

# DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA PARA LA PROTECCIÓN DE LA EROSIÓN COSTERA EN EL LITORAL ARGENTINO: CASO DE MAR DEL PLATA<sup>1</sup>

Paolo Gyssels<sup>2</sup>, Matías Ragessi<sup>3</sup>, Andrés Rodríguez<sup>4</sup>, Julio Cardini<sup>5</sup> y Mauro Campos<sup>6</sup>

**Resumen:** El frente costero urbano al sur de Punta Mogotes (Mar del Plata, Buenos Aires) padece desde hace años un fenómeno de erosión progresiva debido a factores naturales y de origen antrópico. En este trabajo se ha realizado un anteproyecto de una infraestructura de protección costera. El diseño prevé la construcción de una serie de diques exentos paralelos a la costa. Para ello se ha estudiado la hidrodinámica y la dinámica sedimentaria, para la situación de diseño final y también para la situación actual. El análisis se realizó a diferentes escalas espacio-temporales: a corto plazo (horas) y a largo plazo (meses y años). Los resultados indican que el esquema propuesto funcionaría adecuadamente protegiendo la costa, sin la formación de tómbolos.

**Palabras clave:** diques exentos, estabilidad playa, funcionalidad estructural.

## INFRASTRUCTURE DESIGN FOR COASTAL EROSION PROTECTION IN THE ARGENTINIAN LITTORAL ZONE: MAR DEL PLATA CASE

**Abstract:** The oceanfront shoreline at the south of Punta Mogotes (Mar del Plata, Buenos Aires Province) has been facing progressive erosion for many years due to natural processes and to human activities. A preliminary design of an infrastructure system has been developed to ensure the protection of the coast. The design consists of a series of detached breakwaters parallel to the coast. The hydrodynamic and sediment transport have been considered for two cases, the preliminary design and the natural condition. The study has been performed at different time-space scales: short term (hours) and long term (months and years). The results indicate that the proposed scheme would work properly protecting the coast without the formation of isthmuses.

**Key words:** breakwaters, beach stability, structural functionality

### INTRODUCCIÓN

El frente costero urbano de la ciudad de Mar del Plata (Figura 1) al sur de Punta Mogotes, entre Playa La Serena a Playa Acantilados, padece desde hace años un fenómeno de erosión progresiva. Se produce, en principio, la pérdida de superficie de las playas, situación que erosiona gradualmente los acantilados subyacentes. Esto es consecuencia de la acción combinada del oleaje en tormentas, del ascenso de los niveles del mar por causas meteorológicas, y de la intervención humana.

A partir de un estudio histórico, se ha determinado que las playas en cuestión han sufrido fuertes procesos erosivos en los últimos 50 años debido a: (i) extracciones de arena para la construcción; (ii) fuertes tormentas desde

---

<sup>1</sup> Artículo recibido el 6 de diciembre de 2012 y aceptado para publicación el 16 de abril de 2013.

<sup>2</sup> Profesor Asistente, Laboratorio de Hidráulica LH, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, 5000 Córdoba, Argentina. E-mail: pgyssels@efn.uncor.edu

<sup>3</sup> Estudiante de Posgrado, Laboratorio de Hidráulica LH, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, 5000 Córdoba, Argentina. E-mail: matiasragessi@gmail.com

<sup>4</sup> Profesor Titular, Laboratorio de Hidráulica LH, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, 5000 Córdoba, Argentina. E-mail: arodrig@efn.uncor.edu

<sup>5</sup> Ingeniero Consultor Especialista, Serman & Asociados S. A., Blanco Encalada, 2387 – 17 F Buenos Aires, Argentina. E-mail: cardini@serman.com.ar

<sup>6</sup> Director de Ingeniería, Serman & Asociados S. A., Blanco Encalada, 2387 – 17 F Buenos Aires, Argentina. E-mail: campos@serman.com.ar

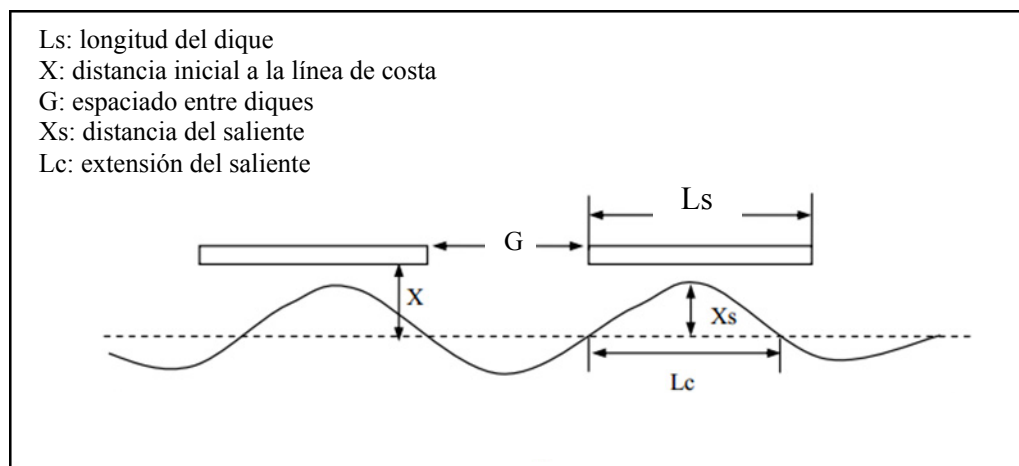
el cuadrante SE; (iii) la fijación de dunas y pérdida del material de reserva natural de la playa; (iv) las urbanizaciones costeras y construcción de espigones transversales a la costa que interrumpen parcialmente el transporte litoral (por ejemplo del puerto Quequén, 100 km al sur); (v) los dragados de las barras de arenas en las bocananas de los puertos y eliminación del material dragado del sistema sedimentario costero (sin “by-pass” de arena).



**Figura 1: Imagen satelital (LandSat5, 3 marzo 2004) de Mar del Plata, Argentina y de la zona de estudio (en círculo amarillo).**

En el Plan Director de Protección de Costas, que abarca el frente marítimo del partido de General Pueyrredón, se realizó un diseño de un conjunto de infraestructuras denominadas “diques exentos”, para frenar la erosión del tramo costero y permitir la regeneración y el mantenimiento de una playa en la misma zona. Los diques exentos (Figura 2) son estructuras, generalmente en escollera, dispuestas en serie a una cierta distancia de la costa dejando entre ellos pequeñas entradas (“gaps”) que hacen que se reduzca la energía del oleaje. Los diques exentos favorecen al relleno de la playa por deposición de sedimentos.

Si estas estructuras están cerca de la playa se forman salientes que llegan hasta la estructura en cuestión formando “tómbolos”. Si están más lejos, a una distancia adecuada, esos salientes no llegan a la estructura y no interrumpen el paso del sedimento litoral, por lo cual tienen menor impacto sobre la dinámica sedimentaria.



**Figura 2: Vista en planta de un esquema de diques rompeolas exentos y de los principales parámetros geométricos (Universidad Politécnica de Catalunya, trabajo académico).**

En este trabajo se ha realizado un estudio para determinar el diseño óptimo de la infraestructura de defensa costera con el uso de las formulaciones y modelos numéricos más adecuados para el caso en examen.

## **METODOLOGÍA**

El éxito de un diseño de regeneración y defensa de una playa depende de la capacidad del proyectista. Debe entender las causas que originan el estado de erosión de la playa en estudio y evaluar los procesos costeros que han dado lugar a dicha situación. La necesidad de regeneración está siempre originada por la falta de cumplimiento de una de las funciones de la playa, por ejemplo como defensa de la costa o como uso lúdico (GIOC-a, 2001), y su objetivo es el restablecimiento de dicha función. Para ello, se ha planteado el estudio de las defensas costeras a dos escalas de tiempo: a corto plazo (escala de horas-días) y a largo plazo (escala de meses y años).

El objetivo del diseño a corto plazo es doble. Por un lado, se busca verificar la estabilidad de la playa frente a eventos extremos. Por otro lado, que permita mejorar el conocimiento de los procesos morfodinámicos de la playa, realizar su diagnóstico y proponer alternativas de solución. Se ha estudiado el oleaje medio, un oleaje extremal con un período de retorno relacionado con la vida útil de la obra y un oleaje “extremal característico” asociado con una tormenta característica. La selección de los valores representativos de la obra se ha realizado de acuerdo con el documento ROM 02-90 (1990). Se ha adoptado la vida útil y el riesgo aceptable en las obras en función de una serie de parámetros elegidos en esta fase de prediseño. A partir de una vida útil propuesta de 25 años y de un riesgo asociado de 0.4 se ha determinado el periodo de retorno,  $T_R$ , de 50 años (ROM 02-90, 1990).

El objetivo del análisis a largo plazo es determinar cuál será la forma final (en planta y perfil) de la playa y la evolución temporal de dicha forma en escala de meses y años, a fin de asegurar que la funcionalidad de la playa se mantenga durante la vida útil de la misma. Asimismo, se trata de evaluar el impacto sobre la dinámica sedimentaria y los posibles efectos sobre la erosión y la sedimentación en otros tramos de costa debido a la presencia de las estructuras y durante su fase constructiva.

En este contexto, el estudio se ha llevado a cabo según las siguientes fases:

- I. evaluación de la funcionalidad del esquema propuesto, con formulaciones empíricas y con un modelo de evolución de la línea de costa a largo plazo;
- II. optimización del esquema propuesto a través de las formulaciones empíricas;
- III. estudio de la mejor alternativa de diseño en las condiciones de corto y largo plazo.

De forma complementaria se han analizados cuatro factores condicionantes: (1) reducción del riesgo de formación de tómbolo; (2) conservación de una playa de ancho mínimo de 25 m; (3) minimización del impacto visual; (4) impacto sobre la dinámica sedimentaria, en particular sobre el posible efecto erosivo de las playas adyacentes.

## **DATOS**

### **Batimetría y sedimento**

Se han considerado los datos disponibles: las cartas náuticas costeras H-114, H-210, H-101 y H-250 del Servicio de Hidrografía Naval del Ministerio de Defensa de Argentina. Los mapas han sido digitalizados y las coordenadas geográficas han sido convertidas en coordenadas métricas, con respecto a la proyección de “Mercator” UTM WGS-84 ZONA 21 SUR. Además, se ha realizado una topo-batimetría en detalle de la zona en erosión.

La granulometría de la playa seca y sumergida ha sido determinada sobre las muestras recogidas específicamente para este estudio. La mayor parte de las muestras en la playa sumergida han evidenciado la presencia de arenas finas (0.0625-0.125 mm), mientras que los sedimentos en la playa seca de arenas medio-finas (0.125-0.5 mm).

## Oleaje

El oleaje oceánico o de aguas profundas se ha determinado mediante el procesamiento de registros de la NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) de EEUU, en base a valores generados por el modelo Wavewatch III (Environmental Modelling Centre, NOAA) con intervalos de 3 horas para la serie histórica 1997-2006. Los valores de Altura Significante, Período y Dirección de Incidencia de las olas, corresponden a tres puntos ubicados en aguas profundas y próximos a la zona de interés, en Lat. 38° S, Long. 56.25° O, en Lat. 38° S, Long. 57.50° O y en Lat. 39° S, Long. 58.75° O.

Se ha realizado el estudio del clima de olas incidente en la zona de implantación de las estructuras. Los oleajes de tipo de fondo (“swell”) más frecuentes proceden del sector comprendido entre las direcciones E-ESE, con una altura significativa  $H_s$  de 1-1.5 m. Las máximas alturas  $H_s$  proceden del sector ESE-SSO (en el sentido de las agujas del reloj) con valores entre 3-4 m. Los periodos de pico son de entre 6-8 s para el oleaje medio y de hasta 12 s para las alturas de ola mayores.

Los oleajes locales son principalmente del tipo de viento (“sea”) y proceden de los sectores SE-SSE y SSW-SW con alturas de ola de 0.5-1 m. Los oleajes más energéticos proceden de los mismos sectores con alturas de olas significantes de 1.5-2 m. Los periodos de pico asociados a los estados de tipo oleaje de viento son de aproximadamente 4-6 s para los oleajes medios. En la Tabla 1 se muestran los valores extremos omnidireccionales de altura de ola significativa obtenidos por análisis estadístico de los datos de la NOAA.

**Tabla 1: Alturas de ola significantes por diferentes periodos de retorno en aguas profundas.**

Tr (años)	$H_s$ (m)
2	5.9
10	6.7
50	7.5
100	7.8

Para determinar las condiciones extremas de oleaje se ajustó una función de distribución de tipo Weibull.

## Marea

Las mareas son de régimen mixto. En algunos momentos son diurnas (un período por día) y en otros momentos son semi-diurnas (dos períodos por día) (INCYTH, 1984). Las corrientes que llegan a producir en el eje principal Norte-Sur son de aproximadamente  $0.05\div 0.15\text{ m s}^{-1}$ . El Servicio Hidrográfico Naval calculó una amplitud máxima de 1.73 m y una amplitud media de 0.78 m en el período 2006-2007.

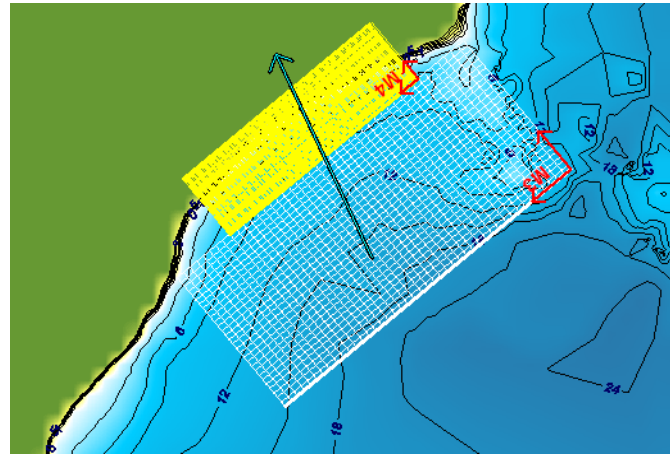
## Modelado numérico

Los programas de propagación de oleaje STWAVE (“Steady-State Spectral Wave Model”) (Smith et al., 1999) y Oluca (Modelo Parabólico de Propagación de Oleaje) (GIOCB, 2001), han sido calibrados con los datos procedentes de la NOAA propagando desde aguas profundas hasta profundidades reducidas en las proximidades de Puerto Quequén, 100 km al sur de la zona de estudio. Con los resultados de los programas de propagación del oleaje se han ejecutado los modelos de corriente y de transporte, que forman parte del “Modelo Integral de Propagación de Oleaje, Corrientes y Morfodinámica en Playas” (Mopla, incorporado en el paquete SMC, Sistema de Modelado Costero) (GIOCB, 2001). Estos programas son:

- Oluca: Modelo parabólico de propagación de oleaje monocromático y espectral.
- Copla: Modelo de corrientes por rotura del oleaje promediadas en la vertical.
- Eros: Modelo de erosión-sedimentación y evolución de la batimetría en playas.

Este último programa, con las condiciones hidrodinámicas calculadas, la batimetría inicial y las características del sedimento, determina el transporte de sedimentos utilizando las formulaciones de Bailard (1981) y Soulsby (1997).

En la Figura 3 se muestra el dominio numérico utilizado para los cálculos. Se han empleado dos mallas numéricas anidadas de diferente espaciado. La malla externa es de menor detalle ya que el oleaje no sufre muchas transformaciones en la propagación, mientras que la malla de detalle es de mucho mayor detalle para poder garantizar la correcta evaluación de las transformaciones que sufre el oleaje por asomeramiento, refracción, difracción y rotura. El espaciado de la malla de detalle es de 5 m en X (sentido longitudinal). El modelo, dadas las características de las olas a propagar, define automáticamente en la dirección Y (sentido transversal) una división para calcular correctamente la fase de la ola. La extensión de las mallas numéricas ha sido definida para garantizar que toda la energía del oleaje que puede interactuar en la zona de estudio pueda propagarse y llegar en dicha zona.



**Figura 3: Ejemplo de dominio de cálculo definido en Mopla para un caso de tormenta.**

## RESULTADOS

### Transporte potencial

El transporte litoral potencial se ha calculado mediante un modelo que aplica la formulación recomendada por el Manual de Protección de Costas (C.E.R.C., 1977). El modelo utilizado ha sido el GENESIS (Generalized Model for Simulating Shoreline Change). La tasa de transporte litoral potencial  $Q_l$  es calculado mediante la fórmula de Komar e Inman (1970):

$$Q_l = K \left[ \frac{\rho \sqrt{g}}{16 \sqrt{k} (\rho_s - \rho) (1 - n)} \right] H_b^{5/2} \sin(2\alpha_b)$$

donde el subíndice “b” se refiere a la condición de rotura (“breaking”) de la ola,  $K$  es un coeficiente empírico adimensional,  $\rho$  es la densidad del agua de mar =  $1025 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ,  $\rho_s$  es la densidad del material de fondo transportado =  $2650 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $n$  es porosidad del material del fondo transportado = 0.4,  $k$  es el índice de rotura dado por  $H_b/d_b$  ( $d_b$  es la profundidad en la rompiente),  $\alpha_b$  es la dirección de la ola a rotura (ángulo entre la cresta y la línea de costa) y  $H_b$  es la altura significativa de la ola a rotura.

Se ha alimentado el modelo con la estadística de olas pronosticada, a fin de evaluar las condiciones medias en un período de tiempo prolongado, que incluyera tormentas de gran intensidad y baja probabilidad. Los resultados han dado un transporte litoral neto medio en el tramo modelado de  $445.000 \text{ m}^3 \text{ año}^{-1}$  hacia el NE.

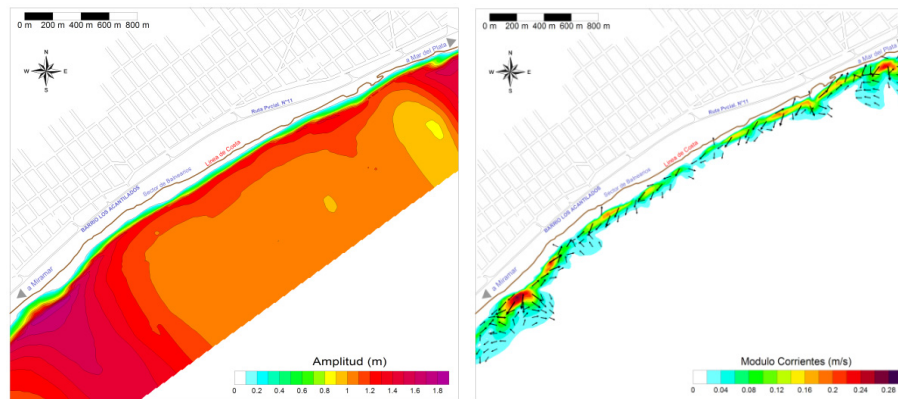
### Diagnóstico

En la Tabla 2 se muestran las condiciones de oleaje simuladas, en los tres momentos mareales de pleamar, media marea, y bajamar.

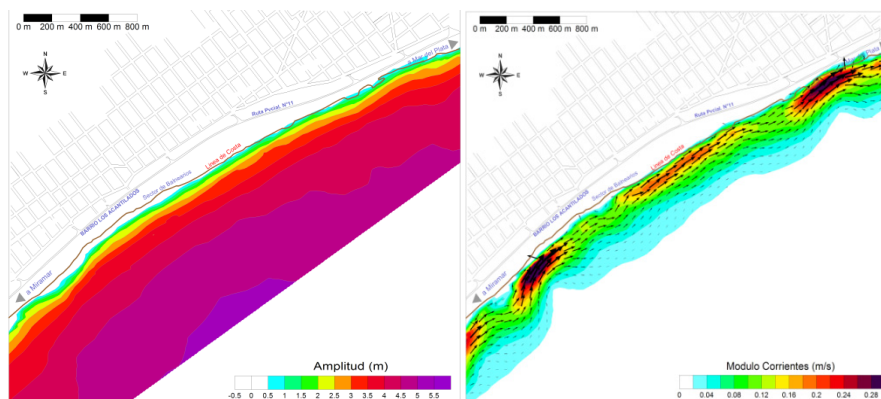
**Tabla 2: Parámetros de oleaje utilizados en las propagaciones.**

Caso	Oleaje	Punto Objetivo
Oleaje medio	Monocromático	$H_s = 1.2\text{m}$ $T_p = 8\text{s}$ $\theta_p = 135^\circ$ (SE)
Tormenta característica $T_r = 2$ años	Espectral (TMA)	$H_s = 5.9\text{m}$ $T_p = 12\text{s}$ $\theta_p = 135^\circ$ (SE)
Oleaje de tormenta $T_r = 50$ años	Espectral (TMA)	$H_s = 7.3\text{m}$ $T_p = 14\text{s}$ $\theta_p = 157.5^\circ$ (SSE)

**Oleaje medio.** Se ha observado una zona de acumulación del oleaje, situada en la zona al sur de la malla, debido a la refracción del oleaje por la conformación batimétrica local. Las corrientes debidas a oleaje determinan celdas de circulación en aguas poco profundas, sin evidenciar una dirección uniforme y determinadas por efectos muy locales de la línea de costa y de la batimetría (obsérvese las corrientes generadas por rotura en la Figura 4). Por lo tanto, también el transporte está influenciado por efectos muy locales de la batimetría, sin evidenciar una tendencia uniforme en su dirección.



**Figura 4: Curvas de altura significativa  $H_s$  y corrientes debidas a la rotura del oleaje medio en la zona de detalle ( $H_s = 1.25\text{ m}$  y  $T_p = 8\text{ s}$ ).**



**Figura 5: Curvas de altura significativa  $H_s$  y corrientes debidas a la rotura del oleaje con  $T_R = 2$  años, en la zona de detalle, en pleamar.**

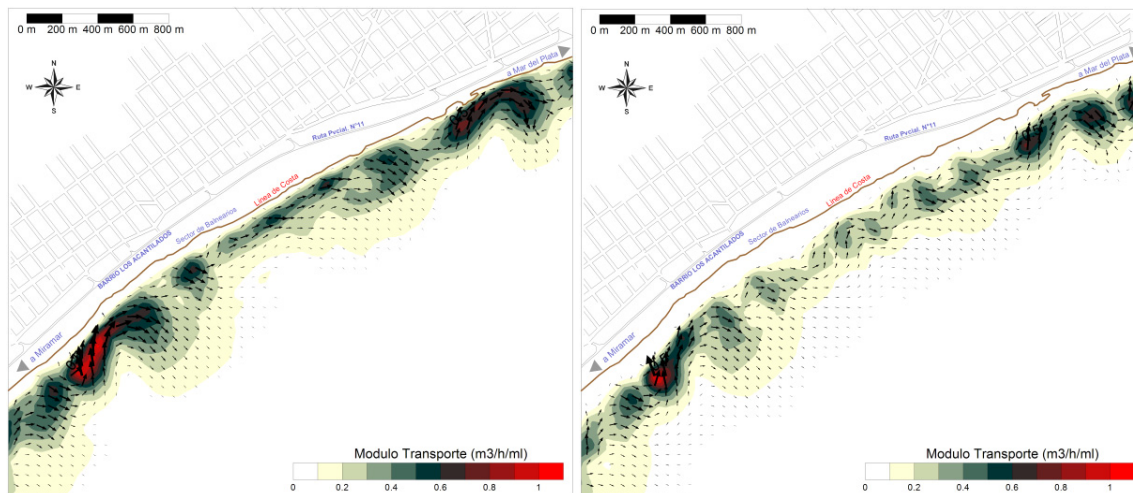


**Oleaje de tormenta característica.** Se ha estudiado un oleaje de tormenta característico para evaluar la tendencia evolutiva de la playa en condiciones de tormentas habituales en la zona ( $T_R = 2$  años). La dirección de las tormentas más frecuentes es del SSE, con una altura significativa en aguas profundas de 5.9 m y un periodo de 12 s. Este oleaje ha sido propagado en tres situaciones de marea: en bajamar, en media marea y en pleamar.

La observación de una tormenta característica nos brinda la posibilidad de evaluar la capacidad de transporte de la playa y la característica dinámica de la misma. El oleaje llega a la costa con un ángulo de incidencia hacia el NNO y un gradiente de altura de ola longitudinal que disminuye hacia NE. Las corrientes debidas a oleaje muestran una tendencia dominante de circulación hacia el NE (véase el ejemplo en pleamar en Figura 5).

**Oleaje extremal.** Para el oleaje de tormenta se ha estimado oportuno, a nivel de prediseño y por las características de la obra a realizar, considerar un oleaje representativo del SSE (dirección más desfavorable y muy frecuente) con periodo de retorno de 50 años. La altura significativa en aguas profundas es de 7.3 m y un periodo de pico de 14 s. Este oleaje ha sido propagado en tres situaciones de marea: en bajamar, en media marea y en pleamar.

El oleaje llega a la costa con un ángulo de incidencia hacia el NNO. El transporte general es hacia el NE, evidenciando una tendencia uniforme en esta dirección (Figura 6). La zona de rompientes empieza aproximadamente entre las cotas -5 y -3 m (es variable en función del nivel de la marea) y tanto las mayores corrientes como el transporte de sedimentos, se ubican entre las mismas batimétricas de -3 y -5 m.



**Figura 6: Transporte debido a las corrientes a rotura del oleaje con período de retorno de 50 años ( $H_s = 7.3m$  y  $T_p = 14s$ ) en bajamar (izquierda) y pleamar (derecha), en la malla de detalle.**

Del estudio de este tramo de costa se señalan las siguientes consideraciones generales:

1. El oleaje medio no es el responsable de la deriva litoral. Sus efectos tienen una escala muy local del orden de centenares de metros, debido a variaciones de la batimetría.
2. Los oleajes de tormenta son los principales responsables de la mayor cantidad de transporte de sedimentos longitudinal.
3. Los patrones de transporte longitudinal son principalmente del SW hacia el NE. Al estar las zonas de aporte limitadas, debido a lo enunciado precedentemente (véase la introducción) se genera un desbalance en el transporte que resulta en una erosión general.

### Optimización y diseño de la infraestructura

Se ha verificado la funcionalidad del esquema propuesto por M.I.V.S.P (2005), en cuanto a la posibilidad de formación de salientes o tómbolos. El esquema a adoptar debe de ser funcional en cuanto a: (i) garantizar la

formación de salientes; (ii) impedir la formación de tómbolos; (iii) garantizar el mantenimiento de una playa de ancho mínimo de 25m (previa regeneración de la misma); (iv) impedir la pérdida del material arenoso de la playa durante eventos climatológicos extremos, y (v) reducir el impacto erosivo sobre las playas adyacentes.

El diseño propuesto inicialmente (M.I.V.S.P., 2005) ha sido el siguiente:

- Extensión total de la costa a proteger: 2310 m
- Número de diques (paralelos a la costa): 10
- Extensión diques: 130 m
- Abertura entre diques: 110 m
- Distancia de la costa: 200-230 m
- Ubicación Isobata: -4 m IGM

**Estudio a largo plazo.** En la Tabla 3 se muestran los resultados obtenidos aplicando las formulaciones clásicas cualitativas para determinar la formación de tómbolos, la formación de salientes y para determinar si hay una respuesta de la costa. Se han considerado solamente las formulaciones específicas para diques exentos dispuestos en serie.

**Tabla 3: Formulaciones empíricas que determinan el tipo de respuesta de la costa.**

AUTOR	FORMULACIÓN*	RESPUESTA
FORMACIÓN DE TÓMBOLOS		
	$L/y = 0.52 < 1.5$	No se forma tómbolo
<b>Suh y Dalrymple (1987)</b>	$L/y = 0.52 < 1.7$ $L/y < 2G/L$	No se forma tómbolo
<b>Ahrens y Cox (1990)</b>	$L/y = 0.52 < 2.5$	No se forma tómbolo
FORMACIÓN DE SALIENTES		
<b>Dally y Pope (1986)</b>	$L/y = 0.52$ $0.5 < L/y < 0.67$	Se forman salientes para una sola estructura o para un conjunto de ellas
<b>Suh y Dalrymple (1987)</b>	$L/y = 0.52$ $2G/L = 1.69$ $L/y < 2G/L$	No se forman tómbolos para un conjunto de estructuras
CONDICIÓN DE MÍNIMA RESPUESTA		
<b>Inman y Frautschy (1966)</b>	$L/y = 0.52$ $L/y > 0.17 \div 0.33$	Hay una respuesta
<b>Noble (1978)</b>	$L/y = 0.52$ $L/y > 0.17$	El impacto es mínimo
<b>Nir (1982)</b>	$L/y = 0.52 > 0.5$	Hay acreción de la playa
<b>Dally y Pope (1986)</b>	$L/y = 0.52 > 0.125$	El impacto es mínimo
<b>Ahrens y Cox (1990)</b>	$L/y = 0.52 > 0.27$	Se evidencian sinuosidades

\*L = longitud dique; y = distancia de la línea de costa; G = longitud de las aberturas

Adicionalmente a los resultados cualitativos obtenidos con las formulaciones de la Tabla 3, se han aplicado las formulaciones cuantitativas de Suh y Dalrymple (1987), Mc Cormick (1993) y Mc Cormick modificado (Hsu, Jan y



Wen, 2003). Las formulaciones cuantitativas, específicas para el caso de conjunto de diques, han dado como resultado el valor del saliente.

La distancia desde el final del saliente hasta el dique,  $y_s$ , para la formulación de Suh y Dalrymple (1987) es:

$$y_s = 14.8 \cdot y \cdot \frac{b_d \cdot y}{l^2} \cdot e^{\left[-2.83 \cdot \sqrt{\frac{b_d \cdot y}{l^2}}\right]} \quad (1)$$

donde  $b_d$  es la distancia entre diques alineados;  $y$  es la distancia de los diques desde la costa;  $l$  es la longitud del dique, todas expresadas en metros.

La distancia de la estructura a la extremidad del saliente,  $X_s$ , según Mc Cormick (1993), es:

$$X_s = b \sqrt{1 - \left(\frac{h}{a}\right)^2} \quad (2)$$

donde  $a$  y  $b$  son los semiejes mayor y menor de la elipse que define la forma del saliente;  $h$  es la distancia desde el centro del dique exento al centro de la elipse (todas en metros).

Los parámetros  $a$  y  $b$  son función de la altura significativa  $H_s$ , del periodo de pico  $T_p$ , de la longitud de onda en aguas profundas  $L_o$ , de la distancia inicial de la playa  $S$ , de la longitud de la estructura  $B$  y de la pendiente de la playa  $m$ .

Hsu, Jan y Wen (2003) introdujeron modificaciones en las formulaciones propuestas por Mc Cormick debido a que sobrestimaban el tamaño del saliente e introdujeron una dependencia en función del tamaño de grano ( $D_{50}$ ), que entra en el cálculo del semieje menor  $b$ . En la Tabla 4 se presentan las longitudes del saliente obtenidas con estas tres formulaciones cuantitativas.

**Tabla 4: Formulaciones empíricas aplicadas al cálculo de la longitud del saliente en el diseño inicial de la obra.**

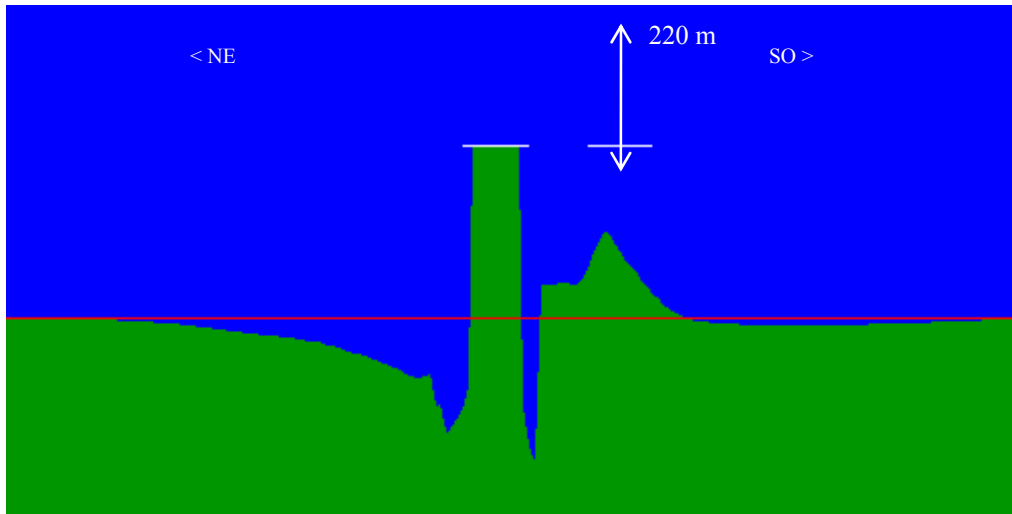
Caso	Formulación	Longitud saliente (m)	Comentario
1	Suh y Dalrymple (1987)	163	Riesgo de formación de tómbolo
2	Mc Cormick (1993)	68	No cumple con el diseño
3	Hsu, Ya y Wen, (2003)	35	Cumple con el diseño

Según los resultados de las Tablas 3 y 4 se puede concluir que hay un cierto riesgo de que se formen salientes muy grandes que pueden perjudicar el transporte litoral de sedimentos alterando el equilibrio de las playa situadas más al norte.

Como el uso de formulaciones empíricas para el diseño de diques exentos entrega valores aproximados, se ha realizado un estudio complementario con el modelo GENESIS v3.0 (Hanson y Kraus, 1989). Para mantener la estabilidad del esquema numérico, y teniendo en cuenta un intervalo espacial de 10 m, se ha adoptado un intervalo temporal de 0.05 horas.

Para las corridas correspondientes a la situación sin obra, se ha realizado inicialmente una corrida de un año de duración, con olas de fondo y de viento generadas en forma aleatoria. Las simulaciones con oleaje combinado de viento y de fondo, y con oleaje de fondo solamente, para una profundidad de 10 m han sido muy similares. Un ejemplo de este estudio, aplicado a una serie de dos estructuras, se muestra en la Figura 7.

Los coeficientes típicos de transmisividad  $T$  para un rompeolas sumergido son del orden de  $0.7 \pm 0.1$ , para las condiciones de nivel del mar de ocurrencia probable en una tormenta (con una sobre-elevación del nivel +0.5 m a +1.5 m) IGM, y un poco menores ( $T = 0.5$ ) para condiciones de oleaje medio.



**Figura 7: Ejemplo de análisis efectuado con GENESIS considerando dos estructuras y un coeficiente de transmisividad  $T = 0.5$ .**

El resultado obtenido para el esquema propuesto, tanto por un dique con nivel de coronación en media marea (cero IGM), como por un dique totalmente emergido (coronación a +2.1 sobre el cero del IGM) ha sido la formación de tómbolo. De esta forma el sistema pierde su funcionalidad impidiendo alcanzar los objetivos propuestos.

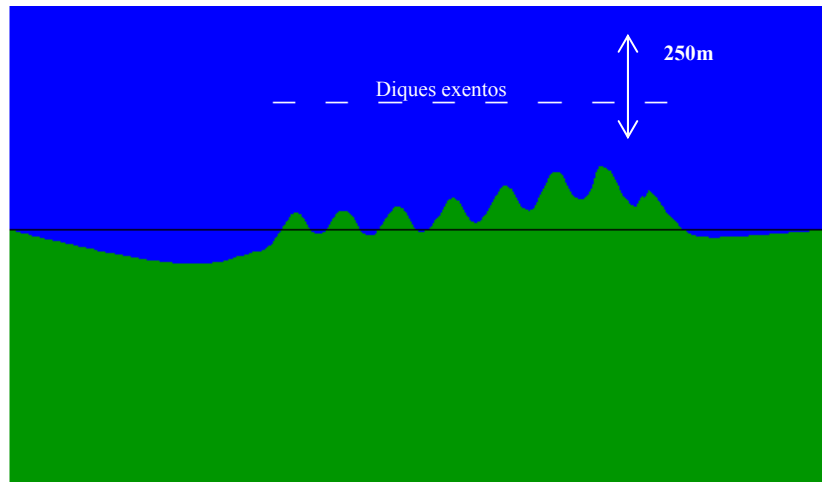
Como estrategia de verificación del diseño, se ha planteado una primera etapa de construcción con una longitud de costa a proteger de 1000 m. La optimización mediante GENESIS para el esquema de diques de la primera etapa ha sido:

- Número de rompeolas (paralelos a la costa): 8
- Extensión dique exento: 60 m
- Abertura entre diques: 70 m
- Distancia de la costa: 250 m
- Ubicación Isobata: -4.1 m BMVE (-5 IGM)

En este caso las formulaciones empíricas han dado los resultados de la Tabla 5. El resultado ha sido la formación de salientes esperada, donde cada rompeolas trabaja como una estructura semi-sumergida, como se puede apreciar en la Figura 8, para coeficientes de transmisividad en el orden de los considerados razonables para esta condición ( $T = 0.5$ ).

**Tabla 5: Formulaciones empíricas aplicadas al diseño óptimo de la obra.**

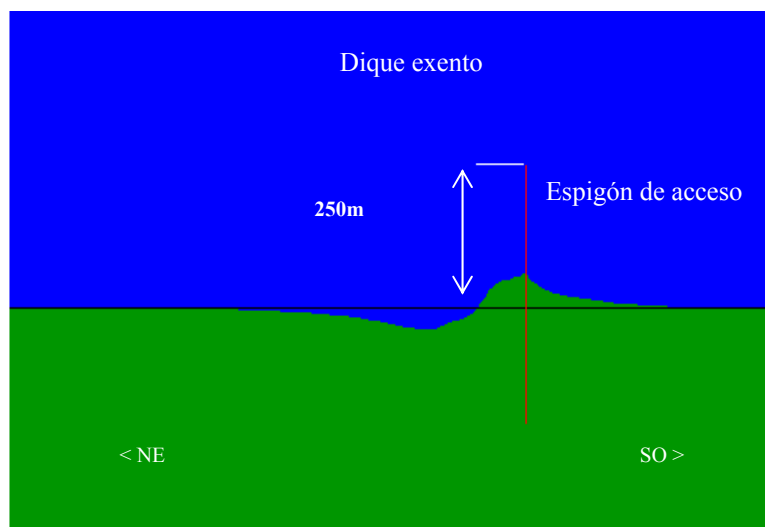
Caso	Formulación	Longitud saliente (m)	Comentario
1	Suh y Dalrymple (1987)	43	Cumple con el diseño
2	Mc Cormick (1993)	21	Cumple con el diseño
3	Hsu, Ya y Wen (2003)	15	Inferior a objetivos de diseño



**Figura 8: Sistema de rompeolas aislados alternativo – formación de salientes (coeficiente de transmisividad  $T = 0.5$ ).**

Estos resultados muestran que sería posible implementar un esquema de protección costera adecuado (que no forme tómbolo y no tenga volúmenes de regeneración excesivos), con rompeolas paralelos a la costa, considerando una estructura semi-sumergida (a nivel medio), para la cual no menos del 50% de la energía de las olas pueda ser transmitida. También se aprecia que existe un impacto erosivo al NE que habría que controlar mediante un relleno de arena o un sistema de “by-pass”. Se estima que un relleno razonable para tal fin debería provocar un avance de la costa de unos 25 m aproximadamente.

La metodología constructiva más aceptable considerando el avance desde tierra, es aquella que disminuye el desequilibrio generado en la línea de costa, y consiste en la construcción del espigón de acceso hasta el borde entre el primer “gap” o vano y el rompeolas situado al SO. De esta forma, se construye inicialmente el “gap”, luego el rompeolas más al NE, luego se retrocede retirando el coronamiento de este rompeolas y el “gap”, y finalmente se construye el rompeolas ubicado al SO. En este proceso, el plazo en que el transporte es fuertemente obstruido se reduciría a no más de 2 o 3 meses, resultando el efecto que se muestra en la Figura 9 para el primer mes (en las cuales se supone que la estructura está formada por un rompeolas y un “gap”).



**Figura 9: Fase constructiva: evolución estimada en un mes.**

**Estudio a corto plazo.** En primer lugar, se ha verificado el “fallo” de la obra (en este caso, la pérdida de la funcionalidad de la misma) y, por lo tanto, se han realizado simulaciones de eventos extremos, con tormentas con período de retorno de 50 años. Los eventos extremos son aquellos que generan la mayor cantidad de transporte sedimentario y, como consecuencia, en la playa se evidencian los mayores cambios morfológicos (erosión y sedimentación).

En segundo lugar, se ha comparado la funcionalidad de la estructura semi-sumergida (con una cota de coronación puesta al nivel de la media marea) con la funcionalidad de la estructura totalmente emergida.

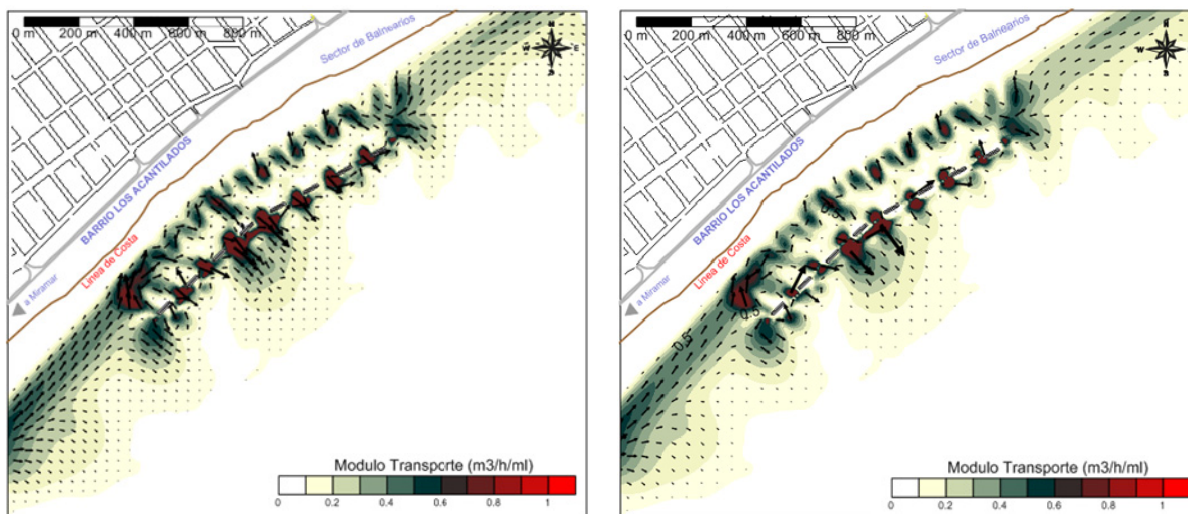
Las simulaciones se corresponden a los dos casos de cota de coronación planteados:

- diques totalmente emergidos (cota +3 BMVE, y +2.1 Cero IGM).
- diques parcialmente sumergidos (cota +1.1 BMVE), o a nivel de media marea (Cero IGM).

En todos los casos simulados se ha considerado una regeneración de una playa de al menos 25 m de ancho, y un nivel del mar añadido de 1m debido al levantamiento por la marea meteorológica durante la tormenta.

La presencia de los diques modifica la propagación del oleaje y el sistema de circulación de corrientes y de dinámica sedimentaria. En particular, disminuyen las alturas de olas incidentes a la playa, así como las corrientes y el transporte inducidos por el oleaje, en la zona entre la playa y los diques (Figura 10).

El esquema con los diques totalmente emergidos favorece la funcionalidad de la obra puesto que no se aprecia tendencia de transporte de sedimentos hacia mar abierto, tanto en bajamar como en pleamar. El esquema con cota de coronación a nivel de la media marea no empeora sustancialmente la tendencia del transporte longitudinal en la zona protegida y por lo tanto es preferible desde el punto de vista del efecto visual mínimo. Sin embargo es pertinente mencionar que resulta conveniente realizar mediciones (campo y laboratorio) para calibrar los modelos como GENESIS y Eros, especialmente para las estructuras semi-sumergidas (esta recomendación se propuso para seguir el comportamiento de las obras piloto a iniciar con tres diques).



**Figura 10: Transporte de sedimentos por oleaje con  $T_R = 50$  años, a rotura en la zona de detalle en media marea con diques a la cota +3 (izquierda) y con diques a la cota +1.2 (IGM) (derecha).**

## CONCLUSIONES

Se ha estudiado la funcionalidad de las obras de defensa costera a dos escala de tiempo: a corto plazo (escala de horas, de la duración de una tormenta) y a largo plazo (escala de meses y años). En este trabajo se han calibrado solamente los modelos de oleaje pero no los modelos de corrientes y de transporte por ausencia de datos y la imposibilidad de realizar campañas de campo por el alcance del trabajo.

El estudio de la situación actual sin diques a corto plazo ha permitido efectuar un diagnóstico y evidenciar los efectos muy locales del oleaje medio y de tormenta característica ( $T_R = 2$  años) sobre la hidrodinámica y el transporte de sedimentos. Los oleajes más fuertes, de más altura de ola y período, contribuyen en un gran porcentaje a generar la dinámica sedimentaria litoral. El estudio del transporte potencial ha dado un balance neto hacia el Noreste de aproximadamente  $445.000 \text{ m}^3 \cdot \text{año}^{-1}$ .

La verificación de la obra propuesta en el diseño de anteproyecto ha evidenciado el alto riesgo de formación de salientes de grandes dimensiones, que pueden causar una fuerte interrupción del transporte litoral, e impactos erosivos significativos en las playas más al norte. Por lo tanto, se ha estimado necesario mejorar la configuración propuesta.

Se ha definido un esquema optimizado de 16 diques exentos, cada uno de 60 m de largo, con intervalos entre ellos ("gaps") de 70 m, con una cota de coronación dispuesta a la cota de media marea (o nivel medio), a 250 m de la línea de costa, en correspondencia de la batimétrica -4.1 m con respecto a la bajamar viva equinoccial. La metodología constructiva propuesta en este estudio es para realizar mitad de la obra (8 diques exentos). En primera etapa se ha iniciado la construcción de un tramo piloto del sistema de diques que consiste de solamente tres diques rompeolas.

La funcionalidad de la obra ha sido determinada considerando una estructura semi-sumergida (con cota de coronamiento a nivel medio), para la cual aproximadamente el 50% o más de la energía de las olas puede ser transmitida. A raíz de los resultados obtenidos, se considera que el esquema de obras propuesto debería impedir la formación de tómbolos y brindar la protección de la costa con una regeneración de la playa de aproximadamente 25 m de ancho. Este resultado ha sido estudiado con modelos a corto plazo (verificación por tormentas) y largo plazo (evolución hasta el estado de equilibrio medio).

La metodología constructiva prevista para la materialización de la obra se basa en el aporte de la roca desde tierra, a través de espigones de avance. Se ha desestimado la opción de construir los diques con medios acuáticos debido a que la operatividad de estos medios sería muy reducida con los niveles de oleaje medio característicos del litoral atlántico bonaerense. El oleaje medio ( $H_s = 1.5\text{m}$ ) es muy superior al oleaje requerido para garantizar las maniobras desde el mar ( $H_s = 0.5\text{m}$ ).

Se prevé la realización de obras complementarias al sistema dispuesto para minimizar posibles impactos negativos sobre el medio. Estas obras comprenden: (i) la realización de un relleno de playa para compensar la retención de material estimada por efecto de los rompeolas, de un origen supeditado a un estudio específico que demuestre su aplicabilidad como relleno de playa. El volumen de arena a disponer ha sido estimado en  $250000 \text{ m}^3$ ; (ii) el manejo de la arena a través de un sistema de "by-pass" para controlar posibles erosiones de la costa durante el proceso constructivo, hasta que se efectúe el retiro del espigón de avance.

Los resultados presentados son a nivel de prediseño. A nivel de proyecto se recomienda recurrir a un estudio de detalle con una mejor calibración de los modelos numéricos a emplear, mediante una nueva campaña de medidas de oleaje "in situ" (aunque para el oleaje hay algunos datos disponibles en una zona próxima), de corrientes y transporte de sedimentos.

## REFERENCIAS

- Ahrens, J. P. y Cox, J. (1990). "Design and performance of reef breakwaters", *Journal of Coastal Research*, Special Issue No. 7, pp. 61-75.
- Bailard, J.A. (1981). "An energetic total load sediment transport model for a plane sloping beach", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 86, pp. 10938-10954.
- CERC, Coastal Engineering Research Center (1977). "Shore Protection Manual", U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.
- Dally, W. R. y Pope, J. (1986). "Detached Breakwaters for Shore Protection", Technical Report CERC-86-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

- GIOC-a (2001). “Documento Temático. Regeneración de Playas”, Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. Universidad de Cantabria, Santander, España.
- GIOC-b (2001). “SMC Sistema de Modelado Costero”, Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. Universidad de Cantabria, Santander, España.
- Hanson H. y Kraus, N. C. (1989). “GENESIS: Generalized Model for Simulating Shoreline Change”, Technical Report CERC-89-19, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Mississippi.
- Hsu, T. W., Jan, C. D. y Wen, C. C. (2003). “Modified McCormicks model for equilibrium shorelines behind a detached breakwater”, *Ocean Engineering*, Vol. 30, pp. 1887-1897.
- INCYTH, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas (1984). “Estudio de la Factibilidad de la Disposición en el Mar de los Efluentes Cloacales de la Ciudad de Mar del Plata”, Informe Final.
- Inman, D. L. y Fraustschy, J. D. (1966). “Littoral processes and the development of shorelines”, Proceedings of the Coastal Engineering Conference, ASCE, Santa Barbara, California, pp. 511-526.
- Komar, P.D. e Inman, D.L. 1970. “Longshore sand transport on beaches”, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 75, No. 30, pp. 5514-5527.
- M.I.V.S.P., Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Servicios Públicos, Dirección Provincial de Saneamiento y Obras Hidráulicas – Departamento Zona X Obras Marítimas (2005). “Anteproyecto: Sistema de Rompeolas Aislados al Sur de Punta Mogotes”, Municipio de General Pueyrredón, Buenos Aires, Argentina.
- Mc Cormick, M. E. (1993). “Equilibrium shoreline response to breakwaters”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 119, No. 6, pp. 657-670.
- Nir, Y. (1982). “Offshore artificial structures and their influence on the Israel and Sinai mediterranean beaches”, Proceedings of the 18th International Conference on Coastal Engineering, American Society of Civil Engineers, pp. 1837-1856.
- Noble, R. M. (1978). “Coastal structures: effects on shorelines”, Proceedings of the 17th International Conference on Coastal Engineering, American Society of Civil Engineers, Sydney, Australia, pp. 2069-2085.
- ROM 02-90 (1990). “Recomendaciones para Obras Marítimas: Acciones al Proyectar Obra Marítima y Portuaria”, Puerto del Estado, Madrid, España.
- Smith, J. M., Resio, D. T., y Zundel, A. K. (1999). “STWAVE: Steady-State Spectral Wave Model”, Instruction Report CHL-99-1, USAE Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 57 pp.
- Soulsby, R. (1997). *Dynamics of Marine Sands*, Thomas Telford Publications, London, U.K.
- Suh, K., y Dalrymple, R. A. (1987). “Offshore breakwaters in laboratory and field”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 2, pp. 105-121.
- Wavewatch III (2009). Environmental Modeling Center, National Weather Service, NOAA. Disponible en: <http://www.emc.ncep.noaa.gov/>