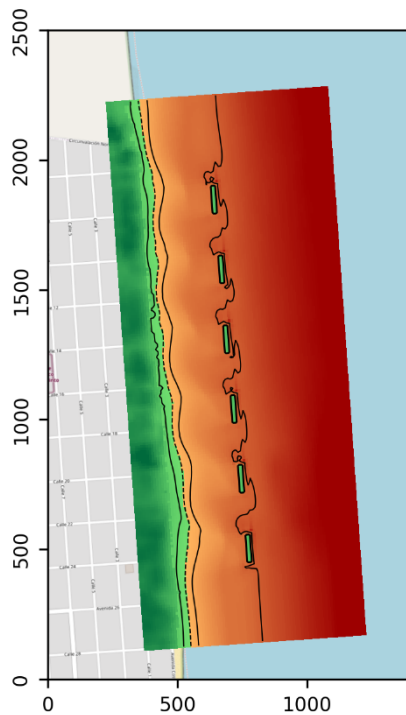




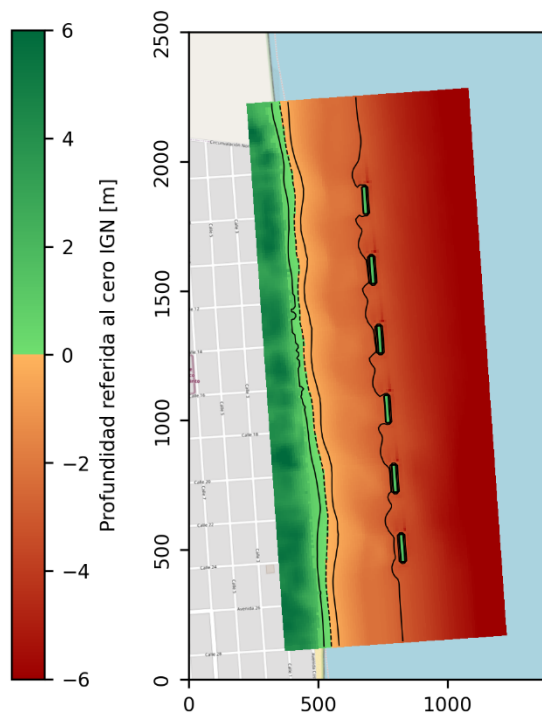
c) Alternativa 1 (fin)



d) Alternativa 2 (fin)



e) Alternativa 3 (fin)



f) Alternativa 4 (fin)

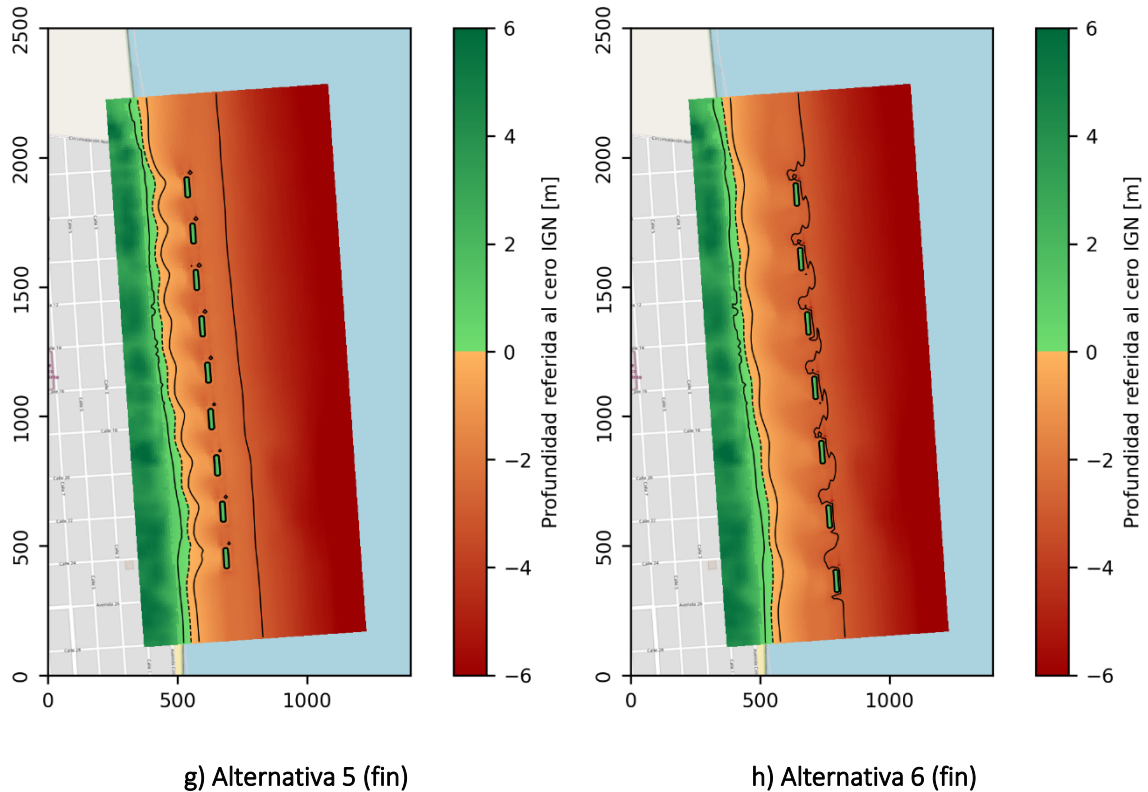
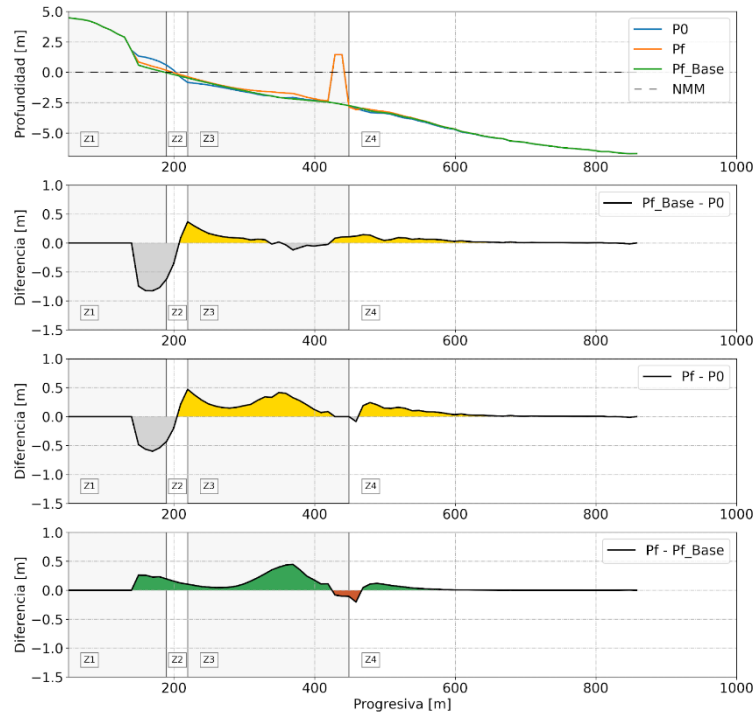
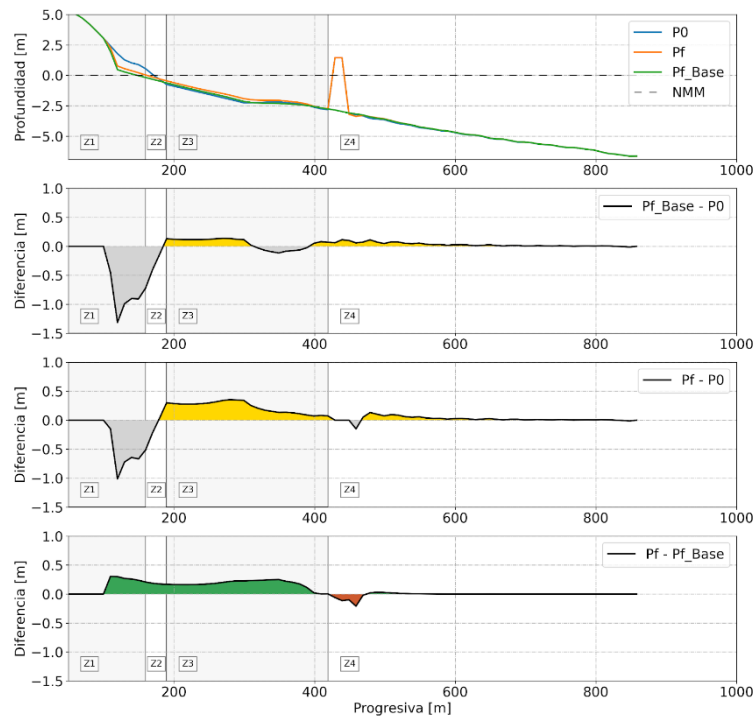


Figura 3.5. Resultados de simulaciones del temporal de octubre de 2016 con el software XBeach (ini: situación previa al temporal, y fin: situación posterior al temporal).

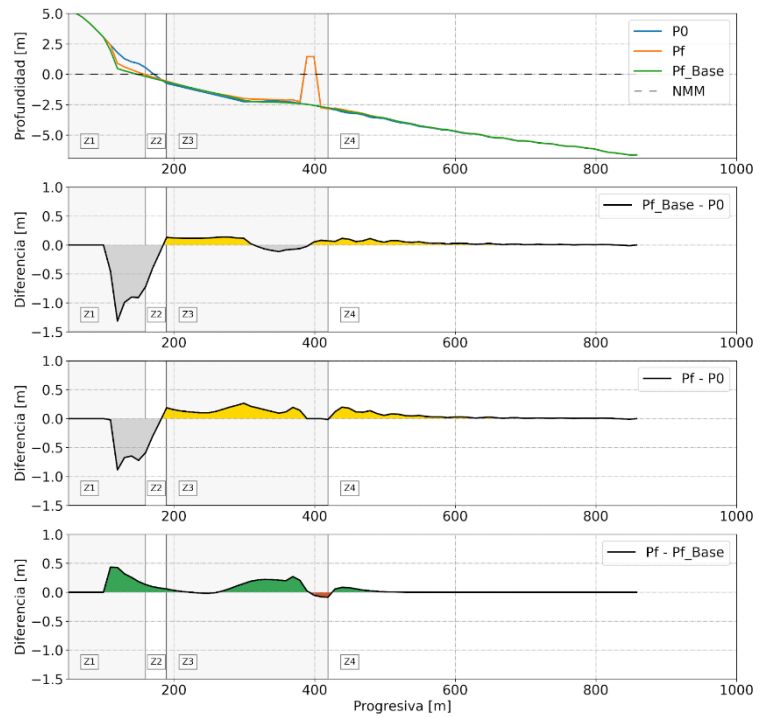
A modo de ejemplo, en la Figura 3.6 se presentan diferentes cortes transversales, representativos de cada situación con obras, en donde se grafican tres perfiles distintos: el perfil inicial, el perfil final sin obra y el perfil final con obra. Además, se muestran las variaciones batimétricas entre perfiles: 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 (este aspecto está fuera del alcance de este tipo de modelación).



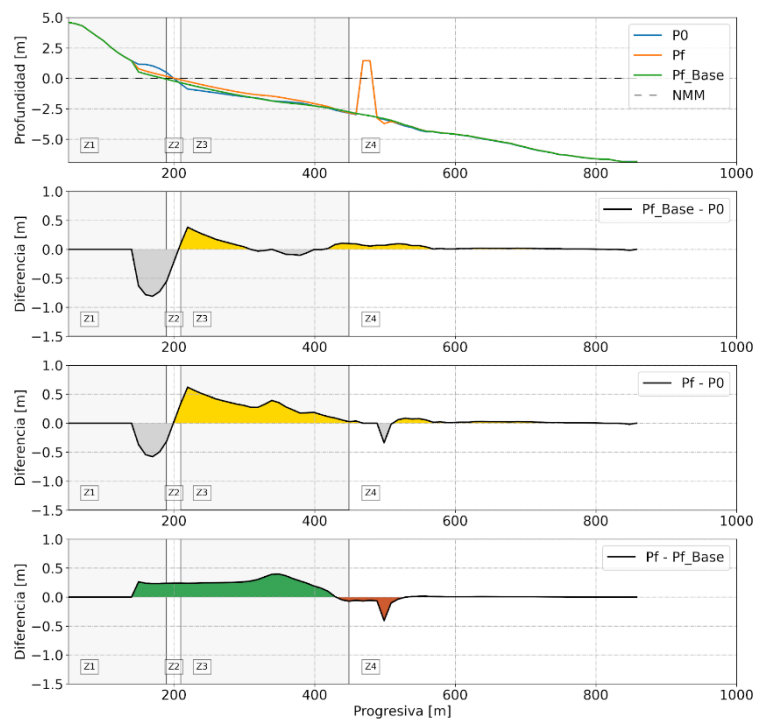
a) Alternativa 1



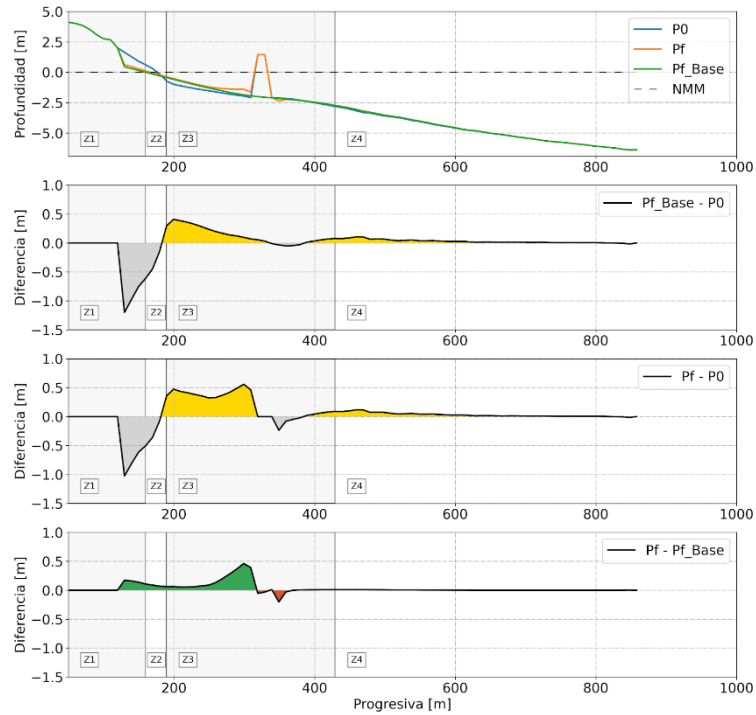
b) Alternativa 2



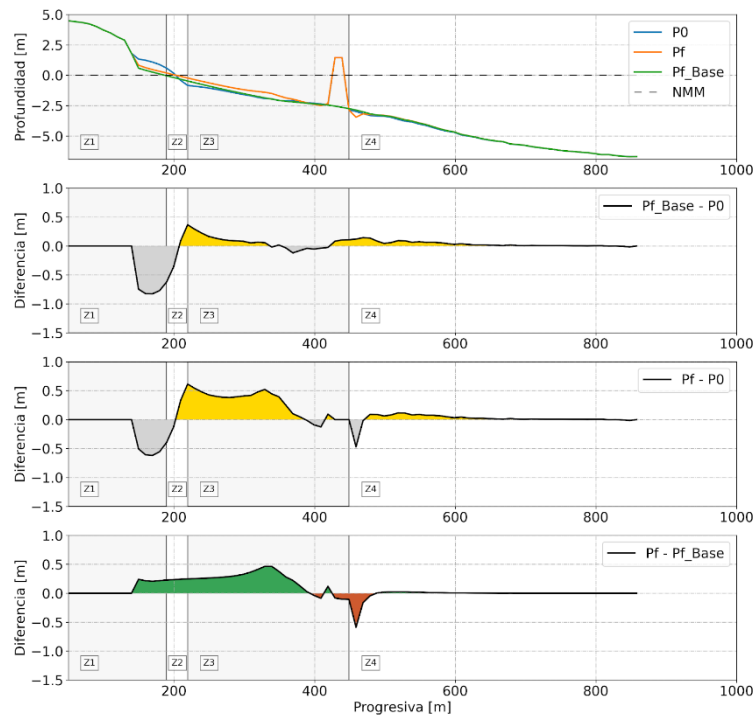
c) Alternativa 3



d) Alternativa 4



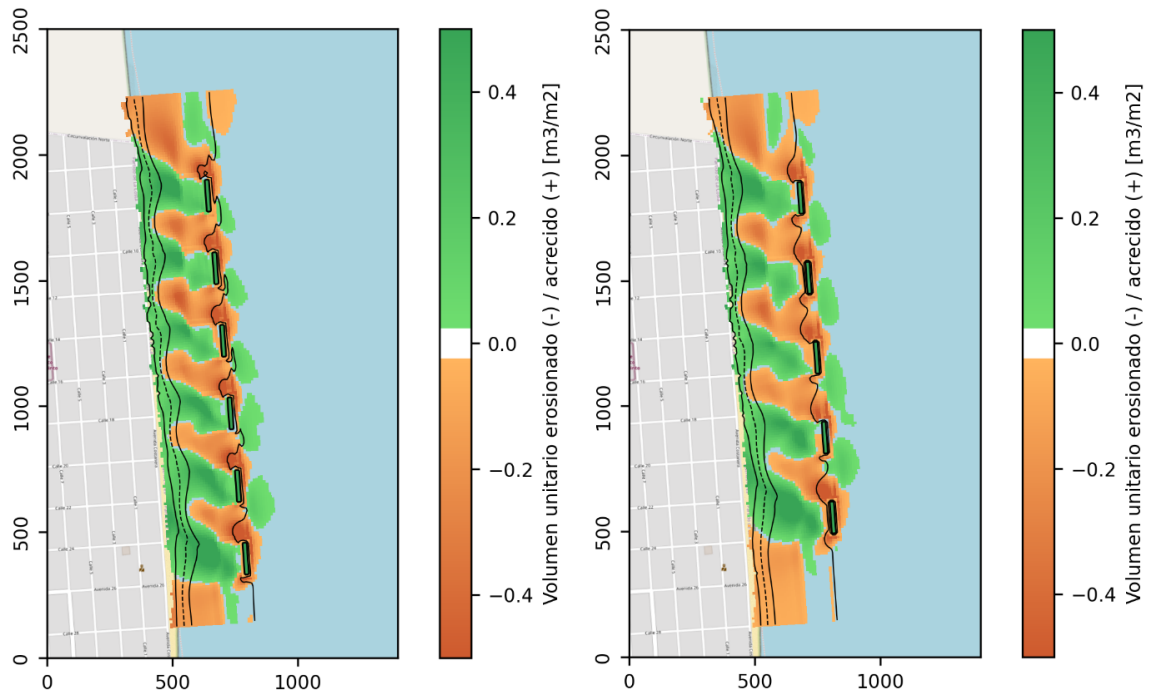
e) Alternativa 5



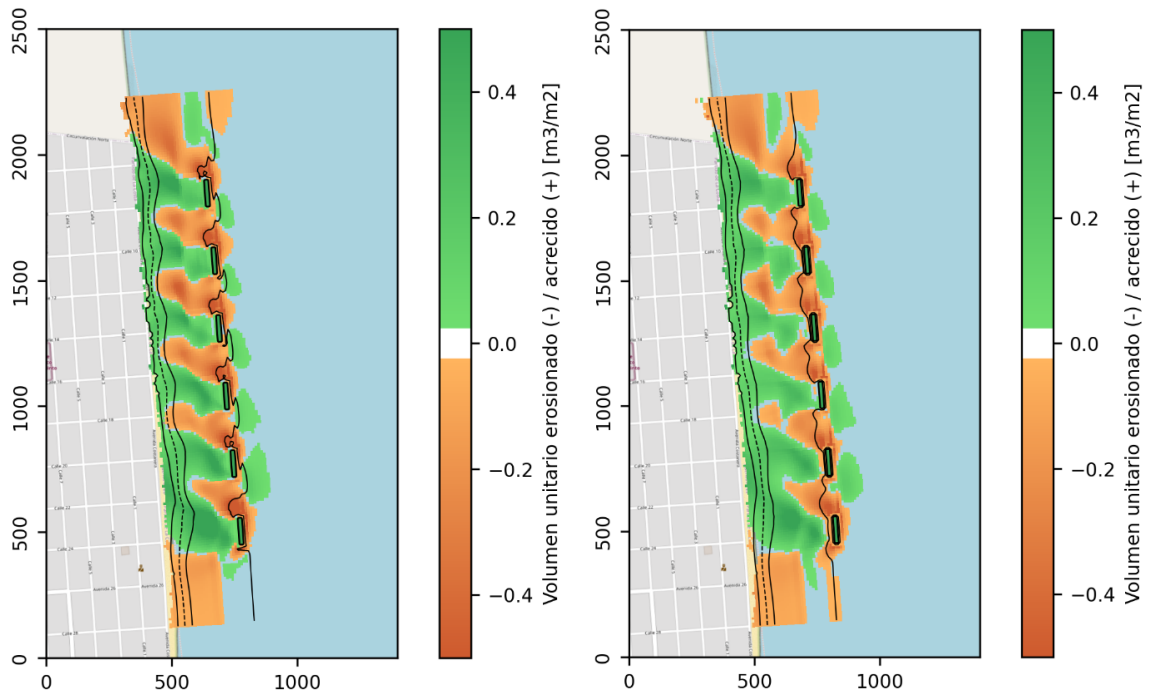
f) Alternativa 6

Figura 3.6. Variaciones relativas del perfil de playa respecto de la situación sin obra: i) perfil inicial, final sin obra y final con obra, ii) diferencias entre los perfiles inicial y final sin obra, iii) diferencias entre los perfiles inicial y final con obra, y iv) diferencias entre los perfiles final sin obra y final con obra.

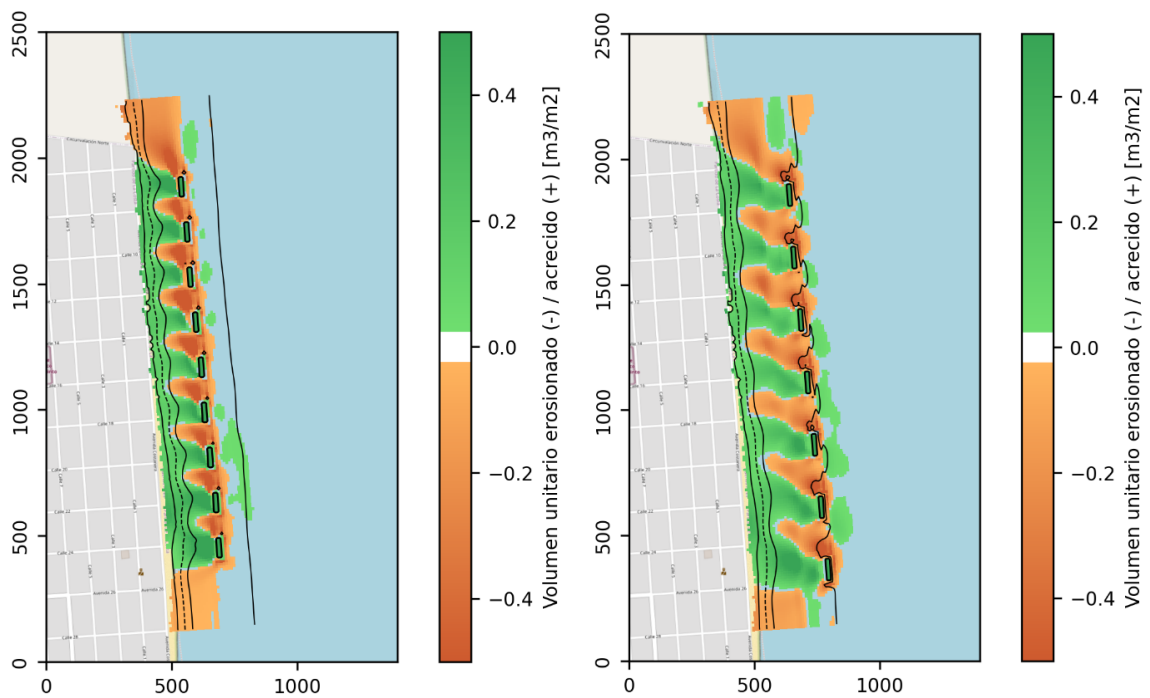
En la Figura 3.7 se presentan las zonas de erosión y acreción resultantes de la acción del temporal sobre el frente costero estudiado de Las Toninas según cada alternativa de obra implantada. Se observa que se presentan zonas de acreción, aproximadamente en la sombra de los rompeolas, que favorecen el 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 $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^2$.



a) Alternativa 1 (izq) y Alternativa 2 (der)



b) Alternativa 3 (izq) y Alternativa 4 (der)



c) Alternativa 5 (izq) y Alternativa 6 (der)

Figura 3.7. Variaciones batimétricas respecto de la situación inicial. Representación de zonas de erosión y acreción.

3.2.2 Indicadores de performance

3.2.2.1 Modificaciones en el volumen de playa

El análisis detallado del comportamiento de cada alternativa de obra ante la ocurrencia del temporal puede hacerse comparando los volúmenes de arena inicial y final en la playa (volúmenes netos transportados). En la Figura 3.8 se presenta la comparación de volúmenes netos de arena transportada en cada uno de los sectores del perfil de playa considerando la situación actual y las seis alternativas planteadas. Se observa que todas las alternativas de obra presentan reducciones en el volumen erosionado de las playas distal y frontal, lo que se ve reflejado en una disminución de la acreción en las zonas de playa interior y exterior (salvo en las Alternativas 2 y 4). Para estos dos casos, si bien hay un aumento en la sedimentación de la playa interior, este se produce a expensas de una reducción de aquella en la zona de playa exterior. Por lo tanto, se puede concluir que la presencia de los rompeolas, en todos los casos, disminuye la pérdida de arena en las zonas de playa distal y frontal.

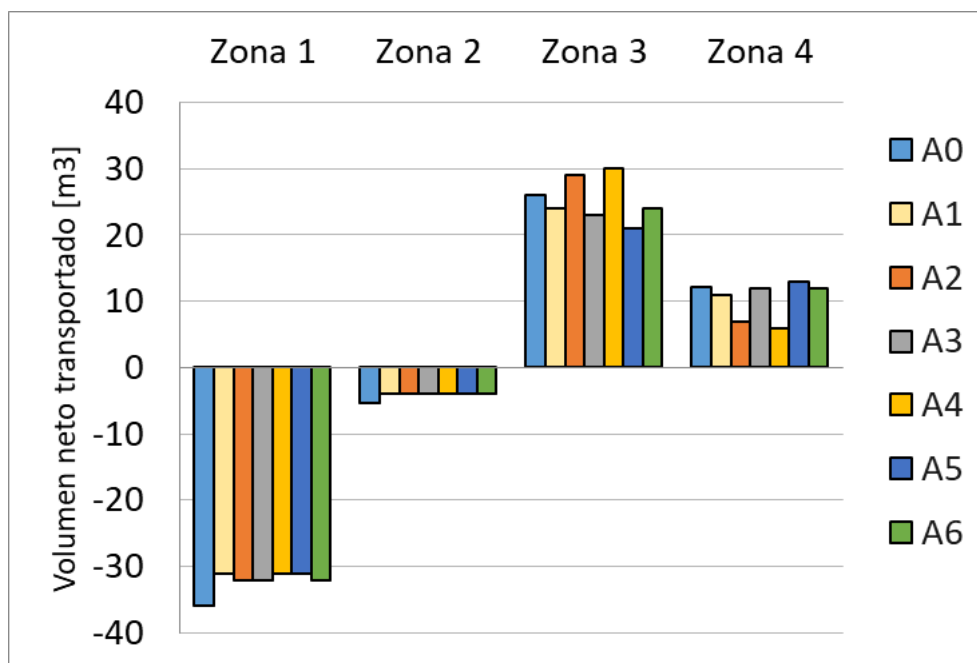


Figura 3.8. Volúmenes netos transportados dada la ocurrencia del temporal según zona de playa y alternativa de obra.

Las diferencias en los volúmenes de la playa transportados ante la ocurrencia del temporal, relativas a la situación sin obra, se ponen en evidencia en la Figura 3.9. Para todas las alternativas hay aumentos similares del volumen de arena en la playa distal (zona 1, en el rango 11% - 14%) y prácticamente el mismo aumento para la playa frontal (zona 2, 25%). Las mayores diferencias entre los tipos de obra planteados se manifiestan en las zonas de playa interior y exterior, en donde para alguna de ellas, las alternativas 2, 4 y 5 presentan

reducciones del volumen de sedimentos respecto de la situación sin obra, aunque siempre se trata de cantidades menores (15% como máximo) y compensadas por cambios en la zona contigua.

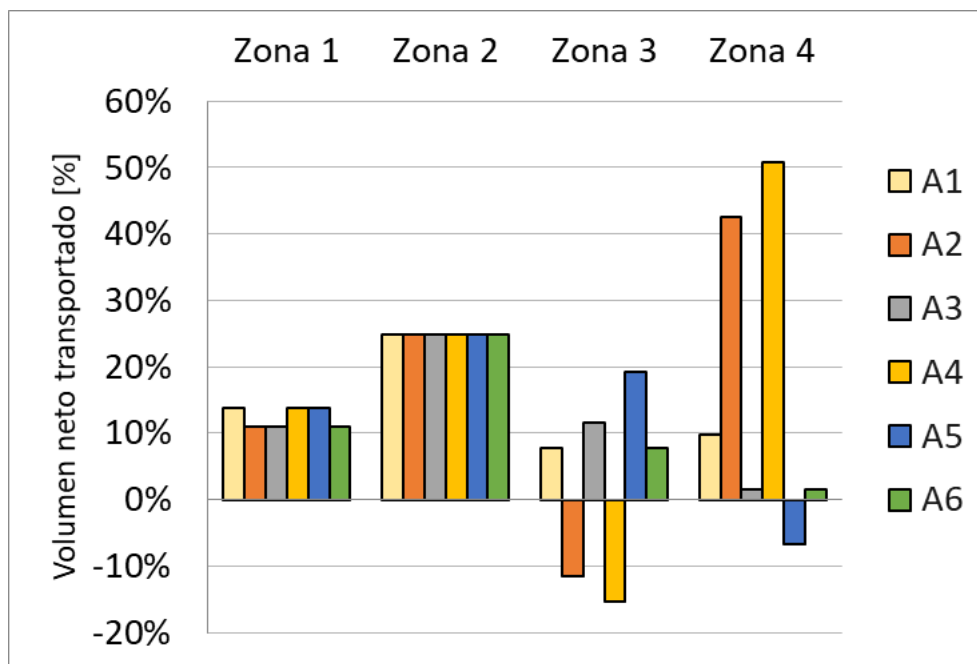


Figura 3.9. Volúmenes netos porcentuales transportados dada la ocurrencia del temporal según zona de playa y alternativa de obra.

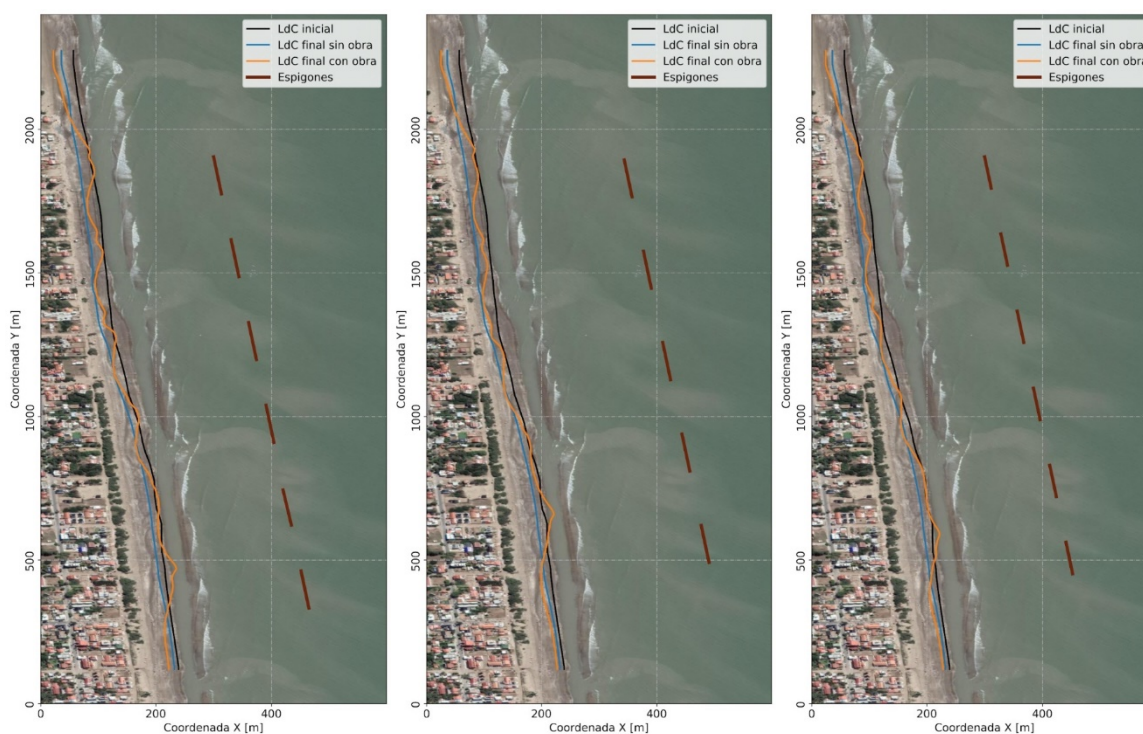
3.2.2.2 Modificaciones en la línea de costa

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 3.2 se presentan los indicadores obtenidos.

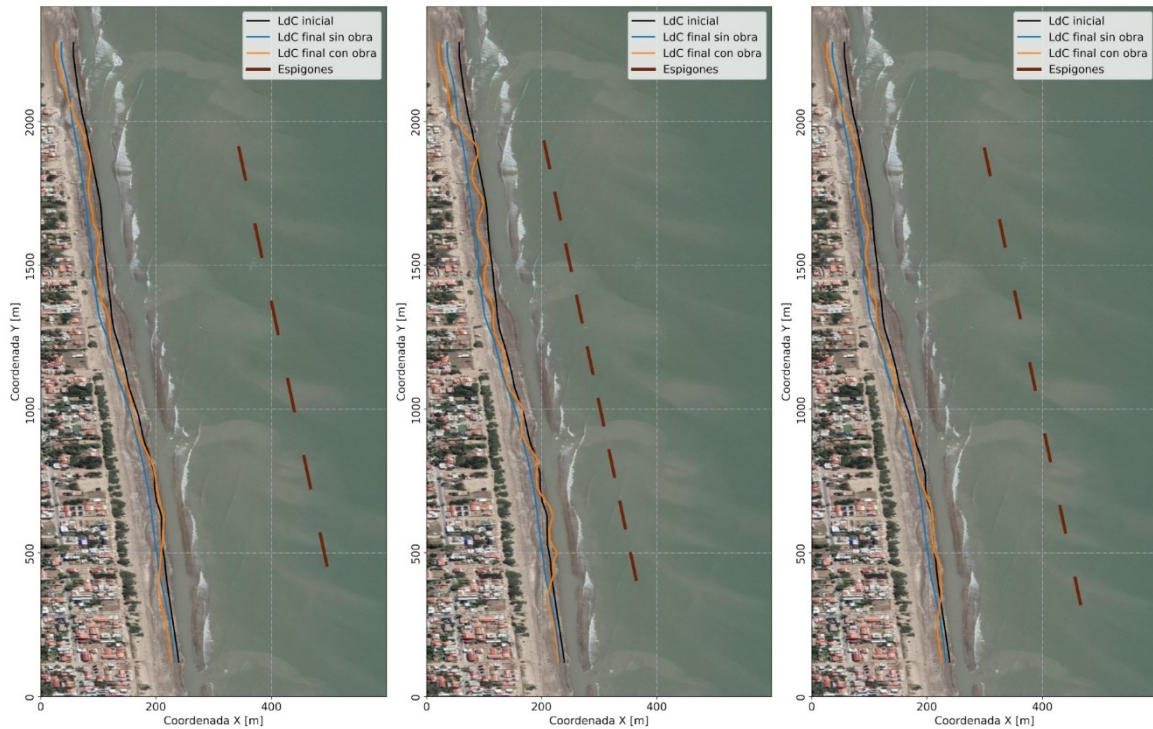
Tabla 3.2. Indicadores de desempeño general de las distintas alternativas de obra.

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

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. En la Figura 3.10 se muestran los estados inicial y final de la línea de costa de acuerdo al impacto de un temporal.



a) Alternativa 1 (izq), Alternativa 2 (cen) y Alternativa 3 (der)



b) Alternativa 4 (izq), Alternativa 5 (cen) y Alternativa 6 (der)

Figura 3.10. Impacto sobre la línea de costa de la acción del temporal de octubre de 2016 para las condiciones sin obra y con obra.

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 (se observa en las líneas de costa finales presentadas en las Figuras 3.10.d y 3.10.f), 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).

3.2.3 Análisis de sensibilidad sobre la Alternativa 4

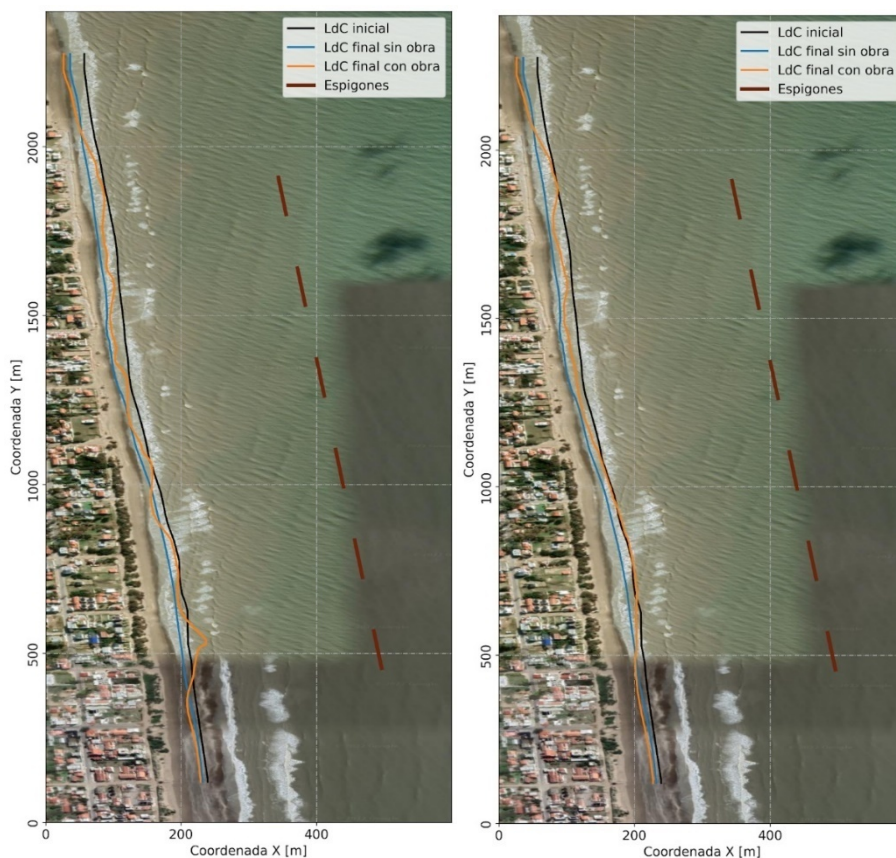
Al igual que en el caso de las evaluaciones de mediano y largo plazo, y dado que la Alternativa 4 resulta la de mejor desempeño general, se realizaron cuatro simulaciones adicionales con el objetivo de optimizar esta opción. Para esto se modelaron con XBeach las cuatro configuraciones ya presentadas en las que se realizan variaciones de ángulo y corrimientos en la línea de emplazamiento de los rompeolas respecto de la versión inicial de la Alternativa 4.

Al igual que en el ítem anterior, la evaluación del desempeño se realiza a partir de la cuantificación del máximo retroceso, máximo avance y avance promedio de la línea de costa dada la ocurrencia del temporal (Tabla 3.3).

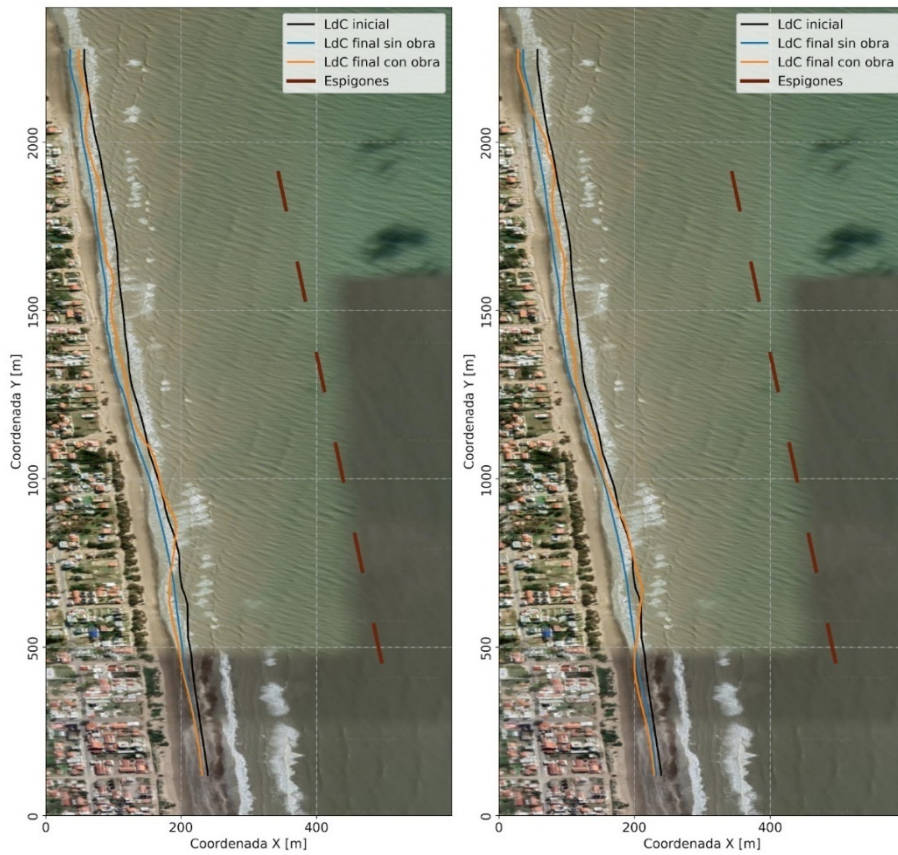
Tabla 3.3. Indicadores de desempeño general de las cuatro variantes de la Alternativa 4.

Alternativa de obra	Máximo retroceso (m)	Máximo avance (m)	Avance promedio (m)
4	-7.4	20.5	8.2
4a	-7.1	38.3	7.7
4b	-7.7	20.5	8.3
4c	-9.4	22.1	6.5
4d	-6.9	21.1	8

De acuerdo con los resultados del indicador de mayor peso, el de máximo retroceso de la línea de costa, la Alternativa 4d presenta el valor mínimo en comparación con las otras variantes. Además, esa menor modificación de la línea de costa se observa para esta alternativa con el indicador de avance promedio. El indicador de máximo avance tiene un comportamiento similar en todas las variantes, menos en la 4a en donde adopta un valor muy por encima de las otras. Por lo tanto, la variante 4d de la Alternativa 4 se presenta como la de mejor desempeño ante la ocurrencia de un temporal. Este resultado es consistente con lo analizado para la evolución de largo plazo. En la Figura 3.11 se muestran estos resultados.



a) Alternativa 4a (izq) y Alternativa 4b (der)



b) Alternativa 4c (izq) y Alternativa 4d (der)

Figura 3.11. Impacto sobre la línea de costa de la acción del temporal de octubre de 2016 para las condiciones sin obra y con obra (considerando las variantes de la Alternativa 4).

4 Impacto hidráulico y tendencia morfológica

4.1 Estrategia de análisis

A partir de la selección de la alternativa con mejor performance (Alternativa 4 y sus versiones), de acuerdo al estudio de la evolución de largo plazo (Capítulo 2, modelación con LITPACK/LITLINE) y al comportamiento de la obra durante un temporal (Capítulo 3, modelación con XBEACH), se plantea un análisis hidrosedimentológico en la zona de implantación de la obra con el objetivo de verificar impacto hidráulico y tendencia morfológica.

Para esto, se evalúan indicadores de impacto hidráulico de la obra y la tendencia morfológica de la zona de estudio. Específicamente, se cuantifica la variación de indicadores relativos a la hidráulica y la evolución morfológica del sector costero estudiado, en función de los cambios de las velocidades de corriente y las tasas de erosión y sedimentación.

Por lo tanto, se consideran dos escenarios de base para favorecer las comparaciones y el análisis:

- Escenario SN (sin obra)
- Escenario CO (con obra, Alternativa 4)

Se considera como condición de obra a la Alternativa 4 en su versión original ya que para los procesos a verificar en este apartado resulta indistinto evaluar cualquiera de sus opciones.

Las simulaciones con las cuales se harán las comparaciones representan situaciones medias de la dinámica de este sector costero. Las características principales se detallan a continuación:

- Duración: 90 días
- Condiciones de nivel: condiciones medias, (i) nivel medio y (ii) marea astronómica
- Condiciones de oleaje: constante, (i) más frecuente y (ii) generador de mayor transporte litoral

4.2 Modelación hidrosedimentológica

4.2.1 Software MIKE 21

MIKE 21 es un sistema de modelación bidimensional desarrollado por el *Danish Hydraulic Institute* (DHI, Dinamarca) que permite modelar hidrodinámica, oleaje, dinámica de sedimentos, calidad del agua y procesos ecológicos.

Se cuenta con antecedentes de aplicación de MIKE 21 en la costa de la provincia de Buenos Aires. Este sistema se utilizó en la costa estuarina, donde Menéndez et al. (2013) simularon la hidrodinámica del Río de la Plata para la evaluación de las descargas contaminantes sobre el mismo. En la costa marítima, en el entorno del Puerto de Mar del Plata, los trabajos de Cáceres et al. (2014 y 2016) presentan dos casos concretos de aplicación: el primero, un análisis de la evolución morfológica de una playa ubicada al sur de la ciudad de Mar del Plata en presencia de estructuras paralelas a la costa; y el segundo, un análisis de la dinámica litoral en el entorno de la Escollera Sur del Puerto de Mar del Plata. Para estudiar en detalle la morfodinámica y el impacto de diferentes intervenciones de infraestructura, en García et al. (2020) se implementaron modelos de detalle en el entorno de los puertos de Quequén y Mar del Plata y en Las Toninas.

4.2.1.1 MIKE 21 HD

El módulo hidrodinámico MIKE 21 HD simula las velocidades horizontales del flujo y el nivel del agua teniendo en cuenta las variaciones de densidad, batimetría y en los forzantes externos. Los distintos procesos que se modelan con MIKE 21 HD se listan a continuación:

- Secado y mojado
- Dispersión de cantidad de movimiento por fluctuaciones turbulentas
- Tensiones de corte sobre el fondo
- Fuerza de Coriolis
- Tensiones de corte sobre la superficie libre debidas al viento
- Gradientes de presión barométrica
- Efecto del hielo
- Flujos potenciales de mareas
- Precipitación/evaporación
- Tensiones radiantes por olas
- Fuentes y sumideros

MIKE 21 HD está basado en la resolución de las ecuaciones 2D de Navier-Stokes con la aproximación de Reynolds (descomposición de las variables de flujo en su valor medio más la fluctuación), asumiendo la hipótesis Boussinesq y presión hidrostática.

4.2.1.2 MIKE 21 SW

El módulo espectral de olas MIKE 21 SW simula el crecimiento, decaimiento y transformación de olas locales generadas por viento y olas oceánicas. Este modelo puede resolver los siguientes procesos:

- Generación de olas por las fuerzas inducidas por el viento
- Interacción no lineal de olas
- Disipación por decrestamiento (*whitecapping*)
- Disipación por fricción de fondo
- Disipación por rotura de ola en zonas de poca profundidad
- Refracción y asomeramiento por variación de profundidad y corrientes
- Interacción ola-corrientes
- Efecto de variación temporal de profundidad y corrientes
- Efecto de cobertura de hielo en el campo de olas
- Difracción de olas (parametrizado)
- Reflexión de olas (parametrizado)
- Influencia de estructuras

MIKE 21 SW puede acoplarse con otros módulos de MIKE 21 haciendo factible, entre otros procesos, la resolución conjunta de la dinámica del flujo y las olas.

4.2.1.3 MIKE 21 ST

El módulo de transporte de sedimentos no cohesivos MIKE 21 ST permite calcular las tasas sedimentológicas y morfológicas en zonas costeras, fluviales y estuarinas, debido a la acción de las corrientes y el oleaje. Específicamente en áreas costeras marinas, las simulaciones con MIKE 21 ST calculan la tasa de transporte de arena y la tasa de cambios de nivel del fondo, permitiendo identificar áreas potenciales de erosión o sedimentación.

Presenta diferentes formulaciones de transporte de arena que pueden ser forzadas por la acción de las corrientes o la combinación de corrientes y oleaje. La descripción del transporte de sedimentos es bidimensional integrada en la vertical y dispone de la posibilidad de contar con una caracterización cuasi-tridimensional cuando se considera corrientes y oleaje.

4.2.2 Implementación en Las Toninas

La estrategia de modelación se planteó simplificando la experiencia presentada en García et al. (2020) con el objetivo de tener menor costo computacional. En aquel trabajo, para analizar un ejercicio basado en la problemática de la erosión costera en Las Toninas se generaron dos modelos locales anidados forzados a partir de información de las Boyas Virtuales de manera de lograr buena precisión en la zona de intervención. En este caso, se optó por una modelación de similar discretización espacial, pero con forzantes simplificados evitando la opción de modelos anidados.

4.2.2.1 Modelo hidrodinámico

Se implementó un modelo de detalle (MD-LT, Modelo de Detalle Las Toninas), con la misma extensión que el dominio del modelo para el caso del análisis de alternativas frente a temporales (Capítulo 3). Este dominio, al igual que para el modelo en XBeach, involucra al frente costero a defender de Las Toninas que se encuentra entre las calles 6 y 24 (Figura 3.1).

Para el armado del Modelo Digital de Elevación (MDE) del modelo, al igual que con el modelo en XBeach, se utilizaron datos batimétricos obtenidos del relevamiento realizado por Cura & Jordan (2021), complementados con los datos del modelo digital de elevación MDE-Ar (IGN, 3757-10) en el entorno de Las Toninas (Figura 3.2).

La grilla de discretización se materializó con elementos triangulares, presentando una textura cuyo tamaño de celda varía con la profundidad de acuerdo a como se detalla en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Características de la discretización del dominio del modelo hidrosedimentológico.

<i>Variable del dominio</i>	<i>Modelo Las Toninas (MD-LT)</i>	
	<i>Textura gruesa</i>	<i>Textura fina</i>
<i>Rango de profundidades [m]</i>	-6 a -3	-3 a 3
<i>Tamaño de celda [m²]</i>	200	50
<i>Paso de discretización medio [m]</i>	15	8
<i>Cantidad de elementos</i>	35.150	

Los parámetros de simulación del modelo MD-LT son similares a los utilizados en la implementación del modelo hidrodinámico local de la costa marítima bonaerense presentado en García et al. (2020). La resistencia hidráulica se parametrizó en términos del coeficiente de rugosidad de Chezy asignando a todo el dominio el valor uniforme de $C=40$. Para representar la difusión turbulenta se utilizó la formulación de Smagorinsky utilizando el coeficiente de 0,28, que es el sugerido por omisión. No se consideró la acción del viento. El paso de discretización temporal adoptado es variable cumpliendo la condición de Courant-Friedrich-Lévy (CFL) por lo tanto se propuso un límite máximo de $Dt=300$ segundos, utilizado para definir la frecuencia en la obtención de los resultados.

4.2.2.2 Modelo sedimentológico

El material de fondo del modelo se consideró de igual tamaño en todo el dominio. La caracterización en cuanto a tamaño medio de grano y graduación se realizó en función de las muestras tomadas ad-hoc en los perfiles de las calles 10 y 20 de Las Toninas (Anexo I). Los tamaños de grano del sedimento adoptados, en función de las mediciones presentadas son $D_{50}=0.245$ mm, $D_{84}=0.361$ mm y $D_{16}=0.168$ mm, considerando un coeficiente de graduación de 1.47. La porosidad adoptada es de 0,4 similar a la considerada por Cáceres et al. (2016).

El sistema MIKE 21 ST presenta dos métodos de simulación de transporte por la acción combinada de olas y corrientes: un modelo determinístico de transporte de sedimentos “*intra-wave*”, STP, y el modelo de Bijker's de transporte total de sedimentos. En este caso (Las Toninas) se utiliza el modelo STP durante la acción simultánea de corrientes y olas, definiendo el transporte de sedimentos de forma cuasi tridimensional (Q3D). Este modelo (STP) provee las siguientes funcionalidades al MIKE 21 ST: dirección arbitraria de propagación de las olas con respecto de las corrientes, definición de si las olas se encuentran en rompiente o no, propiedades geométricas del material de fondo, y fondo plano o con formas de fondo.

El transporte total de arena, de acuerdo con las posibilidades del sistema MIKE 21, se estimó utilizando la formulación de Engelund y Fredsøe (1976). Para los cálculos morfológicos no se requirió la utilización de un factor de aceleración morfológica (parámetro que permite la ampliación de escala morfodinámica favoreciendo simulaciones de mayor plazo en el análisis de la evolución costera), debido a las bajas exigencias computacionales de las simulaciones de este caso para el período modelado.

En lo referido a los forzantes, para disminuir el costo computacional de los modelos locales, dado que la escala de representación así lo permitía, se optó por utilizar una formulación paramétrica de desacoplado direccional en lo que refiere a la formulación espectral del oleaje, y una formulación cuasi estacionaria en la formulación temporal. A su vez, se representó al oleaje entre los 45° y los 225° dada su predominancia direccional entre estos ángulos y se adoptaron esquemas numéricos de bajo orden permitiendo una simplificación del algoritmo de cálculo. Se trabajó con dos condiciones de niveles de marea (nivel constante y marea astronómica) y dos condiciones de oleaje (más frecuente y generador de máximo transporte litoral). A continuación, se detallan las características de los oleajes considerados:

Oleaje Tipo 1 - Condición más frecuente

- Altura significativa: $H_s = 0.75$ m.
- Período pico: $T_p = 5$ s.
- Dirección media: $MWD = 112.5^\circ$.

Oleaje Tipo 2 - Condición generadora de mayor transporte litoral

- Altura significativa: $H_s = 1$ m.
- Período pico: $T_p = 12$ s.
- Dirección media: $MWD = 112.5^\circ$.

4.3 Impacto hidráulico

La caracterización del impacto hidráulico de la implantación de la obra según la propuesta de la Alternativa 4 se realiza a partir del análisis de los patrones de velocidad de corriente que se generan en el frente costero estudiado considerando una situación sin oleaje y niveles de marea astronómica. Para ello, se obtuvieron las velocidades máximas generadas por la onda de marea en condiciones normales (marea astronómica) tanto para la condición con obra como sin obra. Estos resultados se ilustran en la Figura 4.1, en la que se muestran dos instantes correspondientes al momento de la velocidad máxima de la onda de marea en creciente y en bajante respectivamente.

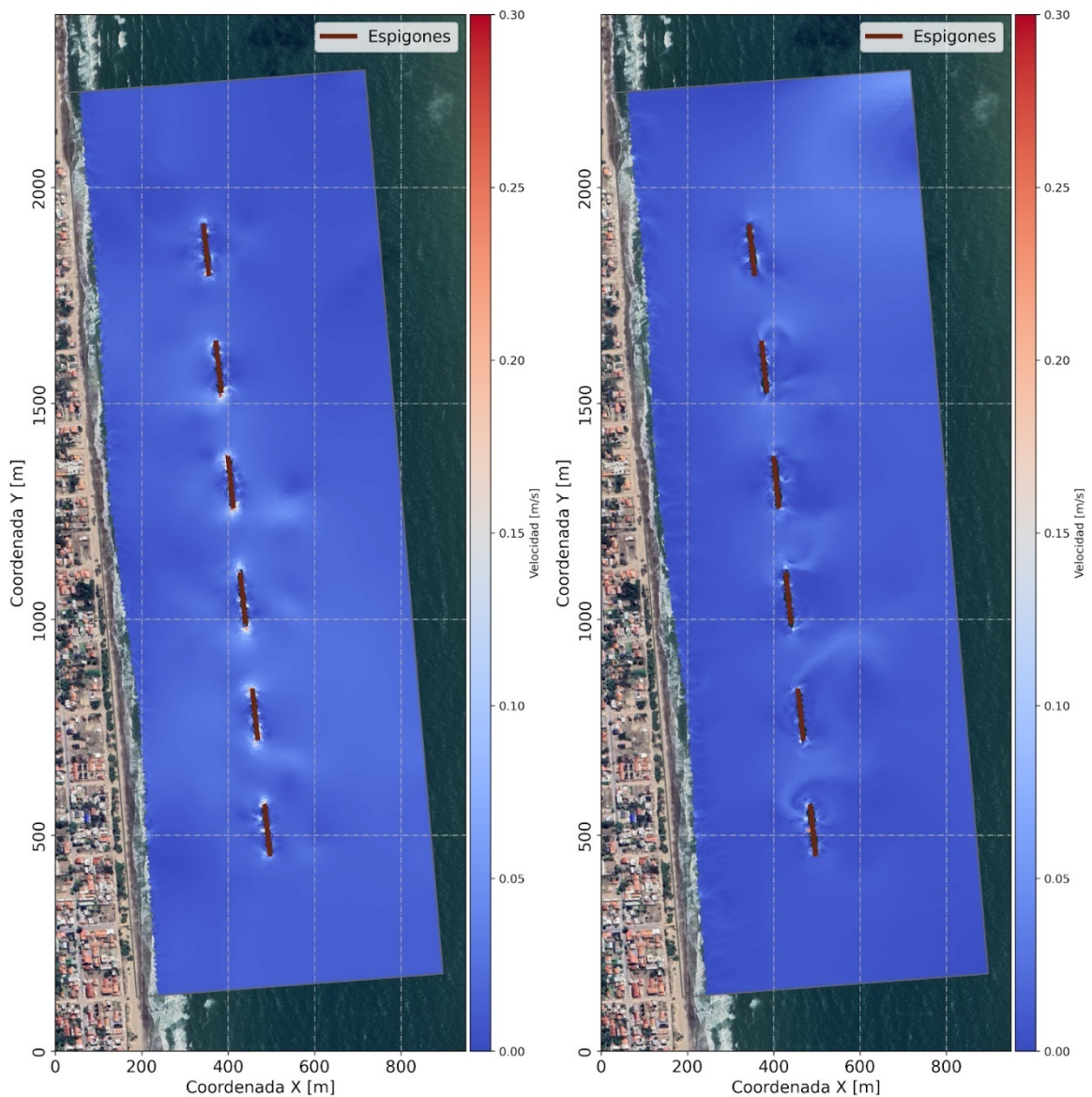


Figura 4.1. Velocidades máximas de la onda en creciente (izq) y en bajante (der) para la condición de obra de la Alternativa 4.

En general, se observan velocidades muy bajas que, en el entorno de los rompeolas, tanto en creciente como en bajante, muestran valores algo mayores y que se muestran levemente superiores en el caso de la onda marea creciente. Las pequeñas zonas con valores mayores de velocidad máxima presentan valores que no superan los 0.20 m/s.

En este marco, resulta de interés analizar en detalle la magnitud y dirección de los vectores de velocidad en las proximidades de los rompeolas, particularmente en las separaciones entre ellos (Figura 4.2). Se evidencia un mayor tamaño de estos vectores en la zona de separación, siendo los de mayor magnitud aquellos correspondientes al instante referido a la onda de marea creciente.

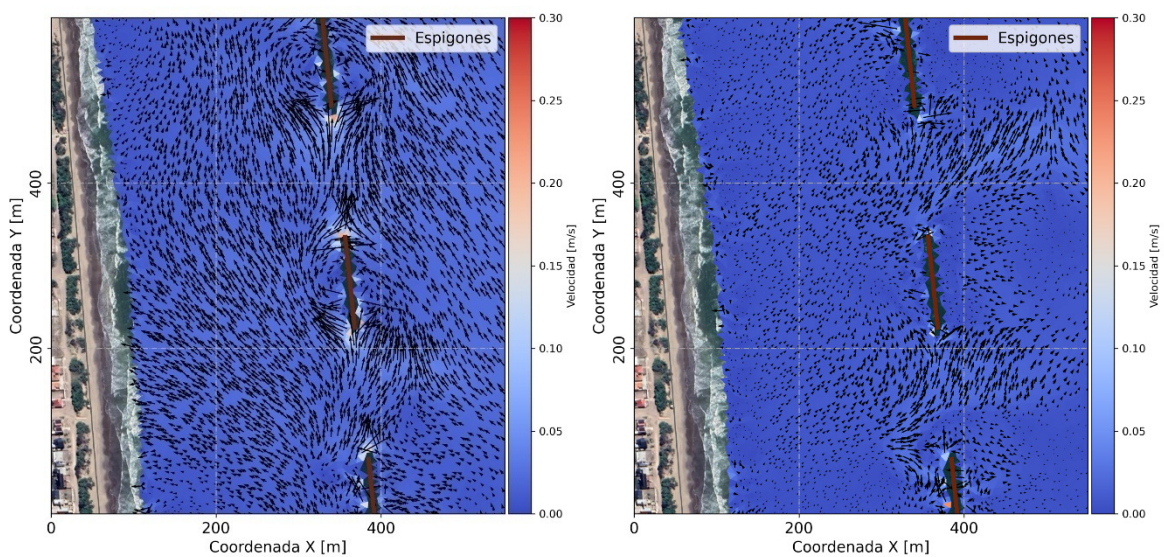


Figura 4.2. Velocidades instantáneas de la onda en creciente (izq) y en bajante (der) para la condición de obra de la Alternativa 4.

Dadas las condiciones de simulación presentadas, la evaluación del impacto hidráulico de las obras sobre el sector de playa considerado se realiza mediante la implementación de indicadores relativos al comportamiento de las velocidades aplicados en Re et al. (2009). En este caso se trabaja sobre la comparación de velocidades máximas en el escenario hidrodinámico mencionado (solo forzado por la onda de marea astronómica, representativa de una condición media) y los indicadores elegidos son los siguientes:

- I. Módulo de la diferencia de velocidades para los instantes de máxima velocidad en creciente y máxima velocidad en bajante (instantes de máximo impacto de la presencia de los rompeolas), que es un indicador del cambio tanto de la intensidad como de la dirección de la velocidad
- II. Diferencia del módulo de las velocidades para los instantes de máxima velocidad en creciente y máxima velocidad en bajante, que es un indicador del cambio de intensidad de la velocidad.

Tanto para el instante de máxima velocidad de la situación de onda de marea creciente como bajante, se muestran los resultados del Indicador I en la Figura 4.3 y del Indicador II en la Figura 4.4. Ambos indicadores muestran que los mayores impactos se dan en las cercanías de los rompeolas, particularmente en las separaciones entre estos. Sin embargo, en ninguno de los casos evaluados estos impactos resultan relevantes ya que las diferencias entre los casos con y sin obra no superan los 0.05 m/s.

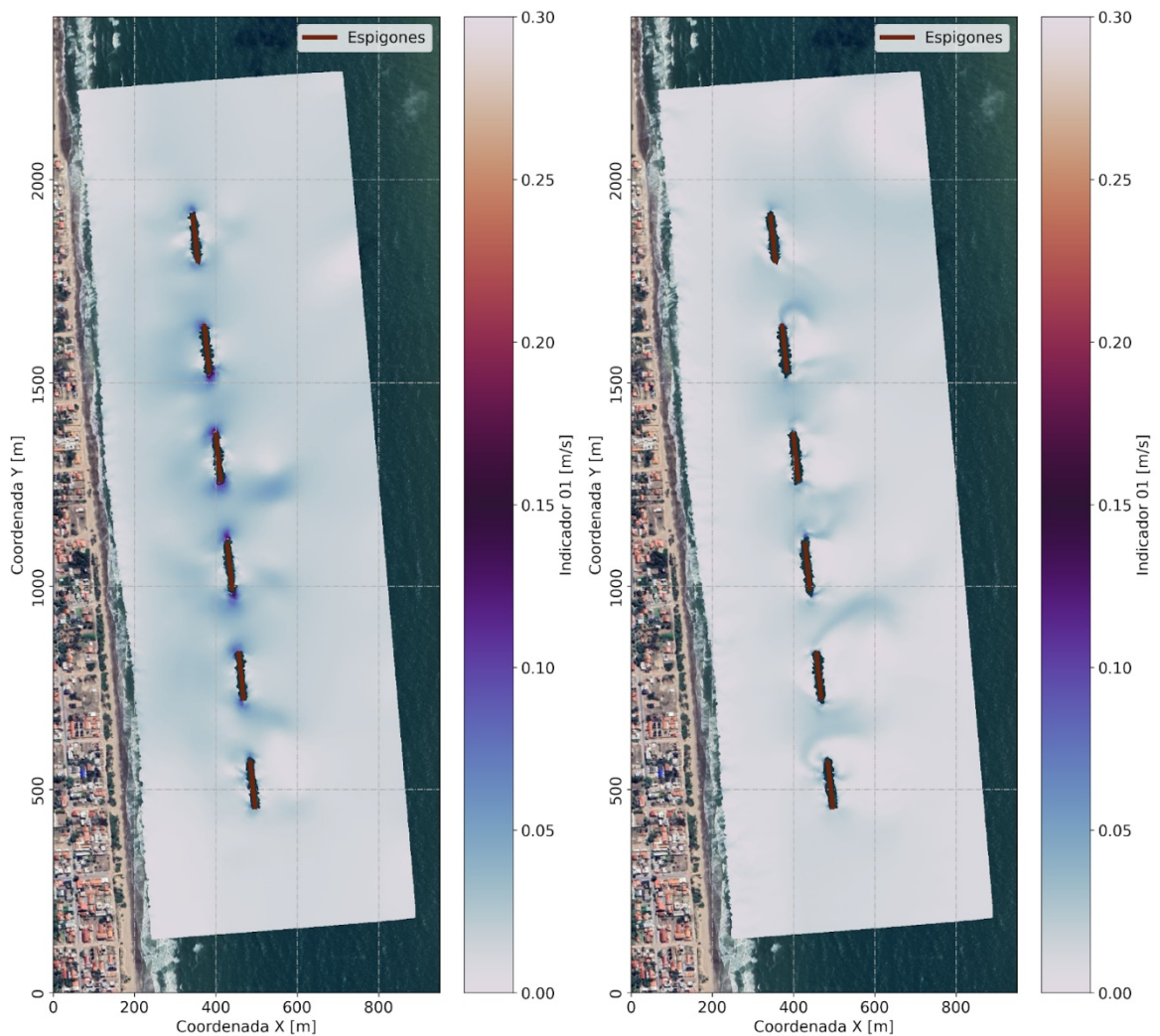


Figura 4.3. Indicador 1: Módulo de la diferencia de velocidades máximas. Onda de marea en creciente (izq) y en bajante (der).

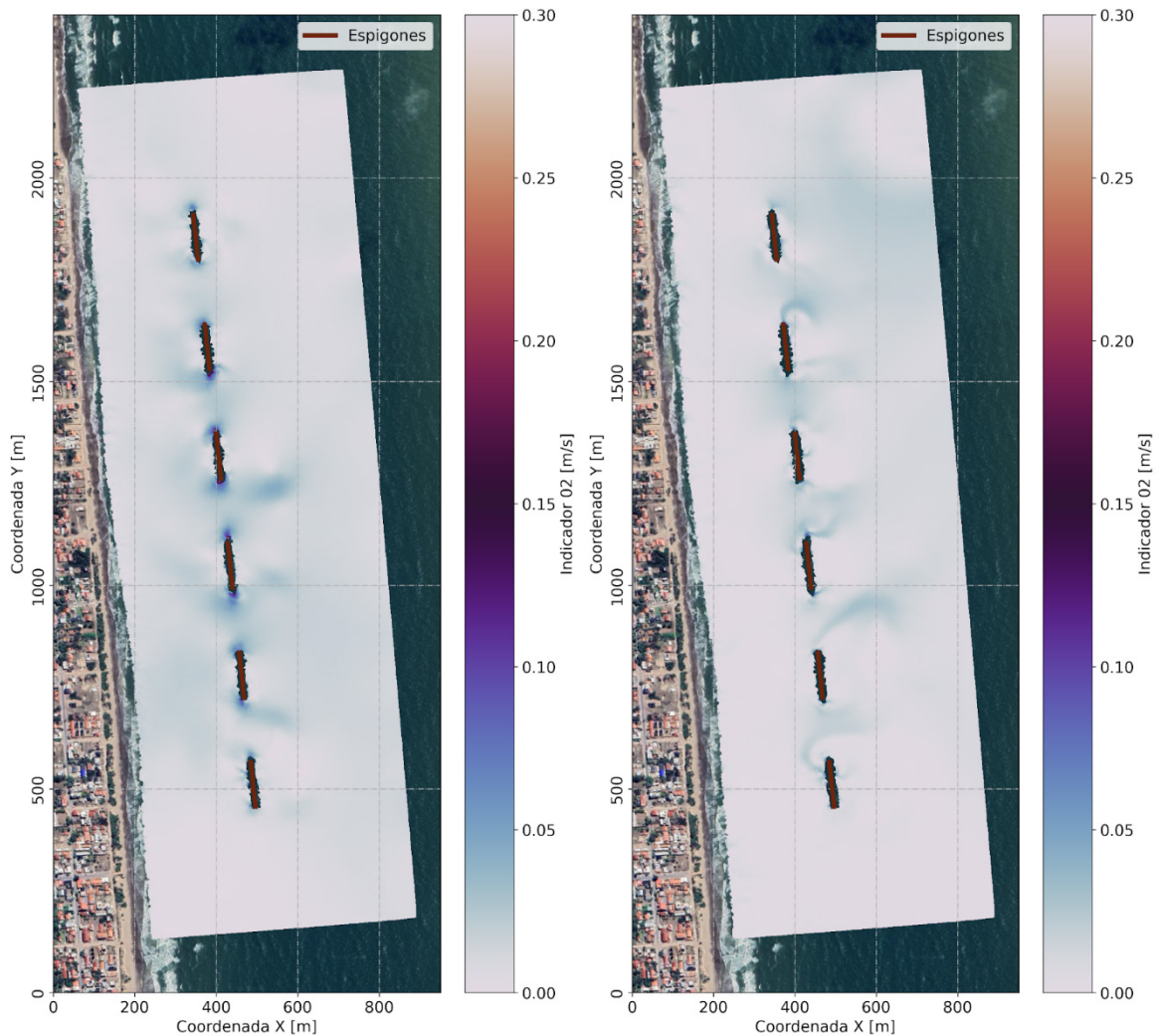


Figura 4.4. Indicador 2: Diferencia del módulo de velocidades máximas. Onda de marea en creciente (izq) y en bajante (der).

4.4 Tendencias morfológicas

Además del análisis hidrodinámico para evaluar el impacto hidráulico de la implantación de la obra, con el sistema MIKE 21 ST se verificaron las tendencias de erosión y sedimentación en el frente costero a proteger de Las Toninas. El objetivo de este análisis, dado que resulta de una simulación de 90 días, es corroborar las zonas de playa donde se observan cambios morfológicos asociados a procesos erosivos o de sedimentación.

La evaluación de las tendencias morfológicas se realizó en términos de la detección de aquellas zonas en las que transcurridos los 90 días se presentan como de erosión, de sedimentación o sin cambios. Para ello se realizó una simulación con nivel medio y dos tipos de oleaje (más frecuente y generador de máximo transporte litoral), cuyos resultados pueden observarse en la Figura 4.5.

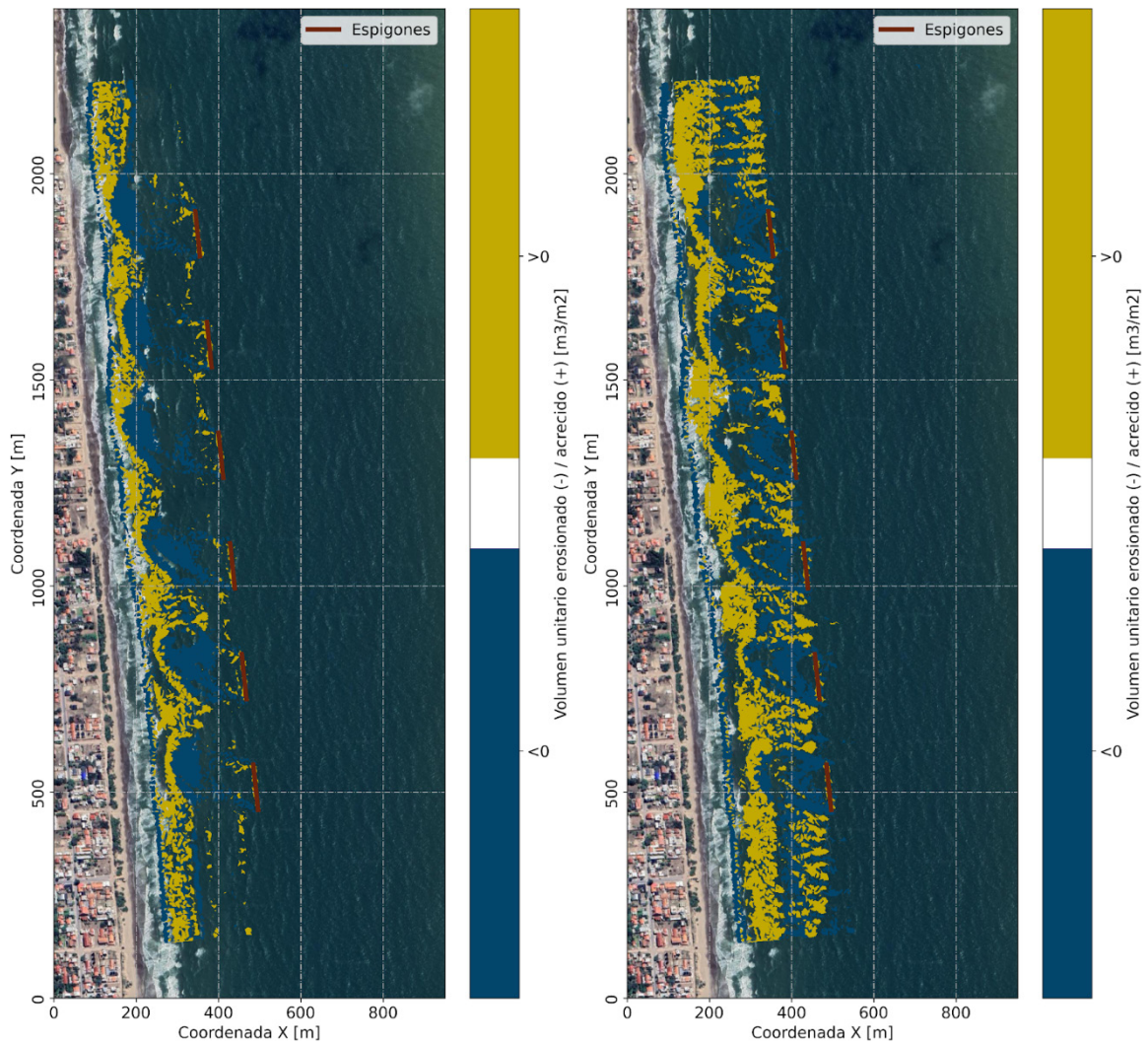


Figura 4.5. Tendencias morfológicas. Simulación de 90 días para la Alternativa 4: a) oleaje Tipo 1 (izq, más frecuente) - b) oleaje Tipo 2 (der, condición de mayor transporte).

Para ambos tipos de oleaje se verifican las hipótesis planteadas en cuanto a las tendencias de erosión y/o sedimentación. Se observa que el sistema tiende a formar salientes oblicuas sobre la línea de costa, producto de la inclinación de los dos tipos de oleaje. Como era de esperarse, el caso del oleaje de mayor transporte presenta salientes más pronunciadas. Cabe remarcar que ambas simulaciones involucran a situaciones de forzantes constantes sostenidas por mucho tiempo en las que se busca poner en evidencia las tendencias morfológicas y que no están asociadas a una probabilidad de ocurrencia.

5 Parámetros geométricos de la sección

5.1 Metodología de análisis

La metodología aquí presentada tiene como objetivo estudiar la capacidad del sistema de rompeolas para atenuar la energía del oleaje incidente. Además de la definición de la cota de coronamiento de las estructuras, se busca cuantificar la atenuación de la energía incidente en función de los efectos que produzcan los espaciamentos seleccionados (*gaps*) y la batimetría en la propagación del oleaje. Esta evaluación se realiza a partir de la determinación del coeficiente de transmisividad del oleaje.

Hasta esta instancia de evaluación se consideraron rompeolas cuya cota de coronamiento que se ubica a +1 m por sobre el nivel medio de pleamares de sicigias definido por el Servicio de Hidrografía Naval (carta H-114, SHN). En este apartado se avanza en la comparación de este y otro criterio de definición de cota de coronamiento diferentes para rompeolas semi-sumergidos:

- Cota de coronamiento 1: NMP +1 m, un metro por encima del nivel medio de pleamares. Criterio recomendado por Toyoshima (1972, 1974) y Rosati (1990).
- Cota de coronamiento 2: NMM +1 m, un metro por encima del Nivel Medio del Mar. Criterio utilizado en la obra de rompeolas del Barrio Los Acantilados en Mar del Plata.

La configuración de obra sobre la que se trabajará es la Alternativa 4d que resultó ser la de mejor performance según las evaluaciones previas. Los valores para evaluar son: cota de coronamiento 1: +1.45 m IGN y cota de coronamiento 2: +1.00 m IGN. Ambos criterios de selección de la cota de coronamiento de la obra se analizan cuantificando la transmisividad del oleaje a través de la zona de implantación de los rompeolas.

5.2 Transmisividad del oleaje

El efecto de la barrera generada por la implantación de la obra de múltiples diques exentos se puede cuantificar de acuerdo a la reducción de la altura de las olas mediante el coeficiente de transmisibilidad del oleaje K_t .

$$K_t = H_i / H_t \quad \text{con } 0 < K_t < 1$$

donde H_i y H_t representan la altura de las olas aguas arriba (inicial) y aguas abajo de la barrera (transmitida) (Figura 5.1). Las alturas de las olas serán determinadas a partir de simulaciones numéricas con el software MIKE 21 BW.

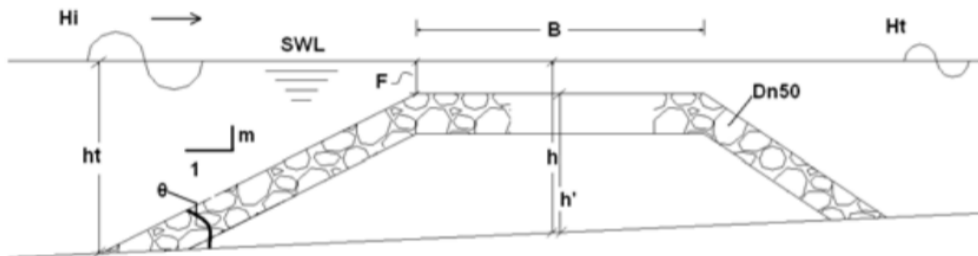


Figura 5.1. Altura de ola inicial y ola transmitida.

En el marco de este análisis se estudiará la cota de coronamiento (h) según los dos criterios anteriormente especificados, teniendo en cuenta que se adoptaron parámetros geométricos (pendientes de talud y ancho de coronamiento) coincidentes con los de estructuras similares construidas en la zona costera de Mar del Plata que han demostrado una buena eficiencia desde el punto de vista de la atenuación de la energía del oleaje y la estabilidad del enrocado. De esta manera, el ancho de la cresta (B) adoptado es de 11 m y las pendientes de los taludes del frente y el dorso de cada espigón resultan de 1:2 y 1:1.5 respectivamente.

5.2.1 Modelo MIKE 21 BW

MIKE 21 BW es un modelo numérico de oleaje, del sistema de modelación MIKE 21, del tipo *phase resolving* (el campo de ondas se trata de manera determinista siguiendo la evolución de la superficie libre sobre el dominio), y que resuelve numéricamente las ecuaciones mejoradas de Boussinesq. Consiste en una herramienta del estado del arte que permite analizar las perturbaciones de las olas en puertos y áreas costeras. En este trabajo se utilizó el módulo 2DH que permite una descripción bidimensional de la superficie libre.

El modelo es capaz de reproducir los efectos combinados de fenómenos de oleaje que son relevantes para la ingeniería costera, entre los que se destacan:

- Asomeramiento
- Refracción
- Difracción
- Rompiente de oleaje
- Disipación en el fondo
- Reflexión parcial
- Propagación de oleaje
- Interacción no lineal de onda-onda

5.2.2 Implementación del modelo

El modelo implementado con el software MIKE 21 BW incluyó la topobatimetría empleada para las simulaciones bidimensionales con los sistemas XBeach (Capítulo 3) y MIKE 21 (Capítulo 4).

De esta forma, para mantener los costos computacionales acotados y dado que se espera que los resultados no varíen significativamente entre espigones, se decidió modelar únicamente a los dos espigones centrales de la Alternativa 4d, reduciendo así la extensión del dominio respecto de las simulaciones anteriores ya que el objetivo de estas simulaciones es el de ver las variaciones en el oleaje aguas arriba y abajo de los rompeolas y a través de los *gaps*.

Para lograr una modelación precisa y estable con el módulo MIKE 21 BW es necesario tener en cuenta un conjunto de limitantes que definen valores máximos o mínimos de distintos parámetros. Estas limitantes se explican a continuación:

1. $H_{\max}/L_0 < 0.5 \rightarrow T_{\min}$

De la relación entre la máxima profundidad (H_{\max}) y la longitud de onda en aguas profundas (L_0) se puede obtener el valor mínimo necesario del período pico (T_{\min}).

2. $10 L_{\max} \ll \text{Longitud del perfil de playa}$

Para lograr una correcta representación del oleaje incidente es necesario contar con una extensión del dominio suficientemente grande como para abarcar varias veces (al menos 10) la longitud de onda de la ola incidente.

3. Cantidad de nodos por longitud de onda \rightarrow Resolución espacial

Nuevamente, para una correcta representación del oleaje incidente, se recomienda representar la onda con al menos 20 a 40 nodos de discretización. Esto se traduce en una limitante máxima para el tamaño de celda adoptado.

4. Celeridad de la onda \rightarrow Paso temporal

En función de la limitante anterior y sumando la velocidad de desplazamiento de la onda (celeridad) se obtiene el paso máximo de discretización temporal, cumpliendo con la condición de *Courant-Friedrichs-Levy* ($CFL < 1$).

5. Parámetros numéricos \rightarrow Inestabilidades varias

A los puntos anteriores se deben adicionar limitaciones producidas por inestabilidades numéricas que pueden generarse principalmente por tres motivos: condiciones de bordes abiertos, variaciones batimétricas bruscas e interacción con estructuras. En todos los casos, para evitar modificaciones sustanciales de las características físicas del

modelo, se recomienda la modificación de parámetros numéricos (como el esquema de discretización de los términos advectivos o la discretización temporal de los términos cruzados de Boussinesq), cuya contraparte es la disminución en la precisión del modelo.

Para el problema en estudio, y producto de las limitantes y los condicionantes anteriores, se utilizó una discretización espacial de celdas cuadradas con lados de 1 m. La discretización temporal resultó de 0.05 s ($CFL \approx 0.4$) y el período simulado fue de unos 25 minutos, con el objetivo de poder contar con una cantidad aceptable de datos para generar una estadística de oleaje confiable (el valor sugerido por el módulo MIKE21 BW es 20 minutos). De esta manera se cumplen las condiciones planteadas, favoreciendo la estabilidad del cálculo numérico. Como condición de fricción se adoptó un valor del coeficiente de rugosidad C de Chezy de 40 constante para todo el dominio modelado.

Además de los requerimientos respecto de la discretización del problema, para una correcta representación del oleaje se necesita de la aplicación de los siguientes condicionantes:

1. Capas de Esponjamiento (*sponge layers*):

Tienen por finalidad la absorción de energía (capa absorbente) para simular procesos de disipación. A su vez evitan que el sistema acumule energía, ya que dadas las características del módulo MIKE 21 BW, son necesarias para absorber la energía de las ondas que se propagan fuera del dominio, pues de lo contrario estas se reflejarían. De esto último resulta que la longitud total de las capas tiene directa relación con la máxima longitud de onda presente en el modelo: el ancho total de las capas absorbentes debe ser de una a dos veces la longitud de onda correspondiente a la onda más energética.

2. Capas de Porosidad (*porosity layers*):

Tienen como finalidad la simulación de reflexión de la onda en la costa por parte de las estructuras de protección que puedan estar presentes en el dominio modelado. Se construye considerando la función presentada por Madsen (1983), la cual considera parámetros como diámetro de grano, altura y periodo de la onda incidente y profundidad del agua, entre otros.

Otras herramientas y/o condiciones que favorecen una mejor representación de la dinámica del oleaje pueden ser la rotura de oleaje (*wave breaking*; que permite modelar la rotura de la ola y la disipación de energía que esta conlleva adicionando requerimientos en la discretización espacial para que este fenómeno pueda ser representado), desplazamiento de la línea de costa (*moving shoreline*; que permite tener en cuenta modificaciones morfológicas producidas por la acción del oleaje) y filtros pasa bajos (*filters*; que permiten generar mayor estabilidad numérica en los casos en los que interesa calcular el desplazamiento de la línea de costa). De estas tres opciones, en la aplicación de Las Toninas, solo se utiliza la condición de rotura de oleaje.

En este modelo se utilizaron los condicionantes Capas de Esponjamiento, Capas de Porosidad y Rotura de Oleaje, utilizando en todos los casos valores estándar sugeridos por el propio software en concordancia con las características del modelo (batimetría, condiciones de borde, estructuras, etc.). Las Capas de Esponjamiento se materializaron tanto en el borde abierto off-shore como en el borde continental para evitar que haya reflexión de la onda. Se determinaron 50 capas (celdas) con un coeficiente que decae exponencialmente desde la zona crítica a cubrir hacia el interior del dominio, con valores que varían desde 10 (máximo esponjamiento) hasta 1 (sin esponjamiento). Por otro lado, las Capas de Porosidad se ubicaron únicamente en las celdas coincidentes con la presencia de los espigones, con un coeficiente de porosidad constante de valor 0.85. Por último, la rotura de oleaje se adoptó con los valores sugeridos en el manual de usuario del software.

El modelo de la condición de obra del sistema de rompeolas según la Alternativa 4 se modeló con los siguientes escenarios de forzantes:

- Escenario 1 - Condiciones normales: Nivel del mar por debajo de la cota de coronamiento de los espigones (espigones emergidos), condición de oleaje más frecuente.
- Escenario 2 - Condiciones de temporal: Nivel del mar por encima de la cota de coronamiento de los espigones (espigones sumergidos), condición de oleaje asociada a un mayor transporte litoral.

En la Tabla 5.1 se presentan los principales valores de referencia asociados a estos escenarios.

Tabla 5.1. Condiciones de oleaje para cada escenario de forzantes.

<i>Escenario</i>	<i>Altura significativa Hs [m]</i>	<i>PeriodoTp [s]</i>	<i>Nivel de marea asociado [m IGN]</i>
1	0.75	5	+0.00
2	1	6	+1.88

A su vez, se simuló cada escenario de forzantes para las dos cotas de coronamiento propuestas para la Alternativa 4 a modo de evaluar el comportamiento de cada una frente a los distintos forzantes (cota de coronamiento 1: +1.45 m, y 2: +1.00 m).

De esta manera, cada escenario de simulación se presenta en dos variantes:

- Escenario 1.1: Escenario 1 con cota de coronamiento 1.
- Escenario 1.2: Escenario 1 con cota de coronamiento 2.
- Escenario 2.1: Escenario 2 con cota de coronamiento 1.
- Escenario 2.2: Escenario 2 con cota de coronamiento 2.

El objetivo de estos escenarios es la comparación relativa entre cotas de coronamiento para escenarios exigentes de funcionamiento (situaciones de rompeolas muy emergidos y muy sumergidos), a modo de cubrir el espectro de posibilidades de acción de estos.

5.3 Resultados

La determinación del coeficiente K_t (transmisividad del oleaje) se obtuvo comparando la altura de ola significativa incidente, considerando para ello una distancia de 40 metros delante de los rompeolas (aproximadamente una longitud de onda), y dos líneas de puntos para el oleaje transmitido detrás de los rompeolas ubicadas a 50 y a 100 metros, respectivamente (Figura 5.2). En cada caso, se hizo el promedio de valores de altura de ola significativa en el entorno de los rompeolas (con una cantidad de puntos tal que abarque la misma extensión que estos) y lo mismo con otro grupo de valores para la zona de separación. Los resultados obtenidos, para cada escenario y según la distancia a los rompeolas, se presentan en las Tablas 5.2 y 5.3.

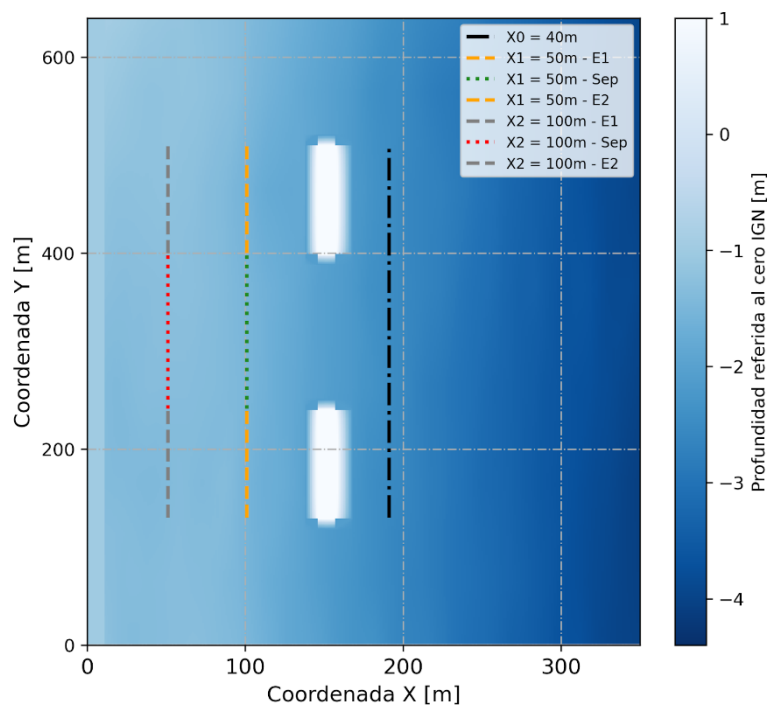


Figura 5.2. Ubicación de puntos de control.

Tabla 5.2. Coeficientes de transmisividad del oleaje según escenarios - X = 50 m.

Forzante	K_t - Zona rompeolas	K_t - Zona de separación
Escenario 1.1	0.12	0.91
Escenario 1.2	0.12	0.91
Escenario 2.1	0.19	0.88
Escenario 2.2	0.24	0.87

Tabla 5.3. Coeficientes de transmisividad del oleaje según escenarios - X = 100 m.

Forzante	K_t - Zona rompeolas	K_t - Zona de separación
Escenario 1.1	0.17	0.85
Escenario 1.2	0.17	0.85
Escenario 2.1	0.25	0.89
Escenario 2.2	0.30	0.89

Los resultados de las simulaciones con forzantes basados en el Escenario 1 se presentan en la Figura 5.3. Para este escenario no se observan diferencias relevantes entre los resultados con una y otra cota de coronamiento. En cuanto a los valores de los coeficientes de transmisividad del oleaje obtenidos (K_t en zona de rompeolas y en zona de espaciamiento) se observa que la atenuación del oleaje para ambas cotas de coronamiento es del mismo orden. Entre la primera y la segunda línea de obtención de coeficientes, a 50 y 100 m de los rompeolas, se observa un aumento del 30% de altura de ola para la zona de rompeolas y una disminución del 7% para la zona de espaciamiento entre rompeolas, producto del efecto de difracción del oleaje que distribuye hacia las zonas de sombra de los espigones la energía originalmente concentrada en la separación. Estos valores se dan para ambas cotas de coronamiento.

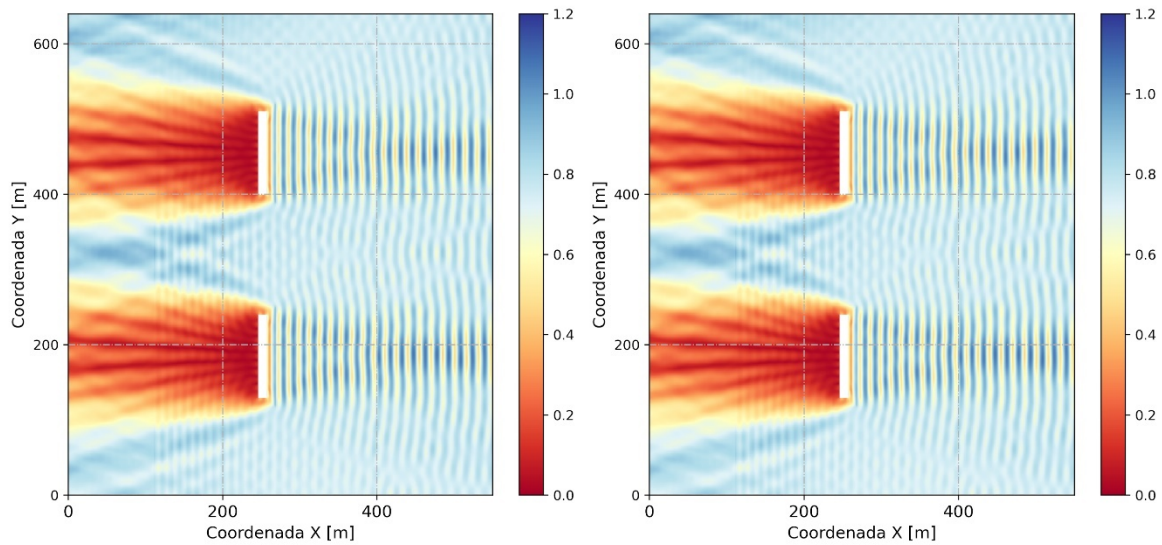


Figura 5.3. Altura de ola significativa en un sector del dominio modelado considerando el escenario de oleaje 1: a) cota de coronamiento 1 y b) cota de coronamiento 2.

Los resultados de las simulaciones según los forzantes del Escenario 2 se muestran en la Figura 5.4. En este caso las diferencias son más notorias entre cotas de coronamiento, resultando en una mayor atenuación del oleaje para la cota de mayor altura (cota de coronamiento 1: +1.45 m IGN). A su vez, se observa una menor disipación de energía con el avance de la ola (de 50 a 100 m) respecto del primer escenario, pero con magnitudes similares para ambas cotas: 25-30% de aumento para la zona de rompeolas y 2% de disminución para la zona de separaciones.

En este escenario, las mayores diferencias entre cotas de coronamiento respecto a los coeficientes de transmisividad se manifiestan en el entorno a los espigones con disminuciones del 20% para la cota más elevada. Para el entorno de las separaciones, estas diferencias son prácticamente nulas (0-1%).

Por último, cabe destacar que, a pesar de encontrarse sumergidos, los espigones continúan actuando de manera eficiente al presentar valores similares de transmisividad que en los casos en los que estos se encuentran emergidos.

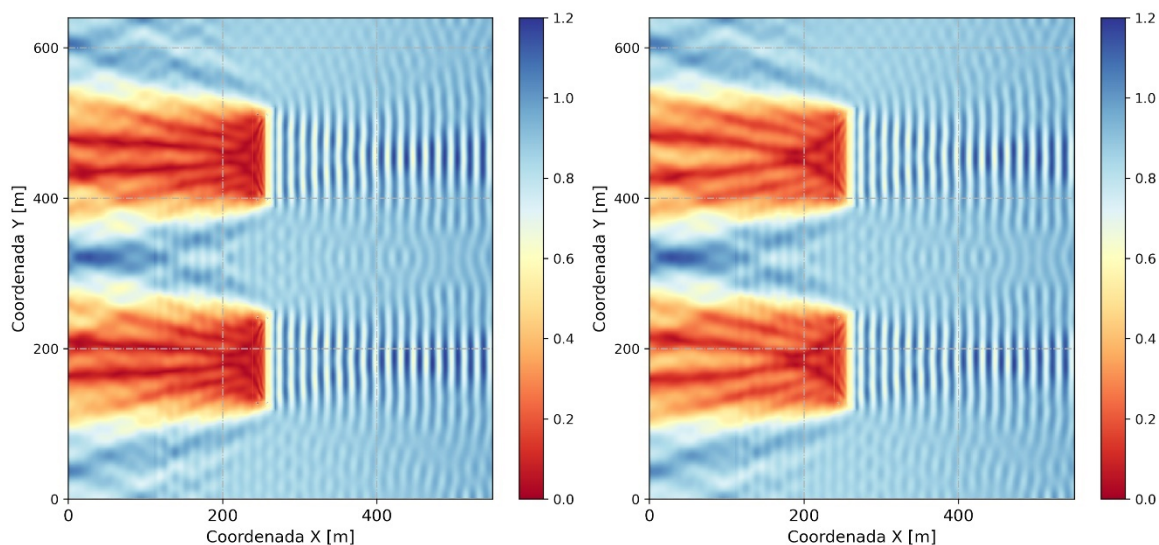


Figura 5.4. Altura de ola significativa en un sector del dominio modelado considerando el escenario de oleaje 2: a) cota de coronamiento 1 y b) cota de coronamiento 2.

5.4 Parámetros geométricos de la sección

En este apartado se definen las principales características geométricas de la sección transversal propuesta para el esquema múltiple de rompeolas seleccionado. Específicamente, se determina la cota de coronamiento en función de los resultados anteriores y de acuerdo a experiencias antecedentes se proponen el ancho de coronamiento y las pendientes de los taludes.

En primer lugar, se menciona que los resultados obtenidos de las simulaciones con los módulos MIKE 21 HD y MIKE 21 BW verifican las hipótesis adoptadas respecto de la caracterización de los parámetros geométricos de las secciones de los rompeolas. El empleo de una misma tipología para todos los rompeolas resulta adecuado para este caso ya que no se evidenciaron diferencias atribuibles a este aspecto.

En segundo lugar, al obtenerse resultados favorables a partir de la utilización de los valores inicialmente considerados de ancho de coronamiento (11 m) y taludes (1:2 y 1:1.5 para frente y dorso respectivamente), cuyo empleo deriva de la experiencia previa de Mar del Plata (Sciarrone et al., 2012), pero también por presentar facilidades constructivas, no es necesario realizar modificaciones sobre estos parámetros.

Por último, dado que la función principal de estos rompeolas es proteger el frente costero de eventos de tormenta que generan grandes problemas erosivos (con el consecuente corrimiento de la línea de costa), resulta fundamental contar con estructuras capaces de disipar la mayor cantidad de energía en estas situaciones. Con este criterio, la cota de coronamiento 1 (+1.45 m IGN) resulta la más adecuada para proteger el frente costero entre las calles 6 y 24 de la localidad de Las Toninas, dada su capacidad de disminución de altura significativa de oleaje a valores del orden de 70-80% de la ola incidente.

6 Cálculo estructural

6.1 Prediseño de la estructura

Establecidos los parámetros geométricos que dan forma a la sección transversal de los rompeolas se requiere definir el tamaño y peso del enrocado que conformará las diferentes capas que componen la estructura.

Para ello, en primer lugar, se definieron las variables hidrodinámicas (olas y niveles de marea) que solicitarán la obra en condiciones extremas. En segundo lugar, se utilizaron expresiones empíricas para el prediseño de la estructura considerando la estabilidad de la coraza y del pie de apoyo frente a la acción del oleaje, y se definieron los tamaños requeridos para el material del núcleo y capa de filtro, en función de la relación entre pesos del enrocado.

6.2 Análisis de valores extremos de alturas de ola y niveles de marea

El propósito de este análisis consistió en determinar valores de altura significativa del oleaje y niveles de marea asociados a distintos períodos de retorno. Para ello, se evalúa el ajuste de dos series de datos, correspondientes a las variables mencionadas, mediante una distribución de probabilidades GEV (Generalized Extreme Values), la cual resulta ampliamente utilizada para este tipo de análisis y se encuentra representada por la siguiente expresión:

$$F(x) = \exp \left\{ - \left[1 + \frac{\kappa(x - \mu)}{\sigma} \right]^{-\frac{1}{\kappa}} \right\}$$

Las series de datos corresponden a valores máximos anuales en el sitio de emplazamiento de las obras (cota -3 IGN), determinados a partir de los modelos de propagación de olas e hidrodinámico para el período 1985-2016.

La Figura 6.1 muestra ambas series de datos. En ésta puede verse que las alturas de olas se mantienen acotadas en un rango bastante estrecho que va desde $H_s=1.82$ m a $H_s=2.62$ m, mientras que los valores máximos anuales de niveles de marea (cota IGN) varían entre $N=1.34$ m y $N=1.82$ m.

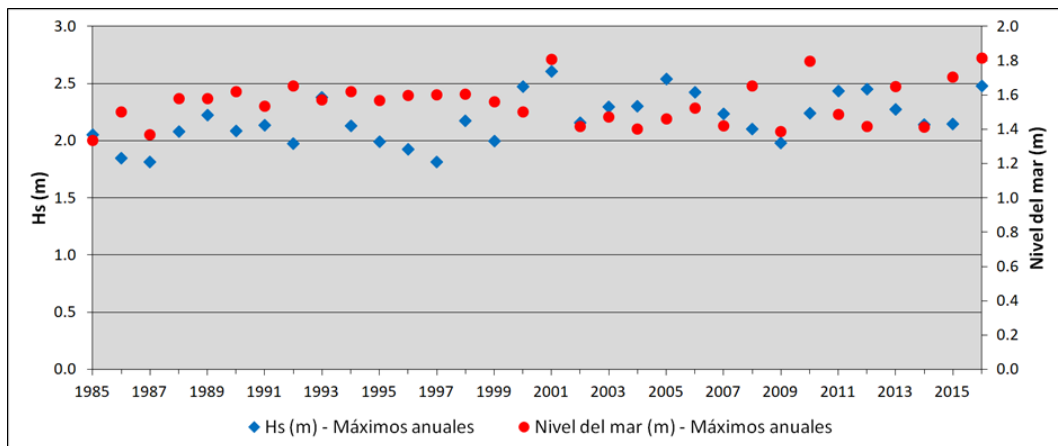


Figura 6.1. Valores máximos anuales de Hs y N para el período 1985-2016.

La estimación de los parámetros para el ajuste de la función $F(x)$ se realizó a partir de los datos que constituyen la serie de valores, utilizando el método de máxima verosimilitud. Este procedimiento se realizó mediante la implementación del software *Extremes*, disponible dentro de la plataforma de cálculo estadístico *R-project*.

La Tabla 6.1 muestra los resultados de este procedimiento indicando el valor de los parámetros estimados para las funciones de ajuste de alturas de olas y niveles de mareas, respectivamente.

Tabla 6.1. Parámetros de ajuste para las funciones de distribución de probabilidades.

Parámetro GEV	Ajuste altura de ola (Hs)	Ajuste nivel de marea (N)
μ	2.117	1.499
κ	-0.289	-0.140
σ	0.209	0.1111
$L \text{ max (verosimilitud)}$	-4.896	-22.092

La Figura 6.2 muestra el grado de ajuste obtenido entre las funciones teóricas determinadas a partir de los parámetros estimados y las series de máximos anuales utilizados para el análisis.

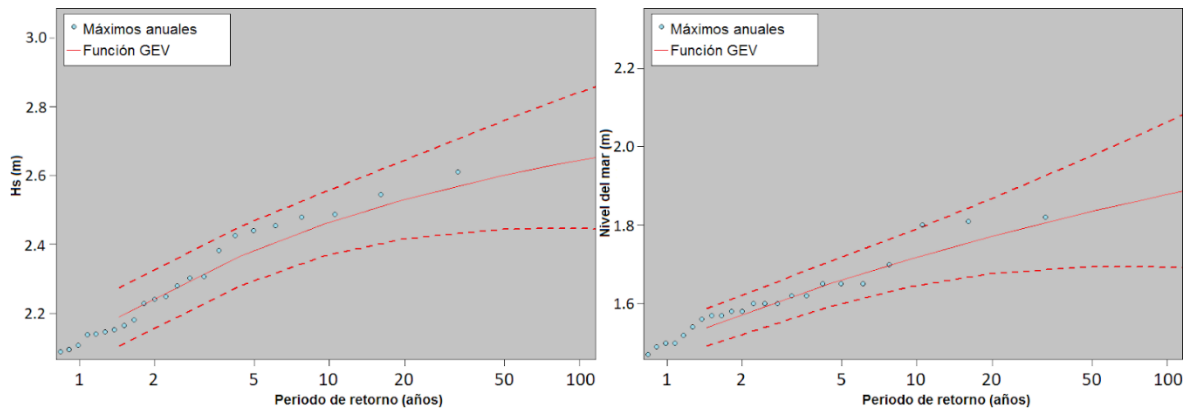


Figura 6.2. Funciones GEV para el ajuste de máximos anuales. Ajuste para altura de olas (izq) y ajuste para niveles de marea (der).

Finalmente, determinados los parámetros y establecida la función de ajuste, fue posible estimar el valor de la variable X_{Tr} (altura de ola o nivel de marea, según sea el caso) que se encuentra asociado a distintos períodos de retorno Tr , teniendo en cuenta la siguiente expresión:

$$X_{Tr} = \mu - \frac{\sigma}{\kappa} \left[1 - \left\{ -\log(1 - 1/Tr) \right\}^{-\kappa} \right]$$

La Tabla 6.2 muestra el resultado final del ajuste de valores extremos, indicando valores de alturas de ola y niveles asociados a distintos períodos de retorno (Tr).

Tabla 6.2. Valores de Altura de ola y niveles de marea asociados a distintos períodos de retorno.

Tr [años]	H_s [m]	N [m IGN]
2	2.19	1.54
5	2.37	1.65
10	2.46	1.71
20	2.53	1.77
50	2.60	1.83
100	2.64	1.88

6.3 Metodología para el cálculo del enrocado

Para esta aplicación se utilizaron las herramientas y expresiones de cálculo disponibles en el compendio SimpleCoast (Giardino et al., 2017), desarrollado por Deltares en Países Bajos.

6.3.1 Enrocado de la coraza

El cálculo se desarrolló mediante la implementación de las fórmulas de Van der Meer (1988) y Van Gent et al. (2003), las cuales resultan válidas para estructuras de cresta alta con pendientes formadas por rocas dispuestas al azar (en 2 capas) en aguas profundas y poco profundas. Para estructuras de cresta baja ($R_c < 4 \cdot D_{n,50}$), es posible aplicar un factor de corrección que modifica el valor calculado con la fórmula original.

6.3.1.1 Expresiones de Van der Meer (1988)

Para calcular el diámetro nominal de las rocas $D_{n,50}$, es preciso conocer primero el tipo de rotura de las olas que llegan al dique exento. A su vez, el tipo de rotura depende de la relación entre el parámetro de rompiente ξ y el parámetro de rompiente crítico $\xi_{critical}$.

$$\xi = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\left[\left(\frac{2\pi}{g}\right) \cdot \frac{H_{s,toe}}{T_m^2}\right]}}$$

$$\xi_{critical} = \left[\left(\frac{8.7}{1.4}\right) \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan(\alpha)}\right]^{\frac{1}{(P+0.5)}}$$

donde:

α : ángulo de la pendiente de la estructura ($^\circ$).

g : aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

$H_{s,toe}$: altura de ola significativa al pie de la estructura (m).

T_m : periodo medio de ola (s).

P : factor de permeabilidad de la estructura ($P=0.1$ para núcleo impermeable; $P=0.4$ para rocas en una capa filtrante semi-permeable; $P=0.5$ para un núcleo permeable; $P=0.6$ para una estructura totalmente permeable con rocas uniformes).

Si $\xi < \xi_{critical}$ y $\cotan(\alpha) \geq 4$, se tiene rotura de tipo *plunging*.

$$D_{n,50} = \frac{\frac{H_{s,toe}}{\Delta}}{N_{cr,plunging}}$$

$$N_{cr,plunging} = \left[\frac{8.7}{(\gamma_{\beta} \cdot \gamma_s)} \right] \cdot P^{0.18} \cdot \xi^{-0.5} \cdot \gamma_H \cdot \left[\frac{S_d}{\sqrt{N_W}} \right]^{0.2}$$

Pero si $\xi > \xi_{critical}$, la rotura es de tipo *surging*.

$$D_{n,50} = \frac{H_{s,toe}}{\Delta}$$

$$N_{cr,surging} = \left[\frac{1.4}{(\gamma_{\beta} \cdot \gamma_s)} \right] \cdot P^{-0.13} \cdot \xi^P \cdot \gamma_H \cdot [\tan(\alpha)]^{-0.5} \cdot \left[\frac{S_d}{\sqrt{N_W}} \right]^{0.2}$$

donde:

$H_{s,toe}$: altura de ola significativa al pie de la estructura (m).

Δ : densidad de masa relativa de la roca [$\Delta = (\rho_r - \rho_w) / \rho_w$] (ρ_r : densidad de la roca; ρ_w : densidad del agua de mar).

$N_{cr,plunging}$: Número de estabilidad para olas de tipo *plunging*.

$N_{cr,surging}$: Número de estabilidad para olas de tipo *surging*.

γ_{β} : factor de reducción para olas oblicuas [$\gamma_{\beta} = 0.5 + 0.5 \cdot (\cos \beta)^2$] ($\beta = 0^\circ$ para olas perpendiculares).

γ_s : factor de seguridad para el método de diseño determinista (1.1 a 1.3).

P: factor de permeabilidad de la estructura (P=0.1 para núcleo impermeable; P=0.4 para rocas en una capa filtrante semi-permeable; P=0.5 para un núcleo permeable; P=0.6 para una estructura totalmente permeable con rocas uniformes).

ξ : parámetro de rompiente.

γ_H : relación de alturas de ola al pie de la estructura [$\gamma_H = H_s / H_{2\%}$] ($\gamma_H = 0.7$ para aguas profundas; $\gamma_H = 0.82$ para aguas someras con olas que rompen).

S_d : factor de daño ($S_d = 2$ para daño menor; $S_d = 10$ para falla).

N_W : número de olas durante un evento de tormenta (1000 a 3000 para un evento de 6 horas).

El factor de corrección para estructuras de baja cresta γ_{cor} se calcula como:

$$\gamma_{cor} = 1 \quad \text{para } R_c / D_{n,50} > 4$$

$$\gamma_{cor} = 0.0035 \cdot \left(\left| \frac{R_c}{D_{n,50}} - 4 \right| \right)^{2.6} + 1 \quad \text{para } -8 < R_c / D_{n,50} < 4^*$$

$$\gamma_{cor} = 3 \quad \text{para } R_c / D_{n,50} < -8$$

donde:

R_c : altura de la cresta por sobre el nivel máximo del agua (m) [$R_c = R_c' - MWL$] (R_c' : altura de la cresta respecto del nivel medio del agua; MWL: nivel máximo del agua respecto del nivel medio).

$D_{n,50}$: diámetro nominal de las rocas (m).

*: si se cumple la condición, se debe utilizar un método iterativo para calcular el valor final de γ_{cor} .

Finalmente, al aplicar la corrección:

$$D_{n,50}^{Corr} = \frac{D_{n,50}}{\gamma_{cor}}$$

donde:

$D_{n,50}^{Corr}$: diámetro nominal de las rocas corregido (m).

$D_{n,50}$: diámetro nominal de las rocas (m).

γ_{cor} : factor de corrección para estructuras de baja cresta.

6.3.1.2 Expresiones de Van Gent et al. (2003)

El diámetro nominal de las rocas $D_{n,50}$ se calcula de la siguiente manera:

$$D_{n,50} = \frac{H_{s,toe}}{N_{cr}}$$

$$N_{cr} = \left[\frac{1.75}{(\gamma_{\beta} \cdot \gamma_s)} \right] \cdot \sqrt{\cotan(\alpha)} \cdot (1 + P_G) \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N_W}} \right)^{0.2}$$

donde:

$H_{s,toe}$: altura de ola significativa al pie de la estructura (m).

Δ : densidad de masa relativa de la roca [$\Delta = (p_r - p_w) / p_w$] (p_r : densidad de la roca; p_w : densidad del agua de mar).

N_{cr} : Número de estabilidad.

γ_{β} : factor de reducción para olas oblicuas [$\gamma_{\beta} = 0.5 + 0.5 \cdot (\cos \beta)^2$] ($\beta = 0^\circ$ para olas perpendiculares).

γ_s : factor de seguridad para el método de diseño determinista (1.1 a 1.3).

α : ángulo de la pendiente de la estructura ($^\circ$).

PG: factor de permeabilidad de la estructura (PG=0 para estructura impermeable; PG=1 para estructura totalmente permeable).

S_d: factor de daño. (S_d=2 para daño menor; S_d=10 para falla).

N_w: número de olas durante un evento de tormenta (1000 a 3000 para un evento de 6 horas).

El factor de corrección para estructuras de baja cresta γ_{cor} se calcula como:

$$\gamma_{cor} = 1 \quad \text{para } R_c/D_{n,50} > 4$$

$$\gamma_{cor} = 0.0035 \cdot \left(\left| \frac{R_c}{D_{n,50}} - 4 \right| \right)^{2.6} + 1 \quad \text{para } -8 < R_c/D_{n,50} < 4^*$$

$$\gamma_{cor} = 3 \quad \text{para } R_c/D_{n,50} < -8$$

donde:

R_c: altura de la cresta por sobre el nivel máximo del agua (m) [R_c=R_c'-MWL] (R_c': altura de la cresta respecto del nivel medio del agua; MWL: nivel máximo del agua respecto del nivel medio).

D_{n,50}: diámetro nominal de las rocas (m).

*: si se cumple la condición, se debe utilizar un método iterativo para calcular el valor final de γ_{cor} .

Finalmente, al aplicar la corrección:

$$D_{n,50}Corr = \frac{D_{n,50}}{\gamma_{cor}}$$

donde:

D_{n,50Corr}: diámetro nominal de las rocas corregido (m).

D_{n,50}: diámetro nominal de las rocas (m).

γ_{cor} : factor de corrección para estructuras de baja cresta.

6.3.2 Cálculo para la protección del pie de la estructura

Para estimar el tamaño de roca requerido para el pie de la estructura se utilizaron las fórmulas de Van der Meer (1998) y Van Gent y Van der Werf (2014), basadas en el esquema presentado en la Figura 6.3.

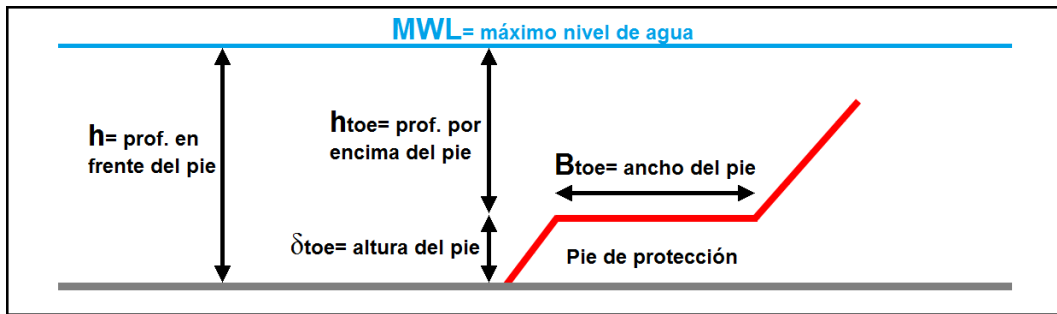


Figura 6.3. Referencias para el cálculo del pie de protección.

6.3.2.1 Van der Meer (1998)

$$D_{n,50} = \gamma_s \cdot \left[6.2 \cdot \left(\frac{h_{toe}}{h} \right)^{2.7} + 2 \right]^{-1} \cdot \Delta^{-1} \cdot N_{od}^{-0.15} \cdot H_{s,toe} \quad \text{para } 0.4 < h_{toe}/h < 0.9$$

donde:

γ_s : factor de seguridad (1.5).

h_{toe} : profundidad por encima del pie de protección (m) (respecto del nivel máximo del agua).

h : profundidad al frente del pie de protección (respecto del nivel máximo del agua) (m).

Δ : densidad de masa relativa de la roca.

N_{od} : factor de daño ($0.5 < N_{od} < 1$ para comienzo del daño; $N_{od} = 2$ para daño severo; $N_{od} = 4$ para falla).

$H_{s,toe}$: altura de ola significativa al pie de la estructura (m).

6.3.2.2 Van Gent y Van der Werf (2014)

$$D_{n,50} = 0.32 \cdot \gamma_s \cdot \left[\frac{H_{s,toe}}{\left(\Delta \cdot \sqrt[3]{N_{od}} \right)} \right] \cdot \left(\frac{B_{toe}}{H_{s,toe}} \right)^{0.1} \cdot \sqrt[3]{\frac{\delta_{toe}}{H_{s,toe}}} \cdot \sqrt[3]{\left[\frac{U_{max}}{L \cdot \sqrt[2]{g \cdot H_{s,toe}}} \right]}$$

$$\text{para } 0.7 > h_{toe}/h > 0.9 \quad 0.1 > \delta_{toe}/h > 0.3$$

$$U_{max} = \frac{\pi \cdot H_{s,toe}}{\left[T_{m-1,0} \cdot \sinh\left(2 \cdot \pi \cdot \frac{h_{toe}}{L_o} \right) \right]}$$

donde:

γ_s : factor de seguridad ($\gamma_s=1.1$ para doble capa; $\gamma_s=1.5$ para una sola capa).

$H_{s,toe}$: altura de ola significativa al pie de la estructura (m).

Δ : densidad de masa relativa de la roca.

N_{od} : factor de daño ($N_{od}=0.5$ para protección de ancho pequeño; $N_{od}=1$ para protección de ancho largo).

B_{toe} : ancho del pie de protección (m).

δ_{toe} : altura del pie de protección (m).

h_{toe} : profundidad por encima del pie de protección (respecto del nivel máximo del agua) (m).

U_{max} : velocidad orbital de pico al pie de la estructura basada en la longitud de ola en aguas profundas (m/s).

g : aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

$T_{m-1,0}$: periodo de ola espectral (s).

L_o : Longitud de ola en aguas profundas [$L_o=(g/2*\pi)*(T_{m-1,0})^2$] (también se puede utilizar la longitud de ola $L = 2*\pi*(h-\delta_{toe})/T_{m-1,0}$).

6.4 Resultados para rompeolas de Las Toninas

6.4.1 Enrocado de la coraza

Las expresiones de cálculo presentadas en la metodología fueron utilizadas para determinar el tamaño del enrocado necesario para el talud frontal (pendiente 1:2) y la cresta del rompeolas con una cota de coronamiento de 1 metro por encima del nivel de pleamar media (cota=+1.45 m IGN).

La Tabla 6.3 muestra el valor de los principales parámetros adoptados para el procedimiento de cálculo, los cuales han sido seleccionados en función de las recomendaciones bibliográficas (Giardino et al., 2017).

Tabla 6.3. Parámetros adoptados para el cálculo del enrocado de la coraza.

<i>Parámetro usado</i>	<i>Valor</i>
γ_s : factor de seguridad para el método de diseño determinista	1.1
P: factor de permeabilidad de la estructura (Van derMeer)	0.4
PG: factor de permeabilidad de la estructura (Van Gent)	0.3
S_d : factor de daño	2
N_w : número de olas durante un evento de tormenta	2000
Δ : densidad de masa relativa de la roca	1.59

Para evaluar la respuesta de la estructura frente a la acción del oleaje se consideraron diferentes escenarios de cálculo, conformados por la combinación de distintas alturas de ola y niveles de marea. La situación extrema correspondió a valores de H_s y N asociados a un período de retorno de 50 años. El análisis consideró además las situaciones correspondientes al nivel medio del mar ($N=0$) y valores medios de bajamar ($N=-0.45$) y pleamar ($N=+0.45$), donde las alturas de ola consideradas se encuentran limitadas por profundidad (h) de acuerdo con la expresión $H_s=0.78 \cdot h$.

En la Tabla 6.4 se indican los valores de cálculo utilizados para cada uno de los escenarios considerados, siendo: MWL la altura de marea referida al nivel medio del mar, $H_{s,toe}$ la altura de ola al pie de la estructura, h la profundidad referida al nivel medio y R_c el francobordo resultante de acuerdo a la cota de coronamiento de la estructura. El período medio de la ola considerada fue de $T_m=10$ seg para todos los casos.

Tabla 6.4. Resultados obtenidos para el cálculo del enrocado de la coraza.

<i>Variables</i>					<i>Van derMeer (1988)</i>			<i>Van Gent et al. (2003)</i>		
<i>MWL</i>	<i>H_{s,toe}</i>	<i>h</i>	<i>R_c</i>	<i>T_m</i>	<i>γ_{cor}</i>	<i>D_{n,50 Corr}</i>	<i>M₅₀</i>	<i>γ_{cor}</i>	<i>D_{n,50 Corr}</i>	<i>M₅₀</i>
[m]	[m]	[m]	[m]	[s]	-	[m]	[ton]	-	[m]	[ton]
-0.45	1.99	2.55	1.90	10	1.01	0.77	1.19	1.01	0.79	1.3
0.0	2.34	3	1.45	10	1.03	0.91	2.00	1.03	0.91	1.99
0.45	2.60	3.45	1.00	10	1.06	1.01	2.71	1.06	0.98	2.53
1.83	2.60	4.83	-0.38	10	1.17	0.92	2.03	1.17	0.89	1.9

La misma Tabla 6.4 muestra el resultado del cálculo obtenido por las expresiones de Van der Meer y de Van Gent, respectivamente. Allí se indican, para cada escenario, los valores

correspondientes para el coeficiente de corrección (γ_{cor}), el diámetro nominal del enrocado ya corregido ($D_{n,50Corr}$), y el peso del bloque para ese tamaño (M_{50}).

Estos resultados muestran una buena concordancia entre las dos expresiones de cálculo utilizadas, con diferencias del orden del 3% para el tamaño del enrocado en los diferentes escenarios. Salvo para el caso de la condición de bajamar, los tamaños de enrocado obtenidos resultan levemente superiores utilizando la expresión de Van der Meer.

De estos datos surge que la condición más exigente para la estructura resulta la pleamar media, donde la altura de ola no se encuentra limitada por profundidad y el nivel de la marea se ubica 1 metro por debajo de la cota de coronamiento. En consecuencia, la coraza estará resistiendo la rotura del oleaje sobre el talud frontal del rompeolas.

De acuerdo con los resultados indicados en la Tabla 6.4, el tamaño nominal más apropiado para considerar el diseño de la coraza corresponde a un enrocado con $D_{n50}=1.01$ m, el cual tendrá un peso medio de $M_{n50}=2.70$ toneladas.

6.4.2 Enrocado para el pie de la estructura

De manera similar se desarrolló el procedimiento de cálculo para el enrocado que conforma el pie de la estructura. La Tabla 6.5 muestra el valor de los principales parámetros adoptados para el procedimiento de cálculo, los cuales han sido seleccionados en función de las recomendaciones bibliográficas (Giardino et al., 2017).

Tabla 6.5. Parámetros adoptados para el cálculo del pie de la estructura.

Parámetro usado	Valor
γ_s : factor de seguridad	1.5
N_{od} : factor de daño	1
Δ : densidad de masa relativa de la roca	1.59
d_{toe} : altura del pie	1.2 m
B_{toe} : ancho del pie	4 m

Los escenarios de cálculo considerados en este caso fueron los mismos que se utilizaron para el cálculo de la coraza. En la Tabla 6.6 se indican los valores de cálculo utilizados para cada uno de los escenarios considerados, junto con los resultados obtenidos mediante la implementación de las expresiones de Van der Meer y de Van Gent y Van der Werf, respectivamente.

Tabla 6.6. Resultados obtenidos para el cálculo del pie de la estructura.

Variables					Van der Meer (1998)		Van Gent y Van der Werf (2014)	
MWL	$H_{s,toe}$	h	h_{toe}	$T_{m-1,0}$	$D_{n,50}$	M_{50}	$D_{n,50}$	M_{50}
[m]	[m]	[m]	[m]	[s]	[m]	[ton]	[m]	[ton]
-0.45	1.99	2.55	1.35	10	0.60	0.59	0.46	0.26
0.0	2.34	3	1.8	10	0.62	0.64	0.49	0.32
0.45	2.6	3.45	2.25	10	0.62	0.64	0.51	0.36
1.83	2.6	4.83	3.63	10	0.51	0.34	0.47	0.28

Los valores presentados en la Tabla 6.6 muestran en todos los casos que mediante la fórmula de Van der Meer se obtienen mayores tamaños de enrocado, con diferencias respecto de la otra expresión de cálculo que se encuentran en el orden del 20%.

Dada la combinación de niveles de marea y alturas de ola evaluadas, las condiciones más exigentes para el pie de la estructura resultan ser el nivel y la pleamar medios. De esto surge que el tamaño nominal más apropiado para considerar el diseño del pie corresponde a un enrocado con $D_{n50}=0.62$ m, el cual tendrá un peso medio de $M_{n50}=0.64$ toneladas.

6.4.3 Enrocado para la capa de filtro y núcleo

Considerando un esquema básico para el prediseño de un rompelas se requieren determinar las dimensiones necesarias para interior de la estructura, la cual estará eventualmente conformada por un núcleo y una capa intermedia de enrocado de menor tamaño que el de la coraza.

La capa intermedia ubicada entre la coraza y el núcleo de la estructura debe permitir que se cumpla con la ley de filtro, de manera tal que el material más fino no se fugue entre los espacios que dejan la capa externa. Para que cumpla este requerimiento se emplea un peso del 10% del tamaño de capa externa, obteniéndose los siguientes resultados:

- $M_{intermedio} = M_{coraza} / 10 = 270$ kg
- $M_{núcleo} = M_{intermedio} / 10 = 27$ kg

Utilizando estos valores como referencia se determinaron diámetros nominales correspondientes para las eventuales capa intermedia y núcleo de la estructura, respectivamente:

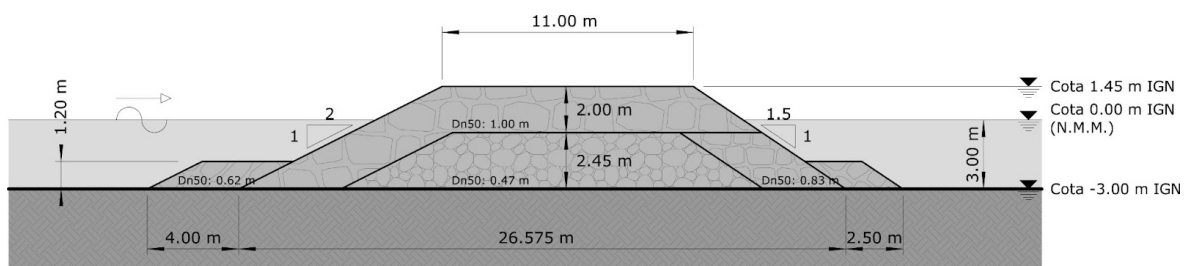
- $D_{n50 \text{ intermedio}} = 0.46$ m
- $D_{n50 \text{ núcleo}} = 0.22$ m

6.4.4 Sección resultante

Como instancia final del procedimiento para el prediseño de los rompeolas se presenta el final de la obra en planta y una sección transversal tipo de la estructura (Figura 6.4.a y 6.4.b, respectivamente), indicando sus parámetros geométricos y las dimensiones de los diferentes tipos de enrocado que fueron determinados.



a) Configuración en planta de la obra (Esquema Alternativa 4d)



b) Sección transversal tipo

Figura 6.4. Síntesis para el prediseño de la estructura.

El esquema presentado muestra dos tamaños de enrocado componiendo la cara frontal y la cresta de sección central de la estructura: $D_{n50}=1\text{ m}$ para la coraza, y $D_{n50}=0.46\text{ m}$ para el material del núcleo. Si bien podría considerarse la incorporación de un tercer tamaño con un material más fino ($D_{n50}=0.22\text{ m}$) para constituir el núcleo, esto resulta poco práctico desde el punto de vista constructivo debido a que de acuerdo con las dimensiones de la estructura ésta resultaría ser solo una capa con una altura aproximada de 1.5 m.

Para el talud del lado interno de la estructura, el cual está sometido a una condición menos exigente desde el punto de vista de la acción del oleaje, puede utilizarse un enrocado de menor tamaño que el calculado para la coraza. Utilizando las expresiones de Van Gent et *al.* (2003), disponibles en SimpleCoast, se determinó un tamaño requerido de $D_{n50}=0.83$ m para dicho enrocado.

Las dimensiones y tamaños de enrocado requeridos para el pie de la estructura corresponden a los valores calculados en Tabla 6.6.

Conclusiones

A continuación, se detallan conclusiones referidas a los aspectos principales de este estudio:

1. Respecto del estado actual del frente costero en la localidad de Las Toninas:
 - La situación crítica de retroceso de la línea de costa de la zona norte de Las Toninas se pudo verificar mediante el procesamiento de imágenes satelitales. Desde 2015 hasta el presente se cuantificó un retroceso del orden de los 12 m en la línea de costa del tramo más crítico, el que se encuentra entre las calles 6 y 16.
 - En el tramo que va de la calle 16 a la 24 también se pudo verificar la misma tendencia de retroceso desde 2015, pero con valores menores alrededor de los 6 m.
2. Para el desarrollo del estudio integral de las obras propuestas y su impacto sobre la zona de interés se utilizó una estrategia multi-modelo, abarcando el frente costero del sector norte de Las Toninas que va de la calle 6 a la 24. En base a esto:
 - Se implementaron cuatro modelos numéricos diferentes para evaluar el comportamiento de seis alternativas posibles de obra caracterizadas de acuerdo a criterios empíricos.
 - Estas alternativas constituyen conjuntos de rompeolas paralelos a la costa con diferentes extensiones, separación y distancia de ubicación respecto de la línea de costa.
3. En cuanto a los alcances del estudio, se señala que en este trabajo no se evaluaron modificaciones de las alternativas en función de la localización precisa de los cables submarinos. La cuestión de la implantación de los rompeolas, sobre los cables o no, deberá ser analizada en etapas posteriores teniendo en cuenta recomendaciones asociadas a aspectos constructivos y de seguridad de los mismos.

4. La etapa del estudio dedicada a la evaluación de las diferentes alternativas propuestas para la configuración de la obra mostró los siguientes resultados:

- Las simulaciones de las seis alternativas de implantación de los diques exentos muestran un desempeño favorable respecto de la mitigación del retroceso de la línea de costa. En todos los casos de obra, tanto en la evaluación de largo plazo como en la de corto plazo (ocurrencia de un temporal), disminuye la pérdida de arena en las zonas de playa distal y frontal.
- Respecto del impacto de las obras en el mediano y el largo plazo, simulaciones realizadas con el software LITPACK, la Alternativa 4 presenta un mejor desempeño. Esta opción de obra está constituida por 6 rompeolas de 110 m, separados 160 m entre sí y ubicados sobre la línea batimétrica 3 m. Esta configuración muestra el menor valor de retroceso máximo, el indicador de mayor interés, con valores en el orden de los 30 m en sectores puntuales. A largo plazo la línea de costa presenta la formación de salientes y no de tómbolo (máximo avance en el orden de los 100 m, menos de la mitad de la distancia a la línea de rompeolas).
- Ante el impacto de la ocurrencia de un temporal (análisis de corto plazo), simulaciones realizadas con el software XBEACH, las Alternativas 4 y 6 son las de mejor desempeño según los resultados del indicador de máximo retroceso (aproximadamente 7 m). También, estas 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. De acuerdo con 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).
- El comportamiento de las Alternativas 4 y 6 resulta similar ante la ocurrencia de un temporal y la primera es la de mejor desempeño en las evaluaciones de mediano y largo plazo. Por lo tanto, se concluye que la Alternativa 4 es la de mejor performance general tanto en el corto como en el largo plazo. Ante esta evidencia, y con el objetivo de optimizar esta opción, se evaluaron cuatro variantes asociadas a cambios en el sistema de rompeolas respecto del ángulo de la línea de implantación y movimientos en ese mismo eje.
- En el análisis de las opciones de la Alternativa 4 a mediano y largo plazo, la 4d presenta ventajas sobre el resto, considerando como indicador principal el máximo retroceso de la línea de costa. En este caso ya se obtendría el menor valor de retroceso de línea de costa de las cuatro variantes (aproximadamente 19 m). El máximo avance de esta opción, a pesar de ser levemente mayor que los otros casos, no alcanza a la mitad de la distancia de la línea de costa con la línea de implantación de la obra.

- Respecto de los resultados del indicador más relevante (máximo retroceso de la línea de costa), la Alternativa 4d presenta el valor mínimo en comparación con las otras variantes. Además, esa menor modificación también se observa para esta alternativa con el indicador de avance promedio. El indicador de máximo avance tiene un comportamiento similar en todas las variantes, menos en la 4a en donde adopta un valor muy por encima de las otras. Por lo tanto, la variante 4d de la Alternativa 4 se presenta como la de mejor desempeño ante la ocurrencia de un temporal. Este resultado es consistente con lo analizado para la evolución de largo plazo.
 - En consecuencia, de las opciones evaluadas, la Alternativa 4d resultó la seleccionada como la de mejor desempeño general. Esta consiste en la implantación de seis rompeolas de 110 m de longitud y una separación de 160 m, ubicados en la isobata de 3 m y a unos 270 m de la línea de costa.
5. Con la Alternativa 4d seleccionada como mejor opción para la configuración de las obras se realizaron las siguientes verificaciones:
- Se plantearon ejercicios para la evaluación del impacto hidráulico de la obra y de las tendencias morfológicas que se producirían sobre la línea de costa. El impacto sobre las velocidades en el frente costero analizado se determinó en el entorno de los rompeolas con valores de cambio despreciables. Además, se verificó que la presencia del sistema de rompeolas favorece el desarrollo de salientes sobre la línea de costa.
 - La capacidad del sistema de rompeolas para atenuar la energía del oleaje incidente depende del tipo de escenario hidrodinámico, pero se verificó que con la alternativa propuesta se alcanzan atenuaciones del orden del 70-80 %. La opción de cota de coronamiento seleccionada, +1.45 m IGN, se justifica en la mayor capacidad de disipación de energía de la obra.
6. Con referencia a las evaluaciones para un prediseño estructural de la obra se destacan los siguientes aspectos:
- Para caracterizar el enrocado de la coraza y el enrocado del pie de la estructura se evaluó la respuesta de la obra frente a la acción del oleaje considerando diferentes escenarios de cálculo, conformados por la combinación de distintas alturas de ola y niveles de marea. Se evaluaron condiciones extremas correspondientes a un período de retorno de 50 años y condiciones medias (nivel medio, nivel medio de bajamar y nivel medio de pleamar).

- La condición más exigente para la definición del enrocado de la coraza de la estructura resultó la pleamar media, donde la altura de ola no se encuentra limitada por profundidad y el nivel de la marea se ubica 1 metro por debajo de la cota de coronamiento. Estos resultados indican que la coraza estará resistiendo la rotura del oleaje sobre el talud frontal del rompeolas. El tamaño nominal más apropiado para considerar el diseño de la coraza corresponde a un enrocado con diámetro medio de 1.01 m y con un peso medio de 2.70 toneladas.
- Las condiciones más exigentes para el pie de la estructura resultan ser el nivel y la pleamar medios. Por lo tanto, el tamaño nominal más apropiado para considerar su diseño corresponde a un enrocado con diámetro medio de 0.62 m y con un peso medio de 0.64 toneladas.
- Considerando un esquema básico para el prediseño de un rompeolas, se determinaron las dimensiones para el interior de la estructura, que se conformaría por un núcleo y una capa intermedia de enrocado de menor tamaño que el de la coraza, cumpliendo la condición de la ley de filtro. Las características nominales, para las eventuales capas intermedia y núcleo de la estructura, corresponden a diámetros medios de 0.46 m y 0.22 m y pesos medios de 270 kg y 27 kg respectivamente.

Referencias

- Cáceres, R., 2014. Hidrodinámica costera y evolución morfológica de una playa en presencia de estructuras de bajo coronamiento paralelas a la costa. Tesis doctoral presentada ante la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata.
- Cáceres, R., 2016. Criterios de selección del clima de olas para el diseño de defensas de costas. IX Congreso Argentino de Ingeniería Portuaria, Buenos Aires, Argentina.
- Cura & Jordan, 2021. Informe relevamiento topo-batimétrico. Las Toninas, Municipio de la Costa, Provincia de Buenos Aires. Cura & Jordán Servicios Topográficos. Junio.
- García, P.E., Bindelli, L., Tomazin, N.J., Haspert, F., Re, M., 2020. Análisis de alta resolución de impactos y riesgo en zonas piloto de la costa marítima de la provincia de Buenos Aires. Informe SLH-INA, 08-376-19, Ezeiza, Argentina.
- Giardino, A., van Rijn, L., Quataert, E., Warren, A., Jeuken, A., Nederhoff, K., Desramaut, N, 2017. SimpleCoast: Simple Assessments of Coastal Problems and Solutions. Proceedings of the Medcoast 17 Conference, 137-148, Malta.
- Hallermeier, R. J., 1981. A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate. Coastal Engineering, 4, 253-277.
- Madsen, P.A., 1983. Wave reflection from a vertical permeable wave absorber. Coastal Engineering, 7 (4), 381–396.
- 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.
- Menéndez, A.N., Badano, N.D., Lopolito, M.F., Re, M., 2013. Water Quality Assessment for a Coastal Zone through Numerical Modeling, JAWER – Journal of Applied Water Engineering and Research, 1:1, August 8-16, DOI: 10.1080/23249676.2013.827892.
- Re, M., Lecertúa, E., García, P., Menéndez, A.N., 2009. Zoning for Hydraulic Impact Studies on the Coastal Zone of the Plata River, 6th Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, RCEM 2009, Santa Fe, Argentina, September.
- Re, M., Bindelli, L., Tomazin, N.J., 2021. Estudios hidráulicos para el prediseño de una obra de protección costera en la localidad de Las Toninas. Informe de avance. Informe SLH-INA 01-403-21, Ezeiza, Argentina.

- Roelvink, D., McCall, R., Mehvar, S., Nederhoff, K., Dastgheib, A., 2018. Improving predictions of swash dynamics in XBeach: The role of groupiness and incident-band runup. *Coastal Engineering*, 134, 103-123.
- Roelvink, D., Reniers, A., van Dongeren, A., van Thiel de Vries, J., McCall, R., Lescinski, J., 2009. Modelling storm impacts on beaches, dunes and barrier islands. *Coastal Engineering*, 56 (11-12), 1133-1152.
- Rosati, J.D., 1990. Functional design of breakwaters for shore protection: empirical methods. Coastal Engineering Research Center, Technical Report CERC-90-15.
- Sánchez-García, E., Pardo-Pascual, J. E., Balaguer-Beser, A. y Almonacid-Caballer, J. (2015). Analysis of the Shoreline Position Extracted from Landsat TM and ETM+ Imagery. *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci.*, 991-998.
- Santoro, P., Alonso, R., Tomazin, N.J., Re, M., 2019. Análisis histórico de las variables de la dinámica costera. Informe SLH-INA, 06-376-19, Ezeiza, Argentina.
- Thomas, R.C., Frey, A.E., 2013. Shoreline Change Modeling Using OneLine Models: General Model Comparison and Literature Review. ERDC/CHL CHETN-II-55.
- 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.
- Toyoshima, O., 1972. *Coastal Engineering for Practicing Engineers-Beach Erosion*, Morikita Publishing Co., Tokyo, Japan.
- Toyoshima, O., 1974. Design of a Detached Breakwater System. *Proceedings, 14th International Conference on Coastal Engineering*, June 24-28, Copenhagen, Denmark, pp 1419-1431.
- Van der Meer, J.W., 1988. Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Doc. Thesis, Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- Van der Meer, J.W., 1998. Geometrical design of concrete armour layers. Chapter 9 in: "Seawalls, dikes and revetments". Edited by Pilarczyk, K.W. Balkema, Rotterdam.
- Van Gent, M.R.A., Smale, A.J. and Kuiper, C., 2003. Stability of rock slopes with shallow foreshores. *Proc. Coastal Structures*, ASCE. Portland, USA.
- Van Gent, M.R.A. y Van der Werf, I.M., 2014. Rock toe stability of rubble mound breakwaters. *Coastal Engineering*, Vol. 83, 166-176.
- Verón, M., Bértola, G., 2014. Aplicación del Método de Flujo de Energía en el Litoral de la Provincia de Buenos Aires, Argentina. *Latin American Journal of Sedimentology and Basin Analysis* Vol. 21(1): 17-23.
- Zanke, U., 1977. Berechnung der Sinkgeschwindigkeiten von Sedimenten. *Mitt. Des Franzius-Instituts für Wasserbau*, Technical Univ., Hannover, Alemania.

Anexo I

Durante la jornada del 21 de diciembre de 2021, personal del Departamento Costa Marítima de la Dirección Provincial de Hidráulica realizó la toma de seis muestras de arena en las playas del sector estudiado de Las Toninas.

Específicamente, las muestras corresponden a los perfiles de las calles 10 y 20. Cada uno de estos perfiles resultan representativos de la zona crítica del frente costero a defender (calle 10) y de la zona de ingreso de los cables de fibra óptica (calle 20). Las tres muestras obtenidas en cada perfil corresponden a la playa distal, la playa frontal y la zona de lavado.

La Tabla A.1 presenta el resumen de la variable de mayor interés para este trabajo (D_{50}).

Tabla A.1. Resultados de muestras en calle 10 y calle 20.

D50 [mm]	Playa distal	Playa frontal	Zona de Lavado
Calle 10	0.247	0.334	0.217
Calle 20	0.217	0.234	0.218

En las Figuras A.1 y A.2 se resumen las características granulométricas de cada muestra.

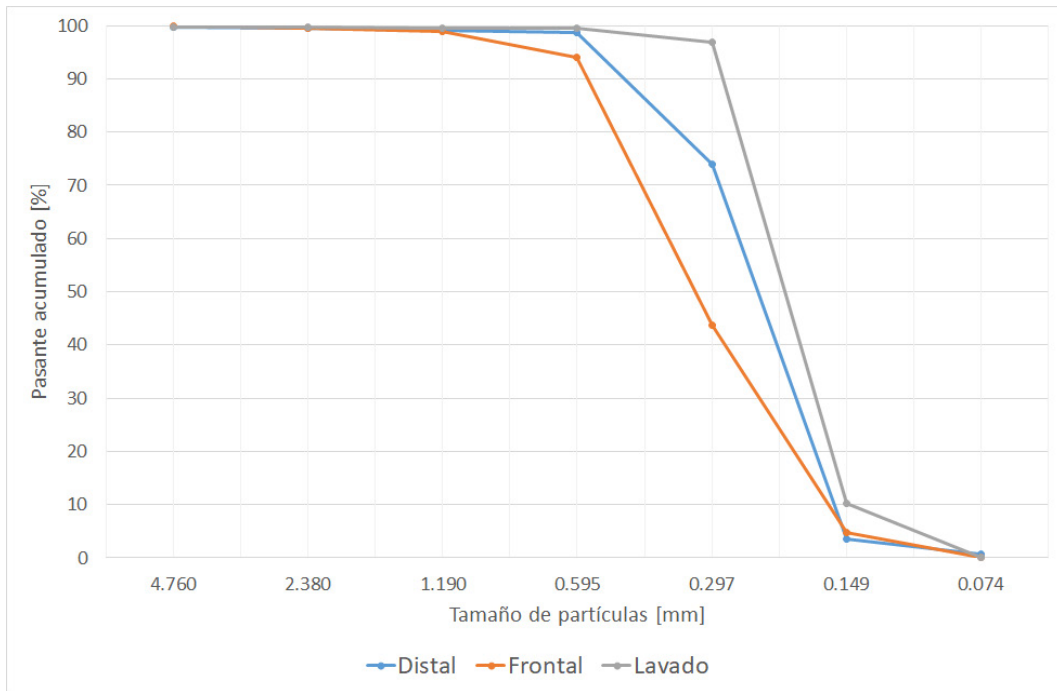


Figura A.1. Granulometría del perfil asociado a la calle 10.

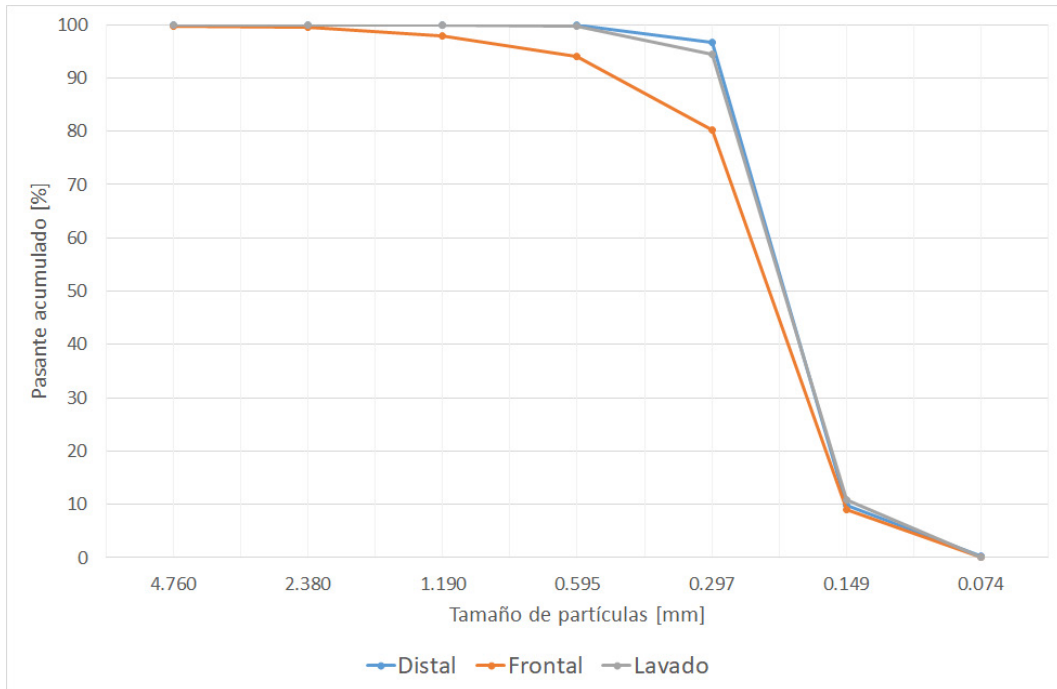


Figura A.2. Granulometría del perfil asociado a la calle 20.

A continuación, se presentan las Tablas A.2 a A.7 con el postprocesamiento detallado de las muestras realizado por el Departamento Costa Marítima de la Dirección Provincial de Hidráulica.

Tabla A.2. Muestras del perfil asociado a la calle 10. Playa Distal

Tamiz	Abertura malla [mm]	Peso neto [gr]	Peso acumulado [gr]	% retenido	% retenido acumulado	% pasante acumulado
# 4	4.76	1	1	0.2	0.2	99.8
# 8	2.38	2	3	0.4	0.6	99.4
# 16	1.19	2	5	0.4	1.0	99.0
# 30	0.595	2	7	0.4	1.4	98.6
# 50	0.297	124	131	24.7	26.0	74.0
# 100	0.149	354	485	70.4	96.4	3.6
# 200	0.074	14	499	2.8	99.2	0.8
Platillo	-	0	0	0	0	

Tabla A.3. Muestras del perfil asociado a la calle 10. Playa Frontal.

Tamiz	Abertura malla [mm]	Peso neto [gr]	Peso acumulado [gr]	% retenido	% retenido acumulado	% pasante acumulado
# 4	4.76	0.5	0.5	0.1	0.1	99.9
# 8	2.38	1.5	2	0.3	0.4	99.6
# 16	1.19	3	5	0.7	1.1	98.9
# 30	0.595	22	27	4.9	6.1	93.9
# 50	0.297	224	251	50.2	56.3	43.7
# 100	0.149	174	425	39.0	95.3	4.7
# 200	0.074	21	446	4.7	100.0	0.0
Platillo	-	0	0	0	0	

Tabla A.4. Muestras del perfil asociado a la calle 10. Zona de lavado.

Tamiz	Abertura malla [mm]	Peso neto [gr]	Peso acumulado [gr]	% retenido	% retenido acumulado	% pasante acumulado
# 4	4.76	0	1	0.0	0.2	99.8
# 8	2.38	0	1	0.0	0.2	99.8
# 16	1.19	5	2	1.1	0.4	99.6
# 30	0.595	131	2	28.9	0.4	99.6
# 50	0.297	172	14	38.0	3.1	96.9
# 100	0.149	64	407	14.1	89.8	10.2
# 200	0.074	8	453	1.8	100.0	0.0
Platillo	-	0	0	0	0	

Tabla A.5. Muestras del perfil asociado a la calle 20. Playa distal.

Tamiz	Abertura malla [mm]	Peso neto [gr]	Peso acumulado [gr]	% retenido	% retenido acumulado	% pasante acumulado
# 4	4.76	0	0	0.0	0.0	100.0
# 8	2.38	0	0	0.0	0.0	100.0
# 16	1.19	0	0	0.0	0.0	100.0
# 30	0.595	0	0	0.0	0.0	100.0
# 50	0.297	17	17	3.3	3.3	96.7
# 100	0.149	453	470	86.9	90.2	9.8
# 200	0.074	49	519	9.4	99.6	0.4
Platillo	-	0	0	0	0	

Tabla A.6. Muestras del perfil asociado a la calle 20. Playa frontal.

Tamiz	Abertura malla [mm]	Peso neto [gr]	Peso acumulado [gr]	% retenido	% retenido acumulado	% pasante acumulado
# 4	4.76	1	1	0.2	0.2	99.8
# 8	2.38	1	2	0.2	0.4	99.6
# 16	1.19	8	10	1.8	2.2	97.8
# 30	0.595	17	27	3.8	6.0	94.0
# 50	0.297	63	90	13.9	19.9	80.1
# 100	0.149	322	412	71.1	90.9	9.1
# 200	0.074	41	453	9.1	100.0	0.0
Platillo	-	0	0	0	0	

Tabla A.7. Muestras del perfil asociado a la calle 20. Zona de lavado.

Tamiz	Abertura malla [mm]	Peso neto [gr]	Peso acumulado [gr]	% retenido	% retenido acumulado	% pasante acumulado
# 4	4.76	0	0	0.0	0.0	100.0
# 8	2.38	0	0	0.0	0.0	100.0
# 16	1.19	5	0	1.2	0.0	100.0
# 30	0.595	131	1	30.3	0.2	99.8
# 50	0.297	172	24	39.8	5.6	94.4
# 100	0.149	64	385	14.8	89.1	10.9
# 200	0.074	8	432	1.9	100.0	0.0
Platillo	-	0	0	0	0	