

# Capítulo 4. Proyecto de protección de playa frente al desarrollo Kanai

## 4.1 Desarrollo Kanai

La Riviera Maya es una zona turística ubicada en el Estado de Quintana Roo, y abarca desde la localidad de Puerto Morelos (norte) hasta la localidad de Punta Allen (sur). Desde su creación como desarrollo turístico en 1999, se ha convertido junto con Cancún, en el destino más importante de México y uno de los más visitados a nivel internacional, recibiendo más de dos millones de turistas al año.

El gran crecimiento turístico que ha tenido esta zona se ve reflejado en la industria de la construcción, pues aunque actualmente se ofrecen más de 25 mil habitaciones, existen proyectos hoteleros cuya intención es aprovechar la belleza natural del sitio. Uno de estos proyectos es el desarrollo Kanai, ubicado entre las localidades de Punta Bete y Punta Maroma. En la figura 4.1 se puede observar el sitio donde tendrá lugar este proyecto.

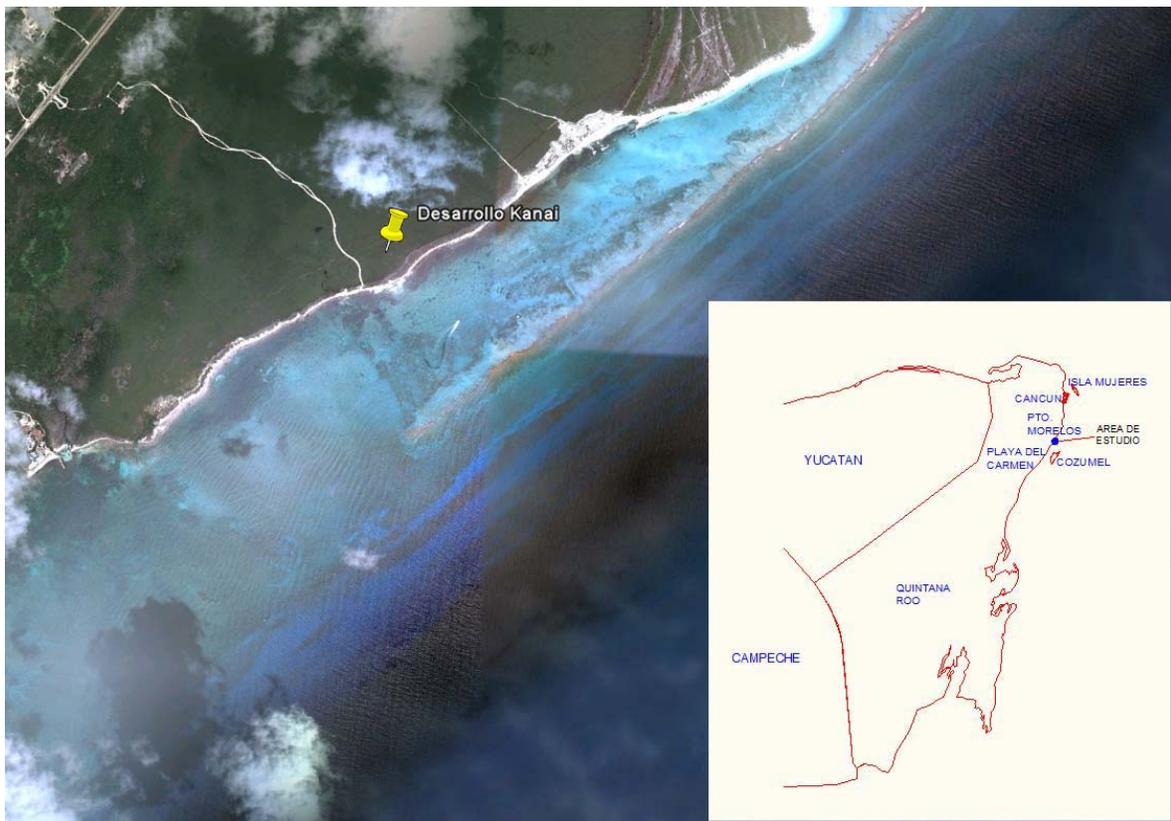


Figura 4. 1 Localización del desarrollo Kanai

El desarrollo Kanai, de la empresa Starwood Hotels & Restorts Worlwide, es un complejo ecoturístico que contará con 124 habitaciones, 32 villas, 4 restaurantes, 1 Spa, 2 campos de golf y albercas.

Sin embargo, uno de los problemas que enfrentará el desarrollo Kanai es que la zona costera donde será construido, prácticamente no tiene playas de arena, situación que podría restarle atractivo al proyecto y además, pone en riesgo la integridad de las edificaciones que comprenden el desarrollo. Por esta razón, el proyecto incluye un relleno de arena para crear una playa artificial que tendrá uso recreativo, pero que también funcionará como protección a la zona costera y las propiedades construidas en esta zona.

La playa artificial se extenderá 1767.37 metros sobre la línea de costa, siendo requeridos 71938.83 metros cúbicos de material. Tendrá una duna que se levantará con ayuda de un Geotubo colocado a lo largo de la playa artificial. El eje del Geotubo se colocará 3.03 metros tierra adentro de la línea de costa original, y permitirá que la duna tenga una altura final de 1.72 metros. Finalmente la nueva línea de agua estará recorrida 25 metros mar adentro con respecto a la línea de costa (línea cero) original. En las figuras 4.2 y 4.3 se observa el perfil de relleno de la playa.

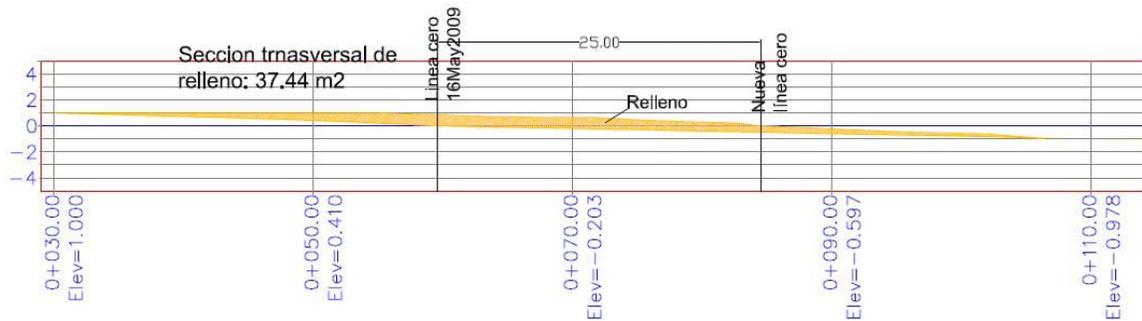


Figura 4. 2 Perfil de relleno de playa

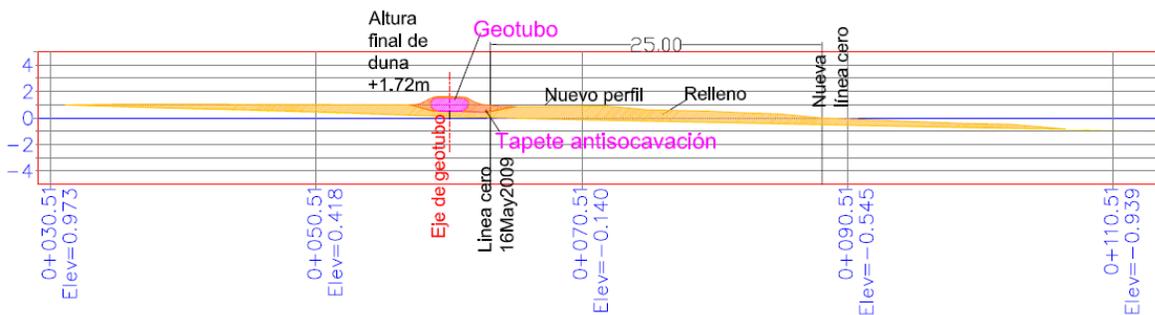


Figura 4. 3 Perfil de relleno de playa y duna artificial

## 4.2 Estructuras de protección

Con el objeto de proteger la zona costera en la que se llevará a cabo la construcción del desarrollo Kanai se recibió, por parte del personal responsable del proyecto, una propuesta de estructuras de protección cuyo propósito es disipar la energía generada por el oleaje evitando así la erosión de la playa, y reteniendo el sedimento para alargar el periodo de vida del relleno.

Para la construcción de las estructuras de protección, se llenan bolsas de geotextil (inter-tejidas en sus bordes perimetrales) con mortero para formar rocas artificiales. Estas rocas reciben el nombre de Bolsacreto o Colchacreto, y presentan como principal ventaja un ahorro en los costos de transporte de material pesado, pues cada pieza se fabrica *in situ* e inmediatamente es colocada.

Los Bolsacretos son colocados verticalmente sobre una base de Colchacretos (a diferencia del Bolsacreto, éstos tienen una forma más aplanada) para dar forma a cada estructura.

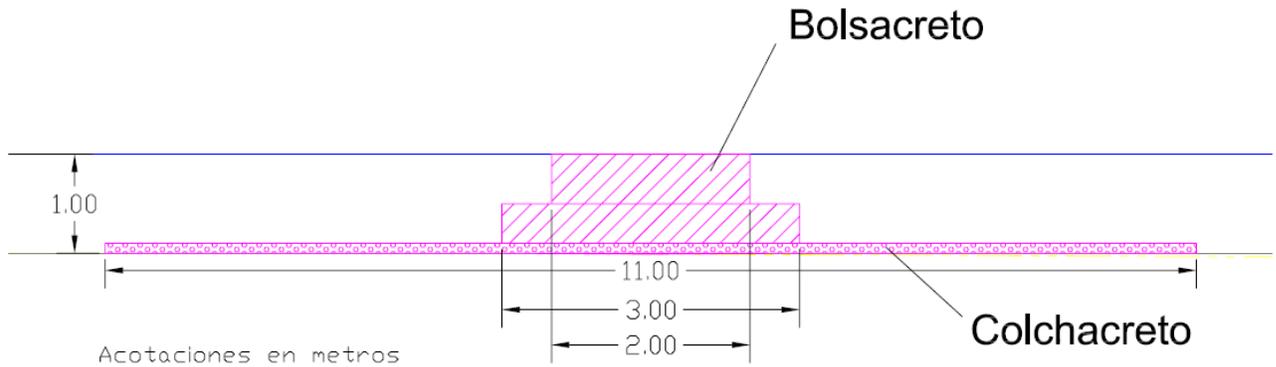


Figura 4. 4 Sección transversal de estructura de protección

Tabla 4. 1 Volúmenes de mortero para construcción de protecciones

Estructura	Sección transversal (m <sup>2</sup> )	Volumen de mortero por metro lineal (m <sup>3</sup> )	Longitud de protección (m)	Volumen por protección (m <sup>3</sup> )	Superficie de Colchacreto (m <sup>2</sup> )
Protección 1	2.20	2.20	100.00	220.00	1296.00
Protección 2	2.20	2.20	200.00	440.00	2496.00
Protección 3	2.20	2.20	100.00	220.00	1296.00

En la figura 4.4 se presenta un esquema representativo de la sección transversal de las estructuras. Así mismo, en la tabla 4.1 se presentan los volúmenes de mortero para la construcción de las estructuras.

#### 4.2.1 Evaluación del funcionamiento de las estructuras de protección

Para evaluar el funcionamiento de las estructuras de protección se realizaron exhaustivas modelaciones numéricas utilizando el programa MWAPO\_V4 que aplica el modelo presentado en el Capítulo 3. La evaluación consistió en proponer diferentes escenarios de condiciones marinas y modificaciones a la configuración y cota de coronación de las estructuras, propuestas originalmente.

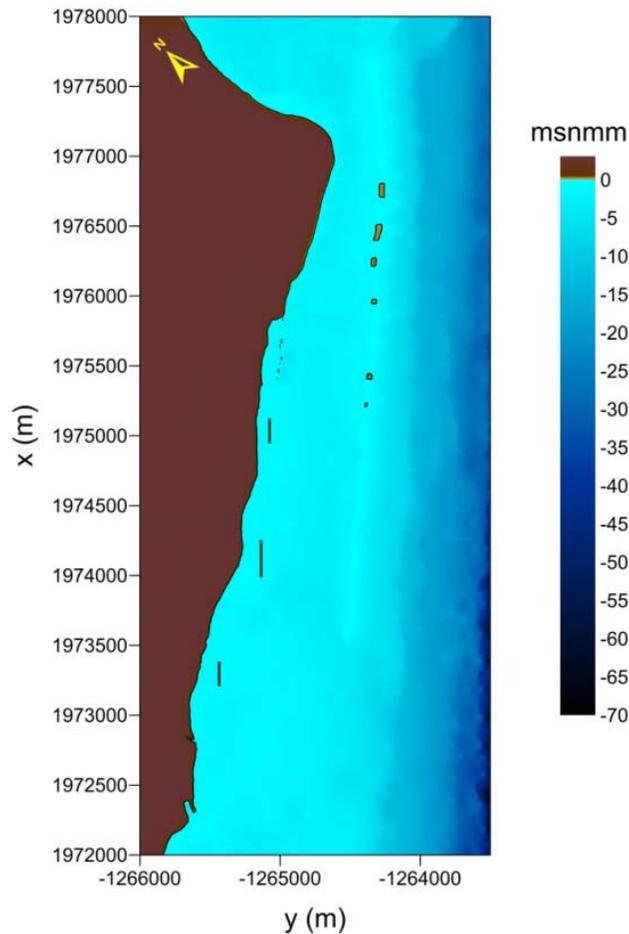


Figura 4. 5 Batimetría de cálculo

En la figura 4.5 se observa la batimetría de cálculo y la disposición inicial de las protecciones propuestas. Cabe mencionar que para facilitar el trabajo numérico, el dominio de cálculo se giró y por ello la figura 4.5 se muestra en coordenadas arbitrarias.

En la tabla 4.2 se presenta un resumen de las modificaciones en la configuración y cota de coronación de las estructuras. Así mismo se presentan las condiciones de clima marítimo, consideradas para la evaluación de la propuesta.

Tabla 4. 2 Resumen de los casos modelados

No	Característica	Ángulo <sup>1</sup>	H (m)	T (s)	S (m) <sup>2</sup>
1	Propuesta original con estructuras coronadas al nivel medio del mar (NMM)	-22.5	1.0	10.0	0.0
		0	2.0	12.0	1.0
		22.5	4.0		2.0
		45			
2	Estructuras desplazadas 50 m hacia el mar coronadas al NMM	-22.5	1.0	10.0	0.0
		0	2.0	12.0	2.0
		22.5	4.0		
		45			
3	Sólo la estructura central corrida 50 m hacia el mar, todas coronadas al NMM	-22.5	1.0	10.0	0.0
		0	2.0	12.0	
		22.5	4.0		
		45			
4	Estructuras en posición original coronadas 50 cm por debajo del NMM	-22.5	1.0	10.0	0.0
		0	2.0	12.0	1.0
		22.5	4.0		
		45			
5	Estructuras en posición original coronadas 50 cm por debajo del NMM con el doble de ancho del propuesto	-22.5	1.0	10.0	0.0
		0	2.0	12.0	1.0
		22.5	4.0		
		45			
6	Estructuras en posición original con el triple de ancho del propuesto y coronadas al NMM	-22.5	1.0	10.0	0.0
		0	2.0	12.0	
		22.5	4.0		
		45			

<sup>1</sup> respecto del este de la malla arbitraria

<sup>2</sup> nivel del marea

Como se observa en la tabla 4.2, se modelaron cuatro diferentes ángulos: -22.5°, 0°, 22.5° y 45° con respecto del este de la malla arbitraria. Se propusieron tres alturas de ola: 1, 2 y 4 metros. Únicamente se consideraron periodos de 10 y 12 segundos, ya que Silva y Mendoza (2009) demostraron que los oleajes con periodo menor son disipados eficientemente por el arrecife y la playa no recibe la energía suficiente como para erosionar la playa o dañar el relleno artificial; esto es, la evaluación de las estructuras propuestas se llevó a cabo en el entendido que para periodos cortos (condición predominante) las estructuras no son necesarias. Por último, en todos los escenarios se modeló el nivel original de marea y para algunos casos se propuso una sobre-elevación del nivel del mar de 1 o 2 metros, condición que se justifica como efecto de tormenta. Así, el trabajo de modelado abarca un total de 264 casos. Cabe señalar que las combinaciones correspondientes a las condiciones del oleaje son dadas en los archivos de entrada con las condiciones generales "CLAVECASOWAP.INP"; y tanto las modificaciones de configuración, cota de las estructuras, y de los niveles de marea son dadas en los archivos de entrada con los datos batimétricos de extensión \*.grd.

Una vez terminadas las modelaciones, se procedió a dar formato a cada caso resuelto de tal forma que los efectos del oleaje se puedan apreciar mejor. Los archivos se exportaron a imágenes con extensión \*.png. El resultado final para cada caso han sido dos imágenes: la primera presenta la superficie libre máxima instantánea del agua y la segunda, el campo de altura de ola generado en cada caso.

A continuación se presenta un resumen de las observaciones derivadas de los resultados numéricos. Para cada escenario se presentan únicamente los casos en los que el funcionamiento de las estructuras es evidente. Todos los demás casos se pueden consultar en el Anexo Digital, mientras que en el Anexo A se muestran los archivos de entrada de las diferentes condiciones de oleaje.

#### 4.2.1.1 Escenario 1. Posición original con estructuras coronadas al NMM

*Sin sobre-elevación por marea de tormenta*

$$H= 2 \text{ (m)}, \theta = 22.5^\circ, S= 0 \text{ (m)}, T= 12 \text{ (s)}$$

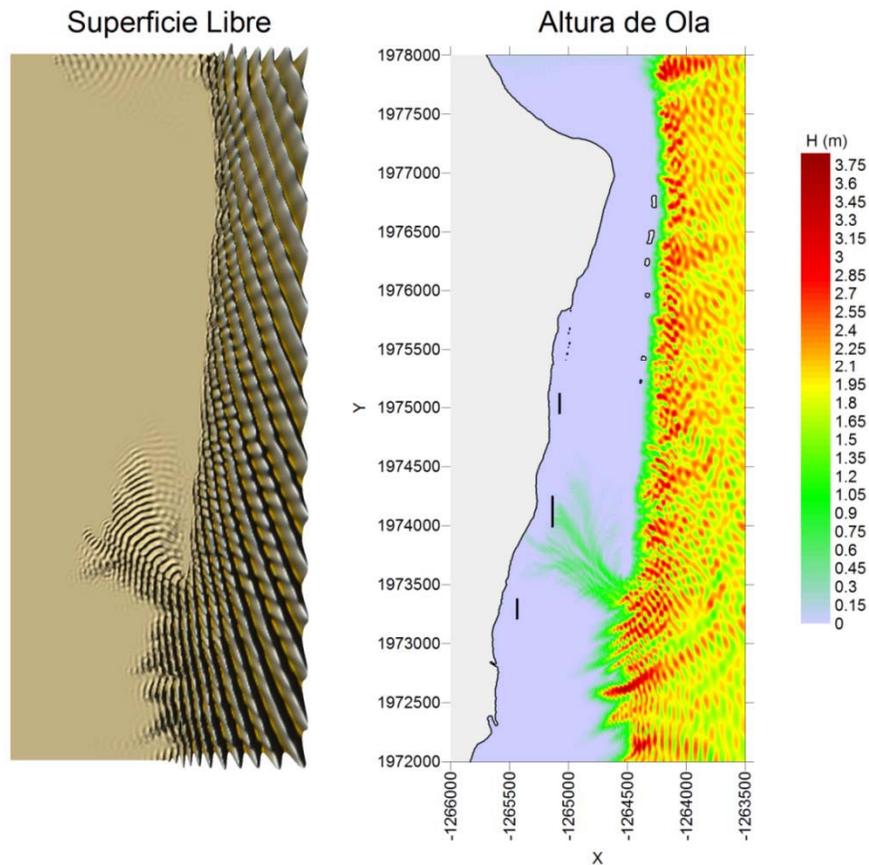
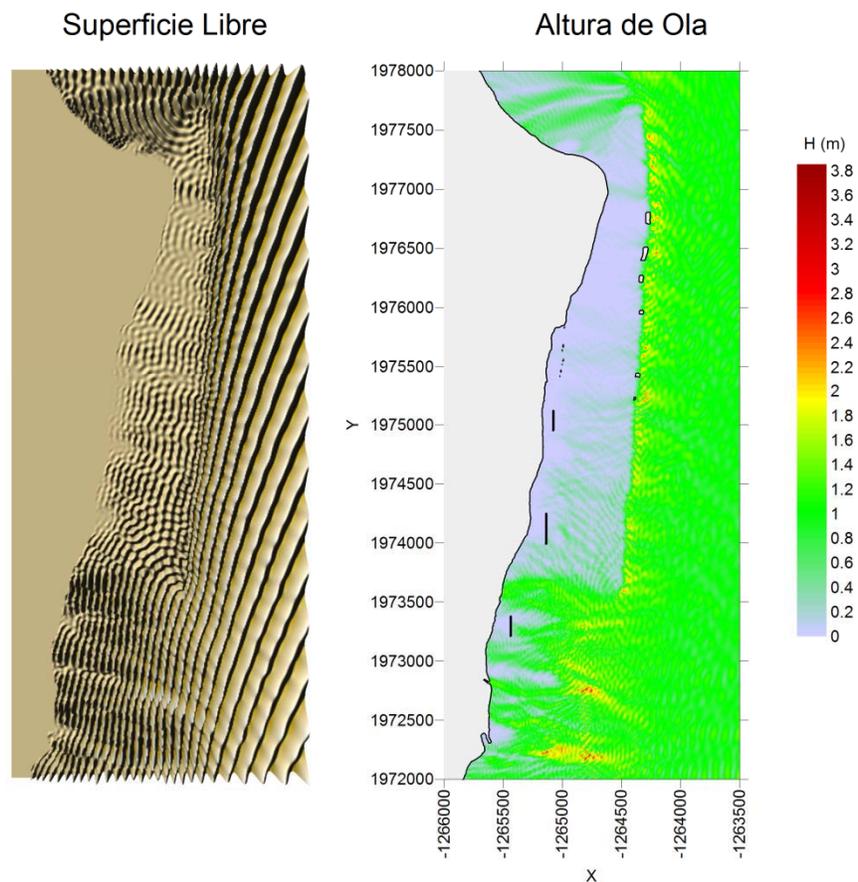


Figura 4. 6 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 1

Las modelaciones del primer escenario, con la propuesta original y sin sobre-elevación del nivel del mar muestran que sólo la estructura central trabaja. El oleaje difractado desde el extremo sur del arrecife incide prácticamente sobre la estructura central, tal como se muestra en la figura 4.6, que corresponde a una altura de ola de 2 metros ( $H=2$  m), periodo de 12 segundos ( $T=12$  s) y un ángulo de incidencia de 22.5 grados ( $\theta=22.5^\circ$ ) respecto del este de la malla.

***Sobre-elevación por marea de tormenta de 1 metro***

**$H= 1$  (m),  $\theta = -22.5^\circ$ ,  $S= 1$  (m),  $T= 12$  (s)**

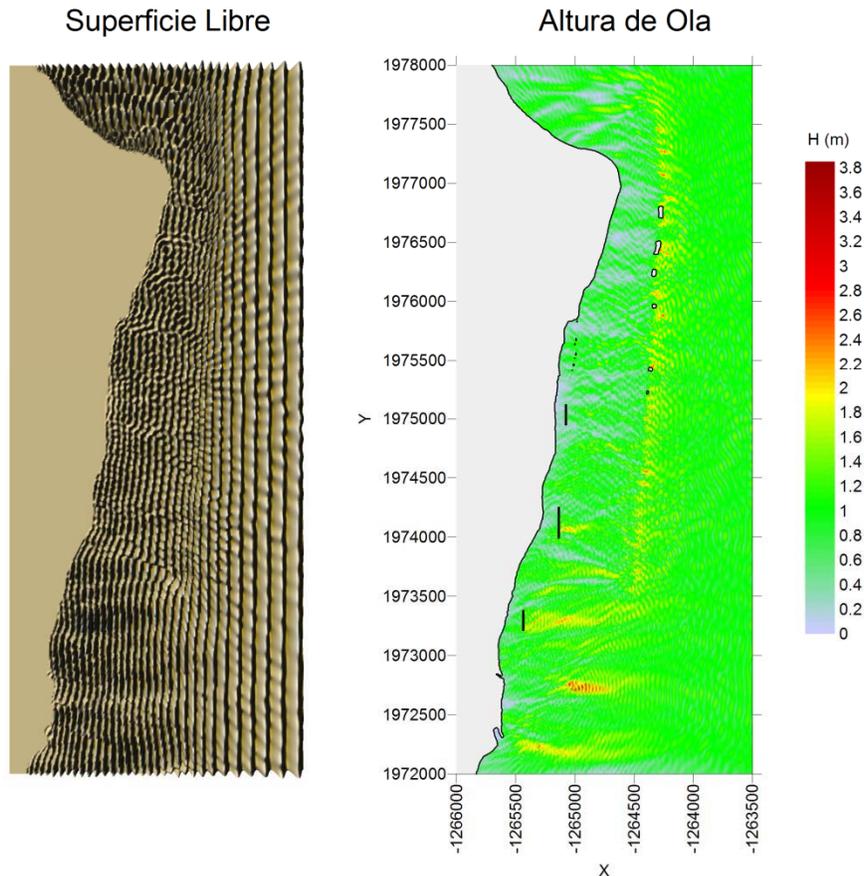


**Figura 4. 7 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 1 con sobre-elevación de 1 metro por marea de tormenta**

Cuando se presenta una sobre-elevación del nivel del mar (por efecto de tormenta) la estructura sur comienza a trabajar, ya que al aumentar la profundidad, las olas se acercan más fácilmente a la costa. Sin embargo, esto sólo ocurre con olas cuya altura es de 1 metro, pues para alturas mayores las olas rompen por fondo aproximadamente a la altura del arrecife y las estructuras no son necesarias. Este comportamiento se puede observar en la figura 4.7.

***Sobre-elevación por marea de tormenta de 2 metros***

**H= 1 (m),  $\theta = 0^\circ$ , S= 2 (m), T= 10 (s)**



**Figura 4. 8 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 1 con sobre-elevación de 2 metros por marea de tormenta**

En el caso que se presente una sobre-elevación por marea de tormenta de 2 metros (situación que podría justificarse sólo con la presencia de un huracán), es muy notorio que sólo las olas de 1 metro de altura son capaces de pasar por encima del arrecife y llegar hacia la zona de playa (figura 4.8). Este caso es de especial atención porque al tener las estructuras coronadas al nivel medio del mar, una vez que sube el nivel, quedan sumergidas (dos metros en este caso) y su función se ve disminuida dramáticamente. Sin embargo, es prudente aclarar que una tormenta que genera dos metros de sobre-elevación normalmente está acompañada de olas con alturas mayores a 1 metro que serán disipadas por el arrecife y las estructuras de protección no serán necesarias.

***Comentarios sobre la alternativa***

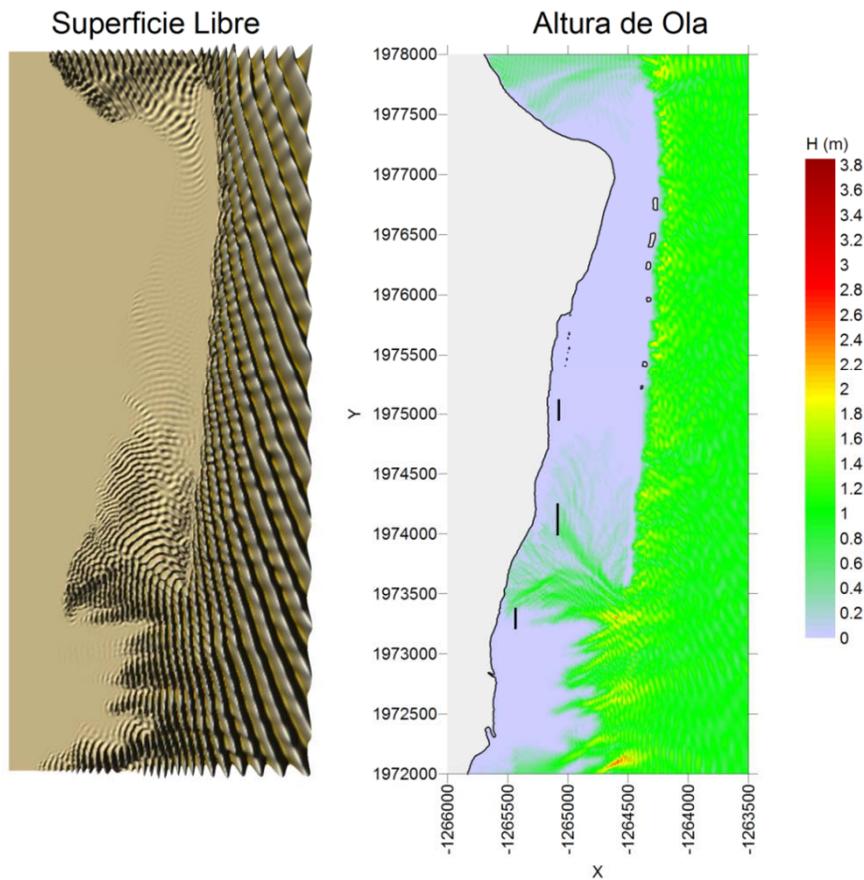
En general las estructuras funcionaron correctamente, por lo que esta alternativa se considera como una buena opción a reserva de lo que muestren las siguientes alternativas.

**4.2.1.2 Escenario 2. Estructuras desplazadas 50 metros hacia el mar coronadas al NMM**

El segundo escenario modelado es muy similar al primero, pero con las estructuras desplazadas 50 metros mar adentro respecto a su posición original. En este escenario se modelaron 2 casos: sin sobre-elevación por marea de tormenta, y con una sobre-elevación de 2 metros por marea de tormenta.

*Sin sobre-elevación por marea de tormenta*

**H= 1 (m),  $\theta = 22.5^\circ$ , S= 0 (m), T= 12 (s)**

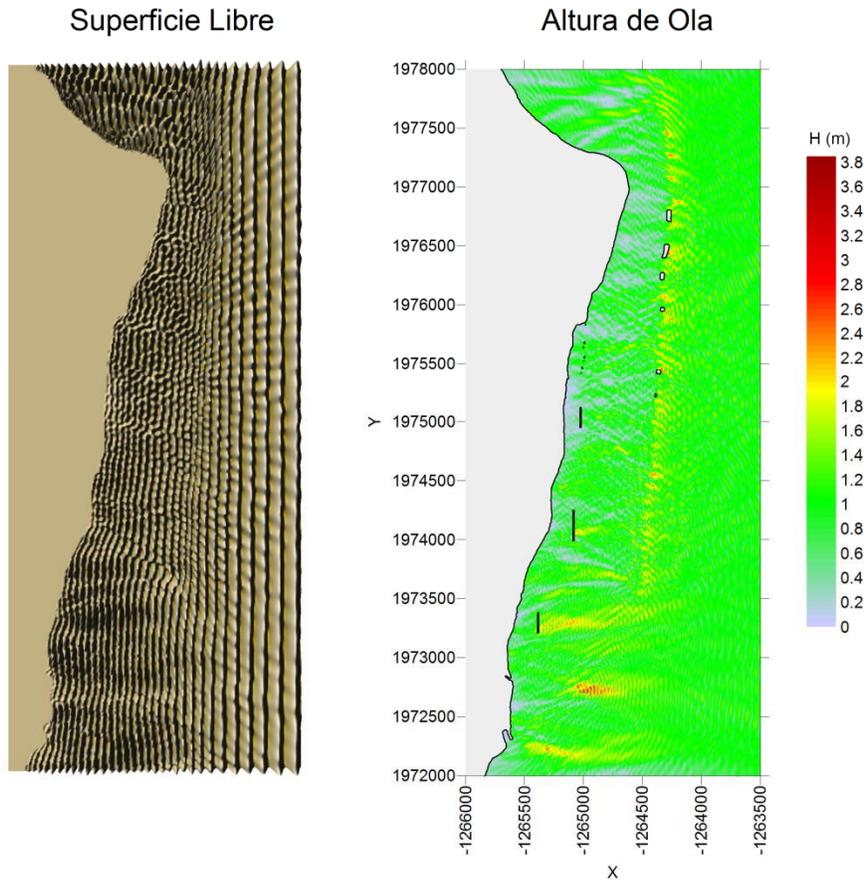


**Figura 4. 9 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 2**

En la figura 4.9 se observa que para una altura de ola de 1 metro, periodo de 12 segundos y ángulo de incidencia de  $22.5^\circ$  respecto al este de la malla, únicamente la estructura central es solicitada, funcionando correctamente. Al igual que en el primer escenario sin sobre-elevación por marea de tormenta se observa que el oleaje difractado desde el extremo sur del arrecife incide sobre la estructura central y aunque, en algunos casos, las bandas de energía eluden la estructura, en la mayoría de los casos su funcionamiento es evidente.

*Sobre-elevación por marea de tormenta de 2 metros*

**H= 1 (m),  $\theta = 0^\circ$ , S= 2 (m), T= 10 (s)**



**Figura 4. 10 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 2 con sobre-elevación de 2 metros por marea de tormenta**

Este caso (figura 4.10) es muy similar al primer escenario con sobre-elevación de 2 metros por marea de tormenta, y se observa que las olas de 1 metro alcanzan a pasar el arrecife, llegando a la playa y poniendo en evidencia el pobre funcionamiento de las estructuras cuando éstas quedan sumergidas 2 metros.

***Comentarios sobre la alternativa***

El funcionamiento de las estructuras desplazadas 50 metros hacia el mar es muy similar al que presenta cuando las estructuras se encuentran en su posición original. Es importante señalar que al construir las estructuras en aguas más profundas (como es el caso de esta alternativa), se requiere un mayor volumen de material para cumplir con la cota de coronación.

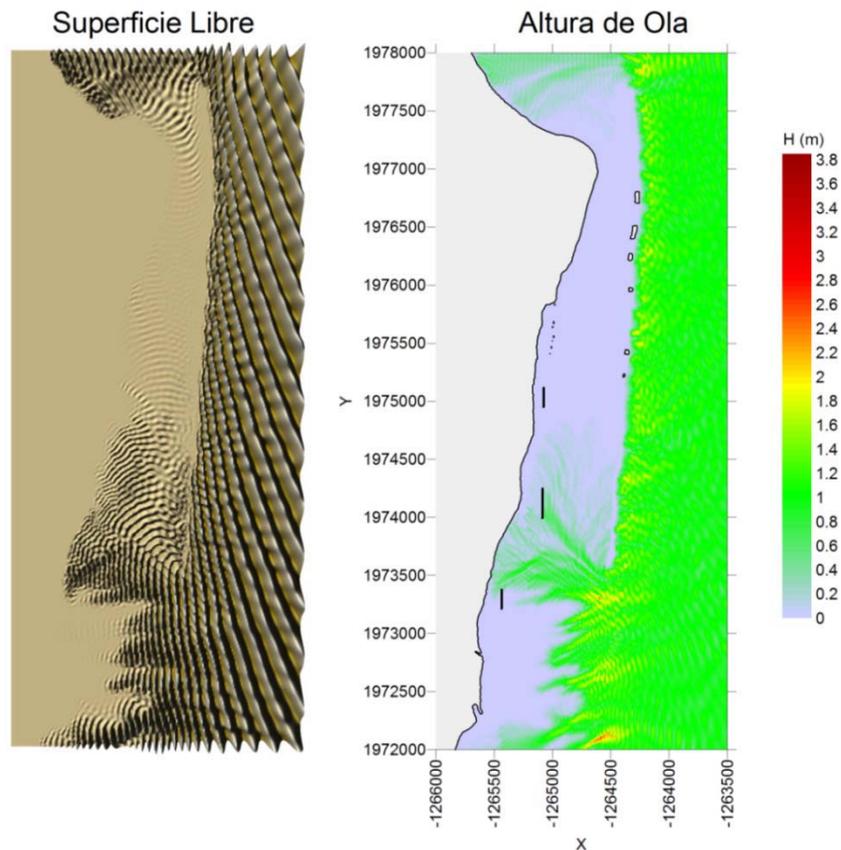
Por lo tanto, la alternativa no se considera mejor que la anterior y se descarta.

**4.2.1.3 Escenario 3. Sólo la estructura central corrida 50 metros hacia el mar y coronadas al NMM**

El tercer escenario modelado responde al correcto funcionamiento en la mayoría de los casos, hasta ahora vistos, de la estructura central, buscando mejorar su funcionamiento desplazándola 50 metros hacia el mar. Al tratarse de un escenario casi idéntico a los dos primeros, únicamente se modeló el caso sin sobre-elevación por marea de tormenta.

*Sin sobre-elevación por marea de tormenta*

$$H= 1 \text{ (m)}, \theta =22.5^\circ, S= 0 \text{ (m)}, T= 12 \text{ (s)}$$



**Figura 4. 11 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 3**

Como se observa en la figura 4.11, la estructura central funciona prácticamente igual que en su posición original.

***Comentarios sobre la alternativa***

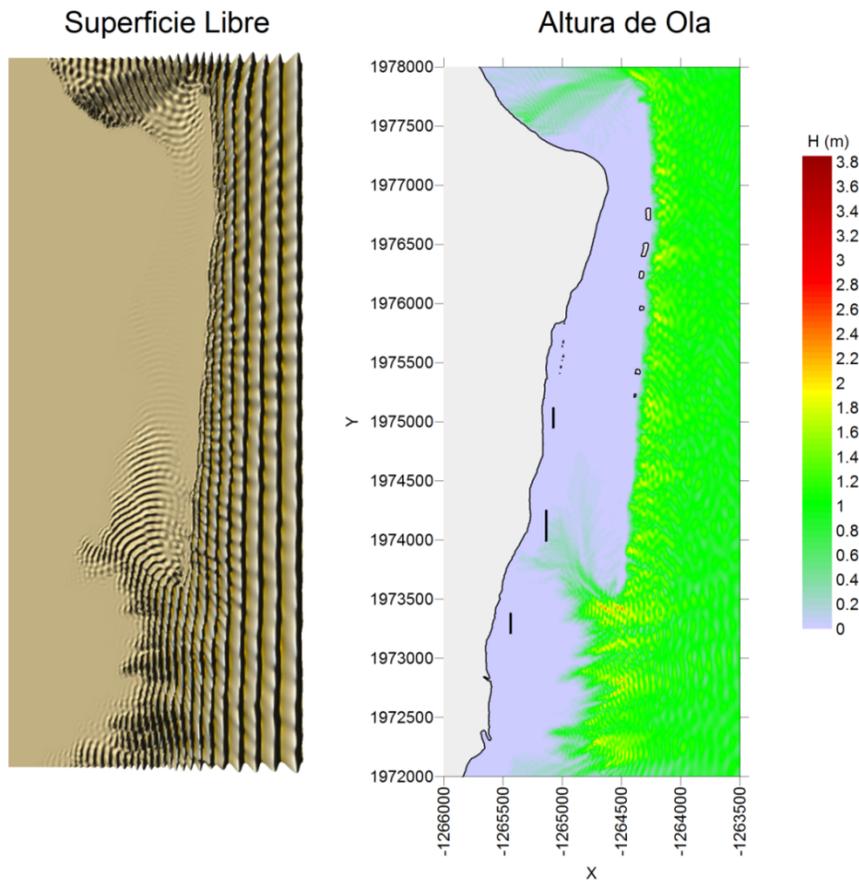
Al presentar un funcionamiento idéntico a la alternativa anterior y representando también una mayor cantidad de material, no se justifica la modificación de la posición de la estructura central, por lo que se descarta esta alternativa.

**4.2.1.4 Escenario 4. Estructuras en posición original, coronadas 50 centímetros por debajo del NMM**

El tener las estructuras coronadas al nivel medio del mar podría generar un impacto visual negativo en el desarrollo Kanai en condiciones de mareas muertas o bajamares inferiores al promedio. De ahí nace la propuesta de construir las estructuras sumergidas 50 centímetros abajo del nivel medio del mar. Considerando que la carrera de la marea en el sitio es de entre 30 y 40 centímetros las estructuras nunca serán visibles.

*Sin sobre-elevación por marea de tormenta*

$$H= 1 \text{ (m)}, \theta = 0^\circ, S= 0 \text{ (m)}, T= 12 \text{ (s)}$$



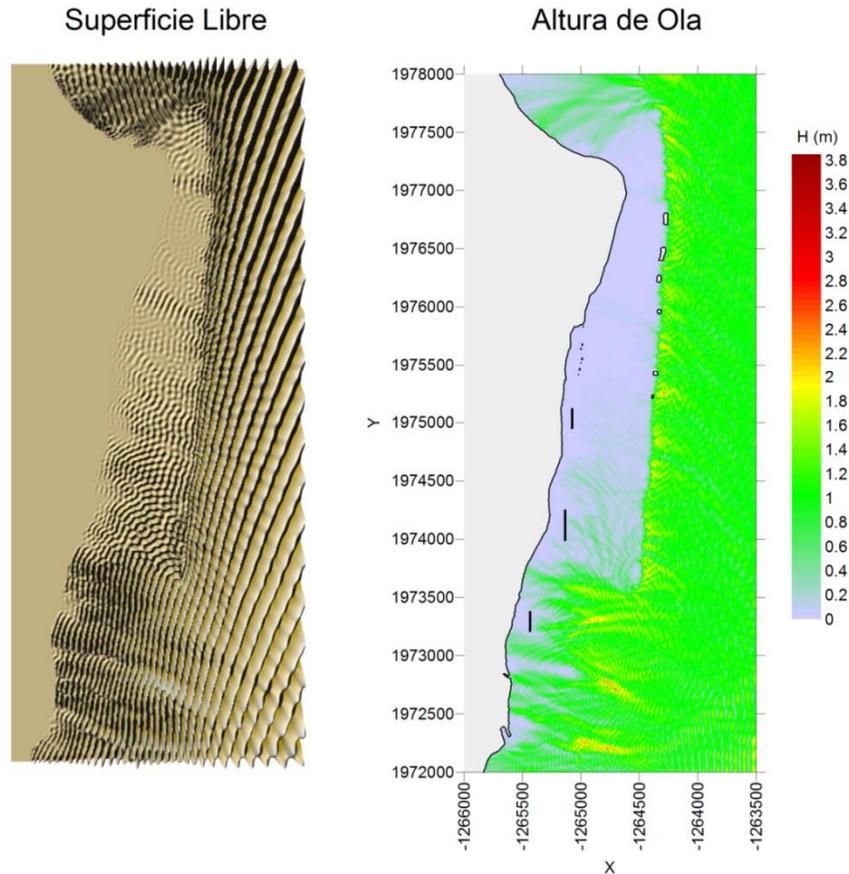
**Figura 4. 12 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 4**

La modelación numérica muestra que aún sumergidas, la estructura central trabaja adecuadamente deteniendo una buena parte de la energía del oleaje difractado, así como la energía de las olas que pasan por encima del arrecife. En la figura 4.12 se puede observar el correcto funcionamiento de la estructura central. En la misma figura, en el panel izquierdo que corresponde a la superficie libre máxima instantánea es más claro cómo la estructura detiene los frentes de onda.

***Sobre-elevación por marea de tormenta de 1 metro***

Para comprobar el correcto funcionamiento de las estructuras coronadas 50 centímetros debajo del nivel del mar se modelaron las estructuras con una sobre-elevación de 1 metro por marea de tormenta.

**$H= 1 \text{ (m)}, \theta = -22.5^\circ, S= 1 \text{ (m)}, T= 10 \text{ (s)}$**



**Figura 4. 13 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 4 con sobre-elevación de 1 metro por marea de tormenta**

Al igual que en los escenarios anteriores cuando se modelaron sobre-elevaciones de 1 metro por marea de tormenta, en este caso la estructura sur comienza a trabajar disipando correctamente la energía de las olas que inciden sobre ella. En la figura 4.13 se muestra un ejemplo del funcionamiento de la estructura sur. Aunque da la impresión que la estructura es insuficiente, hay que recordar que este modelado corresponde a condiciones de tormenta y, que todo relleno de playa requiere mantenimiento después de una tormenta, por lo que esta situación no significa un fallo en el diseño y operación de esta propuesta.

**Comentarios sobre la alternativa**

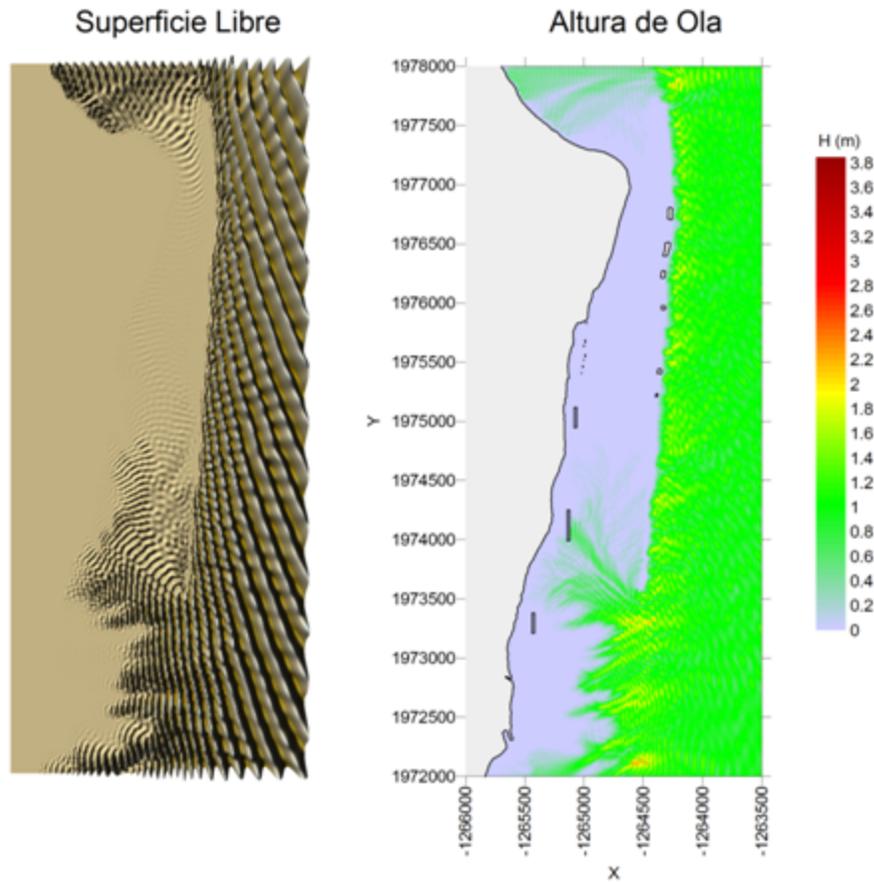
Las modelaciones numéricas demostraron el correcto funcionamiento de las estructuras sumergidas 50 centímetros por debajo del nivel medio del mar. El comportamiento no deja de ser similar al del primer escenario, sin embargo, considerando que esta alternativa requiere una menor cantidad de material y la ventaja de la invisibilidad de las estructuras, se considera viable.

**4.2.1.5 Escenario 5. Estructuras en posición original, coronadas 50 centímetros por debajo del NMM, con el doble de ancho propuesto**

Se realizó también una modelación con las estructuras sumergidas pero aumentando dos veces su ancho, considerando que dicho aumento supone una mayor disipación de energía debido a la mayor área de fricción. Se modelaron los casos con y sin sobre-elevación por marea de tormenta.

**Sin sobre-elevación por marea de tormenta**

$$H = 1 \text{ (m)}, \theta = 22.5^\circ, S = 0 \text{ (m)}, T = 12 \text{ (s)}$$



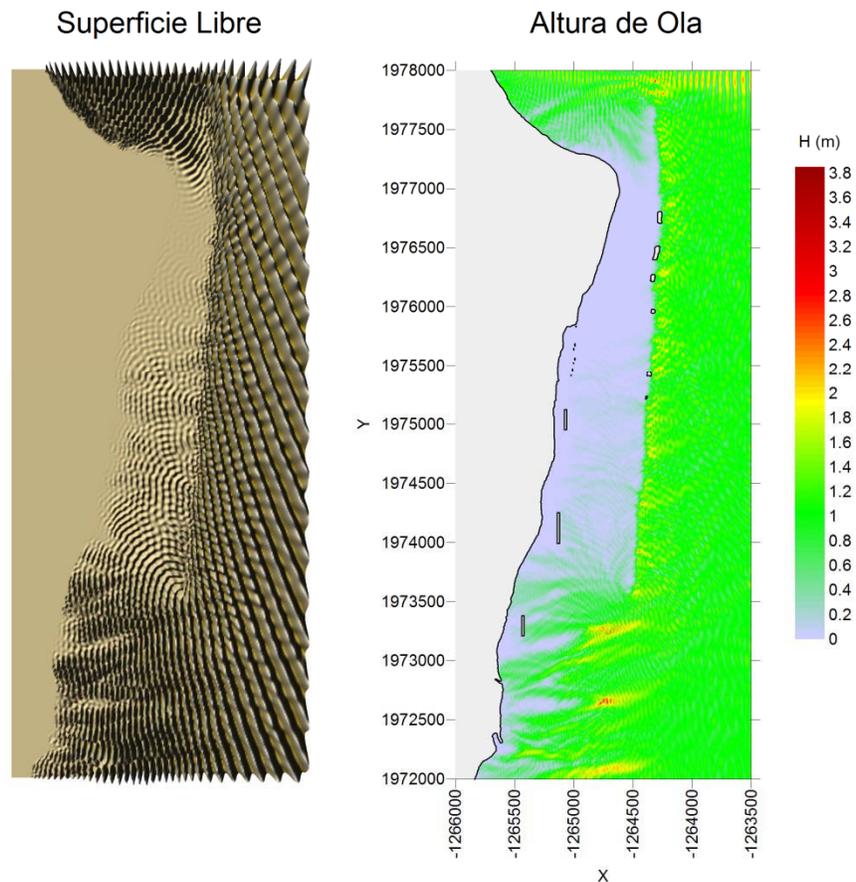
**Figura 4. 14 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 5**

En la mayoría de los casos sólo la estructura central es solicitada. Esto se puede observar en la figura 4.14. Sin embargo, la modelación no reporta un incremento significativo en la protección que las obras ofrecen a la playa.

***Sobre-elevación por marea de tormenta de 1 metro***

Para hacer una comparación más real de los escenarios 4 y 5 se realizó también la modelación de las estructuras coronadas 50 centímetros por debajo del nivel medio del mar con el doble de ancho y con sobre-elevación por marea de tormenta de 1 metro.

**$H = 1 \text{ (m)}, \theta = 22.5^\circ, S = 1 \text{ (m)}, T = 10 \text{ (s)}$**



**Figura 4. 15 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 5 con sobre-elevación de 1 metro por marea de tormenta**

Como se observa en la figura 4.15, no se reporta un aumento en la disipación de la energía del oleaje con respecto al ancho original.

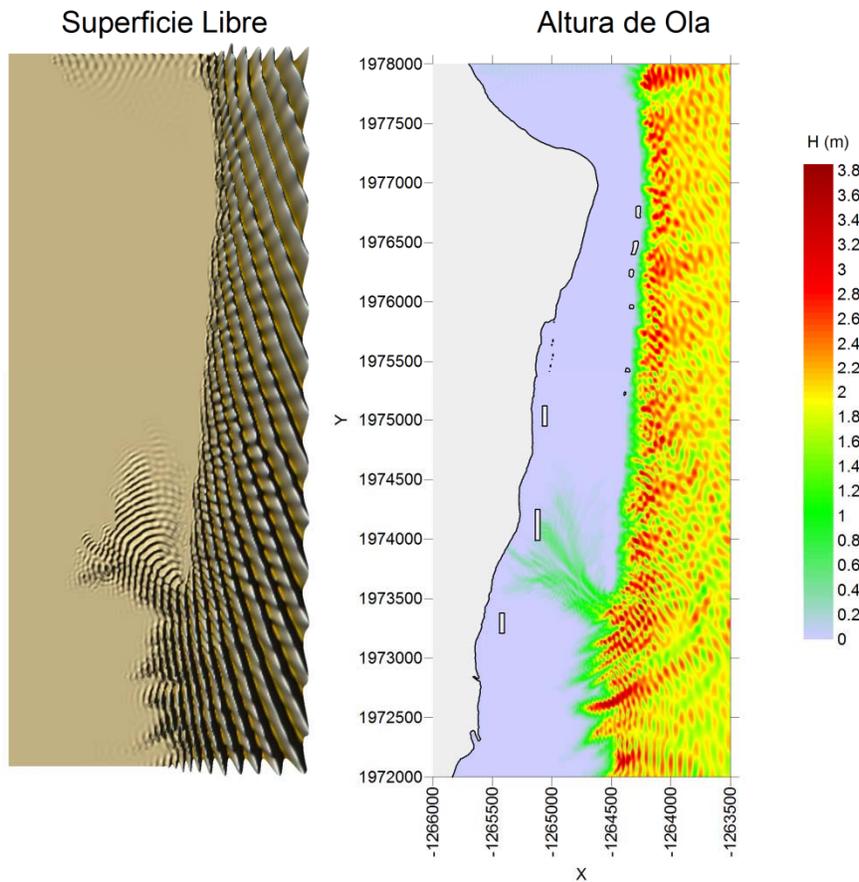
***Comentarios sobre la alternativa***

Las modelaciones no demostraron aumentar significativamente la disipación de la energía del oleaje. Aunado a esto, esta alternativa requiere del doble de material. Por lo tanto, no se considera viable y se descarta la alternativa.

#### 4.2.1.6 Escenario 6. Estructuras en posición original, con el triple de ancho del propuesto y coronadas al NMM

El último escenario modelado corresponde a una propuesta en la que se aumenta al triple el ancho original de las estructuras, en sus posiciones originales y coronadas al nivel medio del mar. Sin embargo, sólo se modela el caso en que no hay sobre-elevación por marea de tormenta, pues en las alternativas 1, 2 y 3 es notable que en la mayoría de los casos el funcionamiento de las estructuras es correcto aún con tormenta.

**H= 2 (m),  $\theta = 22.5^\circ$ , S= 0 (m), T= 12 (s)**



**Figura 4. 16 Ejemplo de superficie libre (izq.) y altura de ola (der.) para el escenario 6**

El comportamiento que se observa en la figura 4.16 es idéntico al modelado en el escenario 1 sin marea, y no se observa un aumento en la disipación de energía con respecto al ancho original.

#### ***Comentarios sobre la alternativa***

Después de las modelaciones no se encontró evidencia de que esta alternativa mejore el rendimiento de las estructuras con el ancho original, por lo que no se justifica aumentar al triple su

ancho, ya que se requiere mayor volumen de material de construcción. Por lo tanto se descarta esta alternativa.

#### 4.2.2 Propuesta de diseño estructural

Después de realizar las modelaciones numéricas y haciendo una comparación de los resultados obtenidos, se observa que coronar las estructuras 50 centímetros por debajo del nivel medio del mar es la mejor alternativa al considerar su buen funcionamiento y el bajo costo que implica al requerir un menor volumen de material.

La propuesta recibida por parte de la empresa responsable para la construcción del desarrollo, consiste (como se mencionó anteriormente) en la disposición vertical de un material llamado Bolsacreto. Sin embargo, en este trabajo se realizará otra propuesta para el diseño estructural de las protecciones, considerando la utilización de material rocoso, y la disposición del material con pendientes de 1:1.5 y 1:2, por ambos lados.

Con esta nueva disposición, la estructura estaría conformada por los siguientes sectores: talud exterior, exterior del morro, interior del morro, talud interior y coronación. En la figura 4.17 se muestra la ubicación de cada sector en una vista en planta de un dique sumergido.

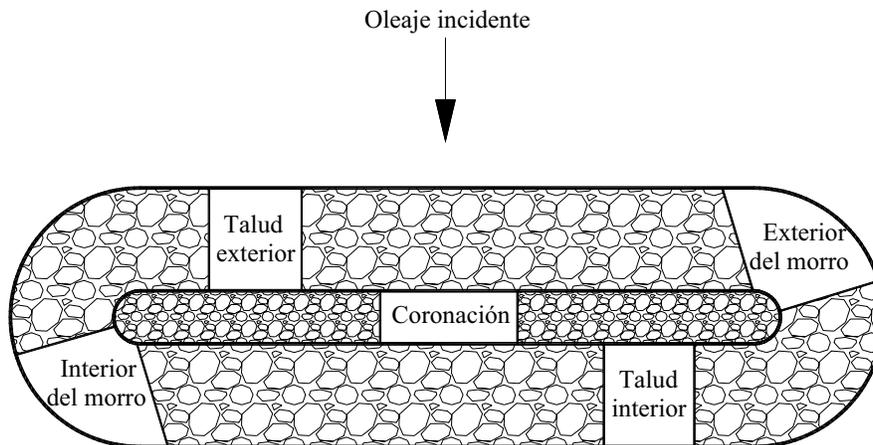


Figura 4. 17 Localización, en planta, de los diferentes sectores de un dique sumergido.

Para realizar el diseño, únicamente es necesario determinar el tamaño de los materiales que serán utilizados en cada sector de la estructura, pues la longitud y coronación de las mismas ya han sido establecidas.

A continuación se presentan los diseños correspondientes a las estructuras, con pendiente 1:1.5 y 1:2.

##### 4.2.2.1 Diseño estructural de las protecciones, con pendiente 1:1.5

Para el diseño mecánico de las estructuras sumergidas se empleó la formulación desarrollada por Vidal et al, 1992. En primer lugar es necesario calcular el peso de las piezas del dique no rebasable, para ello se utilizó la formulación de Hudson, 1959, esto es:

$$W_{nr} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (4.1)$$

Donde

$\gamma_s$  Es el peso volumétrico del material, y se obtiene al multiplicar  $S_r$  por el peso volumétrico del agua marina que es de  $1030 \text{ kg} / \text{m}^3$

$H$  Es la altura de ola máxima que incide en la estructura

$K_D$  Es un coeficiente de estabilidad adimensional, cuyo valor en este caso es 2.9

$S_r$  Es la densidad relativa del material rocoso, cuyo valor en este caso es 2.6.

Después de analizar los resultados, se encontró una altura de ola máxima de 0.7529 metros que incide sobre la estructura central. Una vez que se tienen todos los datos, se sustituyen para obtener:

$$W_{nr} = \frac{2678(0.7529)^3}{2.9(2.6-1)^3 1.5} = 64.146 \text{ (kg)}$$

Con el peso de las piezas del dique no rebasable, se puede calcular el diámetro equivalente de las piezas del dique, de la siguiente forma

$$D_{nr} = \left( \frac{64.146}{2678} \right)^{1/3} = 0.28826 \text{ (m)}.$$

### **Talud exterior**

Se calcula un francobordo adimensional del dique rebasable, definido como

$$F_{dr} = F_r / D_{nr} \quad (4.2)$$

Donde

$F_{dr}$  Es el francobordo adimensional del dique rebasable

$F_r$  Es el francobordo del dique rebasable, m

$D_{nr}$  Es el diámetro de las piezas del dique no rebasable, m

El francobordo del dique rebasable es la distancia que existe entre la cresta de la estructura y el nivel medio del mar. En este caso, el francobordo del dique rebasable es de -50 centímetros.

Sustituyendo se obtiene

$$F_{dr} = -0.50 / 0.28826 = -1.7345$$

Ahora, la variación del número de estabilidad respecto del francobordo adimensional se puede describir por medio de la familia de parábolas:

$$N = A + BF + CF^2 \quad (4.3)$$

Cuyos coeficientes de ajuste y niveles de daño, para el talud exterior, se presentan en la tabla 4.3.

**Tabla 4. 3 Parámetros de ajuste de las curvas (4.3), para el diseño del talud exterior**

Avería	Rango de $F_d$	A	B	C	$F_{dnr}$
IA	-2.01 a 2.41	1.831	-0.245	0.0119	2.40
AI	-2.01 a 2.41	2.256	-0.320	0.0189	2.41
ID	-2.01 a 2.41	2.650	-0.313	0.0129	3.15
D	-2.01 a 2.41	3.237	-0.357	0.0357	3.90

La expresión (4.3) se utiliza para determinar tanto el valor del número de estabilidad correspondiente al francobordo de no rebase  $N_{snr}$ , como del número de estabilidad para el francobordo del dique rebasable,  $N_{ste}$  (como función de  $F_{dr}$ ), las expresiones correspondientes son

$$N_{snr} = A + BF_{dnr} + CF_{dnr}^2 \quad (4.4)$$

$$N_{ste} = A + BF_{dr} + CF_{dr}^2 \quad (4.5)$$

Donde

$N_{snr}$  Es el número de estabilidad del dique no rebasable, adimensional

$N_{ste}$  Es el número de estabilidad para el francobordo del dique rebasable, adimensional

$F_{dnr}$  Es el francobordo adimensional del dique rebasable, su valor se toma de la tabla 4.3

Las siglas IA, AI, ID y D, de la tabla 4.3 indican los niveles de daño de una estructura de piezas sueltas, tal que:

- Inicio de avería (IA): Se alcanza cuando un determinado número de piezas de la coraza son llevadas a una posición alejada a más de un diámetro de su posición original. En el manto se observan huecos de gran tamaño.
- Avería de Iribarren (AI): En este nivel, los huecos son tan grandes que el oleaje comienza a actuar sobre la capa interior del manto principal.
- Inicio de destrucción (ID): Puede definirse como el inicio de avería de la capa interior del manto principal.
- Destrucción (D): El nivel de destrucción se alcanza cuando alguna pieza del manto secundario es extraída. Si el oleaje no disminuye, la estructura deja de funcionar en poco tiempo.

Para este diseño se considera un daño tipo “Inicio de avería” (IA), pues al tratarse de estructuras pequeñas, los costos por mantenimiento se consideran bajos.

Con esto, podemos sustituir los valores en las ecuaciones (4.4) y (4.5), tal que:

$$N_{snr} = 1.831 + (-0.245)(2.40) + 0.0119(2.40)^2 = 1.3115$$

$$N_{ste} = 1.831 + (-0.245)(-1.7345) + 0.0119(-1.7345)^2 = 2.2917$$

La relación entre los números de estabilidad  $N_{snr} / N_{ste}$  es inversa a la relación de los diámetros de las piezas del manto principal del dique no rebasable,  $D_{nr}$  y el del dique rebasable  $D_{te}$ . De esta manera, el diámetro de las piezas del talud exterior del dique rebasable se calcula con:

$$D_{te} = D_{nr} \frac{N_{snr}}{N_{ste}} \quad (4.6)$$

Donde

$D_{nr}$  Es el diámetro de las piezas del manto principal del dique no rebasable, m

$D_{te}$  Es el diámetro de las piezas del talud exterior del dique rebasable, m

Sustituyendo se obtiene

$$D_{te} = 0.28826 \frac{1.3115}{2.2917} = 0.165 \text{ (m)}$$

Por lo que las piezas del talud exterior tendrán un diámetro de 16.50 centímetros. Para facilitar la compra del material rocoso en la cantera, este diámetro se puede redondear a 20 centímetros.

### **Coronación**

El tamaño necesario para las piezas de la coronación se puede determinar mediante comparación con el talud exterior a través del francobordo adimensional de dicho talud, el cual se calcula como

$$F_{dte} = F_r / D_{te} \quad (4.7)$$

Donde

$F_{dte}$  Es el francobordo adimensional del talud exterior

Se conoce el valor del francobordo de rebase, así como del diámetro de las piezas del talud exterior, con lo que  $F_{dte}$  queda:

$$F_{dte} = -0.50 / 0.165 = -3.0309$$

Ahora se utiliza la ecuación (4.3) con los coeficientes correspondientes a coronación de la tabla 4.4 y para el nivel de daño deseado.

**Tabla 4. 4 Parámetros de ajuste de las curvas (4.8), para el diseño de la coronación**

Avería	Rango de $F_d$	A	B	C	$F_{dnr}$
IA	-2.01 a 2.41	1.652	0.0182	0.1590	-----
AI	-2.01 a 2.41	2.122	0.0434	0.1500	-----
ID	-2.01 a 2.41	2.734	0.123	0.1770	-----
D	-2.01 a 1.00	3.210	0.0965	0.1750	-----

A partir de lo cual se puede determinar el número de de estabilidad  $N_{sc}$  como función de  $F_{dte}$ , esto es

$$N_{sc} = A + BF_{dte} + CF_{dte}^2 \quad (4.8)$$

Donde

$N_{sc}$  Es el número de estabilidad de la coronación, adimensional

Sustituyendo los valores en la ecuación (4.8) se tiene:

$$N_{sc} = 1.652 + 0.0182(-3.0309) + 0.1590(-3.0309)^2 = 3.0574$$

La relación entre los dos números de estabilidad del talud exterior y la coronación es inversa a la relación de diámetros de las piezas del talud exterior  $D_{te}$ , y de la coronación  $D_c$ , por lo que el diámetro de las piezas de la coronación será:

$$D_c = D_{te} \frac{N_{ste}}{N_{sc}} \quad (4.9)$$

Que, al sustituir los valores correspondientes, queda:

$$D_c = 0.165 \frac{2.2917}{3.0574} = 0.1236 \text{ (m)}$$

Por lo que las piezas de coronación tendrán un diámetro de 12.36 centímetros. Para facilitar la compra del material rocoso en la cantera, este diámetro se puede redondear a 20 centímetros.

### **Talud interior**

Este talud se calcula, como en el caso de la coronación, comparando con el talud exterior a través del francobordo adimensional correspondiente  $F_{dte}$ .

Para ello se debe calcular el número de estabilidad del francobordo del talud interior a partir de la ecuación (4.10), pero esta vez con los coeficientes de ajuste presentados en la tabla 4.5, de manera que se tiene

$$N_{sti} = A + BF_{dte} + CF_{dte}^2 \quad (4.10)$$

Donde

$N_{sti}$  Es el número de estabilidad del francobordo del talud interior, adimensional

**Tabla 4. 5 Parámetros de ajuste de las curvas (4.10), para el diseño del talud interior**

Avería	Rango de $F_d$	A	B	C	$F_{dnr}$
IA	-2.01 a 2.41	2.575	-0.540	-0.1150	-----
AI	0.80 a 2.41	5.628	-1.459	0.0837	-----
ID	1.60 a 2.41	8.669	-2.272	-----	-----

Sustituyendo los valores de la tabla 4.5, y del francobordo adimensional del talud exterior, se tiene:

$$N_{sti} = 2.575 + (-0.540)(-3.0309) + (-0.1150)(-3.0309)^2 = 3.1552$$

De nuevo, por relación inversa de diámetro y números de estabilidad, el diámetro de las piezas del talud interior es

$$D_{ii} = D_{te} \frac{N_{ste}}{N_{sti}} \quad (4.11)$$

Donde

$D_{ii}$  Es el diámetro de las piezas del manto interior, m

Donde, sustituyendo los valores correspondientes, se tiene

$$D_{ii} = 0.165 \frac{2.2917}{3.1552} = 0.1198 \text{ (m)}$$

Por lo que las piezas del **talud interior** tendrán un diámetro de **11.98 centímetros**, que podrían redondearse a **12 centímetros**. Para facilitar la compra del material rocoso en la cantera, este diámetro se puede redondear a **20 centímetros**.

### **Morros**

Dado que el sector interior del morro es menos estable, y bajo el supuesto de que ambos sectores del morro utilizan el mismo tipo de piezas, sólo se calcula el diámetro de las piezas del talud interior y se utiliza como el tamaño de pieza necesaria para todo el morro.

El diámetro en el morro puede ser calculado a partir de las piezas del morro del correspondiente dique no rebasable, es decir, vía un proceso similar al realizado para el cálculo del talud exterior. Una vez calculado el diámetro necesario en el morro para un dique no rebasable  $D_{mnr}$ , el francobordo del morro del dique rebasable es

$$F_{dmr} = F_r / D_{mnr} \quad (4.12)$$

Donde

$F_{dmr}$  Es el francobordo adimensional del morro del dique rebasable

$D_{mnr}$  Es el diámetro de las piezas del morro del dique no rebasable, m

El procedimiento para calcular el diámetro de las piezas del morro del dique no rebasable  $D_{mnr}$  es muy similar al utilizado para calcular el diámetro de las piezas del talud exterior, calculando primero el peso de las piezas del morro del dique no rebasable, considerando

$$W_{mnr} = 1.5W_{nr} = 1.5(64.146) = 96.22 \text{ (kg)}$$

Ahora, se puede calcular el diámetro de las piezas del morro del dique no rebasable, tal que

$$D_{mnr} = \left( \frac{96.22}{2678} \right)^{1/3} = 0.3299 \text{ (m)}$$

Con este diámetro se puede calcular el francobordo adimensional del morro del dique rebasable, y se tiene

$$F_{dmr} = -0.50 / 0.3299 = -1.5152$$

El valor del francobordo adimensional del morro se utiliza para calcular el número de estabilidad del francobordo del morro de no rebase  $N_{smnr}$ , y el número de estabilidad del francobordo del morro del dique rebasable  $N_{smr}$ , como sigue

$$N_{smnr} = A + BF_{dmnr} + CF_{dmnr}^2 \quad (4.13)$$

$$N_{smr} = A + BF_{dmr} + CF_{dmr}^2 \quad (4.14)$$

Donde

$F_{dmnr}$  Es el francobordo adimensional del morro del dique no rebasable

Los valores de los coeficientes de ajuste de las ecuaciones (4.13) y (4.14), así como el de  $F_{dmnr}$  se muestran en la tabla 4.6.

**Tabla 4. 6 Parámetros de ajuste de las curvas (4.13) y (4.14), para el diseño del morro**

Avería	Rango de $F_d$	A	B	C	$F_{dmnr}$
IA	-2.01 a 2.41	1.681	-0.474	0.1050	2.40
AI	-2.01 a 2.41	2.046	-0.499	0.0913	2.41
ID	-2.01 a 2.41	2.517	-0.536	0.0613	3.15
D	-0.01 a 2.41	3.027	-0.756	0.1200	3.90

Sustituyendo valores en las ecuaciones (4.13) y (4.14) se tiene

$$N_{smnr} = 1.681 + (-0.474)(2.40) + 0.1050(2.40)^2 = 1.1482$$

$$N_{smr} = 1.681 + (-0.474)(-1.5152) + (0.1050)(-1.5152)^2 = 2.6403$$

Así, el diámetro de las piezas del talud del morro, por relaciones inversas de diámetros y números de estabilidad, es

$$D_{mr} = D_{mnr} \frac{N_{smnr}}{N_{smr}} \quad (4.15)$$

Donde

$D_{mr}$  Es el diámetro de las piezas del morro del dique rebasable, m

Finalmente se tiene

$$D_{mr} = 0.3299 \frac{1.1482}{2.6403} = 0.1435 \text{ (m)}$$

Por lo que las piezas del **morro** tendrán un diámetro de **14.35 centímetros**. Para facilitar la compra del material rocoso en la cantera, este diámetro se puede redondear a **20 centímetros**.

#### 4.2.2.2 Diseño estructural de las protecciones, con pendiente 1:2

Para este diseño se emplea el mismo procedimiento del punto anterior, incluyendo las mismas ecuaciones y tablas, por lo que únicamente se anotarán las sustituciones con los valores correspondientes.

La altura de ola máxima que incide sobre la estructura sigue siendo de 0.7529 metros.

$$W_{nr} = \frac{2678(0.7529)^3}{2.9(2.6-1)^3} = 48.11 \text{ (kg)}$$

Con el peso de las piezas del dique no rebasable, se puede calcular el diámetro equivalente de las piezas del dique, de la siguiente forma

$$D_{nr} = \left( \frac{48.11}{2678} \right)^{1/3} = 0.262 \text{ (m)} .$$

#### **Talud exterior**

Se calcula un francobordo adimensional del dique rebasable

$$F_{dr} = -0.50 / 0.262 = -1.909$$

La expresión (4.3) se utiliza para determinar tanto el valor del número de estabilidad correspondiente al francobordo de no rebase  $N_{smr}$ , como del número de estabilidad para el francobordo del dique rebasable,  $N_{ste}$  (como función de  $F_{dr}$ ).

$$N_{smr} = 1.831 + (-0.245)(2.40) + 0.0119(2.40)^2 = 1.3115$$

$$N_{ste} = 1.831 + (-0.245)(-1.909) + 0.0119(-1.909) = 2.342$$

La relación entre los números de estabilidad  $N_{snr} / N_{ste}$  es inversa a la relación de los diámetros de las piezas del manto principal del dique no rebasable,  $D_{nr}$  y el del dique rebasable  $D_{te}$ . De esta manera, el diámetro de las piezas del talud exterior del dique rebasable se calcula como

$$D_{te} = 0.262 \frac{1.3115}{2.342} = 0.1466 \text{ (m)}$$

Por lo que las piezas del **talud exterior** tendrán un diámetro de **14.66 centímetros**. Para facilitar la compra del material rocoso en la cantera, este diámetro se puede redondear a **20 centímetros**.

### **Coronación**

Conociendo el valor del francobordo de rebase, así como del diámetro de las piezas del talud exterior, con lo que  $F_{dte}$  queda:

$$F_{dte} = -0.50 / 0.1466 = -3.409$$

A partir de lo cual se puede determinar el número de de estabilidad  $N_{sc}$  como función de  $F_{dte}$ , esto es

$$N_{sc} = 1.652 + 0.0182(-3.409) + 0.1590(-3.409)^2 = 3.438$$

La relación entre los dos números de estabilidad del talud exterior y la coronación es inversa a la relación de diámetros de las piezas del talud exterior  $D_{te}$ , y de la coronación  $D_c$ , por lo que el diámetro de las piezas de la coronación será:

$$D_c = 0.1466 \frac{2.342}{3.438} = 0.0999 \text{ (m)}$$

Por lo que las piezas de **coronación** tendrán un diámetro de **9.99 centímetros**, que se podría redondear a **10 centímetros**. Para facilitar la compra del material rocoso en la cantera, este diámetro se puede redondear a **20 centímetros**.

### **Talud interior**

Este talud se calcula, como en el caso de la coronación, comparando con el talud exterior a través del francobordo adimensional correspondiente  $F_{dte}$ .

Para ello se debe calcular el número de estabilidad del francobordo del talud interior, tal que

$$N_{sti} = 2.575 + (-0.540)(-3.409) + (-0.1150)(-3.409)^2 = 3.0794$$

De nuevo, por relación inversa de diámetro y números de estabilidad, el diámetro de las piezas del talud interior es

$$D_{ii} = 0.1466 \frac{2.342}{3.0794} = 0.1115 \text{ (m)}$$

Por lo que las piezas del **talud interior** tendrán un diámetro de **11.15 centímetros**. Para facilitar la compra del material rocoso en la cantera, este diámetro se puede redondear a **20 centímetros**.

### **Morros**

Calculando el peso de las piezas del morro del dique no rebasable, se tiene

$$W_{mnr} = 1.5W_{nr} = 1.5(48.11) = 72.165 \text{ (kg)}$$

Ahora, se puede calcular el diámetro de las piezas del morro del dique no rebasable, tal que

$$D_{mnr} = \left( \frac{72.165}{2678} \right)^{1/3} = 0.2998 \text{ (m)}$$

Con este diámetro se puede calcular el francobordo adimensional del morro del dique rebasable, y se tiene

$$F_{dmr} = -0.50 / 0.2998 = -1.668$$

El valor del francobordo adimensional del morro se utiliza para calcular el número de estabilidad del francobordo del morro de no rebase  $N_{smnr}$ , y el número de estabilidad del francobordo del morro del dique rebasable  $N_{smr}$ , como sigue

$$N_{smnr} = 1.681 + (-0.474)(2.40) + 0.1050(2.40)^2 = 1.1482$$

$$N_{smr} = 1.681 + (-0.474)(-1.668) + (0.1050)(-1.668)^2 = 2.763$$

Así, el diámetro de las piezas del talud del morro, por relaciones inversas de diámetros y números de estabilidad, es

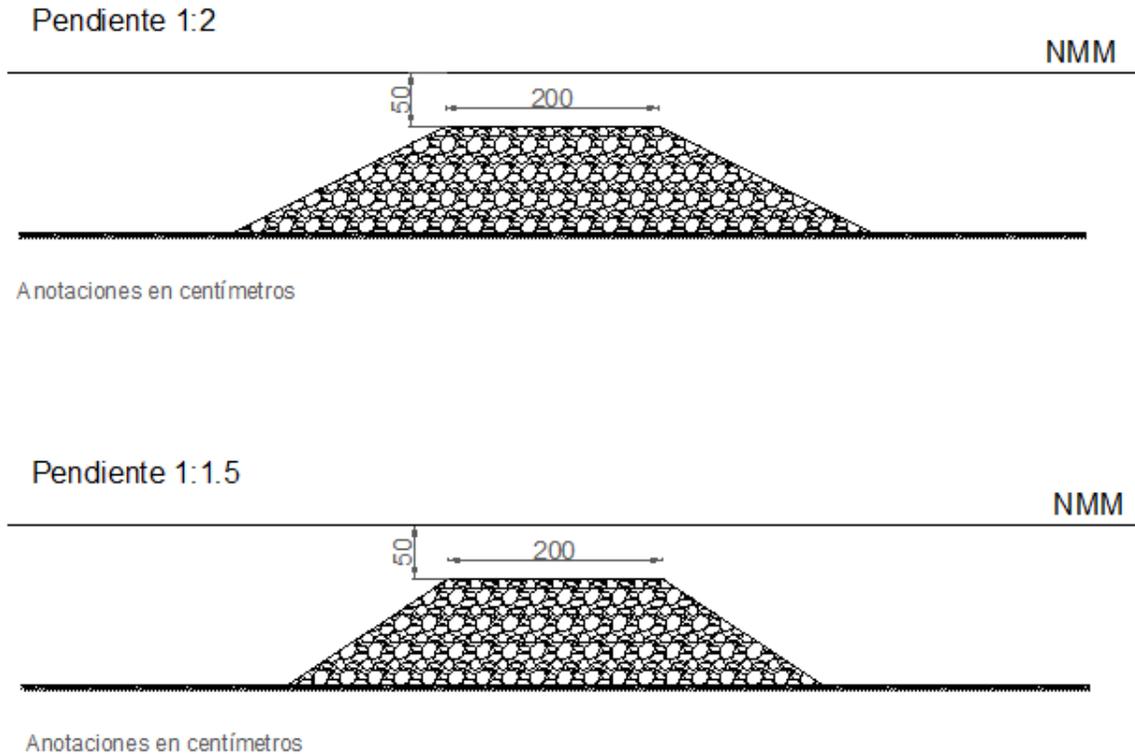
$$D_{mr} = 0.2998 \frac{1.1482}{2.763} = 0.1245 \text{ (m)}$$

Por lo que las piezas del **morro** tendrán un diámetro de **12.45 centímetros**. Para facilitar la compra del material rocoso en la cantera, este diámetro se puede redondear a **20 centímetros**.

#### **4.2.2.3 Comentarios sobre el diseño estructural**

Es notable que utilizando una pendiente de 1:2 en las estructuras de protección para la playa, los diámetros de los materiales se reducen, y aunque la diferencia no es mucha, si se considera que se requieren grandes volúmenes de material rocoso la diferencia se vuelve significativa.

Sin embargo, por la complejidad que representa elegir diferentes diámetros específicos de material rocoso se puede aceptar un redondeo del diámetro de todas las piezas a 20 centímetros para las dos pendientes propuestas. De esta manera, las estructuras serían construidas únicamente por rocas de 20 centímetros de diámetro en todas sus secciones. En la figura 4.18 se muestran los perfiles de las dos propuestas de diseño, correspondientes a las estructuras con pendientes de 1:1.5 y 1:2.



**Figura 4. 18 Secciones transversales de las propuestas de diseño estructural. Con pendiente 1:2 (arriba) y 1:1.5 (abajo)**

Como se observa en la figura 4.18, si se construyen las estructuras con pendiente 1:1.5 el volumen del material se reduce, lo que representa un menor costo de las estructuras. En la misma figura, sólo se anotan las medidas del ancho y profundidad de la coronación, pues son las únicas medidas invariables. La altura, y por lo tanto, el ancho de la estructura en su parte inferior dependerán de la batimetría de la zona en que sean construidas.