

INFORME 5

VOLUMEN TÉCNICO DE INGENIERÍA

5. DISEÑOS DEFINITIVOS DE LAS SOLUCIONES SELECCIONADAS

FACTIBILIDAD

SANTANDER DE LA CRUZ

TÍTULO DEL DOCUMENTO:		VOLUMEN TÉCNICO DE INGENIERIA DEL PROYECTO DENOMINADO PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE EROSIÓN COSTERA EN EL GOLFO DE MORROSQUILLO –SECTOR SANTANDER DE LA CRUZ			
DOCUMENTO No.:		GAT-1074-21-CA-AM-FIN-09			
APROBACIÓN	REVISIÓN NO:	Versión	VA	VB	VC
	V0 ELABORA / CARGO	Nombre:	Mateo Herrera / Ingeniero civil; Bayron Zapata / Ingeniero Civil Alejandro Bedoya/ Ingeniero Civil Julio Mesa /director Civil		
		Fecha:	20/02/2023		
	V1 ELABORA / CARGO	Nombre:	Mateo Herrera / Ingeniero civil; Bayron Zapata / Ingeniero Civil Alejandro Bedoya/ Ingeniero Civil Julio Mesa /director Civil		
		Fecha:	20/02/2023		
	V2 REVISA / CARGO	Nombre:	Julio Mesa /director Civil		
		Fecha:	20/02/2023		
	V3 APRUEBA / CARGO	Nombre:	Andrés Restrepo		
		Fecha:	20/02/2023		
	V4 AUTORIZA / CARGO	Nombre:	Andrés Restrepo		
		Fecha:	20/02/2023		

TABLA DE CONTENIDO

	Página
5 DISEÑOS DEFINITIVOS DE LAS SOLUCIONES SELECCIONADAS	6
5.1 INTRODUCCIÓN.....	6
5.2 OBJETIVOS	7
5.2.1 Objetivo General.....	7
5.2.2 Objetivos específicos.....	7
5.3 Criterios de Diseño	7
5.3.1 Control topográfico y referencia para aporte de arenas.	7
5.3.2 Corrección por mareas.	10
5.3.3 Cota de diseño.	11
5.3.4 Material de aportación y volumen.	12
5.3.5 Campaña geotécnica.....	15
5.3.6 Dimensionamiento de las obras.....	26
5.3.7 Determinación del período de retorno de las obras de protección costera.....	32
5.4 Diseño estructural e hidráulico de las obras seleccionadas.	36
5.4.1 Parámetros de Diseño	38
5.4.2 Espolón	38
5.4.3 Tómbolo.	43
5.4.4 Enrocado Longitudinal.....	47
5.5 Dimensionamiento de la regeneración de playas.....	54
5.6 Análisis del efecto de las obras en la dinámica litoral.	59
5.6.1 Oleaje en la zona de estudio	60
5.6.2 Corrientes en la zona de estudio	67
5.7 ESCENARIO DE ASCENSO DEL NIVEL DEL MAR ASOCIADO AL CAMBIO CLIMÁTICO	73
5.7.1 Adaptación de las obras por ascenso del nivel del mar asociado al cambio climático	73
5.7.2 Metodología para la estimación de la variación de la altura de ola de diseño por efecto del aumento del nivel del mar.....	75

LISTA DE TABLAS

	Página
Tabla 5.1 Parámetros geodésicos de los levantamientos topográficos, batimétricos y LIDAR. 8	
Tabla 5.2 Coordenadas de puntos de amarre.	9
Tabla 5.3 Coordenadas finales de los puntos de control.	9
Tabla 5.4 Coordenadas perforaciones para estudio geotectónico Santander de la Cruz.	15
Tabla 5.5 Parámetros geomecánicos del subsuelo.	17
Tabla 5.6 Valores del coeficiente Sd para distintos criterios de daños.....	29
Tabla 5.7 Parámetros de diseño para estructuras de Santander de la Cruz.	38
Tabla 5.8. Socavación para el tómbolo en función de Hs y Tp.	41
Tabla 5.9. Socavación para el tómbolo en función de KC y ancho de la estructura	41
Tabla 5.10. Características de elementos que componen el espolón.	42
Tabla 5.11. Características generales de elementos que componen los tómbolos.	47
Tabla 5.12. Características de los elementos que componen el enrocado.	49
Tabla 5.13 Espesores estructura de pavimento peatonal en adoquín.....	50
Tabla 5.14 Granulometría arena capa de soporte	51
Tabla 5.15 Requisitos de limpieza de la arena de la capa de soporte	51
Tabla 5.16 Granulometría para la arena de sello.....	52
Tabla 5.17 Características de la arena nativa del sector Santander de la Cruz y de la arena triturada de la cantera El Esfuerzo.	57
Tabla 5.18 Datos de las mallas utilizadas en el módulo de flujo del modelo DELFT 3D	59
Tabla 5.19 Caso seleccionad para estimar las corrientes por rotura del oleaje	60
Tabla 5.20 Estimación del ascenso del nivel del mar en Colombia (en mm).	74
Tabla 5.21 Caso seleccionado régimen extremal.	75

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 5.1 Ajuste entre Monohaz, Vadeo y Lidar	8
Figura 5.2 Ubicación de los puntos de control en el sector de Santander de la Cruz.....	10
Figura 5.3 Corrección por mareas.	11
Figura 5.4. Ábaco de James para el cálculo del factor de sobrellenado	14
Figura 5.5 Ubicación de perforaciones sector Santander de la Cruz.	16
Figura 5.6 Líneas de Refracción Sísmica (TRS), sector Santander de la Cruz.....	18
Figura 5.7 Puntos Para Análisis de Ondas Superficiales (MASW), sector Santander de la Cruz.	19
Figura 5.8 Punto para análisis de Relación Espectral Horizontal/Vertical (SRHV), sector de Santander de la Cruz.....	20
Figura 5.9 Tomografía de refracción TRS-SC-01 (A) y TRS-SC-02 (B).	21
Figura 5.10 Modelo del Perfil típico del suelo, MASW.	22
Figura 5.11. Base o pie típica para talud de enrocado.....	32
Figura 5.12 Vidas útiles mínimas para obras marítimas.	34
Figura 5.13 Riesgos máximos admisibles.	35
Figura 5.14. Planta alternativa seleccionada.	37
Figura 5.15 Variación del peso W en función del periodo medio Tp.	39
Figura 5.16 Cálculo del peso del manto principal del espolón – sección analizada	39
Figura 5.17. Sección tipo del cuerpo de la estructura del espolón	40
Figura 5.18 Sección tipo del morro del espolón.....	42
Figura 5.19. Sección tipo del vial de acceso a los tómbolos.	43
Figura 5.20. Variación del peso W en función del periodo medio Tp.	44
Figura 5.21. Cálculo del peso del manto principal del dique exento – sección analizada.....	45
Figura 5.22. Sección tipo del cuerpo de la estructura del Tómbolo.....	45
Figura 5.23. Sección tipo del morro del Tómbolo.	46
Figura 5.24. Variación del peso W en función del periodo medio Tp.	48
Figura 5.25. Cálculo del peso del manto principal – sección analizada	48
Figura 5.26. Sección tipo del enrocado longitudinal.....	49

Figura 5.27.	Sección longitudinal urbanismo de Paseo Marítimo.....	53
Figura 5.28.	Luminaria en acero para urbanismo de Paseo Marítimo.....	54
Figura 5.29.	Planta playas, Santander de la Cruz, playa contenida por espolón (A) y Playa contenida por tómbolo (B).....	56
Figura 5.30.	Factor de sobrellenado para el sector de Santander de la Cruz con la cantera El Esfuerzo.	58
Figura 5.31	Malla de detalle del sector Santander de la Cruz.....	60
Figura 5.32	Resultados de modelación condición actual de oleaje (m), para el sector de Santander de la Cruz.	62
Figura 5.33	Resultados de modelación condición futura de oleaje (m), para el sector de Santander de la Cruz.	64
Figura 5.34	Diferencia entre el oleaje en la condición inicial y la condición futura (m), para el sector de Santander de la Cruz.	66
Figura 5.35	Resultados de modelación condición actual de corrientes (m/s), para el sector de Santander de la Cruz.	68
Figura 5.36	Resultados de modelación condición futura de corrientes (m/s), para el sector de Santander de la Cruz.	70
Figura 5.37	Diferencia entre el corrientes en la condición inicial y la condición futura (m/s), para el sector de Santander de la Cruz.....	72
Figura 5.38	Relación del aumento del nivel del mar.....	74
Figura 5.39	Caso 13 Hs=3,76 m Tp=11,0 s Dir=NNE Vv=14,2m/s Dirv=WSW Pleamar– Sin aumento en el nivel del mar. Para el sector de Santander de la Cruz.	76
Figura 5.40	Caso 13 Hs=3,76 m Tp=11,0 s Dir=NNE Vv=14,2m/s Dirv=WSW Pleamar– Con aumento en el nivel del mar. Para el sector de Santander de la Cruz.	78
Figura 5.41	Mapa de diferencias de altura de ola entre la condición actual y la condición que contempla el aumento del nivel del mar por efecto de cambio climático, sector de Santander de la Cruz	80

LISTA DE ANEXOS

ANEXO_5.1 - INFORME 3 Planteamiento_Alternativas

5 DISEÑOS DEFINITIVOS DE LAS SOLUCIONES SELECCIONADAS

5.1 INTRODUCCIÓN

Para el sector de Santander de la Cruz la alternativa seleccionada consiste en la regeneración de arena en el sector norte del casco urbano, con el cual se pretende recuperar un frente de playa de por lo menos 10 m y de este modo compensar el déficit sedimentario que se tiene en la zona. Este proceso se hace a través de una alimentación artificial de arenas que es contenida por estructuras tipo espolón, diseñados con la longitud apropiada para contener la playa y las dimensiones de roca necesarias para soportar las acciones del oleaje, adicionalmente, la alternativa contempla la construcción de un enrocado longitudinal desde el caño que desemboca en este sector, Caño Culebra, hasta el extremo sur del casco urbano, enrocado que se contempla en dos tramos, de forma tal que se pueda tener una pequeña playa que sirva como punto de embarque y desembarque para los pescadores del lugar, protegidos o abrigados por un espolón exento tipo tómbolo, que será el responsable de generar no solo el abrigo frente al oleaje, sino de la formación de la playa alimentada de manera artificial con arenas, como se mostrara más adelante.

En el presente capítulo se presentan los criterios de diseño y el dimensionamiento de cada una de las obras de protección que componen la alternativa definitiva para el sector de Santander de la Cruz, municipio de Moñitos, dimensionamiento que dependerá de capítulos anteriores como la caracterización del oleaje de cada sector, criterios de diseño y recomendaciones para la construcción de obras de protección costera y regeneración de playa, además, teniendo en cuenta la vida útil y el periodo de retorno del oleaje para este tipo de obras como se mostrará a continuación.

Por otro lado, se analiza la influencia de dichas obras en la dinámica litoral, modelando las condiciones actuales versus condiciones futuras en cuanto al comportamiento del oleaje y corrientes, con el fin de verificar que no hayan afectaciones fuera del área de influencia de las obras y se analiza el efecto que estas tienen en el comportamiento del oleaje y las corrientes, del sector de estudio.

Adicionalmente se verifica como son las variaciones de los condicionantes de diseño de las estructuras por ascenso en el nivel del mar efecto del cambio climático, en la cual se varia el nivel del mar según los datos reportados en la literatura y se propaga el oleaje extremal obtenido para el sector de Santander de la Cruz y a partir del mapa de diferencia se obtiene la variación del oleaje por efecto del cambio climático.

5.2 OBJETIVOS

5.2.1 Objetivo General

Determinar el correcto dimensionamiento de cada una de las estructuras propuestas en la alternativa seleccionada para el sector de Santander de la Cruz y analizar su efecto en la dinámica litoral comparando la situación actual respecto a la situación con las obras y regeneración de arena propuestas.

5.2.2 Objetivos específicos

- Definir los criterios de diseño necesarios para el correcto dimensionamiento de las obras propuestas.
- Diseñar y dimensionar las obras de protección costera y obras marginales para el sector de Santander de la Cruz.
- Analizar y modelar la influencia de las obras sobre la dinámica litoral.

5.3 CRITERIOS DE DISEÑO

5.3.1 Control topográfico y referencia para aporte de arenas.

Para el correcto dimensionamiento de las obras, es necesario hacer una caracterización de la zona donde se ubicarán cada una de las estructuras. Por lo tanto, es fundamental contar con un levantamiento topográfico y batimétrico de detalle que permitan conocer el fondo marino y la forma de la playa presente en el área de estudio. De esta manera se puede tener conocimiento preciso del terreno (Fondo marino y terreno continental) para poder estimar los volúmenes necesarios para la construcción de cada una de las obras.

El levantamiento batimétrico se llevó a cabo desde la línea de costa, realizándose líneas con ecosonda monohaz cada 25 m, empezando desde una profundidad mínima de 0,5 m en bajamar y hasta una profundidad de aproximadamente 10 m, para profundidades menores y cauces de arroyos, se trabajó con la metodología de vadeo y para el caso del levantamiento topográfico se levantaron secciones transversales con un espaciamiento de 25 metros las cuales se traslapan con las líneas batimétricas, llegando hasta la isobata 0,5 m. Por último, para la toma de datos LIDAR y fotogrametría se realizó un sobrevuelo con la metodología de vuelo combinado, fotografías aéreas y adquisición de Datos LIDAR a la vez.

Una vez se comprobó el correcto ajuste de los datos LiDAR y batimétricos, se realizó la integración de las batimetrías a la nube de puntos LiDAR, verificando la coherencia entre los datos. La validación de la integración del modelo batimétrico con el modelo LiDAR se efectuó mediante la generación de secciones transversales que incluyen traslape con la batimetría, realizando una evaluación de las zonas de empalme, y definiendo los límites de frontera entre los puntos LiDAR y la batimetría:

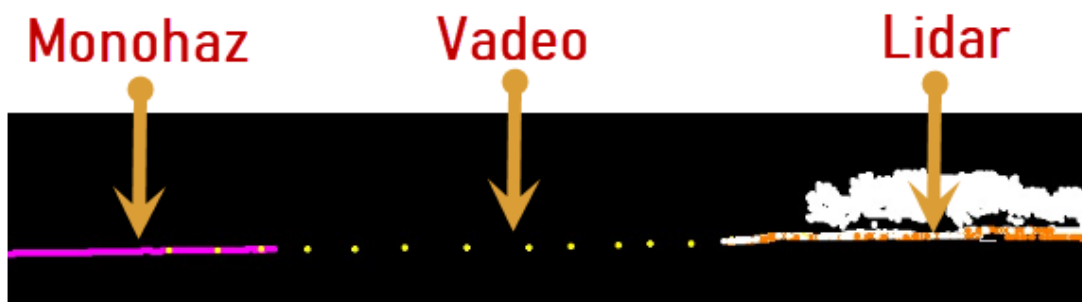


Figura 5.1 Ajuste entre Monohaz, Vadeo y Lidar

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

A continuación, se presentan los parámetros geodésicos del sistema de referencia usados para los levantamientos:

Tabla 5.1 Parámetros geodésicos de los levantamientos topográficos, batimétricos y LIDAR.

Sistema de Coordenadas	MAGNA-SIRGAS / Origen-Nacional
Origen	Origen Único Nacional
Semieje mayor	6378137
Proyección	Transverse_Mercator
Achatamiento	1/298,26
Elipsoide	World Geodetic System 1984

Datum	WGS-84
Meridiano central	-73
Latitud de origen	4
Factor de escala	0,9992
Falso este	5000000
Falso norte	2000000

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

Para determinar las coordenadas de las bases (BASE-COVENAS, BASE_HOTEL, BASE_TOLU), se tomaron los siguientes puntos de arranque, IGAC A29-BE-1_CDO, IGAC_2A_BL_7, IGAC_A47-TE-1_CDO, los cuales fueron sometidos al cálculo de velocidades con el software Magna Sirgas, cuyos resultados son las siguientes coordenadas:

Tabla 5.2 Coordenadas de puntos de amarre.

Nombre del punto	Norte (m)	Este (m)	Altura Ortométrica
IGAC A29-BE-1_CDO	2583269,1	4689954,5	65
IGAC_2A_BL_7	2597863,5	4706356,9	4
IGAC_A47-TE-1_CDO	2541279,9	4631421,2	9

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

En total, se realizaron 10 lecturas GPS para el sector de Santander de la Cruz, de las cuales 3 son de amarre, 3 son puntos base y 4 corresponden a control topográfico para el sector de Santander de la Cruz, como se describe a continuación.

- 3 puntos como la Base del proyecto, nombradas BASE-COVENAS_VUELO, BASE_HOTEL y BASE_TOLU.
- 3 puntos de amarre IGAC A29-BE-1_CDO, IGAC_2A_BL_7 e IGAC_A47-TE-1_CDO.
- 4 puntos de fotocontrol ubicado en el sector de Santander de la Cruz, nombrados: FTC_01_MQ_CHQ, FTC_19_MQ, GPS_01_MQ y GPS_02_MQ.

Tabla 5.3 Coordenadas finales de los puntos de control.

Nombre	COORDENADAS GEOGRAFICAS		COORDENADAS PLANAS CTM12	
	WGS84 Latitud	WGS84 Longitud	Norte (m)	Este (m)
BASE-COVENAS_VUELO	9°24'42,4"	75°39'37,8"	2599120,1	4707929,7
BASE_HOTEL	9°24'4,6"	75°40'29,3"	2597970,7	4706347,8
BASE_TOLU	9°31'49,2"	75°34'57,6"	2612171,5	4716575,7
IGAC A29-BE-1_CDO	9°16'2,1"	75°49'22,6"	2583269,1	4689954,5
IGAC_2A_BL_7	9°24'1,1"	75°40'28,9"	2597863,5	4706356,9
IGAC_A47-TE-1_CDO	8°53'0,1"	76°21'6,4"	2541279,9	4631421,2

Nombre	COORDENADAS GEOGRAFICAS		COORDENADAS PLANAS CTM12	
	WGS84 Latitud	WGS84 Longitud	Norte (m)	Este (m)
FTC_01_MQ_CHQ	9°11'7,1"	76°10'38,5"	2574527,7	4650909,3
FTC_19_MQ	9°11'20,6"	76°10'29,9"	2574941,5	4651179,3
GPS_01_MQ	9°11'9,7"	76°10'38,9"	2574609,9	4650899,9
GPS_02_MQ	9°11'24,7"	76°10'30,0"	2575068,9	4651174,8

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023



Figura 5.2 Ubicación de los puntos de control en el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

5.3.2 Corrección por mareas.

La corrección por fluctuación de mareas se generó a partir de la tabla de niveles tomada durante los días del levantamiento en un elemento referente ubicado en la capitanía de puerto de Coveñas. Este ajuste fue realizado de acuerdo con los niveles registrados de la lámina de agua en el sector de Santander de la Cruz durante los días exactos en que se realizaron los levantamientos batimétricos. Este proceso se lleva a cabo para darle concordancia a la

información en profundidad. Con el fin de hacer un chequeo de la integración de los datos tomados con la estación total y con el sensor LIDAR, se realizan perfiles a lo largo de las zonas de interés y se observa que los datos ajustados tienen coherencia con los demás sistemas de captura. En la siguiente imagen se observa el extracto de la variación de niveles para el sector de Santander de la Cruz durante el tiempo en el cual se realizaron las batimetrías monohaz.

Fecha:	6/06/2022
Hora	Fluctuación (m)
7am	-0.099
8am	-0.103
9am	-0.124
10am	-0.137
11am	-0.150
12m	-0.136

Fecha:	8/06/2022
Hora	Fluctuación (m)
7am	-0.202
8am	-0.248
9am	-0.314
10am	-0.322
11am	-0.323
1pm	-0.075
2pm	-0.052
3pm	-0.036

Fecha:	9/06/2022
Hora	Fluctuación (m)
7am	-0.142
8am	-0.146
9am	-0.153
10am	-0.169
11am	-0.267

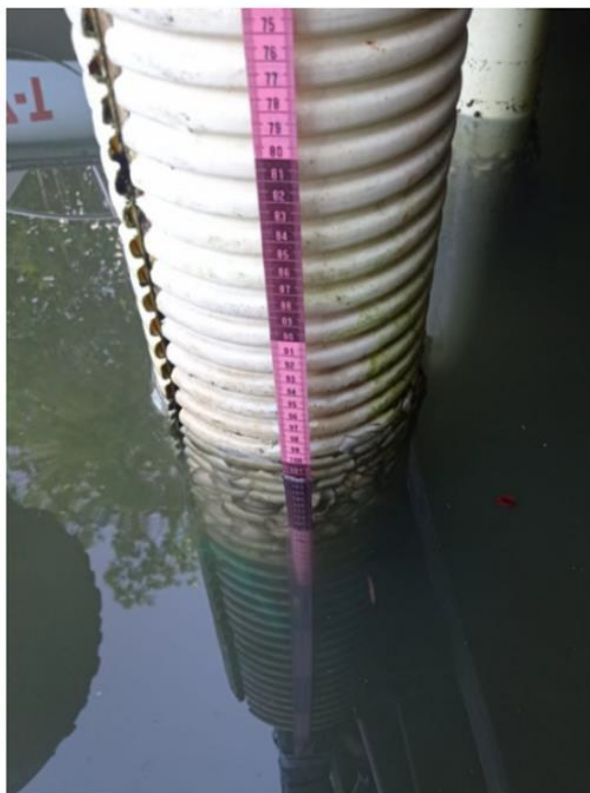


Figura 5.3 Corrección por mareas.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

A partir de los datos del nivel del mar se realiza la reducción de los niveles de batimetría a MLWS (Mean Low Water Spring).

5.3.3 Cota de diseño.

Para las estructuras como espolones y tómbolos la cota de diseño depende del diámetro de la roca que arroje el diseño en el dimensionamiento de las obras, que en este caso es de 0,7 m para el espolón y de 0,8 para el tómbolo, además, según recomendaciones constructivas de

Shore Protection Manual, Vol 2 (1984)¹, estas estructuras deben tener un manto principal bicapa, es decir, dos capas de roca independientemente del diámetro. Por otro lado, esta capa doble de roca esta soportada sobre un núcleo de ripio de cantera, que sirve de carreteable para el transporte de las rocas, por lo que se debe garantizar que el núcleo este por encima del nivel del agua. Según el análisis del nivel del mar en el capítulo de Clima Marítimo del informe *Planteamiento de Alternativas*, la cota de diseño para el carreteable o núcleo de espolones o tómbolos se fija en +0.5 m, entonces, sumando dos capas de roca de 0,7 m de diámetro se tiene una cota de diseño de +1,9 m para el espolón, y para el caso del tómbolo, con rocas de 0,8 de diámetro y un manto bicapa se tiene una cota de coronación de +2,1.

Para el caso de los enrocados longitudinales, al igual que los espolones, el manto principal debe estar compuesto por dos elementos de roca (bicapa), pero en este caso se busca optimizar el volumen de materiales a usar entre el enrocado y el terreno natural como se verá a continuación y que no se vea afectada la visibilidad de las comunidades hacia el mar, para este caso la cota del enrocado se fija en +2,4 m.

Finalmente, para la regeneración de arena se toma como referencia desde el cero batimétrico hasta donde la cota del terreno natural tiende a “aplanarse”, en este sector, esta condición se da en la cota +1 para playa contenida por el espolón y en la cota +0,7 para la playa contenida por el tómbolo.

Todas las cotas están referidas al MLWS (Mean Low Water Spring), es decir el nivel medio de las bajamareas de sicigia.

5.3.4 Material de aportación y volumen.

Cuando se añade un volumen de arena V , a un perfil de playa, el relleno evoluciona hasta conseguir una posición de equilibrio intersecando el perfil original de la playa, pero para que esto suceda, el material de relleno debe ser más grueso que el material nativo. Si el material de relleno es igual o más fino, no habrá intersección.

¹ COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER (US). shore protection manual. 4a ed. [s.l.]: Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center., 1984. vol. 2.

Entonces, es posible obtener el volumen de arena a regenerar operando geométricamente entre la superficie de arena de las playas actuales y la superficie de las playas diseñadas.

El volumen total de arena (VDT) que debe ser vertido para la regeneración de una playa, se puede definir como:

$$VDT = VRT * Fs$$

Donde VRT es el volumen de la playa que se desea rellenar y Fs es el factor de sobrellenado asociado al material que se espera desaparezca de la playa por las labores de vertido.

- Cálculo del factor de sobrellenado.

Para evaluar el volumen de sedimento necesario de préstamo que se requiere para un volumen determinado de relleno, James (1975)² definió el factor de sobrerrellenado Fs, como el número estimado de metros cúbicos de material de préstamo requeridos para producir un metro cúbico de relleno en la playa con unas condiciones granulométricas determinadas por la muestra de la arena nativa o por las condiciones de diseño. El valor del factor de sobrerrellenado se estima con el ábaco de James que se muestra en la siguiente figura.

² JAMES, William R. Techniques in Evaluating Suitability of Borrow Material for Beach Nourishments. [s.l.]: US Coastal Engineering Research Center, 1975. 81 p.

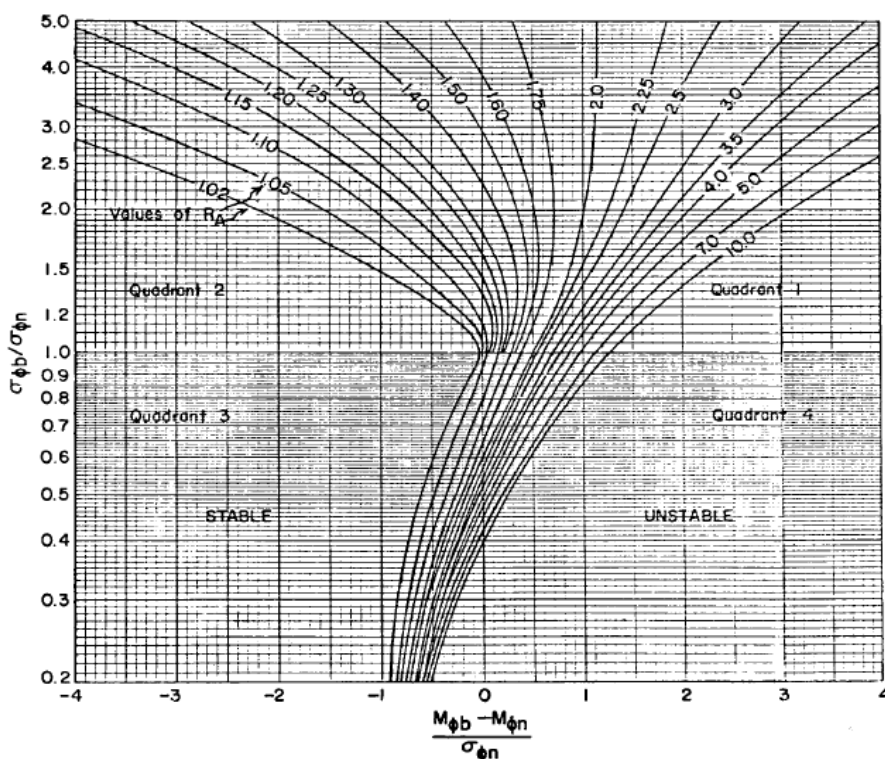


Figura 5.4. Ábaco de James para el cálculo del factor de sobrellenado

Fuente: Shore Protection Manual Vol 1(1984)³.

En el ábaco anterior los parámetros que se disponen en los ejes corresponden a:

$$\sigma_{\phi} = \frac{(\phi_{84} - \phi_{16})}{2}$$

$$M_{\phi} = \frac{(\phi_{84} + \phi_{16})}{2}$$

Los subíndices b y n se refieren al material de préstamo y al nativo respectivamente y los subíndices 84 y 16 hacen referencia al percentil correspondiente en la curva granulométrica expresada en unidades ϕ . Las unidades ϕ se expresan en función del diámetro del sedimento (D) en mm mediante la siguiente expresión:

³ COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER (US). shore protection manual. 4a ed. [s.l.]: Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center., 1984. vol. 1.

$$\phi = \frac{-\ln(D)}{\ln 2}$$

Los cuadrantes señalados en el ábaco de James con los números 1 a 4 se refieren a la calificación de los materiales de préstamos dada por Hobson (1977)⁴, en función de las características del tamaño medio y de la desviación del préstamo y arena nativa:

- Cuadrante 1: Material de préstamo más fino y peor gradado que el material nativo.
- Cuadrante 2: Material de préstamo más grueso y peor gradado que el material nativo.
- Cuadrante 3: Material de préstamo más grueso y mejor gradado que el material nativo.
- Cuadrante 4: Material de préstamo más fino y mejor gradado que el material nativo.

Para la zona de estudio, se necesita que el análisis en el ábaco de James garantice un material de préstamo que sea estable y con un valor de D_{50} mayor, tal que, al realizar el derrame del material de préstamo, este se intercepte con el terreno natural, como ya se mencionó anteriormente.

5.3.5 Campaña geotécnica

En el sector de Santander de la Cruz se realizó una campaña geotécnica en donde se hicieron 3 sondeos de 10 m de profundidad. El método utilizado durante la ejecución de las labores de campo fue de Percusión y Lavado, ejecutando Ensayos de Penetración Estándar cada metro de profundidad. Este método consiste en el hincado de un tubo de cuchara partida (Split-Spoone), mediante la caída libre de una pesa de 140 libras, con un recorrido de 75 centímetros, contando el Número de Golpes (N) necesarios para que el tubo penetre 30 centímetros en el estrato considerado y midiendo la resistencia In Situ Con Penetrómetro (Q_p). A continuación se muestran las coordenadas de las perforaciones y su ubicación en planta.

Tabla 5.4 Coordenadas perforaciones para estudio geotectónico Santander de la Cruz.

Perforación	Norte (m)	Este (m)
P1S	2575220,2	4651228,9
P2S	2574963,4	4651083,2
P3S	2574777,9	4650969,1

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

⁴ HOBSON, R. D. Review of design elements for beach-fill evaluation. Fort Belvoir, Va: [Dept. of Defense], Dept. of the Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, 1977. 51 p.



Figura 5.5 Ubicación de perforaciones sector Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

El subsuelo de la zona donde se realizaron las perforaciones en Santander de La Cruz, presenta características bastante variables de acuerdo a la localización de los sondeos, sobre todo en los primeros 4,0 a 5,0 metros, en los cuales se encuentran estratos intercalados de Arena fina, arena media, arcilla parda, arcilla parda grisácea, e inclusive en el sondeo o perforación P2S (ubicado en la salida de la calle principal que da hacia el mar) se encontraron grandes fragmentos de piedras y escombros de obras anteriores, hasta 1 a 1,5m.

Después los 5 m a 10,5 m: aparece uniformemente el estrato de Arcilla gris clara de alta plasticidad (CH). Con presencia de lajas. Muy firme a dura.

De 9 m a 10 m este estrato presenta rechazo al ensayo de Penetración Estándar (SPT).

Las perforaciones realizadas se adelantaron mediante equipos de percusión y lavado, registrando la resistencia que ofrecía el subsuelo a la penetración para una energía dinámica

dada acorde con el ensayo SPT (Standard Penetration Test) normalizado según ASTM D 1586. Con las perforaciones realizadas y sus correspondientes ensayos de laboratorio se definen los parámetros geomecánicos del subsuelo, utilizando la metodología planteada por González 1999 para la definición de ángulos de fricción y cohesiones efectivas con base en el ensayo de penetración estándar, tomando en cuenta también los ensayos de laboratorio, tales como Gradaciones, Límites de Atterberg y Clasificación USC, así como compresiones confinadas, peso unitario y corte directo, realizados sobre las muestras recuperadas

A partir de las propiedades del suelo obtenidas en la campaña de campo se estima la longitud de la hincia para las estructuras, longitud compuesta por una profundidad de hincado inicial y el asentamiento total producido por el peso de la estructura. Para el sector de Santander de la Cruz se obtienen las siguientes propiedades del suelo.

Tabla 5.5 Parámetros geomecánicos del subsuelo.

Sitio	Número de golpes (n)	Angulo de fricción interna	Peso unitario (ton/m ³)	Peso unitario sumergido (ton/m ³)
Santander de la Cruz	4	27 grados	1,57	0,77

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

5.3.5.1 Geofísica

Con el fin de conocer los espesores de los estratos del subsuelo a lo largo de la ubicación del enrocado longitudinal, se ejecutan los estudios con el método de refracción sísmica, para correlacionar con la información obtenida en las perforaciones.

El método de refracción sísmica hace uso de las ondas refractadas por los diferentes estratos del subsuelo para construir una imagen del mismo. En diferentes sitios de un tendido sísmico, son realizados varios golpes con el objetivo de generar una fuente sísmica u onda, que se refracta, refleja, transmite y dispersa en el subsuelo. Cuando se activa una fuente sísmica, las ondas refractadas viajan por la zona de contacto entre los estratos geológicos, y ya que en general son zonas de mayor velocidad que las capas suprayacentes, las ondas refractadas son las primeras que son registradas, detectadas mediante el primer arribo del tren de ondas sísmico. Los datos se adquieren con un sismógrafo convencional y geófonos verticales de onda P, con frecuencias natural de 4,5 Hz usados en estudios de refracción y micro tremores.

Para establecer los parámetros particulares de los suelos explorados se adquirieron datos a partir de Tomografía de Refracción Sísmica (TRS), Análisis Superficial de Ondas Superficiales (MASW), con fuente activa y pasiva, y análisis de la Relación Espectral Horizontal/Vertical (SRHV). Se configuraron dos líneas de refracción sísmica con un tendido de geófonos de 4,5 Hz de frecuencia natural y una separación entre geófonos de máximo 5 m. De acuerdo con la disponibilidad de espacio se distribuyeron dos tramos de diferente longitud, el primero (TRS-SC-01) de 315 m y el segundo (TRS-SC-02) de 225 m como se muestra a continuación:



Figura 5.6 Líneas de Refracción Sísmica (TRS), sector Santander de la Cruz

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

Las líneas sísmicas para MASW se configuraron sobre el mismo tendido de las refracciones, ver la siguiente figura.



Figura 5.7 Puntos Para Análisis de Ondas Superficiales (MASW), sector Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

Sobre cada línea se realizaron análisis de sitio con el método SRHV:

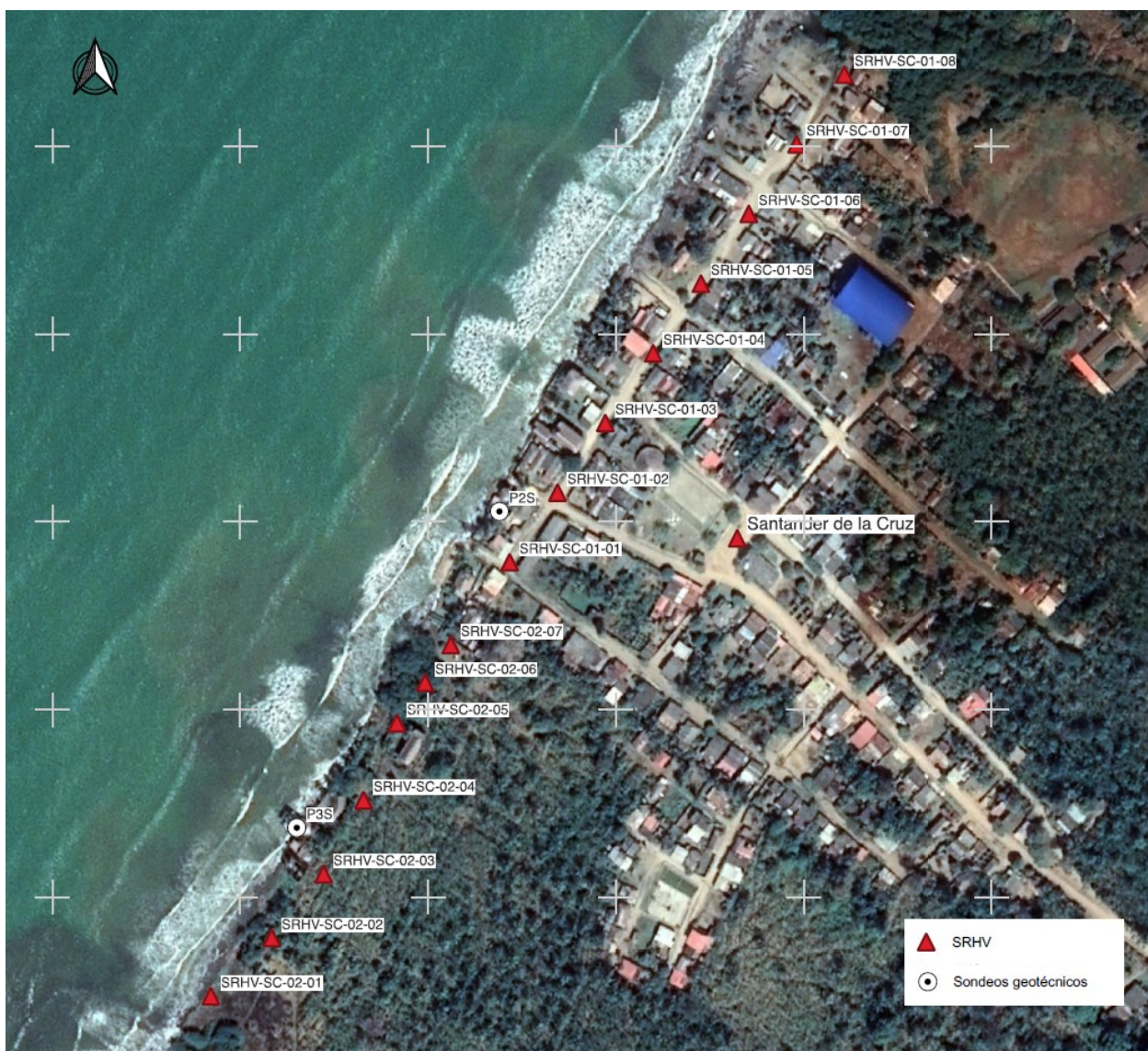


Figura 5.8 Punto para análisis de Relación Espectral Horizontal/Vertical (SRHV), sector de Santander de la Cruz

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

En general las velocidades de onda P y S son bajas hasta los 10 m aproximadamente, asociado a suelos poco consolidados y de baja rigidez; a partir de los 10 m de profundidad se encuentra un estrato denso de velocidades más altas correspondientes a un material más competente, a continuación se muestran las tomografías de los perfiles TRS-SC-01 y TRS-SC-02.

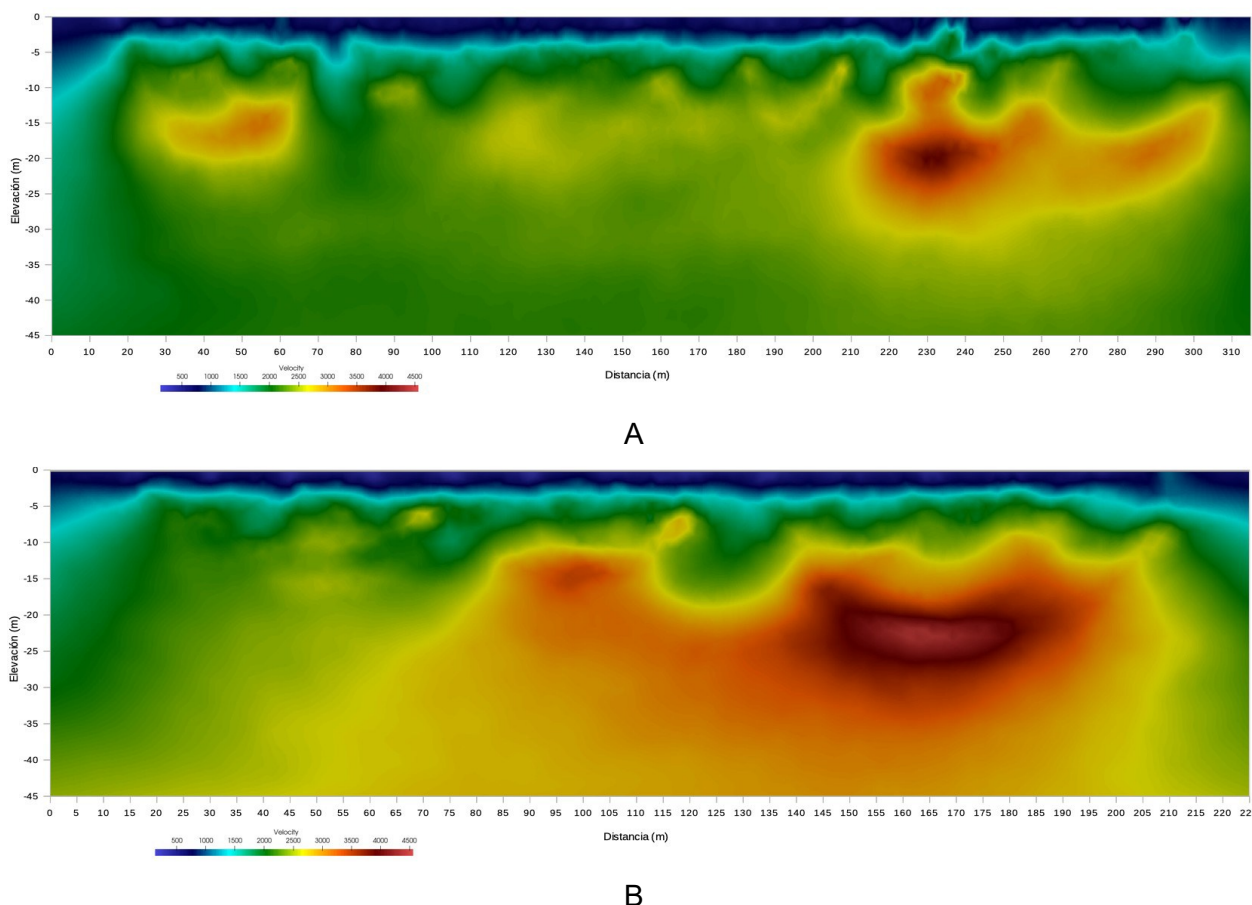


Figura 5.9 Tomografía de refracción TRS-SC-01 (A) y TRS-SC-02 (B).

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

En general, observar una buena correlación entre los sondeos geotécnicos y las tomografías de refracción sísmica y los perfiles de velocidad de onda S obtenidos de los ensayos MASW, es decir, los suelos someros (has 10 m de profundidad donde llegaron las perforaciones), y sus espesores encontrados en los sondeos geotécnicos son congruentes con las velocidades obtenidas por los ensayos geofísicos, asociados a la rigidez de estos suelos, de tal manera que las tomografías y los perfiles de onda S permiten darle continuidad a la información del suelo entre las muestras geotécnicas, adicionalmente los espesores del suelo somero son muy homogéneos a lo largo de todo el perfil estudiado tal como se muestra en las tomografías de la Figura 5.9.

Como ya se mencionó, según los sondeos realizados en el sector de Santander de la Cruz, sobre los primeros 4,0 a 5,0 metros, se encuentran estratos intercalados de arena fina, arena media, arcilla parda, arcilla parda grisácea, después los 5 m a 10,5 m: aparece uniformemente

un estrato de arcilla, con presencia de lajas muy firme a dura, siendo congruente con los modelos del perfil del suelo MASW, que en general muestran un suelo suave hasta los 5 m de profundidad, un estrato de suelo rígido hasta los 10 m y un suelo denso o roca blanda a partir de esta profundidad, como se muestra en la siguiente figura.

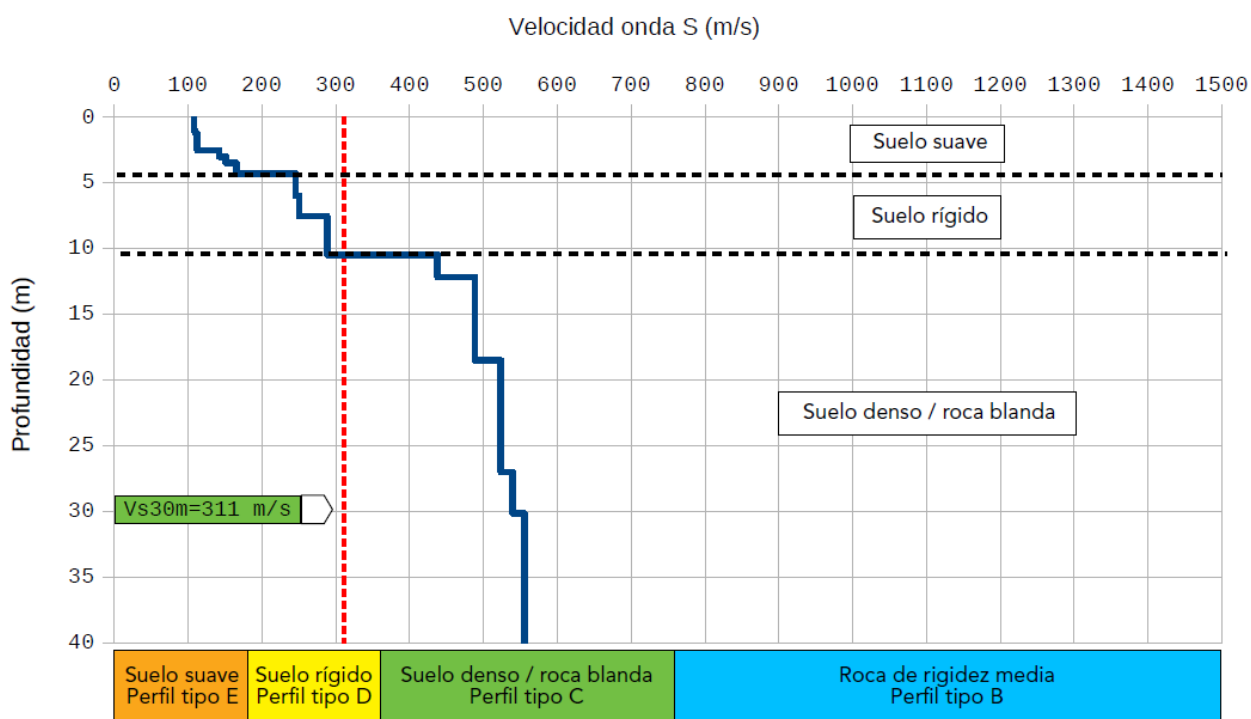


Figura 5.10 Modelo del Perfil típico del suelo, MASW.

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

5.3.5.2 Determinación de la longitud de Hinca para el espolón.

La hinca se traduce, en este caso, como el asentamiento total que tendrá el terreno debido al peso de las estructuras. Esta longitud se compone por un hincado inicial que se da de manera inmediata durante la construcción, más un asentamiento que se da que se da por el peso propio de la estructura desde el momento de su construcción, hasta el resto de su vida útil.

- Cálculo de la profundidad de hinca inicial.

Para la esta longitud, se utiliza la metodología de Terzaghi, donde:

La carga que incide sobre el suelo de cimentación se expresa por medio de la siguiente fórmula en T/m^2 :

$$Q = Q_{total} - Q_{agua}$$

Donde:

Q = Carga incidente del elemento [ton/m²]

Q_{Total} = Carga total del elemento [ton/m²]

Q_{Agua} = Carga del agua [ton/m²]

Con esto se tiene que:

$$Q = [(h_{total} \cdot \gamma_{material}) - (h_{agua} \cdot \gamma_{agua})]$$

Donde:

h_{Tota} = Altura total del elemento [m]

h_{Agua} = Altura del nivel freático [m]

$\gamma_{material}$ = Densidad del material de construcción [ton/m³]

γ_{agua} = Densidad del agua [ton/m³]

Terzaghi expreso la capacidad de carga ultima de la siguiente forma:

$$q_{ult} = cN_c S_c + q_s N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Donde:

C = Cohesión

q = Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación

γ = Peso específico del suelo

B = Ancho de la cimentación

S_c y S_γ = Factores de corrección por forma

N_c , N_q y N_γ = Factores de capacidad de carga.

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ se definen mediante las siguientes ecuaciones según Braja Das⁵

Los factores de corrección por forma se expresan, según Braja Das⁶, como:

$$S_c = 1 + \frac{B \cdot N_q}{L \cdot N_c}$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

El esfuerzo efectivo a nivel de fondo de la cimentación se define como:

$$q_s = \gamma_s * D_f$$

Para el análisis se toma una cimentación cuadrada de ancho unitario, B. Los valores de la expresión anterior dependen de las propiedades del suelo de cimentación y del ancho de la cimentación. Reemplazando la expresión anterior en la ecuación de Terzaghi, se obtiene:

$$q_{ult} = cN_c S_c + (\gamma_s D_f) N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Por último, se calcula la profundidad (D_f) a la que las dos cargas son iguales, es decir, la profundidad a la que el suelo falla por corte general, al aplicarse la carga incidente (proveniente de la depositación del material). Este es el hincamiento.

$$q_{adm} = cN_c S_c + (\gamma_s \cdot D_f) N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma = Q$$

Para el sector de Santander de la Cruz, y según los parámetros de Tabla 5.5, se obtiene una profundidad de hincado inicial de 0,14 m tanto para el tómbolo y el espolón como para el enrocado longitudinal.

⁵ DAS, Braja. Soil Mechanics. En: The Engineering Handbook, Second Edition [en línea]. [s.l.]: CRC Press, 2004. p. 157-158. Disponible en Internet: <<https://doi.org/10.1201/9781420039870.sec11>>. ISBN 9780849315862.

⁶ Ibid., p. 169.

- Cálculo de asentamientos

Para el caso de los asentamientos se realizó el análisis con el método de los elementos finitos: malla fina, en donde se tienen los siguientes datos de entrada

- Suelo, 10 metros, Ensayo SPT: Método de ruptura del suelo (Mohr-Coulomb)
- Dique en roca caliza: Método elástico-lineal
- Nivel Freático en la cota cero.
- Nivel del mar para el enrocado a 0 m a pie de talud.
- Nivel del mar para espolón y tómbolo: 1 m con movimiento hidrodinámico senoidal para simular el impacto de las olas (frecuencia 1 Hz, Amplitud 1).

Se consideraron 3 casos de análisis para asentamientos para enrocado longitudinal:

- Caso 1- Suelo No Drenado (Por ser arena)+Ondas.
- Caso 2-No Drenado (por ser arena)+Ondas+Estabilidad Global del Dique.
- Caso 3- Suelo "Drenado"+Ondas+Estabilidad Global del Dique.

Para el caso del espolón se consideraron otros 3 casos de análisis para asentamientos:

- Caso 1- Suelo+material de relleno.
- Caso 2-Suelo+material de relleno+rocas.
- Caso 3- Caso2+Estabilidad Global del espolón.

Por ser arena sin material arcilloso para todas las estructuras, los resultados en las condiciones drenadas y no drenadas fueron iguales tanto para el tómbolo y el espolón como para el enrocado. Se tienen los siguientes asentamientos críticos.

-Totales Tómbolo y Espolón (igual a inmediatos) = 31,24 mm-caso no drenado y “drenado”.

-Totales Enrocado (igual a inmediatos) = 74,33 mm-caso no drenado y “drenado”

De este modo se obtiene una hincapié (asentamiento total + profundidad de hincado inicial) con valor de 0,17 m para el enrocado y de 0,21 para el tómbolo y espolón.

5.3.5.3 Capacidad Admisible superficial del subsuelo:

En este caso, la Capacidad Admisible del subsuelo fue calculada tomando como base los criterios expuestos por autores recientes para el uso de cimentaciones superficiales flexibles o rígidas, cuadradas o rectangulares en suelos Arenosos No Homogéneos.

El siguiente es el proceso para calcular la Capacidad Admisible del subsuelo:

- Profundidad de hincado inicial: (D_f) = 0,14m Por debajo del terreno.
- Tipo de Sub-Rasante: Arena Fina a Media Gris Clara (SM-SP).
- Número de Golpes (N) = 4
- Cohesión (C_u) = 0,0 (Se desprecia)
- Angulo de Fricción Interna = Según las correlaciones de Terzaghi y los ensayos de corte realizados, se establece un ángulo de fricción (Φ) de 27 grados.
- Según Braja M. Das en Fundamentos de Ingeniería Geotécnica los factores de Capacidad de Carga de Terzaghi: $N_q = 13,20$ y $N_\gamma = 14,47$
- $Q_{adm} = (q * N_q + 0,5 * \gamma' * B * N_\gamma)/3$; $q = \gamma' * D_f$; $B = 1,0m$ (Ancho del talud – por metro lineal)
- $\gamma = 1,57 \text{ ton/m}^3$; $\gamma' = 0,77 \text{ ton/m}^3$

$$Q_{adm} = (0,77 \text{ ton/m}^3 * 1,0m * 13,20 + 0,5 * 0,77 \text{ ton/m}^3 * 1,0m * 14,47)/3 = 5,2 \text{ ton/m}^2/\text{ml}$$

$$Q_{adm} = 0,52 \text{ kg/cm}^2/\text{ml}$$

5.3.6 Dimensionamiento de las obras

5.3.6.1 Espolón

La 2a Comisión sobre oleaje de la PIANC (1976)⁷ presentó la siguiente expresión general adimensional para el dimensionamiento de los mantos de los diques en talud.

⁷ PIANC. RecCom WG 1: Final Report of the International Commission for Sport and Pleasure Navigation. PIANC, The World Association for Waterborne Transport Infrastructure [página web]. (1976). Disponible en Internet: <<https://www.pianc.org/publications/reccom/final-report-of-the-international-commission-for-sport-and-pleasure-navigation>>.

$$\frac{W \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}{H_{\text{cálculo}}^3 \cdot \rho_s} = f(\alpha)$$

Siendo ρ_s la densidad del material del cual están constituidos los bloques de protección, ρ_w la densidad del agua, $H_{\text{cálculo}}$ la altura de ola de diseño, W el peso de los bloques de protección y $f(\alpha)$ una función que depende del ángulo del talud, del tipo de bloques y de su disposición geométrica. Dicha expresión se puede reescribir como:

$$W = \frac{\rho_s \cdot H_{\text{cálculo}}^3}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cdot N_s^3} = \frac{\rho_s \cdot H_{\text{cálculo}}^3}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 K_D \cdot \cot \alpha}$$

Siendo:

N_s el número de estabilidad.

K_D el coeficiente de estabilidad.

α el ángulo que forma el talud con la horizontal

La *formulación de Van der Meer* (1988)⁸ es más reciente y tiene además en cuenta variables tales como el período del oleaje, la duración del temporal de diseño o el nivel de daños asociado. Fue obtenida a partir de una extensa serie de ensayos a escala que incluían gran variedad de condiciones de oleaje y de características de los diques, distinguiendo entre aguas profundas y aguas poco profundas (shallow water). Esta formulación utiliza la altura de ola $H_{2\%}$, es decir, la altura de ola superada por el 2% de las olas, y que para una distribución del oleaje tipo Rayleigh resulta ser $H_{2\%} = 1,41.H_s$, teniendo en cuenta la limitación de las alturas de ola por rotura.

⁸ VAN DER MEER, Jentsje W. Deterministic and Probabilistic Design of Breakwater Armor Layers. En: Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering [en línea]. Enero, 1988. vol. 114, no. 1 [consultado el 25, noviembre, 2023], p. 66-80. Disponible en Internet: <[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-950x\(1988\)114:1\(66\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-950x(1988)114:1(66))>. ISSN 1943-5460.

El número de estabilidad viene definido por las siguientes expresiones:

Para olas en rotura tipo "plumging":

$$N_s = 8,7 \cdot P^{0,18} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \xi_z^{-0,5}$$

Para olas en rotura tipo "surging":

$$N_s = 1,4 \cdot P^{-0,13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_z^P$$

Donde,

P es la permeabilidad del dique

S_d es el nivel de daños, definido como el cociente entre el área transversal erosionada y el cuadrado del lado equivalente del bloque, definido como $D_{50} = (W/\rho_s)^{1/3}$

N es el número de olas a las cuales estará sometido el dique durante la tormenta de cálculo

α es el ángulo que forma el talud con la horizontal

ξ_z es el parámetro de "surf similarity", también conocido como parámetro de Iribarren, y que viene definido por:

$$\xi_z = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S_z}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_z^2}}}$$

El paso de rotura tipo "plumging" a tipo "surging" viene dado por la expresión:

$$\zeta_{cr} = \left(6,2 \cdot P^{0,31} \cdot \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0,5}}$$

Si $\zeta_z < \zeta_{cr}$ la rotura será de tipo "plunging" y en caso contrario "surging". Los valores establecidos por Van der Meer para Sd se muestran en la Tabla 5.6

Tabla 5.6 Valores del coeficiente Sd para distintos criterios de daños.

Pendiente del Talud	Iniciación de averías	Daños intermedio	Iniciación de Rotura
1V:1,5H	2	3 a 5	8
1V:2H	2	4 a 6	8
1V:3H	2	6 a 9	12

Fuente: ROM 0.2-90⁹

El dimensionamiento de los bloques de escollera se realiza bajo el criterio de Sd = 2 que es el correspondiente al criterio de Inicio de Averías. El cálculo se realiza para un talud de tipo 2V:3H (cotangente = 1.5).

Por lo que respecta al número de olas, N, se ha escogido un valor que garantice una duración del temporal de diseño característica de esta zona. Se ha escogido un valor de N = 3000 al cual le corresponde una duración de temporal entre 5 y 13 horas en función del período

Adicionalmente, según recomendaciones establecidas para obras marítimas, se debe garantizar la condición de filtro entre capas consecutivas de los elementos que componen una estructura, evitando así la pérdida de material entre los poros de la misma, por lo tanto, es necesario la implementación de capas de filtro cuyos elementos cumplan con las siguientes relaciones:

$$10 > \frac{W_{50}}{w_{50}} > 15$$

Donde:

W_{50} : peso medio de los elementos del manto exterior.

w_{50} : peso medio de los elementos del manto interior.

Y:

⁹ Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (1990). ROM 0.2-90: Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias.

$$\frac{D_{n50A}}{D_{n50F}} = 2$$

Donde:

D_{n50A} : Diámetro nominal para la pieza del manto.

D_{n50F} : diámetro nominal para la pieza del filtro.

En resumen y a modo de ejemplo, si los elementos del manto principal pesaran 1000 kg o más, se deberá incluir un manto de filtro bicapa de 100 kg entre el manto principal y el núcleo de ripio de cantera.

Dada la disposición prevista para los mantos de las estructuras: manto principal de escollera y manto de núcleo en ripio de cantera, según recomendaciones establecidas para obras marítimas el valor de P escogido ha sido 0,4.

Para la sección final de las estructuras, Iribarren y Nogales (1964)¹⁰, y posteriormente Bruun (1985)¹¹, recomiendan para el peso de las piezas del talud exterior, un peso igual al de los bloques del manto exterior del mismo dique multiplicado por 1,5, debido a que esta es la sección más expuesta de la estructura ante las condiciones del oleaje y corrientes, esta sección se nombra como morro de la estructura.

- Protección contra socavación

Para la sección de las estructuras que está más expuesta a los efectos del oleaje, en este caso, el morro de los espolones, se estima la socavación con la metodología propuesta por Fredsøe, J. y Sumer, B. M. descrita en el Coastal Engineering Manual¹², en donde proponen la siguiente expresión, que depende del periodo y la altura de ola significativa:

$$\frac{S_m}{H_s} = 0.01 C_u \left(\frac{T_p \sqrt{g H_s}}{h} \right)^{3/2}$$

¹⁰ IRIBARREN, Ramon y NOGALES, Casto. TRATADO DE OBRAS MARITIMAS: Oleajes y Diques. Madrid: Dossat SA, 1964.

¹¹ Bruun, P. (1985). Design and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection. En Developments in Geotechnical Engineering: Vol. 37. (pp. 549–645).

¹² FREDSE, J. y SUMER, B. M. Scour at the round head of a rubble-mound breakwater. En: Coastal Engineering. 1997. vol. 29, no. 3-4, p. 231-262. ISSN 0378-3839.

Donde:

Sm: Socavación en metros

Hs: Altura de ola Significante en metros

Cu: Factor de incertidumbre, igual a 1 con desviación estándar de 0,34

Tp: Periodo del oleaje

g: gravedad

h: profundidad en m

Adicionalmente, Fredsøe, J. y Sumer, B. M¹³, también proponen la siguiente expresión en función del ancho de la estructura y del número de Keulegan-Carpenter (KC):

$$\frac{S_m}{B} = 0.5C_u [1 - e^{-0.175(KC-1)}]$$

Donde:

Sm: Socavación en metros

B: Ancho de la estructura en metros

Cu: Factor de incertidumbre, igual a 1 con desviación estándar de 0,34

KC: número de Keulegan - Carpenter, definido como:

$$KC = \frac{U_m T}{B}$$

Dónde: T es el periodo de la ola, B es el ancho de la estructura y Um es la velocidad orbital del oleaje definida como:

$$U_m = \frac{H_s \sqrt{gh}}{2h}$$

A partir de los resultados de la anterior formulación, se determina si el morro del espolón requiere protección contra socavación. Para el caso del enrocado longitudinal, al estar expuesto a la rotura del oleaje se debe proteger contra la socavación como se muestra a continuación.

¹³ Ibid.

5.3.6.2 Enrocado longitudinal

Para el dimensionamiento de este tipo de obras, se considera la formulación de Van Der Meer (1988), descrita en el apartado del dimensionamiento del espolón, la diferencia radica en que el enrocado, como este se encuentra a lo largo de la línea de costa, estará sometido a la rotura del oleaje, por lo tanto para proteger la estructura de posibles socavaciones el Shore Protection Manual¹⁴ recomienda que el talud del enrocado expuesto a la acción del oleaje tenga una base o pie como se muestra a continuación, ésta tendrá un ancho de 3 a 4,5 veces la altura significativa del oleaje (H_s) y con una altura de 1 a 2 veces el diámetro (r) de los elementos de roca (bicapa) como en la estructura principal, adicionalmente, se recomienda el uso de geotextil entre el terreno natural y la estructura del enrocado, este sirve como filtro entre el suelo del fondo in situ y el material estructural superior, reteniendo el material del suelo natural para evitar la pérdida de finos a través del enrocado.

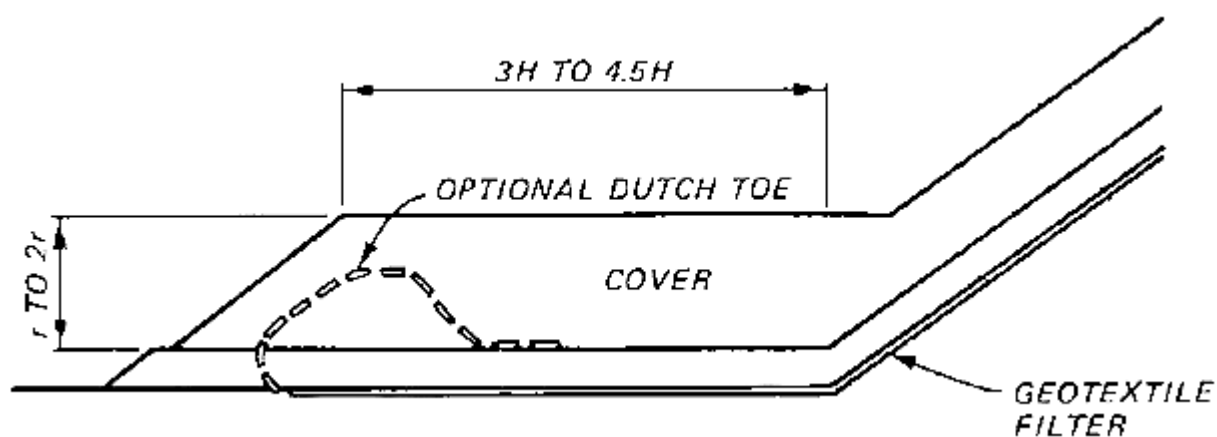


Figura 5.11. Base o pie típica para talud de enrocado.

Fuente: Fuente: Shore Protection Manual (1984)¹⁵

5.3.7 Determinación del período de retorno de las obras de protección costera.

Para la determinación de los períodos de retorno con los cuales cuantificar las acciones necesarias en el dimensionamiento (básicamente oleaje), se han seguido las recomendaciones

¹⁴ COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER (US). shore protection manual. vol. 2. Op. cit. P 7-249.

¹⁵ Ibid.

que la ROM 0.2-90 efectúa en sus apartados 2.2 y 3.2.3.1. (Recomendaciones para Obras Marítimas -Acciones en los proyectos de obras marítimas y portuarias – Ministerio de Fomento de España y Puertos del Estado)¹⁶.

En dichas recomendaciones se establece que en el caso que las acciones procedan de datos estadísticos (como ocurre con el oleaje) el valor de la acción de cálculo será el obtenido a partir de un cierto período de retorno (T). Dicho período de retorno estará asociado a una cierta probabilidad de presentación o riesgo (E) durante el intervalo de tiempo asociado a dicho proyecto, conocido también como vida útil de la obra (Lf) mediante la expresión:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{Lf}$$

Las obras previstas en este proyecto, ante un riesgo de avería, no es probable que haya afectaciones humanas o daños medioambientales, además no están ligadas a una explotación de una explotación industrial o yacimiento por lo tanto según Figura 5.12, corresponden a infraestructura de carácter general con un nivel de seguridad 1, por lo que la vida útil asociada será:

$$Lf = 25 \text{ años}$$

Además, con el criterio de diseño de Inicio de Averías, la posibilidad de pérdidas humanas en caso de destrucción de la obra puede considerarse reducida, mientras que la repercusión económica en caso de inutilización de la obra se ha tomado como baja, por lo tanto, según la Figura 5.13 el riesgo E será: E = 0,5.

¹⁶ Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Op cit.

Tipo de obra o instalación	Nivel de seguridad		
	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
De carácter general (G)	25	50	100
De carácter industrial específico (I)	10	25	50

Vidas útiles mínimas para obras o instalaciones de carácter definitivo (años)
Tabla 2.2.1.1 de la ROM 0.2-90

Infraestructura de carácter general (G): aquellas no ligadas a la explotación de una instalación industrial o un yacimiento

Infraestructura de carácter industrial específico (I): aquellas ligadas a la explotación de una instalación industrial o un yacimiento

Nivel de seguridad 1: Obras e instalaciones de interés o auxiliar.

Riesgo pequeño de pérdidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.

Por ejemplo: regeneración de playas, puertos deportivos, emisarios, pavimentos...

Nivel de seguridad 2: Obras e instalaciones de interés general

Riesgo moderado de pérdidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.

Por ejemplo: grandes puertos, emisarios de grandes ciudades...

Nivel de seguridad 3: Obras contra inundaciones o de carácter supranacional.

Riesgo elevado de pérdidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.

Por ejemplo: defensa de núcleos urbanos o bienes industriales...

Figura 5.12 Vidas útiles mínimas para obras marítimas.

Fuente: ROM 0.2-90¹⁷

¹⁷ Ibid.

a) RIESGO DE INICIACIÓN DE AVERÍAS			
		POSIB DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		Reducida	Esperable
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA (Índice r = Coste pérdidas/Inversión)	Baja	0,50	0,30
	Media	0,30	0,20
	Alta	0,25	0,15
b) RIESGO DE DESTRUCCIÓN TOTAL			
		POSIB DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		Reducida	Esperable
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA (Índice r = Coste pérdidas/Inversión)	Baja	0,20	0,15
	Media	0,15	0,10
	Alta	0,10	0,05
Riesgos máximos admisibles para la determinación, a partir de datos estadísticos, de valores característicos de cargas variables para fase de servicio y condiciones extremas Tabla 3.2.3.1.2. de la ROM 0.2-90			
Riesgo de iniciación de averías (IA): en obras flexibles, semirrígidas o de rotura en general reparable (daños menores a un nivel prefijado función del tipo estructural) Riesgo de destrucción total (D): en obras rígidas o de rotura frágil sin posibilidad de reparación Repercusión económica en caso de inutilización de la obra: se define por el índice r = Coste de pérdidas directas e indirectas / Inversión. Si r=5 la repercusión es baja y si r> 20 la repercusión es alta			

Figura 5.13 Riesgos máximos admisibles.

Fuente: ROM 0.2-90¹⁸

De este modo, despejando el periodo de retorno de la fórmula para el riesgo asociado a las obras según las recomendaciones de ROM 0.2-90 se obtiene:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - E)^{\frac{1}{L_f}}}$$

¹⁸ Ibid.

Entonces, para obras con vida útil de 25, se obtiene un período de retorno de 36,57 años.

5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL E HIDRÁULICO DE LAS OBRAS SELECCIONADAS.

Para el sector de Santander de la Cruz, desde la fase de pre-factibilidad, se tenían tres alternativas propuestas, de estas se seleccionó la alternativa que contemplaba la regeneración de arena en la zona norte del sector para ganar al menos 10 m de playa, contenida por un espolón, adicionalmente, un enrocando longitudinal a lo largo de todo el casco urbano. Para esta fase de Factibilidad se modificó el enrocado longitudinal, dividiéndolo en 2 tramos y entre ellos, se incluyó un dique emergido exento a 35 m de la costa, con la respectiva regeneración de playa en forma de Tómbolo, esto con el fin de no interrumpir el acceso de las embarcaciones al casco urbano de Santander de la Cruz, a continuación, se describe el diseño para cada estructura:



Figura 5.14. Planta alternativa seleccionada.

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

5.4.1 Parámetros de Diseño

A continuación, se muestran los parámetros de diseño para el cálculo y dimensionamiento de las estructuras en el sector de Santander de la Cruz, en donde la Altura de Ola Significante depende de la profundidad, por lo tanto, las estructuras que estén a mayor profundidad, es decir, más alejadas de la playa, tendrán una incidencia de oleajes más energéticos y por ende, estructuras más robustas.

Tabla 5.7 Parámetros de diseño para estructuras de Santander de la Cruz.

Parámetro	Valor
Altura de ola significativa H_s – Enrocado (m)	0,5
Altura de ola significativa H_s – Espolón(m)	1,2
Altura de ola significativa H_s – Tómbolo(m)	1,0
Profundidad máxima del espolón (m)	1,6
Profundidad máxima del Tómbolo (m)	1,0
Periodo t_p (s)	6,0
Densidad de la roca (T/m ³)	2,3
Porosidad estructura	0,4
Talud (Cot Θ)	1,5
D50 Arena nativa (mm)	0,187
Densidad del agua de mar (T/m ³)	1,025
Tipo de avería	Inicio de avería

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Es de vital importancia mencionar que la ejecución de las obras se debe llevar a cabo según el capítulo “7 Cronograma”, es decir, una vez finalizada la construcción de las estructuras duras (espolón y tómbolo), se debe continuar con la regeneración de playa como lo describe dicho cronograma de obra, para que no se generen problemas de transporte de sedimento en este sector.

5.4.2 Espolón

La estructura del espolón se diseña con el fin de contener la arena de regeneración en la zona norte del casco urbano de Santander de la Cruz. Para el espolón es importante destacar el papel que juegan los diferentes elementos de las estructuras planteadas, ya que cada uno de ellos contribuye a generar las condiciones de filtro necesarias para que la parte más fina del talud no se erosione al filtrarse por los diferentes intersticios entre las capas de la estructura de protección.

Adicionalmente, es importante mencionar que el vertido de arena de regeneración es fundamental y funciona en conjunto con las estructuras que la contienen, es decir, si se construye el espolón sin el respectivo aporte artificial de arenas, se desestabilizaría aún más el sector.

Teniendo en cuenta la formulación de Van der Meer descrita en el ítem Criterios de Diseño, para un periodo del oleaje de 6 segundos y una altura de ola de 1,2 m el manto principal debería estar compuesto por bloques de escollera de 900 kg de peso, tal y como se observa en la Figura 5.15 y Figura 5.16.

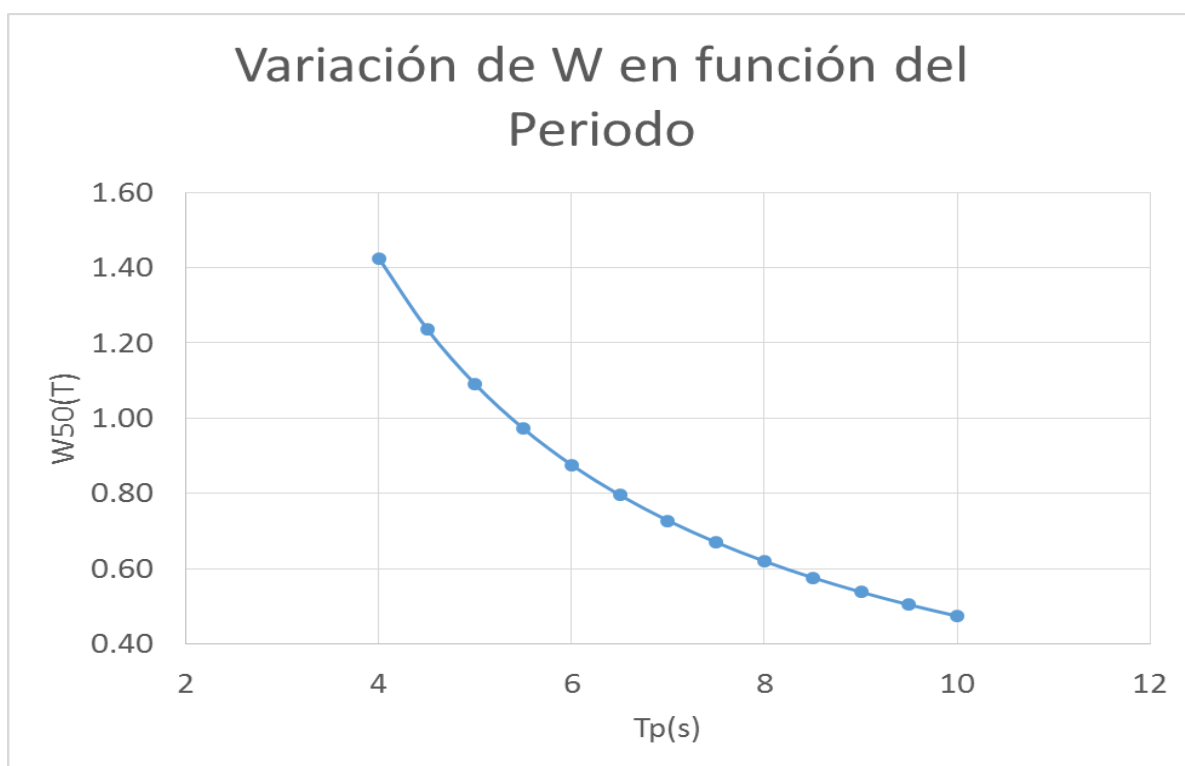


Figura 5.15 Variación del peso W en función del periodo medio Tp.

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Hs (m)	Tp (s)	cot a	escollera	h	P	H2%	Tz (s)	r agua	D	S	N	xm	tan a	Lo	x	Som	Nod	xc	Escollera	esfera	cubo	semi
1.2	4	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	3.48	1.03	1.23	2.00	3000.00	2.64	0.67	24.96	3.04	0.06	0.50	4.42	0.93	0.98	1.87	1.42
1.2	4.5	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	3.91	1.03	1.23	2.00	3000.00	2.98	0.67	31.59	3.42	0.05	0.50	4.42	0.89	0.85	1.62	1.24
1.2	5	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	4.35	1.03	1.23	2.00	3000.00	3.31	0.67	39.00	3.80	0.04	0.50	4.42	0.85	0.75	1.43	1.09
1.2	5.5	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	4.78	1.03	1.23	2.00	3000.00	3.64	0.67	47.19	4.18	0.03	0.50	4.42	0.82	0.67	1.28	0.97
1.2	6	1.5	2.3	1.6	0.40	1.69	5.22	1.03	1.23	2.00	3000.00	3.97	0.67	56.16	4.56	0.03	0.50	4.42	0.79	0.60	1.15	0.88
1.2	6.5	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	5.65	1.03	1.23	2.00	3000.00	4.30	0.67	65.91	4.94	0.02	0.50	4.42	0.77	0.55	1.04	0.80
1.2	7	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	6.09	1.03	1.23	2.00	3000.00	4.63	0.67	76.44	5.32	0.02	0.50	4.42	0.75	0.50	0.96	0.73
1.2	7.5	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	6.52	1.03	1.23	2.00	3000.00	4.96	0.67	87.75	5.70	0.02	0.50	4.42	0.73	0.46	0.88	0.67
1.2	8	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	6.96	1.03	1.23	2.00	3000.00	5.29	0.67	99.84	6.08	0.02	0.50	4.42	0.71	0.43	0.81	0.62
1.2	8.5	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	7.39	1.03	1.23	2.00	3000.00	5.62	0.67	112.71	6.46	0.01	0.50	4.42	0.69	0.40	0.76	0.58
1.2	9	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	7.83	1.03	1.23	2.00	3000.00	5.95	0.67	126.36	6.84	0.01	0.50	4.42	0.67	0.37	0.71	0.54
1.2	9.5	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	8.26	1.03	1.23	2.00	3000.00	6.28	0.67	140.79	7.22	0.01	0.50	4.42	0.66	0.35	0.66	0.50
1.2	10	1.5	2.30	1.6	0.40	1.69	8.70	1.03	1.23	2.00	3000.00	6.61	0.67	156.00	7.60	0.01	0.50	4.42	0.65	0.33	0.62	0.47

Figura 5.16 Cálculo del peso del manto principal del espolón – sección analizada

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Teniendo en cuenta lo anterior, y para garantizar la estabilidad estructural de la obra en su tramo inicial, se adopta un peso de 900 kg, equivalente a rocas de 0,8 m de diámetro para un peso específico de $2,3 \text{ T/m}^3$ para el manto principal, además, siguiendo las recomendaciones para obras marítimas con el fin de garantizar la condición de filtro, explicada en el apartado de Criterios de Diseño, se establece la no necesidad de una capa de filtro en el cuerpo de la estructura, pasando directamente al núcleo compuesto por ripio de cantera. La sección tipo se presenta en la Figura 5.17.

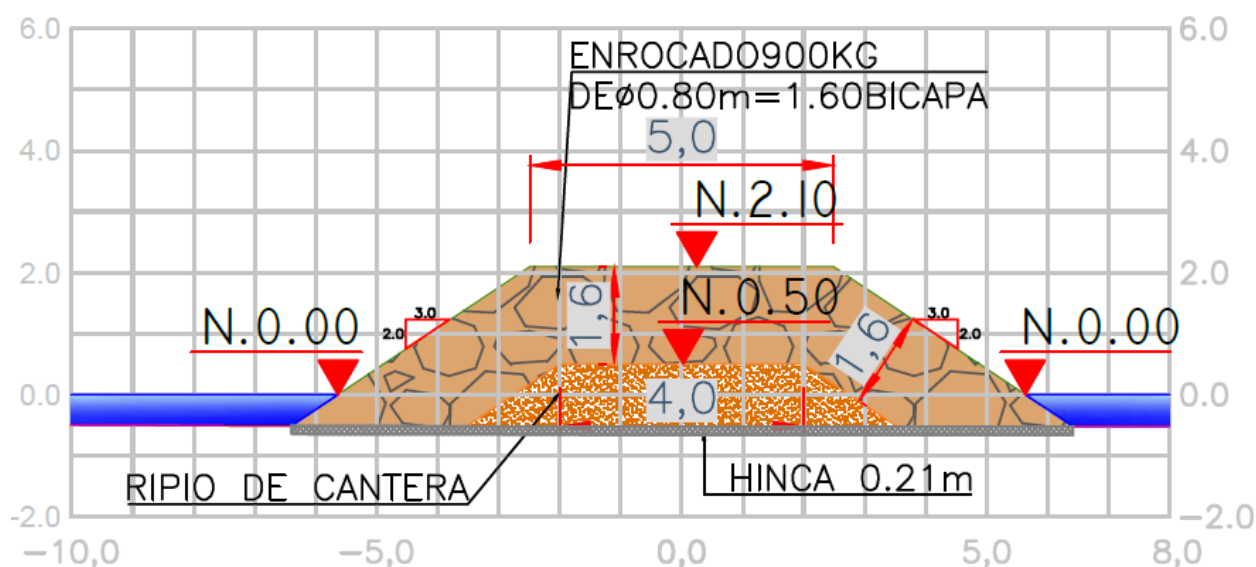


Figura 5.17. Sección tipo del cuerpo de la estructura del espalón

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Como se muestra en la anterior figura, la estructura del carretable tiene un ancho de 4 m y coronado a la cota +0,5 m, y según el tamaño y la disposición de las rocas del manto principal (bicapa), se tiene un ancho de corona de 5 m y una cota de coronación de +2,1 m. Adicionalmente, a partir de los resultados de la campaña geotécnica y de los cálculos para la longitud de la hinca en el ítem 5.3.5.1, se obtiene una profundidad de hincado inicial de 0,14 m y un asentamiento total de 0,074 m, obteniendo una hinca de 0,21 m para el espalón.

Por otro lado, como se mencionó en los criterios de diseño, Iribarren y Nogales (1964), y posteriormente Bruun (1985), recomiendan para el peso de las piezas del talud exterior del morro, un peso igual al de los bloques del manto exterior del mismo dique multiplicado por 1,5.

Por lo tanto, en el morro de la estructura, el peso mínimo necesario debe incrementarse en un 50% resultando cantos de escollera de aproximadamente 1350 kg equivalente a rocas de 0,95 m de diámetro para un peso específico de 2,3 T/m³. De acuerdo a las recomendaciones de obras marítimas se define un manto de filtro bicapa de 100 kg debido a que el peso del manto principal en el morro supera una tonelada y se finaliza con un núcleo compuesto por ripio de cantera.

Por último, se estima la socavación a lo largo del tómbolo con la formulación descrita en el ítem “Criterios de diseño”, donde se tiene como resultado lo siguiente:

Para la primera metodología en función del Hs y el periodo del oleaje, para este caso al borde de la estructura se tiene un oleaje más local, por lo tanto el periodo se toma en 4 segundos:

Tabla 5.8. Socavación para el tómbolo en función de Hs y Tp.

Profundidad máxima (m)	Hs (m)	Tp (s)	Sm (m)
1,0	1,0	4	0,310

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Para la segunda metodología, que está en función del número de Keulegan – Carpenter y el ancho de la estructura, se tiene lo siguiente:

Tabla 5.9. Socavación para el tómbolo en función de KC y ancho de la estructura

Profundidad máxima (m)	Um (m)	KC	Sm (m)
1,0	1,565	0,783	0,212

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Para la situación más desfavorable, se tiene una socavación de 0,31 m en el tómbolo, para este caso, se considera un valor de socavación bajo el cual no requiere la implementación de un pie como protección del talud teniendo en cuenta que los elementos de roca del tómbolo tienen 0,8 m de diámetro en el cuerpo y 0,95 m de diámetro en el morro. La sección tipo del morro se muestra en la Figura 5.18.

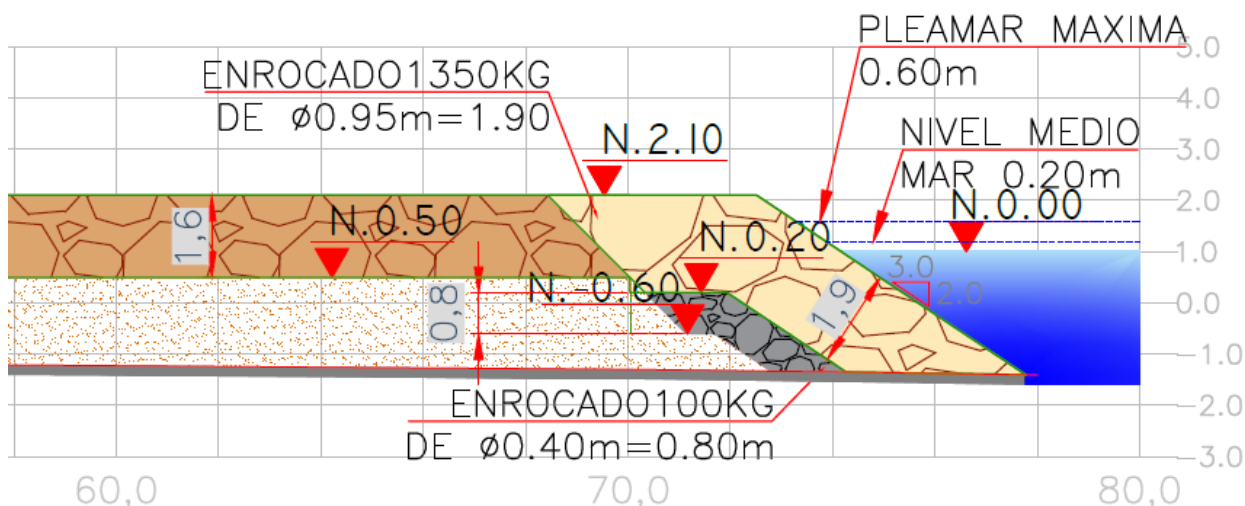


Figura 5.18 Sección tipo del morro del espolón

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Para mantener la cota de coronación en el morro del espolón, se disminuye la cota del carretable debido a que las rocas de este tramo de la estructura son de mayor tamaño y, además, se tiene el manto del filtro como se muestra en la sección tipo del morro. La estructura del carretable en el morro del dique del tómbolo esta coronado a la cota -0,6 m, el manto del filtro, con espesor de 0,8 m, se corona a la cota +0.2, y finalmente, el manto principal del morro, con espesor de 1,9 m, esta coronado en la cota +2,1. Adicionalmente, a partir de los resultados de la campaña geotécnica y de los cálculos para la longitud de la hinca en el ítem 5.3.5.1, se obtiene una profundidad de hincado inicial de 0,14 m y un asentamiento total de 0,074 m, obteniendo una hinca en el tómbolo es de 0,21 m

A continuación, se muestran las características para el espolón de Santander de la Cruz.

Tabla 5.10. Características de elementos que componen el espolón.

Estructura	Longitud (m)	Manto	W (kg)	D50 (m)	Material	Peso específico (T/m³)	Porosidad de cada manto	Cantidad (ton)
Espolón	70	Principal	900	0,8	Escollera	2,3	0,32	3073
		Principal (morro)	1350	0,9	Escollera	2,3	0,32	361
		Filtro (morro)	100	0,4	Escollera	2,3	0,32	46
		Núcleo	-	-	Ripio de cantera		0,25	840

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Además, es importante mencionar que los diámetros (D50) de roca descritos en la tabla anterior son mínimos para garantizar la estabilidad de las estructuras y en ningún momento se deberá tener rocas menores a este diámetro, si se tienen diámetros menores implicaría daños por inestabilidad en la estructura

5.4.3 Tómbolo.

Esta estructura se compone por un dique emergido paralelo a la línea de costa, un vial de acceso o carreteable para el acceso de la maquinaria a la estructura y la regeneración de playa que de la forma de tómbolo. Al igual que en el espolón, el vertido de arena de regeneración es fundamental para tómbolo, ya que la playa funciona en conjunto con las estructuras que la contienen, es decir, si se construye el tómbolo sin el respectivo aporte artificial de arenas, se desestabilizaría aún más el sector.

5.4.3.1 Vial de acceso

La estructura está compuesta por un terraplén de ripio de cantera coronado a la cota +0.5 y 4 m de ancho de corona con taludes 3H:2V. Debido a la corta duración de la construcción de esta obra, no se considera necesario realizarle un recubrimiento en roca, ya que se puede planificar realizar dicha construcción en las épocas en que se presenten oleajes con poca energía. A continuación, se presenta la sección tipo en la Figura 5.19

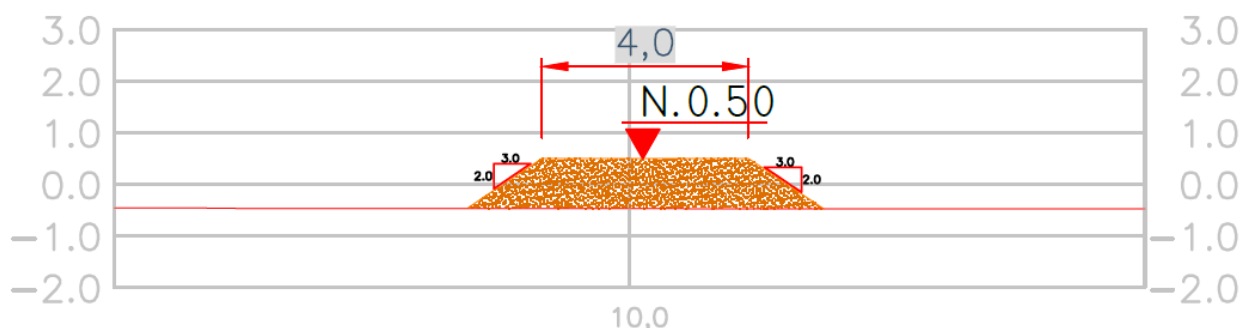


Figura 5.19. Sección tipo del vial de acceso a los tómbolos.

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

5.4.3.2 Dique.

La estructura del dique se diseña con el fin de contener la arena de regeneración en la zona, y gracias a la difracción que este genera en el oleaje se forma una playa en forma de tómbolo. Para el dique es importante destacar el papel que juegan los diferentes elementos de las

estructuras planteadas, ya que cada uno de ellos contribuye a generar las condiciones de filtro necesarias para que la parte más fina del talud no se erosione al filtrarse por los diferentes intersticios entre las capas de la estructura de protección.

Teniendo en cuenta la formulación de Van der Meer descrita en el ítem de Criterios de Diseño, para un periodo del oleaje de 6 segundos y una altura de ola de 1 m, el manto principal debe estar compuesto como mínimo por bloques de escollera de 500 kg de peso, tal y como se observa en la Figura 5.20 y Figura 5.21

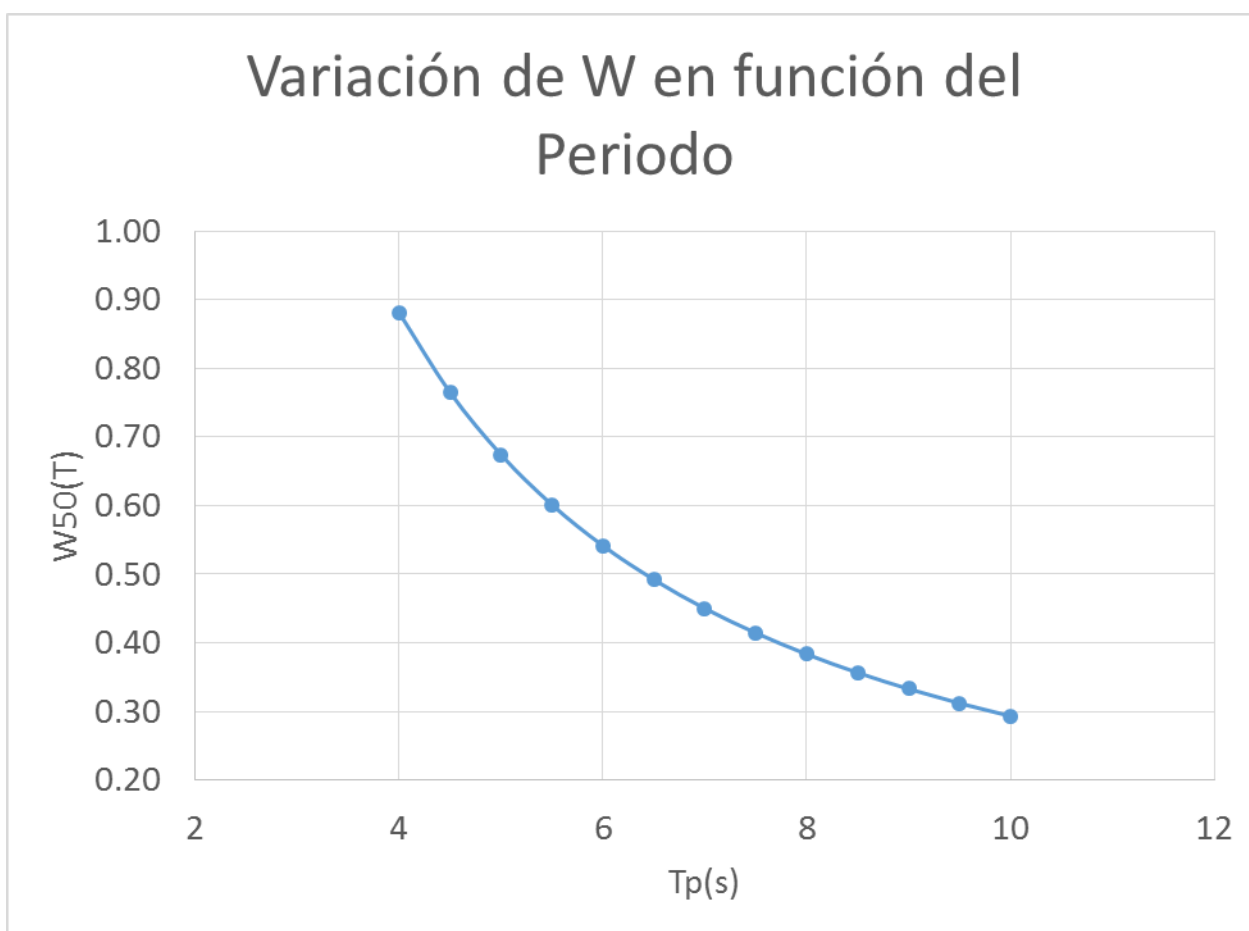


Figura 5.20. Variación del peso W en función del periodo medio T_p .

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

H _z (m)	Tp (s)	cot a	escollera	h	P	H2%	T _r (s)	r agua	D	S	N	xm	tan a	Lo	x	Som	Nod	xc	Escollera	esfera	cubo	semi
1	4	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	3.48	1.03	1.23	2.00	3000.00	2.83	0.67	24.96	3.25	0.06	0.50	4.42	0.80	0.61	1.16	0.88
1	4.5	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	3.91	1.03	1.23	2.00	3000.00	3.18	0.67	31.59	3.66	0.04	0.50	4.42	0.76	0.53	1.00	0.76
1	5	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	4.35	1.03	1.23	2.00	3000.00	3.53	0.67	39.00	4.06	0.04	0.50	4.42	0.73	0.46	0.88	0.67
1	5.5	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	4.78	1.03	1.23	2.00	3000.00	3.89	0.67	47.19	4.47	0.03	0.50	4.42	0.70	0.41	0.79	0.60
1	6	1.5	2.3	1.0	0.40	1.48	5.22	1.03	1.23	2.00	3000.00	4.24	0.67	56.16	4.88	0.02	0.50	4.42	0.68	0.37	0.71	0.54
1	6.5	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	5.65	1.03	1.23	2.00	3000.00	4.59	0.67	65.91	5.28	0.02	0.50	4.42	0.65	0.34	0.65	0.49
1	7	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	6.09	1.03	1.23	2.00	3000.00	4.95	0.67	76.44	5.69	0.02	0.50	4.42	0.64	0.31	0.59	0.45
1	7.5	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	6.52	1.03	1.23	2.00	3000.00	5.30	0.67	87.75	6.09	0.02	0.50	4.42	0.62	0.28	0.54	0.41
1	8	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	6.96	1.03	1.23	2.00	3000.00	5.66	0.67	99.84	6.50	0.01	0.50	4.42	0.60	0.26	0.50	0.38
1	8.5	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	7.39	1.03	1.23	2.00	3000.00	6.01	0.67	112.71	6.91	0.01	0.50	4.42	0.59	0.25	0.47	0.36
1	9	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	7.83	1.03	1.23	2.00	3000.00	6.36	0.67	126.36	7.31	0.01	0.50	4.42	0.57	0.23	0.44	0.33
1	9.5	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	8.26	1.03	1.23	2.00	3000.00	6.72	0.67	140.79	7.72	0.01	0.50	4.42	0.56	0.21	0.41	0.31
1	10	1.5	2.30	1.0	0.40	1.48	8.70	1.03	1.23	2.00	3000.00	7.07	0.67	156.00	8.13	0.01	0.50	4.42	0.55	0.20	0.39	0.29

Figura 5.21. Cálculo del peso del manto principal del dique exento – sección analizada

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Teniendo en cuenta lo anterior, y para garantizar la estabilidad estructural de la obra en su tramo inicial, se adopta un peso de 500 kg , equivalente a rocas de 0,7 m de diámetro para un peso específico de 2,3 T/m³ en el manto principal, además, siguiendo las recomendaciones para obras marítimas con el fin de garantizar la condición de filtro explicada en el apartado de Criterios de Diseño, se establece la no necesidad de una capa de filtro en el cuerpo de la estructura, pasando directamente al núcleo compuesto por ripio de cantera. La sección tipo se presenta en la Figura 5.22.

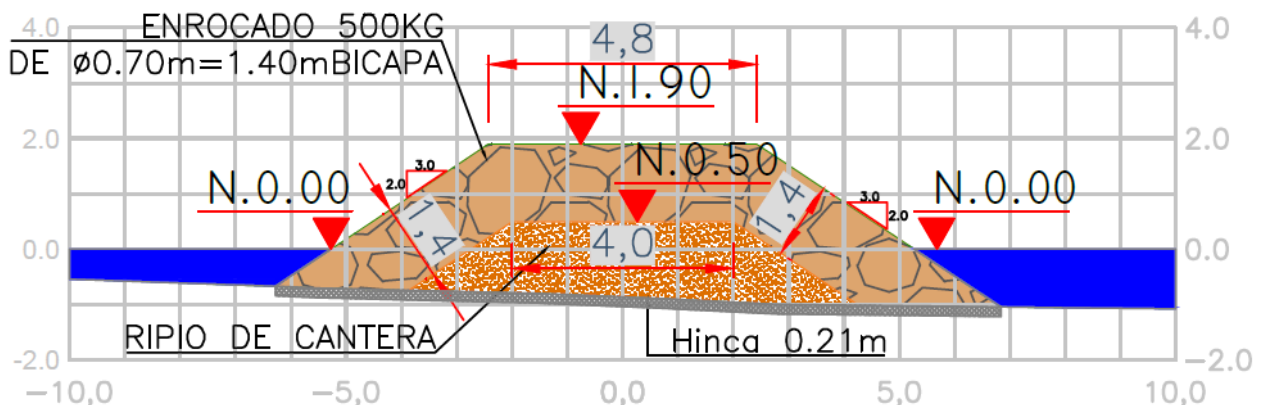


Figura 5.22. Sección tipo del cuerpo de la estructura del Tómbolo.

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Como se muestra en la anterior figura, la estructura del carreteable tiene un ancho de 4 m y coronado a la cota +0,5 m, y según el tamaño y la disposición de las rocas del manto principal (bicapa), se tiene un ancho de corona de 4,8 m y una cota de coronación de +1,9 m. Adicionalmente, a partir de los resultados de la campaña geotécnica y de los cálculos para la longitud de la hinca en el ítem 5.3.5.1, se obtiene una profundidad de hincado inicial de 0,14 m y un asentamiento total de 0,074 m, obteniendo una hinca de 0,21 m en el tómbolo.

Por otro lado, como lo recomiendan Iribarren y Nogales (1964), y posteriormente Bruun (1985), para el peso de las piezas del talud exterior del morro, un peso igual al de los bloques del manto exterior del mismo dique multiplicado por 1,5. Por lo tanto, en el morro de la estructura, el peso mínimo necesario debe incrementarse en un 50% resultando cantos de escollera de aproximadamente 750 Kg, equivalente a rocas de 0,8 m de diámetro para un peso específico de 2,3 T/m³ en el manto principal, adicionalmente, siguiendo las recomendaciones para obras marítimas con el fin de garantizar la condición de filtro explicada en el apartado de Criterios de Diseño, se establece la no necesidad de una capa de filtro en el cuerpo de la estructura, pasando directamente al núcleo compuesto por ripio de cantera. La sección tipo se presenta en la Figura 5.23.

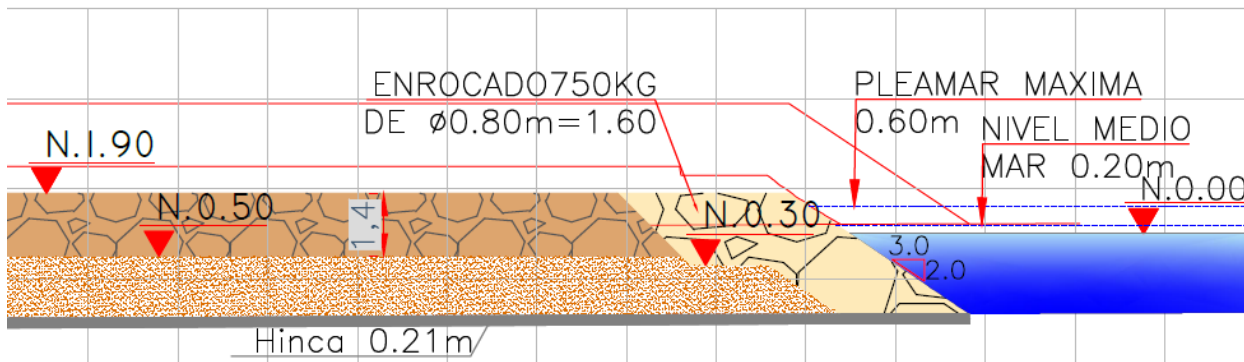


Figura 5.23. Sección tipo del morro del Tómbolo.

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Para mantener la cota de coronación en el morro del tómbolo, se disminuye la cota del carreteable debido a que las rocas de este tramo de la estructura son de mayor tamaño. Así, la estructura del carreteable en el morro del tómbolo esta coronado a la cota +0,3 m y según el tamaño y la disposición de las rocas del manto principal del morro (bicapa), se tiene un manto de 1,6 m de espesor, para una cota de coronación de +1,9 m. Adicionalmente, a partir de los resultados de la campaña geotécnica y de los cálculos para la longitud de la hinca en el ítem 5.3.5.1, se obtiene una profundidad de hincado inicial de 0,14 m y un asentamiento total de 0,074 m, obteniendo una hinca en el tómbolo es de 0,21 m.

A continuación, se muestran las características para el tómbolo de Santander de la Cruz.

Tabla 5.11. Características generales de elementos que componen los tómbolos.

Estructura	Longitud (m)	Manto	W (kg)	D50 (m)	Peso específico (T/m ³)	Porosidad de cada manto	Material	Volumen (ton)
Tómbolo	54	Principal	500	0,7	2,3	0,32	Escollera	1741
		Principal (morro)	750	0,8	2,3	0,32	Escollera	529
		Núcleo	-	-	-	0,25	Ripio de cantera	1210

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

Además, es importante mencionar que los diámetros (D50) de roca descritos en la tabla anterior son mínimos para garantizar la estabilidad de las estructuras y en ningún momento se deberá tener rocas menores a este diámetro, si se tienen diámetros menores implicaría daños por inestabilidad en la estructura

5.4.4 Enrocado Longitudinal.

Estas estructuras se basan básicamente en generar una superficie de contacto con el mar, capaz de soportar la acción del oleaje y las corrientes producidas por éste, garantizando así el no retroceso de la línea de costa. Es importante destacar el papel que juegan los diferentes elementos de las estructuras planteadas, ya que cada uno de ellos contribuye a generar las condiciones de filtro necesarias para que la parte más fina del talud no se erosione al filtrarse por los diferentes intersticios entre las capas de la estructura de protección. De igual forma, la solución aquí planteada considera la infraestructura necesaria para garantizar la estabilidad de los taludes.

A continuación se presentan los cálculos realizados para obtener el peso de los elementos del manto principal del enrocado (Figura 5.25). En la Figura 5.24 se presenta el grafico en donde se observa la variación del peso W en función del periodo medio. Al momento de dimensionar la estructura se hace necesario tomar como carga de diseño la situación más desfavorable.

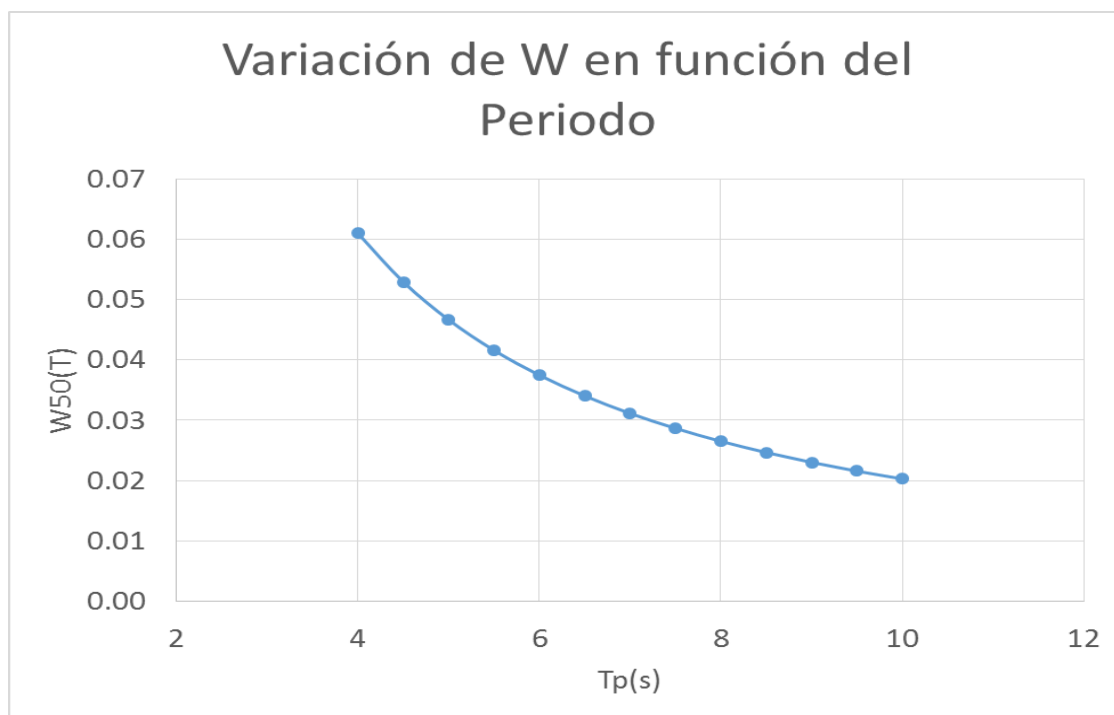


Figura 5.24. Variación del peso W en función del periodo medio Tp.

Fuente: Elaborada por Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Hs (m)	Tp (s)	cot a	escoller	h	P	H2%	Tz (s)	r agua	D	S	N	xm	tan a	Lo	x	Som	Nod	xc	Escollera	esfera	cubo	semi
0.5	4	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	3.48	1.03	1.23	2.00	3000.00	4.10	0.67	24.96	4.71	0.03	0.50	4.42	0.33	0.04	0.08	0.06
0.5	4.5	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	3.91	1.03	1.23	2.00	3000.00	4.61	0.67	31.59	5.30	0.02	0.50	4.42	0.31	0.04	0.07	0.05
0.5	5	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	4.35	1.03	1.23	2.00	3000.00	5.12	0.67	39.00	5.89	0.02	0.50	4.42	0.30	0.03	0.06	0.05
0.5	5.5	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	4.78	1.03	1.23	2.00	3000.00	5.63	0.67	47.19	6.48	0.01	0.50	4.42	0.29	0.03	0.05	0.04
0.5	6	1.5	2.3	0.0	0.40	0.71	5.22	1.03	1.23	2.00	3000.00	6.15	0.67	56.16	7.07	0.01	0.50	4.42	0.28	0.03	0.05	0.04
0.5	6.5	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	5.65	1.03	1.23	2.00	3000.00	6.66	0.67	65.91	7.65	0.01	0.50	4.42	0.27	0.02	0.04	0.03
0.5	7	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	6.09	1.03	1.23	2.00	3000.00	7.17	0.67	76.44	8.24	0.01	0.50	4.42	0.26	0.02	0.04	0.03
0.5	7.5	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	6.52	1.03	1.23	2.00	3000.00	7.68	0.67	87.75	8.83	0.01	0.50	4.42	0.25	0.02	0.04	0.03
0.5	8	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	6.96	1.03	1.23	2.00	3000.00	8.20	0.67	99.84	9.42	0.01	0.50	4.42	0.25	0.02	0.03	0.03
0.5	8.5	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	7.39	1.03	1.23	2.00	3000.00	8.71	0.67	112.71	10.01	0.01	0.50	4.42	0.24	0.02	0.03	0.02
0.5	9	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	7.83	1.03	1.23	2.00	3000.00	9.22	0.67	126.36	10.60	0.01	0.50	4.42	0.24	0.02	0.03	0.02
0.5	9.5	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	8.26	1.03	1.23	2.00	3000.00	9.73	0.67	140.79	11.19	0.00	0.50	4.42	0.23	0.01	0.03	0.02
0.5	10	1.5	2.30	0.0	0.40	0.71	8.70	1.03	1.23	2.00	3000.00	10.24	0.67	156.00	11.78	0.00	0.50	4.42	0.23	0.01	0.03	0.02

Figura 5.25. Cálculo del peso del manto principal – sección analizada

Fuente: Elaborada por Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Teniendo en cuenta los resultados anteriores, para el dimensionamiento de la estructura del enrocado según la situación más desfavorable, serian elementos de roca con un peso de 60 kg. Sin embargo, para garantizar la estabilidad estructural de la obra y la prolongación de su vida útil debido a condicionantes antrópicos, se recomienda para el peso de los bloques, un valor de 350 kg. De esta forma, se adopta un peso de 350 kg aproximadamente, para el manto principal, equivalente a rocas de 0,6 m de diámetro para un peso específico de 2,3 T/m³.

Teniendo en cuenta lo anterior, para garantizar la estabilidad estructural y además, siguiendo las recomendaciones para obras marítimas con el fin de garantizar la condición de filtro

explicadas en el apartado de Criterios de Diseño se establece la no necesidad de una capa de filtro en el cuerpo de la estructura, pasando directamente al núcleo compuesto por ripio de cantera. La sección tipo se presenta en la siguiente figura:

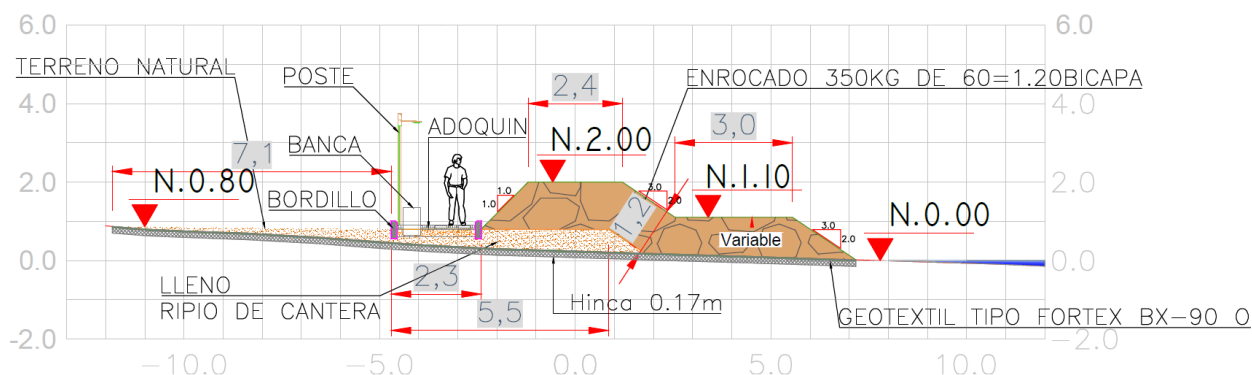


Figura 5.26. Sección tipo del enrocado longitudinal

Fuente: Elaborada por Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

En resumen, la obra se basa en una protección longitudinal de dos tramos como se muestra en la sección en planta en la Figura 5.14, donde el tramo norte tiene una longitud de 265 m y el tramo sur 250 m, ambos, conformados por núcleo en ripio de cantera coronado en la cota +0,8 y un manto principal bicapa con rocas de 0,6 m de diámetro, para un espesor de 1,2 m, resultando así, en una cota de coronación de +2 m, por otro lado, el pie del enrocado se corona en la cota 1,1 con un ancho de 3 m y un manto también bicapa de roca de escollera del mismo diámetro que el manto principal, es decir 0,6 m, para un espesor de 1,2.

Tabla 5.12. Características de los elementos que componen el enrocado.

Estructura	Manto	W (kg)	D50 (m)	Material	Peso específico (T/m ³)	Porosidad de cada manto	cantidad (ton)
Enrocado Norte	Principal	350	0,6	Escollera	2,3	0,32	6557
	Núcleo	-	-	Ripio de cantera	-	0,25	2322
Enrocado Sur	Principal	350	0,6	Escollera	2,3	0,32	6349
	Núcleo	-	-	Ripio de cantera	-	0,25	3111

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Además, es importante mencionar que los diámetros (D50) de roca descritos en la tabla anterior son mínimos para garantizar la estabilidad de las estructuras y en ningún momento se deberá tener rocas menores a este diámetro, si se tienen diámetros menores implicaría daños por inestabilidad en la estructura

5.4.4.1 Paseo Marítimo

Como complemento al enrocado longitudinal, se plantea un paseo marítimo a lo largo de todo el enrocado, ubicado en la margen izquierda de éste según la Figura 5.26, compuesto por un andén peatonal en adoquín y el respectivo urbanismo que se describe más adelante.

La estructura del andén (pavimento peatonal en adoquín), es obtenida a partir del CBR de la subrasante, para lo cual se considerará la situación más crítica para la definición de los espesores preliminares de la estructura, considerando entonces un $CBR < 3\%$. Por otro lado, Según la NTC 2017¹⁹, el adoquín para uso peatonal, debe tener un espesor mayor o igual a 4 cm, prefiriendo dimensiones que sean múltiplos de 2 cm, en este caso se opta por un espesor de 6 cm cumpliendo así con este requerimiento:

Tabla 5.13 Espesores estructura de pavimento peatonal en adoquín

Capa	Espesor (cm)
Adoquín de concreto	6
Capa de arena	4
Subbase en material granular de ripio	20

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

El suelo existente en la subrasante deberá tratarse de acuerdo con su calidad, para suelos granulares (con predominio de materiales ripiosos y arenosos), el tratamiento sugerido consta de rectificación y compactación hasta obtener una densidad específica, para colocar posteriormente la estructura típica del adoquín encima de la subrasante.

- Subbase en material granular de ripio

La capa de subbase debe estar constituida por material granular natural o procedentes de cantera, las partículas de los agregados serán duras, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas, alargadas, blandas o desintegrables y sin materia orgánica u otras sustancias perjudiciales.

- Arena para capa de soporte

Esta capa sirve como base de asentamiento para los adoquines, permitiendo así su correcta instalación, compactación y nivelación. La granulometría y espesor de esta capa tienen gran

¹⁹ INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIONES - ICONTEC. Adoquines de concreto para pavimentos. NTC-2017. Bogotá D.C.: El Instituto, 2018. 25 p.

influencia en el comportamiento de la estructura adoquinada, aunque no sea una capa que aporte capacidad estructural o de carga, brinda estabilidad y rigidez a dicha estructura.

Se deberá utilizar una arena cuya procedencia sea de origen natural o de trituración, no deberá contener: residuos sólidos, residuos vegetales, ni materia orgánica y deberá cumplir con los siguientes requisitos de granulometría y limpieza:

- Granulometría

La arena por emplear deberá ajustarse a la granulometría de acuerdo a la norma INV E – 133-13 que se indica en la Tabla 5.14:

Tabla 5.14 Granulometría arena capa de soporte

Tamiz		% que pasa
Normal	Alternativo	
9,50mm	3/8"	100
4,75mm	Nº4	90-100
2,36mm	Nº8	75-100
1,18mm	Nº16	50-95
600µm	Nº30	25-60
300µm	Nº50	10-30
150µm	Nº100	0-15
75µm	Nº200	0-5

Fuente: INVIAS, 2012

- Limpieza

La arena para la capa de soporte de los adoquines deberá cumplir con los requisitos de limpieza especificados en la Tabla 5.15:

Tabla 5.15 Requisitos de limpieza de la arena de la capa de soporte

Ensayo	Norma ensayo	Requisito
Índice de plasticidad	INV E-125-07	No plástico
	INV E-126-07	
Equivalente de arena	INV E-133-07	60

Fuente: INVIAS, 2012

- Arena de sello

La arena utilizada para cubrir las juntas o espacios libres entre los adoquines, es utilizada con el fin de aportar un confinamiento a los elementos individualmente y estructuralmente para conformar un conjunto compacto para la distribución de cargas, a su vez con el fin de disminuir la filtración hacia la Subbase.

La arena utilizada debe ser de origen natural o de trituración, no deberá contener residuos sólidos, residuos vegetales, ni materia orgánica, además deberá dar cumplimiento a los siguientes requisitos granulométricos expuestos en la Tabla 5.16, así mismo deberá estar en estado seco para penetrar bien en las juntas.

Tabla 5.16 Granulometría para la arena de sello

Tamiz		% que pasa
Normal	Alternativo	
2,36mm	Nº8	100
1,18mm	Nº16	90-100
600µm	Nº30	60-90
300µm	Nº50	30-60
150µm	Nº100	5-30
75µm	Nº200	0-5

Fuente: INVIAS, 2012

- Urbanismo.

Adicionalmente, como complemento urbanístico del paseo marítimo, cada 25 m se tienen 3 bancas y una caneca de basura, ambas en concreto de 28 MPa, y una luminaria de luz LED y panel solar. A continuación se muestran las bancas y las basureras con dimensiones de 0,4 m x 0,4 m x 0,4 m más un hincado de 0,3 m de hincado

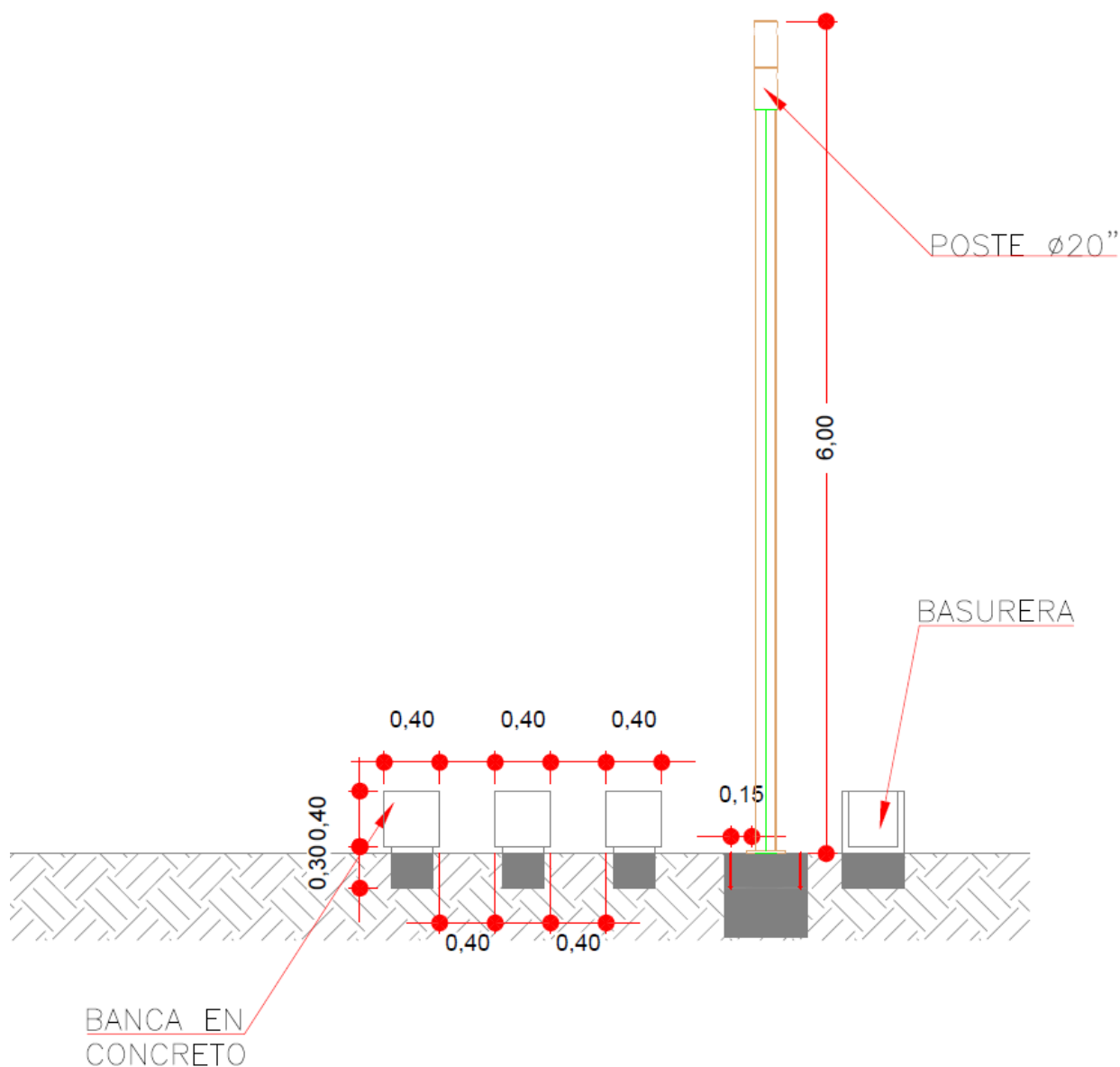


Figura 5.27. Sección longitudinal urbanismo de Paseo Marítimo

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

En el caso de las luminarias, se debe tener presente las condiciones del entorno salino, por lo tanto el poste debe ser en acero galvanizado en caliente u otro tratamiento equivalente que lo haga resistente a la corrosión, como se muestra a continuación, las luminarias están a 6 m del piso:

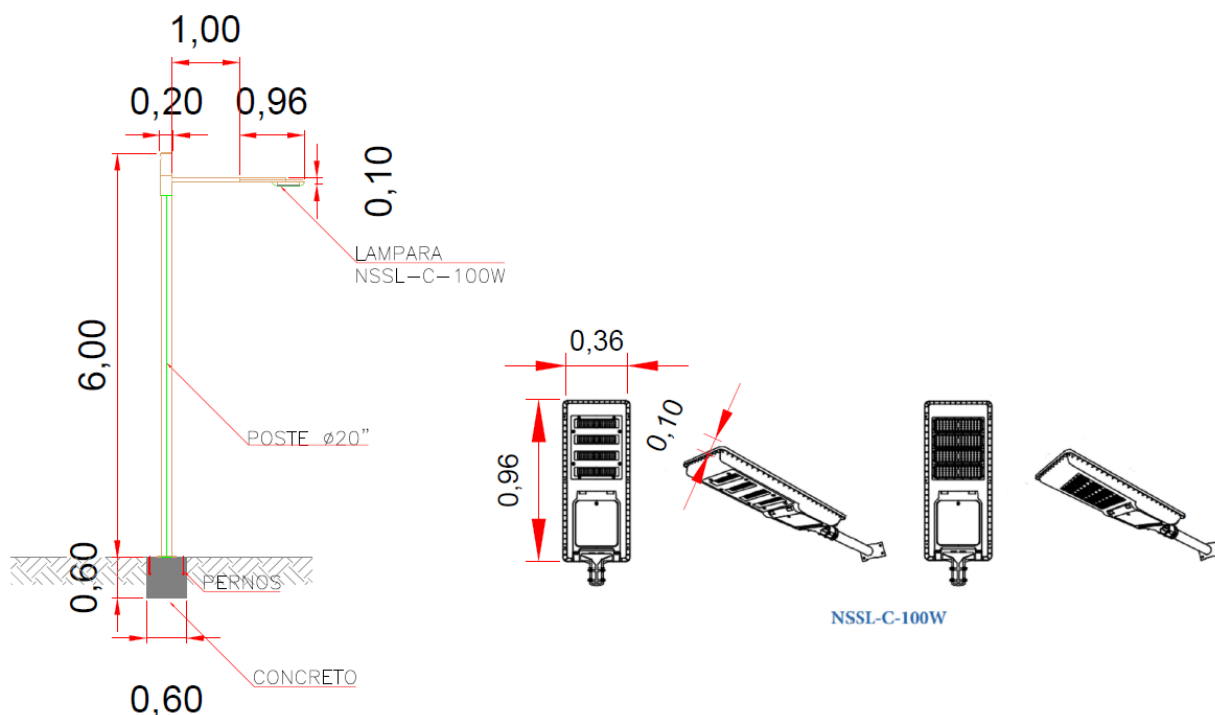


Figura 5.28. Luminaria en acero para urbanismo de Paseo Marítimo

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

5.5 DIMENSIONAMIENTO DE LA REGENERACIÓN DE PLAYAS.

La regeneración de playa que se plantea realizar a lo largo de la playa del sector de Santander de la Cruz, se propone con el fin recuperar el perfil de playa de por lo menos unos 10 m, logrando compensar el déficit de sedimentos en el sector, mediante la alimentación artificial de arena.

Se reitera la importancia de la regeneración de arena en conjunto con las estructuras que la contienen, es decir, si se construyen las estructuras duras sin el respectivo aporte artificial de arenas, se desestabilizaría aún más el sector. Además, la regeneración debe cumplir con el diámetro mínimo de arena descrito a continuación, de no ser así se perdería todo el material por acciones del oleaje y las corrientes

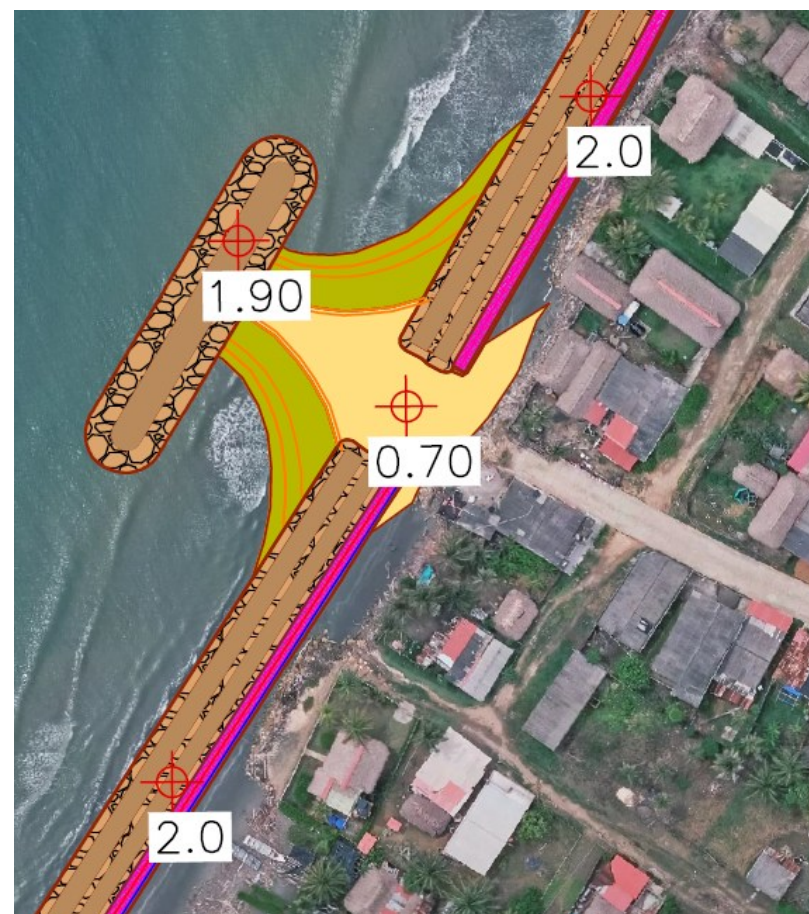
Como se mencionó en los criterios de diseño, se debe cumplir que el diámetro medio de la arena de regeneración sea mayor a la de la arena nativa para que pueda haber intercepción en el perfil regenerado, para este sector se tiene un diámetro medio de arena nativa de 0,203 mm y

para la arena de regeneración se opta por un diámetro de 0,5 mm, siendo este el valor mínimo para lograr que haya una intersección entre los perfiles natural y regenerado.

Por otro lado, para la regeneración de arena, se inicia desde la cota +1 para la playa contenida por el espolón y en la cota +0,7 para la playa contenida por el tómbolo, conservando la altura a la que está el terreno natural del sector y así, no generar problemas de acumulación de agua.



A



B

Figura 5.29. Planta playas, Santander de la Cruz, playa contenida por espolón (A) y Playa contenida por tómbolo (B).

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023

A continuación, se presentan los cálculos y resultados para la regeneración de playa planteada en el sector siguiendo los criterios especificados en el numeral 5.3.4. El volumen de arena a regenerar (VRT) operado geométricamente entre la superficie de arena de las playas actuales y la superficie de las playas diseñadas es de 2425 m³, ahora, para el factor de sobrellenado (Fs) se tiene lo siguiente:

Tabla 5.17 Características de la arena nativa del sector Santander de la Cruz y de la arena triturada de la cantera El Esfuerzo.

CARACTERÍSTICAS DE ARENA NATIVA	
D ₅₀ (mm)	0,203
D ₈₄ (mm)	0,24
D ₁₆ (mm)	0,14
Φ _{50n}	2,30
Φ _{84n}	2,06
Φ _{16n}	2,84
σ _{Φn}	-0,39
M _{Φn}	2,45

CARACTERÍSTICAS DE ARENA DE PRÉSTAMO	
D ₅₀ (mm)	0,28
D ₈₄ (mm)	0,60
D ₁₆ (mm)	0,05
Φ _{50b}	1,84
Φ _{84b}	0,74
Φ _{16b}	4,32
σ _{Φb}	-1,79
M _{Φb}	2,53

σ_{Φb} / σ_{Φn}	4,61
--	-------------

(M_{Φb} - M_{Φn}) / σ_{Φn}	-0,21
---	--------------

Fuente: Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Con el resultado anterior se determina el factor de sobrellenado en el ábaco de James como se muestra a continuación, obteniendo un valor de 1,6.

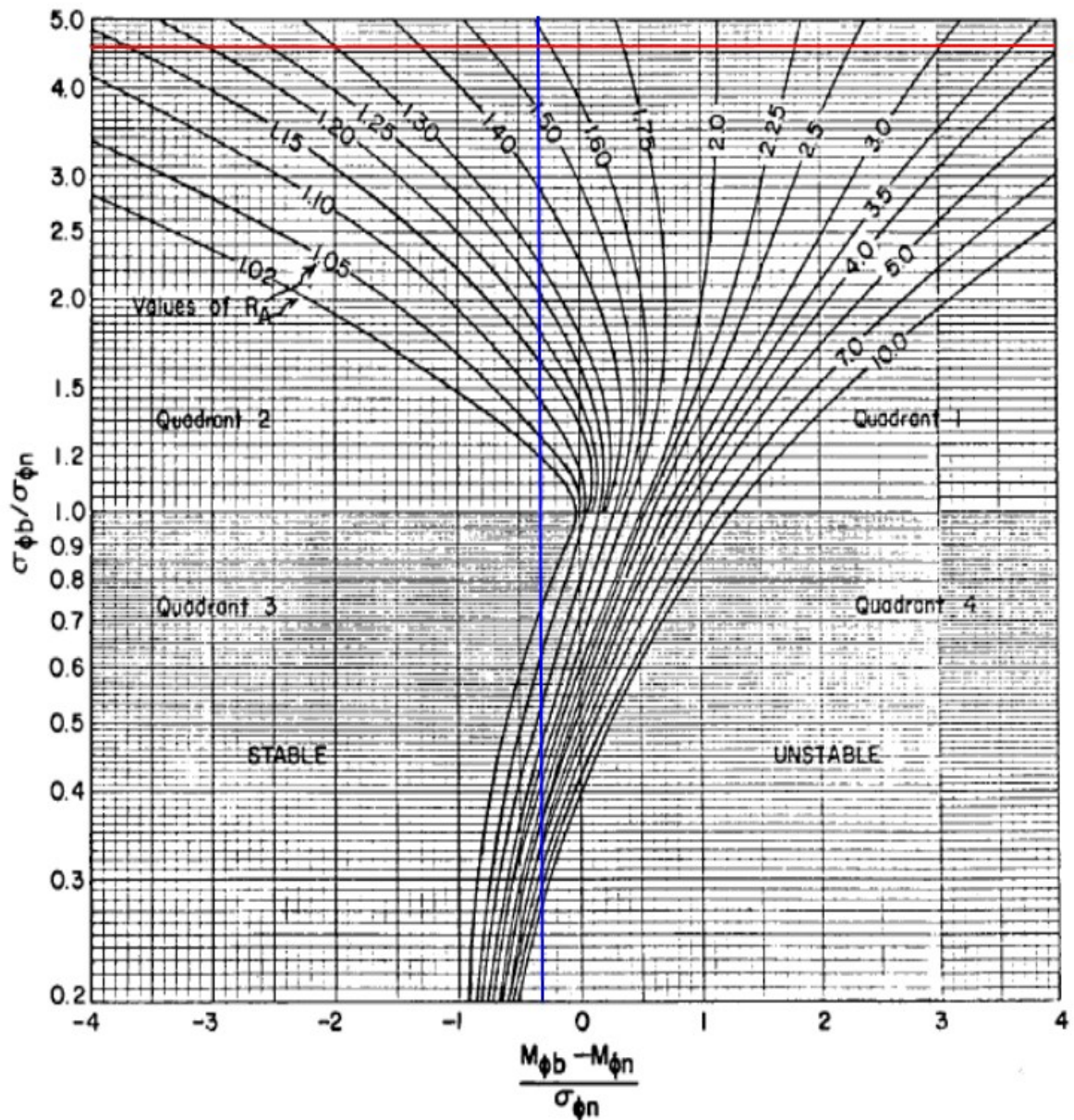


Figura 5.30. Factor de sobrellenado para el sector de Santander de la Cruz con la cantera El Esfuerzo.

Fuente: Shore Protection Manual (1984) Modificado por Aqua & Terra Consultores asociados S.A.S, 2023.

Por lo tanto, el volumen total de arena (VDT) para el sector de Santander de la Cruz es de 3880 m³

Por otro lado, es importante mencionar que la regeneración de arena y las obras planteadas buscan resolver la problemática erosiva en el sector intervenido, en este caso en el casco urbano de Santander de la Cruz, sin embargo, los procesos erosivos que se presentan

actualmente en otros sectores y de manera aproximadamente global, continuaran presentándose de forma independiente a las intervenciones aquí planteadas.

5.6 ANÁLISIS DEL EFECTO DE LAS OBRAS EN LA DINÁMICA LITORAL.

En general, la influencia en la dinámica litoral del entorno producida por nuevas obras se analiza en términos de corto plazo (cambios en los patrones de oleaje y corrientes de rotura) y en el largo plazo (cambios en la morfología de los elementos, en este caso las playas). En el largo plazo, la influencia de las obras es “reparada” mediante la regeneración con arena de las playas que éstas abrigan. Las playas que se diseñaron responden a una configuración de equilibrio en el largo plazo. Por lo tanto, la influencia que pudiera tener este tipo de estructuras en el largo plazo es nula, considerando todo el conjunto de actuaciones planteado: estructuras + regeneración. Es decir, la influencia en la dinámica litoral del entorno que pudieran tener las estructuras diseñadas debe cuantificarse en términos de los cambios en los patrones de oleaje y de corrientes de rotura.

A continuación, se comparan los resultados de la condición actual versus la condición con las estructuras de la alternativa seleccionada (condiciones futuras), con el fin de determinar su influencia en la dinámica litoral.

Para caracterizar el campo de corrientes y oleaje de la zona de estudio, se seleccionó el caso de oleaje que es superado como media, doce horas al año, para la dirección predominante en aguas profundas y así estimar el comportamiento de las corrientes en el sector de Santander de la Cruz. A continuación, se muestran las características de las mallas de propagación utilizadas para estimar corrientes de oleaje en Santander de la Cruz.

Tabla 5.18 Datos de las mallas utilizadas en el módulo de flujo del modelo DELFT 3D

Nombre	Modelo de propagación	Modelo de corrientes	Origen X, Origen Y	Ángulo (°)	Tamaño de celdas (m)
Malla detalle	SWAN	DELFT	4649260,2575400	-32	5*5

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

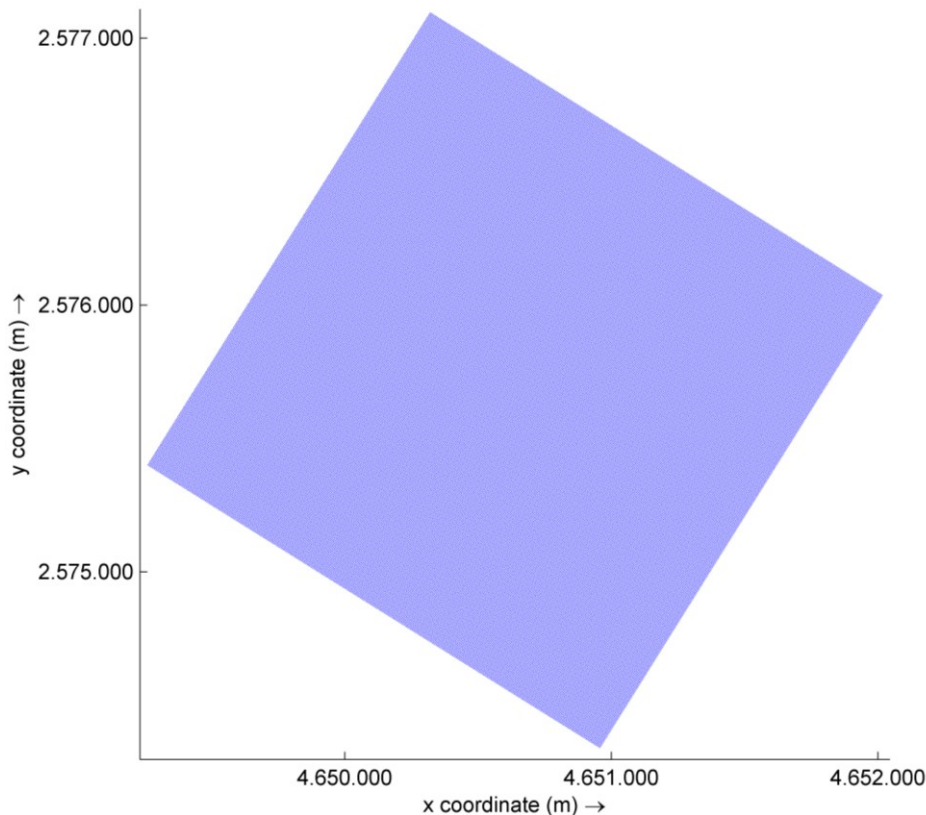


Figura 5.31 Malla de detalle del sector Santander de la Cruz

Fuente: Elaborada por Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

El caso de propagación que se escogió para estimar las corrientes en rotura y modelación del oleaje es el caso de oleaje local que presenta las condiciones más críticas para la zona de estudio, (Caso 3, Hs12 de la dirección predominante). A continuación, se muestra el caso seleccionado y la malla asociada a él.

Tabla 5.19 Caso seleccionad para estimar las corrientes por rotura del oleaje

Caso	Malla	Hs (m)	Tp(s)	Dir (°)	Magnitud del viento (m/s)	Dirección del viento
3	Malla detalle	2,79	9,5	NNE	12,7	NNE

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

5.6.1 Oleaje en la zona de estudio

5.6.1.1 Condiciones Actuales Oleaje.

El sector de Santander de la Cruz se modeló con una malla de detalle, cómo se menciona en la

Tabla 5.18, con tamaño de celda de 5x5 m y paralela a la línea de costa. A continuación, se muestra el resultado de la modelación de oleaje en metros, de la dirección predominante, para las condiciones actuales.

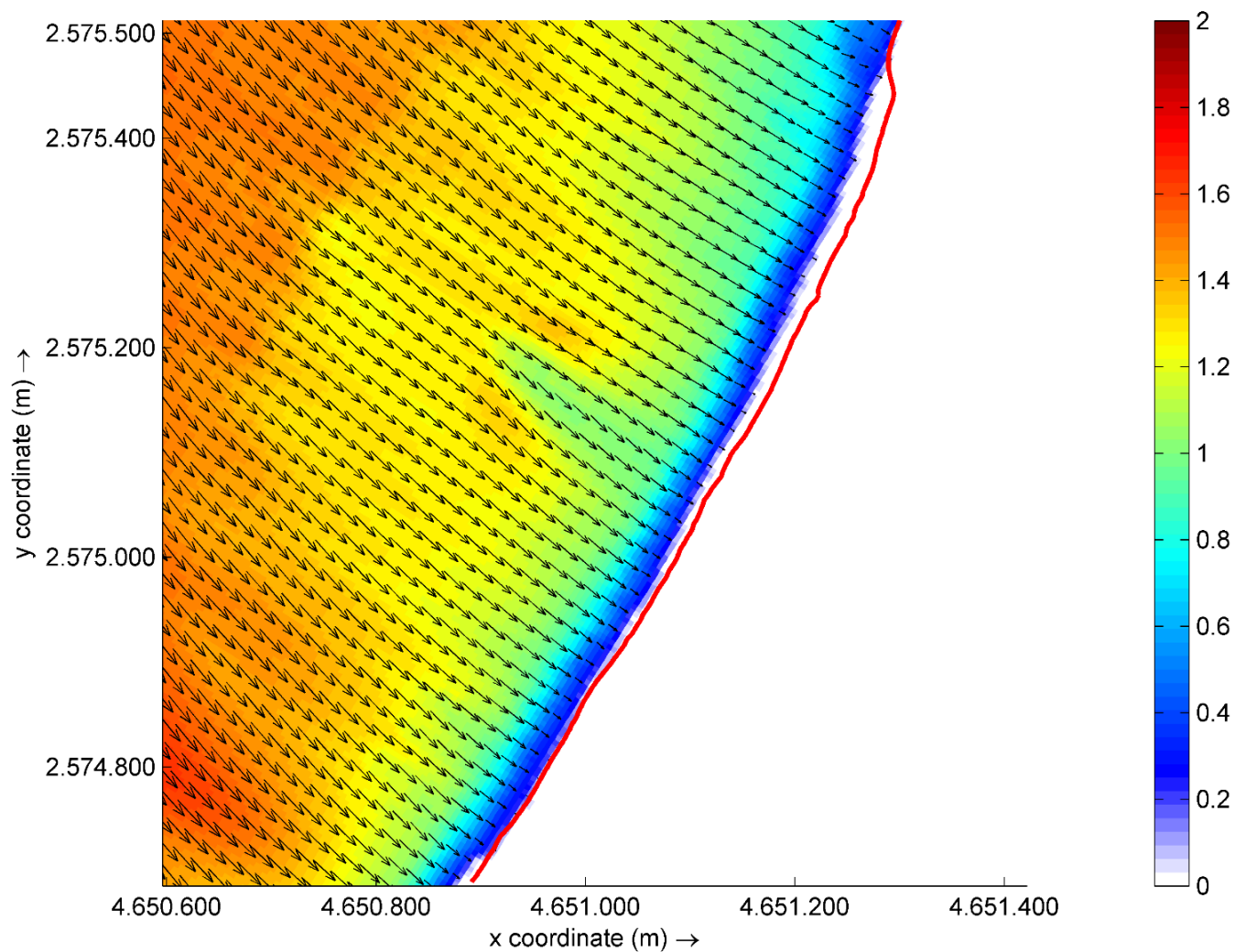


Figura 5.32 Resultados de modelación condición actual de oleaje (m), para el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

Para el sector de Santander de la Cruz se puede apreciar que la magnitud del oleaje medio para una condición de Hs12, obtenido después propagar el oleaje desde profundidades indefinidas y de transformar el viento para una condición Vv12, varía a lo largo de la costa entre 0,4 m y 0,5 m aproximadamente. Estos valores son el resultado de los procesos de transformación del oleaje desde aguas profundas hasta aguas someras, lo que disminuye en gran parte la energía incidente del mismo, debido a los procesos de difracción y refracción del oleaje. De igual forma, debido a los puntos duros, que causan una difracción del oleaje este tiende a girar hasta llegar aproximadamente perpendicular a la línea de costa. En el caso de Santander de la Cruz la dirección de aproximación NNE (en aguas indefinidas), se ve modificada hasta llegar a la costa de una dirección NW.

5.6.1.2 Condiciones Futuras Oleaje.

A continuación, se muestran los resultados de la propagación del oleaje Hs12 de la dirección predominante (Caso descrito en la Tabla 5.19), para las condiciones futuras en el sector de Santander de la Cruz, incluyendo las obras de protección: tómbolo, espolón, enrocado longitudinal y la topografía modificada gracias a la regeneración de la arena.

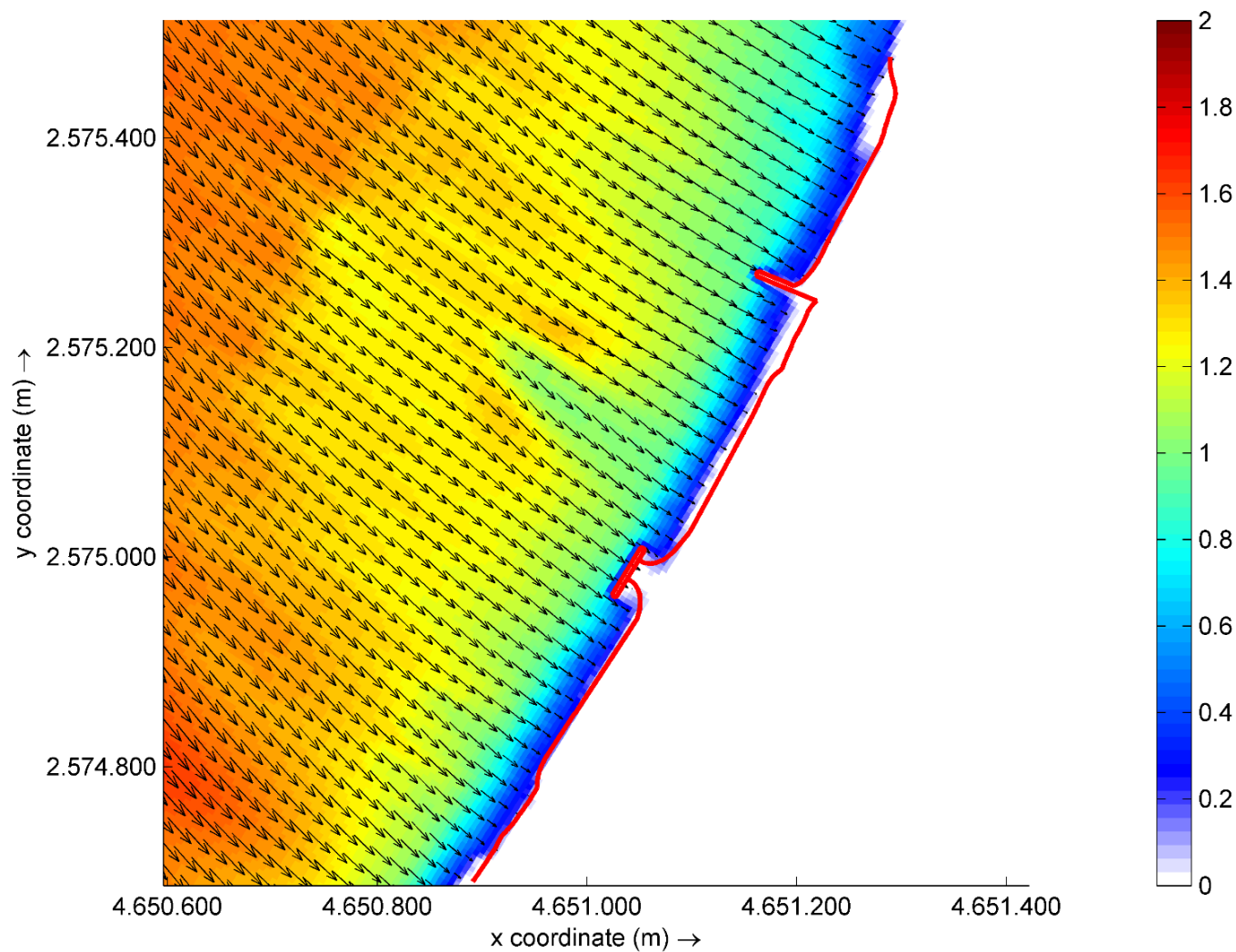


Figura 5.33 Resultados de modelación condición futura de oleaje (m), para el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

Para el sector donde se incorporaron las obras de protección costera, se puede apreciar que la magnitud del oleaje medio para una condición de Hs12, obtenido después propagar el oleaje desde profundidades indefinidas y de transformar el viento para una condición Vv12, oscila entre 0,6 y 0,8 m aproximadamente, a continuación se muestra la diferencia entra la condición inicial y la condición futura.

5.6.1.3 Oleaje en condiciones actuales vs condiciones futuras.

Se realizó la diferencia entre el Hs de la condición actual y la Hs de la condición futura asociada a las estructuras de la alternativa seleccionada como se muestra a continuación.

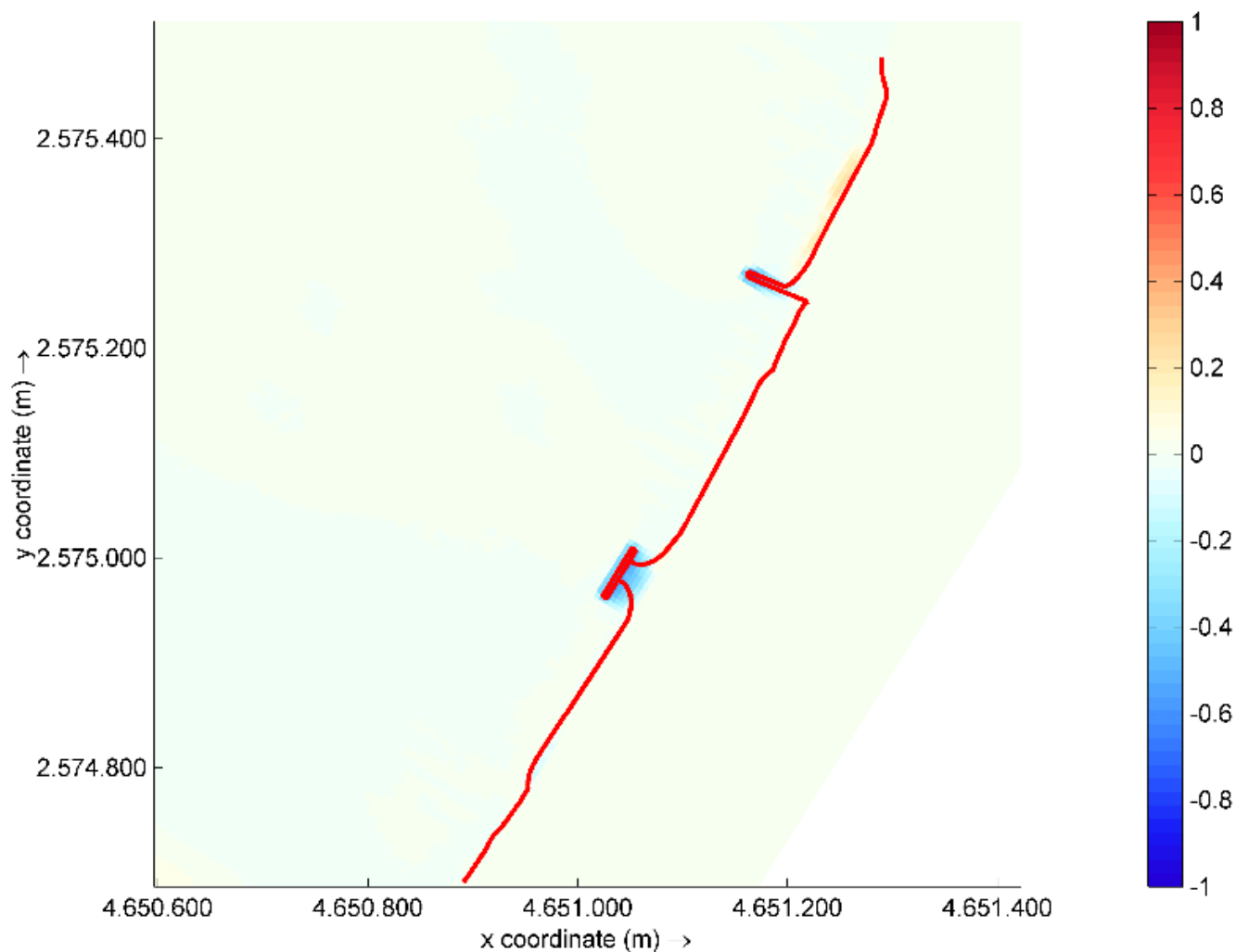


Figura 5.34 Diferencia entre el oleaje en la condición inicial y la condición futura (m), para el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

De acuerdo con los resultados de la Figura 5.34, las variaciones en Hs no afectan las condiciones del oleaje fuera del área de influencia de las obras. Las disminuciones son del orden de 0,4 m debido a las estructuras del tómbolo y el espolón y se dan aumentos mínimos en la zona noreste del espolón, situaciones que no generan impactos en cuanto a erosión costera en la zona debido a la baja magnitud de estos. De la figura anterior se puede concluir que las afectaciones a la dinámica litoral son locales y no afectan sectores diferentes a donde se proyectan las obras propuestas.

5.6.2 Corrientes en la zona de estudio

Para la modelación de las corrientes tanto en condiciones actuales como en condiciones futuras, al igual que en la modelación de la propagación del oleaje en el sector de Santander de la Cruz, se modeló con una única malla de detalle y el mismo caso de propagación de oleaje que presenta la zona de estudio (Caso 3, Hs12 de la dirección predominante).

5.6.2.1 Condiciones Actuales Corrientes.

A continuación, se muestra el resultado de la modelación de corrientes en unidades de metros sobre segundo, de la dirección predominante, para las condiciones actuales:

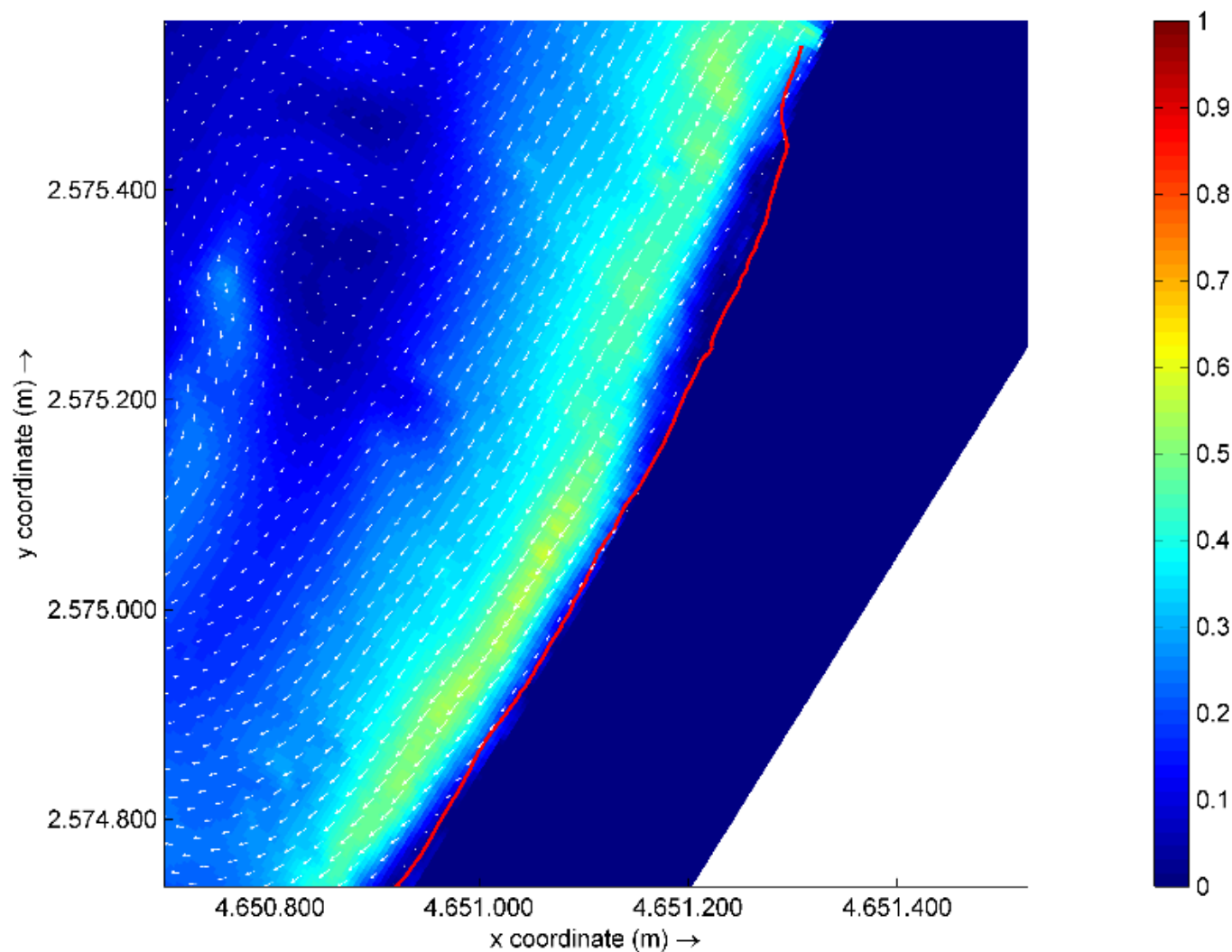


Figura 5.35 Resultados de modelación condición actual de corrientes (m/s), para el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

De la figura anterior se puede apreciar que en la mayor parte del cascu urbano de Santander de la Cruz, se presentan corrientes con valores cercanos a 0,6 m/s que viajan de forma predominante en dirección paralela a la playa.

5.6.2.2 Condiciones Futuras Corrientes.

A continuación, se muestra el resultado de la modelación de corrientes en unidades de metros sobre segundo, para la dirección predominante y las condiciones futuras, incluyendo las obras de protección: espolón, tómbolo, enrocado y la regeneración de arena.

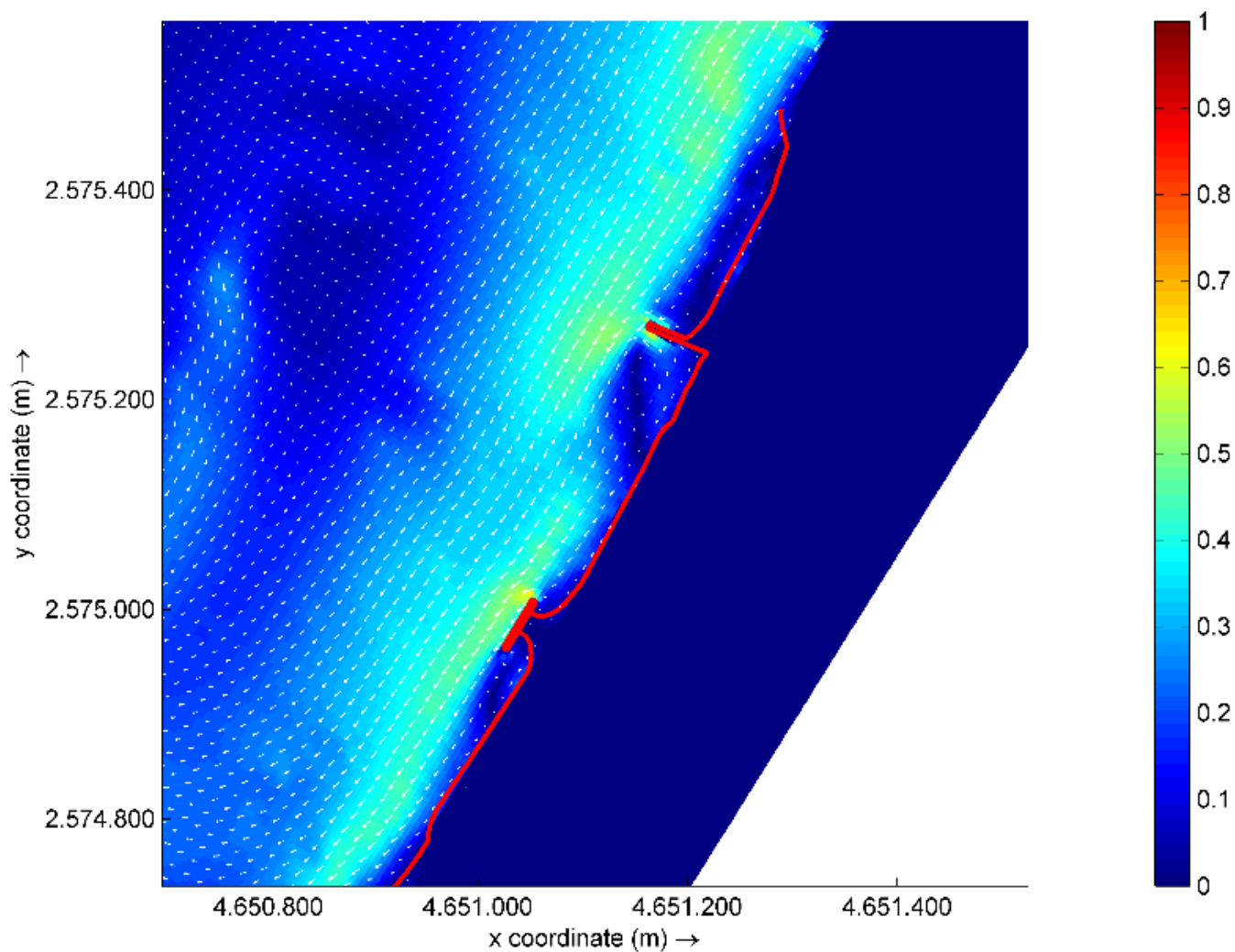


Figura 5.36 Resultados de modelación condición futura de corrientes (m/s), para el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

De las figuras anteriores se puede apreciar que ante la incorporación del espolón y el tómbolo, las corrientes mantiene una magnitud muy similar a la condición inicial pero más alejas a la línea de costa, es decir, en inmediaciones de las obras estas corrientes se reducen, lo que se verificada continuación con el análisis de la diferencia entre condición inicial y condición futura,

5.6.2.3 Corrientes en condiciones actuales vs condiciones futuras.

A continuación, se analiza la diferencia entre la condición actual y futura de las corrientes del sector de Santander de la Cruz

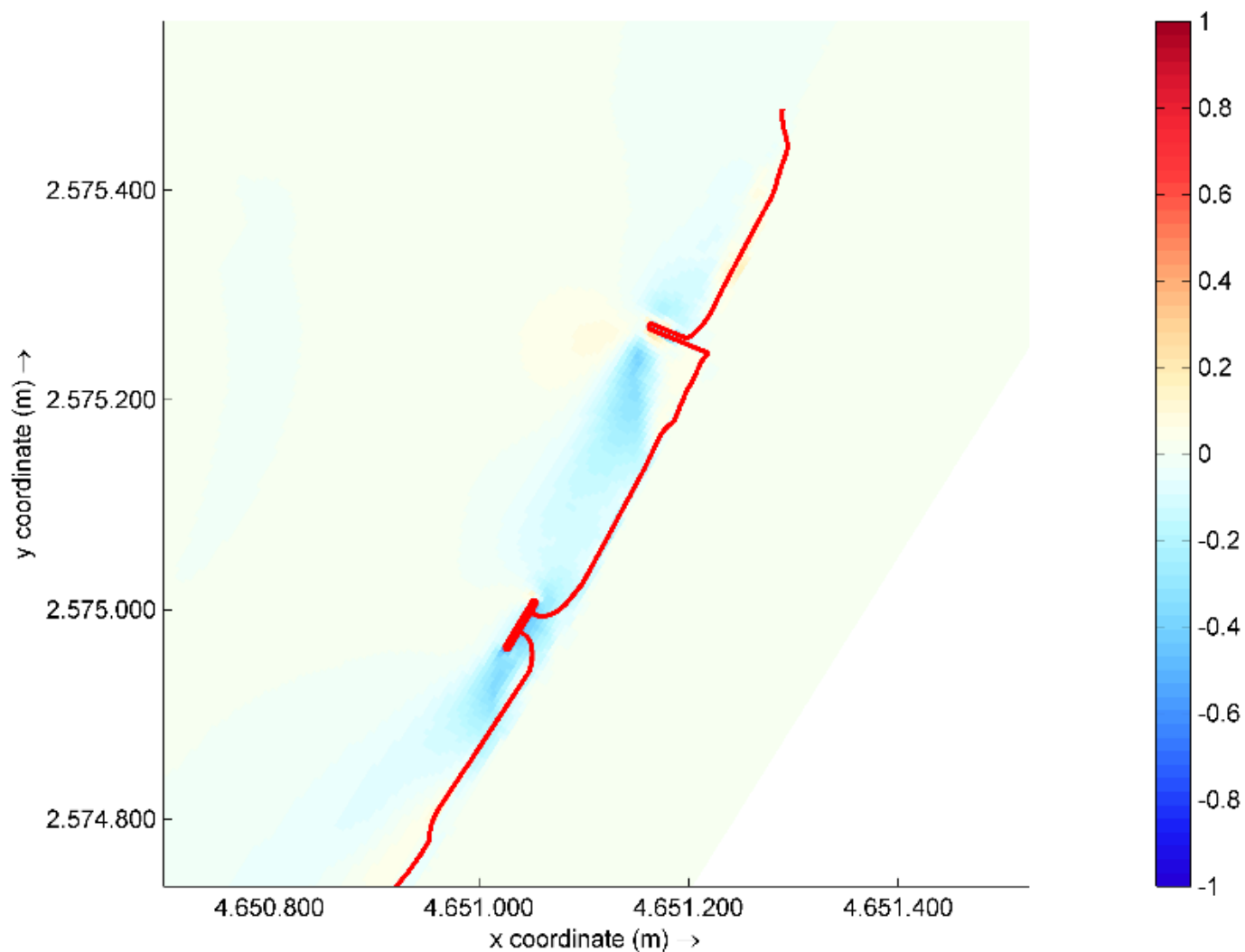


Figura 5.37 Diferencia entre el corrientes en la condición inicial y la condición futura (m/s), para el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023.

De acuerdo con los resultados de la figura anterior, en el sector de Santander de la Cruz los resultados están de acuerdo a lo esperado, pues la incorporación de las estructuras propuestas genera una disminución en la velocidad de las corrientes de aproximadamente 0,5 m/s en inmediaciones de las obras, lo que favorece la finalidad de este tipo de obras que es la contención de arena, en este caso arena de regeneración,

5.7 ESCENARIO DE ASCENSO DEL NIVEL DEL MAR ASOCIADO AL CAMBIO CLIMÁTICO

A continuación, se muestra el efecto del ascenso del nivel del mar a causa del cambio climático sobre las estructuras diseñadas para el control de la erosión del sector de Santander de la Cruz. Es muy importante aclarar que el objeto de este análisis no es control de inundaciones, debido a que la finalidad de las obras es control de erosión costera y no de inundaciones.

5.7.1 Adaptación de las obras por ascenso del nivel del mar asociado al cambio climático

Para el análisis de la adaptación de las obras por ascenso del nivel del mar asociado al cambio climático se tomaron los datos desarrollados por el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (en adelante IHC), los cuales cuentan con una alta definición en las costas de América Latina y del Caribe.

En este análisis se considera que la expansión térmica y la dinámica del océano son factores primordiales para el análisis y proyección del aumento del nivel del mar, debido a que la expansión térmica del océano contribuye en un 40% del aumento total del nivel del mar, así mismo los efectos termostéricos locales y la Oscilación Decenal del Pacífico influye en el aumento variable del mismo.

Dentro de las proyecciones que se tiene en Colombia en relación con el aumento del nivel del mar, se analizan cuatro escenarios (Ver Figura 5.38), en donde se destacan dos de ellos, siendo el de menor y mayor impacto. El mejor escenario, correspondiente al de menor impacto, presenta un aumento en la temperatura por debajo de los 2°C, con una expansión térmica de 13 cm para el año 2100, lo cual da como resultado una elevación del nivel del mar de 0,26 m a 0,54 m, contrario al peor escenario (mayor impacto) donde habría una expansión térmica de 28

cm para el año 2100, alcanzado en el año 2300 expansiones de hasta 119 cm, causando aumentos sobre el nivel del mar que irán de los 0,45 a 0,81 m.

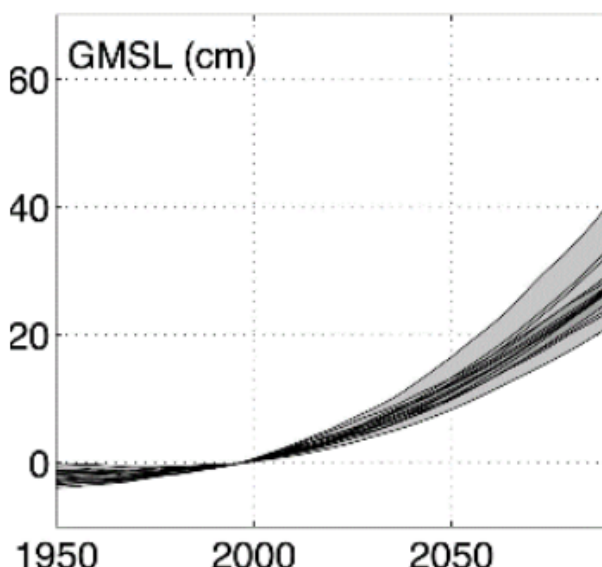


Figura 5.38 Relación del aumento del nivel del mar

Fuente: INVEMAR, 2017²⁰

Para el caso del departamento de Córdoba donde se ubica el sector de Santander de la Cruz, se estima un ascenso del nivel del mar de 75 mm para el año 2040, 161 mm para el 2070 y 247 mm para el año 2100, lo cual corresponde a las condiciones medias de los pronósticos encontrados. Ver Tabla 5.20.

Tabla 5.20 Estimación del ascenso del nivel del mar en Colombia (en mm).

Área	2040	+/-	2070	+/-	2100	+/-
La Guajira	75	4,5	165	12,10	255	17,63
Magdalena	68	4,5	164	12,30	160	17,90
Atlántico	74	4,5	164	11,90	254	17,37
Bolívar	74	4,4	162	12,20	250	17,73
Sucre	73	4,4	163	12,10	253	17,60
Córdoba	75	4,5	161	12,30	247	17,90
Antioquia	46	2,6	72	3,30	98	5,27
Chocó (Pac)	23	1,9	61	2,30	99	3,70
Valle del Cauca	18	1,5	43	2,30	68	3,57
Cauca	17	1,5	41	2,20	65	3,43
Nariño	16	1,5	38	2,20	60	3,43

Fuente: INVEMAR, 2017²¹

²⁰ INVEMAR. ELABORACIÓN DEL ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD MARINO COSTERA E INSULAR ANTE EL CAMBIO CLIMÁTICO PARA EL PAÍS. Santa Marta. (2017)

Para el análisis de la adaptación de las obras por aumento en el nivel del mar producido por cambio climático se adoptó el incremento proyectado para 2070, este valor es muy superior a la vida útil de las obras diseñadas pero es un escenario conservador debido a la incertidumbre en la estimación de estos valores.

5.7.2 Metodología para la estimación de la variación de la altura de ola de diseño por efecto del aumento del nivel del mar

Como ya se mencionó, se optó por una variación del nivel del mar correspondiente a al incremento proyectado para el año 2070, que para el departamento de Córdoba es de 16 cm según Tabla 5.20, y se ejecutó el caso de oleaje correspondiente al régimen extremal del oleaje, el cual es usado para el diseño de las obras.

Los resultados se comparan con los obtenidos para la condición actual del régimen extremal y se analizan a través de un mapa de diferencias. En la siguiente figura se muestran los resultados de la propagación del caso extremal de oleaje para las condiciones actuales y para la condiciones de un aumento en el nivel del mar de 0,16 m.

La propagación del oleaje para la condición actual, es decir, sin aumento en el nivel del mar, en régimen extremal, se tiene: una altura de ola significativa de 4,04 m en profundidades indefinidas, periodo pico de 11,0 s, nivel de marea de 0,60 m, dirección de propagación NNE, velocidad y dirección del viento de 14,2 m/s y SW, respectivamente.

Tabla 5.21 Caso seleccionado régimen extremal.

Caso	Malla	Hs (m)	Tp(s)	Dir (°)	Magnitud del viento (m/s)	Dirección del viento
13	Malla detalle	3,76	11,0	NNE	14,2	WSW

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

²¹ Ibid

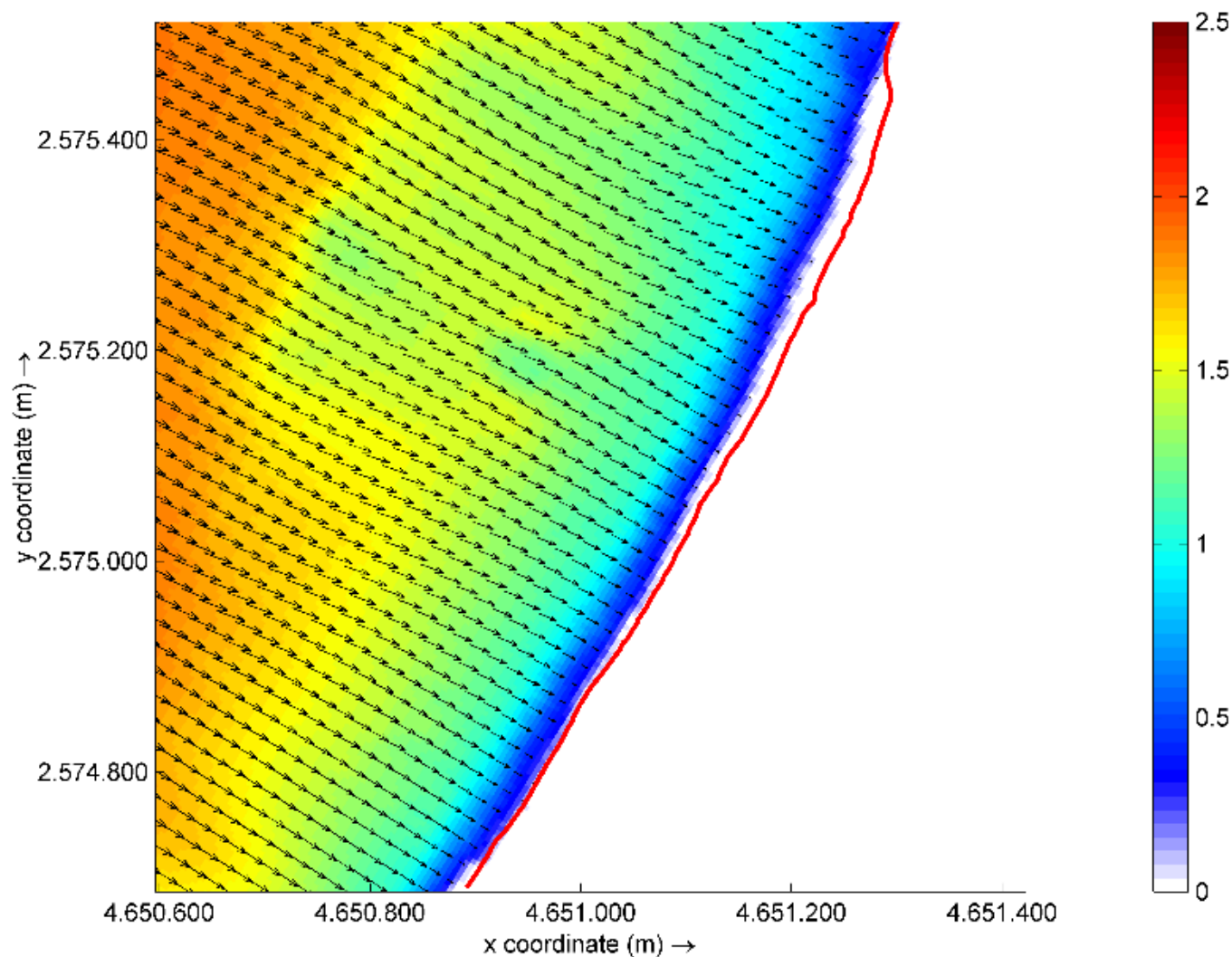


Figura 5.39 Caso 13 $H_s=3,76$ m $T_p=11,0$ s $Dir=NNE$ $V_v=14,2$ m/s $Dir_v=WSW$ Pleamar– Sin aumento en el nivel del mar. Para el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023.

Para el sector donde se proponen las obras de protección costera del sector Santander de la Cruz, se puede apreciar que la magnitud del oleaje extremal, obtenido después propagar el oleaje desde profundidades indefinidas y de transformar el viento para un periodo de retorno de 36,57 años, varia a lo largo de la costa entre 1,0 m y 1,2 m aproximadamente.

Estos valores son el resultado de los procesos de transformación del oleaje desde aguas profundas hasta aguas someras, lo que disminuye en gran parte la energía incidente del mismo, debido a los procesos de difracción y refracción del oleaje. De igual forma, debido a los puntos duros, que causan una difracción del oleaje este tiende a girar hasta llegar perpendicular a la línea de costa, la dirección de aproximación NNE (en aguas indefinidas), se ve modificada en la zona de estudio hasta llegar de una dirección NW. En particular, para el oleaje a pie de obra se tienen valores de altura de ola significativa entre 1.2 m

A continuación se muestra el resultado de la propagación del oleaje para la condición futura, es decir, con un aumento en el nivel del mar de 0,16 m, en régimen extremal, donde se tiene: una altura de ola significativa de 3,76 m en profundidades indefinidas, periodo pico de 11,0 s, nivel de marea de 0,76 m, dirección de propagación NNE, velocidad y dirección del viento de 14,2 m/s y WSW, respectivamente.

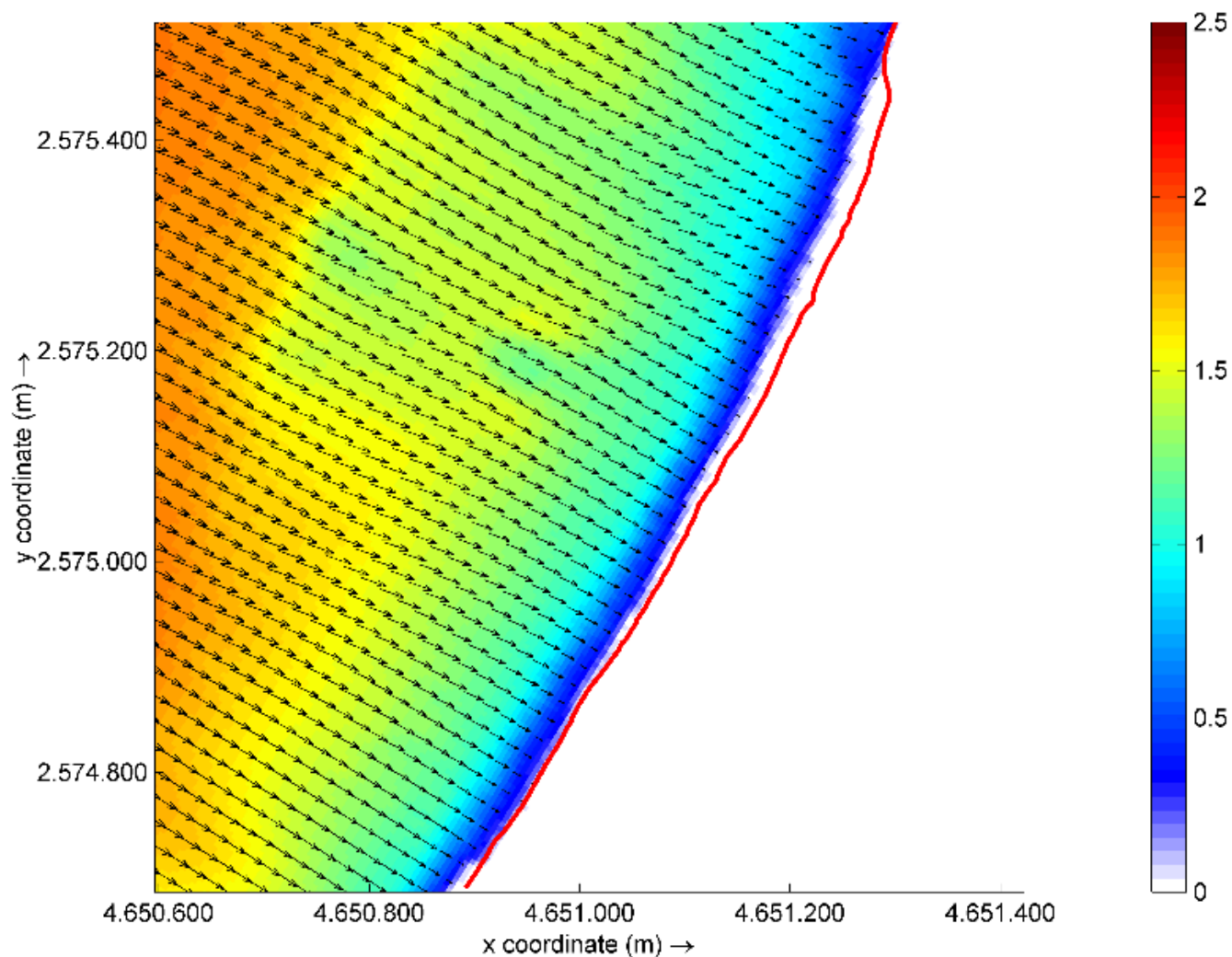


Figura 5.40 Caso 13 $H_s=3,76$ m $T_p=11,0$ s $Dir=NNE$ $V_v=14,2$ m/s $Dir_v=WSW$ Pleamar– Con aumento en el nivel del mar. Para el sector de Santander de la Cruz.

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023.

Para el sector donde se proponen las obras de protección costera del sector de Santander de la Cruz, se puede apreciar que la magnitud del oleaje extremal, obtenido después propagar el oleaje desde profundidades indefinidas y de transformar el viento para un periodo de retorno de 36,57 años, para la condición que contempla el aumento en el nivel del mar, varia a lo largo de la costa entre 1,0 m y 1,2 m aproximadamente. Estos muestran que las variaciones de altura de ola por efecto del cambio climático tiene la misma magnitud que las condiciones actuales y las obras están diseñadas para soportar el oleaje de diseño.

A continuación se muestra el mapa de diferencias entre la condición actual y la condición que contempla el aumento del nivel del mar por efecto del cambio climático.

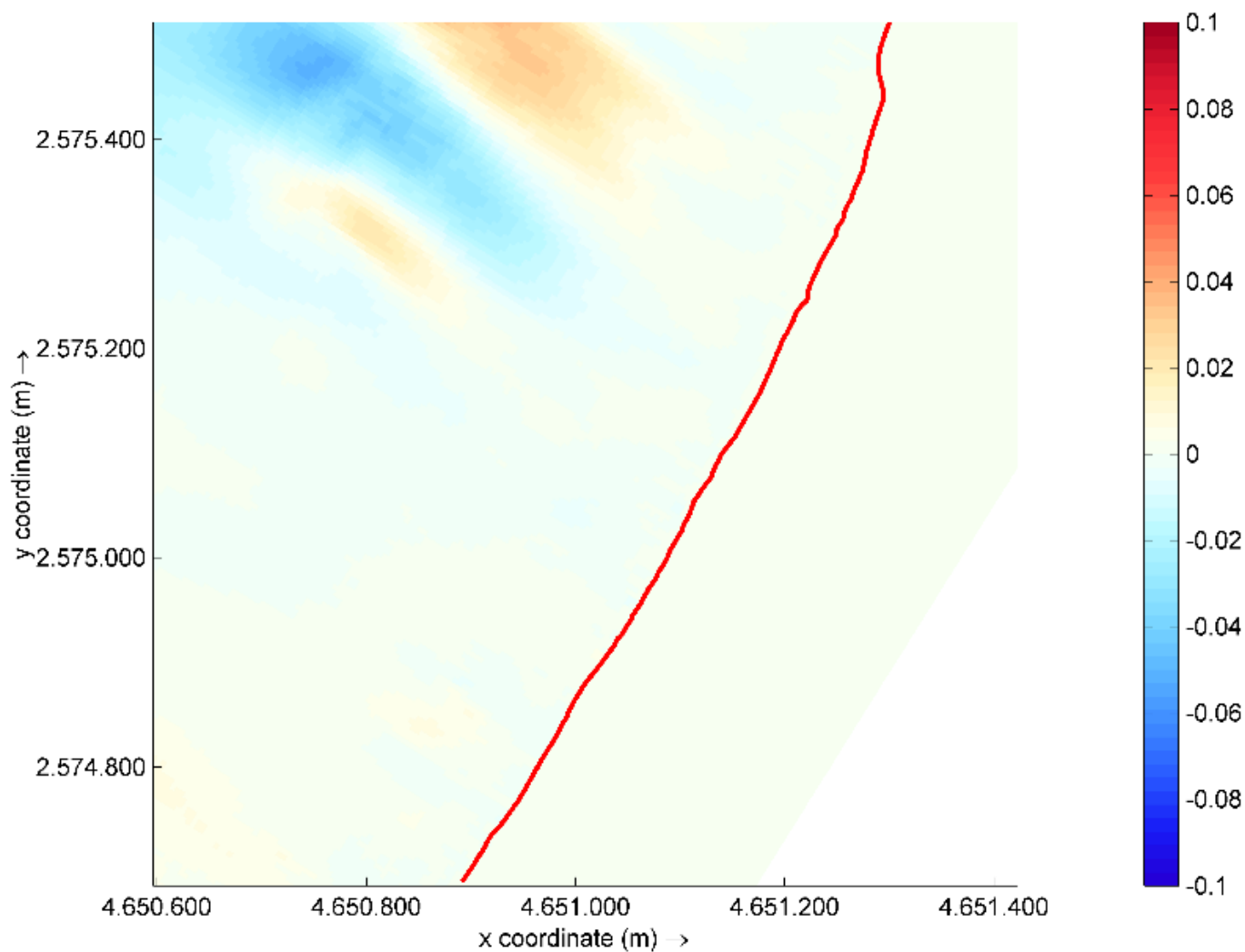


Figura 5.41 Mapa de diferencias de altura de ola entre la condición actual y la condición que contempla el aumento del nivel del mar por efecto de cambio climático, sector de Santander de la Cruz

Fuente: Aqua & Terra Consultores Asociados S.A.S, 2023

De la figura anterior se puede apreciar que las variaciones de altura de ola por aumento del nivel del mar por efecto del cambio climático tiene valores cercanos a los 0,04 m, sin embargo se dan lejos de la costa, mientras que en cercanías a la costa del sector de Santander de la Cruz son cercanos a cero, lo cual no representan una variación significativa para el diseño de las obras y por ende están adaptadas al cambio climático.

Como se mencionó anteriormente, se hace énfasis en que las obras propuestas son para el control de la erosión costera y no para el control de inundaciones de los sectores de Santander de la Cruz.