

UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E
INGENIERÍA AMBIENTAL

PROYECTO DE GRADO

Puerto de Aguas Profundas

Rodrigo Junes
Maya Lambert

Tutores:
Rodrigo Alonso
Sebastián Solari

Dicimembre de 2016

Índice general

1. Introducción	3
1.1. Objetivos	4
1.2. Antecedentes	4
1.3. Justificación	5
1.4. Alcance	5
1.5. Descripción del trabajo	6
1.6. Organización del documento	6
2. Documentos de referencia	9
3. Condicionantes y requisitos del proyecto	11
3.1. Flota y requerimientos del proyecto	11
3.2. Requisitos de operatividad y de seguridad de la obra	15
3.2.1. Obras de atraque	16
3.2.2. Obras de abrigo	17
3.2.3. Áreas de flotación y navegación	17
3.3. Definición del método de verificación	18
4. Relevamiento de información	19
4.1. Cartografía y batimetrías	19
4.2. Caracterización de sedimentos	20
4.3. Información de oleaje, viento, niveles y corrientes	20
5. Caracterización de agentes	23
5.1. Caracterización del oleaje	23
5.1.1. Caracterización del régimen medio	23
5.1.2. Caracterización del régimen extremal	28
5.2. Caracterización de vientos	30
5.2.1. Caracterización del régimen medio	30
5.2.2. Caracterización del régimen extremal	34
5.3. Caracterización de niveles de mar	36
5.3.1. Caracterización del régimen medio	37
5.3.1.1. Marea astronómica	38
5.3.1.2. Marea meteorológica	39
5.3.2. Caracterización del régimen extremal de marea meteorológica	40
5.3.2.1. Caracterización de máximos	40
5.3.2.2. Caracterización de mínimos	42

5.4.	Propagación de oleaje	44
5.5.	Generación de corrientes	53
5.5.1.	Calibración	55
5.5.2.	Resultados de simulación S	60
5.5.3.	Análisis de errores	63
6.	Alternativas de configuración	65
6.1.	Alternativa 1	65
6.2.	Alternativa 2	66
6.3.	Comparación de alternativas	67
7.	Áreas de flotación y navegación	69
7.1.	Predimensionamiento de áreas de flotación y navegación	69
7.2.	Canal de acceso	71
7.3.	Área de maniobra	72
7.4.	Dársenas	72
8.	Obras de atraque y amarre	75
8.1.	Predimensionamiento de obras de atraque y amarre	77
8.2.	Muelle de portacontenedores	78
8.2.1.	Dimensiones	78
8.2.2.	Defensas	80
8.3.	Muelle de graneles líquidos	80
8.3.1.	Dimensiones	80
8.3.2.	Defensas	81
8.4.	Muelle de madereros	81
8.4.1.	Dimensiones	81
8.4.2.	Defensas	83
8.5.	Muelle de graneles sólidos	83
8.5.1.	Dimensiones	83
8.5.2.	Defensas	84
8.6.	Manto de protección y filtro para atraques abiertos	84
9.	Diques de abrigo	87
9.1.	Tramos de dique	87
9.2.	Tipologías de dique y modos de fallo	88
9.3.	Modos de fallo principales y probabilidad de fallo	90
9.3.1.	Selección de los modos de fallo principales	90
9.3.2.	Determinación de oleaje y nivel de mar de diseño	95
9.3.2.1.	Oleaje de diseño	95
9.3.2.2.	Nivel de mar	97
9.4.	Verificación de los modos de fallo principales	97
9.4.1.	Dique vertical	97
9.4.1.1.	Pérdida de estabilidad global (vuelco)	97
9.4.1.2.	Deslizamiento cuerpo central/banqueta	99
9.4.1.3.	Pérdida de piezas de la berma de pie	99
9.4.2.	Dique en talud con espaldón	99

ÍNDICE GENERAL

9.4.2.1.	Pérdida de piezas del manto principal	99
9.4.2.2.	Pérdida de piezas de la coraza interior	100
9.4.2.3.	Pérdida de piezas de la berma de pie	101
9.4.3.	Dique en talud sin espaldón	101
9.4.3.1.	Pérdida de piezas del manto principal	101
9.4.3.2.	Pérdida de piezas de la coraza interior	101
9.4.3.3.	Pérdida de piezas de la berma de pie	101
9.5.	Dimensionados no asociados a modos de fallo principales	101
9.5.1.	Filtros y espesor de cada capa	102
9.5.2.	Ancho de cresta mínimo y nivel de coronamiento del núcleo	103
9.5.3.	Dimensiones de la berma de pie	105
9.5.4.	Espesor y extensión de capa de banquetta de cimentación	105
9.5.5.	Estabilidad del espaldón	106
9.5.6.	Sobrepasamiento	106
9.6.	Dimensiones de diques	107
9.6.1.	Tramo I: Dique de abrigo NE	108
9.6.1.1.	Pérdida de piezas del manto principal	108
9.6.1.2.	Pérdida de piezas de la berma de pie	109
9.6.1.3.	Pérdida de piezas de la coraza interior	111
9.6.1.4.	Reparto de probabilidades y dimensionado	113
9.6.1.5.	Verificación de pérdida de piezas del manto interior y estabilidad del espaldón	113
9.6.2.	Tramo II: Transición entre dique NE y dique principal	115
9.6.2.1.	Pérdida de piezas del manto principal	116
9.6.2.2.	Pérdida de piezas de la berma de pie	117
9.6.2.3.	Pérdida de piezas del manto interior	119
9.6.2.4.	Reparto de probabilidades y dimensionado	121
9.6.2.5.	Verificación de estabilidad de piezas del manto interior y esta- bilidad del espaldón	121
9.6.3.	Tramo III: Dique principal	123
9.6.3.1.	Estabilidad al vuelco y al deslizamiento	124
9.6.3.2.	Pérdida de piezas de la berma de pie	125
9.6.3.3.	Reparto de probabilidades y dimensionado	127
9.6.4.	Tramo IV: Dique SW con explanada adosada	127
9.6.4.1.	Pérdida de piezas del manto principal	128
9.6.4.2.	Pérdida de piezas de la berma de pie	129
9.6.4.3.	Pérdida de piezas del manto interior	131
9.6.4.4.	Reparto de probabilidades y dimensionado	133
9.6.4.5.	Verificación de pérdida de piezas del manto interior	133
9.6.5.	Tramo V: Dique SW	135
9.6.5.1.	Pérdida de piezas del manto principal	135
9.6.5.2.	Pérdida de piezas de la berma de pie	137
9.6.5.3.	Pérdida de piezas del manto interior	139
9.6.5.4.	Reparto de probabilidades y dimensionado	141
9.6.5.5.	Verificación de pérdida de piezas del manto interior	141
9.6.6.	Tramo VI: Dique secundario	143

9.6.6.1.	Pérdida de piezas del manto principal	143
9.6.6.2.	Pérdida de piezas de la berma de pie	145
9.6.6.3.	Pérdida de piezas del manto interior	147
9.6.6.4.	Reparto de probabilidades y dimensionado	149
9.6.6.5.	Verificación de pérdida de piezas del manto interior	150
9.6.7.	Tramo AUX: Dique auxiliar	152
9.6.7.1.	Pérdida de piezas del manto principal	152
9.6.7.2.	Pérdida de piezas de la berma de pie	154
9.6.7.3.	Reparto de probabilidades y dimensionado	155
10.	Verificación de operatividad	157
10.1.	Condiciones límite de operación	157
10.2.	Operatividad de los atraques	157
10.3.	Operatividad del canal y el área de maniobra	163
11.	Metraje y procedimiento constructivo	165
11.1.	Introducción	165
11.2.	Preparación del proyecto	165
11.3.	Análisis de condicionantes	165
11.3.1.	Disponibilidad de espacio	166
11.3.2.	Disponibilidad de equipos	166
11.3.3.	Insumos	166
11.3.4.	Meteorología y clima marítimo	166
11.3.5.	Acceso de tráfico	166
11.3.6.	Otras condicionantes	167
11.4.	Preparación del sitio	167
11.5.	Canteras	167
11.6.	Proceso constructivo	168
11.6.1.	Secuencia general	168
11.6.2.	Dragado	169
11.7.	Ejecución de pilotes	172
11.8.	Relleno y construcción de la explanada y muelle adosado	172
11.9.	Fabricación de cubos, espaldón y bloques	174
11.10.	Fabricación de cajones	175
11.11.	Construcción de muelle auxiliar	175
11.12.	Construcción de los diques	177
11.12.1.	Dique en talud	177
11.12.2.	Dique vertical	179
11.13.	Pantalán	180
12.	Estudio de Impacto Ambiental	181
12.1.	Alcance	181
12.2.	Marco Legal	181
12.3.	Resumen de actividades a realizar en fase de construcción	182
12.3.1.	Dragado	182
12.3.2.	Construcción de diques	182

ÍNDICE GENERAL

12.3.3. Construcción de explanada y muelles	182
12.4. Caracterización del medio receptor	182
12.4.1. Medio biótico	182
12.4.2. Medio antrópico	183
12.4.3. Medio simbólico	183
12.5. Análisis ambiental	184
12.5.1. Metodología	184
12.5.2. Valoración de impactos	184
12.5.3. Definición de pautas de gestión	186
12.5.4. Evaluación de impactos	186
12.6. Aspectos ambientales	186
12.7. Impactos ambientales	187
12.7.1. Factores ambientales	187
12.7.2. Matriz de interacción	188
12.8. Fase de construcción	190
12.9. Fase de operación	192
12.10 Análisis ambiental y pautas de gestión	195
12.11 Evaluación de impactos	195
12.11.1. Modificación de la línea de costa	195
12.11.1.1. Características del impacto	195
12.11.1.2. Evolución histórica de la línea de costa	196
12.11.1.3. Perfil de equilibrio	196
12.11.1.4. Caracterización del transporte litoral	197
12.11.1.5. Metodología de aplicación de GENESIS	200
12.11.1.6. Resultados	202
12.11.1.7. Análisis de sensibilidad	203
12.11.1.8. Conclusiones	206
A. Validación de serie completa de niveles con serie de 8 años	207
A.1. Caracterización de máximos	207
A.2. Caracterización de mínimos	211
A.3. Verificación de uniformidad	215
A.4. Estacionalidad	216
B. Análisis de desfase	219
C. Análisis de formulaciones de dimensionado de piezas de la coraza de los diques de abrigo	225
C.1. Fórmula de Hudson	226
C.2. Fórmula de Van der Meer	226
C.2.1. Aguas profundas	226
C.2.2. Aguas poco profundas	227
C.3. Losada	228
C.4. Comparación de los resultados obtenidos con las distintas formulaciones	228
D. Agitación interna en el puerto	233

<i>ÍNDICE GENERAL</i>	1
E. Evolución histórica de la línea de costa	237
F. Descripción y calibración de GENESIS	239
F.1. Descripción de GENESIS	239
F.2. Calibración de GENESIS	241
G. Salida gráfica de resultados de GENESIS	247
H. Piezas gráficas	249

Capítulo 1

Introducción

En el marco del desarrollo portuario en Uruguay, se plantea como proyecto de fin de carrera de Ingeniería Civil, perfil Hidráulico-Ambiental, la proyección de un Puerto de Aguas Profundas (PAP) en el balneario El Palenque, ubicado en el arco de playa entre La Paloma y Cabo Polonio, en la costa de Rocha (figura 1.1). En la figura 1.2 se muestran los padrones que forman parte del área en tierra correspondiente al Puerto.



Figura 1.1: Ubicación del Puerto de Aguas Profundas en Uruguay (fuente: Google Earth).

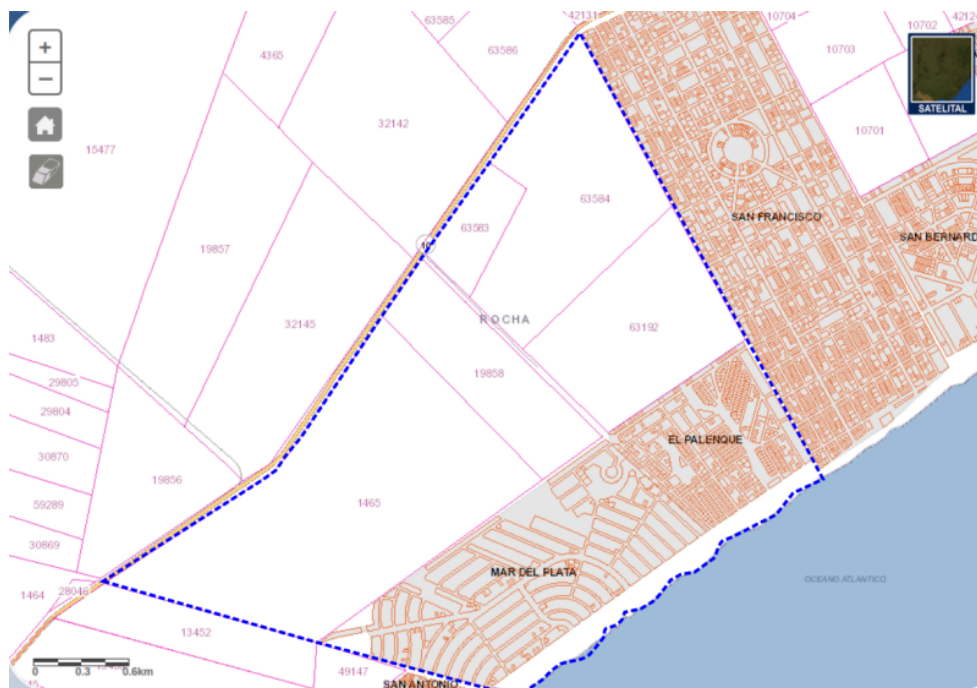


Figura 1.2: Padrones del área en tierra del Puerto de Aguas Profundas marcados en azul (fuente: SIG de la Dirección Nacional de Catastro).

1.1. Objetivos

El objetivo del proyecto es diseñar de un Puerto de Aguas Profundas (PAP) en El Palenque, Rocha, a nivel de anteproyecto.

Los objetivos particulares de este proyecto son:

- Determinar las condiciones y requisitos de proyecto.
- Caracterizar los agentes principales que afectan al proyecto.
- Realizar una configuración del PAP que cumpla con los requisitos determinados, teniendo en cuenta recomendaciones de buenas prácticas.
- Dimensionar las estructuras y elementos fundamentales del PAP.
- Analizar la respuesta de la costa.

El diseño del Puerto de Aguas Profundas se enfoca de modo de conformar un puerto multi-propósito, sirviendo a una flota de carga variada, con las adecuadas condiciones de seguridad, servicio, y uso y explotación.

Para llegar al diseño final se consideran las principales condicionantes, planteando distintas alternativas de configuración en planta y tipologías de diques de abrigo, seleccionando la que cumpla con mayor eficiencia con los niveles de fiabilidad, funcionalidad y operatividad fijados.

1.2. Antecedentes

El 15 de noviembre de 2011, el Presidente de la República decretó la creación de una Comisión Interministerial para el Puerto de Aguas Profundas (CIPAP) conformada por un delegado

de la Presidencia de la República (que a su vez presidiría la comisión) y los Subsecretarios de los Ministerios de Economía y Finanzas, de Transporte y Obras Públicas, de Industria, Energía y Minería, y de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente. Posteriormente, se incorporó a la CIPAP el Subsecretario del Ministerio de Defensa (Decreto del Poder Ejecutivo N°395/011 de 15/11/2011).

1.3. Justificación

En el período 2006-2014 Uruguay presentó un crecimiento económico importante, que le permitió una mayor resiliencia a los choques externos, y fue clasificado por el Banco Mundial como un país de “alta renta”. Las exportaciones se diversificaron con el fin de reducir la dependencia de sus principales socios comerciales, y a finales de 2015 el 77 % de las exportaciones se dirigían a 15 mercados distintos. Este crecimiento del mercado, junto a la clasificación como país de alta renta lleva a que Uruguay sea más atractivo para las grandes empresas (Banco Mundial (2015), Uruguay: panorama general).

Julio Coppola, ex director de la Administración Nacional de Puertos (ANP) asegura que un Puerto de Aguas Profundas es una necesidad en la región, y que de no ser construido en Uruguay, será hecho en otro lado. El motivo económico detrás de la construcción es el ahorro en fletes, el cual estima en USD 150.000.000 al año. La obra se estima en una inversión de aproximadamente USD 1.000 millones, que se según este estimado de ahorro, se vería amortizada en menos de diez años (artículo de El Observador, 30 de agosto de 2015).

Uruguay cuenta con una localización adecuada para la instalación de un Puerto de Aguas Profundas, la cual corresponde al arco de playa entre La Paloma y Cabo Polonio, en el departamento de Rocha; en esa zona, se alcanzan profundidades de 20 metros a escasos kilómetros de la costa, y es una zona prácticamente sin población. Este sería el único puerto con calados que superen los 20 metros en toda la costa desde Rocha hasta Río de Janeiro, por lo que podría funcionar como puerto con modalidad “hub”, esto es, como puerto para redistribución de carga para la región. Además podría ser un complemento para el Puerto de Montevideo, que presenta conflictos de uso en las vías de acceso. Un puerto en Rocha, con las vías de transporte adecuadas, representaría un nuevo centro logístico en el país.

Con la construcción de este puerto, se absorbería la carga que hoy llega al puerto de La Paloma, quedando éste como un puerto exclusivamente deportivo, evitando que interfieran las actividades comerciales con las recreativas en un sitio con un turismo tan importante.

1.4. Alcance

El alcance del presente proyecto se limita al ejercicio de diseño de un puerto de aguas profundas a nivel de anteproyecto. En función de las limitaciones en tiempo y escala del proyecto, no se realizan estudios de factibilidad económica ni de localización del puerto a diseñar, lo cual implicaría la conformación de un equipo multidisciplinario avocado a ello. Se toma entonces como condición de partida que se cumple con los requisitos necesarios en este sentido.

El diseño del Puerto de Aguas Profundas se realiza siguiendo las Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM), y se utilizan recomendaciones complementarias y criterios de buenas prácticas en casos de que las ROM no contemplen las formulaciones necesarias para el diseño.

El diseño se realiza en base a la información disponible; no contempla estudios alternativos, y en caso de que se desconozcan parámetros o información necesaria, se trabaja con hipótesis razonables.

1.5. Descripción del trabajo

El trabajo consiste en el diseño de un Puerto de Aguas Profundas, a nivel de anteproyecto. Para lograr este cometido, es necesario realizar una serie de tareas que incluyen:

- Relevamiento de información: se conseguirá la información relevante para el proyecto, correspondiente a datos del emplazamiento (topografía, batimetrías, etc.) y datos de las forzantes (oleaje, vientos, corriente y niveles de mar).
- Caracterización de agentes: se realizará una caracterización de los agentes (oleaje, vientos y niveles) tanto para su régimen medio como para el extremal.
- Prediseño y selección de alternativas de configuración: se hará el prediseño conceptual de dos alternativas, seleccionando la más adecuada.
- Diseño de alternativa seleccionada a nivel de anteproyecto: se desarrollará el diseño de los principales elementos de la alternativa seleccionada (diques de abrigo, obras de atraque y amarre y áreas de flotación y navegación).
- Estudios complementarios: se realizarán estudios complementarios en el marco del Estudio de Impacto Ambiental (EsIA).

1.6. Organización del documento

A modo de introducción y de forma de facilitar en cierto grado la lectura, se describe a continuación la forma en que se encuentra organizado este documento.

El documento se organiza en capítulos por temática, conteniendo los subcapítulos necesarios para el desarrollo de cada componente de los bloques temáticos principales. Los capítulos principales se listan a continuación:

- Capítulo 3 - Condicionantes y requisitos del proyecto: incluye la definición de la flota, los límites operativos y de seguridad de la obra y la definición del nivel del método de verificación.
- Capítulo 4 - Relevamiento de información: incluye los datos de batimetrías, cartografía, geología y geotécnica, así como oleaje, viento y niveles disponibles.
- Capítulo 5 - Caracterización de agentes: en esta sección se realiza la caracterización estadística del régimen medio y extremal de los agentes que actúan sobre el proyecto, a saber: oleaje, vientos, niveles y corrientes.
- Capítulo 6 - Alternativas de configuración: se plantean las distintas posibilidades consideradas, seleccionando una para el desarrollo de su diseño, teniendo en cuenta los aspectos económicos, las posibilidades de expansión del puerto y el impacto que podría tener sobre la costa.
- Capítulo 7 - Áreas de flotación y navegación: se realiza el predimensionamiento y ajuste en mayor detalle de las áreas de flotación y navegación.
- Capítulo 8 - Obras de atraque y amarre: en este capítulo se hace un predimensionamiento y un ajuste en más detalle de las obras de atraque y amarre (muelles y pantalán).

- Capítulo 9 - Diques de abrigo: el dimensionado de los diques de abrigo se hace realizando la verificación de los modos de fallo principales, siguiendo la ROM 1.0-09. En esta sección se seleccionan las tipologías de cada tramo de dique, y se realiza su dimensionado.
- Capítulo 10 - Verificación de operatividad: en este capítulo se verifica la operatividad de los distintos componentes del diseño realizado, comparándolas con las operatividades objetivo en los casos que corresponda.
- Capítulo 11 - Metraje y procedimiento constructivo: en este capítulo se describe a grandes rasgos los procedimientos y secuencias constructivas a seguir para desarrollar la obra del puerto, incluyendo también un metraje global de las distintas componentes.
- Capítulo 12 - Estudio de Impacto Ambiental: en este capítulo se identifican los impactos ambientales potenciales asociados a las distintas fases del puerto, y se evalúa la afectación sobre la línea de costa.

Capítulo 2

Documentos de referencia

A lo largo del proceso de diseño y verificación del Puerto se utilizan varios documentos de referencia, como manuales y recomendaciones de diferentes instituciones y autores. Estos se listan a continuación:

- Recomendaciones para Obras Marítimas, Puertos del Estado, Ministerio de Fomento del Gobierno de España.
- The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering, CIRIA; CUR; CETMEF.
- PIANC Report N.º 121: Harbour Approach Channels Design Guidelines, PIANC (The World Association for Waterborne Transport Infrastructure).
- Coastal Engineering Manual, US Army Corps of Engineers.
- Waves in Oceanic and Coastal Waters, Leo H. Holthuisen, Delft University of Technology & UNESCO-IHE.
- Random Seas and Design of Maritime Structures, Yoshimi Goda, World Scientific, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 15.
- Mónica Fossati et al (2015), Towards a 3D Hydrodynamic numerical modeling system for long term simulation of the Río de la Plata dynamic, E-proceedings of the 36th IAHR World Congress.

Capítulo 3

Condicionantes y requisitos del proyecto

En el presente capítulo se presentan las condicionantes y requisitos de proyecto así como las implicancias que pueden tener en el diseño del Puerto de Aguas Profundas.

Se definen los tramos de obra, para describir, clasificar, seleccionar y evaluar los factores de proyecto, así como establecer el marco espacial en la verificación de la seguridad, del servicio y de la explotación.

Se definen los Estados como intervalos de tiempo en los que se puede admitir que la manifestación de los factores y de la respuesta estructural o funcional en un determinado tramo de la obra o emplazamiento, es estacionaria en sentido estadístico. Y la Fase del Proyecto como la secuencia temporal de estados durante los cuales la obra, o un tramo de obra mantiene una misma actividad principal.

Cada tramo se diseña tomando en cuenta los condicionantes, que incluyen:

- Flota y requisitos de explotación.
- Geometría del terreno.
- Las propiedades (parámetros) del medio físico y de los materiales.
- Límites operativos y seguridad de la obra.
- Definición del método de nivel de verificación.

3.1. Flota y requerimientos del proyecto

La flota define varios aspectos del proyecto, entre los que se cuentan: características de las estructuras de atraque, características de canales de navegación, dársenas y área de maniobra, etc.

La determinación de la flota de diseño requiere de un análisis logístico y económico que excede el alcance del presente proyecto. En este sentido, se asume una flota acorde a un puerto multi-propósito de las características que han sido manejadas para tal emprendimiento en este sitio.

La flota considerada en este proyecto es:

- Mercancías generales
 - Portacontenedores: hasta Malaccamax
 - Barco maderero: Handymax y Seawaymax

- Graneles líquidos
Petroquímicos: VLCC y Carrier
- Graneles sólidos
Granos: Mini y Capesize

El puerto tendrá capacidad para el atraque de dos malaccamax, un barco maderero, un petroquímico, y un barco de granos. Esto se toma como hipótesis de trabajo para el proyecto.

En la figura 3.2 se muestra el tamaño relativo de las distintas embarcaciones que componen la flota. Las características de la flota se tomaron de la tabla 4.6.4.33 de la ROM 2.0-11 y se resumen en la tabla 3.1. Los parámetros allí mostrados son:

1. TMP (tonelaje): peso en toneladas métricas correspondientes a la carga útil más el combustible, aceite lubricante, agua, pañoles, tripulación.
2. TEU (twenty-foot equivalent unit): Para el caso de los portacontenedores, la unidad utilizada es TEU, que es el número de contenedores tipo equivalentes a 20 pies.
3. L (eslora): longitud máxima del casco del buque medida de proa a popa en m.
4. LPP(eslora entre perpendiculares): Distancia medida sobre el plano de crujía entre la perpendicular de proa (línea vertical trazada por la intersección de la flotación, en la condición de máxima carga, en agua salada y en verano, y el canto de proa) y la perpendicular de popa (línea vertical trazada por la intersección de la flotación, en la condición de máxima carga, en agua salada y en verano, y el vano de codaste) medida en m.
5. B (manga): Mayor anchura del buque en m.
6. T (puntal): altura máxima del casco del buque desde la quilla hasta la cubierta principal en m.
7. Del, max (calado estático): distancia vertical máxima en m entre un punto del casco sumergido del buque y la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano. Suele medirse en el punto medio de la eslora entre perpendiculares bajo la quilla o tomarse la media entre los calados a proa y popa. El calado máximo se corresponde con la condición de máxima carga permitida. El calado mínimo en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre. En otras situaciones de los buques (e.g. condición en rosca) pueden presentarse calados menores (e.g. en astillero), aunque en estas condiciones el buque no puede navegar.
8. AT_{emer}, (área transversal emergida): área en m^2 de la proyección del buque sobre un plano vertical perpendicular al eje longitudinal del mismo por encima de la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano, incluyendo todos sus elementos pero no las mercancías sobre cubierta. El área transversal emergida mínima se corresponde con la condición de máxima carga y el área máxima en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre. En otras situaciones de los buques (i.e. situación en rosca) pueden presentarse mayores áreas transversales emergidas, aunque en estas condiciones los buques no pueden navegar.
9. AL_{emer}, (área longitudinal emergida): área de la proyección longitudinal del buque sobre el plano de crujía del mismo por encima de la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano, incluyendo todos sus elementos pero no las cargas sobre cubierta. El área longitudinal emergida mínima se corresponde con la condición de máxima carga y el área máxima en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre. En otras situaciones de los buques (e.g. situación en rosca)

pueden presentarse mayores áreas longitudinales emergidas, aunque en estas condiciones los buques no pueden navegar.

10. AT_{sumer} (área transversal sumergida): área en m^2 de la proyección del buque sobre un plano vertical perpendicular al eje longitudinal del mismo por debajo de la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano. El área transversal sumergida máxima se corresponde con la condición de máxima carga y el área mínima en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre. En otras situaciones de los buques (e.g. situación en rosca) pueden presentarse menores áreas transversales sumergidas, aunque en estas condiciones los buques no pueden navegar.
11. AL_{sumer} (área longitudinal sumergida): área en m^2 de la proyección longitudinal del buque sobre el plano de crujía del mismo por debajo de la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano. El área longitudinal sumergida máxima se corresponde con la condición de máxima carga y el área mínima en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre. En otras situaciones de los buques (e.g. situación en rosca) pueden presentarse menores áreas longitudinales sumergidas, aunque en estas condiciones los buques no pueden navegar.

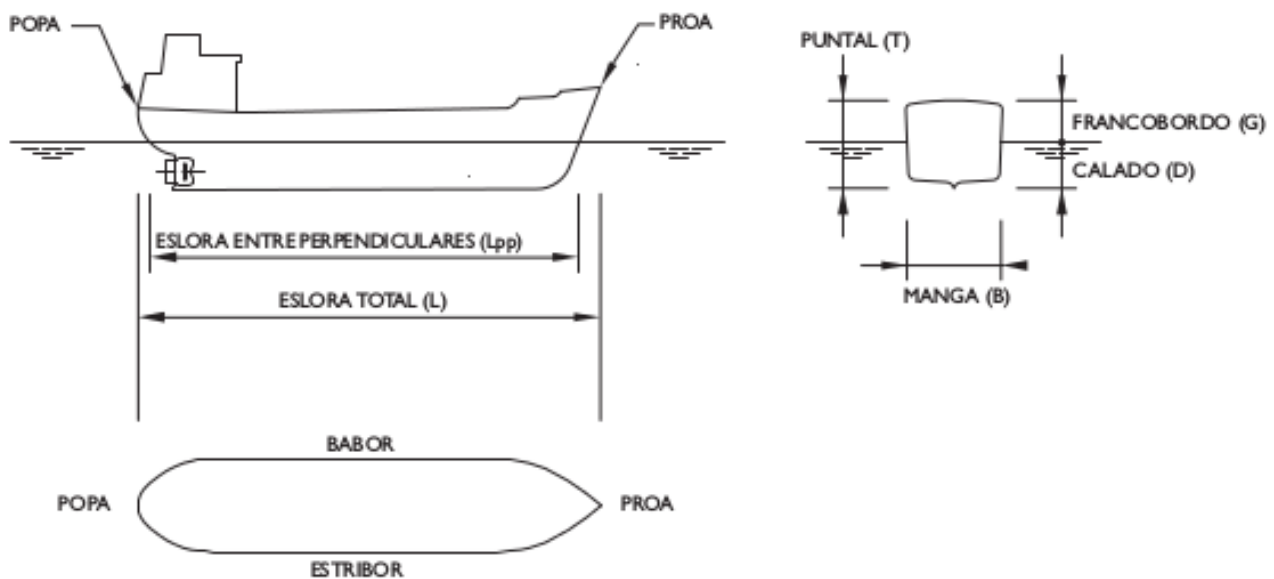


Figura 3.1: Parámetros geométricos de un buque.

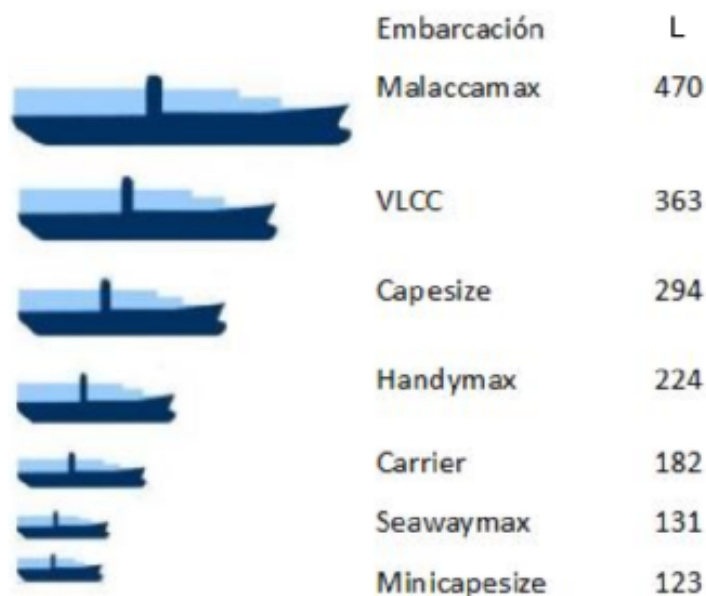


Figura 3.2: Tamaño de las embarcaciones que componen la flota (L se refiere a la eslora de la embarcación en m).

		TMP	Δpc (t)	L (m)	Lpp (m)	B (m)	T (m)	Del,max (m)
Mercancías Generales -Portacontenedores	Malaccamax	>18000 TEU	375000	470	446	60	34	20
Mercancías Generales- Barco madera	Handymax	40000	57700	224	214	31,6	19,6	14
		30000	44000	205	195	29,2	18	12,8
		20000	30100	181	172	26,1	15,9	11,2
		15000	22900	166	157	24,1	14,6	10,2
		10000	15700	146	138	21,5	12,9	8,9
	Seawaymax	7000	11200	131	123	19,5	11,6	8
		5000	8150	118	111	17,8	10,5	7,1
		3000	5040	101	94	15,4	9	6
		1000	1790	72	66	11,4	6,5	4,2
Graneles líquidos- Petroquímicos	VLCC	250000	335000	363	356	59	32	21,1
		200000	271000	341	336	54,8	30	19,8
	Carrier	30000	44200	188	182	30,4	15,4	11,4
		20000	30000	165	160	26,8	13,4	10,1
		15000	22800	151	146	24,5	12,1	9,3
		10000	15500	133	128	21,6	10,5	8,3
		5000	7970	107	102	17,5	8,2	6,8
		1000	1710	64	61	10,6	4,7	4,2
Graneles Sólidos- Granos	Mini	7000	9740	123	114	17,7	9,7	7,1
		5000	7090	111	103	16	8,7	6,4
	Capesize	150000	177000	294	286	45,9	24,2	17,5
		100000	121000	262	253	40,5	21,4	15,5

Tabla 3.1: Características de las embarcaciones.

3.2. Requisitos de operatividad y de seguridad de la obra

Los tramos de obra se definen en base a la función específica que cumplen, su tipología y a los agentes a los que están sometidos.

En esta sección se definen los requisitos de operatividad y de seguridad de la obra para cada uno de sus tramos, así como también el modo de verificación recomendado. Los requisitos en cuestión son:

- Vida útil de cada tramo
- Probabilidad de fallo admisible en la vida útil asociada a un estado límite último (Pf_{ELU})
- Probabilidad de fallo admisible en la vida útil asociada a un estado límite de servicio (Pf_{ELS})
- Operatividad mínima durante la vida útil del tramo (rf_{ELO})
- Máximo número anual de paradas operativas (Nm)
- Riesgo de iniciación de averías y riesgo de destrucción total.

Para definir los requisitos, se necesita tener una tramificación básica. Un tramo de la obra es una parte de esta donde se puede admitir que la variabilidad de los factores de proyecto es especialmente uniforme y temporalmente estacionaria. La obra se separa en; obras de atraque y amarre, obras de abrigo y áreas de flotación y navegación, que a su vez se subdividen en función de la tipología funcional de cada una. En la tabla 3.2 se muestra la tramificación básica considerada para esta obra.

Obras de atraque	Contenedores (C)
	Graneles líquidos (GL)
	Graneles sólidos (GS)
	Madera (M)
Diques	Alineación principal
	Alineación secundaria
Áreas de flotación y navegación	

Tabla 3.2: Tramificación básica.

Las obras de atraque y amarre se dividen en cuatro tramos:

- Muelle Malaccamax (MC): uso comercial, mercancía general.
- Muelle Graneles Líquidos (MGL): uso comercial, graneles líquidos, mercancía peligrosa.
- Muelle Graneles Sólidos (MGS): uso comercial, graneles sólidos, mercancía no peligrosa.
- Muelle Maderero (MM): uso industrial, mercancía no peligrosa.

Las obras de abrigo se dividen en dos tramos:

- Alineación principal, que es la que queda enfrentada a la dirección del oleaje de tormenta predominante y la encargada por tanto de dar abrigo al Puerto durante eventos extremos. Se considera sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías peligrosas adosadas al dique a las que afecte el rebase.
- Alineación secundaria que corresponde a diques no afectados directamente por el oleaje predominante, los cuales cumplen la función de proteger de oleaje secundario o evitar la entrada de sedimentos al recinto portuario. Se considera con zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique a las que afecte el rebase.

Las áreas de flotación y navegación se consideran en términos generales.

Para la definición de los requisitos para las obras de atraque y amarre se utiliza la ROM 2.0-11, para las obras de abrigo se utiliza la ROM 1.0-09, mientras que para las áreas de flotación y navegación se utiliza la ROM 3.1-99.

La ROM 1.0-09 así como la ROM 2.0-11 utilizan los índices que se definen a continuación para la determinación de los distintos requerimientos:

- Índice de Repercusión Económica (IRE): valora de forma cuantitativa las repercusiones económicas del fallo de la obra (o el tramo) por reconstrucción de la obra o por cese o afectación de las actividades económicas directamente relacionadas, considerando el PIB del país. En función de este índice las obras marítimas se clasifican como:
 - r1, obras con repercusión económica baja ($IRE \leq 5$)
 - r2, obras con repercusión económica media ($5 < IRE \leq 20$)
 - r3, obras con repercusión económica alta $IRE > 20$
- Índice de Repercusión Social y Ambiental (ISA): indica de forma cualitativa el impacto social y ambiental esperable en caso de producirse la destrucción o pérdida de operatividad de la obra. Valora en particular la pérdida de vidas humanas, los daños al medio ambiente y en patrimonio histórico-artístico y la alarma social generada. En función del valor de este índice las obras marítimas se clasifican en cuatro tipos:
 - s1, obras sin repercusión social y ambiental significativa ($ISA < 5$)
 - s2, obras con repercusión social y ambiental baja ($5 \leq ISA < 20$)
 - s3, obras con repercusión social y ambiental alta ($20 \leq ISA < 30$)
 - s4, obras con repercusión social y ambiental muy alta ($ISA \geq 30$)
- Índice de Repercusión Económica Operativo (IREO): valora lo mismo que el IRE pero asociado a estados límite operativos.
- Índice de Repercusión Social y Ambiental Operativo (ISAO): valora lo mismo que el ISA pero asociado a estados límite operativos.

La ROM 3.1-99 toma una aproximación distinta a las anteriores, considerando el tipo de obra, el nivel de seguridad requerido, la repercusión económica en caso de fallo y la posibilidad de pérdida de vidas humanas.

3.2.1. Obras de atraque

La determinación del IRE y la vida útil mínima del tramo se realiza siguiendo la tabla 3.4.2.1 de la ROM 2.0-11 según el tipo de mercancía que transporta cada embarcación. La determinación del ISA y las máximas probabilidades conjuntas de fallo durante la vida útil correspondientes a modos de fallo adscritos a Estados Límites Últimos (Pf_{ELU}) y a Estados Límites de Servicio (Pf_{ELS}) se toman de la tabla 3.4.2.2 de la ROM 2.0-11. Los valores del IREO y operatividades mínimas durante la vida útil (rf_{ELS}) se toman de la tabla 3.4.2.3 de la ROM 2.0-11. Los valores del ISAO y máximo número de paradas anuales operativas (N_M) se toman de la tabla 3.4.2.4 de la ROM 2.0-11. Los valores índice y requerimientos obtenidos se presentan en la tabla 3.3.

	IRE	ISA	VU (años)	Pf_{ELU}	IREO	rf_{ELO}	ISAO	N_m	Dmax(hs)
Contenedores (C)	r2	s2	25	0,1	ro3	0,99	so1	10	6
Graneles líquidos (GL)	r3	s3	50	0,01	ro1	0,85	so1	10	24
Graneles sólidos (GS)	r2	s2	25	0,1	ro1	0,85	so1	10	24
Madera (M)	r2	s2	25	0,1	ro1	0,85	so1	10	24
Alineación principal	r3	s3	50	0,01	ro3	0,99	so3	2	1
Alineación secundaria	r3	s1	50	0,2	ro2	0,95	so1	10	12

Tabla 3.3: Valores de índices y requerimientos para obras de atraque y diques.

3.2.2. Obras de abrigo

La determinación del IRE y la vida útil mínima del tramo se realiza siguiendo la tabla 2.2.33 de la ROM 1.0-09. La determinación del ISA y las máximas probabilidades conjuntas de fallo durante la vida útil correspondientes a modos de fallo adscritos a Estados Límites Últimos (Pf_{ELU}) y a Estados Límites de Servicio (Pf_{ELS}) se toman de la tabla 2.2.34 de la ROM 1.0-09. Los valores del IREO y operatividades mínimas durante la vida útil (rf_{ELS}) se toman de la tabla 2.2.35 de la ROM 1.0-09. Los valores del ISAO y máximo número de paradas anuales operativas (N_m) se toman de la tabla 2.2.36 de la ROM 1.0-09.

Se muestran en las tablas 3.4, 3.5 y 3.6 los valores obtenidos para las obras de abrigo.

	IRE		VU (años)
Puerto comercial abierto a todo tipo de tráficos	r3	Alto	50

Tabla 3.4: IRE y VU mínima (años) para obras de abrigo.

	ISA		Pf_{ELU}	ISAO		N_m
Con zonas de almacenamiento de mercaderías adosadas al dique no peligrosas	s2	Bajo	0,1	so2	Bajo	5
Sin zonas de almacenamiento adosadas al dique	s1	No significativo	0,2	so1	No significativo	10

Tabla 3.5: ISA, Pf_{ELU} , ISAO y número máximo de paradas anuales para obras de abrigo.

	IREO		rf_{ELO}
Con zonas de almacenamiento de mercancías adosadas al dique	ro3	Alto	0,99
Sin zonas de almacenamiento de mercancías adosadas al dique con tráfico de graneles y mercancías tramp	ro2	Medio	0,95

Tabla 3.6: IREO y operatividad mínima para obras de abrigo.

3.2.3. Áreas de flotación y navegación

El nivel de seguridad se considera Nivel 3: "Áreas de Navegación o Flotación en puertos e instalaciones de carácter supranacional. Riesgo elevado de pérdidas humanas o daños me-

dioambientales en caso de accidente. (Grandes puertos con tráfico de productos contaminantes, inflamables o peligrosos debiéndose adoptar los valores mayores de la Vida Útil si las Áreas de Navegación y Flotación están situadas en zonas urbanas o de elevado valor medioambiental, etc).” (Tabla 2.1 de la ROM 3.1-99). Esto lleva a una vida útil de 100 años, pero dado que los atraques y diques de abrigo tienen una vida útil de 50 años, se tomará este valor para las áreas de flotación y navegación.

Lo anterior se justifica puesto que el puerto tiene tráfico de combustible y se encuentra cercano a una zona de elevado valor medioambiental (Cabo Polonio, ingresado al Sistema Nacional de Áreas Protegidas en categoría de Parque Nacional, por Decreto 337/009).

El riesgo de iniciación de averías y el riesgo de destrucción total se determinan en base a la Tabla 2.2 de la ROM 3.1-99, considerando una repercusión económica en caso de fallo alta y una probabilidad de pérdida de vidas humanas reducida.

El riesgo de iniciación de averías a considerar es 0,25, y el riesgo de destrucción total 0,1.

3.3. Definición del método de verificación

En esta sección se define el nivel del método de verificación a utilizar. De la Tabla 4.6 de la ROM 0.0 y los valores de ISA e IRE se obtienen los métodos de verificación de los requisitos de seguridad, servicio y explotación para cada tramo.

Tramo		Método de verificación
Obras de atraque	Contenedores (C)	[2]
	Graneles líquidos (GL)	[2] y [3] o [4]
	Graneles sólidos (GS)	[2]
	Madera (M)	[2]
Diques	Alineación principal	[2] y [3] o [4]
	Alineación secundaria	[2] y [3] o [4]

Tabla 3.7: Método de verificación para cada tramo.

Donde:

- 2 es NIVEL I,
- 3 es NIVEL II y
- 4 es NIVEL III.

A nivel de anteproyecto se diseña utilizando métodos NIVEL I.

Capítulo 4

Relevamiento de información

4.1. Cartografía y batimetrías

Se tiene la cartografía del Sistema Geográfico Militar (SGM), en ella se puede apreciar que el terreno presenta una pendiente NNW-SSE de aproximadamente 1 %, llegando a alturas de 30 *m* por encima del nivel de referencia en la Ruta Nacional N.º 10, según se puede ver en la figura 4.1.

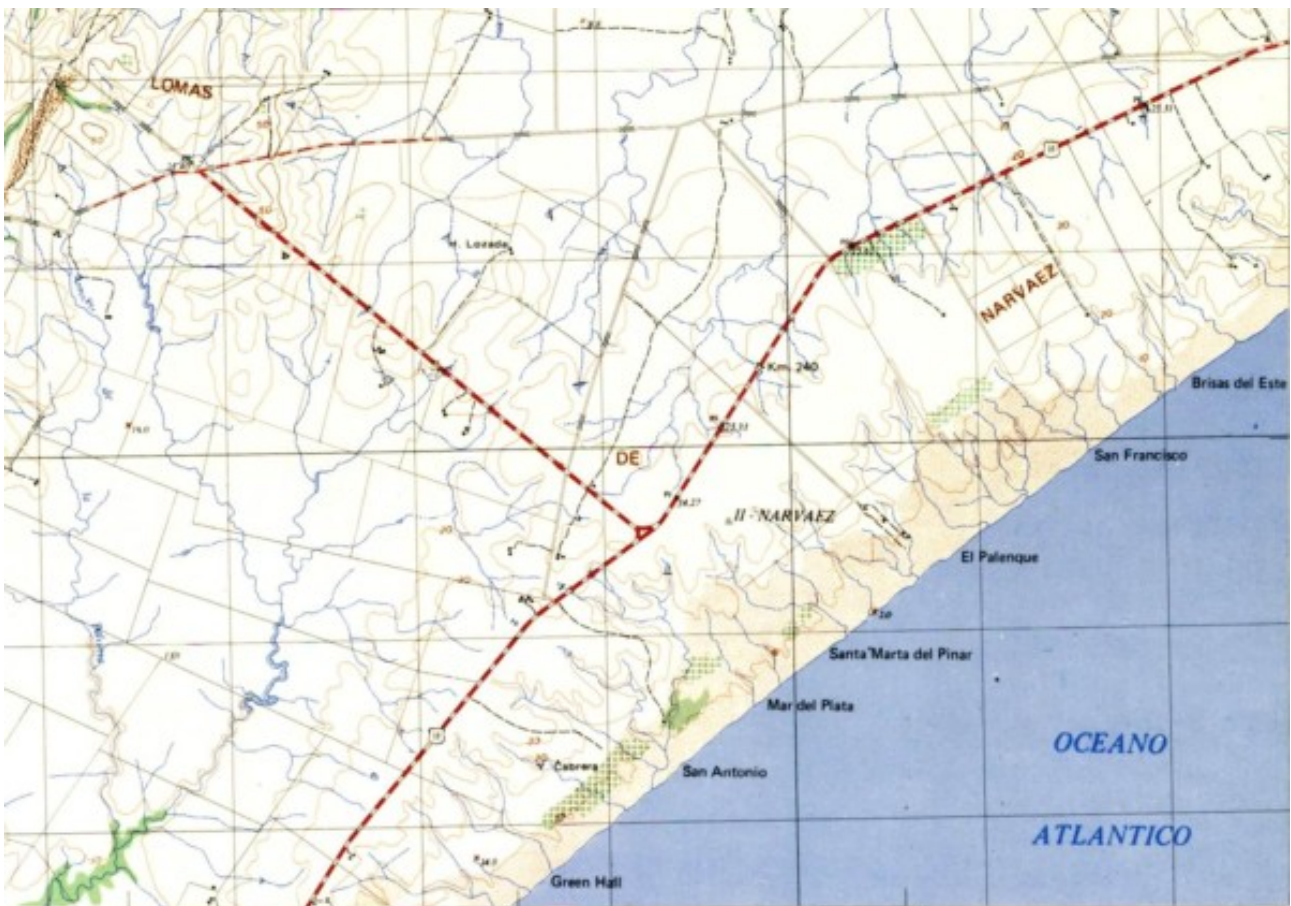


Figura 4.1: Carta del Servicio Geográfico Militar (SGM) en la zona del proyecto.

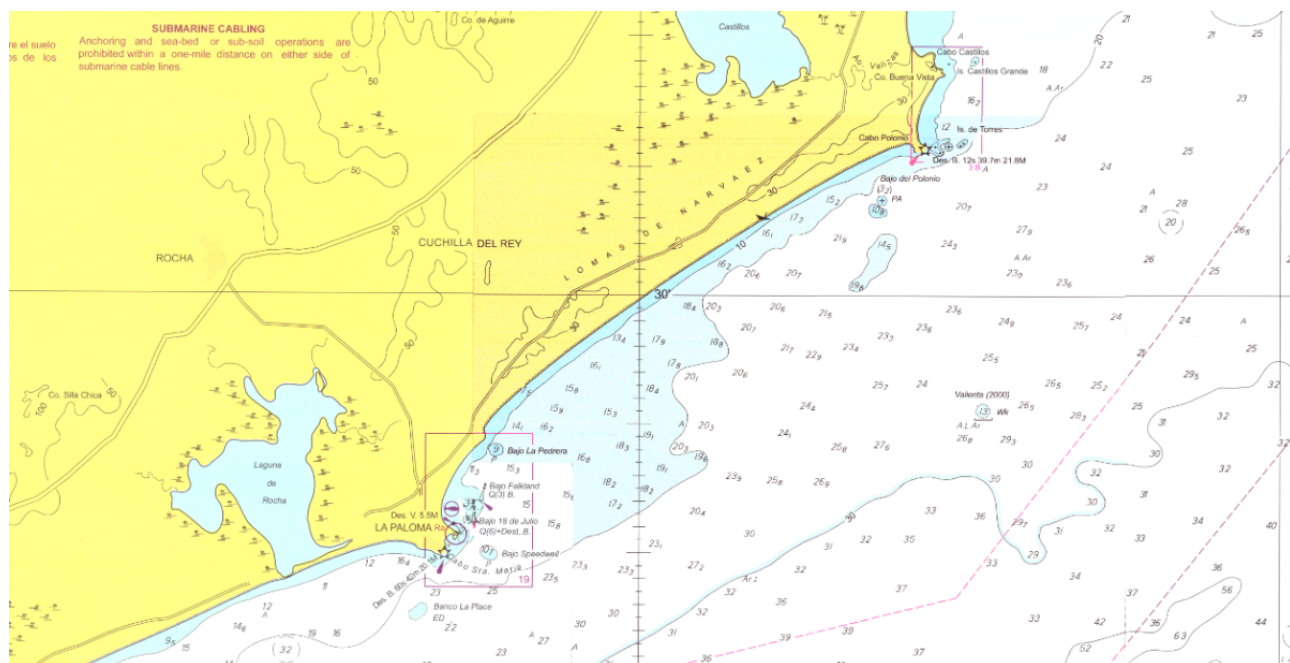


Figura 4.2: Carta Náutica N° 3 - SOHMA (zona del proyecto).

4.2. Caracterización de sedimentos

Se tienen las características de las arenas en tres localidades cercanas a El Palenque. La localidad más cercana es Atlántica, y las características de esta arena coinciden con lo que puede observarse en la playa de El Palenque. En la tabla 4.1 se muestran los valores del diámetro medio (Md) en mm, el diámetro pasante 90 % (P90) en mm, el índice de selección de Trask (S0) y la pendiente de la playa en porcentaje.

	Md (mm)	P90 (mm)	S0	Pendiente (%)
La Paloma	0,20	0,40	1,30	3,70
Arachania	0,82	0,71	1,64	9,00
Atlántica	0,53	1,01	1,41	8,90

Tabla 4.1: Características de la arena en zonas cercanas al emprendimiento (Conservación y Mejora de Playas - URU73.007, 1979, Ministerio de Transporte y Obras Públicas).

4.3. Información de oleaje, viento, niveles y corrientes

Se tienen datos de oleaje, viento y niveles. Los datos de oleaje y viento provienen de un reanálisis, mientras que los datos de nivel son medidos en el puerto de La Paloma. El análisis estadístico de las series de datos mencionadas se desarrolla en el capítulo 5.

Los datos de oleaje provienen de un reanálisis local (Rodrigo Alonso, Sebastián Solari, Luis Teixeira (2015), Wave energy resource assesment in Uruguay, ELSEVIER); contienen información de fecha, latitud y longitud del punto, altura de ola significativa en metros, longitud de onda de la ola asociada al período pico, período pico de la ola y dirección media y pico.

Los datos de viento provienen de un reanálisis global (The Climate Forecast System Reanalysis, NOAA/National Weather Service). Se tienen datos de latitud y longitud, fecha y las componentes del viento W-E (U) y S-N (V) en representativa del valor medio a 10 metros de altura sobre el nivel del mar.

Los datos de nivel son medidos en el puerto de la Paloma, desde 1912 hasta 2011, presentando varias discontinuidades en las medidas. La serie cuenta con datos de fecha y de nivel instantáneo del mar. Los datos más antiguos tienen una apreciación en la medida de 5 cm.

Capítulo 5

Caracterización de agentes

En el presente capítulo se realiza un estudio estadístico de los datos de oleaje, viento y niveles con el objetivo de caracterizar el régimen medio y el régimen extremal de cada uno de los agentes.

5.1. Caracterización del oleaje

Se tienen los datos de un reanálisis local en la localización: $53,9060^{\circ}\text{W}$ - 34.6370°S . La serie disponible contiene datos de fecha, altura de ola significativa (H_s), periodo pico (T_p) y dirección del oleaje pico, según la convención náutica (D_p).

5.1.1. Caracterización del régimen medio

Se realiza una caracterización del régimen medio, trabajando con cada variable de interés, H_s , T_p y D_p , por separado y con los pares $H_s - D_p$, $H_s - T_p$ y $T_p - D_p$.

Para cada variable por separado se realiza un histograma, de modo de poder observar la distribución de los datos.

En el histograma de la serie de altura significativa H_s (figura 5.1), se puede observar que hay una marcada concentración en el rango de aproximadamente 0,75 a 2,50 m (90 % de los datos). En la cola de la distribución, desde los 2,5 m en adelante aproximadamente, se encuentra la menor parte de los casos.

Por otro lado, la forma del histograma indica que los datos podrían ser ajustados por una distribución log-normal. Para verificar esto, se realiza un gráfico Q-Q Plot (figura 5.2), donde se compara la distribución empírica obtenida con la serie de datos, con una distribución log-normal, cuyos parámetros se estiman con la serie de datos, hallando la media y la varianza de su logaritmo. Se puede decir que es razonable el ajuste por la distribución considerada cuando los puntos graficados se aproximan a una recta de pendiente uno que pasa por el origen.

El logaritmo de la serie de datos tiene media 0,284 y desviación estándar 0,363, ajustándose a una distribución normal con estos parámetros.

En la figura 5.3 se muestra el gráfico de probabilidad de los datos para una distribución log-normal, donde se grafica la probabilidad empírica obtenida de la serie de datos en el eje vertical, contra la probabilidad de la distribución log-normal ajustada mediante los parámetros de media y desviación estándar.

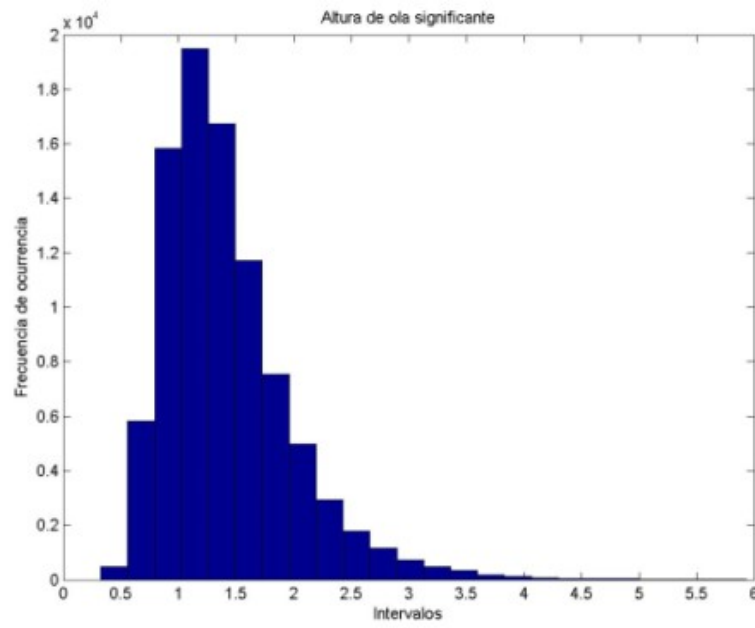


Figura 5.1: Histograma de altura de ola significativa (H_s)

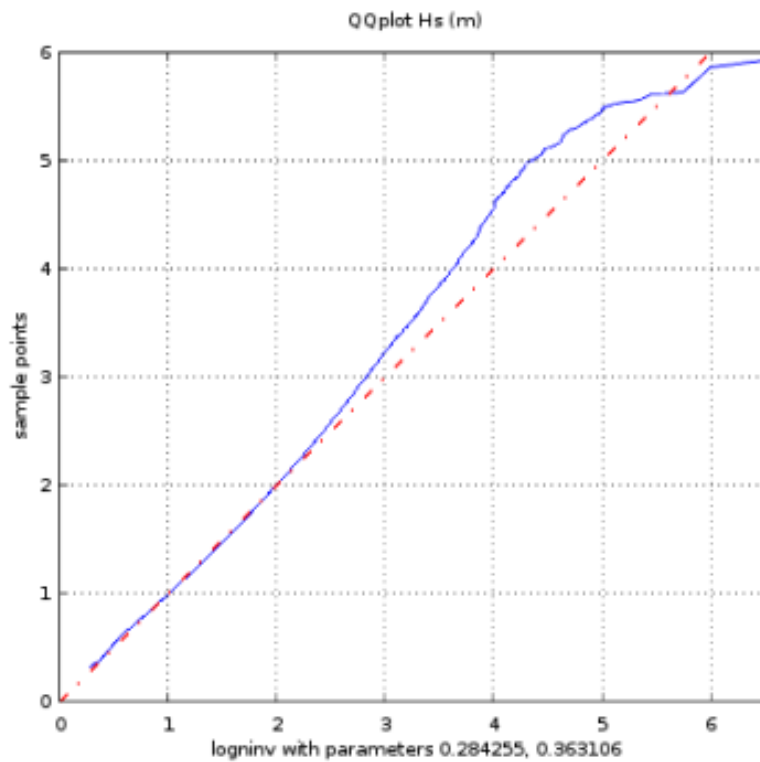


Figura 5.2: Gráfico cuantil-cuantil (Q-Q Plot) para altura de ola significativa (H_s)

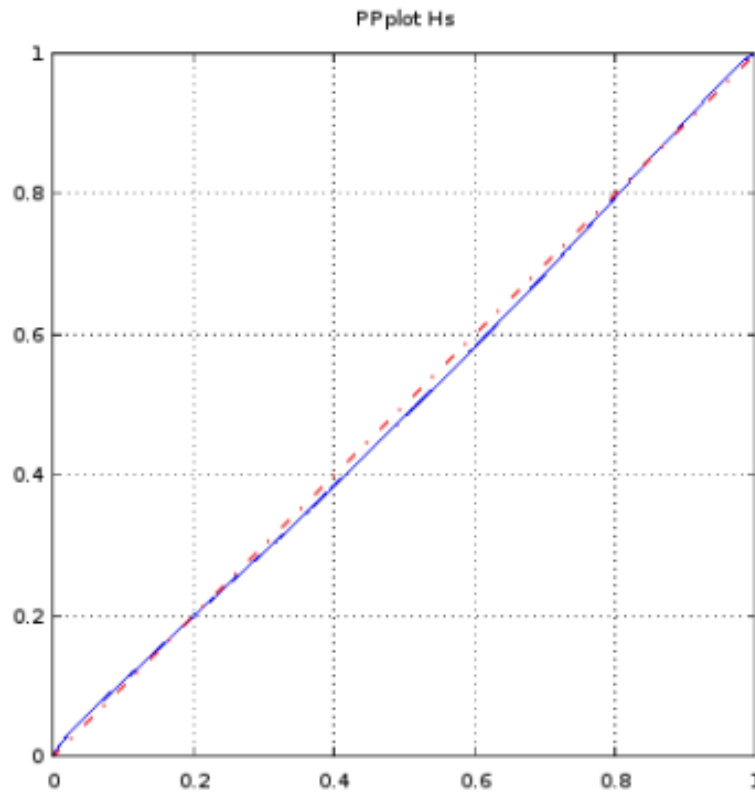


Figura 5.3: Gráfico probabilidad-probabilidad (P-P Plot) para altura de ola significativa (H_s)

Para el caso del período pico, según se observa en el histograma de la figura 5.4, la mayoría de los datos se encuentran aproximadamente en el rango de los 6 s a los 10 s, presentando un pico entre los 7 s y los 8 s aproximadamente.

Para el caso de la dirección pico, presentado en la figura 5.5, se tiene que la mayoría de los datos se encuentran entre los 80° y los 180° aproximadamente, con lo que el oleaje predominante proviene de las direcciones E a S, ya que los grados se dan según la convención náutica, indicando la dirección de donde proviene la ola, tomando el cero en el N, y un ángulo creciente en sentido horario. Se observan además dos modas, una del E y la otra del SSE.

Se realiza también una caracterización de a pares de variables, considerando (H_s, T_p) y (H_s, D_p) . Para esto se construyen tablas de doble entrada de estas variables (ver tablas 5.1, 5.2 y 5.3).

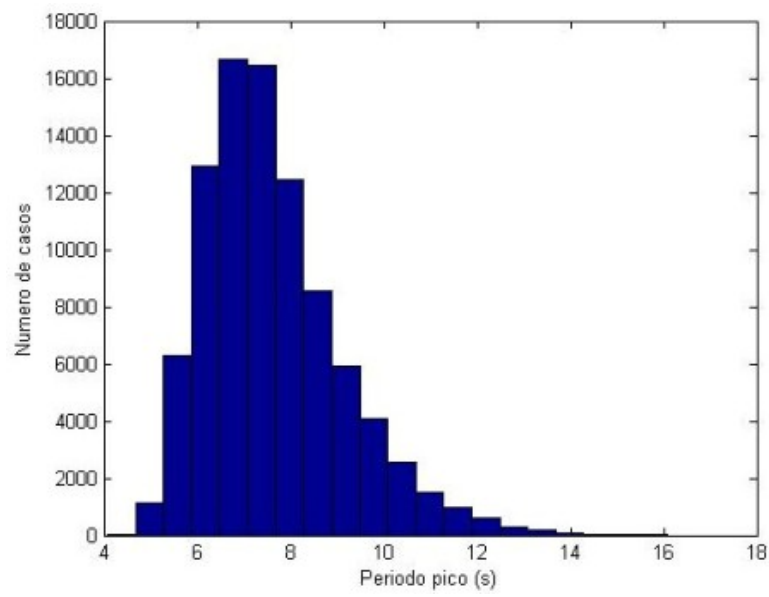


Figura 5.4: Histograma de período pico (T_p).

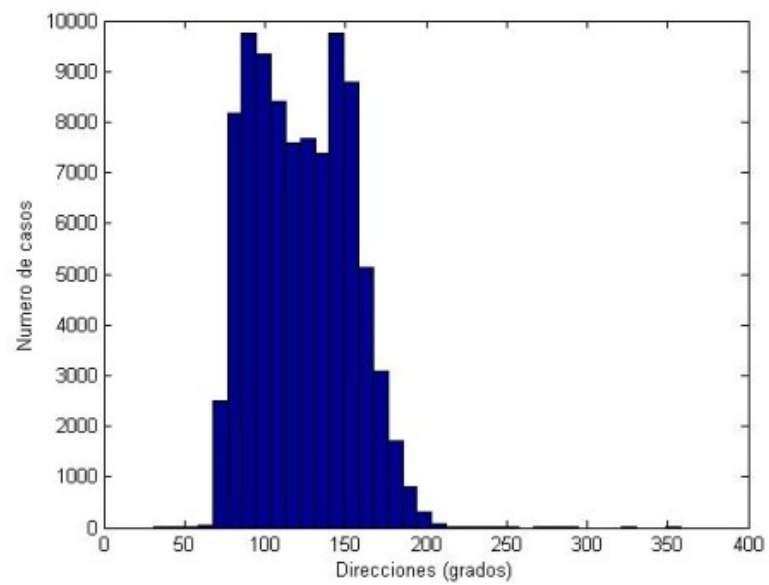


Figura 5.5: Histograma de dirección de pico espectral (D_p).

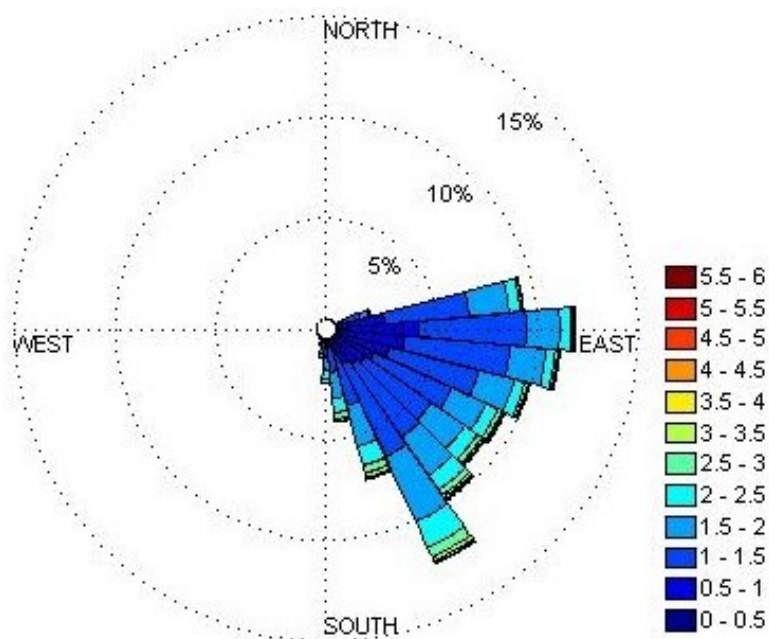


Figura 5.6: Rosa de oleaje (indicando dirección de proveniencia de olas).

En la tabla 5.1 se observa que la componente con mayor probabilidad de ocurrencia es la componente Este, y una altura de ola entre 1 y 1,5 m , con un 12% de probabilidad de ocurrencia. Se ve también que la mayor parte del oleaje está entre el E y el S, correspondiente a casi un 95 % de los datos. Un 43 % del tiempo la altura de ola es entre 1 y 1,5 m .

En la tabla 5.2 se observa que el periodo con mayor probabilidad de ocurrencia es el de 8 s , y una altura de ola entre 1 y 1.5 m , con un 21 % de probabilidad de ocurrencia. Se ve también que el 98 % del oleaje tiene un período entre 6 y 10 s .

Por otro lado, la ocurrencia conjunta de las variables (H_s, D_p) , se representa en una rosa de oleaje que puede verse en la figura 5.6. Además de apreciar que la ocurrencia conjunta presenta un pico en la dirección E y en la dirección SSE, como se veía en el histograma, puede verse que el oleaje en la dirección E es más moderado que en la dirección SSE.

Hs-Dp	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
0-0.5				0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%							0%	0%
0.5-1		0%		1%	8%	6%	4%	2%	1%	0%	0%						22%	22%
1-1.5			0%	2%	12%	10%	10%	8%	1%	0%	0%			0%			43%	65%
1.5-2	0%		0%	1%	4%	4%	5%	6%	2%	0%	0%	0%	0%	0%		0%	22%	87%
2-2.5			0%	0%	1%	1%	2%	2%	1%	0%	0%						8%	95%
2.5-3				0%	0%	0%	1%	1%	0%	0%							3%	98%
3-3.5				0%	0%	0%	0%	0%	0%								1%	99%
3.5-4					0%	0%	0%	0%	0%								0%	100%
4-4.5					0%	0%	0%	0%	0%								0%	100%
4.5-5					0%	0%	0%	0%									0%	100%
5-5.5					0%	0%	0%	0%									0%	100%
5.5-6					0%	0%	0%										0%	100%
Total	0%	0%	0%	5%	26%	22%	22%	20%	5%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	
Acum	0%	0%	0%	5%	30%	52%	74%	94%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%		

Tabla 5.1: Ocurrencia conjunta Hs-Dp.

Hs-Tp	6	8	10	12	14	16	Total	Acum.
0-0.5	0%	0%	0%	0%			0%	0%
0.5-1	3%	15%	3%	0%	0%		22%	22%
1-1.5	6%	24%	11%	1%	0%	0%	43%	65%
1.5-2	2%	11%	7%	2%	0%	0%	22%	87%
2-2.5	0%	4%	3%	1%	0%	0%	8%	95%
2.5-3		1%	1%	0%	0%	0%	3%	98%
3-3.5		0%	1%	0%	0%	0%	1%	99%
3.5-4		0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
4-4.5			0%	0%	0%		0%	100%
4.5-5			0%	0%	0%	0%	0%	100%
5-5.5			0%	0%	0%		0%	100%
5.5-6			0%	0%			0%	100%
Total	10%	56%	26%	6%	1%	0%	100%	
Acum.	10%	67%	93%	99%	100%	100%		

Tabla 5.2: Ocurrencia conjunta Hs-Tp.

Tp-Dp	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
6		0%	0%	3%	4%	1%	1%	1%	1%	0%	0%	0%	0%	0%			10%	10%
8	0%			2%	19%	14%	9%	8%	4%	0%	0%	0%	0%			0%	56%	67%
10					3%	7%	8%	8%	1%	0%							26%	93%
12					0%	1%	3%	3%	0%								6%	99%
14						0%	1%	0%									1%	100%
16							0%	0%									0%	100%
Total	0%	0%	0%	5%	26%	22%	22%	20%	5%	1%	0%	0%	0%	0%		0%	100%	
Acum.	0%	0%	0%	5%	30%	52%	74%	94%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%		

Tabla 5.3: Ocurrencia conjunta Tp-Dp.

5.1.2. Caracterización del régimen extremal

La caracterización del régimen extremal se realiza mediante el método denominado picos sobre el umbral. Se exploran umbrales correspondientes a los cuantiles desde 95 % a 99,8 %. Las series de datos obtenidas en cada caso se ajustan mediante una distribución de Pareto generalizada (GPD).

Los intervalos de confianza se determinan con el método de Bootstrapping, el cual se basa en un remuestreo con repetición de los datos originales.

El umbral de la altura de ola se determina evaluando el comportamiento de los gráficos de Vida media residual, parámetros de forma y escala de la distribución ajustada y picos anuales en función del umbral. Los criterios considerados son: del gráfico de vida media residual (MRLP), el umbral seleccionado debe estar en la zona que es lineal; del gráfico de forma, donde el umbral seleccionado debe encontrarse en la zona estable (parámetro de forma varía poco al variar el umbral); del gráfico de picos por año, es esperable que el umbral seleccionado presente entre 2 y 15 picos anuales aproximadamente; y del de escala, el umbral seleccionado debe encontrarse en la zona estable (parámetros de escala varía poco al variar el umbral). En la figura 5.7 se muestran los cuatro gráficos mencionados.

A su vez se visualizan los gráficos de umbral-altura de ola para los períodos de retorno 50, 100 y 1.000 años. El umbral a seleccionar debe encontrarse en la zona estable, esto es, que un

pequeño cambio en el valor del umbral, no genere un gran cambio en el valor de altura de ola del período de retorno considerado (ver figura 5.8).

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, se selecciona el umbral de altura de ola 2,7 metros, que corresponde al cuantil 96,75 %. Se grafica período de retorno contra altura de ola significativa para el umbral seleccionado, con el ajuste de la GPD y los intervalos de confianza determinados por el método de bootstrapping para un nivel de confianza del 90 % (figura 5.9).

En la tabla 5.4 se muestra la altura de ola significativa para distintos períodos de retorno, tendencia media y superior.

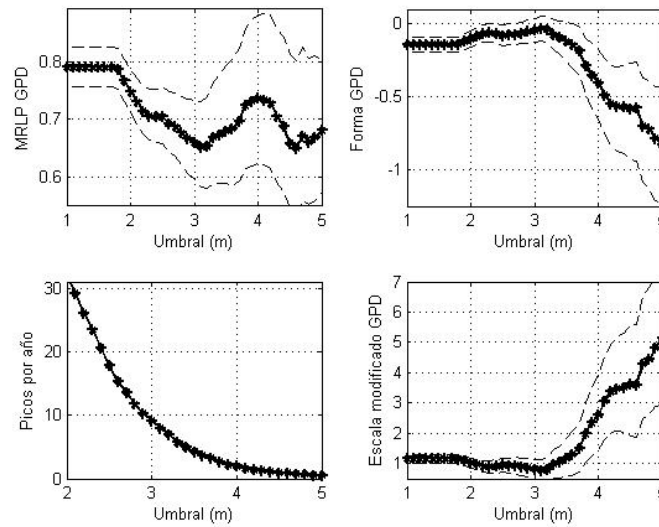


Figura 5.7: Gráficos para selección de umbral.

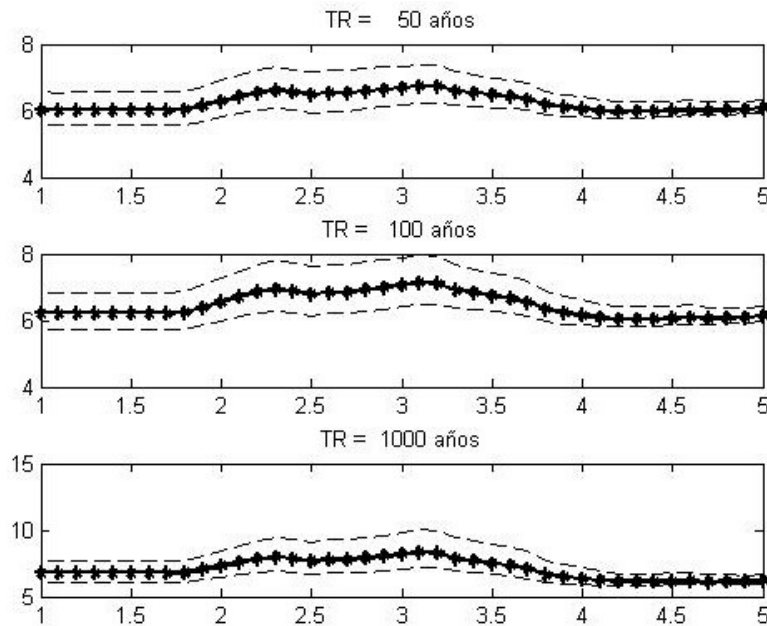


Figura 5.8: Umbral- H_s para distintos períodos de retorno.

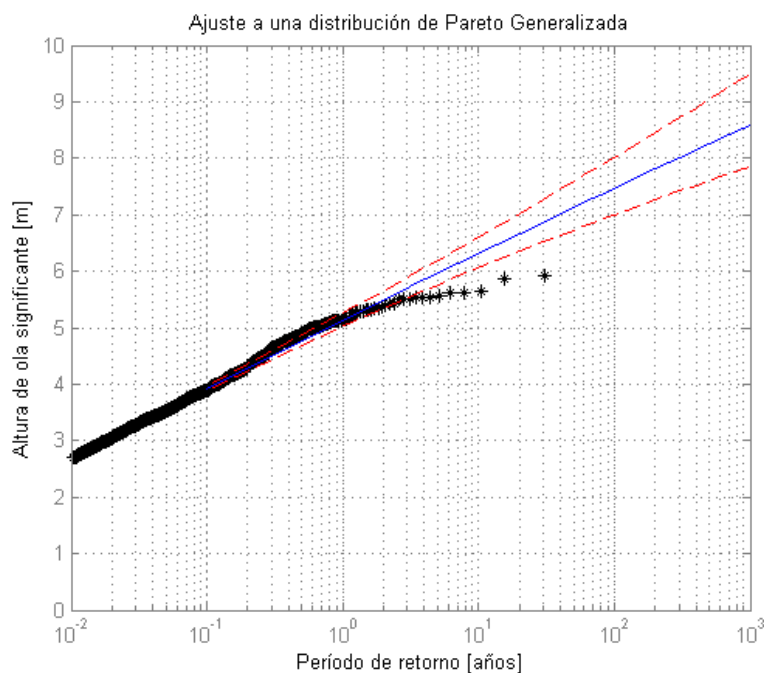


Figura 5.9: Ajuste a GPD, umbral 2,7 m.

Altura de ola significativa				
Tr (años)	5	20	50	100
Tendencia media (m)	5,97	6,67	7,12	7,47
Tendencia superior (m)	6,20	7,02	7,58	8,02

Tabla 5.4: Altura de ola significativa (m) para distintos períodos de retorno.

5.2. Caracterización de vientos

5.2.1. Caracterización del régimen medio

Los datos de viento provienen del reanálisis atmosférico global Climate Forecast System Reanalysis (CFSR), interpolados al punto $34,5831^{\circ}\text{S}$ - $53,8823^{\circ}\text{W}$. La resolución espacial de los campos de viento es de $0,5^{\circ} \times 0,5^{\circ}$ y abarca desde 1980 a 2010 con datos cada seis horas. La media de los módulos de la velocidad es $6,11 \text{ m/s}$ y su desviación estándar $2,61 \text{ m/s}$.

La figura 5.10 muestra el histograma del módulo de la velocidad del viento. Se observa que el grueso de los datos se concentra en velocidades entre 4 m/s y 8 m/s . El pico se presenta en los 6 m/s aproximadamente.

La figura 5.11 muestra el histograma de las direcciones de viento; la componente más importante aparece cerca de los 50° (NE) según la convención náutica. Luego, alrededor de los 200° (SSW) se presenta otro pico de menor frecuencia.

En la rosa de vientos (figura 5.12) se puede visualizar lo anterior, incorporándose además información del módulo de la velocidad. El comportamiento del viento según su dirección se analiza mediante una tabla de doble entrada (tabla 5.5), en la que puede verse que la mayor ocurrencia de eventos se da en las direcciones NNE hasta ENE.

vel-dir	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
0-3	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	11%	11%
3-6	3%	4%	4%	3%	3%	3%	2%	2%	2%	2%	2%	1%	1%	1%	2%	3%	40%	51%
6-9	3%	4%	5%	4%	2%	2%	2%	2%	2%	3%	2%	2%	1%	1%	1%	2%	36%	87%
9-12	0%	1%	2%	1%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	1%	1%	0%	0%	0%	0%	11%	98%
12-15	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	100%
15-18	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
18-21			0%		0%		0%		0%	0%	0%	0%		0%			0%	100%
Total	7%	9%	11%	9%	7%	6%	5%	6%	6%	7%	6%	5%	4%	3%	4%	5%	100%	
Acum.	7%	16%	27%	37%	43%	49%	55%	60%	67%	74%	80%	84%	88%	91%	95%	100%		

Tabla 5.5: Ocurrencia conjunta de velocidad de viento (m/s) y dirección.

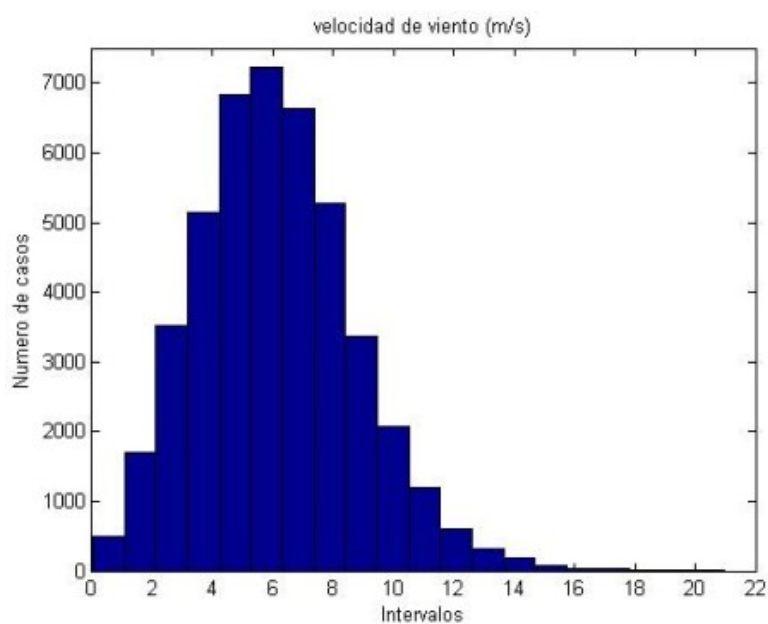


Figura 5.10: Histograma del módulo de velocidad de viento.

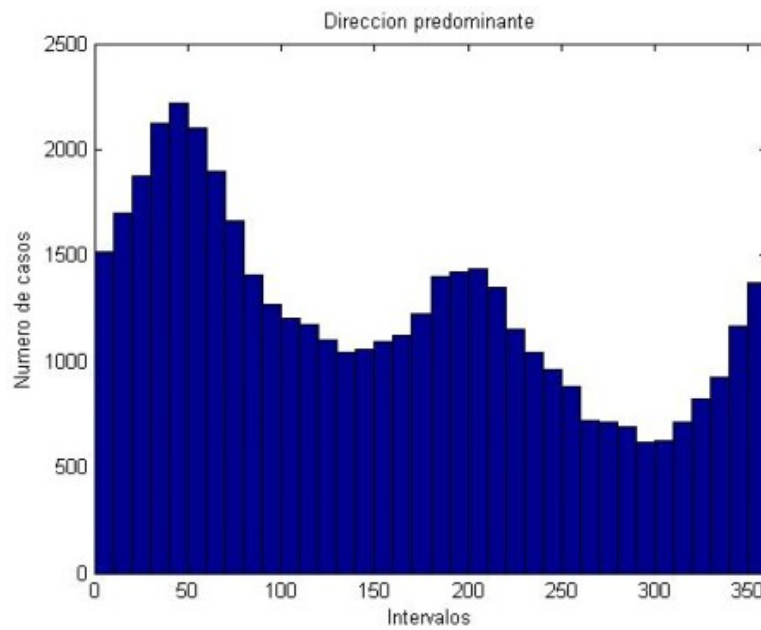


Figura 5.11: Histograma de direcciones de viento.

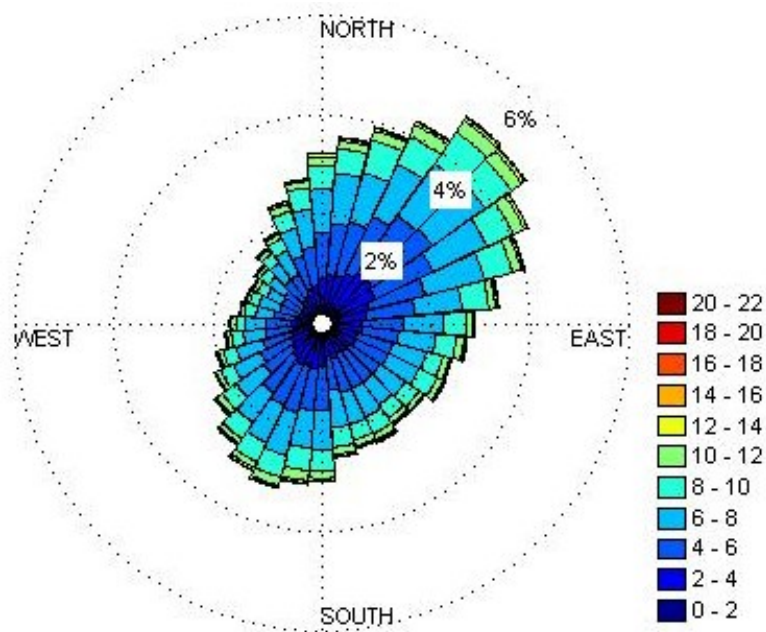


Figura 5.12: Rosa de viento.

Se ajustan distintas funciones de distribución a la serie de datos de viento, a saber; Rayleigh, Gamma, Weibull y Log-normal. Se grafican los resultados de los ajustes obtenidos de modo de tener una indicación visual de que función de distribución pueda tener un mejor ajuste a los datos y qué distribuciones se pueden descartar. Según lo que se observa en la figura 5.13, se descartan las distribuciones de Rayleigh y Log-normal.

En las figuras 5.14 y 5.15 se muestran los gráficos de probabilidad de las distribuciones Gamma y Weibull respectivamente. Se puede ver que en el ajuste mediante la distribución Gamma,

la probabilidad que la función otorga a los valores superiores a los 10 m/s aproximadamente es inferior a la frecuencia muestral relativa de los mismos. Por otro lado, el ajuste mediante la distribución de Weibull entrega valores de probabilidad más cercanos a los de frecuencia muestral relativa para velocidades de viento superiores a 1 m/s aproximadamente (más del 99 % de los datos). En función de lo anterior, se decide utilizar la función de distribución de Weibull para el ajuste del régimen medio de vientos.

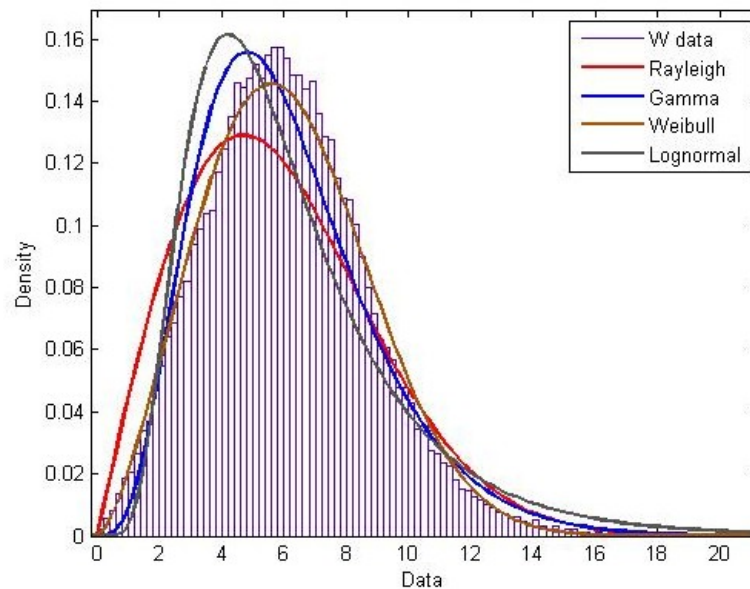


Figura 5.13: Ajuste de las distintas funciones de distribución.

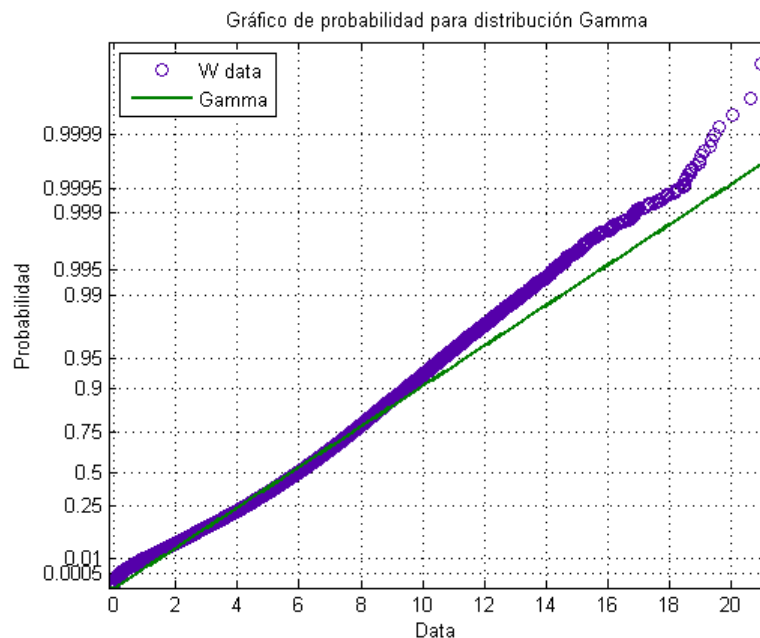


Figura 5.14: Gráfico de probabilidad para distribución Gamma.

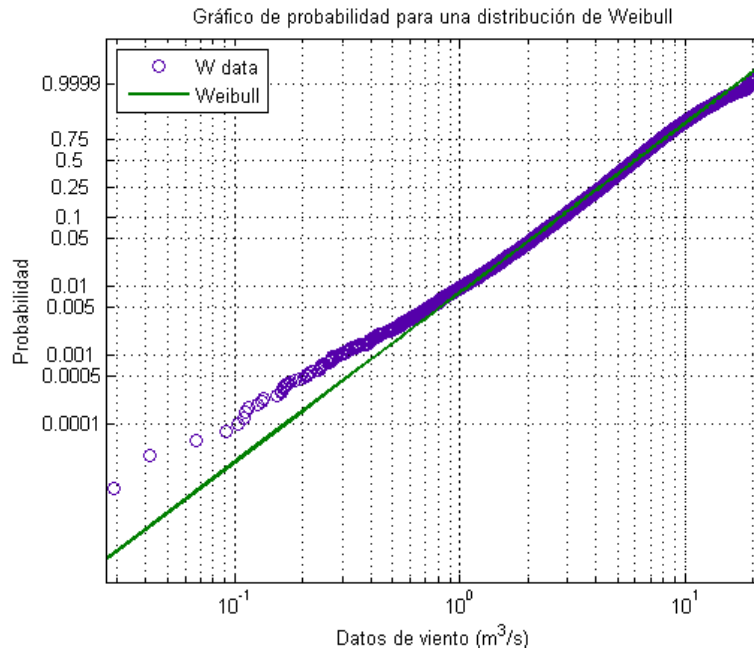


Figura 5.15: Gráfico de probabilidad para distribución de Weibull.

5.2.2. Caracterización del régimen extremal

Se realiza una caracterización del régimen extremal de los datos de viento. Los datos se ajustan con una distribución de Pareto generalizada, que también es apropiada para ajustar extremos de datos de viento.

El valor del umbral de la velocidad de viento se determina siguiendo la misma metodología que para el caso de oleaje. El umbral seleccionado para la definición de eventos extremos es 13,5 m/s y corresponde al percentil 99,15 %. En la figura 5.16 se muestran los gráficos MRLP, de forma, de picos por año y de escala para los distintos umbrales. En la figura 5.17 se muestra la variación del módulo de la velocidad de viento respecto al umbral para los períodos de retorno 50, 100 y 500 años y en la figura 5.18 se muestra el gráfico de módulo de velocidad de viento contra período de retorno para el umbral seleccionado, el ajuste con Pareto y los intervalos de confianza determinados con el método de Bootstrapping. Se observa que, al igual que en la caracterización del régimen extremal de oleaje. En la Tabla 14 se muestra un resumen de velocidad de viento para distintos períodos de retorno, la tendencia media y superior.

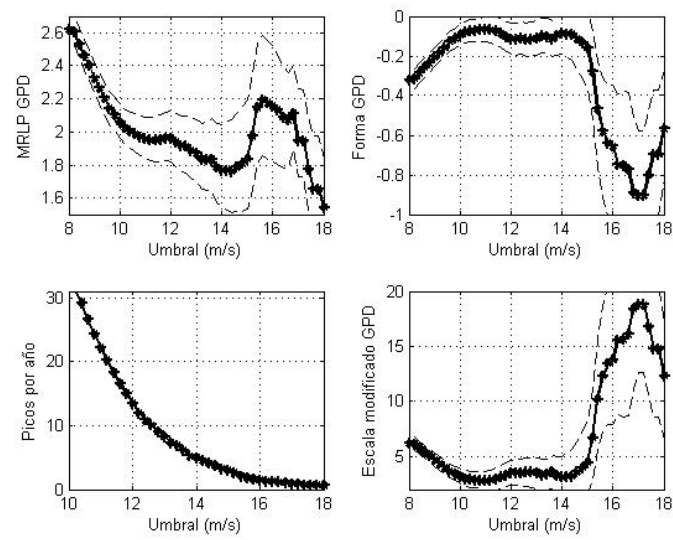


Figura 5.16: Gráficos para selección de umbral.

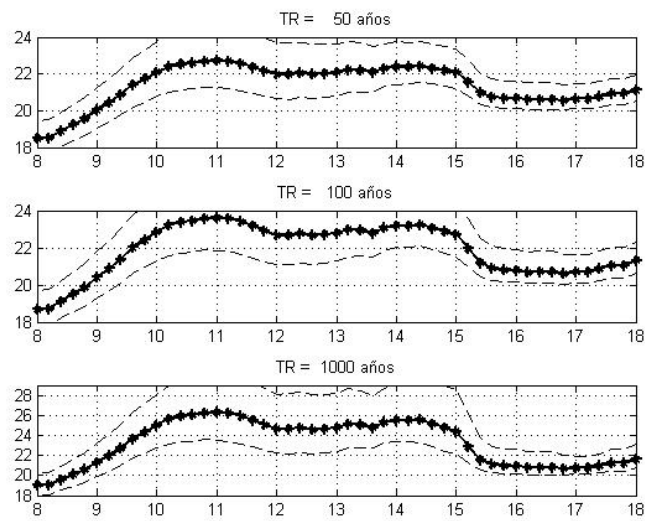


Figura 5.17: Umbral - velocidad de viento para distintos períodos de retorno.

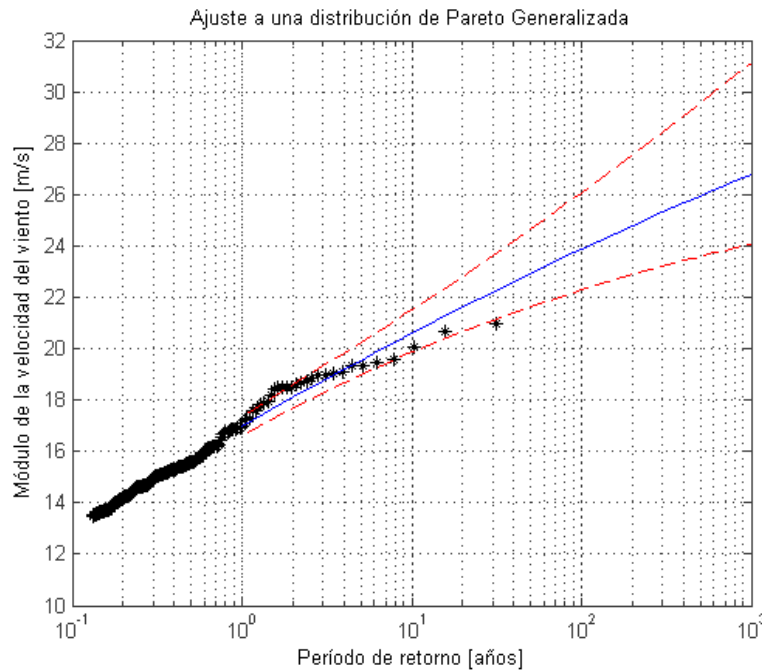


Figura 5.18: Ajuste con distribución de Pareto generalizada para extremo de serie de datos de viento.

Velocidad de viento				
Tr (años)	5	20	50	100
Tendencia media (m/s)	19,6	21,6	22,9	23,9
Tendencia superior (m/s)	20,2	22,8	24,6	26,1

Tabla 5.6: Velocidades de viento para distintos períodos de retorno.

5.3. Caracterización de niveles de mar

Se cuenta con una serie de datos de nivel del mar referidos al cero PRH registrados en el Puerto de La Paloma, Rocha, desde el 09/01/1912 hasta el 30/06/2011. Para esta serie se identifican en un principio dos problemas:

- Presenta varios huecos, es decir, períodos donde no se registraron datos de nivel, que corresponden aproximadamente a la mitad del tiempo transcurrido entre la fecha inicial y la final del registro (ver figura).
- El número de registros diarios es variable, habiendo tramos de datos con un registro por día, otros, con 3 o 4 registros por día, y otros con registros horarios, o cada 15 minutos.

Como primer paso para el análisis de la calidad de los datos, se descartan los días que cuentan con un solo registro de nivel. Luego de hecho esto, se separan los tramos continuos del registro, esto es, los tramos con datos en días consecutivos.

Se identifica el tramo continuo más largo como el que va desde el 01/05/1978 hasta el 11/09/1986, contando con un total de 8 años, 5 meses y 11 días de datos. Se trabaja primero

con esta serie, para luego verificar si se puede realizar la misma caracterización a la serie completa de datos.

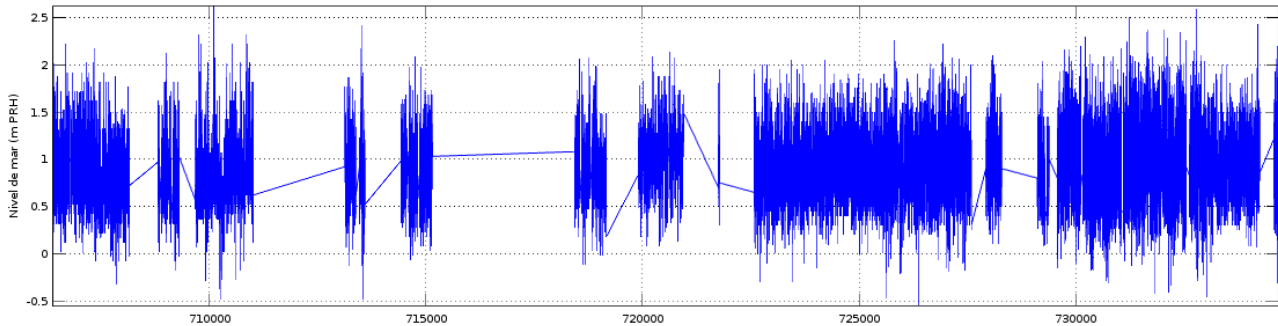


Figura 5.19: Serie de niveles registrados en el puerto de La Paloma respecto al 0 PRH.

5.3.1. Caracterización del régimen medio

La caracterización del régimen medio y el régimen extremal se realizan con el tramo continuo más largo, con una frecuencia mínima de tres datos diarios y máxima de cuatro datos por hora. Para esto se realiza en primera instancia una separación de los datos en los correspondientes a marea astronómica y marea meteorológica.

La marea astronómica es una componente determinista de la onda de marea, causada por las interacciones gravitacionales del sistema Sol-Tierra-Luna. En función de esto, está conformada por componentes con frecuencias conocidas. Las componentes principales son la S_2 , que representa la rotación de la Tierra relativa al Sol, y la M_2 , que representa la rotación de la Tierra relativa a la Luna (Steacy Dopp Hicks (2006), Understanding Tides, U.S. Department of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Ocean Service). En términos de la componente M_2 , Uruguay se encuentra en una zona “micromareal”, donde esta componente tiene una amplitud de unos 20 a 30 cm (Accad, Y. & Pekeris, C.L. (1978), “Solution of the Tidal Equations for the M2 and S2 Tides in the World Oceans from a Knowledge of the Tidal Potential Alone”, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A 270 (1368): 235–266.). Las componentes mencionadas son semidiurnas (i.e. tienen un período aproximado de 12 horas solares).

Por otro lado, la marea meteorológica está asociada, según indica su nombre, a eventos meteorológicos (tormentas, vientos, etc.) que interaccionen con el cuerpo de agua generando modificaciones en su nivel, las cuales tienen carácter aleatorio, al igual que sus forzantes.

Los registros de niveles son una superposición de los efectos de la marea astronómica y la meteorológica. Se busca separar la componente astronómica de la meteorológica, ya que la primera tiene carácter determinista, mientras que la segunda tiene carácter aleatorio. Para hacer esto se consideran dos aproximaciones:

1. Cálculo de una media móvil de la serie de datos de niveles con una ventana de 24 horas, de modo de filtrar componentes de período menor, obteniendo así una aproximación a la marea meteorológica.
2. Cálculo de la componente de marea astronómica mediante la utilización de la rutina computacional T-Tide (R. Pawlowicz, B. Beardsley, and S. Lentz (2002), Classical tidal harmonic analysis including error estimates in MATLAB using T_TIDE”, Computers and

Geosciences 28, 929-937) que permite ajustar las distintas componentes de marea a la serie de datos.

5.3.1.1. Marea astronómica

La marea astronómica se caracteriza utilizando el programa T-Tide (ver figura 5.20), que tiene en cuenta las frecuencias correspondientes a marea astronómica. Se le resta esta componente a la serie de oleaje y se obtiene la marea meteorológica. Este resultado se compara con la media móvil. En la figura 5.21 se aprecia que presentan un comportamiento muy similar, por lo que el método de la media móvil resulta representativo. Se presentan en la tabla 5.7 los resultados de frecuencia, en ciclos por día, amplitud, en metros y fase, en grados relativos a Greenwich para las componentes de la marea meteorológica con amplitudes mayores a un centímetro.

Componente	Frec. (ciclos/h)	Amp. (m)	Fase (grados)
SSA	0,0002	0,04	207
MSM	0,0013	0,02	320
MM	0,0015	0,03	332
MF	0,0031	0,02	2
*Q1	0,0372	0,02	352
*O1	0,0387	0,05	248
*P1	0,0416	0,01	85
*K1	0,0418	0,05	71
*2N2	0,0775	0,01	201
*N2	0,0790	0,06	138
*NU2	0,0792	0,01	177
*M2	0,0805	0,11	72
*S2	0,0833	0,02	325
*K2	0,0836	0,01	159
*MN4	0,1595	0,03	144
*M4	0,1610	0,07	99
*MS4	0,1638	0,03	308

Tabla 5.7: Frecuencias, amplitudes y fases para componentes principales de la marea astronómica.

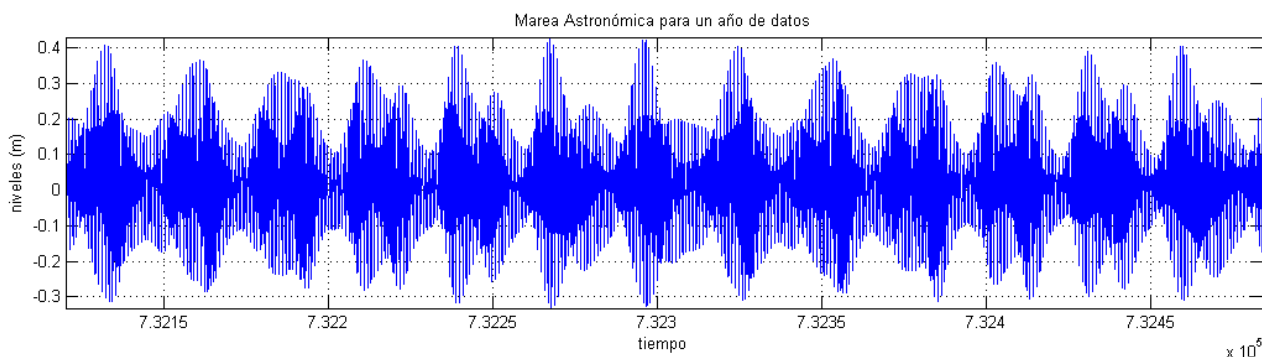


Figura 5.20: Marea astronómica para un año de datos.

5.3.1.2. Marea meteorológica

Los datos de marea meteorológica se obtienen calculando la media móvil de los datos de niveles, con una ventana de 24 horas, de modo de filtrar las variaciones con un período menor, como lo son las componentes principales de la marea astronómica (tabla 5.8). Asimismo, la componente de marea astronómica puede obtenerse restando la serie de marea meteorológica a la serie de niveles.

De las series de datos obtenidas se puede ver que la media móvil caracteriza correctamente la marea meteorológica. Se realiza una comparación de la marea meteorológica obtenida del cálculo de la media móvil de 24 horas, con la obtenida de la resta de marea astronómica calculada con el T-Tide a la serie de datos de niveles, para un año de datos de la serie (figura 5.21). En esta comparación se puede ver que el comportamiento de la serie obtenida mediante la media móvil es casi idéntico al de la obtenida restando la marea astronómica. En función de esto, se utiliza el procedimiento de la media móvil para caracterizar la marea meteorológica, ya que es más adecuado a las características de la serie de datos con la que se cuenta.

Componente	Frec. (ciclos/h)	Amp. (m)	Fase (grados)
*P1	0,0416	0,01	85
*K1	0,0418	0,05	71
*2N2	0,0775	0,01	201
*N2	0,0790	0,06	138
*NU2	0,0792	0,01	177
*M2	0,0805	0,11	72
*S2	0,0833	0,02	325
*K2	0,0836	0,01	159
*MN4	0,1595	0,03	144
*M4	0,1610	0,07	99
*MS4	0,1638	0,03	308

Tabla 5.8: Componentes filtradas con media móvil (frecuencia menor a 1 ciclo por día).

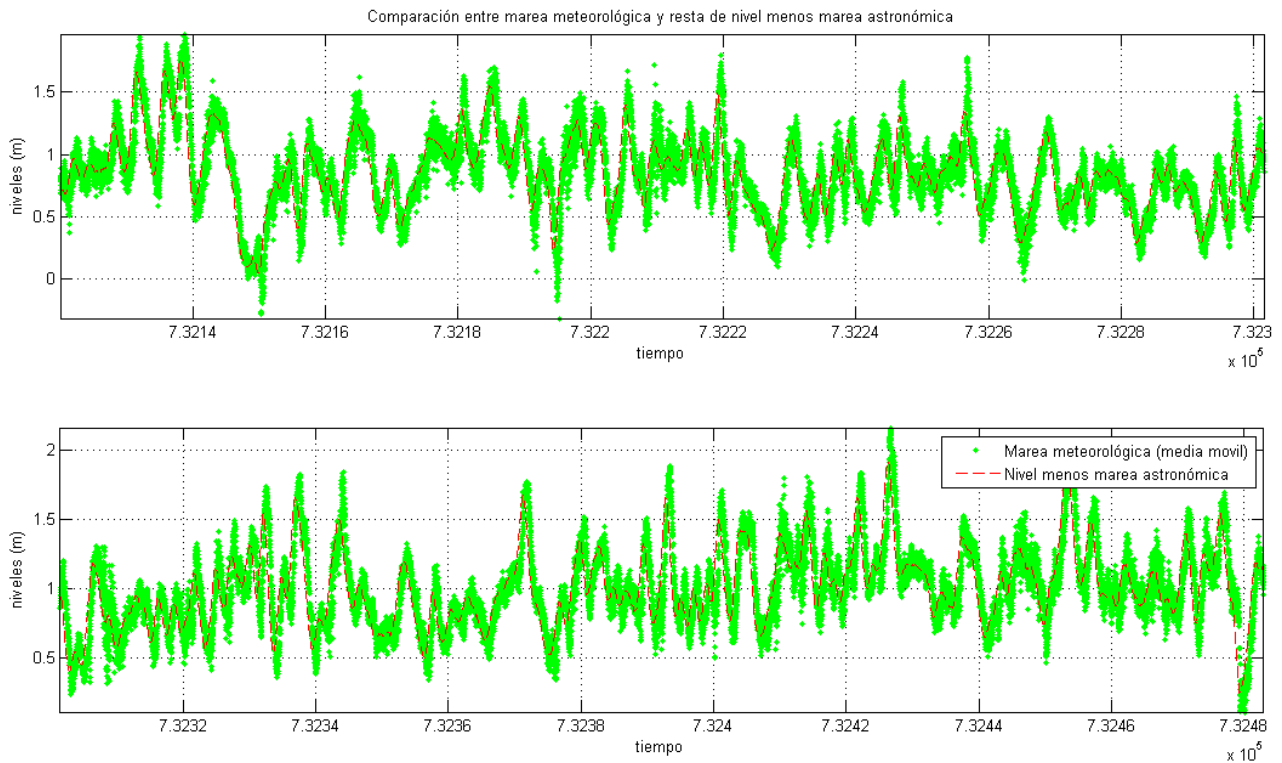


Figura 5.21: Comparación entre marea meteorológica obtenida con la media móvil (verde) y la resta del nivel menos la marea astronómica obtenida del T_tide (roja).

5.3.2. Caracterización del régimen extremal de marea meteorológica

La caracterización del régimen extremal se realiza tanto para máximos como para mínimos, ya que los niveles mínimos serán utilizados para determinar la profundidad de las áreas de navegación y flotación del puerto. Lo anterior se hace para la serie de marea meteorológica calculada utilizando una media móvil con ventana de 24 horas, sumado a un nivel debido a la marea astronómica de 0,43 metros, que corresponde al máximo de marea viva del análisis con T-Tide.

5.3.2.1. Caracterización de máximos

Para la caracterización de máximos se validó la serie completa con la serie de 8 años (ver sección A). Una vez obtenida la serie de marea meteorológica, se realiza el análisis de régimen extremal de la misma. Para esto, se utiliza el método de picos sobre el umbral tanto para la serie de ocho años y como para la serie completa. Para determinar los umbrales se sigue la misma metodología que en oleaje.

En la figura 5.22 y en la figura 5.23 se muestran los mismos gráficos pero para la serie completa de niveles. Del mismo modo, se selecciona un umbral de 1,4 m PRH. En la figura 5.24 se muestra el ajuste mediante GPD para la serie completa.

En la tabla 5.9 se muestran los valores obtenidos para la tendencia media del ajuste de la GPD y el intervalo superior de confianza, para $Tr=50$ años y $Tr=100$ años.

Niveles máximos		
Tr (años)	50	100
Tendencia media (m)	2,16	2,3
Tendencia superior (m)	2,23	2,4

Tabla 5.9: Valores de niveles obtenidos para los umbrales seleccionados, para $Tr=50$ años y $Tr=100$ años, tendencia media e intervalo de confianza superior.

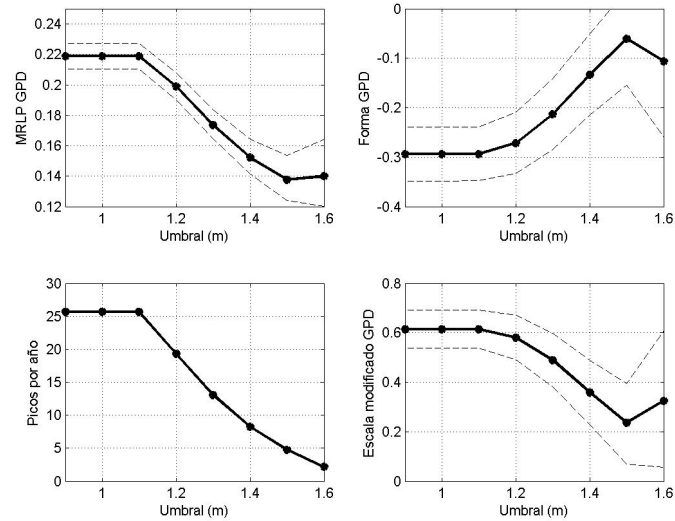


Figura 5.22: Gráficos para selección de umbral para la serie completa de niveles.

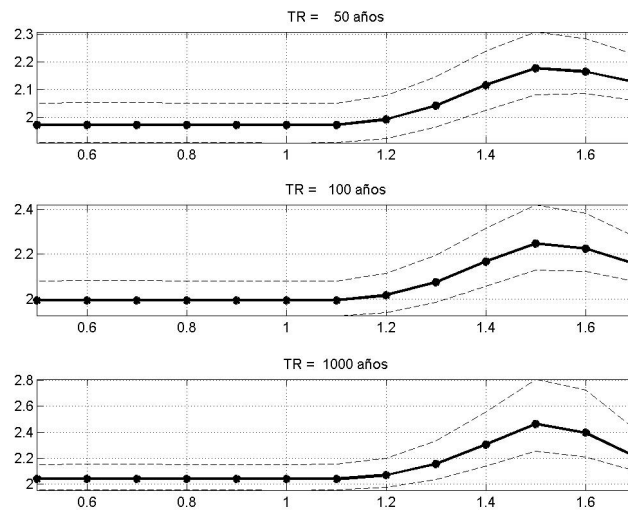


Figura 5.23: Umbral-nivel para distintos períodos de retorno para serie completa de niveles.

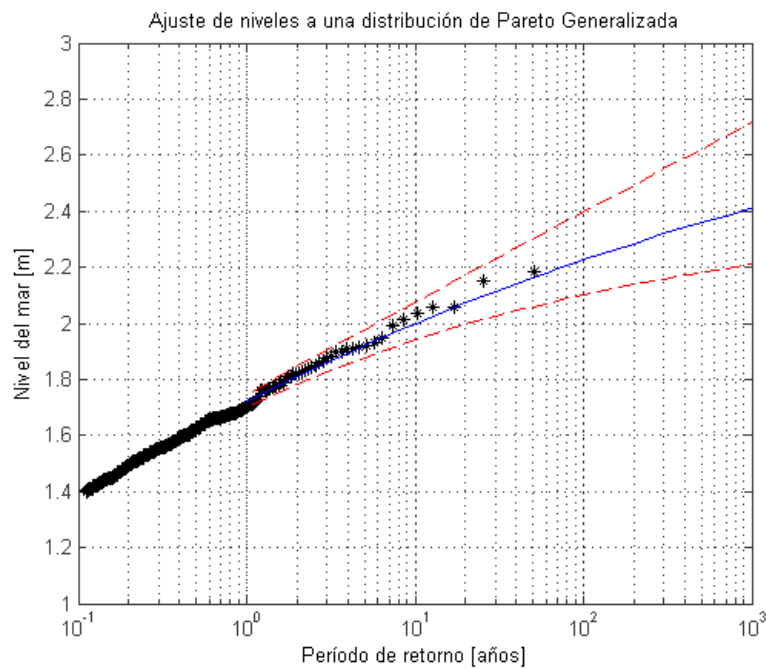


Figura 5.24: Ajuste de GPD para serie completa.

5.3.2.2. Caracterización de mínimos

La caracterización de los niveles mínimos se hace siguiendo una metodología análoga a la caracterización de máximos, pero aplicada a los valores de la serie multiplicados por -1. De este modo, para la serie completa el valor umbral corresponde a 0,4 *m* PRH. En la tabla 5.10 se muestran los valores de nivel mínimo para periodos de retorno de 50 y 100 años. En las figuras 5.25 a 5.27 se muestran los gráficos utilizados para determinar el umbral de niveles y el ajuste a una GPD.

Niveles mínimos		
Tr (años)	50	100
Tendencia media (m)	-0.23	-0.30
Tendencia superior (m)	-0.39	-0.50

Tabla 5.10: Valores de niveles para periodos de retorno de 50 y 100 años, estimación de tendencia central y límite superior de intervalo de confianza.

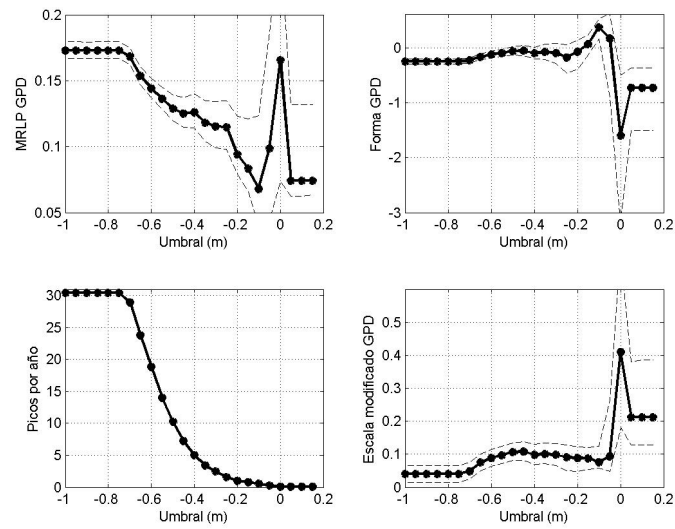


Figura 5.25: Gráficos para selección de umbral para la serie completa de niveles.

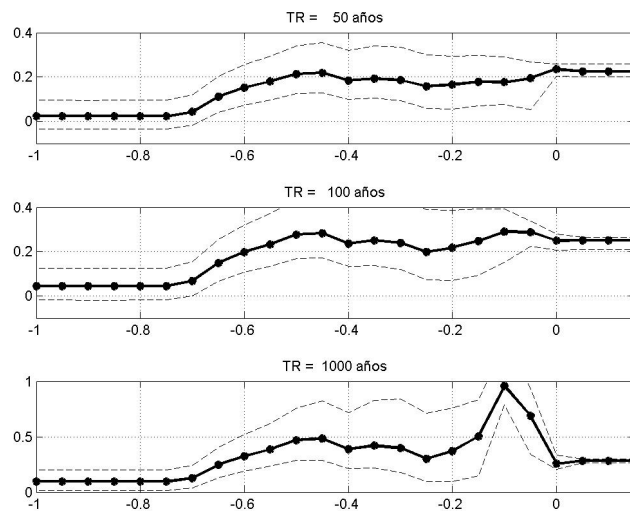


Figura 5.26: Umbral-nivel para distintos períodos de retorno para serie completa de niveles.

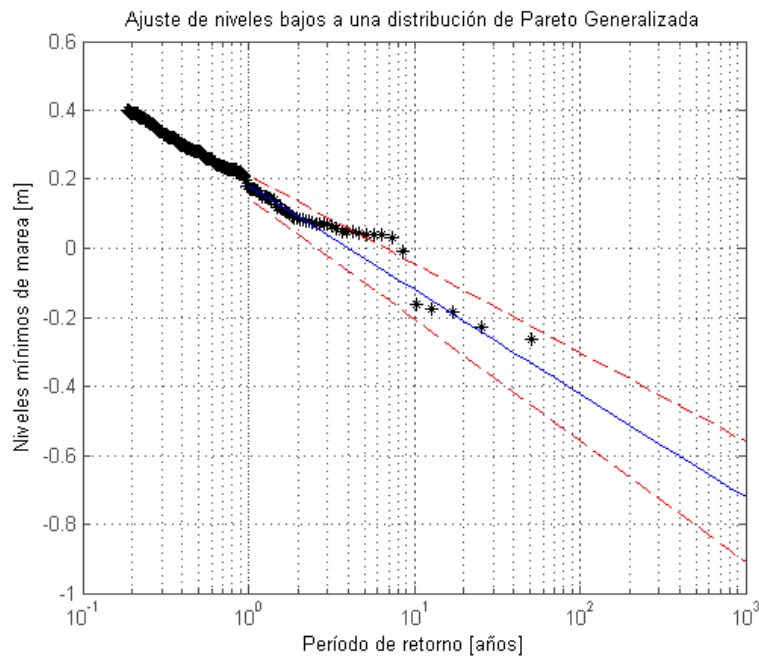


Figura 5.27: Ajuste a GPD de niveles mínimos para serie completa.

5.4. Propagación de oleaje

La propagación del oleaje tiene como objetivo la determinación de la altura, período y dirección del oleaje, parámetros espectrales que describen estadísticamente el comportamiento del oleaje, en un punto de interés cercano a la costa, a partir de los mismos parámetros de ese estado de mar, mar adentro. Estos datos se deben determinar ya que son relevantes para el diseño de las distintas estructuras portuarias.

Para realizar esta determinación, se parte de la serie de datos de oleaje mar adentro analizada anteriormente (ver Capítulo Información estadística de oleaje, viento, corrientes). Para esta serie de datos, se halla la frecuencia muestral relativa de distintos estados de mar, definidos por un rango de valores de altura significativa, dirección y período pico, tomando todas las combinaciones posibles entre estos. Los rangos utilizados son:

- Altura significativa: desde 0,0 m hasta 6,0 m cada 0,5 m.
- Dirección: desde 30 ° N hasta 360 ° N cada 10 °.
- Período pico: desde 4,0 s hasta 17,0 s cada 1,0 s.

La combinación de estos rangos determina 5.148 estados de mar posibles. De estos estados de mar, los que efectivamente presentan una frecuencia muestral relativa diferente de cero son solamente 731. Estos 731 estados de mar son propagados utilizando el modelo computacional SWAN. Para poder utilizar el modelo se requieren las siguientes entradas de datos y definiciones:

- Definición de grillas de cálculo.
- Información de batimetría para las grillas de cálculo.
- Condiciones de borde de oleaje.
- Nivel del mar.

- Presencia de estructuras (diques).

Se consideran dos grillas de cálculo; una “gruesa”, de 130 por 30 km de lado, con una inclinación de 45° respecto al N, y elementos cuadrados de 0,5 km de lado; y una “fina”, de 10 por 13,5 km de lado, con una inclinación de 45° respecto al N, y elementos cuadrados de 50 m de lado. Las grillas se muestran en la figura 5.29 y en la figura 5.30.

Se trabaja con las grillas en modalidad de anidamiento, esto es, se realizan los cálculos en la grilla gruesa con condiciones de borde dadas (estados de mar en aguas profundas), para luego exportar los datos de condiciones de borde para los límites de la grilla fina, y calcular con esa grilla. De este modo se disminuye la influencia de posibles anomalías debidas a cómo se ingresaron las condiciones de borde en la grilla gruesa.

Las condiciones de borde de estado de mar se toman como uniformes a lo largo del contorno de la malla gruesa que se encuentra en el mar, a una distancia de la costa mayor a 2 km aproximadamente. Las condiciones de contorno para la malla fina se obtienen exportando los resultados obtenidos en la malla gruesa. Para las simulaciones se utiliza el nivel medio de mar, el cual es de 0,92 m respecto al cero Wharton.

Para las simulaciones se consideran tres escenarios posibles respecto a la batimetría del sitio y la presencia de estructuras, los cuales son:

1. Batimetría actual y sin estructuras de abrigo.
2. Batimetría modificada por el puerto y sin estructuras de abrigo (se considera que las áreas de flotación y navegación ya se encuentran dragadas a sus cotas finales, pero sin estar implementados aún los diques de abrigo).
3. Batimetría modificada por el puerto y con estructuras de abrigo (es análoga a la anterior pero con la presencia de los diques de abrigo).

La grilla de cálculo “gruesa” es la misma para todos los casos, contemplando la batimetría actual. Se modifica la batimetría en la grilla fina, y se agregan las estructuras de abrigo en el tercer caso. La interacción de las estructuras de abrigo con el oleaje se representa a través de la utilización de coeficientes de transmisión, absorción y reflexión, los cuales indican cómo se distribuye la energía del oleaje incidente entre los tres fenómenos (transmisión de la energía desde el lado de mar al lado abrigado principalmente por sobrepasamiento de los diques, absorción de la energía por parte de la estructura, reflexión de la energía hacia el lado de mar). Para la simulación en el tercer caso se considera a los coeficientes de reflexión y transmisión nulos (no se considera reflexión ya que las alturas de ola de diseño son a pie de dique sin la presencia de éste, y no se considera transmisión porque para las alturas de ola en condiciones medias no habrá sobrepasamiento de los diques), haciendo que toda la energía del oleaje incidente sobre las estructuras de abrigo sea disipada por absorción.

Para los datos de batimetría sin afectar por el puerto, se utiliza el relevamiento batimétrico presentado en la Carta Náutica N.º 3, la cual cubre el área de interés. Para los datos de batimetría afectada por el puerto, se utilizan los valores de diseño calculados para las áreas de flotación y navegación. La batimetría de las mallas de cálculo se puede ver en las figuras 5.29, 5.30 y 5.31.

A partir de las simulaciones con cada uno de los estados de mar y cada uno de los escenarios considerados, se obtienen los datos de altura de ola significativa, período pico y dirección, para todos los puntos de la grilla de cálculo, y en particular, para los puntos más comprometidos de cada tramo de dique.

Los estados de mar de salida, esto es, los obtenidos en los puntos de interés, se procesan asociándoles el valor de frecuencia muestral relativa del estado de mar de entrada correspondiente. Se consideran nuevos rangos para los valores de altura de ola significativa, período pico y dirección en función de los estados de mar de salida, y a cada nuevo estado obtenido de la combinación de estos rangos se le asocia la frecuencia suma de las frecuencias muestrales relativas de los estados de mar de salida que caigan en el rango correspondiente. Se obtiene de este modo tablas de frecuencia de ocurrencia para las distintas combinaciones de las variables consideradas. A modo de ejemplo se muestran las tablas de ocurrencia conjunta de H_s - T_p , H_s - D_p y T_p - D_p para el punto más comprometido del Tramo III (ver figura 5.28) en los tres escenarios considerados (tablas 5.11 a 5.19).

Se presentan a modo ilustrativo resultados de los campos de altura de ola significativa para la grilla gruesa y grilla fina en los distintos escenarios considerados, para un estado de mar en aguas profundas con $H_s = 3,25$ m, $T_p = 10,5$ s y $D_p = 95^\circ$.

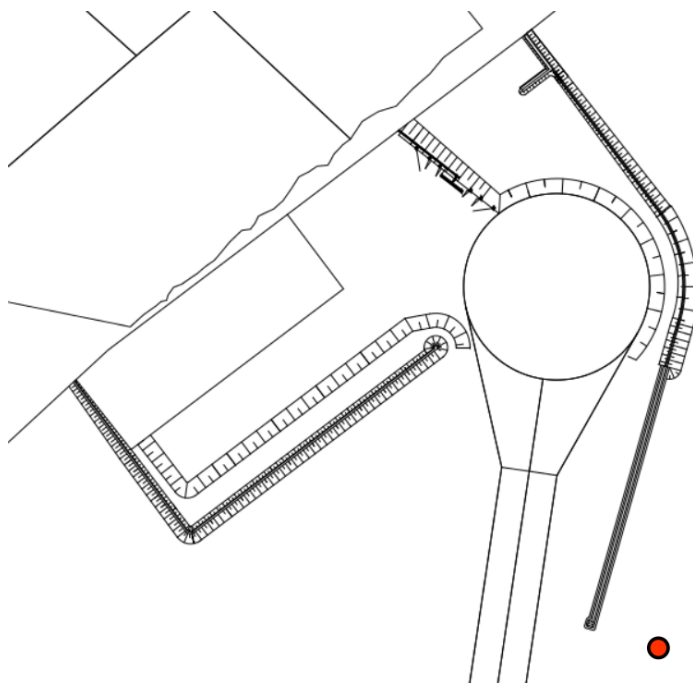


Figura 5.28: Punto más comprometido del Tramo III.

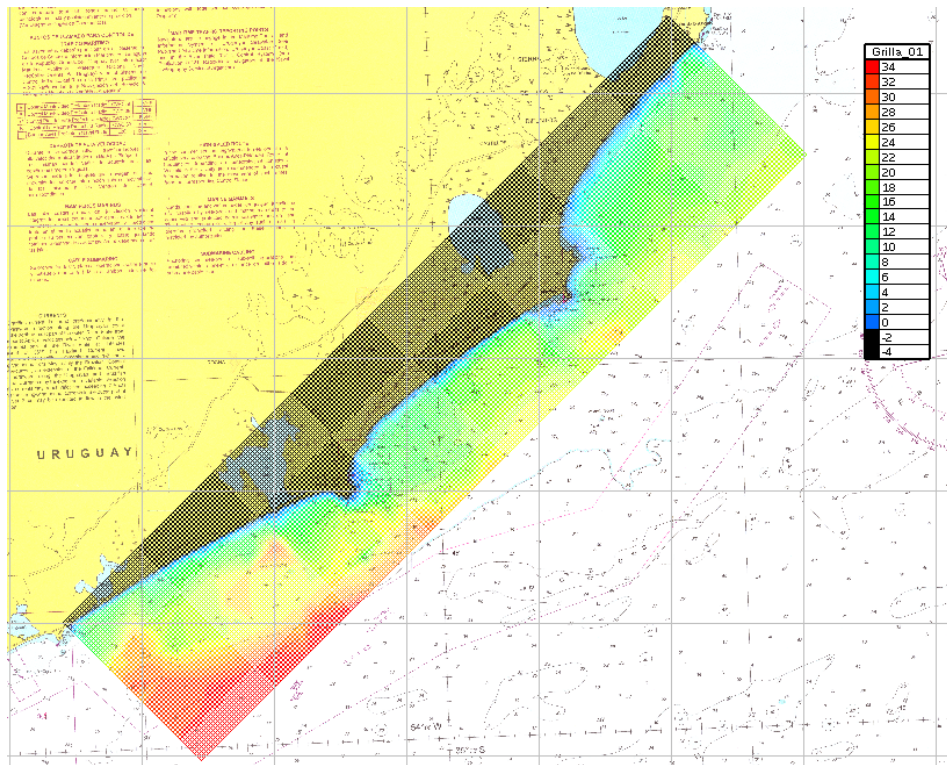


Figura 5.29: Grilla "gruesa" para modelo SWAN.

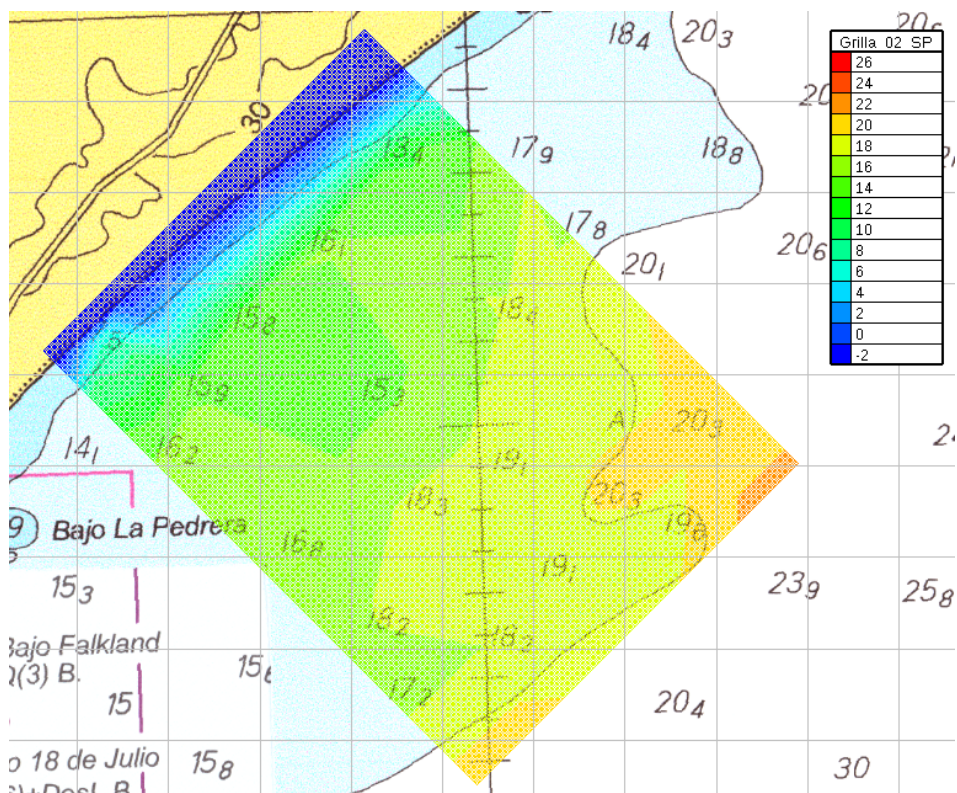


Figura 5.30: Grilla "fina" para modelo SWAN, con batimetría actual.

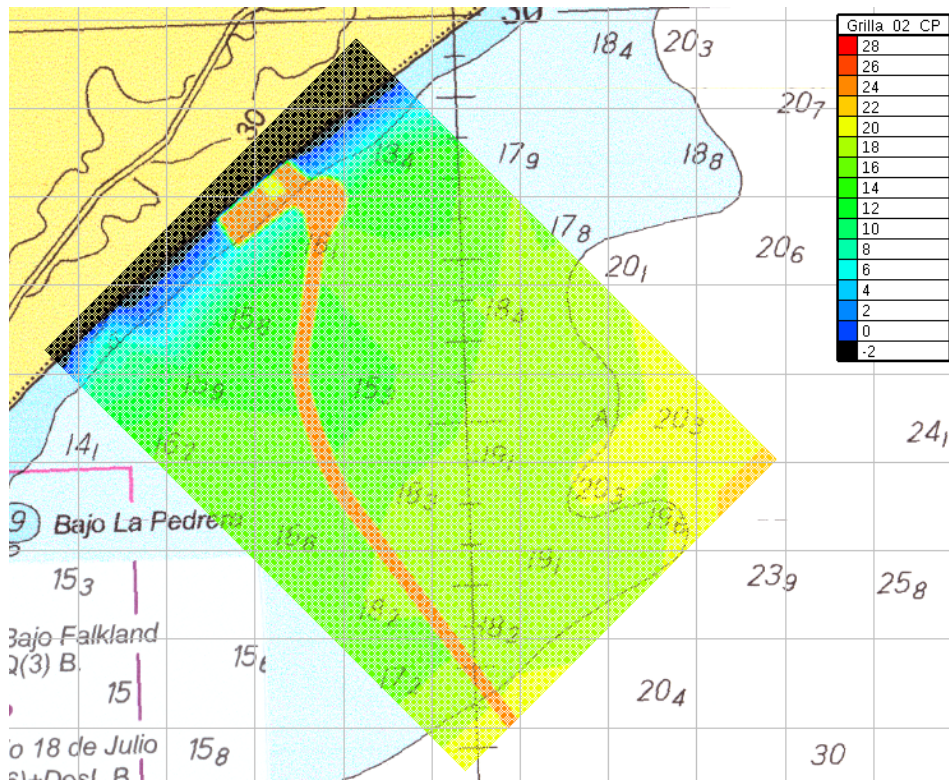


Figura 5.31: Grilla "fina" para modelo SWAN, con batimetría afectada por el Puerto.

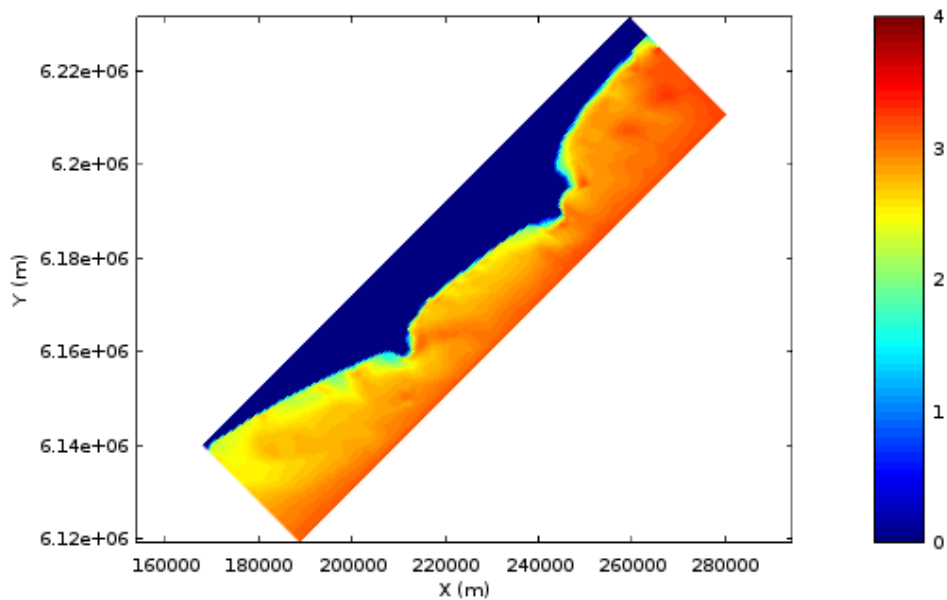


Figura 5.32: Altura de ola significativa (m) para grilla gruesa.

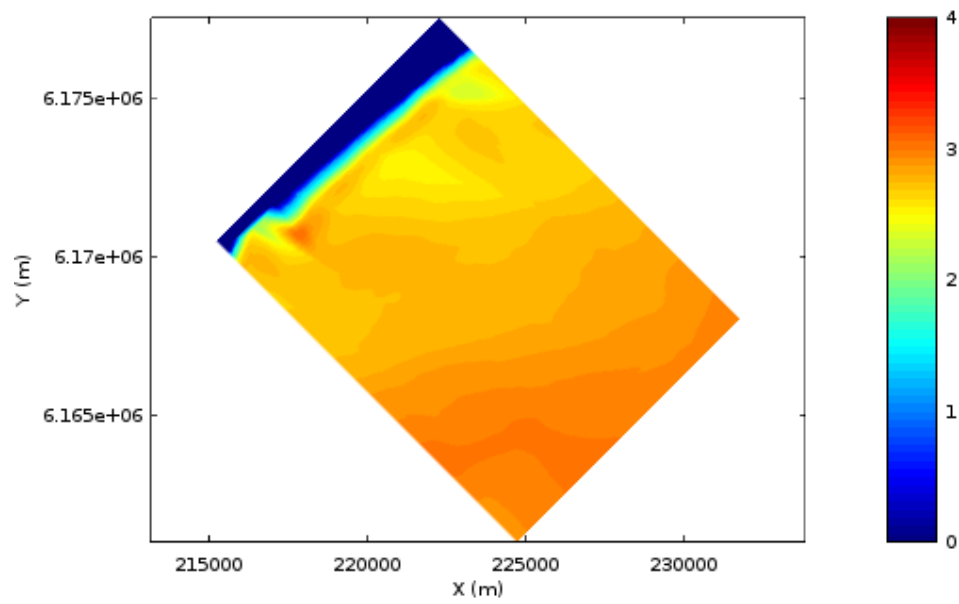


Figura 5.33: Altura de ola significativa (m) para grilla fina con batimetría actual y sin diques.

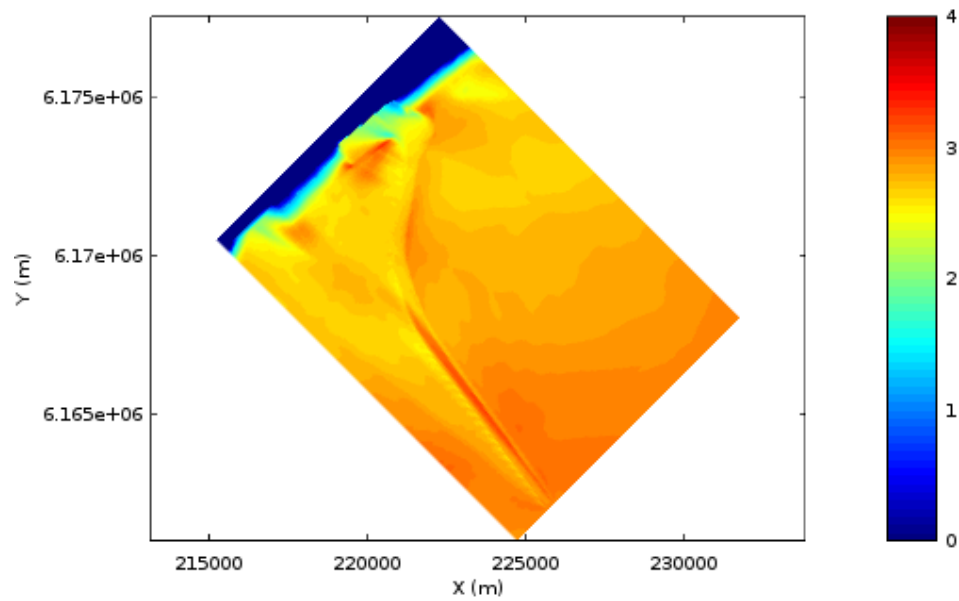


Figura 5.34: Altura de ola significativa (m) para grilla fina con batimetría afectada por el Puerto y sin diques.

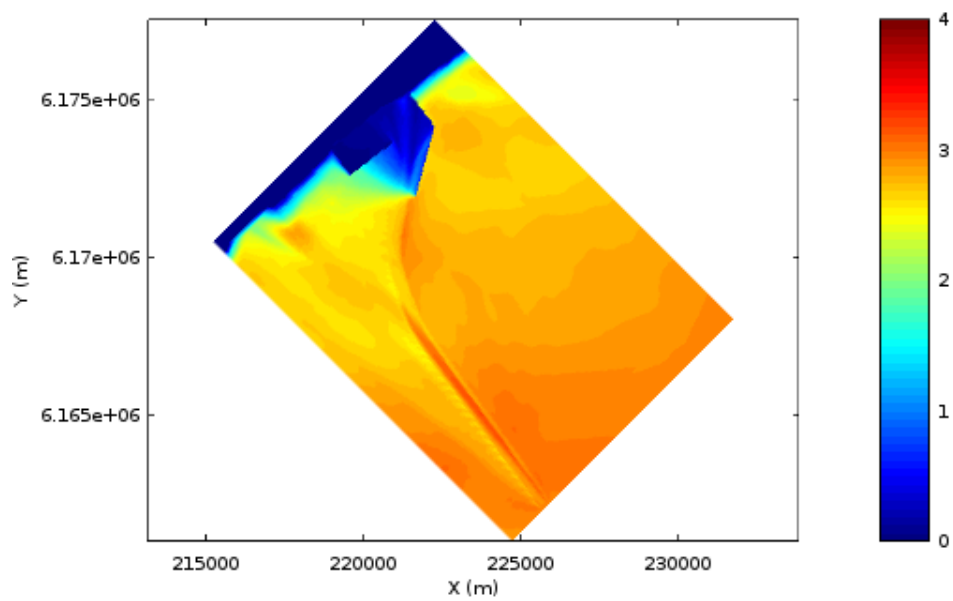


Figura 5.35: Altura de ola significativa (m) para grilla fina con batimetría afectada por el Puerto y con diques.

Hs-Dp	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
0-0.5				1%	1%	2%	4%	1%	1%	1%							10%	10%
0.5-1					2%	3%	7%	3%	2%	1%							17%	27%
1-1.5					1%	3%	7%	3%	1%								15%	42%
1.5-2					1%	3%	7%	3%	1%								14%	57%
2-2.5					1%	3%	6%	3%									12%	69%
2.5-3						3%	6%	2%									10%	79%
3-3.5						2%	5%	1%									8%	87%
3.5-4						1%	4%	1%									6%	93%
4-4.5						1%	3%	0%									4%	97%
4.5-5						0%	3%										3%	99%
5-5.5							1%										1%	100%
Total				1%	4%	21%	52%	16%	5%	1%							100%	
Acum.	0%	0%	0%	1%	5%	26%	78%	94%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%		

Tabla 5.11: Ocurrencia conjunta Hs-Dp - Escenario 1.

Hs-Tp	4	6	8	10	12	14	Total	Acum.
0-0.5	1%	4%	3%	2%			10%	10%
0.5-1	3%	6%	4%	3%	1%		17%	27%
1-1.5	1%	5%	4%	3%	2%	1%	16%	43%
1.5-2		3%	4%	3%	2%	1%	14%	57%
2-2.5		2%	4%	3%	2%	1%	12%	69%
2.5-3			3%	3%	2%	1%	10%	79%
3-3.5			2%	3%	3%	1%	8%	87%
3.5-4			1%	3%	2%	1%	6%	93%
4-4.5				2%	1%	0%	4%	97%
4.5-5				2%	1%	1%	3%	99%
5-5.5					0%	0%	1%	100%
Total	4%	21%	26%	26%	16%	6%	100%	
Acum.	4%	25%	51%	78%	94%	100%		

Tabla 5.12: Ocurrencia conjunta Hs-Tp - Escenario 1.

Tp-Dp	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
4				0%	1%	1%	1%	1%	1%	0%							4%	4%
6				0%	2%	4%	6%	4%	3%	1%							21%	25%
8					2%	7%	11%	6%	1%								26%	51%
10						8%	15%	4%									26%	78%
12						2%	13%	2%									16%	94%
14							6%										6%	100%
Total				1%	4%	21%	52%	16%	5%	1%							100%	
Acum.	0%	0%	0%	1%	5%	26%	78%	94%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%		

Tabla 5.13: Ocurrencia conjunta Tp-Dp - Escenario 1.

Hs-Dp	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
0-0.5				1%	1%	2%	4%	2%	1%	1%							10%	10%
0.5-1					2%	3%	7%	3%	2%	1%							18%	27%
1-1.5					1%	3%	7%	3%	1%								16%	43%
1.5-2					1%	3%	7%	3%	1%								14%	57%
2-2.5						2%	6%	3%									11%	69%
2.5-3						1%	6%	2%									9%	78%
3-3.5						1%	5%	2%									8%	85%
3.5-4						1%	4%	1%									6%	91%
4-4.5						0%	3%	1%									4%	95%
4.5-5							3%	1%									3%	99%
5-5.5							1%										1%	100%
Total				1%	4%	15%	54%	21%	5%	1%							100%	
Acum.	0%	0%	0%	1%	4%	19%	73%	94%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%		

Tabla 5.14: Ocurrencia conjunta Hs-Dp - Escenario 2.

Hs-Tp	4	6	8	10	12	14	Total	Acum.
0-0.5	1%	5%	3%	2%			10%	10%
0.5-1	3%	7%	4%	2%	1%		18%	28%
1-1.5	1%	5%	5%	3%	2%	1%	16%	44%
1.5-2		4%	4%	3%	2%	1%	14%	58%
2-2.5		2%	4%	3%	2%	1%	11%	69%
2.5-3			3%	3%	2%	1%	9%	78%
3-3.5			2%	2%	2%	1%	7%	85%
3.5-4			1%	2%	2%	1%	6%	91%
4-4.5			0%	2%	1%	1%	4%	95%
4.5-5				2%	1%	1%	3%	99%
5-5.5				0%	1%	1%	1%	100%
Total	4%	22%	26%	25%	16%	7%	100%	
Acum.	4%	26%	52%	78%	93%	100%		

Tabla 5.15: Ocurrencia conjunta Hs-Tp - Escenario 2.

Tp-Dp	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
4				0%	1%	1%	1%	1%	1%	0%							4%	4%
6				0%	2%	5%	7%	4%	3%	1%							22%	26%
8					1%	6%	12%	6%	1%								26%	52%
10						4%	16%	5%									25%	78%
12							11%	4%									16%	93%
14							6%	1%									7%	100%
Total				1%	4%	15%	53%	21%	5%	1%							100%	
Acum.	0%	0%	0%	1%	4%	20%	73%	94%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%		

Tabla 5.16: Ocurrencia conjunta Tp-Dp - Escenario 2.

Hs-Dp	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
0-0.5				1%	1%	2%	4%	2%	1%	1%							10%	10%
0.5-1					2%	3%	7%	3%	2%	1%							18%	27%
1-1.5					1%	3%	7%	3%	1%								16%	43%
1.5-2					1%	3%	7%	3%	1%								14%	57%
2-2.5						2%	6%	3%									11%	69%
2.5-3						1%	6%	2%									9%	78%
3-3.5						1%	5%	2%									8%	85%
3.5-4						1%	4%	1%									6%	91%
4-4.5						0%	3%	1%									4%	95%
4.5-5							3%	1%									3%	99%
5-5.5							1%										1%	100%
Total				1%	4%	15%	54%	21%	5%	1%							100%	
Acum.	0%	0%	0%	1%	4%	19%	73%	94%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%		

Tabla 5.17: Ocurrencia conjunta Hs-Dp - Escenario 3.

Hs-Tp	4	6	8	10	12	14	Total	Acum.
0-0.5	1%	5%	3%	2%			10%	10%
0.5-1	3%	7%	4%	2%	1%		18%	28%
1-1.5	1%	5%	5%	3%	2%	1%	16%	44%
1.5-2		4%	4%	3%	2%	1%	14%	58%
2-2.5		2%	4%	3%	2%	1%	11%	69%
2.5-3			3%	3%	2%	1%	9%	78%
3-3.5			2%	2%	2%	1%	7%	85%
3.5-4			1%	2%	2%	1%	6%	91%
4-4.5			0%	2%	1%	1%	4%	95%
4.5-5				2%	1%	1%	3%	99%
5-5.5				0%	1%	1%	1%	100%
Total	4%	22%	26%	25%	16%	7%	100%	
Acum.	4%	26%	52%	78%	93%	100%		

Tabla 5.18: Ocurrencia conjunta Hs-Tp - Escenario 3.

Tp-Dp	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Total	Acum.
4				0%	1%	1%	1%	1%	1%	0%							4%	4%
6				0%	2%	5%	7%	4%	3%	1%							22%	26%
8					1%	6%	12%	6%	1%								26%	52%
10						4%	16%	5%									25%	78%
12							11%	4%									16%	93%
14							6%	1%									7%	100%
Total				1%	4%	15%	53%	21%	5%	1%							100%	
Acum.	0%	0%	0%	1%	4%	20%	73%	94%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%		

Tabla 5.19: Ocurrencia conjunta Tp-Dp - Escenario 3.

5.5. Generación de corrientes

La generación de corrientes tiene como objetivo determinar el campo de velocidades promediadas en vertical. Una vez determinado, este podría usarse como insumo para la verificación de distintos escenarios de contingencias asociadas a derrames de petroquímicos, por ejemplo.

Para la determinación de las corrientes se utiliza el modelo computacional TELEMAT-2D, el cual está pensado para flujos a superficie libre, resolviendo las ecuaciones de Saint-Venant. El modelo requiere una serie de definiciones previo a su ejecución:

- Dominio de cálculo.
- Condiciones de contorno y forzantes.
- Geometría en el dominio de cálculo (batimetrías).
- Serie de datos de viento.
- Paso temporal de cálculo.
- Condiciones iniciales.
- Fenómenos físicos a considerar.

El dominio de cálculo utilizado se extiende hasta unos 60 km de distancia paralelo a la costa y por 140 km de NE a SW, aproximadamente desde Punta del Diablo hasta José Ignacio (ver figura 5.36).

El modelo utiliza una malla no estructurada con elementos triangulares. Se plantea en un principio la utilización de una malla “gruesa” para la etapa de calibración del modelo. Esta corresponde a una malla de elementos triangulares, según se mencionó, con lado de 2 km aproximadamente.

Para imponer las condiciones de borde off-shore, se consideran abiertos los lados NE y SW del dominio de cálculo, y cerrado el lado SE, correspondiendo el lado Noroeste a la costa. Sobre los lados abiertos, y de modo de simplificar la implementación del modelo, se imponen solamente condiciones en niveles de la superficie libre, las cuales se consideran uniformes a lo largo de cada borde. Estas condiciones corresponden a series temporales de un año de duración (año 2010) obtenidas de simulaciones realizadas con el modelo RPtide (Mónica Fossati et al (2015), Towards a 3D Hydrodynamic numerical modeling system for long term simulation of the Río de la Plata dynamic, E-proceedings of the 36th IAHR World Congress). Los primeros 4 días de datos de las series de niveles se ponderan mediante una envolvente lineal que crece desde 0 hasta 1 en torno al nivel medio, de modo de que el comienzo de la simulación sea menos brusco.

Se utilizan los mismos datos de batimetría que para las simulaciones de propagación de oleaje realizadas con el modelo SWAN, interpolando los datos para los nodos de la grilla de cálculo a utilizar.

La serie de datos de viento proviene de un reanálisis local, siendo la misma que se utilizó para la caracterización de esta forzante. Se considera de esta serie sólo los datos para el año 2010, de modo que coincidan en el tiempo con los datos de las condiciones de borde off-shore. El viento se impone en el dominio de cálculo como un campo uniforme en el espacio pero variable en el tiempo.

Como condición inicial se parte del líquido en reposo, y de un nivel medio constante y uniforme de 1 m Wharton en todo el dominio de cálculo. Como procesos físicos que actúan se considera la turbulencia, la fricción de fondo y la interacción con el viento.

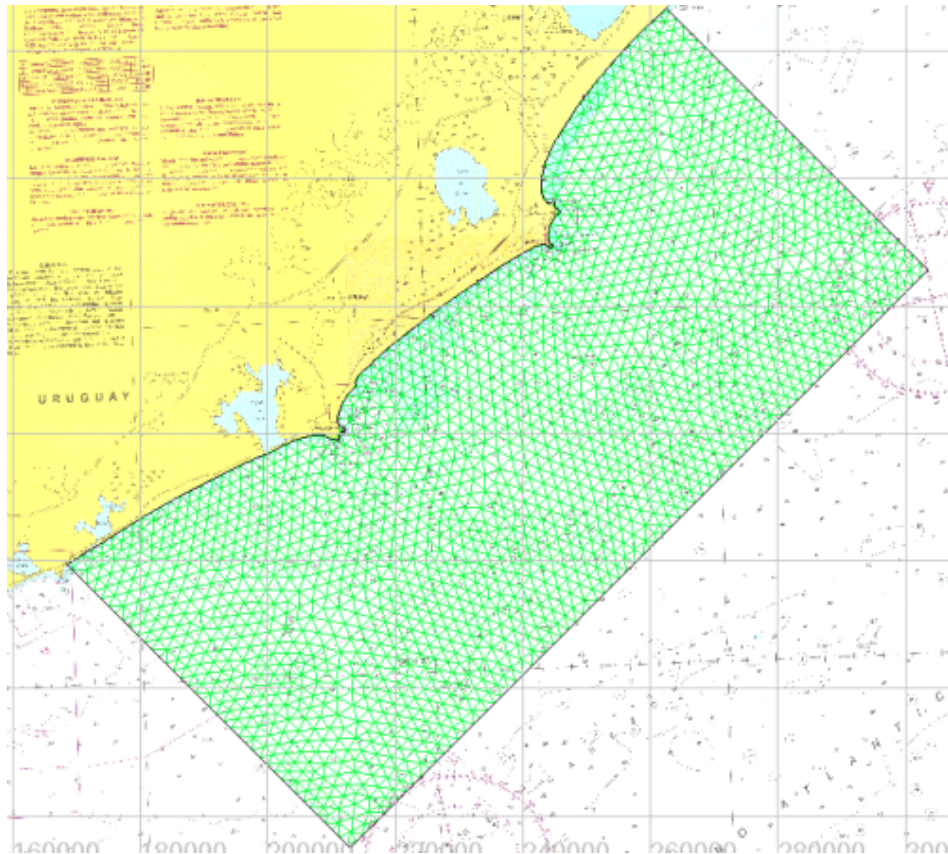


Figura 5.36: Grilla de cálculo para modelo TELEMAC-2D.

5.5.1. Calibración

Para la utilización del modelo para la simulación del campo de velocidades y de nivel de superficie libre en el dominio de interés, primero se procede a la calibración del mismo.

La calibración del modelo implica la comparación de los resultados obtenidos en distintas simulaciones, variando ciertos parámetros, con los valores medidos en un mismo punto. En este caso, a falta de mediciones para la comparación, se consideran los valores de velocidad y nivel para un punto interior al dominio obtenidos mediante el modelo Rptide (Mónica Fossati et al (2015), Towards a 3D Hydrodynamic numerical modeling system for long term simulation of the Río de la Plata dynamic, E-proceedings of the 36th IAHR World Congress). El punto considerado se encuentra a aproximadamente 3 km de la costa en la zona donde se plantea instalar el Puerto de Aguas Profundas.

Como parámetros de calibración se consideran el valor del coeficiente de fricción de fondo, y el valor del coeficiente de interacción de la superficie libre con el viento. Ambos valores se toman uniformes en el espacio e independientes de la velocidad tanto del líquido como del viento, a modo de simplificación.

Se hace variar estos valores en un rango usual para cada uno de ellos, y se realizan las simulaciones con los pares de valores obtenidos. El espacio de pares considerados se muestra en la tabla 5.20. Los valores del coeficiente de viento mostrados corresponden a los obtenidos mediante la fórmula utilizada por el Instituto de Ciencias Oceanográficas del Reino Unido, recomendada por el manual de usuario de TELEMAC-2D (Pierre Lang et al (2014), TELEMAC

Modeling System), multiplicados por la densidad del aire ($1,2 \text{ kg/m}^3$) y divididos por la del agua (1000 kg/m^3). Los valores del coeficiente de fricción corresponden a valores usuales para fondo arenoso, utilizando la fórmula de Manning como ley de fricción de fondo.

VV (m/s)		5	7,5	10	12,5	15	17,5
WF		6,78E-07	1,09E-06	1,50E-06	1,91E-06	2,32E-06	2,73E-06
FC	0,021	B	C	D	E	F	G
	0,022	H	I	J	K	L	M
	0,023	N	O	P	Q	R	S
	0,024	T	U	V	W	X	Y

Tabla 5.20: Pares de valores de coeficiente de viento (WF) y coeficiente de fricción de fondo (FC).

Los resultados de las simulaciones en términos de niveles y componentes de velocidad paralela y perpendicular a la costa, se contrastan contra los valores de éstos parámetros en el punto de comparación. Para facilitar la visualización de los resultados se utilizan diagramas de Taylor (Karl E. Taylor (2000), Summarizing Multiple Aspects of Model Performance in a Single Diagram, PCMDI Report No. 55).

En estos diagramas se representa la correlación de la serie de valores simulados para la variable en cuestión contra la serie de valores de calibración, así como también la diferencia media cuadrática y la relación entre las varianzas, lo cual se representa en un plano polar, aprovechando la relación entre los tres parámetros considerados. Cuanto más se acerca el punto al punta A mejor es la calibración.

A continuación se presentan los diagramas de Taylor para la componente de velocidad paralela a la costa (figura 5.37), la componente perpendicular (figura 5.39), y el nivel de la superficie libre (figura 5.41).

Como observación general, se puede decir que los valores de correlación para ambas componentes de la velocidad, presentan valores muy bajos; inferiores a 0,4 para la componente perpendicular a la costa, y entre -0,3 y 0,3 para la componente paralela a la costa.

Se observa, por otro lado, que el coeficiente de correlación para la componente de velocidad paralela a la costa pasa de negativo a positivo a medida que aumenta el valor de coeficiente de viento utilizado en la simulación. Para la componente perpendicular a la costa se observa el comportamiento contrario, disminuyendo el coeficiente de correlación a medida que aumenta el valor del coeficiente de viento.

Por otro lado, las simulaciones con correlación mayor a 0,9 para el nivel de la superficie libre se encuentran en las columnas correspondientes a los dos valores más altos de coeficiente de viento.

Se tiene que la simulación indicada como “S” presenta el valor de correlación más alto para la componente de velocidad paralela a la costa, la cual es la de mayor interés. Presenta además una correlación mayor a 0,9 para el nivel de la superficie libre. En función de esto se seleccionan los valores de coeficiente de fricción de fondo y coeficiente de viento correspondientes a esta simulación.

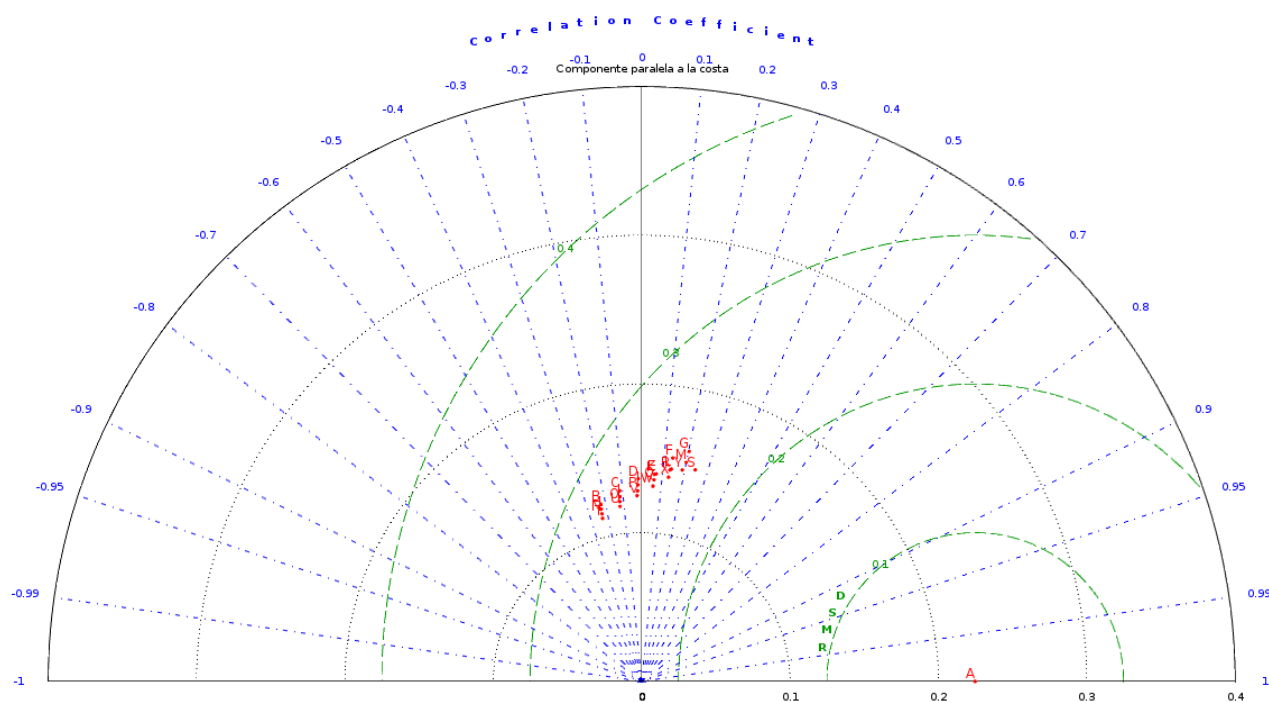


Figura 5.37: Diagrama de Taylor para componente paralela a la costa.

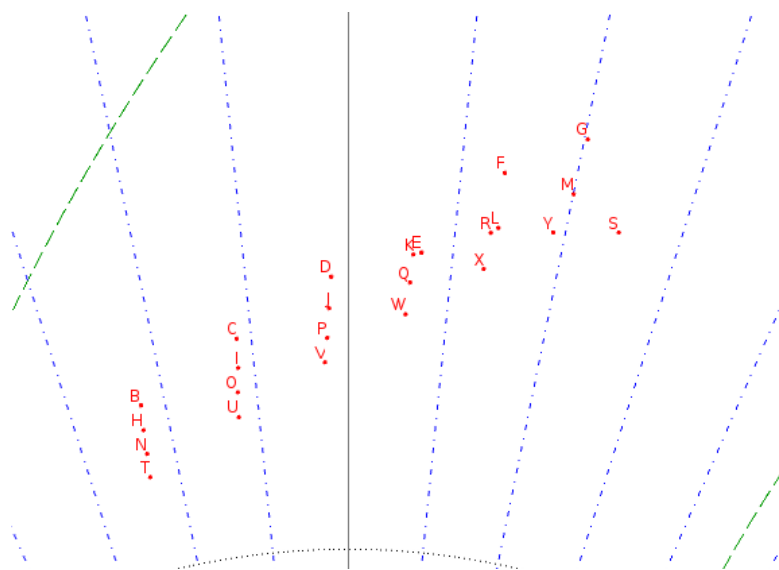


Figura 5.38: Acercamiento a diagrama de Taylor para componente paralela a la costa.

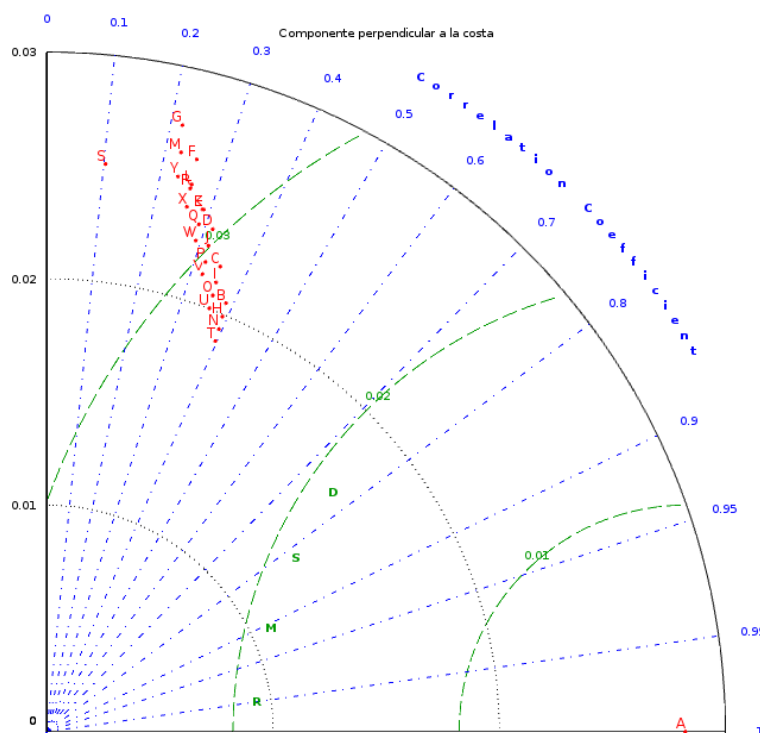


Figura 5.39: Diagrama de Taylor para componente perpendicular a la costa.

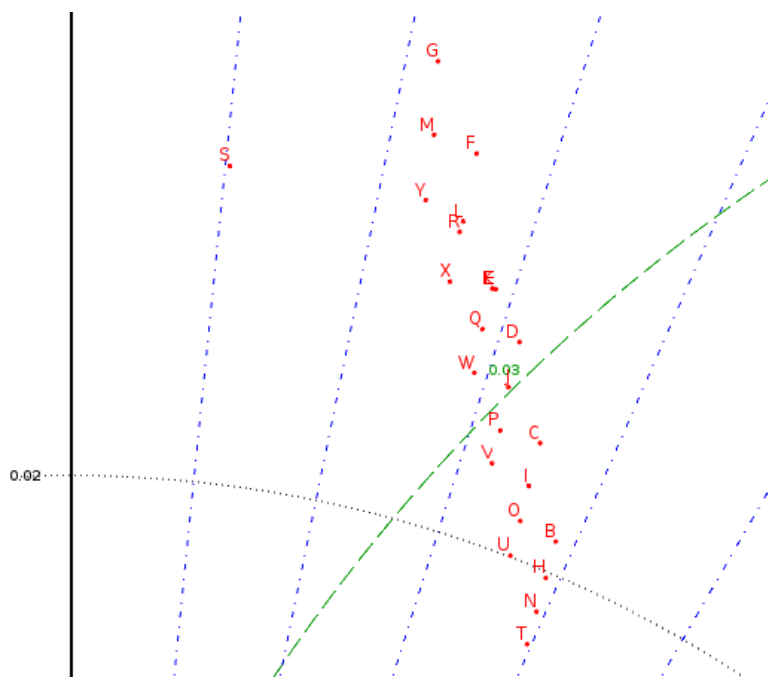


Figura 5.40: Acercamiento a diagrama de Taylor para componente paralela a la costa.

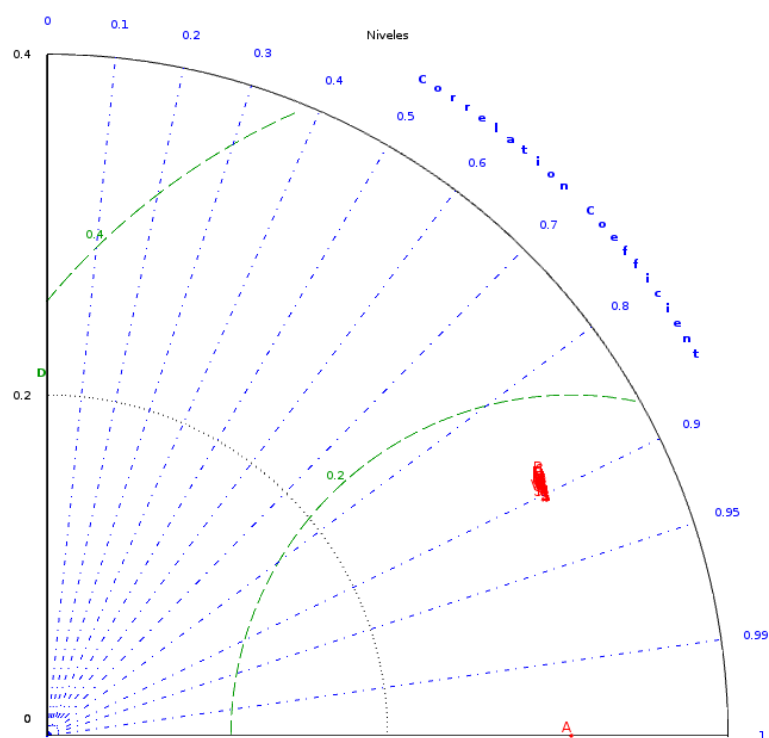


Figura 5.41: Diagrama de Taylor para nivel de superficie libre.

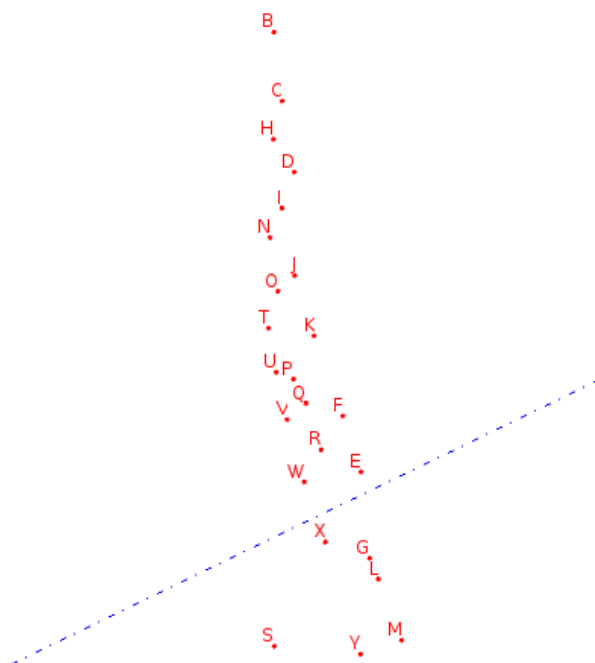


Figura 5.42: Acercamiento a diagrama de Taylor para componente paralela a la costa.

5.5.2. Resultados de simulación S

Se presentan los gráficos de comparación entre la simulación y la serie de reanálisis utilizada para calibrar, correspondientes a la componente de velocidad paralela a la costa (figura 5.43), la componente perpendicular (figura 5.44) y el nivel de la superficie libre (figura 5.45).

Según puede verse en la figura 5.45, los niveles simulados coinciden de forma bastante adecuada con los de la serie de reanálisis, presentando un error rms de aproximadamente 15 cm. Cabe destacar que el ajuste es mejor para los niveles más altos, mientras que se tiende a sobrestimar los niveles más bajos. Lo anterior puede atribuirse a que el coeficiente de viento utilizado corresponde a velocidades de viento relativamente altas (17,5 m/s), y siendo que la componente principal de los niveles es de marea meteorológica, es esperable que para niveles altos el valor simulado sea más cercano al medido, así como que también se sobrestimen los valores menores.

La componente perpendicular a la costa, como se puede ver en la figura 5.44, presenta un ajuste poco satisfactorio. Por otro lado, la componente de velocidad paralela a la costa tiende a ajustarse mejor, pero se puede evidenciar un cierto desfase entre la simulación y la serie de datos de reanálisis. El análisis del desfase se encuentra en el apéndice B.

Se presentan algunos campos de velocidades obtenidos en la simulación “S”, para el principio, medio y fin del período simulado, a modo ilustrativo (figuras 5.47, 5.48 y 5.49).

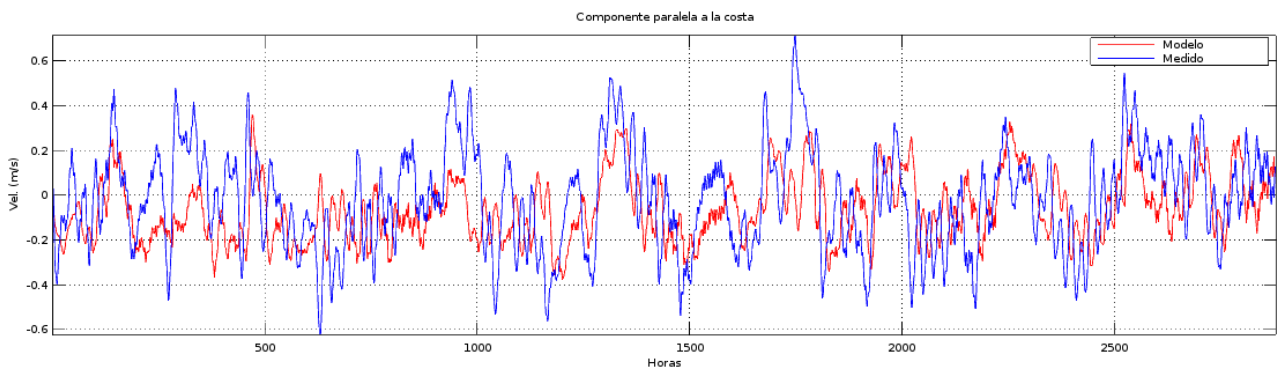


Figura 5.43: Comparación de componente de velocidad paralela a la costa.

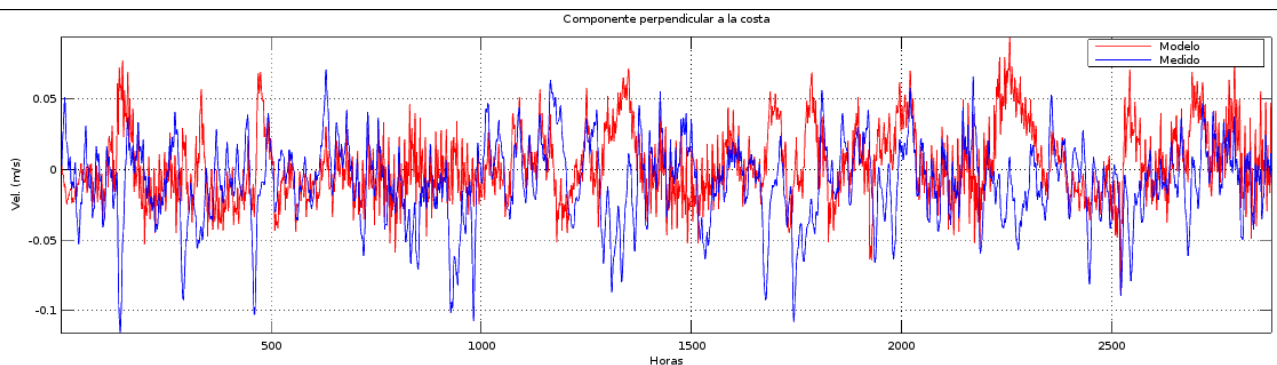


Figura 5.44: Comparación de componente de velocidad perpendicular a la costa.

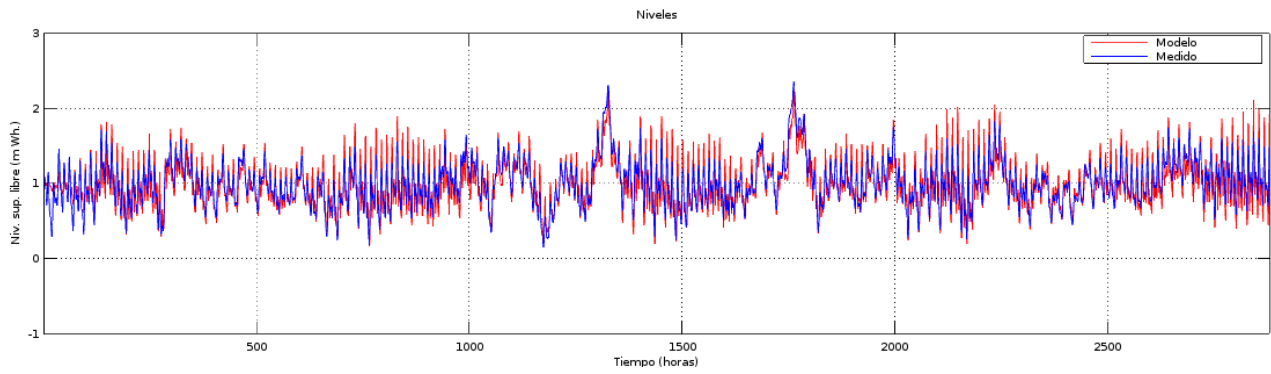


Figura 5.45: Comparación de nivel de superficie libre.

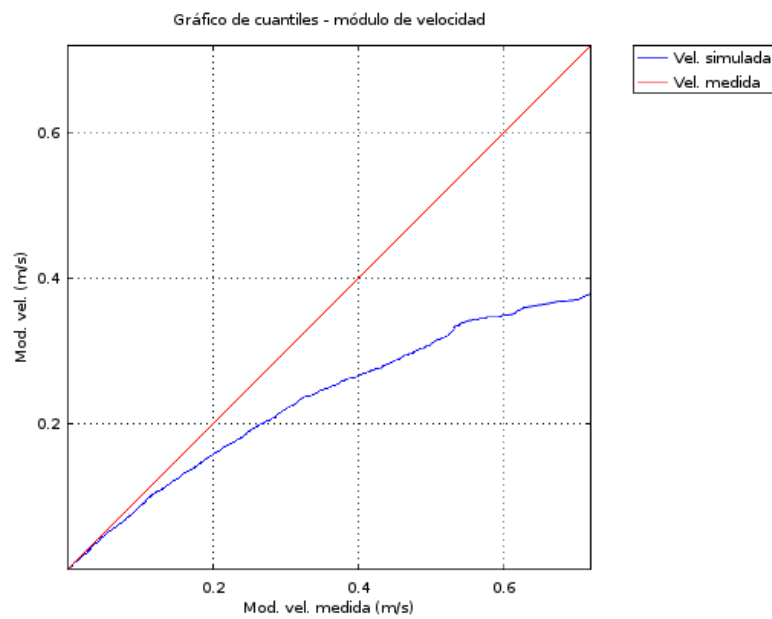


Figura 5.46: Gráfico de cuantiles para módulo de velocidad en simulación "S".

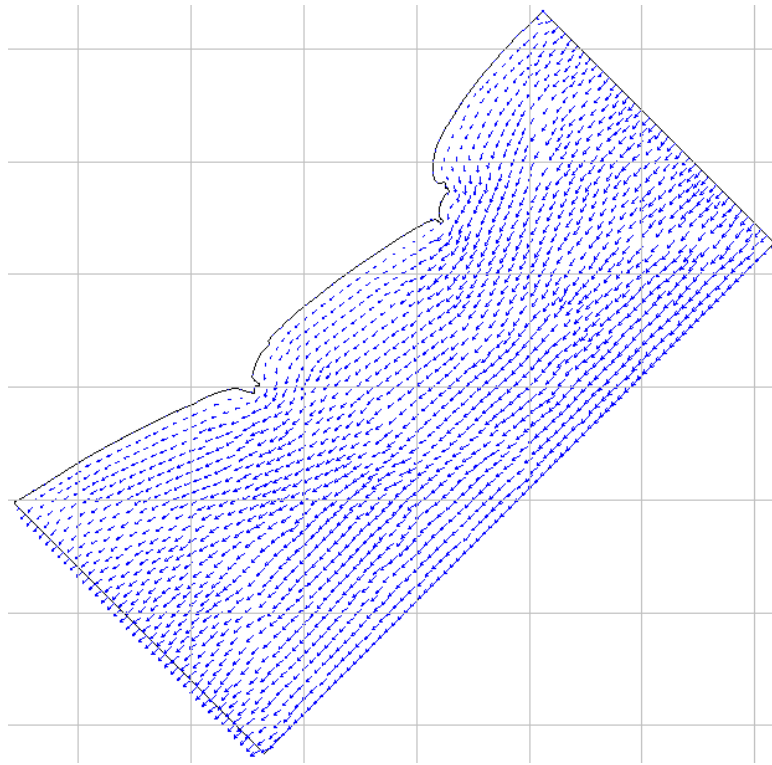


Figura 5.47: Campo de velocidades cerca del inicio de la simulación.

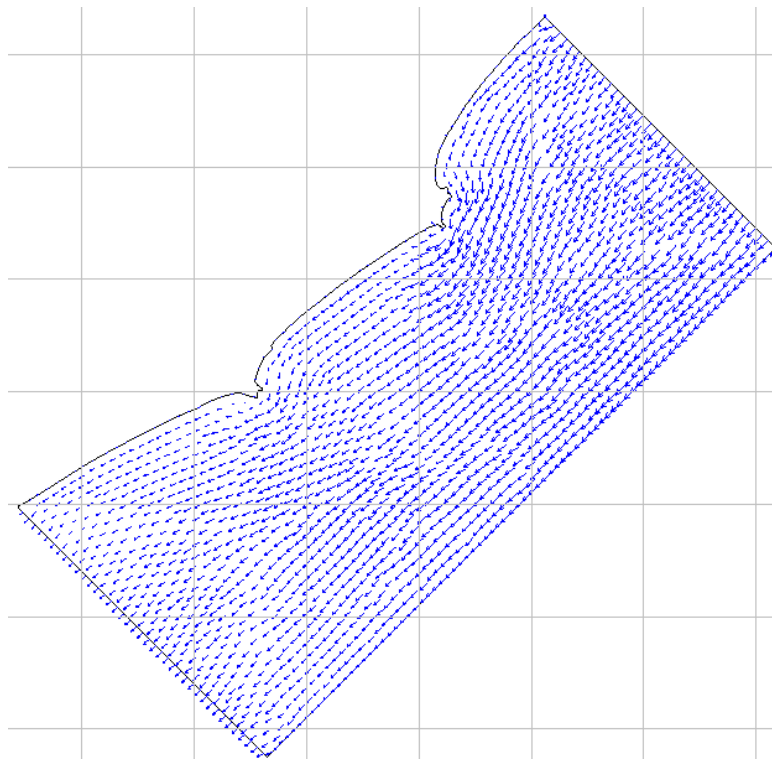


Figura 5.48: Campo de velocidades cerca del medio de la simulación.

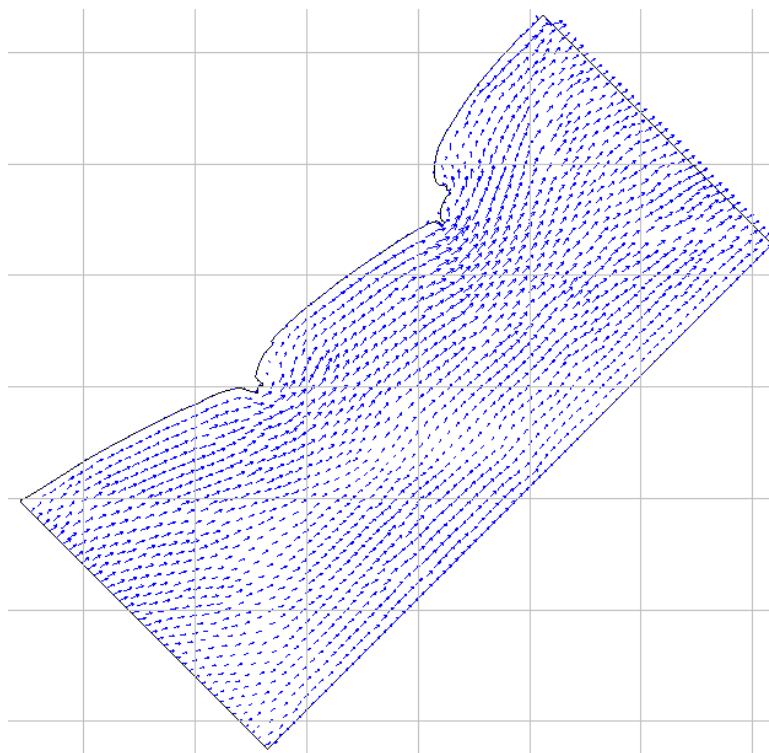


Figura 5.49: Campo de velocidades cerca del final de la simulación.

5.5.3. Análisis de errores

Se presenta a continuación un análisis de las posibles fuentes de error causantes de las desviaciones observadas al momento de la calibración del modelo de corrientes y niveles. Las fuentes de error pueden atribuirse en gran parte a las hipótesis simplificativas consideradas para la ejecución de las simulaciones en el modelo TELEMAC-2D, de las que se lista un resumen: Fronteras para las condiciones de borde del fluido: se consideran como fronteras abiertas los límites NE y SW, mientras que se considera como frontera cerrada el límite SE, el cual se encuentra en el océano.

Características de las condiciones de borde del fluido: se toman solamente condiciones de borde de niveles en las fronteras abiertas consideradas, sin tomar en cuenta condiciones de borde en velocidades o en su defecto caudales.

Coefficiente de viento: se considera un coeficiente de viento de valor constante, independiente a la velocidad del viento, al tiempo que se considera un campo de velocidades de viento uniforme en el espacio de la malla de cálculo pero variable en el tiempo. Las hipótesis anteriores se toman de modo de simplificar la implementación del modelo computacional, ya que el alcance del presente proyecto no permite una profundización adecuada en el tema, lo cual sería un proyecto considerable en sí mismo. En función de esto se tiene que se está despreciando factores y forzantes que tienen un peso no despreciable sobre los resultados del modelo.

Capítulo 6

Alternativas de configuración

En esta sección se plantean dos alternativas de configuración, haciendo una comparación conceptual de las mismas, de modo de seleccionar la alternativa a desarrollar.

6.1. Alternativa 1

La alternativa 1 surge a partir de la concepción de intentar proteger el Puerto del oleaje de las direcciones predominantes, las cuales van desde el E hasta el SSE, con un dique principal con alineación SW-NE, intentando minimizar longitud de dique y no alejarse demasiado de la costa. La configuración de esta alternativa se muestra en la Ilustración 53.

Esta configuración implica la construcción de un dique de abrigo principal de 4.000 *m* aproximadamente, además de un dique al NE de 1.200 *m* y otro al SW de 1.400 *m* de abrigo del oleaje difractado por el dique principal y para el control de la entrada de sedimentos.

Se cuenta con una explanada que se extiende hasta 400 *m* de la costa, contando con un área de 560.000 *m*² aproximadamente. En cuanto al dragado, se estima un volumen total de 102.000.000 *m*³.

En la tabla 6.1 se resume el metraje estimado de las distintas actividades a realizar y principales elementos a construir del puerto.

Actividad/elemento	Unidad	Cantidad
Dragado	m ³	102.000.000
Relleno explanada	m ³	5.200.000
Longitud de dique externo	m	3.700
Longitud de dique interno	m	800
Longitud de dique NE	m	1.500
Longitud de dique SW	m	600
Longitud de muelle atracable	m	2.400

Tabla 6.1: Metraje estimado para alternativa 1.

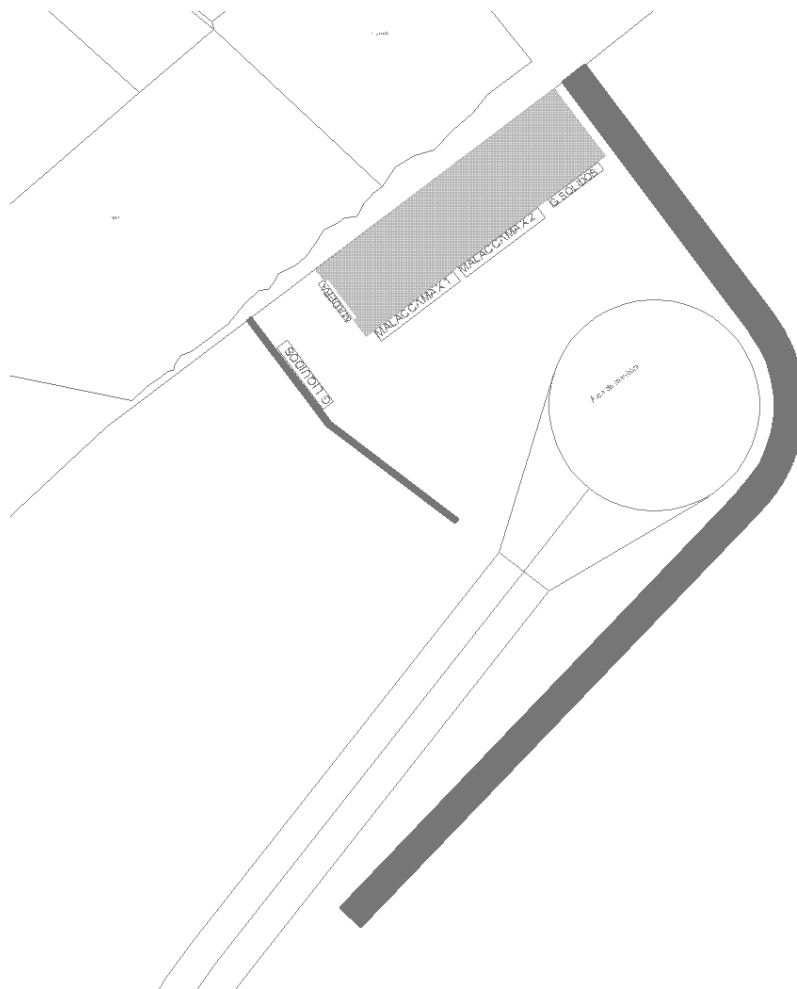


Figura 6.1: Esquema de Alternativa I.

6.2. Alternativa 2

La alternativa 1 tiene la desventaja de que el canal de acceso al puerto tiene un ángulo de 30° respecto a la costa, siendo más deseable tener un diseño con un canal de acceso que cuyo ángulo respecto a la costa sea lo más cercano posible a 90° , a consecuencia de esto se plantea la Alternativa 2. La configuración final de esta alternativa se muestra en la Ilustración 55.

Esta configuración implica la construcción de un dique de abrigo con dos alineaciones, el tramo exterior de 2.600 m, un dique interno de 1.500 m, un dique NE de 1.200 m y un dique SW de 1.000 m aproximadamente.

Se cuenta con una explanada que se extiende hasta 500 m de la costa, contando con un área de 710.000 m^2 aproximadamente. En cuanto al dragado, se estima un volumen total de $86.000.000 \text{ m}^3$.

En la tabla 6.2 se resume el metraje estimado de las distintas actividades a realizar/elementos a construir del puerto.

Actividad/elemento	Unidad	Cantidad
Dragado	m ³	62.000.000
Relleno explanada	m ³	6.600.000
Longitud de dique externo	m	2.600
Longitud de dique interno	m	1.700
Longitud de dique NE	m	1.200
Longitud de dique SW	m	1.050
Longitud de muelle atracable	m	2.000

Tabla 6.2: Metraje estimado para alternativa 2.

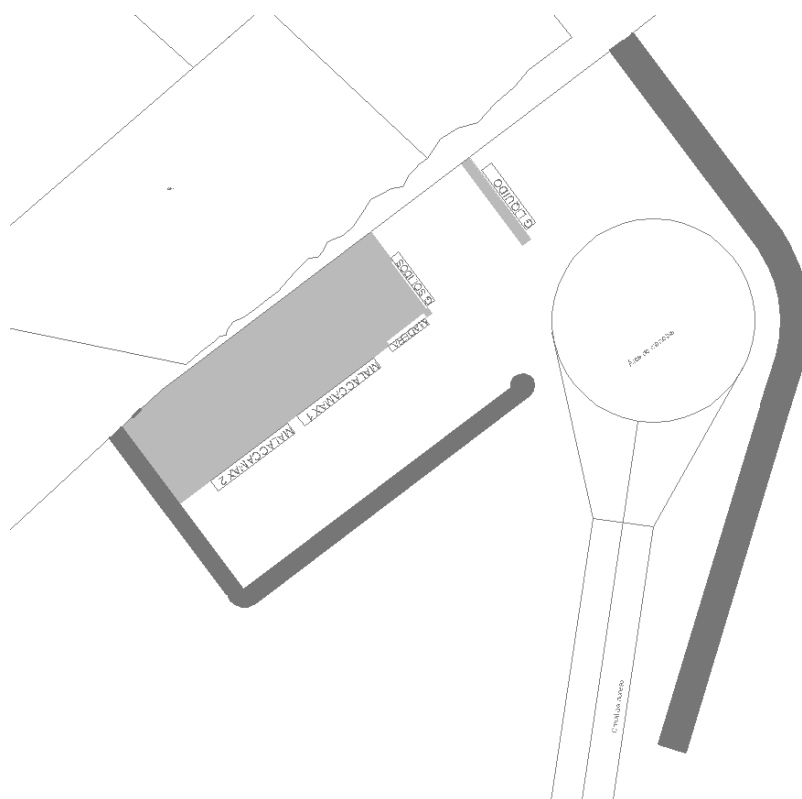


Figura 6.2: Esquema de Alternativa II.

6.3. Comparación de alternativas

Ambas alternativas se plantean siguiendo las recomendaciones de la ROM y del PIANC, por lo que la decisión de cuál de ellas escoger va a ser finalmente una cuestión económica y de posibilidades de ampliación.

La Alternativa 1 presenta la ventaja de que la futura ampliación no implica una profundización importante al momento de extender el dique externo, pues el ángulo con la costa es de aproximadamente 16°. Por otro lado, esta escasa inclinación tiene la contra de que el canal de navegación es casi paralelo a la costa, lo cual no es la configuración más recomendable.

En cuanto a diques, la Alternativa 2 tiene una longitud de dique menor, si bien el dique externo llega a una profundidad de un metro más. El canal de entrada al puerto en esta alternativa tiene un ángulo de aproximadamente 43° con la línea de costa. La diferencia en la

dirección del canal de entrada representa aproximadamente 15 millones de metros cúbicos de dragado menos que para la Alternativa 1. En este caso la posible ampliación puede realizarse extendiendo hacia el SW del dique interno.

Por las razones expuestas anteriormente es que se considera que la Alternativa 2 es la más adecuada.

Capítulo 7

Áreas de flotación y navegación

7.1. Predimensionamiento de áreas de flotación y navegación

En una primera instancia se determinan las dimensiones de las áreas de flotación y navegación en base al buque condicionante del diseño. En este caso, el Malaccamax condiciona el dimensionado en planta y el buque de Graneles Líquidos VLC condiciona el dimensionado en alzado. En la tabla 7.1 se muestran las dimensiones relevantes para el diseño.

Dimensiones para el diseño	
Largo total (m)	470
Calado Máximo (m)	21,1
Manga (m)	60

Tabla 7.1: Dimensiones relevantes para el diseño.

El ancho del canal de navegación se define con las consideraciones de la tabla 7.2, en una primera aproximación conservadora, llegando a un ancho de fondo de 294 m, el cual corresponde a aproximadamente 5 mangas del buque de diseño, las cuales serían 300 m (PIANC Report N.º 121, p 85 a 87).

Parámetro	Valor	Unidades	Observaciones	Referencia
B (manga)	60	m	Malaccamax	-
W (ancho de fondo)	294	m	Canal de una vía (WBM + Wi)	PIANC R. N.º 121, ec. 3-3
WBM (ancho básico)	108	m	Poca maniobrabilidad (1,8 B)	PIANC R. N.º 121, tab. 3.4
Wi (anchos adicionales)	0	m	Vel. Moderada	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	42	m	Viento cruzado fuerte (0,7 B)	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	72	m	Corriente cruzada fuerte (1,2 B)	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	6	m	Corriente long. Moderada (0,1 B)	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	30	m	1 m < Hs < 3 m (0,5 B)	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	12	m	Buena asistencia a navegación (0,2 B)	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	12	m	Prof. < 1,5 calado (0,2 B)	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	12	m	Prof. < 1,25 calado (0,2 B)	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5

Tabla 7.2: Predimensionamiento de ancho de canal de navegación.

En cuanto al tramo final del canal, se recomienda que la entrada al Puerto sea en línea recta

al menos una distancia de 5 veces la eslora del buque de mayor tamaño (2.350 m), mientras que las curvas del canal de acceso no deben presentar ángulos mayores a 30°, con tramos rectos de 3 esloras (1.410 m) entre curvas sucesivas (ROM 3.1-99, p. 251).

El diámetro mínimo del área de maniobra se define como de 2 esloras (PIANC Report N.º 121, p 96), lo que en este caso corresponde a 940 m, por lo que se considera un área de giro de 1.000 m de diámetro.

Para todas las áreas de flotación y navegación se considera una distancia de seguridad de 45 m, medida desde pie de dique hasta el comienzo del límite del área de flotación y navegación en cuestión.

La profundidad de las distintas áreas de flotación y navegación se define en función del calado del buque de diseño y para cada tramo dependiendo de las condiciones de abrigo (ROM 3.1-99, p 232). Los resultados se muestran en la tabla 7.3. Se considera sin embargo, que estos valores, más allá de que correspondan a un predimensionamiento, son poco ajustados, por lo que se realiza una definición de los mismos con más detalle. Esta se presenta en la tabla 7.4.

Área	Profundidad (m)	
Antepuertos, fondeaderos y vías de navegación exterior, bocanas de puertos. Oleaje predominante entre 1-1.5 m	1,5C	31,65
Vías de navegación interiores Abrigadas	1,1C	23,21
Área de maniobras Abrigadas	1,08C	22,78
Muelles y atraques abrigados Buques grandes	1,08C	22,78
Muelles y atraque poco abrigados Buques grandes	1,12C	23,63

Tabla 7.3: Profundidades de los distintos tramos en relación al calado del buque de diseño (C).

Factor	Zona			Un.	Referencia
	Canal	Área de maniobra	Dársena		
Calado	21,10	21,10	21,10	m	-
Cambios en la densidad del agua	0,00	0,00	0,00	m	ROM 3.1-99, p 202
Sobrecalados por distribución de cargas	0,53	0,53	0,53	m	ROM 3.1-99, p 202
Squat	1,03	0,00	0,00	m	ROM 3.1-99, p 203
Movimiento por oleaje	1,04	0,13	0,17	m	ROM 3.1-99, p 207
Escoras por viento	0,16	0,02	0,09	m	ROM 3.1-99, p 211
Escoras por corrientes	0,00	0,00	0,00	m	ROM 3.1-99, p 212
Escoras por cambio de rumbo	0,00	0,00	0,00	m	ROM 3.1-99, p 214
Seguridad y control de maniobrabilidad	0,60	0,60	0,60	m	ROM 3.1-99, p 216
Imprecisiones de la batimetría	0,26	0,24	0,24	m	ROM 3.1-99, p 231
Depósito de sedimento entre dragados	0,60	0,60	0,60	m	ROM 3.1-99, p 231
Tolerancia de la ejecución del dragado	0,30	0,30	0,30	m	ROM 3.1-99, p 231
Total	25,62	23,52	23,63	m	-

Tabla 7.4: Profundidades para áreas de flotación y navegación.

7.2. Canal de acceso

El canal de navegación cumple con la función de permitir el ingreso al Puerto de los buques de mayor calado. En función de esto, el canal se dimensiona de modo que permita la circulación de los buques de mayor calado, eslora y manga de la flota esperable. En este caso, el Malaccamax (portacontenedores) condiciona el dimensionado en planta, por presentar mayor eslora y manga que los demás buques, mientras que el VLCC (graneles líquidos) condiciona el dimensionado en alzado, ya que es el que cuenta con el mayor calado. Las dimensiones relevantes para el diseño se presentan en la tabla 7.5.

Dimensiones para el diseño	
Largo total (m)	470
Calado Máximo (m)	21,1
Manga (m)	60

Tabla 7.5: Dimensiones revelantes para el diseño.

El ancho del canal se define siguiendo las recomendaciones del PIANC, según se referencian en la tabla 7.6. Se llega a un ancho de fondo del canal de 294 m, lo cual corresponde aproximadamente a 5 mangas del buque de diseño. Se toma en función de esto un ancho de 300 m.

Parámetro	Valor	Unidades	Observaciones	Referencia
B (manga)	60	m	Malaccamax	-
W (ancho de fondo)	294	m	Canal de una vía	PIANC R. N.º 121, ec. 3-3
WBM (ancho básico)	108	m	Poca maniobrabilidad	PIANC R. N.º 121, tab. 3.4
Wi (anchos adicionales)	0	m	Vel. Moderada	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	42	m	Viento cruzado fuerte	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	72	m	Corriente cruzada fuerte	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	6	m	Corriente long. Moderada	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	30	m	1 m < Hs < 3 m	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	12	m	Buena asistencia a navegación	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	12	m	Prof. < 1,5 calado	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5
	12	m	Prof. < 1,25 calado	PIANC R. N.º 121, tab. 3.5

Tabla 7.6: Dimensionamiento del ancho del canal de navegación.

El tramo final del canal, que atraviesa la bocana del Puerto, debe ser en línea recta, con una distancia mínima de 5 veces la eslora del buque de mayor tamaño, lo que corresponde a 2.350m. Las curvas del canal no deben presentar ángulos mayores a los 30°, debiendo haber tramos rectos con una distancia de al menos 3 esloras del buque de mayor tamaño, lo cual equivale a 1.410 m entre curvas sucesivas (ROM 3.1-99, p. 251). En las curvas del canal se deja un sobreancho en el lado externo, el cual se calcula según se indica en la tabla 7.7, siendo éste de 45 m.

La profundidad del canal de navegación se define en función del calado del buque de diseño, siguiendo el procedimiento indicado por la ROM 3.1-99. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 7.8. La profundidad adoptada es de -25,6 m PRH.

Parámetro	Valor	Unidades	Observaciones	Fuente
Δw_{DA}	21	m	Ancho adicional por ángulo de deriva	PIANC p.91 Ec (3-5)
Loa	470	m	Longitud general	-
a	5	-	Factor que depende del tipo de nave	-
Rc	2.350	m	Radio de la curva	-
Δw_{RT}	24	m	Sobreancho debido al tiempo de respuesta	PIANC p.91 Ec (3-6)
B	60	m	Ancho del buque	-
Δw	45	m	Sobreancho total en las curvas	PIANC p.91

Tabla 7.7: Sobreancho en curvas del canal de navegación.

Parámetro	Valor	Unidades	Referencia
Calado	21,10	m	-
Cambios en la densidad del agua	0,00	m	ROM 3.1-99, p 202
Sobrecargados por distribución de cargas	0,53	m	ROM 3.1-99, p 202
Squat	1,03	m	ROM 3.1-99, p 203
Movimiento por oleaje	1,04	m	ROM 3.1-99, p 207
Escoras por viento	0,16	m	ROM 3.1-99, p 211
Escoras por corrientes	0,00	m	ROM 3.1-99, p 212
Escoras por cambio de rumbo	0,00	m	ROM 3.1-99, p 214
Seguridad y control de maniobrabilidad	0,60	m	ROM 3.1-99, p 216
Imprecisiones de la batimetría	0,26	m	ROM 3.1-99, p 231
Depósito de sedimento entre dragados	0,60	m	ROM 3.1-99, p 231
Tolerancia de la ejecución del dragado	0,30	m	ROM 3.1-99, p 231
Total	25,62	m	-

Tabla 7.8: Profundidad del canal de acceso.

7.3. Área de maniobra

El área de maniobra se encuentra al final del canal de acceso al Puerto, al abrigo del dique principal. Ésta área es utilizada para parar, girar o dar arranque a los buques entre otras cosas. El diámetro del área de maniobra se define con una longitud de 2 esloras del buque de mayor tamaño, que en este caso corresponde al Malaccamax (PIANC Report N.º 121, p. 96). De este modo, el área de maniobra tiene un diámetro mínimo de 940 m, por lo que se considera un diámetro 1.000 m.

7.4. Dársenas

Las dimensiones de las dársenas en planta se determinan en función del largo de los muelles correspondientes (ver sección 8) y del ancho necesario para el área de flotación. El ancho se determina como el mayor de los valores dados por las ecuaciones (ROM 3.1-99, p. 330):

$$B_{nd} = 3 \times B_{max} + L_r + 20m \quad (7.1)$$

$$B_{nd} = 5 \times B_{max} + L_r \quad (7.2)$$

Siendo B_{nd} el ancho de la dársena, B_{max} la manga del buque de mayor tamaño y L_r la suma de la eslora total del remolcador y de la proyección horizontal del cable de remolque, correspondiente al remolcador necesario para los mayores buques.

El pantalán para los buques de graneles líquidos se ubica de modo tal que la distancia entre su extremo más cercano al área de maniobra y la base del talud de arena del morro del dique secundario, se de al menos 500 m, ya que la eslora del buque de mayor tamaño es de 470 m. De este modo, para la dársena donde se ubica el buque de graneles líquidos y el de graneles sólidos, se tiene que la distancia entre bandas es mayor a la necesaria según las ecuaciones anteriores, ya que responde a la condición explicada anteriormente.

El ancho de la dársena de portacontenedores y madereros se calcula considerando un L_r de 85 m y un B_{max} de 60 m. De este modo, se obtiene un ancho de 385 m, al cual se le puede restar el valor de B_{max} , ya que se cuenta con atraque en una sola banda, con lo que queda de 325 m.

La profundidad de las dársenas se calcula en la sección 8, junto con las estructuras de atraque y amarre.

Capítulo 8

Obras de atraque y amarre

En esta sección se definen las dimensiones de las obras de atraque y amarre para los distintos muelles, siguiendo el procedimiento presentado en la ROM 2.0-11. Se incluyen las dimensiones en planta, de coronamiento de los muelles y los calados de atraque y el dimensionado de las defensas. En la figura 8.1 se muestra la ubicación de los distintos atraques.

En la tabla 8.1 se muestra la tipología elegida para cada muelle. Para los muelles ubicados en las márgenes de la explanada principal, se elige un tipología de obra de atraque con pilotes, contando con un talud cubierto con un manto de protección (ver figura 8.2), de modo de minimizar la reflexión del oleaje en el recinto portuario. Para el muelle de graneles líquidos, se elige la tipología de pantalán continuo sobre pilotes, con posibilidad de dos atraques simultáneos (ver figura 8.3), esta tipología se elige frente a la de pantalán discontinuo ya que permite mayor flexibilidad respecto al tamaño de embarcación que puede atender.

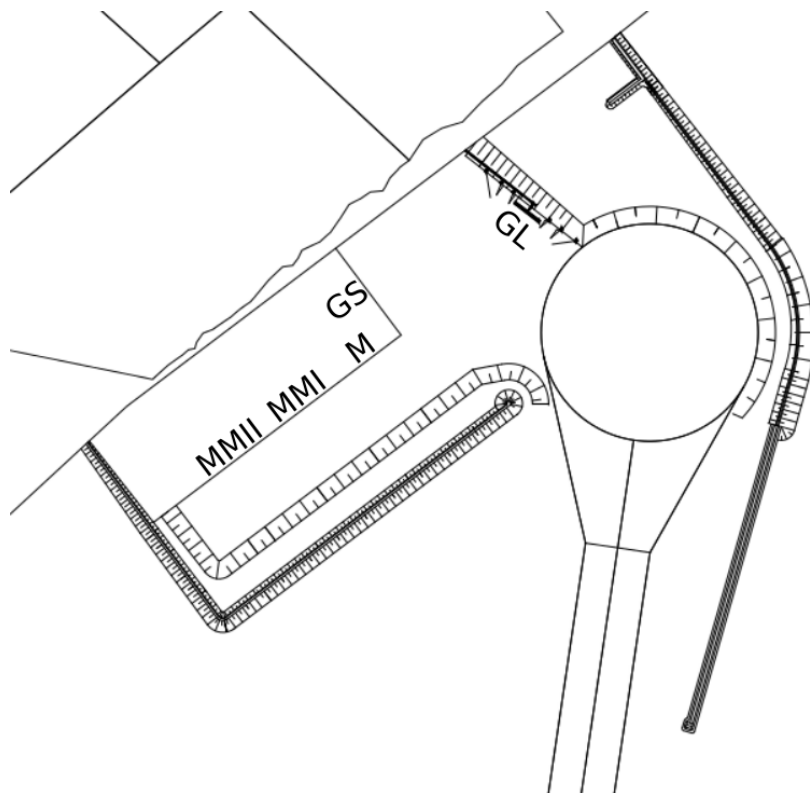


Figura 8.1: Ubicación de atraques en el puerto (GL=Graneles líquidos, GS=Graneles sólidos, M=Madereros, MMI=Malaccamax I y MMII=Malaccamax II).

Muelle	Tipología
Portacontenedores	Obra de atraque con pilotes
Graneles líquidos	Pantalán continuo
Madereros	Obra de atraque con pilotes
Graneles sólidos	Obra de atraque con pilotes

Tabla 8.1: Tipología de muelles.

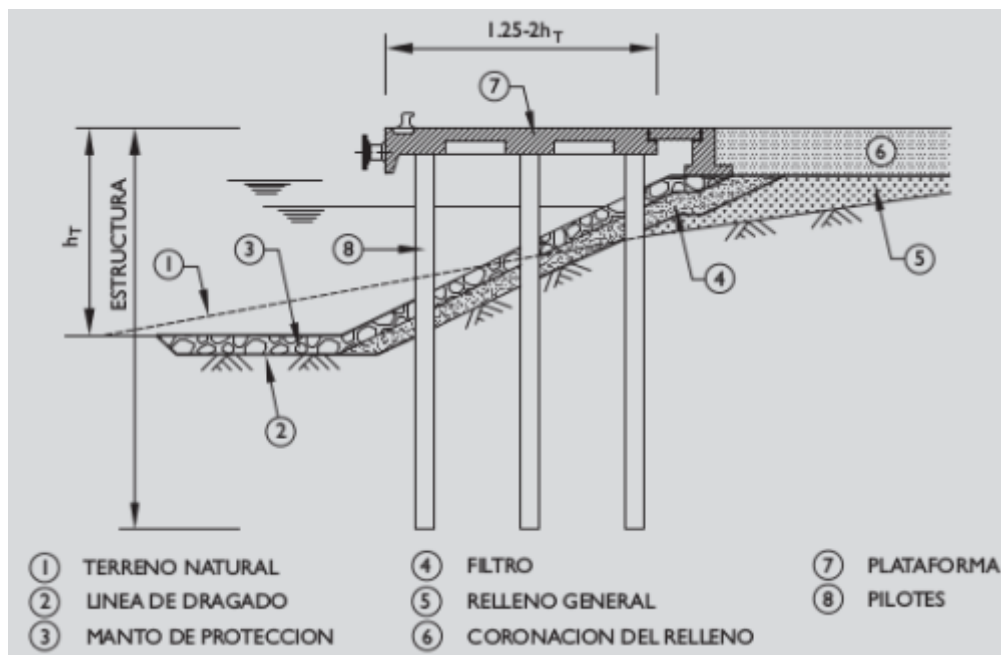


Figura 8.2: Atraque con pilotes (fuente: ROM 2.0-11).

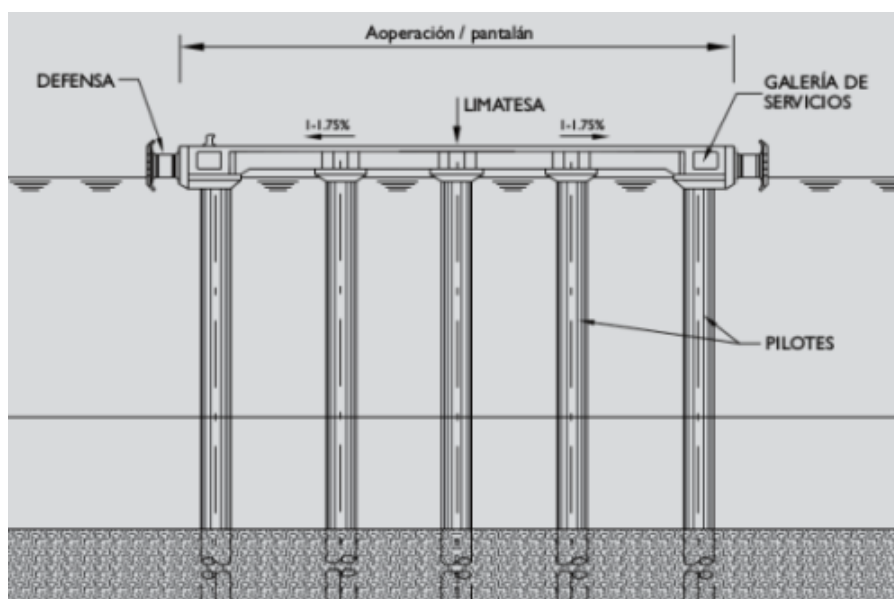


Figura 8.3: Pantalán continuo con pilotes (fuente: ROM 2.0-11).

8.1. Predimensionamiento de obras de atraque y amarre

Para la determinación de la longitud de las dársenas, se consideran las distancias mínimas recomendadas de separación entre buques en función de la eslora de los mismos (ROM 3.1-99, p. 328); para esloras mayores a 300 m la distancia mínima entre buques para atraques longitudinales es de 30 m, mientras que la distancia del buque hasta el borde del muelle, en

caso de que termine en un dique vertical, o hasta el pie del talud en caso de que termine en un dique en talud, es de 45 *m*.

Se determina también el espacio necesario de una dársena en función de la manga y la carga de las embarcaciones (ROM 3.1-99, p. 330). Para el caso de una dársena donde atraquen el buque de graneles líquidos de un lado y el de graneles sólidos del otro, el ancho necesario es de 380 *m*. Para el caso de una dársena con muelle en una sola banda, el ancho mínimo se estima como 3 veces la manga del mayor buque, por lo que el espacio necesario para la dársena correspondiente a los Malaccamax es de 180 *m*.

8.2. Muelle de portacontenedores

8.2.1. Dimensiones

El muelle de portacontenedores consiste en una única alineación de atraque y se diseña con capacidad suficiente para atender a dos buques de categoría Malaccamax en simultaneo. La alineación de atraque es paralela a la costa. En la tabla 8.2 se presentan las dimensiones del muelle en planta, en la tabla 8.3 las dimensiones en alzado y en la tabla 8.4 el calado de atraque.

La longitud mínima de la línea de atraque viene dada por la fórmula $L_a = N_{a,alineacion}L_{max} + (N_{a,alineacion} - 1)l_0 + 2l_s$, donde L_{max} es la eslora del buque de mayor tamaño, l_0 la distancia de resguardos entre buques y l_s los resguardos en los extremos de la obra de atraque. Para estos parámetros se toman los valores recomendados en la tabla 3.2.1.5 de la ROM 2.0-11, tomando en cuenta que la eslora de un buque Malaccamax es de 470 *m*.

El nivel de coronamiento de los atraques se calcula considerando un nivel de mar extremal (debido a la marea meteorológica) con una posibilidad de presentación durante la vida útil de la instalación de atraque de 10^{-1} , lo que corresponde a un período de retorno de 238 años, siendo el nivel de mar asociado de 2,30 *m* PRH. Se considera además el nivel de marea viva, que es la máxima amplitud de la marea astronómica, la cual toma un valor de 0,43 *m* PRH. Además de los factores anteriores se toma un francobordo de seguridad de 0,50 *m*, según se recomienda en la tabla 3.2.2.1 de la ROM 2.0-11.

Para el dimensionado del ancho del área de operaciones se considera que se utiliza una grúa pórtico (“ship to shore”), con dimensiones suficientes para atender a un buque de categoría Malaccamax (ver figura 8.4).

Para la definición del calado de atraque, se toma como hipótesis que no se debe producir la suspensión de la permanencia del buque en el atraque por causa de calado insuficiente. Se adopta en función de esto un nivel inferior de la ventana de marea operativa cuya probabilidad anual de no excedencia sea de 10^{-3} , lo cual equivale a un período de retorno de 1.000 años, teniendo este asociado un valor de -0,51 *m* PRH. El valor de calado hallado queda entonces referido a este nivel mínimo considerado.

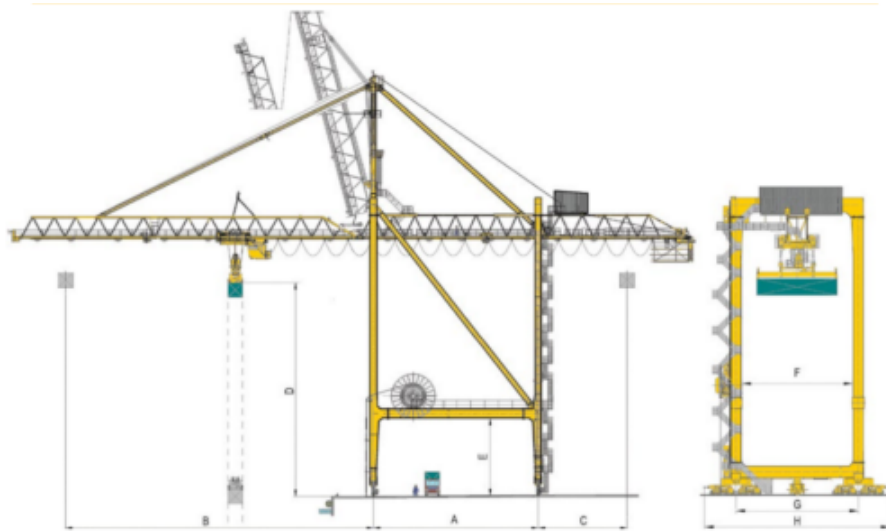


Figura 8.4: Grúa tipo "ship to shore" para muelle de protacontenedores (fuente: Technical Description Ship to Shore Gantry Cranes - Liebherr).

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
La	1030	m	Longitud mínima de la línea de atraque	ROM 2.0-11 p 79
Na	2	m	Número de atraques	ROM 2.0-11 p 79
Lmax	470	m	Eslora máxima	ROM 2.0-11 p 79
l0	30	m	Resguardo entre buques	ROM 2.0-11 p 80
ls	30	m	Resguardo en extremos	ROM 2.0-11 p 80
Ancho	75	m	Ancho mínimo del área de atraque	ROM 2.0-11 p 119

Tabla 8.2: Dimensiones en planta - muelle portacontenedores.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
Niv máx	2,30	m	Nivel aguas máximo de diseño	Ajuste
Mar viv	0,43	m	Marea astronómica viva	Ajuste
Fc seg	0,50	m	Fc de seguridad por nivel extremal	ROM 2.0-11 p 114
nc	3,23	m	Nivel de coronación del atraque	ROM 2.0-11 p 110
D1	2,50	m	Dist grúa a borde muelle	ROM 2.0-11 p 92
D2	35,00	m	Dist entre ejes de grúa	ROM 2.0-11 p 92
D3	25,00	m	Dist por detrás de ejes	ROM 2.0-11 p 92
A0	62,50	m	Ancho de área de operación	ROM 2.0-11 p 92

Tabla 8.3: Dimensiones en alzado - muelle portacontenedores.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
De	20,00	m	Calado estático del buque	ROM 2.0-11 p 116
H1	1,33	m	Prof por factores buque	ROM 3.1-99 p 201
H2	0,85	m	Prof por factores agua	ROM 3.1-99 p 201
H3	1,14	m	Prof por factores fondo	ROM 3.1-99 p 201
ha	23,30	m	Calado del atraque	ROM 2.0-11 p 115

Tabla 8.4: Calado de atraque - muelle portacontenedores.

8.2.2. Defensas

Para el diseño de las defensas se debe determinar la energía de atraque sobre las mismas, para lo cual se sigue el procedimiento mostrado en la ROM 2.0-11, sección 4.6.4.4.3.1.2, literal b1) Modelos analíticos. Se considera que el atraque es lateral, siendo las obras de atraque fijas continuas.

En el caso del muelle de portacontenedores, la energía se calcula considerando el buque de mayor tamaño de la flota esperada (Malaccamax), y la condición de atraque favorable, la cual corresponde a vientos con velocidad menor a 17 m/s , velocidad de corriente inferior a 1 m/s y altura de ola inferior a 2 m para buques con desplazamiento mayor a 3.000 ton o inferior a 1 m para buques con desplazamiento menor a 3.000 ton. Lo anterior se justifica ya que las condiciones de viento en el sitio se encuentra prácticamente un 100 % del tiempo con velocidades inferiores a los 17 m/s (ver sección 5.2.1), las corrientes dentro del recinto portuario son despreciables, y en condiciones medias no se tienen olas con altura superior a 1 m (ver sección 10). Se obtiene entonces un valor de energía para las defensas de 749 kNm para atraque con remolcador y de 7.310 kNm para atraque sin remolcador. Se opta por el escenario de atraque con remolcador.

El espaciamiento máximo entre defensas se calcula considerando el buque de menor tamaño (Feeder de 300 TEU, con 130 m de eslora aproximadamente), y que la distancia mínima entre defensas aisladas no debe ser mayor a 0,15-0,17 veces la eslora de este buque, ni de 12-17 m (ROM 2.0-11, p 321). Se tiene entonces que la distancia entre defensas aisladas debe ser menor a 15 m .

8.3. Muelle de graneles líquidos

8.3.1. Dimensiones

El muelle de graneles líquidos se diseña para atender al buque de mayor calado, eslora y manga de la parte correspondiente de la flota, tomando en cuenta además la variabilidad en los tamaños de los buques, de modo de poder atender también a los buques de menor tamaño. La alineación de atraque es perpendicular a la costa. Las dimensiones en planta se muestran en la tabla 8.5, y el calado de atraque en la tabla 8.6 (se calculan de forma análoga a las del muelle de portacontenedores). Las dimensiones en alzado son las mismas que para el muelle de portacontenedores (tabla 8.3), siendo el ancho del área de operación de $12,5 \text{ m}$ (ROM 2.0-11, p 92).

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
La	463	m	Longitud mínima de la línea de atraque	ROM 2.0-11 p 79
Na	1	m	Número de atraques	ROM 2.0-11 p 79
Lmax	363	m	Eslora máxima	ROM 2.0-11 p 79
l0	30	m	Resguardo entre buques	ROM 2.0-11 p 80
ls	100	m	Resguardo en extremos	ROM 2.0-11 p 80
Ancho	74	m	Ancho mínimo del área de atraque	ROM 2.0-11 p 119

Tabla 8.5: Dimensiones en planta - muelle graneles líquidos.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
De	21,10	m	Calado estático del buque	ROM 2.0-11 p 116
H1	1,48	m	Prof por factores buque	ROM 3.1-99 p 201
H2	0,85	m	Prof por factores agua	ROM 3.1-99 p 201
H3	1,14	m	Prof por factores fondo	ROM 3.1-99 p 201
ha	24,60	m	Calado del atraque	ROM 2.0-11 p 115

Tabla 8.6: Calado de atraque - muelle graneles líquidos.

8.3.2. Defensas

Las defensas para el muelle de graneles líquidos se dimensionan de forma análoga a las del muelle de portacontenedores (ver sección 11.1.2). Se considera como buque de mayor tamaño un VLCC 250.000, obteniendo entonces un valor de energía para las defensas de 726 kNm para atraque con remolcador y de 7.093 kNm para atraque sin remolcador. Se opta por el escenario de atraque con remolcador. Para la distancia mínima entre defensas se considera como el buque de menor porte esperable un Product Carrier de 65 m de eslora, con lo que la distancia queda de 10 m .

8.4. Muelle de madereros

8.4.1. Dimensiones

El muelle de madereros se diseña para atender al barco de mayor calado, eslora, y manga de la posible flota de madereros. El atraque se encuentra en la misma línea que el atraque de los portacontenedores. Las dimensiones en planta se muestran en la tabla 8.7, las dimensiones en alzado en la tabla 8.8 y el calado de atraque en la tabla 8.9. El nivel de coronamiento coincide con el del muelle de portacontenedores, ya que se dimensionan considerando los mismos agentes y además comparten la misma explanada. Para el dimensionado del ancho del área de operación, se considera que se utilizan grúas portuarias móviles (ver figura 8.5).



Figura 8.5: Grúa portuaria móvil para muelle de madereros (fuente: Technical Description Mobile Harbour Crane - Liebherr).

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
La	284	m	Longitud mínima de la línea de atraque	ROM 2.0-11 p 79
Na	1	m	Número de atraques	ROM 2.0-11 p 79
Lmax	224	m	Eslora máxima	ROM 2.0-11 p 79
l0	30	m	Resguardo entre buques	ROM 2.0-11 p 80
ls	30	m	Resguardo en extremos	ROM 2.0-11 p 80
Ancho	40	m	Ancho mínimo del área de atraque	ROM 2.0-11 p 119

Tabla 8.7: Dimensiones en planta – muelle madereros.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
Niv máx	2,30	m	Nivel aguas máximo de diseño	Ajuste
Mar viv	0,43	m	Marea astronómica viva	Ajuste
Fc seg	0,50	m	Fc de seguridad por nivel extremal	ROM 2.0-11 p 114
nc	3,23	m	Nivel de coronación del atraque	ROM 2.0-11 p 110
D1	2,50	m	Dist grúa a borde muelle	ROM 2.0-11 p 92
D2	10,00	m	Dist entre ejes de grúa	ROM 2.0-11 p 92
D3	10,00	m	Dist por detrás de ejes	ROM 2.0-11 p 92
A0	22,50	m	Ancho de área de operación	ROM 2.0-11 p 92

Tabla 8.8: Dimensiones en alzado - muelle madereros.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
De	14,00	m	Calado estático del buque	ROM 2.0-11 p 116
H1	1,69	m	Prof por factores buque	ROM 3.1-99 p 201
H2	0,85	m	Prof por factores agua	ROM 3.1-99 p 201
H3	1,14	m	Prof por factores fondo	ROM 3.1-99 p 201
ha	17,70	m	Calado del atraque	ROM 2.0-11 p 115

Tabla 8.9: Calado de atraque - muelle madereros.

8.4.2. Defensas

Las defensas para el muelle de graneles líquidos se dimensionan de forma análoga a las del muelle de portacontenedores. Se considera como buque de mayor tamaño un Handymax 40.000, obteniendo entonces un valor de energía para las defensas de 191 kNm para atraque con remolcador y de 2.274 kNm para atraque sin remolcador. Se opta por el escenario de atraque con remolcador. Para la distancia mínima entre defensas se considera como el buque de menor porte esperable un Seawaymax de 72 m de eslora, con lo que la distancia queda de 11 m .

8.5. Muelle de graneles sólidos

8.5.1. Dimensiones

El muelle de graneles sólidos se diseña para atender al buque de mayor calado, eslora y manga de la parte de la flota correspondiente. La alineación de atraque es perpendicular a la costa. Comparte la explanada con los muelles para madereros y portacontenedores, por lo que el nivel de coronamiento es el mismo. Para el dimensionado del ancho del área de operación se considera que se utilizan grúas portuarias móviles de las mismas características que para el muelle de madereros, por lo que las dimensiones son iguales (ver tabla 8.8). Las dimensiones en planta se muestran en la tabla 8.10 y el calado de atraque en la tabla 8.11.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
La	354	m	Longitud mínima de la línea de atraque	ROM 2.0-11 p 79
Na	1	m	Número de atraques	ROM 2.0-11 p 79
Lmax	294	m	Eslora máxima	ROM 2.0-11 p 79
l0	30	m	Resguardo entre buques	ROM 2.0-11 p 80
ls	30	m	Resguardo en extremos	ROM 2.0-11 p 80
Ancho	57	m	Ancho mínimo del área de atraque	ROM 2.0-11 p 119

Tabla 8.10: Dimensiones en planta - muelle graneles sólidos.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
De	17,50	m	Calado estático del buque	ROM 2.0-11 p 116
H1	1,28	m	Prof por factores buque	ROM 3.1-99 p 201
H2	0,85	m	Prof por factores agua	ROM 3.1-99 p 201
H3	1,14	m	Prof por factores fondo	ROM 3.1-99 p 201
ha	20,80	m	Calado del atraque	ROM 2.0-11 p 115

Tabla 8.11: Calado de atraque - muelle graneles sólidos.

8.5.2. Defensas

Las defensas para el muelle de graneles líquidos se dimensionan de forma análoga a las del muelle de portacontenedores (ver sección 11.1.2). Se considera como buque de mayor tamaño un Capesize 150.000, obteniendo entonces un valor de energía para las defensas de 467 kNm para atraque con remolcador y de 4.561 kNm para atraque sin remolcador. Se opta por el escenario de atraque con remolcador. Para la distancia mínima entre defensas se considera como el buque de menor porte esperable un Mini Bulk Carrier de 110 m de eslora, con lo que la distancia queda de 16 m .

8.6. Manto de protección y filtro para atraques abiertos

En esta sección se dimensiona el manto de protección y el filtro que se colocan sobre el talud de arena situado debajo de las obras de atraque de pilotes (muelles de portacontenedores, madereros y graneles sólidos). Para el dimensionado se considera una probabilidad de fallo en la vida útil de 10^{-4} de modo que el fallo del manto de protección no condicione la operatividad de los atraques.

El dimensionado se hace de forma análoga al de los mantos principales para los diques en talud, considerando una coraza de doble capa. Como la obra tiene una vida útil de 25 años, la probabilidad de fallo considerada implica un período de retorno del evento de fallo de 250.000 años. Se considera como único modo de fallo principal la pérdida de piezas de la coraza, por lo que el único agente a considerar corresponde al oleaje.

Para obtener la altura de ola mar adentro correspondiente al período de retorno, se considera el ajuste mediante GPD realizado para el oleaje mar adentro. La altura de ola significativa correspondiente al período de retorno de 250.000 años es de $12,5 \text{ m}$ mar adentro, a la cual se le asigna un período de 16 s (según la relación H_s - T_p determinada), considerando las direcciones pico ENE, E, ESE, SE, SSE, S y SSW. Los estados de mar así definidos se propagan utilizando el modelo computacional SWAN hasta un punto a 3 km de la costa en el sitio de implantación del Puerto. Se obtiene los estados de mar mostrados en la tabla 8.12.

Para estos estados de mar se determina la disminución de H_s a causa de la difracción del oleaje tanto por el dique principal como por el secundario, hasta el punto más comprometido del muelle en cada situación. Se encuentra que el peor caso se da para el estado de mar con $H_s = 7,94 \text{ m}$ y $D_p = 157^\circ \text{N}$ (ver figura 8.6), donde el valor máximo de H_s en la línea de atraque de la explanada es de $1,50 \text{ m}$ aproximadamente. Lo anterior se hace utilizando el modelo computacional ARTEMIS. El dimensionado del manto de protección se hace entonces para una altura de ola significativa de $1,50 \text{ m}$.

Se utiliza una duración de tormenta de 6 horas, una densidad de roca $\rho_{s,roca} = 2,650 \text{ kg/m}^3$, una densidad del hormigón de $\rho_{s,hor} = 2,350 \text{ kg/m}^3$, una permeabilidad $P = 0,4$, un parámetro de nivel de daño $Sd = 3$ correspondiente a un nivel de daño de entre 0 y 5%, un ángulo de talud $\alpha = 22^\circ$, un número de unidades desplazadas en una faja de ancho Dn de $N_{od} = 0,5$, un coeficiente de estabilidad de Hudson para roca de $K_{D,roca} = 4$ y para hormigón de $K_{D,hor} = 7,5$.

En la tabla 8.13 se muestran las dimensiones obtenidas tanto para piezas de hormigón como de roca, con las distintas formulaciones. En función del tamaño de las piezas, se elige utilizar roca en doble capa. En la tabla 8.14 se muestran las dimensiones para la capa filtro que va por debajo del manto de protección. Se dimensiona de forma análoga a los filtros de los diques en talud.

Hs (m)	Dp (°N)	Tp (s)
7,74	97	15
7,97	107	15
8,05	119	15
8,07	131	15
8,07	144	15
7,94	157	15
7,68	170	15

Tabla 8.12: Estados de mar a 3 km de la costa.

Formulación	Dn50 (m)	W50 (kg)
Van der Meer, roca, aguas profundas	0,44	233
Van der Meer, roca, aguas someras	0,48	291
Hudson, roca	0,44	227
Van der Meer, hormigón	0,43	184
Hudson, hormigón	0,44	198

Tabla 8.13: Dimensiones de piezas de enrocado según diferentes formulaciones.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Fuente
W50	29	kg	Peso del enrocado	Calculo
Wmax	38	kg	Peso máximo	CEM F VI-5-55
W min	20	kg	Peso mínimo	CEM F VI-5-55
Dn50	0,22	m	Diámetro nominal	Calculo
r	0,40	m	Espesor de la capa	CEM Ec VI-5-142

Tabla 8.14: Dimensión de piezas de filtro.

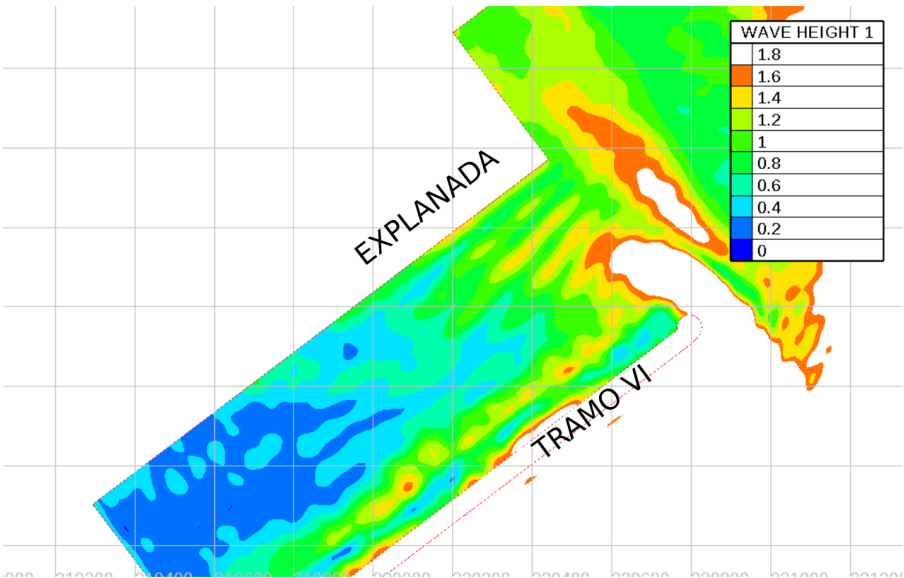


Figura 8.6: H_s en los muelles para el estado de mar con $H_s = 7,94\text{ m}$ y $Dp = 157^\circ\text{N}$.

Capítulo 9

Diques de abrigo

En este capítulo se presenta un prediseño de los diques de abrigo del Puerto de Aguas Profundas. Los requisitos de diseño deben ser verificados por métodos de Nivel I y Nivel II o Nivel III, pero dado el alcance del proyecto, se verifican únicamente con métodos de Nivel I.

9.1. Tramos de dique

El dique se divide en 6 tramos (ver figura 9.1 y sección H):

- Tramo I: Tramo perpendicular a la costa, al NE del puerto.
- Tramo II: Primer tramo curvo del dique exterior desde la costa.
- Tramo III: Tramo NNE-SSW del dique exterior.
- Tramo IV: Tramo perpendicular a la costa, al SW del puerto.
- Tramo V: Tramo NW-SE del dique interior.
- Tramo VI: Tramo SW-NE del dique interior.

Con esta tramificación se definen los límites operativos y de seguridad en la obra (de acuerdo a los criterios expuestos en la sección 3.2.2), los cuales se muestran en la tabla 9.1. Según los requisitos de proyecto, planteados en esta sección, los diques tienen una vida útil de 50 años.

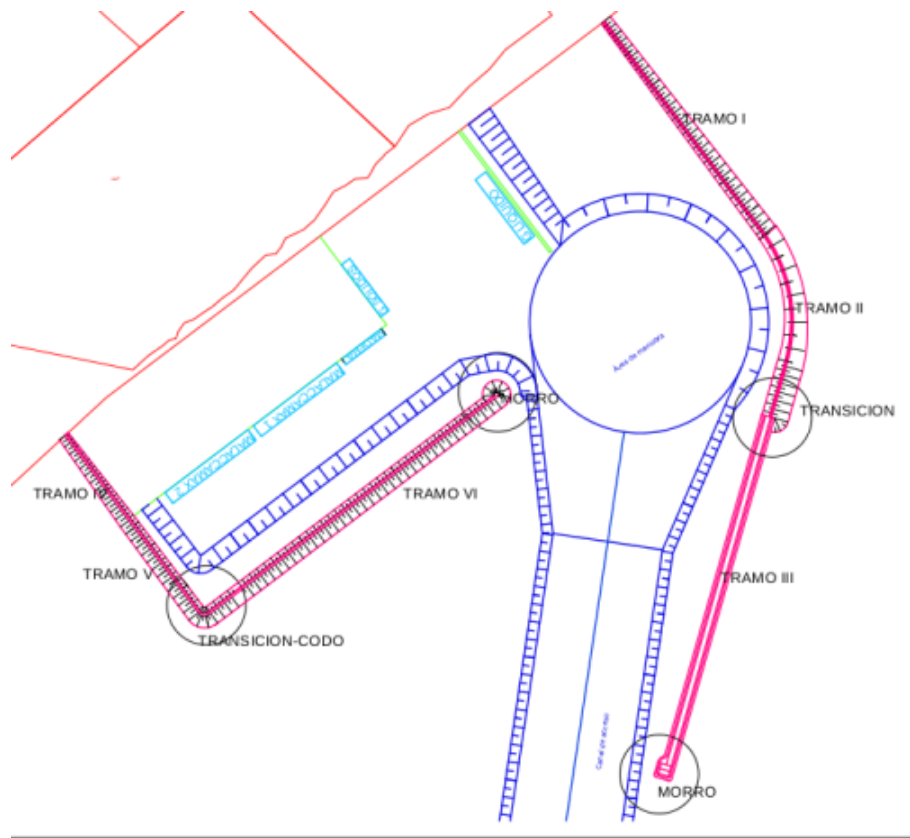


Figura 9.1: Tramos de dique.

	IRE	VU (años)	ISA	PF _{ELU}	IREO	rf _{ELU}	ISA	Nm
TRAMO I	r3	50	s1	0,2	ro2	0,95	so1	10
TRAMO II	r3	50	s1	0,2	ro2	0,95	so1	10
TRAMO III	r3	50	s1	0,2	ro2	0,95	so1	10
TRAMO IV	r3	50	s2	0,1	ro3	0,99	so2	5
TRAMO V	r3	50	s1	0,2	ro2	0,95	so1	10
TRAMO VI	r3	50	s1	0,2	ro2	0,95	so1	10

Tabla 9.1: Límites de operatividad para cada tramo de dique.

9.2. Tipologías de dique y modos de fallo

En esta sección se definen las tipologías de dique a considerar para cada tramo, y sus correspondientes modos de fallo, identificando los principales. “Se define como modo de fallo o parada la manera, forma o mecanismo en que puede producirse el fallo o la parada operativa y, en general, se describe y caracteriza en un estado límite” (ROM 1.0-09, p 131).

Se consideran tres tipologías de dique:

- 1. Dique vertical.
- 2. Dique en talud con espaldón.
- 3. Dique en talud sin espaldón.
- 4. Dique vertical con manto de protección (mixto horizontal).

Luego de un análisis de las distintas tipologías consideradas se descarta el uso de dique mixto horizontal. Esta tipología podría usarse únicamente en el Tramo III, ya que es el único que cuenta con la profundidad necesaria como para la colocación de los cajones del dique. Sin embargo, para este tramo se opta por la utilización de dique vertical, ya que implica un mejor consumo de materiales y costo (no se hace necesario la colocación del enrocado en el lado de mar de los cajones).

En las tablas 9.2, 9.3 y 9.4 se muestra el listado de los modos de fallo adscritos a estados límite últimos para dique vertical, dique en talud con espaldón y dique en talud sin espaldón respectivamente.

SECCIÓN		
Pérdida de estabilidad global	Geotécnico/Hidrodinámico	MFP1
Hundimiento		MFS
Vuelco plástico		MFS
Pérdida de estabilidad local		MFS
BANQUETA DE CIMENTACION Y TERRENO		
Pérdida de piezas de berma de pie	Hidrodinámico	MFP2
Socavación berma de pie		MFS
CUERPO CENTRAL		
Deslizamiento cuerpo central-banqueta enrase	Hidrodinámico	MFP3
Deslizamiento por hiladas		MFS
Vuelco del cajón y por hiladas		MFS
Agotamiento resistente del hormigón	Estructural	MFS
SUPERESTRUCTURA		
Deslizamiento	Hidrodinámico	MFS
Vuelco		MFS
Agotamiento resistente del parapeto	Estructural	MFS

[H]

Tabla 9.2: Modos de fallo para dique vertical.

SECCIÓN		
Pérdida de material fino	Hidrodinámico	MFS
Deslizamiento	Geotécnico	MFS
Asentamiento		MFS
BERMA DE PIE		
Pérdida de piezas de berma de pie	Hidrodinámico	MFP3
Socavación berma de pie		MFS
Hundimiento	Geotécnico	MFS
SUPERESTRUCTURA		
Deslizamiento	Hidrodinámico	MFS
Vuelco		MFS
Agotamiento resistente del parapeto	Estructural	MFS
CUERPO CENTRAL		
Deslizamiento en subcapas	Geotécnico	MFS
Deslizamiento del cuerpo		MFS
CORAZA		
Perdida de piezas del manto principal	Hidrodinámico	MFP1
Erosión de coraza interior		MFP2
Deslizamiento	Geotécnico	MFS
Rotura de piezas de la coraza	Hidrodinámico/Estructural	MFS

Tabla 9.3: Modos de fallo para dique en talud con espaldón.

SECCIÓN		
Pérdida de material fino	Hidrodinámico	MFS
Erosión suelo exterior	Hidrodinámico/Geotécnico	MFS
Deslizamiento	Geotécnico	MFS
Asentamiento		MFS
BERMA DE PIE		
Pérdida de piezas de berma de pie	Hidrodinámico	MFP3
Socavación berma de pie		MFS
Hundimiento	Geotécnico	MFS
CUERPO CENTRAL		
Deslizamiento en subcapas	Geotécnico	MFS
Deslizamiento del cuerpo		MFS
CORAZA		
Perdida de piezas del manto principal	Hidrodinámico	MFP1
Erosión de coraza interior		MFP2
Deslizamiento	Geotécnico	MFS
Rotura de piezas de la coraza	Hidrodinámico/Estructural	MFS

Tabla 9.4: Modos de fallo para dique en talud sin espaldón.

9.3. Modos de fallo principales y probabilidad de fallo

9.3.1. Selección de los modos de fallo principales

Al momento de seleccionar los modos de fallo principales se toman las siguientes consideraciones:

- Según lo indicado a continuación no se considerarán los modos de fallo geotécnicos como principales: La ROM 0.5 “considera con carácter general los modos de fallo geotécnicos [...] en la mayor parte de las obras marítimas y portuarias en las que las oscilaciones del mar no sean el agente predominante en el desencadenamiento del modo de fallo geotécnico” admiten probabilidades tales que no inciden en la optimización económica de la obra. “En estos casos y siempre que se adopte este criterio, los modos de fallo geotécnicos podrán no ser considerados como fallos principales”.
- Los modos de fallos estructurales que dependen de los materiales a utilizar o la calidad final de las piezas o elementos fabricadas con éstos no serán considerados como principales.

En las tablas 9.5, 9.6 y 9.7 se presenta la selección de modos de fallo principales.

De estos listados se seleccionan los modos de fallo principales, para cada tipología de dique, adscritos a estados límites últimos, los cuales se muestran en la tabla 9.8.

Para el dimensionado de las estructuras es necesario seleccionar un valor de los agentes predominantes, que en el caso de los diques corresponden a oleaje y niveles. Esto se hace definiendo una probabilidad de ocurrencia para el evento de fallo, en función de las características del tramo en cuestión. El reparto de probabilidades de ocurrencia entre los modos de fallo principales se realiza verificando la sensibilidad del dimensionado al período de retorno del evento de fallo, y adjudicando una probabilidad de 0,8 al dimensionado más sensible (de modo de tener un período de retorno de fallo menor, lo cual lleva a una obra menos costosa) y de 0,1 a los otros dos modos de fallo (ver ROM 1.0, p.153).

Con estas probabilidades, y considerando el valor de probabilidad de fallo adscrito a un estado límite último mostrado en la tabla 9.9, se determinan los períodos de retorno para el reparto de probabilidades. Éstos se muestran en la tabla 9.10 y tabla 9.11.

[H]

SECCIÓN	
Pérdida de estabilidad global vuelco	Este modo de fallo se selecciona como principal. El fallo por vuelco implicaría una parada operativa y obras de reconstrucción de alto coste.
Hundimiento	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
Vuelco plástico	
Perdida de estabilidad local	
BANQUETA DE CIMENTACION Y TERRENO	
Pérdida de piezas de berma de pie	Este modo de fallo se selecciona como principal. La pérdida de piezas de la berma de pie lleva a una erosión a pie de dique y a una pérdida de estabilidad del mismo.
Socavación berma de pié	Por los valores de corriente que se tienen se considera que no será importante la socavación.
CUERPO CENTRAL	
Deslizamiento cuerpo central-banqueta enrase	Este modo de fallo se selecciona como principal. El fallo por vuelco implicaría una parada operativa y obras de reconstrucción de alto coste.
Deslizamiento por hiladas	Los modos de fallo estructurales dependerán de los materiales a utilizar y la calidad de las piezas fabricadas, las cuales deberán cumplir con los requisitos necesarios de forma que este modo no sea considerado principal.
Vuelco del cajón y por hiladas	
Fallo estructural de la seccion	
SUPERESTRUCTURA	
Deslizamiento	Las acciones sobre la superestructura no son importantes debido al tamaño y forma propuestos. Se verificará estabilidad.
Vuelco	
Agotamiento resistente del parapeto	Los modos de fallo estructurales dependerán de los materiales a utilizar y la calidad de las piezas fabricadas, las cuales deberán cumplir con los requisitos necesarios de forma que este modo no sea considerado principal.

Tabla 9.5: Selección de modos de fallo para dique vertical.

[H]

SECCIÓN	
Perdida de material fino	Se soluciona con seleccion de filtros adecuados.
Erosión suelo exterior	Por los valores de corriente que se tienen se considera que no será importante la socavación.
Deslizamiento	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
Asentamiento	
BERMA DE PIE	
Pérdida de piezas de berma de pie	Este modo de fallo se selecciona como principal. La pérdida de piezas de la berma de pie lleva a una erosión a pie de dique y a una pérdida de estabilidad del mismo.
Socavación berma de pié	Por los valores de corriente que se tienen se considera que no será importante la socavación.
Hundimiento	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
SUPERESTRUCTURA	
Deslizamiento	Las acciones del oleaje sobre la superestructura no son importantes debido al tamaño y forma propuestos. Se verificará estabilidad.
Vuelco	
Agotamiento resistente del parapeto	Los modos de fallo estructurales dependerán de los materiales a utilizar y la calidad de las piezas fabricadas, las cuales deberán cumplir con los requisitos necesarios de forma que este modo no sea considerado principal.
CUERPO CENTRAL	
Deslizamiento en subcapas	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
Deslizamiento del cuerpo	
CORAZA	
Pérdida de piezas del manto principal	Este modo de fallo se considera como principal. Las piezas de la coraza son el principal elemento de aplaque del oleaje.
Rotura de piezas de la coraza	Se soluciona imponiendo al hormigón las características adecuadas
Pérdida de piezas de coraza interior	Este modo de fallo se selecciona como principal. La pérdida de piezas de la coraza interior implica
Deslizamiento	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
Rotura de piezas de la coraza	Los modos de fallo estructurales dependerán de los materiales a utilizar y la calidad de las piezas fabricadas, las cuales deberán cumplir con los requisitos necesarios de forma que este modo no sea considerado principal.

Tabla 9.6: Selección de modos de fallo para dique en talud con espaldón.

[H]

SECCIÓN	
Perdida de material fino	Se soluciona con seleccion de filtros adecuados
Erosión suelo exterior	Por los valores de corriente que se tienen se considera que no será importante la socavación.
Deslizamiento	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
Asentamiento	
BERMA DE PIE	
Pérdida de piezas de berma de pie	Este modo de fallo se selecciona como principal. La pérdida de piezas de la berma de pie lleva a una erosión a pie de dique y a una pérdida de estabilidad del mismo.
Socavación berma de pié	Por los valores de corriente que se tienen se considera que no será importante la socavación.
Hundimiento	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
CUERPO CENTRAL	
Deslizamiento en subcapas	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
Deslizamiento del cuerpo	
CORAZA	
Pérdida de piezas del manto principal	Este modo de fallo se considera como principal. Las piezas de la coraza son el principal elemento de aplaque del oleaje.
Rotura de piezas de la coraza	Se soluciona imponiendo al hormigón las características adecuadas
Pérdida de piezas de coraza interior	Este modo de fallo se selecciona como principal. La pérdida de piezas de la coraza interior lleva a una a una pérdida de estabilidad del dique.
Deslizamiento	Los modos de fallo geotécnicos no se considerarán principales según lo propuesto en la ROM 0.5
Rotura de piezas de la coraza	Los modos de fallo estructurales dependerán de los materiales a utilizar y la calidad de las piezas fabricadas, las cuales deberán cumplir con los requisitos necesarios de forma que este modo no sea considerado principal.

Tabla 9.7: Selección de modos de fallo para dique en talud sin espaldón.

N.º	Vertical	En talud con espaldón	En talud sin espaldón
1	Pérdida de estabilidad global (vuelco)	Pérdida de piezas del manto principal	Pérdida de piezas del manto principal
2	Deslizamiento cuerpo central/banqueta	Pérdida de piezas de coraza interior	Pérdida de piezas de coraza interior
3	Pérdida de piezas de berma de pie	Pérdida de piezas de berma de pie	Pérdida de piezas de berma de pie

[H]

Tabla 9.8: Modos de fallo principales considerados para las distintas tipologías de dique.

[H]

	VU (años)	ISA	Pf_{ELU}
TRAMO I	50	s1	0,2
TRAMO II	50	s1	0,2
TRAMO III	50	s1	0,2
TRAMO IV	50	s2	0,1
TRAMO V	50	s1	0,2
TRAMO VI	50	s1	0,2

Tabla 9.9: Probabilidad de fallo adscrita a ELU.

[H]

Pf_{ELU}	$Pf_{REPARTO}$	Tr (años)
0,1	0,10	4.975
0,1	0,80	600

Tabla 9.10: Período de retorno para $Pf_{ELU} = 0,1$.

[H]

Pf_{ELU}	$Pf_{REPARTO}$	Tr (años)
0,2	0,10	2.475
0,2	0,80	287

Tabla 9.11: Período de retorno para $Pf_{ELU} = 0,2$.

9.3.2. Determinación de oleaje y nivel de mar de diseño

El oleaje y el nivel de mar son los agentes predominantes asociados a los modos de fallo principales, por lo que se debe determinar sus valores para el diseño. Para el caso del fallo por pérdida de piezas del manto principal, el único agente predominante es el oleaje, para el resto de los modos de fallo, ambos agentes son predominantes.

La determinación de los valores de los agentes a utilizar en el diseño se hace considerando que los niveles y el oleaje son estadísticamente independientes y no se encuentran correlacionados. De este modo, para los períodos de retorno definidos, se busca la combinación de períodos de retorno de los agentes que, por un lado, cumpla, y que además sea representativa del peor caso posible para ese período de retorno, esto es, que dé los mayores valores para lo que se esté dimensionando (francobordo, peso de elementos de la coraza, peso de elementos de berma.).

9.3.2.1. Oleaje de diseño

Para determinar el oleaje que afecta a cada tramo (ver sección 9.1 por definición de tramos), y la altura de ola de diseño, en primer lugar se verifica cuáles son las direcciones de oleaje mar adentro que luego de propagarse hacia la costa afectan al tramo. Esto se hace para períodos de retorno de entre 1 y 5.000 años.

Se determina qué direcciones de oleaje mar adentro son las que, luego de su propagación hacia la costa inciden sobre cada tramo en particular. Esto se hace agrupando los datos de oleaje según su dirección en los rangos ENE, E, ESE, SE, SSE, S y SSW, para las que se hace un análisis de régimen extremal de forma análoga al realizado para toda la serie de oleaje (ver sección 5.1.2). De este análisis se obtienen las alturas de ola asociadas a los períodos de

retorno considerados para cada una de las direcciones. De este análisis se obtiene que todas las direcciones de oleaje afectan a cada uno de los tramos de dique.

Para hallar el T_p a utilizar en la propagación del oleaje, en una primera instancia se grafican los valores de T_p contra los de H_s correspondientes en la serie de datos de oleaje, obteniendo una nube de puntos. Posteriormente, los datos de $H_s - T_p$ se procesan conjuntamente con los datos de viento correspondientes al mismo instante de tiempo, dejando de lado los datos de oleaje donde la velocidad de viento es inferior a 10 m/s , de modo de eliminar las parejas de $H_s - T_p$ que correspondan a “mar de fondo” y tener una serie de datos correspondiente solamente al oleaje de tormenta.

Una vez hecho este procesamiento, la nueva nube de puntos $H_s - T_p$ obtenida se analiza mediante dos aproximaciones. La primera consiste en considerar la forma teórica de espectro de Pierson-Moskowitz para oleaje totalmente desarrollado, lo cual lleva a la expresión:

$$T_p = \frac{7,69}{\sqrt{0,24 \times g}} \sqrt{\frac{H_s}{0,95}}$$

La segunda consiste en realizar un ajuste con una función de la forma $T_p = aH_s^b$, con un intervalo de confianza del 95 %, del cual se obtiene $a = 5,17$ y $b = 0,44$. Los resultados obtenidos para ambas aproximaciones se muestran en la figura 9.2. Para realizar la propagación del oleaje, se decide tomar los valores de T_p ubicados en el límite superior del intervalo de confianza de 95 % para la curva potencial ajustada.

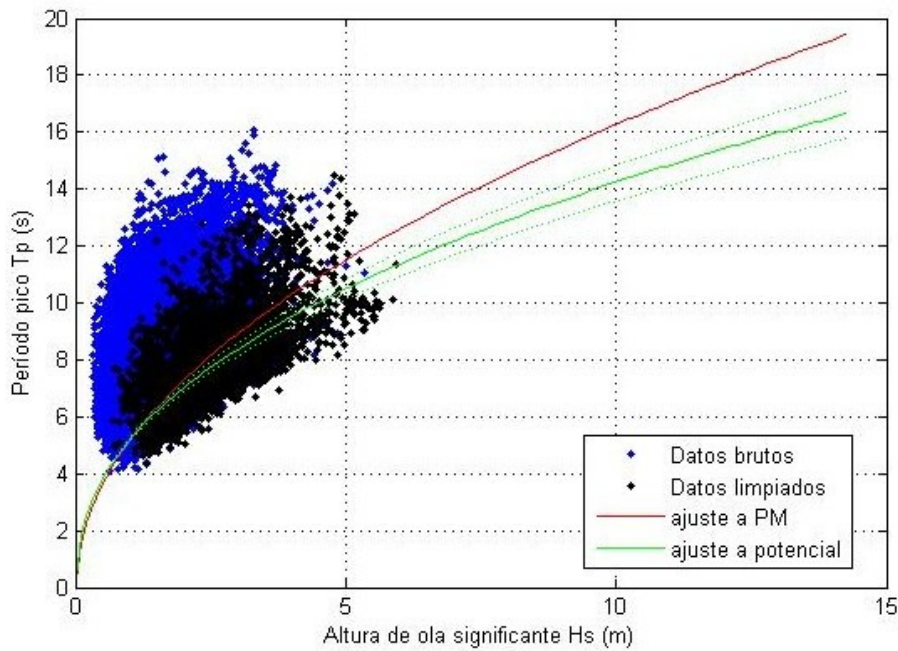


Figura 9.2: Curva teórica de espectro de Pierson-Moskowitz y ajuste $H_s - T_p$ (intervalo de confianza de 95 % en el ajuste a la función potencial).

Se propaga el oleaje asociado a los períodos de retorno considerados y se obtiene la altura de ola y dirección en los puntos de interés para cada tramo de dique. Cabe destacar que en el modelo de propagación de oleaje se considera la batimetría del puerto así como también la presencia de los diques, sin considerar la reflexión en los mismos.

Se observa que todas las direcciones de entrada consideradas generan oleaje que incide sobre los tramos, por lo que no se hace necesario reagrupar el oleaje mar adentro según rangos de direcciones específicos. Se hace entonces la propagación de los estados de mar definidos por la altura de ola significativa asociada al período de retorno correspondiente, el período pico obtenido del ajuste de los datos de oleaje y cada una de las direcciones de oleaje mar adentro (ENE, E, ESE, SE, SSE, S y SSW). Se obtiene así la altura de ola significativa para los distintos tramos de los diques de abrigo. Para un tramo y un período de retorno dado, se selecciona para el dimensionamiento la dirección que de la máxima H_s .

9.3.2.2. Nivel de mar

Los niveles de diseño se obtiene del ajuste realizado al régimen extremal de este agente (ver sección 5.3.2), considerando el período de retorno complementario al del oleaje, esto es, que cumpla la relación $T_{r,fallo} = T_{r,niv} \times T_{r,oleaje}$ para un período de retorno del fallo dado.

9.4. Verificación de los modos de fallo principales

En esta sección se verifican los modos de fallo para dique vertical, dique en talud con espaldón y dique en talud sin espaldón, para cada una de las tipologías seleccionadas para cada tramo. Se explica primero de forma genérica las verificaciones que se hacen para cada tipología de dique.

Para los modos de fallo que se vean afectados tanto por oleaje como por nivel de mar, para un período de retorno de fallo dado, se consideran las combinaciones de estos agentes que se presenten con el período de retorno buscado, tomando la más crítica. Se tiene entonces $T_{r,fallo} = T_{r,niv} \times T_{r,oleaje}$ para un período de retorno del fallo dado.

9.4.1. Dique vertical

En esta sección se describen las ecuaciones de verificación de los modos de fallo para el dique vertical.

9.4.1.1. Pérdida de estabilidad global (vuelco)

La verificación de la estabilidad del dique al vuelco, requiere el cálculo de las presiones hidrodinámicas debidas al oleaje. Para calcular estas presiones se utiliza la fórmula de Goda para olas irregulares (CEM, Tabla VI-5-53). El procedimiento y definición de fuerzas es análogo que para dique mixto horizontal.

La verificación de la estabilidad del dique al vuelco requiere el cálculo de las presiones hidrodinámicas debidas al oleaje. Para calcular estas presiones se utiliza la fórmula de Goda para olas irregulares para diques verticales (CEM, Tabla VI-5-53), con correcciones en los factores de modificación definidos para el cálculo de las presiones. Para la aplicación de dicha fórmula se considera un oleaje incidente oblicuo al dique. El esquema de presiones dinámicas por oleaje se muestra en la figura 9.3, donde:

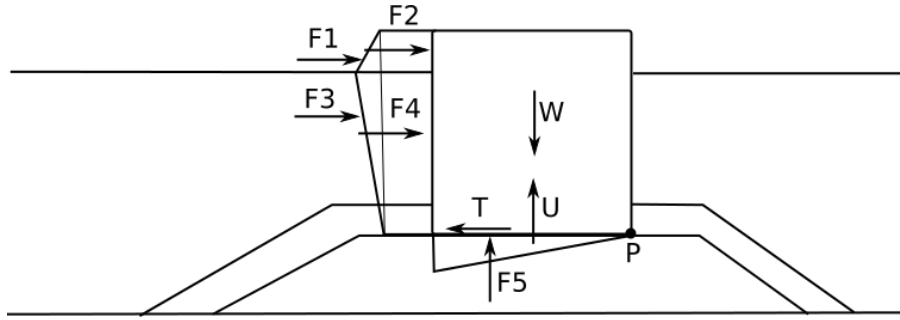


Figura 9.4: Diagrama de fuerzas utilizado para el cálculo de estabilidad al vuelco respecto al punto P en dique mixto horizontal.

9.4.1.2. Deslizamiento cuerpo central/banqueta

El modo de fallo deslizamiento se verifica con un diagrama de fuerzas (ver figura 9.4), siendo T la fuerza estabilizadora debida la tensión rasante del suelo. La fórmula utilizada para determinar la tensión en el suelo debajo del dique es $T = fN$, con $f = 0,5$ (RM ecuación 5.199) y $N = W - U - F5$ la normal.

Siendo T la fuerza horizontal que surge de integrar la tensión rasante en el suelo, B el ancho del dique, $\sigma = \frac{\sum F_V}{B}$ la tensión normal en el suelo, donde F_V son las fuerzas verticales, ϕ el ángulo de rozamiento interno del material en el que se apoya, en este caso se considera un ángulo de rozamiento interno de 40° para el material de apoyo del dique.

9.4.1.3. Pérdida de piezas de la berma de pie

El modo de fallo por erosión por berma de pie se verifica con la ecuación 5.190 del Rock Manual, considerando un nivel de mar bajo y un nivel de daño aceptable.

$$\frac{H_s}{\Delta Dn_{50}} = \left(-0,6 + 5,8 \left(\frac{h_t}{h} \right) \right) N_{od}^{0,19} \quad (9.10)$$

Siendo H_s la altura de ola significativa, $\Delta = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)$, Dn_{50} el diámetro pasante 50 %, h_t la distancia desde el nivel de agua hasta la cota superior de la berma de pie, h la distancia desde el nivel de agua hasta la fundación del dique, y $N_{od} = 2$ el número de daño (para nivel de daño aceptable según RM p. 626).

9.4.2. Dique en talud con espaldón

En esta sección se describen las ecuaciones de verificación de los modos de fallo para el dique en talud con espaldón y los resultados obtenidos de la aplicación de las mismas.

9.4.2.1. Pérdida de piezas del manto principal

Se analizan distintas formulaciones para el dimensionado de las piezas del manto principal, y su sensibilidad a los distintos factores implicados. En la sección C se presenta la discusión

sobre las formulaciones. Se selecciona para el dimensionado la fórmula de Van der Meer para hormigón.

$$Dn_{50} = \left(\frac{H_s}{\Delta} \right) \frac{S_{om}^{0,1}}{6,7 \left(\frac{N_{od}^{0,4}}{N^{0,3}} + 1 \right)} \quad (9.11)$$

Donde $S_{om} = H_s/L$ es el peralte de la ola (m), N_{od} es el número de piezas de la coraza desplazadas en una franja de ancho Dn , N es el número de olas y H_s es la altura de ola significativa a pie de dique.

Con esta ecuación se determina el diámetro nominal medio que debe tener cada pieza de la coraza según el tramo.

9.4.2.2. Pérdida de piezas de la coraza interior

Este modo de fallo se asocia a un caudal de sobrepasamiento que pone en riesgo la seguridad estructural del dique, erosionando la coraza interior. En base a recomendaciones bibliográficas (CEM, Table VI-5-6: Critical Values of Average Overtopping Discharges), se considera un caudal de 50 L/s .

El francobordo se determina con la formulación presentada en el Overtopping Manual (ecuación 9.12). Se clasifica el oleaje en impulsivo o no impulsivo, para lo que define el parámetro h^* (ver ecuación 9.22).

Se presenta una formulación determinística para condiciones de oleaje impulsivo ($h^* \leq 0,3$):

$$Rc = - \left(\frac{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta}{2,3} \right) \ln \left(\frac{q}{0,2 \sqrt{H_{m0}^3}} \right) \quad (9.12)$$

Para este caudal dado se verifica que las dimensiones de las piezas seleccionadas para la cara interior del dique sean suficientes para que no haya pérdida de las mismas. Para esta verificación se utilizan las ecuaciones de Van Gent para dique en talud con y sin espaldón (Van Gent, Rear-Side Stability of Rubble Mound Structures", 2004). A continuación se presentan las fórmulas utilizadas para verificar el tamaño de las piezas para dique en talud con y sin espaldón (ecuaciones 9.13 y 9.14).

$$Dn_{50} = 0,036 \cot^{0,5}(\alpha) (R_{u1\%} - R_c)^{0,8} \left(1 + \frac{5R_\sigma}{R_c - R_\sigma} \right)^{0,4} \left(\frac{Sd}{\sqrt{N}} \right)^{-0,4} \left(1 + \frac{R_\sigma}{H_s} \right)^{-0,4} \quad (9.13)$$

$$Dn_{50} = 0,008 \left(\frac{Sd}{\sqrt{N}} \right)^{-1/6} \left(\frac{u_{1\%} T_{m-1}}{\sqrt{\Delta}} \right) \cot^{2,5/6}(\alpha) \left(1 + 10 \exp \left(\frac{-R_{cr}}{H_s} \right)^{1/6} \right) \quad (9.14)$$

Donde Dn_{50} es el diámetro nominal medio de las piezas (m), $Sd = 5$ el nivel de daño correspondiente a daño intermedio para pendiente 1:2 (adimensional), N el número de olas (adimensional), α la pendiente del talud ($^\circ$), $R_{u1\%}$ (ver ecuación 9.15) el nivel de run-up ficticio excedido por el 1% del oleaje incidente (m), el cual es dependiente del número de Iribarren, R_c el francobordo (m), R_σ el francobordo del lado interior (m), H_s la altura de ola significativa, T_{m-1} el período del oleaje (s) y $u_{1\%}$ la velocidad máxima promediada en la profundidad del

lado de puerto del dique durante un evento de sobrepasamiento excedido por el 1 % de las olas incidentes (m/s).

$$u_{1\%} = 1,7(g\gamma_{f-c})^{0,5} \left(\frac{R_{u1\%} - R_c}{\gamma_f} \right) \frac{1}{1 + 0,1 \frac{B}{H_s}} \quad (9.15)$$

9.4.2.3. Pérdida de piezas de la berma de pie

El modo de fallo por erosión de berma de pie se verifica con la ecuación 5.187 del Rock Manual, considerando la peor combinación de altura de ola y nivel de mar para el período de retorno seleccionado para este modo de fallo y un nivel de daño aceptable.

$$\frac{H_s}{\Delta Dn_{50}} = \left(2 + 6,2 \left(\frac{h_t}{h} \right)^2, 7 \right) N_{od,15}^0 \quad (9.16)$$

Siendo H_s la altura de ola significativa, $\Delta = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)$, Dn_{50} el diámetro pasante 50 %, h_t la distancia desde el nivel de agua hasta la cota superior de la berma de pie, h la distancia desde el nivel de agua hasta la fundación del dique, y N_{od} el número de daño (aceptable=2).

9.4.3. Dique en talud sin espaldón

En esta sección se describen las ecuaciones de verificación de los modos de fallo para el dique en talud sin espaldón.

9.4.3.1. Pérdida de piezas del manto principal

La metodología y ecuaciones aplicadas son las mismas que para dique en talud con espaldón (ver sección 9.4.2.1).

9.4.3.2. Pérdida de piezas de la coraza interior

Se sigue el mismo procedimiento que para dique en talud con espaldón (ver sección 9.4.2.2).

9.4.3.3. Pérdida de piezas de la berma de pie

El modo de fallo por erosión de berma de pie se verifica con la ecuación 5.187 del Rock Manual, con una metodología análoga a dique en talud con espaldón (ver sección 9.4.2.3).

9.5. Dimensionados no asociados a modos de fallo principales

Más allá de la verificación de los modos de fallo principales para el dimensionado de los elementos de los diques de abrigo, se deben hacer otras consideraciones que no están asociadas a modos de fallo principales o que tienen que ver con la posibilidad de desarrollar los procedimientos constructivos involucrados para la conformación de los diques. En esta sección se consideran los siguientes aspectos:

- Dimensionado de filtros y espesores de cada capa.
- Ancho de cresta mínimo (para diques en talud).
- Dimensiones de berma de pie.
- Espesor y extensión de banqueteta de cimentación (diques verticales).

9.5.1. Filtros y espesor de cada capa

El dimensionado de los filtros se hace de acuerdo a lo presentado en el CEM, considerando las tipologías de multicapa (figura 9.5) y tricapa (figura 9.6). Los pesos medios del material de las capas se determinan directamente a partir del peso de los elementos de la coraza. En la tabla 9.12 y tabla 9.13 se presentan los valores de peso recomendados para la sección multicapa y la sección tricapa respectivamente. Se elige utilizar la sección tricapa debido a su mayor facilidad constructiva y misma funcionalidad que la sección multicapa.

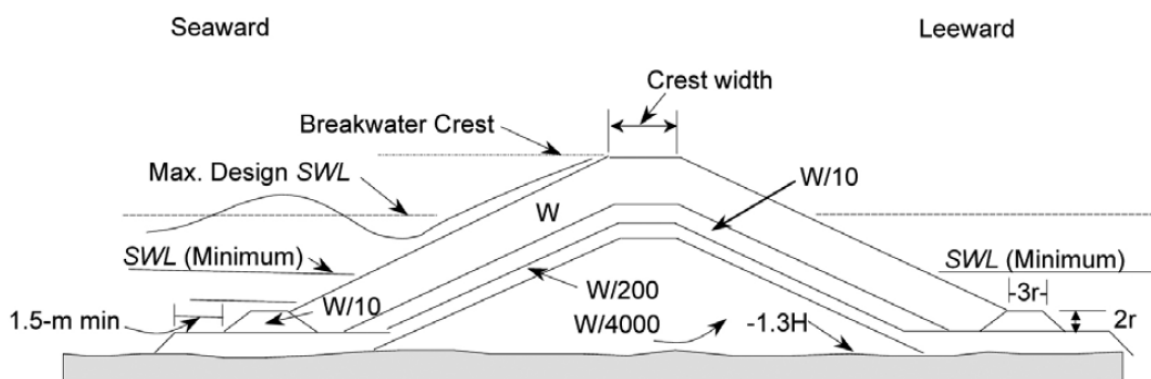


Figura 9.5: Corte esquemático de sección multicapa (fuente: CEM).

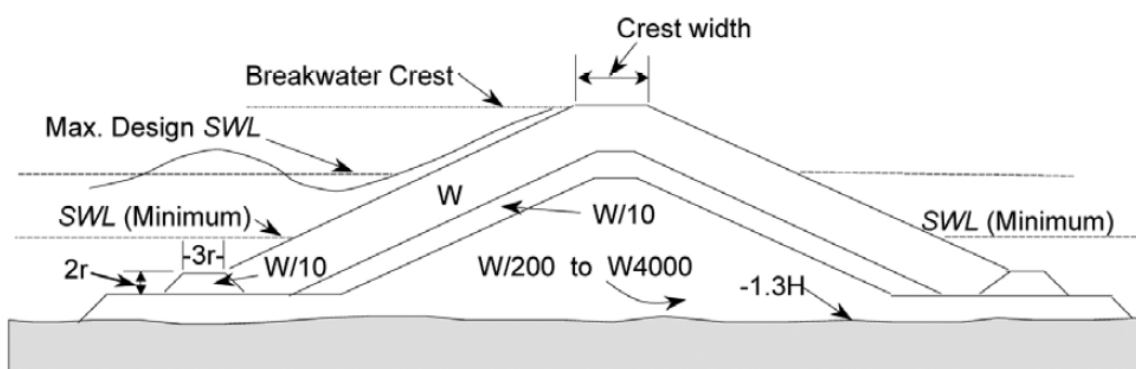


Figura 9.6: Corte esquemático de sección tricapa (fuente: CEM).

Capa	Peso W50	Graduación de tamaño (%)
Coraza	W	
Primer filtro	W/10	130 a 70
Segundo filtro	W/200	150 a 50
Núcleo	W/4000	170 a 30

Tabla 9.12: Valores recomendados para sección multicapa.

Capa	Peso W50	Graduación de tamaño (%)
Coraza	W	
Primer filtro	W/10	130 a 70
Núcleo	W/200 a W/4000	170 a 30

Tabla 9.13: Valores recomendados para sección tricapa.

El dimensionado de los filtros requiere definir el espesor de cada capa. Para esto se utiliza la fórmula (CEM) $r = nk_{\Delta} Dn_{50}$, donde $n = 2$ es el número de capas, k_{Δ} es el coeficiente de capa y Dn_{50} es el diámetro nominal medio. En el caso de coraza con elementos cúbicos de hormigón, el coeficiente de capa adopta un valor 1,1, mientras que en el caso de escollero en roca es de 1.

9.5.2. Ancho de cresta mínimo y nivel de coronamiento del núcleo

El ancho de cresta se refiere a el ancho de la parte superior de los diques en talud. Los diques se diseñan de modo que el caudal que rebasa el dique no provoque daños estructurales. Sin embargo, cobra importancia al considerar aspectos constructivos de los diques en talud, ya que el ancho debe ser suficiente para albergar al equipamiento necesario para las tareas de construcción.

El ancho debe ser tal que pueda albergar una grúa para la colocación de los elementos de la coraza, y un camión volcador, sobre el material del núcleo. En base a catálogos de grúas (Manitowoc 10000B-1 Product Guide, Manitowoc) y dados los pesos de las piezas de la coraza y el alcance necesario para su colocación, se prevé un ancho mínimo de 10 m (grúa de 5,30 m de ancho más camión de 3,20 m de ancho), considerando un sobrecancho de seguridad de 1,5 m.

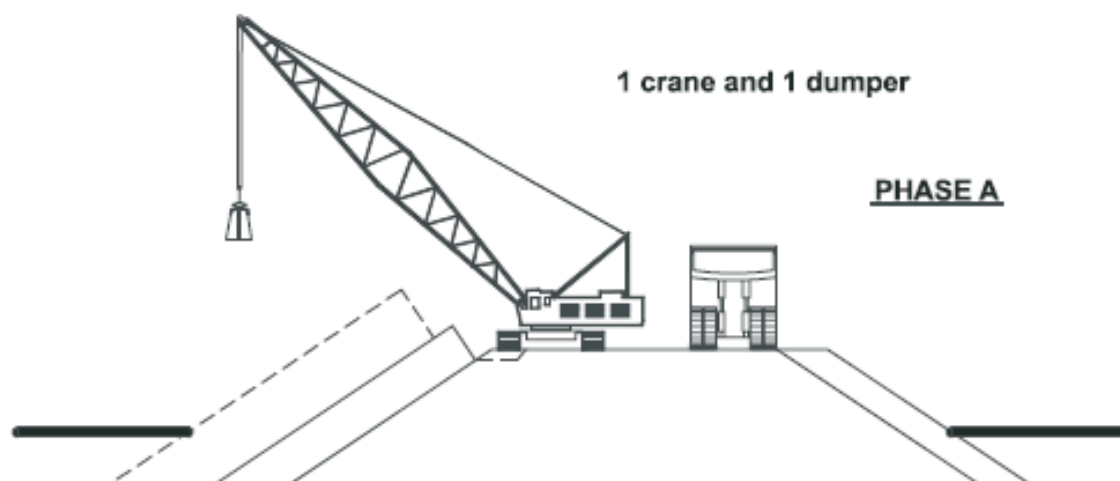


Figura 9.7: Esquema de construcción de dique en talud (fuente: RM).

La determinación del nivel de coronamiento de la plataforma de trabajo, la cual se sitúa sobre el núcleo, se hace considerando una operatividad mínima durante la obra asociada a los agentes de oleaje y niveles. Se define un nivel de operatividad para la obra del 95 %, buscando que el oleaje y los niveles no afecten en gran medida la operatividad en la construcción de los

diques, ya que la misma se verá afectada por otros agentes, como los vientos, los cuales no pueden ser fácilmente controlados.

Ya que no se cuenta con evidencia que indique lo contrario, se asume como hipótesis de trabajo que el oleaje y los niveles son estadísticamente independientes, no estando correlacionados. De este modo, la probabilidad de ocurrencia conjunta de una cierta combinación de oleaje y niveles corresponde al producto de la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos.

Se cuenta con la caracterización del clima medio de oleaje en la zona del puerto, contando con la frecuencia de ocurrencia de distintos estados de mar clasificados según rangos de H_s , T_p y D_p (ver sección 5.1). Se cuenta además con una caracterización similar para la serie de niveles registrados en el puerto de la paloma, teniendo la frecuencia muestral relativa asociada a distintos rangos de niveles.

En función de lo anterior, se determina el caudal de sobrepasamiento dado por las diferentes combinaciones de estados de mar y niveles, obteniendo la frecuencia de ocurrencia asociada para cada caso. Esto se hace para cada tramo de dique en talud, considerando la fórmula siguiente, la cual es válida para número de Iribarren menor a 5 (Overtopping Manual, p 80, Ec. 5.9):

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0,2e^{\left(-2,3\frac{R_c}{H_{m0}\gamma_f\gamma_\beta}\right)} \quad (9.17)$$

Donde q es el caudal de sobrepasamiento por metro lineal de dique ($m^3/m.s$), g es la aceleración gravitatoria (m/s^2), $H_{m0} \approx 0,95H_s$, con H_s la altura de ola significativa (m), R_c el francobordo (m), γ_f es el coeficiente de reducción por permeabilidad, que toma el valor 0,5 en este caso, γ_β es el coeficiente de reducción debido al ángulo de incidencia del oleaje, que depende a su vez de la orientación del dique.

Para distintos niveles de coronamiento se halla la curva de frecuencia de ocurrencia acumulada en función del caudal de sobrepasamiento por metro lineal. Se establece un caudal máximo de sobrepasamiento de 10 L/s/m (Overtopping Manual, p 34, Tab 3.3), que corresponde al máximo valor al que pueden trabajar de forma segura vehículos a baja velocidad. A modo de ejemplo se presenta la figura 9.8.

Con este valor de caudal y una frecuencia de ocurrencia de no excedencia de 0,95 se determina el nivel de coronamiento mínimo para cada tramo de dique. En la tabla 9.14 se resumen las cotas de coronamiento para cada tramo de dique. Los niveles irán cambiando con pendiente suave hasta llegar a la cota indicada al inicio de cada tramo.

Tramo	NC (m)
Tramo I	+3,3
Tramo II	+3,5
Tramo IV y V	+3,0
Tramo VI	+3,5

Tabla 9.14: Nivel de coronamiento para cada tramo.

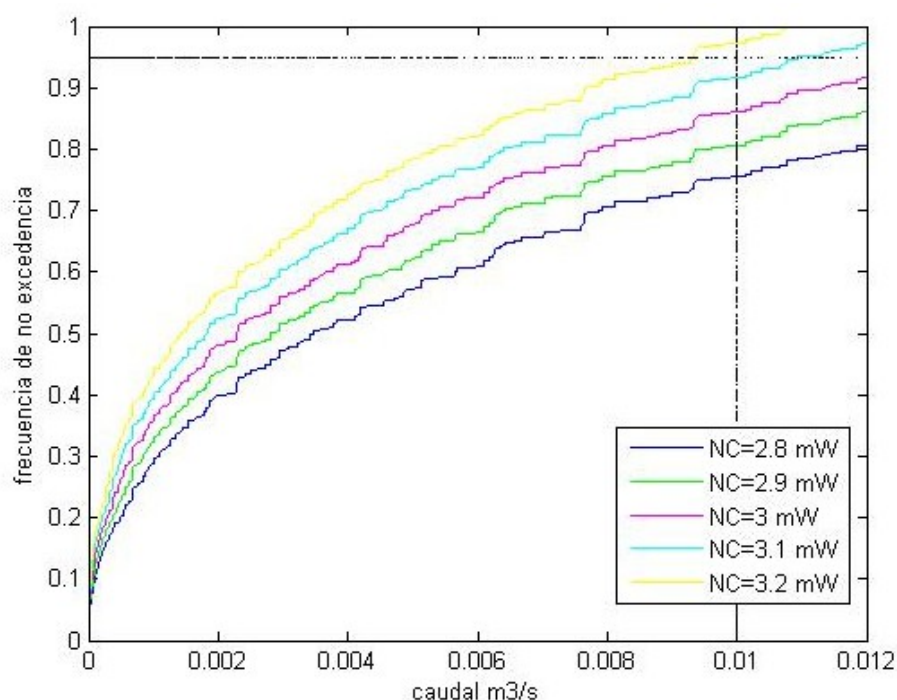


Figura 9.8: Frecuencia de no excedencia contra caudal - Tramo II.

9.5.3. Dimensiones de la berma de pie

En esta sección se considera únicamente las dimensiones geométricas de las bermas de pie, ya que el tamaño de las piezas necesarias queda definido mediante la verificación de un modo de fallo principal (erosión de berma de pie).

El dimensionado de la berma de pie es diferente según cada tipología de dique: en el caso del dique en talud, la berma presenta una altura suficiente para dar soporte a la coraza y un ancho de 2 a 3 piezas de la coraza (ROM 1.0-09, p 108).

En el caso de dique vertical, el ancho de la berma de pie debe cumplir con la relación $0,3 < B_B/h_m < 0,55$, siendo B_B el ancho de la berma de pie y h_m la profundidad del agua. La altura de la berma de pie es la diferencia entre la profundidad encima de la berma (d) y la profundidad encima de la banquetta de cimentación (h'), teniendo éstas que cumplir la siguiente relación $d/h' \geq 0,85$.

9.5.4. Espesor y extensión de capa de banquetta de cimentación

El espesor de la banquetta de cimentación viene dado por la estabilidad geotécnica de la estructura. A modo de predimensionamiento, y considerando que se tiene un material soporte adecuado, se toman espesores de mejoramiento de 1 m para diques en talud. La extensión de esta capa para el dique en talud es de 1,5 m desde la berma de pie del lado exterior, y 5 m del lado interior (ROM 1.0).

En el caso de dique vertical, éste se encuentra apoyado sobre una banquetta de cimentación con una altura correspondiente a la diferencia de la profundidad (h_m) y la profundidad a pie de dique (h'), las cuales deben cumplir con la relación $0,5 < h'/h_m < 0,8$. La extensión queda

dada por las dimensiones de la berma de pie y el talud. Se considera un espesor de mejoramiento de suelo de 2 m por debajo del nivel natural.

9.5.5. Estabilidad del espaldón

Se verifica la estabilidad al vuelco y al deslizamiento del espaldón para la combinación de niveles y oleaje utilizada para verificar el modo de fallo sobrepasamiento.

En este caso se aplican las ecuaciones 9.20 y 9.21 del Rock Manual para determinar el empuje horizontal y subpresiones generadas por el oleaje. Se verifica que el espaldón es estable al vuelco y al deslizamiento en los Tramos I y II.

$$f(F_G - F_U) \geq F_H \quad (9.18)$$

Donde F_G es el peso del espaldón menos el empuje del agua, F_U la fuerza vertical hacia arriba inducida por el oleaje, F_H la fuerza horizontal inducida por el oleaje y f el coeficiente de fricción.

$$M_G - M_U \geq M_H \quad (9.19)$$

Donde M_G es el momento estabilizador debido al peso del espaldón, M_U es el momento generado por la fuerza vertical hacia arriba inducida por el oleaje y M_H es el momento generado por la fuerza horizontal inducida por el oleaje.

$$F_H = (\rho_w g d_c L_{0p}) (a H_s / R_{ca} - b) \quad (9.20)$$

Donde H_s es la altura de ola significativa (m), L_{0p} es la longitud de onda correspondiente al período pico en aguas profundas (m), d_c es la altura de la cara del espaldón (m), R_{ca} nivel del coronamiento de la coraza (m), y a y b son coeficientes empíricos.

$$F_U = (\rho_w g B_c L_{0p}) (a H_s / R_{ca} - b) \quad (9.21)$$

Donde B_c es el ancho de la base del espaldón (m).

9.5.6. Sobrepasamiento

El sobrepasamiento, si bien no es un modo de fallo principal, se utiliza para dimensionar el nivel de coronamiento del dique. Este modo de fallo se asocia a un caudal de sobrepasamiento que pone en riesgo la seguridad estructural del dique. En base a recomendaciones bibliográficas (CEM, Table VI-5-6: Critical Values of Average Overtopping Discharges), se considera un caudal de 50 L/s. El francobordo se determina con la formulación presentada en el Overtopping Manual. Se clasifica el oleaje en impulsivo o no impulsivo, para lo que define el parámetro h^* :

$$h^* = \frac{1,35 h^2 2\pi}{H_{m0} g T_{m-1,0}^2} \quad (9.22)$$

Donde h es la profundidad (m), H_{m0} la estimación de la altura de ola significativa del análisis espectral (m) y $T_{m-1,0}$ el período medio de oleaje calculado como el momento de orden -1 sobre el momento de orden 0 de la densidad espectral de oleaje.

En función de este parámetro h^* , se tiene una formulación para condiciones de oleaje impulsivo ($h^* \leq 0,3$) y para condiciones de oleaje no impulsivo ($h^* > 0,3$).

$$Rc = \left(\frac{H_{m0}}{h^*} \right) \left(\frac{q}{2,8 \times 10^{-4} h^{*2} \sqrt{gh}} \right)^{\frac{1}{-3,1}} \quad (\text{oleaje impulsivo}) \quad (9.23)$$

$$Rc = - \left(\frac{H_{m0}}{1,8} \right) \ln \left(\frac{q}{0,04 \sqrt{gH_{m0}^3}} \right) \quad (\text{oleaje no impulsivo}) \quad (9.24)$$

Donde Rc es el francobordo (m), H_{m0} es una estimación de la altura de ola significativa del análisis espectral (m), q el caudal de sobrepasamiento en ($m^3/s.m$) y $T_{m,-1,0}$ promedio del período del oleaje definido por m_{-1}/m_0 (s).

9.6. Dimensiones de diques

En esta sección se selecciona la tipología de dique para cada tramo y se presentan las dimensiones de la tipología seleccionada. Se analiza además, la sensibilidad del dimensionado al período de retorno para los agentes predominantes. En la figura 9.9 se presentan los tramos de dique a considerar.

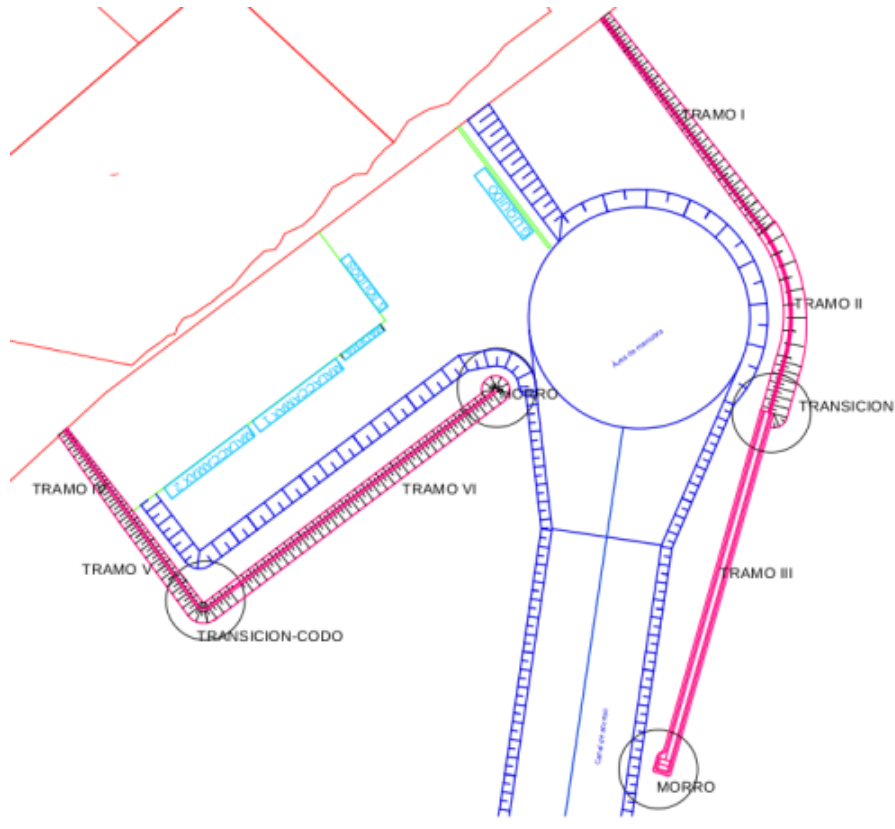


Figura 9.9: Tramos.

9.6.1. Tramo I: Dique de abrigo NE

Este tramo es el que discurre en sentido NW-SE desde la costa en el límite NW del Puerto hasta el codo del dique principal. Se selecciona la tipología de dique en talud, debido a que la profundidad máxima del fondo es de aproximadamente -10 m Wharton, con lo cual no se justifica la utilización de dique vertical. Los modos de fallo principales para esta tipología son:

- Pérdida de piezas del manto principal.
- Pérdida de piezas de la coraza interior.
- Pérdida de piezas de la berma de pie.

9.6.1.1. Pérdida de piezas del manto principal

El tamaño de las piezas del manto principal se dimensiona con la formulación de Van der Meer para hormigón, según lo expuesto en la sección 9.4.2.1. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.15.

Se presentan gráficos que muestran la variación en el tamaño de piezas de la coraza del dique, considerando que las piezas serán cubos de hormigón, para la sección del tronco del dique (figura 9.10). La variación para períodos de retorno entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 2.500 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1, es de 900 kg , lo que equivale a menos de 4 cm en el lado del cubo.

En la tabla 9.16 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado. En función del peso de las piezas de la coraza se dimensiona el material de filtro según lo expuesto en la sección 9.5.1. La figura 9.10 muestra la sensibilidad del peso medio de las piezas al período de retorno.

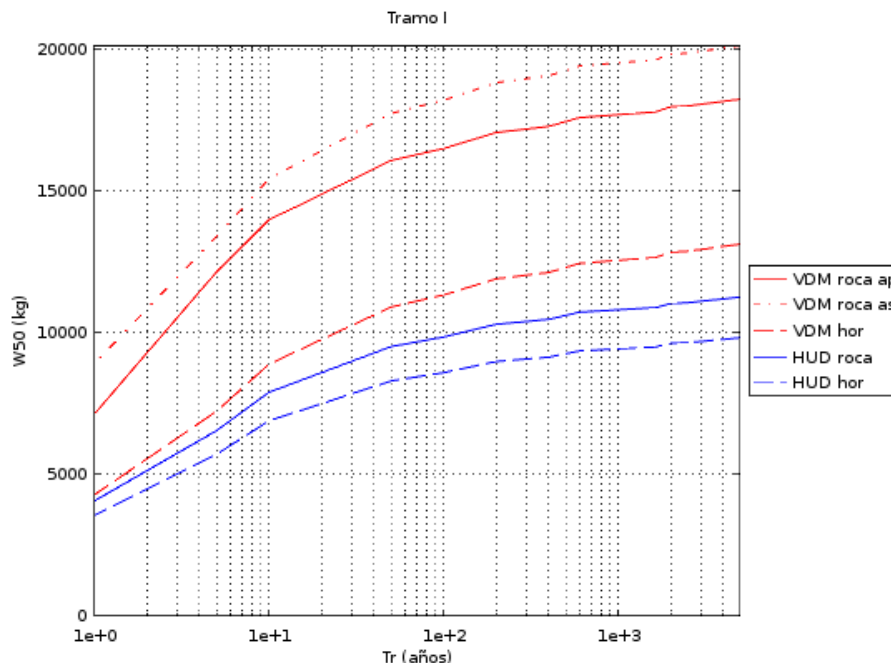


Figura 9.10: Tramo I - Sensibilidad del tamaño de piezas de coraza al Tr de oleaje.

CORAZA			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
$\rho_{s,roca}$	kg/m ³	2.650	Densidad de la roca
$\rho_{s,hormigón}$		2.350	Densidad del hormigón
P	-	0,40	Permeabilidad
S_d	-	5	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
N_{od}	-	0,5	Número de unidades desplazadas en una faja de ancho D_n
$K_{D,roca}$	-	4	Parámetro de estabilidad de Hudson para roca
$K_{D,hormigón}$	-	7,5	Parámetro de estabilidad de Hudson para hormigón

Tabla 9.15: Tramo I - Parámetros para el dimensionado de la coraza.

CORAZA				
Tr evento (años)	Hs (m)	Tp (s)	Dp (grados)	W50 (kg) VDM-hor
5.000	5,51	15	117	13.126
2.500	5,48	15	117	12.877
2.150	5,48	15	117	12.853
2.000	5,48	15	117	12.846
1.640	5,45	15	117	12.653
1.500	5,45	15	117	12.638
1.250	5,45	15	117	12.600
1.150	5,44	15	117	12.584
600	5,43	15	117	12.448
400	5,38	15	117	12.125
200	5,35	15	117	11.903
100	5,27	15	117	11.333
50	5,21	15	117	10.906
10	4,90	15	122	8.890
5	4,60	15	122	7.227
1	3,93	15	122	4.282

Tabla 9.16: Tramo I - Peso de la coraza en función del Tr para las distintas formulaciones.

9.6.1.2. Pérdida de piezas de la berma de pie

El diámetro nominal medio (Dn_{50}) de las piezas de la berma de pie para el dique en talud se dimensiona con la formulación presentada en la sección 9.4.2.3. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.17. En la tabla 9.18 se muestra la variación del tamaño de las piezas de la berma de pie en función del período de retorno.

Según se observa en el gráfico 9.11, el tamaño de las piezas de la berma de pie presenta poca sensibilidad al período de retorno. El peso de las piezas de la berma varía en 70 kg entre los períodos de retorno 290 y 2.500 años.

Los tamaños de las piezas resultantes para la berma de pie son del orden del tamaño de las piezas del material de filtro. Por simplicidad constructiva y para disminuir el número total de rangos de escollera se considera el mismo tamaño de pieza para la berma de pie y para el material de filtro. Se toma el mayor de los dos valores obtenidos.

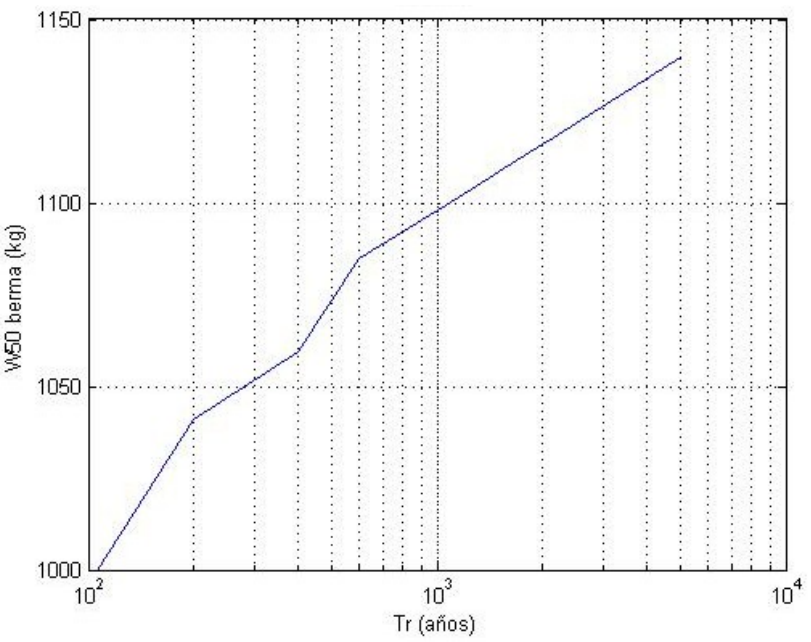


Figura 9.11: Tramo I - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la berma de pie al Tr.

BERMA DE PIE			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad del material de la berma
Δ	-	1,6	-
h	m	10	Profundidad referida al 0 PRH
h_{berm}	m	3,30	Altura de berma

Tabla 9.17: Tramo I - Parámetros para dimensionado de la berma de pie.

BERMA DE PIE			
Tr evento (años)	Hs (m)	NIV (m)	W50 (kg)
5.000	5,48	0,08	1.139
2.500	5,48	0,16	1.120
2.150	5,48	0,18	1.117
2.000	5,48	0,19	1.115
1.640	5,43	0,07	1.109
1.500	5,43	0,08	1.107
1.250	5,43	0,10	1.102
1.150	5,43	0,11	1.100
600	5,43	0,19	1.083
400	5,38	0,19	1.058
200	5,35	0,19	1.040
100	5,27	0,19	995
50	5,21	0,19	961
10	4,90	0,19	798
5	4,60	0,19	661
1	3,93	0,19	411

Tabla 9.18: Tramo I - Sensibilidad del tamaño de piezas de la berma al período de retorno.

9.6.1.3. Pérdida de piezas de la coraza interior

El manto interior del dique es una extensión del filtro, por lo que se verificará el tamaño de estas piezas mediante la formulación de Van Gent (ver sección 9.4.2.2).

Asociada al modo de fallo pérdida de piezas de la coraza interior, se analiza también la sensibilidad del nivel de coronamiento del dique (medido respecto al cero PRH) en función del período de retorno del evento de fallo (ver sección 9.3.2.2). Se considera un caudal de sobrepasamiento de 50 L/s , de acuerdo con lo presentado en la sección 9.4.2.2. Los parámetros utilizados para la aplicación de esta fórmula se pueden ver en la tabla 9.19.

Según se puede ver en el gráfico de la figura 9.12 la altura de coronamiento es poco sensible al período de retorno del oleaje, variando cerca de $0,25 \text{ cm}$ entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 2.500, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1. En la tabla 9.20 se muestran los datos de oleaje y nivel de mar y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado.

Por otro lado, una vez definido el nivel de coronamiento del núcleo (ver sección 9.4.2.2), y las dimensiones de las piezas del manto principal y del filtro (ver sección 9.5.1) queda definido un nivel de coronamiento geométrico. Para el nivel de coronamiento del dique se toma el mayor entre estos dos. Definido el nivel de coronamiento del dique y el tamaño de las piezas, se verifica que éste sea suficiente para asegurar la estabilidad de la coraza interior para el período de retorno de diseño.

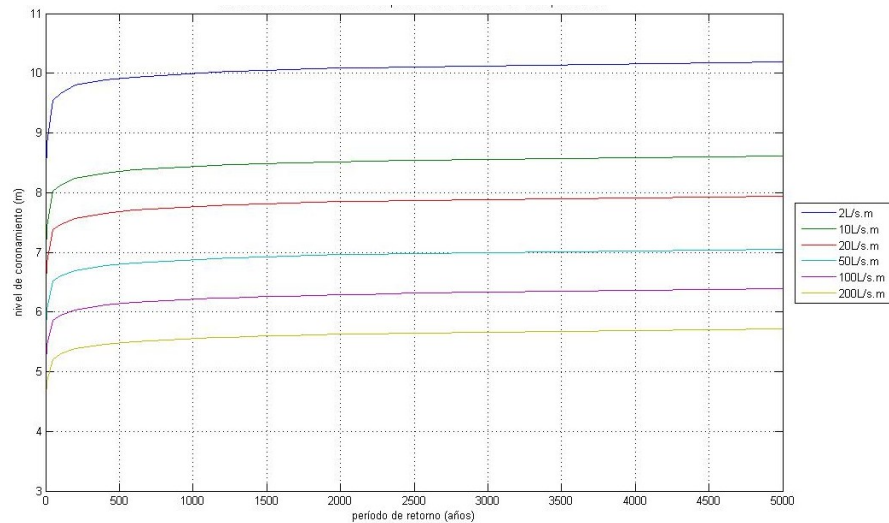


Figura 9.12: Tramo I - Sensibilidad del NC al Tr.

SOBREPASAMIENTO			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
g	m/s^2	9,81	Aceleración gravitatoria
q	$m^3/s/m$	50	Caudal de excedencia
D_d	$^{\circ}$	143	Ángulo del dique respecto al norte
α	$^{\circ}$	22	Ángulo del talud exterior
Y_r	-	0,5	Rugosidad
h	m	10	Profundidad

Tabla 9.19: Tramo I - Parámetros para dimensionado del nivel de coronamiento.

SOBREPASAMIENTO			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	NC (m)
5.000	5,35	2,10	7,05
2.500	5,35	2,02	6,98
2.150	5,35	2,01	6,96
2.000	5,35	2,00	6,96
1.640	5,35	1,98	6,94
1.500	5,35	1,97	6,93
1.250	5,35	1,95	6,90
1.150	5,35	1,94	6,90
600	5,35	1,86	6,82
400	5,35	1,81	6,77
200	5,21	1,90	6,69
100	5,21	1,81	6,60
50	5,21	1,72	6,51
10	4,90	1,72	6,04
5	4,60	1,72	5,70
1	3,93	1,72	4,95

Tabla 9.20: Tramo I - Sensibilidad del nivel de coronamiento al período de retorno.

9.6.1.4. Reparto de probabilidades y dimensionado

En función del análisis de sensibilidad realizado para cada modo de fallo, se hace el dimensionado considerando un reparto de probabilidades de 0,1 tanto para el modo de fallo de pérdida de piezas del manto principal como para el de pérdida de piezas de la berma de pie, asignando el restante 0,8 a la pérdida de piezas de la coraza interior por sobrepasamiento.

Lo anterior equivale a dimensionar los primeros dos modos de fallo con un $Tr = 2.500$ años, y el último con $Tr = 290$ años. Las piezas del manto principal para este período de retorno son de 13 ton, por lo que las piezas del filtro quedan de 1,3 ton. Una vez dimensionada la coraza, se dimensiona el filtro (RM p.630). Los valores obtenidos se presentan en la tabla 9.21.

El peso de las piezas de la berma de pie, dimensionado con una probabilidad de fallo asociada a un período de retorno de 2.500 años es de 1,0 ton, por lo que tanto la berma como el filtro se dimensionan con piezas de 1,3 ton (se toma el mayor valor).

El nivel de coronamiento obtenido con la formulación presentada en la sección 9.4.2.2 para un período de retorno de 290 años es 6,73 m PRH, considerando un aumento del nivel de mar de 12,5 cm en 50 años (Efectos del cambio climático en la costa de América Latina y el Caribe, IHCantabria, 2012), la cota de coronamiento es 6,85 m PRH. Por otro lado se tiene que en este tramo, el nivel de coronamiento del núcleo es 3,30 m PRH, el espesor del filtro es 1,42 m, y el espesor del manto principal 3,96 m, por lo que el nivel de coronamiento del dique definido geoméricamente es de 8,7 m PRH.

La tabla 9.21 muestra el dimensionamiento de los principales elementos y dimensiones geométricas del dique.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
It	5,00	m	Distancia de borde de berma a dique	ROM 1.0 p 107
Ft	8,70	m	Coronación manto principal	Geométrico
NC	8,70	m	Nivel de coronamiento	Geométrico
B	11,40	m	Anchura mínima de coronamiento	CEM ec VI-5-116
Pendiente externa	1V/2,5H	m/m	Pendiente de enrocado a barloamar	ROM 1.0 p 106
Pendiente interna	1V/1,5 H	m/m	Pendiente del enrocado a sotamar	-
Espesor	3,95	m	Espesor de la coraza	CEM ec VI-5-117
Wmanto	13	ton	Peso de coraza en hormigón	RM p 564
Vol manto	5,8	m ³	Volumen de la pieza cúbica de hormigón	-
Lado cubo	1,80	m	Lado de la pieza cúbica de hormigón	-
Dn50 filtro	0,79	m	Diámetro nominal de enrocado	RM p 623 Ec 5.187
W 50 filtro	1,30	ton	Peso del enrocado	RM p 623 Ec 5.187
r filtro	1,42	m	Espesor de la capa	CEM Ec VI-5-142
W50 berma	1,30	ton	Peso del enrocado	Calculo
Dn50 berma	0,79	m	Diámetro nominal	Calculo

Tabla 9.21: Dimensiones Tramo I.

9.6.1.5. Verificación de pérdida de piezas del manto interior y estabilidad del espaldón

Una vez verificados los modos de fallo principales se procede a la verificación de la pérdida de piezas del manto interior mediante la ecuación de Van Gent (ver sección 9.4.2.2).

Los parámetros utilizados en la verificación de la pérdida de piezas del manto interior se muestran en la tabla 9.22. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 9.23 y en la figura

9.13. Se observa que los pesos utilizados en la coraza interior son mayores a los necesarios para verificar este modo de fallo.

La estabilidad del espaldón se verifica para una probabilidad de fallo de 10^{-4} . La verificación de este modo de fallo se realiza con la metodología presentada en la sección 9.5.5. Los parámetros de entrada utilizados se muestran en la tabla 9.24.

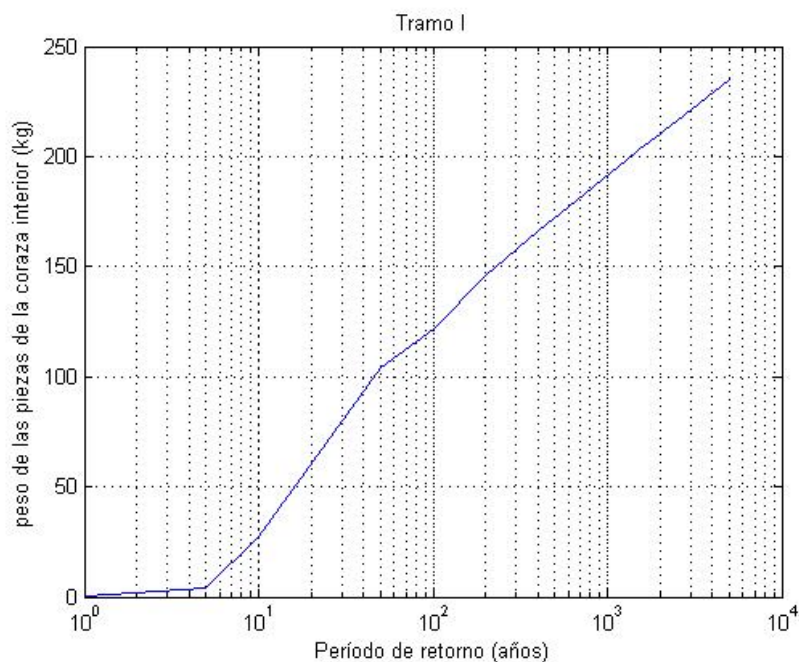


Figura 9.13: Tramo I - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la coraza interior al Tr.

MANTO INTERIOR			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad de la escollera
P	-	0,40	Permeabilidad
S_d	-	2	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
α_r	°	34	Ángulo del talud interior
c_o	-	1,45	
c_1	-	5,1	
Y_r	-	0,5	Rugosidad del lado interior
Y_{tc}	-	1	Rugosidad de la cresta
Nc_{lm}	m	8,7	Nivel de coronamiento lado mar
Nc_{lp}	m	4,74	Nivel de coronamiento lado puerto
Dd	°	143	Ángulo del dique respecto al norte
B	m	11,4	Ancho de cresta

Tabla 9.22: Tramo I - Parámetros para verificación del tamaño de las piezas de la coraza interior.

MANTO INTERIOR			
Tr evento	Hs (m)	NIV (m)	W50 (kg)
5.000	5,43	1,98	235
2.500	5,38	2,02	216
2.150	5,43	2,01	212
2.000	5,44	2,00	210
1.640	5,45	1,98	205
1.500	5,45	1,97	203
1.250	5,45	1,95	198
1.150	5,48	1,94	195
600	5,48	1,86	177
400	5,48	1,81	166
200	5,51	1,72	146
100	5,51	1,72	122
50	5,51	1,72	104
10	5,51	1,72	28
5	5,51	1,72	4
1	5,51	1,72	0

Tabla 9.23: Tramo I - Sensibilidad del nivel del tamaño de las piezas de la coraza interior período de retorno.

ESTABILIDAD DEL ESPALDÓN			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
ρ_H	kg/m ³	2.350	Densidad del hormigón
f	-	0,5	Coeficiente de fricción
a	-	0,011	Parámetro de la formulación (RM 5.201)
b	-	0,01	Parámetro de la formulación (RM 5.201)
B_{CW}	m	5	Ancho del espaldón
d_c	m	3,9	Altura del espaldón

Tabla 9.24: Tramo I - Parámetros para verificación del espaldón.

ESTABILIDAD DEL ESPALDÓN						
Tr evento (años)	Hs (m)	Tp (s)	Dp (grados)	NIV (m)	r_d	r_v
250.000	8,07	15,4	131	1,72	2,43	5,42

Tabla 9.25: Tramo I - Sensibilidad del nivel del tamaño de las piezas de la coraza interior período de retorno.

9.6.2. Tramo II: Transición entre dique NE y dique principal

Este tramo es la transición entre el tramo I y el dique principal, conformando un codo de 50° aproximadamente. Se selecciona la tipología de dique en talud, ya que este tramo cuenta con profundidades de hasta -14 m Wharton. Los modos de fallo principales para esta tipología son:

- Pérdida de piezas del manto principal.

- Pérdida de piezas de la coraza interior.
- Pérdida de piezas de la berma de pie.

9.6.2.1. Pérdida de piezas del manto principal

El tamaño de las piezas del manto principal se dimensiona con la formulación de Van der Meer para hormigón, según lo expuesto en la sección 9.4.2.1. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.26.

La variación para períodos de retorno entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 2.500 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1, es de 1,5 ton, lo que equivale a 5 cm en el lado del cubo.

En la tabla 9.27 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado. En función del peso de las piezas de la coraza se dimensiona el material de filtro según lo expuesto en la sección 9.4.2.1.

La figura 9.14 muestra la sensibilidad del peso medio de las piezas al período de retorno.

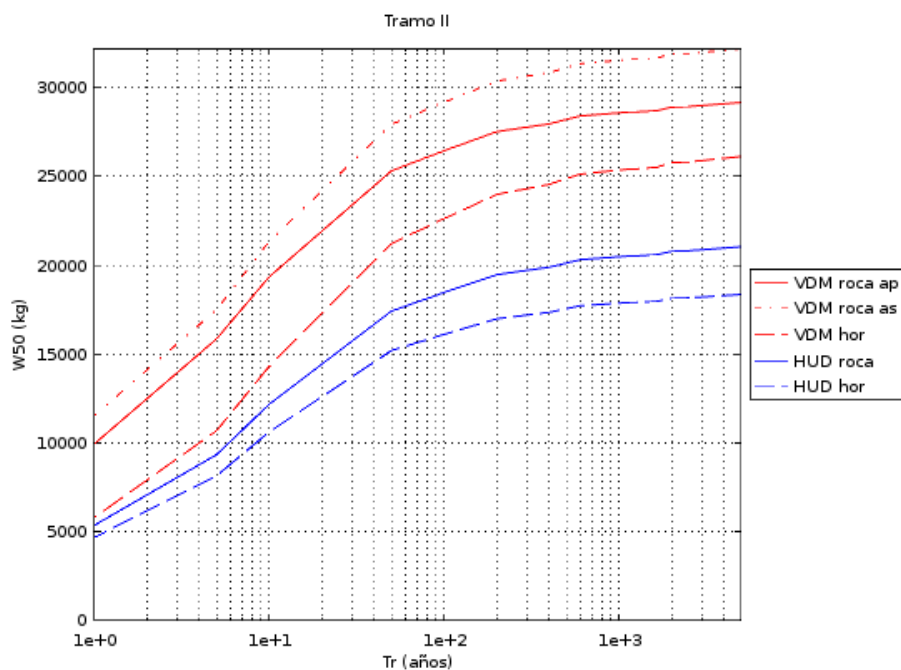


Figura 9.14: Tramo II - Sensibilidad del tamaño de piezas de coraza al Tr de oleaje.

CORAZA			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
$\rho_{s,roca}$	kg/m ³	2.650	Densidad de la roca
$\rho_{s,hormigón}$		2.350	Densidad del hormigón
P	-	0,40	Permeabilidad
S_d	-	5	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
N_{od}	-	0,5	Número de unidades desplazadas en una faja de ancho D_n
$K_{D,roca}$	-	4	Parámetro de estabilidad de Hudson para roca
$K_{D,hormigón}$	-	7,5	Parámetro de estabilidad de Hudson para hormigón

Tabla 9.26: Tramo II - Parámetros para el dimensionado de la coraza.

CORAZA				
Tr evento (años)	Hs (m)	Tp (s)	Dp (grados)	W50 (kg) VDM-hor
5.000	6,79	15	126	26.118
2.500	6,77	15	126	25.815
2.150	6,77	15	126	25.790
2.000	6,76	15	126	25.765
1.640	6,74	15	126	25.514
1.500	6,74	15	126	25.477
1.250	6,74	15	126	25.414
1.150	6,74	15	126	25.414
600	6,71	15	126	25.129
400	6,67	15	126	24.553
200	6,62	15	126	23.986
100	6,50	15	126	22.627
50	6,38	15	126	21.223
10	5,66	15	137	14.309
5	5,18	15	137	10.687
1	4,31	15	137	5.803

Tabla 9.27: Tramo II - Peso de la coraza en función del Tr para las distintas formulaciones.

9.6.2.2. Pérdida de piezas de la berma de pie

El diámetro nominal medio (Dn_{50}) de las piezas de la berma de pie para el dique en talud se dimensiona con la formulación presentada en la sección 9.4.2.3. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.28. En la tabla 9.29 se muestra la variación del tamaño de las piezas de la berma de pie en función del período de retorno.

Según se observa en el gráfico 9.15, el tamaño de las piezas de la berma de pie presenta poca sensibilidad al período de retorno. El peso de las piezas de la berma varía en 200 kg entre los períodos de retorno 290 y 2.500 años.

Los tamaños de las piezas resultantes para la berma de pie son del orden del tamaño de las piezas del material de filtro. Por simplicidad constructiva y para disminuir el número total de rangos de escollera se considera el mismo tamaño de pieza para la berma de pie y para el material de filtro. Se toma el mayor de los dos valores obtenidos.

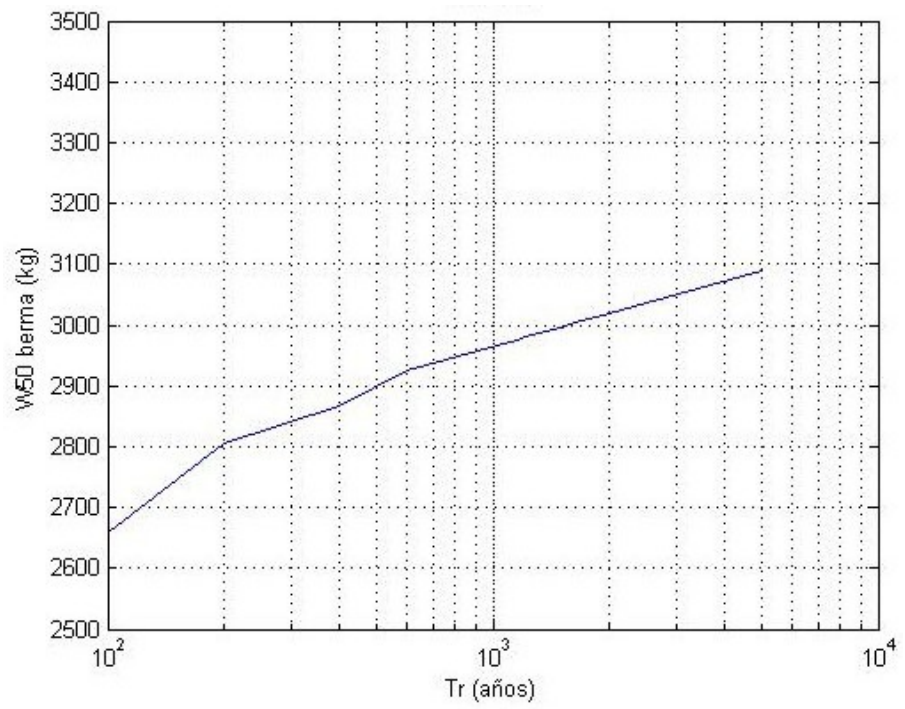


Figura 9.15: Tramo II - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la berma de pie al Tr.

BERMA DE PIE			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad del material de la berma
Δ	-	1,6	-
h	m	10	Profundidad referida al 0 PRH
h_{berm}	m	3,30	Altura de berma

Tabla 9.28: Tramo II - Parámetros para dimensionado de la berma de pie.

TRAMO II			
Tr evento	Hs (m)	NIV (m)	W50 (kg)
5.000	6,71	-0,05	3107
2.500	6,71	0,03	3053
2.150	6,71	0,04	3041
2.000	6,71	0,05	3036
1.640	6,71	0,07	3020
1.500	6,71	0,08	3013
1.250	6,71	0,10	2999
1.150	6,71	0,11	2992
600	6,71	0,19	2941
400	6,67	0,19	2879
200	6,62	0,19	2819
100	6,50	0,19	2673
50	6,38	0,19	2522
10	5,66	0,19	1762
5	5,18	0,19	1352
1	4,31	0,19	776

Tabla 9.29: Tramo II - Sensibilidad del tamaño de piezas de la berma al período de retorno.

9.6.2.3. Pérdida de piezas del manto interior

El manto interior del dique es una extensión del filtro, por lo que se verificará el tamaño de estas piezas mediante la formulación de Van Gent (ver sección 9.4.2.2).

Asociada al modo de fallo pérdida de piezas de la coraza interior, se analiza también la sensibilidad del nivel de coronamiento del dique (medido respecto al cero PRH) en función del período de retorno del evento de fallo (ver sección 9.3.2.2). Se considera un caudal de sobrepasamiento de 50 L/s , de acuerdo con lo presentado en la sección 9.4.2.2. Los parámetros utilizados para la aplicación de esta fórmula se pueden ver en la tabla 9.30.

Según se puede ver en el gráfico de la figura 9.16 la altura de coronamiento es poco sensible al período de retorno del oleaje, variando cerca de 40 cm entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 2.500, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1. En la tabla 9.31 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado.

Por otro lado, una vez definido el nivel de coronamiento del núcleo (ver sección 9.4.2.2), y las dimensiones de las piezas del manto principal y del filtro (ver sección 9.5.1) queda definido un nivel de coronamiento geométrico. Para el nivel de coronamiento del dique se toma el mayor entre estos dos. Definido el nivel de coronamiento del dique y el tamaño de las piezas, se verifica que éste sea suficiente para asegurar la estabilidad de la coraza interior para el período de retorno de diseño.

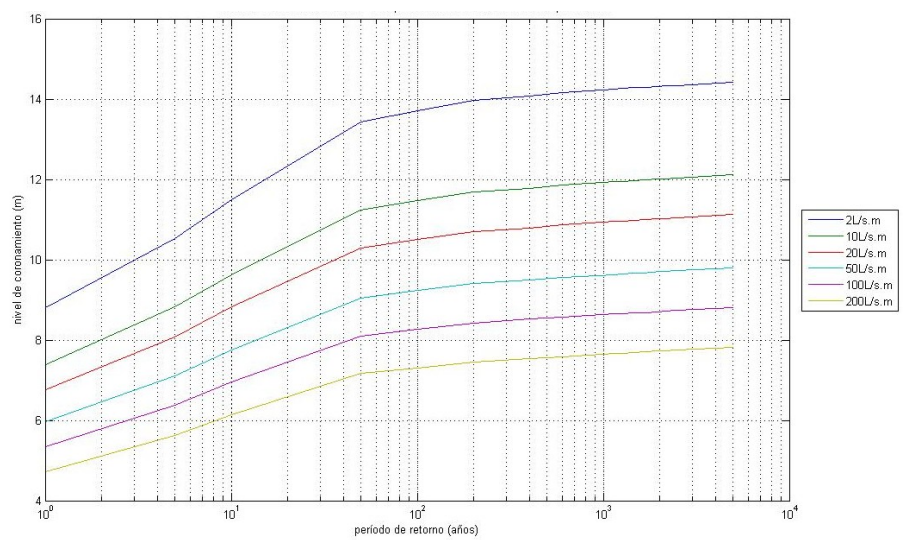


Figura 9.16: Tramo II - Sensibilidad del NC al Tr.

SOBREPASAMIENTO			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
g	m/s^2	9,81	Aceleración gravitatoria
q	$m^3/s/m$	50	Caudal de excedencia
D_d	°	143	Ángulo del dique respecto al norte
α	°	22	Ángulo del talud exterior
Y_t	-	0,5	Rugosidad
h	m	10	Profundidad

Tabla 9.30: Tramo II - Parámetros para dimensionado del nivel de coronamiento.

SOBREPASAMIENTO			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	NC (m)
5.000	6,71	1,98	9,81
2.500	6,71	1,90	9,73
2.150	6,71	1,88	9,71
2.000	6,71	1,87	9,70
1.640	6,71	1,85	9,68
1.500	6,71	1,84	9,67
1.250	6,71	1,82	9,65
1.150	6,71	1,81	9,64
600	6,62	1,86	9,55
400	6,62	1,81	9,50
200	6,62	1,72	9,41
100	6,50	1,72	9,24
50	6,38	1,72	9,06
10	5,66	1,72	7,78
5	5,18	1,72	7,12
1	4,31	1,72	5,97

Tabla 9.31: Tramo II - Sensibilidad del nivel de coronamiento al período de retorno.

9.6.2.4. Reparto de probabilidades y dimensionado

En función del análisis de sensibilidad realizado para cada modo de fallo, se hace el dimensionado considerando un reparto de probabilidades de 0,1 tanto para el modo de fallo de pérdida de piezas del manto principal como para el de pérdida de piezas de la berma de pie, asignando el restante 0,8 a la pérdida de piezas de la coraza interior por sobrepasamiento.

Lo anterior equivale a dimensionar los primeros dos modos de fallo con un $Tr = 2.500$ años, y el último con $Tr = 290$ años. Las piezas del manto principal para este período de retorno son de 26 ton, por lo que las piezas del filtro quedan de 2,6 ton. Una vez dimensionada la coraza, se dimensiona el filtro (RM p.630). Los valores obtenidos se presentan en la tabla 9.32.

El peso de las piezas de la berma de pie, dimensionados con una probabilidad de fallo asociada a un período de retorno de 2.500 años es de 3 ton, por lo que tanto la berma como el filtro se dimensionan con piezas de 3 ton (se toma el mayor valor).

El nivel de coronamiento obtenido con la formulación presentada en la sección 9.4.2.2 para un período de retorno de 290 años es 9,45 m PRH, considerando un aumento del nivel de mar de 12,5 cm en 50 años (Efectos del cambio climático en la costa de América Latina y el Caribe, IHCantabria, 2012), la cota de coronamiento es 9,60 m PRH. Por otro lado se tiene que en este tramo, el nivel de coronamiento del núcleo es 3,5 m PRH, el espesor del filtro es 1,9 m, y el espesor del manto principal 4,95 m, por lo que el nivel de coronamiento del dique definido geoméricamente es de 10,35 m PRH.

La tabla 9.32 muestra el dimensionamiento de los principales elementos y dimensiones geométricas del dique.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
It	5,00	m	Distancia de borde de berma a dique	ROM 1.0 p 107
Ft	10,35	m	Coronación manto principal	Geométrico
NC	10,35	m	Nivel de coronamiento	Geométrico
B	11,90	m	Anchura mínima de coronamiento	CEM ec VI-5-116
Pendiente externa	1V/2,5H	m/m	Pendiente de enrocado a barlomar	ROM 1.0 p 106
Pendiente interna	1V/1,5 H	m/m	Pendiente del enrocado a sotamar	-
Espesor	4,95	m	Espesor de la coraza	CEM ec VI-5-117
Wmanto	26	ton	Peso de coraza en hormigón	RM p 564
Vol cubo	11,4	m ³	Volumen de la pieza cúbica de hormigón	-
Lado cubo	2,25	m	Lado de la pieza cúbica de hormigón	-
Dn50 filtro	1,04	m	Diámetro nominal de enrocado	RM p 623 Ec 5.187
W 50 filtro	3,00	ton	Peso del enrocado	RM p 623 Ec 5.187
r filtro	1,88	m	Espesor de la capa	CEM Ec VI-5-142
W50 berma	3,00	ton	Peso del enrocado	Calculo
Dn50 berma	1,04	m	Diámetro nominal	Calculo

Tabla 9.32: Dimensiones Tramo II.

9.6.2.5. Verificación de estabilidad de piezas del manto interior y estabilidad del espaldón

Una vez verificados los modos de fallo principales se procede a la verificación de la pérdida de piezas del manto interior mediante la ecuación de Van Gent (ver sección 9.4.2.2).

Los parámetros utilizados en la verificación de la pérdida de piezas del manto interior se muestran en la tabla 9.33. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 9.34 y en la figura

9.17. Se observa que los pesos utilizados en la coraza interior son mayores a los necesarios para verificar este modo de fallo.

La estabilidad del espaldón se verifica para una probabilidad de fallo de 10^{-4} . La verificación de este modo de fallo se realiza con la metodología presentada en la sección 9.5.5. Los parámetros de entrada utilizados se muestran en la tabla 9.35.

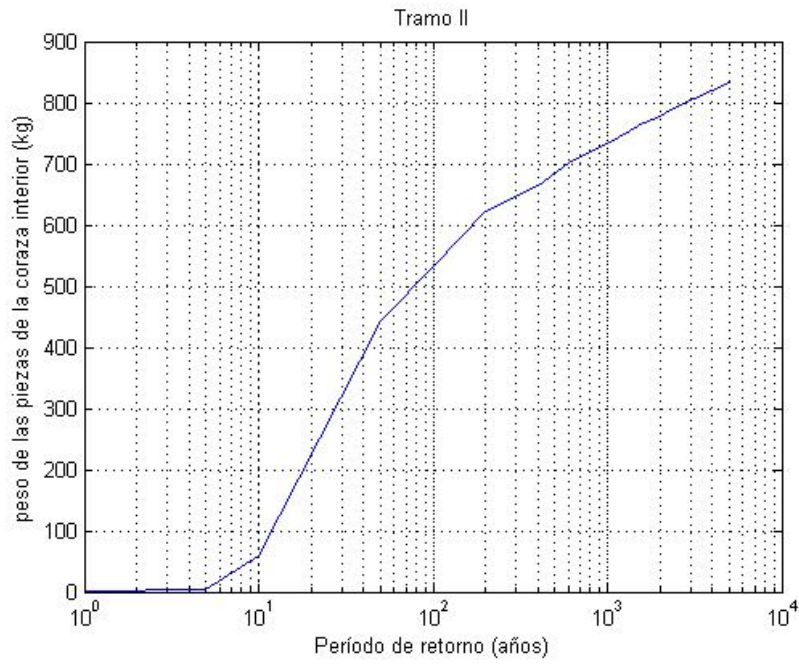


Figura 9.17: Tramo II - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la coraza interior al Tr.

MANTO INTERIOR			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad de la escollera
P	-	0,40	Permeabilidad
S _d	-	2	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
α_r	°	34	Ángulo del talud interior
c _o	-	1,45	
c ₁	-	5,1	
Y _r	-	0,5	Rugosidad del lado interior
Y _{tc}	-	1	Rugosidad de la cresta
Nc _{lm}	m	8,7	Nivel de coronamiento lado mar
Nc _{lp}	m	4,74	Nivel de coronamiento lado puerto
Dd	°	143	Ángulo del dique respecto al norte
B	m	11,4	Ancho de cresta

Tabla 9.33: Tramo II - Parámetros para verificación del tamaño de las piezas de la coraza interior.

MANTO INTERIOR			
Tr evento	Hs (m)	NIV (m)	W50 (kg)
5.000	6,71	1,98	833
2.500	6,74	1,90	793
2.150	6,74	1,88	783
2.000	6,74	1,87	779
1.640	6,74	1,85	767
1.500	6,76	1,84	761
1.250	6,77	1,82	749
1.150	6,77	1,81	744
600	6,79	1,72	701
400	6,77	1,81	665
200	6,79	1,72	622
100	6,79	1,72	532
50	6,79	1,72	443
10	6,79	1,72	60
5	6,79	1,72	4
1	6,79	1,72	0

Tabla 9.34: Tramo II - Sensibilidad del nivel del tamaño de las piezas de la coraza interior período de retorno.

ESTABILIDAD DEL ESPALDÓN			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
ρ_H	kg/m ³	2.350	Densidad del hormigón
f	-	0,5	Coefficiente de fricción
a	-	0,011	Parámetro de la formulación (RM 5.201)
b	-	0,01	Parámetro de la formulación (RM 5.201)
B_{cw}	m	5	Ancho del espaldón
d_c	m	3,9	Altura del espaldón

Tabla 9.35: Tramo II - Parámetros para verificación del espaldón.

ESTABILIDAD DEL ESPALDÓN						
Tr evento (años)	Hs (m)	Tp (s)	Dp (grados)	NIV (m)	r_d	r_v
250.000	8,07	15,4	131	1,72	32,73	83,1

Tabla 9.36: Tramo II - Sensibilidad del nivel del tamaño de las piezas de la coraza interior período de retorno.

9.6.3. Tramo III: Dique principal

Este tramo corresponde al dique de abrigo principal, el cual discurre en sentido NNE-SSW. Se selecciona la tipología de dique vertical debido a que en el tramo hay profundidades de hasta -16 m PRH. Los modos de fallo principales para esta tipología son:

- Pérdida de estabilidad global (vuelco).

- Deslizamiento cuerpo central/banqueta.
- Pérdida de piezas de la berma de pie.

9.6.3.1. Estabilidad al vuelco y al deslizamiento

La estabilidad al vuelco y al deslizamiento depende, entre otros, del nivel de coronamiento del dique, la altura de la banquetta de cimentación y el ancho del dique. Se realiza un análisis de sensibilidad a los distintos parámetros implicados, y se determina el ancho del dique en función de éstos. En la tabla 9.37 se muestran los parámetros de entrada utilizados para la verificación de este modo de fallo.

En la figura 9.18 se muestra la sensibilidad del ancho del dique al período de retorno. Es de notar que para períodos de retorno mayores a 1.150 años el ancho del dique disminuye, esto se debe a que el ángulo de incidencia del oleaje tiene relevancia en la ecuación de verificación del modo de fallo (ver sección 9.4.1.1). El valor de altura de ola significativa varía muy poco para períodos de retorno altos, por lo que el ángulo de incidencia asociado a la misma toma mayor relevancia, haciendo que disminuya el valor del ancho. Para períodos de retorno mayores a 1.150 años se considerará el valor obtenido para $Tr = 1.150$ años.

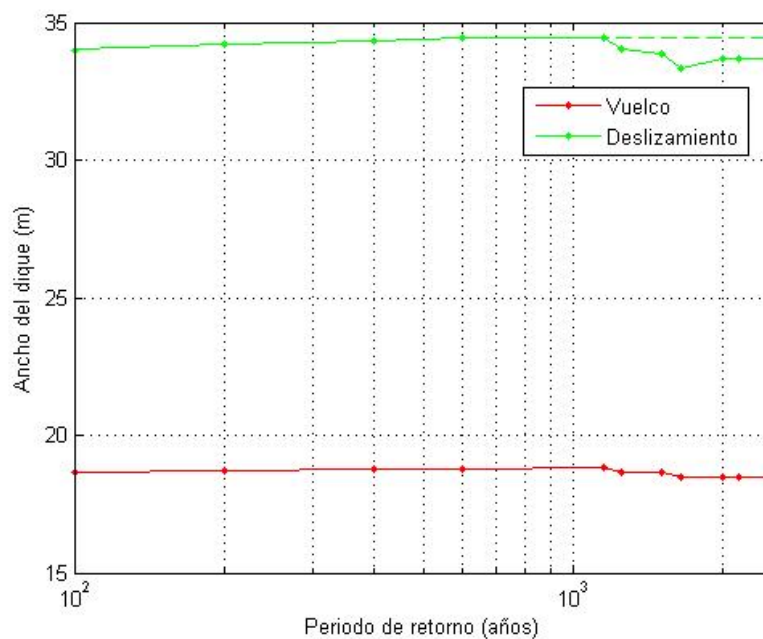


Figura 9.18: Tramo III - Sensibilidad del ancho del dique al Tr del evento de fallo.

VUELCO Y DESLIZAMIENTO			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_s	kg/m ³	1.800	Densidad de los cajones de hormigón
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
g	m/s ²	9,8	Aceleración gravitatoria
N_{od}	-	5	Nivel de daño
λ_1	-	1	Factores de modificación que dependen del tipo de estructura
λ_2	-	1	
λ_3	-	1	
Dd	grados	106	Ángulo de la perpendicular al dique respecto al norte
f	-	0,5	Coefficiente de rozamiento
h	m	16	Profundidad referida al 0 PRH
h'	m	11,5	Profundidad de la cota superior de la banquetta referida al 0 PRH
N_c	m	15,5	Nivel de coronamiento referido al 0 PRH

Tabla 9.37: Tramo III - Parámetros para el dimensionado de los cajones.

VUELCO Y DESLIZAMIENTO					
Tr evento (años)	Hs (m)	Dp (grados)	Niv (m)	B _v (m)	B _d (m)
5.000	6,58	103	1,72	17,01	30,30
2.500	6,58	103	1,72	17,01	30,30
2.150	6,58	103	1,72	17,01	30,30
2.000	7,02	116	2,07	17,01	29,99
1.640	7,02	116	2,12	17,07	30,17
1.500	7,02	116	2,26	17,21	30,68
1.250	7,02	116	2,30	17,26	30,84
1.150	7,02	116	2,42	17,38	31,27
600	6,47	103	2,37	17,37	31,21
400	5,22	163	2,34	17,34	31,12
200	6,55	158	2,29	17,28	30,97
100	7,15	151	2,23	17,22	30,78
50	7,34	142	2,16	17,18	30,63
10	6,58	103	1,72	17,01	30,30
5	6,58	103	1,72	17,01	30,30
1	6,58	103	1,72	17,01	30,30

Tabla 9.38: Tramo III - Ancho del dique para según vuelco y deslizamiento en función del Tr del evento de fallo.

9.6.3.2. Pérdida de piezas de la berma de pie

Una vez definida la altura de la banquetta de cimentación, se dimensiona el peso medio de las piezas de la berma de pie con la formulación planteada en la sección 9.4.1.3. En la tabla 9.39 se muestran los parámetros de entrada para el cálculo.

En la tabla 9.40 se muestran los valores de altura de ola significativa, nivel de mar y peso medio de las piezas para los períodos de retorno considerados. La figura 9.19 muestra la sensibilidad del peso medio de las piezas al período de retorno. Según se puede ver, el tamaño de las piezas de la berma de pie varía en 300 *kg* entre 250 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,9, y 2.500 años de período de retorno, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1.

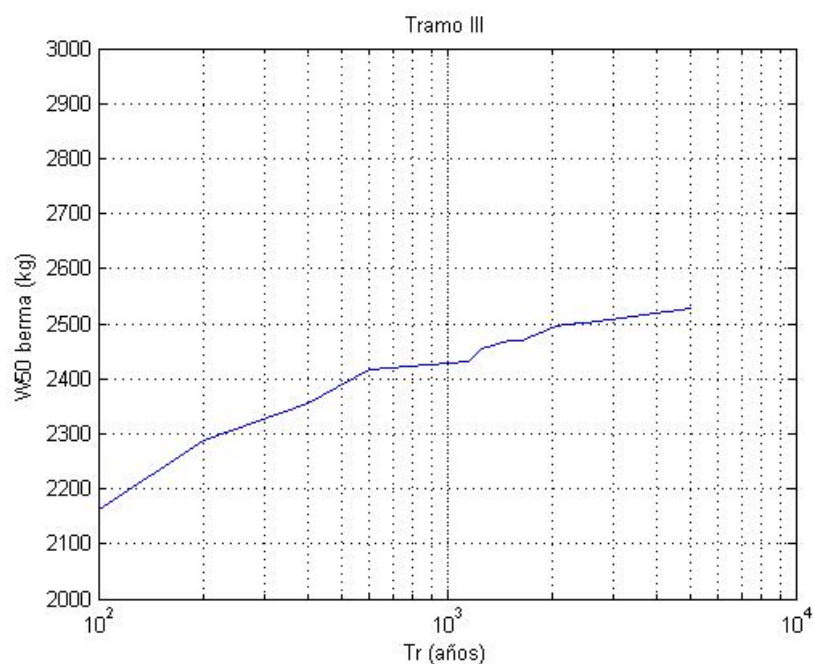


Figura 9.19: Tramo III - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la berma de pie al Tr .

BERMA DE PIE			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad del material de la berma
Δ	-	1,6	-
h	m	10	Profundidad referida al 0 PRH
h_{berm}	m	3,30	Altura de berma

Tabla 9.39: Tramo III - Parámetros para dimensionado de la berma de pie.

BERMA DE PIE			
Tr evento (años)	Hs (m)	NIV (m)	W50 (kg)
5.000	7,34	0,19	3842
2.500	7,32	0,17	3804
2.150	7,32	0,19	3798
2.000	7,31	0,19	3790
1.640	7,29	0,18	3755
1.500	7,29	0,19	3751
1.250	7,27	0,19	3731
1.150	7,23	0,11	3695
600	7,23	0,19	3672
400	7,17	0,19	3578
200	7,10	0,19	3476
100	6,97	0,19	3287
50	6,85	0,19	3121
10	6,08	0,19	2178
5	5,54	0,19	1650
1	4,59	0,19	939

Tabla 9.40: Tramo III - Sensibilidad del tamaño de piezas de la berma al período de retorno.

9.6.3.3. Reparto de probabilidades y dimensionado

En función del análisis de sensibilidad realizado para cada modo de fallo, se hace el dimensionado considerando un reparto de probabilidades de 0,1 ($Tr = 2.500$ años) para el modo de fallo de pérdida de piezas de la berma de pie, asignando el restante 0,9 al modo de fallo deslizamiento (250 años), según se observa en el gráfico de la figura 9.18 el modo de fallo vuelco queda cubierto al verificar el deslizamiento cuerpo central/banqueta.

El nivel de coronamiento del dique vertical resultante es 16 m PRH, el ancho de dique de 34 m y la altura de la banquetta de cimentación de 4,5 m. El peso medio de las piezas de la berma de pie es 2.500 kg. Una vez dimensionadas las piezas de la berma de pie, se dimensiona el filtro (RM p.630). Las dimensiones y elementos principales se presentan en la tabla 9.41.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
Alt. Banqueta	3,00	m	Altura de la banquetta de cimentación	RM p 626
NC	16,00	m	Nivel de coronamiento	-
B	34,00	m	Anchura mínima de coronamiento	ROM 1.0 p 103
Dn50	0,98	m	Diámetro nominal de enrocado	RM p 623 Ec 5.187
W 50	2,50	ton	Peso del enrocado	RM p 623 Ec 5.187
Alt. Berma	1,77	m	Altura de berma sobre niv. Fondo	Constructivo
Ancho Berma	8,00	m	Ancho de berma	ROM 1.0 p 107

Tabla 9.41: Dimensiones Tramo III.

9.6.4. Tramo IV: Dique SW con explanada adosada

Este tramo corresponde al dique del límite SW del Puerto, que cuenta con explanada adosada, y discurre en sentido NW-SE. Se elige la tipología de dique en talud sin espaldón, debido a las bajas profundidades en las que se desarrolla este tramo. Los modos de fallo principales para esta tipología son:

- Pérdida de piezas del manto principal.
- Pérdida de piezas de la coraza interior.
- Pérdida de piezas de la berma de pie.

9.6.4.1. Pérdida de piezas del manto principal

El tamaño de las piezas del manto principal se dimensiona con la formulación de Van der Meer para rocas en aguas someras, debido a los bajos valores obtenidos de peso medio de las piezas del manto principal (de haberse obtenido valores mayores, se habría utilizado cubos de hormigón). Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.42.

La variación del tamaño de las piezas para períodos de retorno entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 5.000 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1, es de 0,2 toneladas.

En la tabla 9.43 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado. En función del peso de las piezas de la coraza se dimensiona el material de filtro según lo expuesto en la sección 9.5.1.

La (figura 9.20) muestra la sensibilidad del peso medio de las piezas al período de retorno.

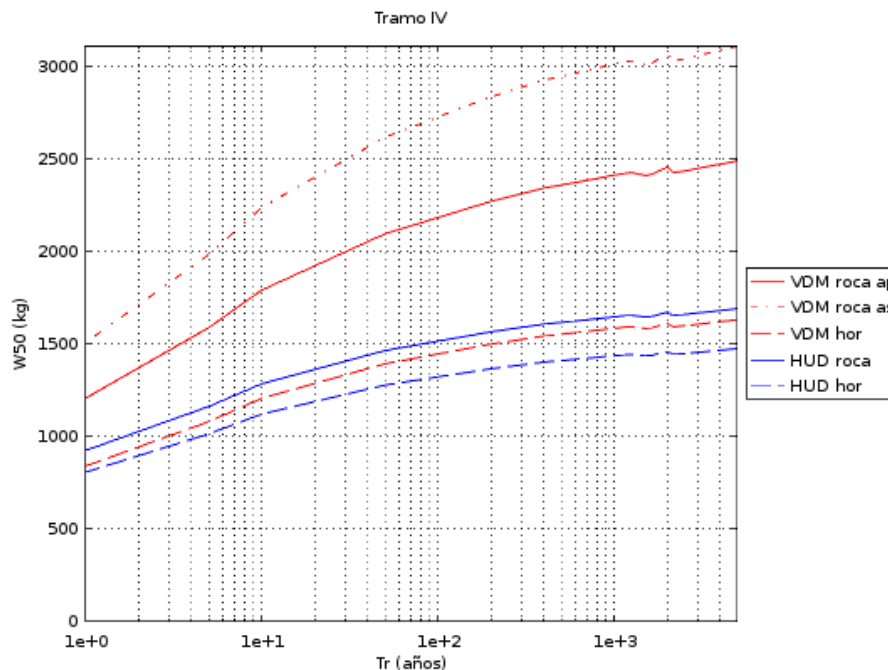


Figura 9.20: Tramo IV - Sensibilidad del tamaño de piezas de coraza al Tr de oleaje.

CORAZA			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
$\rho_{s,roca}$	kg/m ³	2.650	Densidad de la roca
$\rho_{s,hormigón}$		2.350	Densidad del hormigón
P	-	0,40	Permeabilidad
S_d	-	5	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
N_{od}	-	0,5	Número de unidades desplazadas en una faja de ancho D_n
$K_{D,roca}$	-	4	Parámetro de estabilidad de Hudson para roca
$K_{D,hormigón}$	-	7,5	Parámetro de estabilidad de Hudson para hormigón

Tabla 9.42: Tramo IV - Parámetros para el dimensionado de la coraza.

CORAZA				
Tr evento (años)	Hs (m)	Tp (s)	Dp (grados)	W50 (kg) VDMroca-as
5.000	5,51	15	117	3.111
2.500	5,48	15	117	3.043
2.150	5,48	15	117	3.032
2.000	5,48	15	117	3.069
1.640	5,45	15	117	3.020
1.500	5,45	15	117	3.013
1.250	5,45	15	117	3.032
1.150	5,44	15	117	3.028
600	5,43	15	117	2.965
400	5,38	15	117	2.928
200	5,35	15	117	2.838
100	5,27	15	117	2.728
50	5,21	15	117	2.619
10	4,90	15	122	2.239
5	4,60	15	122	1.985
1	3,93	15	122	1.508

Tabla 9.43: Tramo IV - Peso de la coraza en función del Tr para las distintas formulaciones.

9.6.4.2. Pérdida de piezas de la berma de pie

El diámetro nominal medio (Dn_{50}) de las piezas de la berma de pie para el dique en talud se dimensiona con la formulación presentada en la sección 9.4.3.3. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.44.

Según se observa en el gráfico 9.21, el tamaño de las piezas de la berma de pie presenta poca sensibilidad al período de retorno. El peso de las piezas de la berma varía en 70 kg entre los períodos de retorno 290 y 5.000 años.

Los tamaños de las piezas resultantes para la berma de pie son del orden del tamaño de las piezas del material de filtro. Por simplicidad constructiva y para disminuir el número total de rangos de escollera se considera el mismo tamaño de pieza para la berma de pie y para el material de filtro. Se toma el mayor de los dos valores obtenidos.

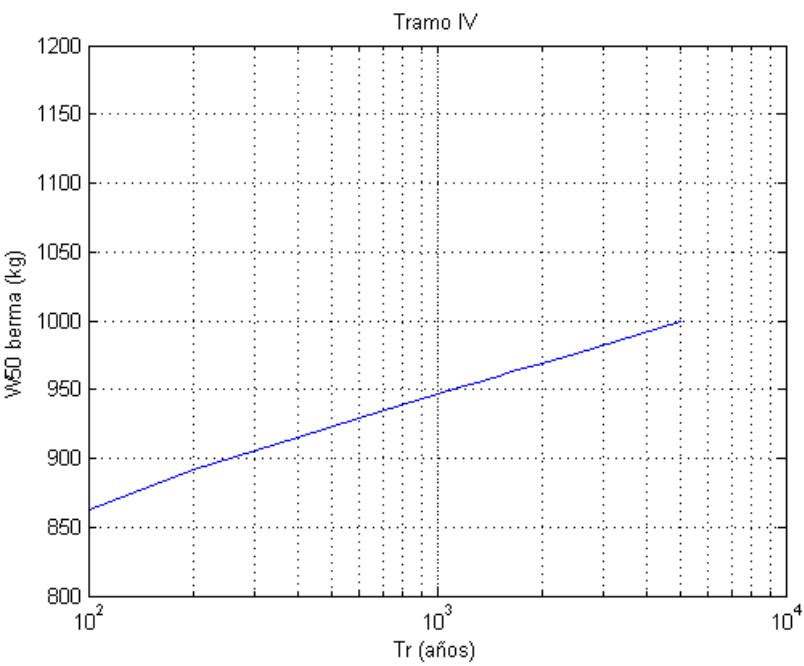


Figura 9.21: Tramo IV - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la berma de pie al Tr.

BERMA DE PIE			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad del material de la berma
Δ	-	1,6	-
h	m	10	Profundidad referida al 0 PRH
h_{berm}	m	3,30	Altura de berma

Tabla 9.44: Tramo IV - Parámetros para dimensionado de la berma de pie.

BERMA DE PIE			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	W50 (kg)
5.000	2,88	-0,09	999
2.500	2,88	-0,02	977
2.150	2,88	0,00	972
2.000	2,88	0,01	969
1.640	2,88	0,03	963
1.500	2,88	0,04	960
1.250	2,88	0,06	954
1.150	2,88	0,07	951
600	2,88	0,14	929
400	2,88	0,19	915
200	2,86	0,19	891
100	2,83	0,19	863
50	2,79	0,19	834
10	2,68	0,19	732
5	2,59	0,19	662
1	2,40	0,19	526

Tabla 9.45: Tramo IV - Sensibilidad del tamaño de piezas de la berma al período de retorno.

9.6.4.3. Pérdida de piezas del manto interior

El dique se define como dique en talud sin espaldón, donde el manto interior del dique es una extensión del filtro, por lo que se verificará el tamaño de estas piezas mediante la formulación de Van Gent (ver sección 9.4.3.2).

Asociada al modo de fallo pérdida de piezas del manto interior, se analiza también la sensibilidad del nivel de coronamiento del dique (medido respecto al cero PRH) en función del período de retorno del evento de fallo (ver sección 9.3.2.2). Se considera un caudal de sobrepasamiento de 50 L/s , de acuerdo con lo presentado en la sección 9.4.3.2. Los parámetros utilizados para la aplicación de esta fórmula se pueden ver en la tabla 9.46.

Según se puede ver en el gráfico de la figura 9.22 la altura de coronamiento es poco sensible al período de retorno del oleaje, variando cerca de 20 cm entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 5.000 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1. En la tabla 9.47 se muestran los datos de oleaje y nivel de mar y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado.

Por otro lado, una vez definido el nivel de coronamiento del núcleo (ver sección 9.5.2), y las dimensiones de las piezas del manto principal y del filtro (ver sección 9.5.1) queda definido un nivel de coronamiento geométrico. Para el nivel de coronamiento del dique se toma el mayor entre estos dos.

Una vez definido el nivel de coronamiento del dique y el tamaño de las piezas, se verifica que éste sea suficiente para asegurar la estabilidad de la coraza interior para el período de retorno de diseño.

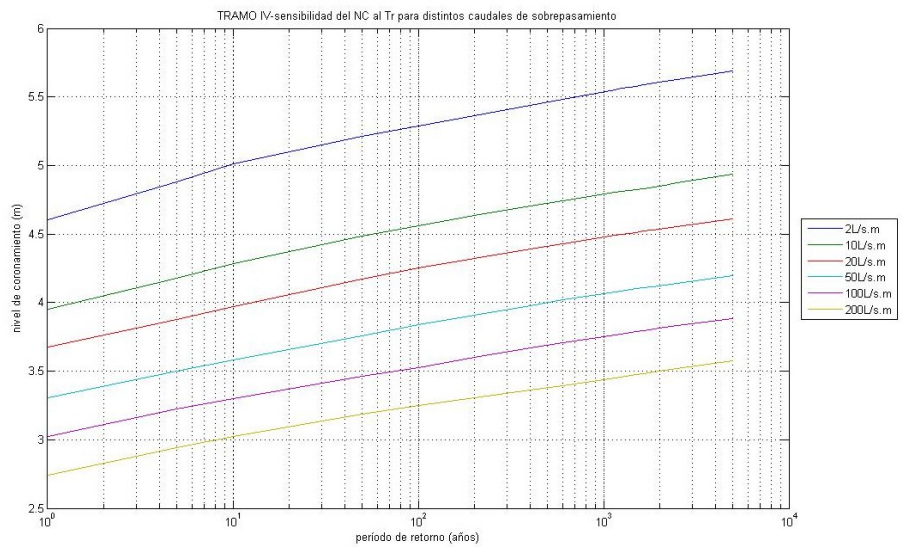


Figura 9.22: Tramo IV - Sensibilidad del NC al Tr.

SOBREPASAMIENTO			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
g	m/s^2	9,81	Aceleración gravitatoria
q	$m^3/s/m$	50	Caudal de excedencia
D_d	º	143	Ángulo del dique respecto al norte
α	º	22	Ángulo del talud exterior
Y_r	-	0,5	Rugosidad
h	m	10	Profundidad

Tabla 9.46: Tramo IV - Parámetros para dimensionado del nivel de coronamiento.

SOBREPASAMIENTO			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	NC (m)
5.000	2,68	2,36	4,20
2.500	2,68	2,30	4,14
2.150	2,68	2,29	4,13
2.000	2,68	2,29	4,12
1.640	2,68	2,27	4,11
1.500	2,68	2,26	4,10
1.250	2,68	2,25	4,08
1.150	2,68	2,24	4,08
600	2,68	2,18	4,02
400	2,68	2,14	3,98
200	2,68	2,07	3,91
100	2,68	2,00	3,84
50	2,68	1,92	3,76
10	2,40	2,00	3,58
5	2,40	1,92	3,50
1	2,40	1,72	3,30

Tabla 9.47: Tramo IV - Sensibilidad del nivel de coronamiento al período de retorno.

9.6.4.4. Reparto de probabilidades y dimensionado

En función del análisis de sensibilidad realizado para cada modo de fallo, se hace el dimensionado considerando un reparto de probabilidades de 0,1 tanto para el modo de fallo de pérdida de piezas del manto principal como para el de pérdida de piezas de la berma de pie, asignando el restante 0,8 a la pérdida de piezas de la coraza interior por sobrepasamiento.

Lo anterior equivale a dimensionar los primeros dos modos de fallo con un $Tr = 5.000$ años, y el último con $Tr = 600$ años. Las piezas del manto principal para este período de retorno son de 3 ton, por lo que las piezas del filtro quedan de 300 kg. Se decide mantener el todo uno 5-300 kg utilizado en el resto de los diques y no colocar filtro entre el manto principal y el núcleo, ya que el tamaño de piezas del manto principal cumple con las recomendaciones para que no haya lavado de finos del núcleo.

El peso de las piezas de la berma de pie, dimensionados con una probabilidad de fallo asociada a un período de retorno de 5.000 años es de 1 ton.

El nivel de coronamiento obtenido con la formulación presentada en la sección 9.4.3.2 para un período de retorno de 600 años es 4,02 m PRH, considerando un aumento del nivel de mar de 12,5 cm en 50 años (Efectos del cambio climático en la costa de América Latina y el Caribe, IHCantabria, 2012), la cota de coronamiento es 4,15 m PRH. Por otro lado se tiene que en este tramo, el nivel de coronamiento del núcleo es 3,0 m PRH, y el espesor del manto principal 1,9 m, por lo que el nivel de coronamiento del dique definido geométricamente es de 4,9 m PRH.

La tabla 9.48 muestra el dimensionamiento de los principales y elementos y dimensiones geométricas del dique.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
It	5,00	m	Distancia de borde de berma a dique	ROM 1.0 p 107
Ft	4,90	m	Coronación manto principal	ROM 1.0 p 108
NC	4,90	m	Nivel de coronamiento	-
B	10,80	m	Anchura mínima de coronamiento	CEM ec VI-5-116
Pendiente externa	1V/2,5H	m/m	Pendiente de enrocado a barlomar	ROM 1.0 p 106
Pendiente interna	1V/1,5H	m/m	Pendiente de enrocado a sotamar	-
Espesor	1,90	m	Espesor de la coraza	CEM ec VI-5-117
W tronco	3	ton	Peso de coraza en hormigón	RM p 564
Vol tronco	1,1	m ³	Volumen de la pieza cúbica	-
Lado tronco	1,00	m	Lado de la pieza cúbica	-
W50 berma	1,00	ton	Peso del enrocado	Calculo
Dn50 berma	0,72	m	Diametro nominal	Calculo

Tabla 9.48: Principales dimensiones Tramo IV.

9.6.4.5. Verificación de pérdida de piezas del manto interior

Una vez verificados los modos de fallo principales se procede a la verificación de la pérdida de piezas del manto interior mediante la ecuación de Van Gent (ver sección 9.4.2.2).

Los parámetros utilizados en la verificación de la pérdida de piezas del manto interior se muestran en la tabla 9.49. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 9.50 y en la figura 9.23. Se observa que los pesos utilizados en la coraza interior son mayores a los necesarios para verificar este modo de fallo.

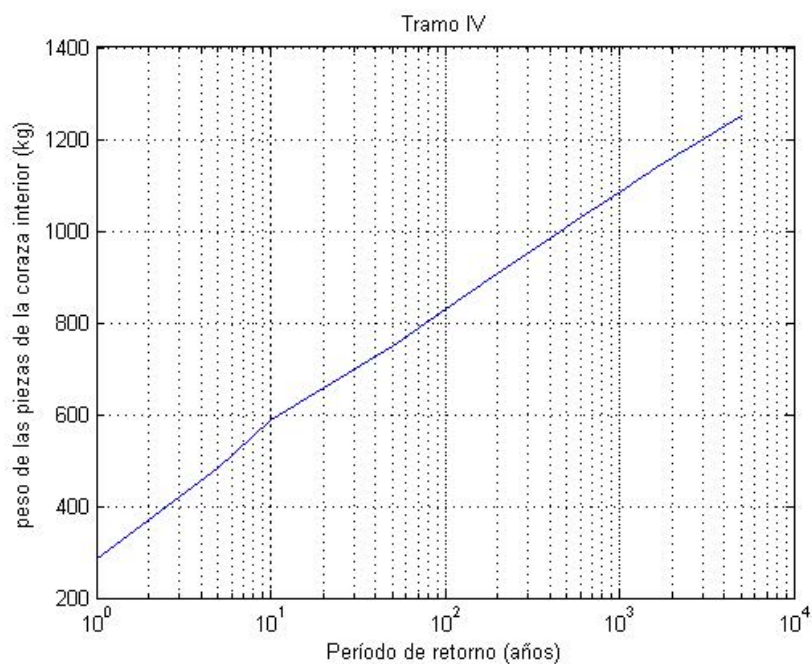


Figura 9.23: Tramo IV - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la coraza interior al Tr.

MANTO INTERIOR			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad de la escollera
P	-	0,40	Permeabilidad
S_d	-	2	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
α_r	°	34	Ángulo del talud interior
c_o	-	1,45	
c_1	-	5,1	
Y_f	-	0,5	Rugosidad del lado interior
Y_{tc}	-	1	Rugosidad de la cresta
Nc_{lm}	m	8,7	Nivel de coronamiento lado mar
Nc_{lp}	m	4,74	Nivel de coronamiento lado puerto
Dd	°	143	Ángulo del dique respecto al norte
B	m	11,4	Ancho de cresta

Tabla 9.49: Tramo IV - Parámetros para verificación del tamaño de las piezas de la coraza interior.

MANTO INTERIOR			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	NC (m)
5.000	2,8	2,2	1.252
2.500	2,8	2,2	1.181
2.150	2,9	2,1	1.166
2.000	2,9	2,1	1.158
1.640	2,9	2,1	1.138
1.500	2,9	2,1	1.128
1.250	2,9	2,1	1.109
1.150	2,9	2,1	1.100
600	2,9	2	1.030
400	2,9	2	986
200	2,9	1,9	908
100	2,9	1,8	830
50	2,9	1,7	750
10	2,9	1,7	588
5	2,9	1,7	481
1	2,9	1,7	286

Tabla 9.50: Tramo IV - Sensibilidad del nivel del tamaño de las piezas de la coraza interior período de retorno.

9.6.5. Tramo V: Dique SW

Este tramo corresponde al dique del límite SW del Puerto que abriga a las dársenas de portacontenedores. Se elige la tipología de dique en talud sin espaldón, en función de las bajas profundidades en el desarrollo del tramo, las cuales llegan a valores de -9 m PRH. Por otro lado, considerando las posibilidades de expansión del Puerto en dirección SW, esta tipología permite una mayor facilidad al momento de su desmantelamiento. Los modos de fallo principales para esta tipología son:

- Pérdida de piezas del manto principal.
- Pérdida de piezas de la coraza interior.
- Pérdida de piezas de la berma de pie.

9.6.5.1. Pérdida de piezas del manto principal

El tamaño de las piezas del manto principal se dimensiona con la formulación de Van der Meer para hormigón según lo expuesto en la sección 9.4.3.1. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.51.

La variación del tamaño de las piezas para períodos de retorno entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 2.500 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1, es de 0,43 toneladas.

En la tabla 9.52 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado. En función del peso de las piezas de la coraza se dimensiona el material de filtro según lo expuesto en la sección 9.5.1.

La figura 9.24 muestra la sensibilidad del peso medio de las piezas al período de retorno.

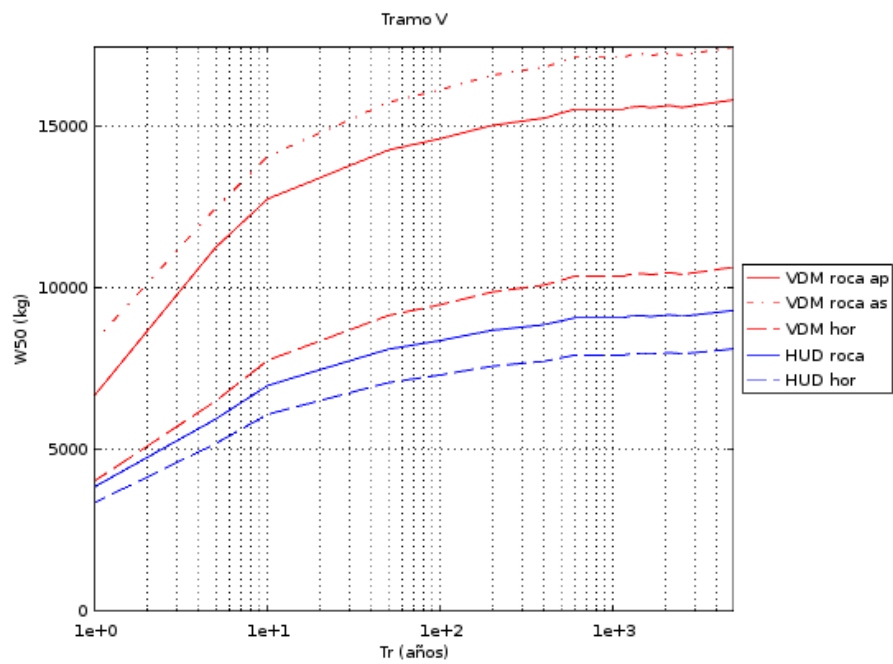


Figura 9.24: Tramo V - Sensibilidad del tamaño de piezas de coraza al Tr de oleaje.

CORAZA			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
$\rho_{s/roca}$	kg/m ³	2.650	Densidad de la roca
$\rho_{s/hormigón}$		2.350	Densidad del hormigón
P	-	0,40	Permeabilidad
S _d	-	5	Nivel de daño
α	º	22	Ángulo del talud exterior
N _{od}	-	0,5	Número de unidades desplazadas en una faja de ancho Dn
K _{D,roca}	-	4	Parámetro de estabilidad de Hudson para roca
K _{D,hormigón}	-	7,5	Parámetro de estabilidad de Hudson para hormigón

Tabla 9.51: Tramo V - Parámetros para el dimensionado de la coraza.

CORAZA				
Tr evento (años)	Hs (m)	Tp (s)	Dp (grados)	W50 (kg) VDM-hor
5.000	5,51	15	117	10.633
2.500	5,48	15	117	10.404
2.150	5,48	15	117	10.464
2.000	5,48	15	117	10.451
1.640	5,45	15	117	10.397
1.500	5,45	15	117	10.437
1.250	5,45	15	117	10.410
1.150	5,44	15	117	10.350
600	5,43	15	117	10.350
400	5,38	15	117	10.080
200	5,35	15	117	9.866
100	5,27	15	117	9.472
50	5,21	15	117	9.138
10	4,90	15	122	7.753
5	4,60	15	122	6.498
1	3,93	15	122	4.035

Tabla 9.52: Tramo V - Peso de la coraza en función del Tr para las distintas formulaciones.

9.6.5.2. Pérdida de piezas de la berma de pie

El diámetro nominal medio (Dn_{50}) de las piezas de la berma de pie para el dique en talud se dimensiona con la formulación presentada en la sección 9.4.3.3. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.53.

Según se observa en el gráfico 9.25, el tamaño de las piezas de la berma de pie presenta poca sensibilidad al período de retorno. El peso de las piezas de la berma varía en 220 kg entre los períodos de retorno 290 y 2.500 años.

Los tamaños de las piezas resultantes para la berma de pie son del orden del tamaño de las piezas del material de filtro. Por simplicidad constructiva y para disminuir el número total de rangos de escollera se considera el mismo tamaño de pieza para la berma de pie y para el material de filtro. Se toma el mayor de los dos valores obtenidos.

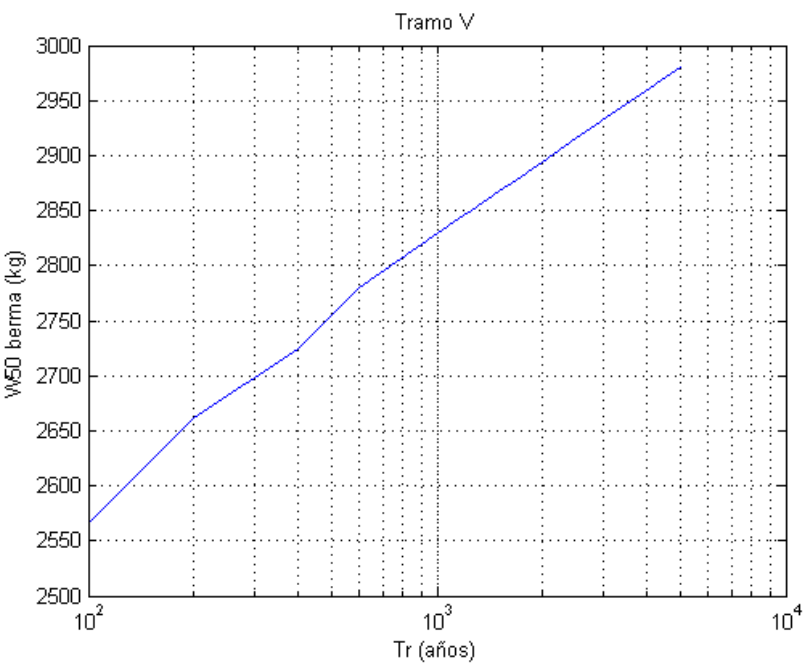


Figura 9.25: Tramo V - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la berma de pie al Tr.

BERMA DE PIE			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad del material de la berma
Δ	-	1,6	-
h	m	10	Profundidad referida al 0 PRH
h_{berm}	m	3,30	Altura de berma

Tabla 9.53: Tramo V - Parámetros para dimensionado de la berma de pie.

BERMA DE PIE			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	W50 (kg)
5.000	5,13	-0,05	2.980
2.500	5,13	0,03	2.915
2.150	5,13	0,04	2.901
2.000	5,13	0,05	2.894
1.640	5,13	0,07	2.876
1.500	5,13	0,08	2.867
1.250	5,13	0,10	2.850
1.150	5,13	0,11	2.842
600	5,13	0,19	2.780
400	5,06	0,11	2.725
200	5,06	0,19	2.662
100	4,99	0,19	2.565
50	4,94	0,19	2.483
10	4,70	0,19	2.138
5	4,46	0,19	1.821
1	3,86	0,19	1.181

Tabla 9.54: Tramo V - Sensibilidad del tamaño de piezas de la berma al período de retorno.

9.6.5.3. Pérdida de piezas del manto interior

El dique se define como dique en talud sin espaldón, donde el manto interior del dique es una extensión del filtro, por lo que se verificará el tamaño de estas piezas mediante la formulación de Van Gent (ver sección 9.4.3.2).

Asociada al modo de fallo pérdida de piezas del manto interior, se analiza también la sensibilidad del nivel de coronamiento del dique (medido respecto al cero PRH) en función del período de retorno del evento de fallo (ver sección 9.3.2.2). Se considera un caudal de sobrepasamiento de 50 L/s , de acuerdo con lo presentado en la sección 9.4.3.2. Los parámetros utilizados para la aplicación de esta fórmula se pueden ver en la tabla 9.55.

Según se puede ver en el gráfico de la figura 9.26 la altura de coronamiento es poco sensible al período de retorno del oleaje, variando cerca de 23 cm entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 2.500, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1. En la tabla 9.56 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado.

Por otro lado, una vez definido el nivel de coronamiento del núcleo (ver sección 9.5.2), y las dimensiones de las piezas del manto principal y del filtro (ver sección 9.5.1) queda definido un nivel de coronamiento geométrico. Para el nivel de coronamiento del dique se toma el mayor entre estos dos.

Una vez definido el nivel de coronamiento del dique y el tamaño de las piezas, se verifica que éste sea suficiente para asegurar la estabilidad de la coraza interior para el período de retorno de diseño.

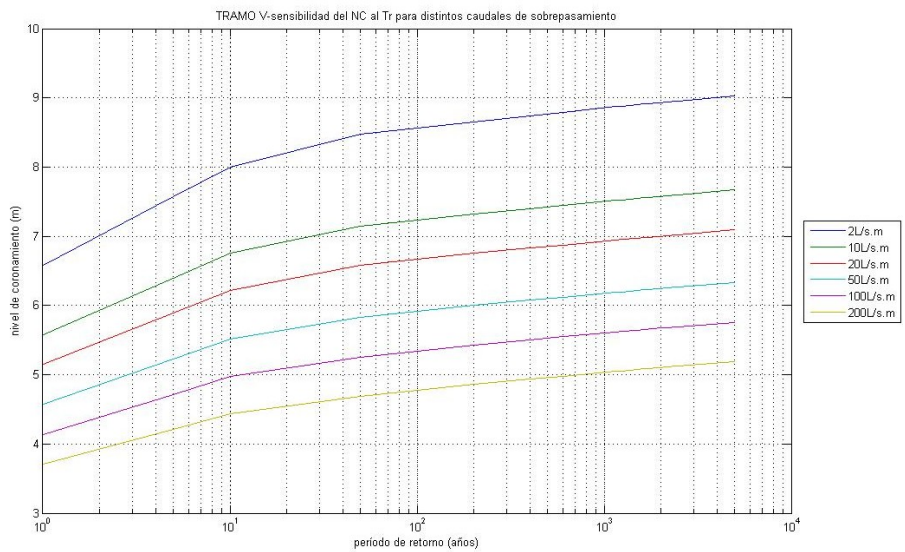


Figura 9.26: Tramo V - Sensibilidad del NC al Tr.

SOBREPASAMIENTO			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
g	m/s ²	9,81	Aceleración gravitatoria
q	m ³ /s/m	50	Caudal de excedencia
D _d	°	143	Ángulo del dique respecto al norte
α	°	22	Ángulo del talud exterior
Y _r	-	0,5	Rugosidad
h	m	10	Profundidad

Tabla 9.55: Tramo V - Parámetros para dimensionado del nivel de coronamiento.

SOBREPASAMIENTO			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	NC (m)
5.000	4,94	2,23	6,39
2.500	4,94	2,16	6,32
2.150	4,94	2,15	6,31
2.000	4,94	2,14	6,30
1.640	4,94	2,12	6,28
1.500	4,94	2,11	6,27
1.250	4,94	2,10	6,26
1.150	4,94	2,09	6,25
600	4,94	2,02	6,18
400	4,94	1,97	6,14
200	4,94	1,90	6,06
100	4,94	1,81	5,97
50	4,94	1,72	5,88
10	4,70	1,72	5,62
5	4,46	1,72	5,36
1	3,86	1,72	4,73

Tabla 9.56: Tramo V - Sensibilidad del nivel de coronamiento al período de retorno.

9.6.5.4. Reparto de probabilidades y dimensionado

En función del análisis de sensibilidad realizado para cada modo de fallo, se hace el dimensionado considerando un reparto de probabilidades de 0,1 tanto para el modo de fallo de pérdida de piezas del manto principal como para el de pérdida de piezas de la berma de pie, asignando el restante 0,8 a la pérdida de piezas de la coraza interior por sobrepasamiento.

Lo anterior equivale a dimensionar los primeros dos modos de fallo con un $Tr = 2.500$ años, y el último con $Tr = 290$ años. Las piezas del manto principal para este período de retorno son de 10 ton, por lo que las piezas del filtro quedan de 1 ton en función de lo presentado en la sección 9.5.1.

El peso de las piezas de la berma de pie, dimensionados con una probabilidad de fallo asociada a un período de retorno de 2.500 años es de 2,9 ton. Por lo que el material de la berma y del filtro se dimensiona con piezas de peso medio 2,9 ton.

El nivel de coronamiento obtenido con la formulación presentada en la sección 9.4.3.2 para un período de retorno de 290 años es 6,10 *m* PRH, considerando un aumento del nivel de mar de 12,5 *cm* en 50 años (Efectos del cambio climático en la costa de América Latina y el Caribe, IHCantabria, 2012), la cota de coronamiento es 6,25 *m* PRH. Por otro lado se tiene que en este tramo, el nivel de coronamiento del núcleo es 3,0 *m* PRH, el espesor del manto principal es 3,65 *m* y el espesor del filtro es 1,85 *m*, por lo que el nivel de coronamiento del dique definido geoméricamente es de 8,5 *m* PRH.

La tabla 9.57 muestra el dimensionamiento de los principales y elementos y dimensiones geométricas del dique.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
It	5,00	m	Distancia de borde de berma a dique	ROM 1.0 p 107
Ft	8,50	m	Coronación manto principal	ROM 1.0 p 108
NC	8,50	m	Nivel de coronamiento	-
B	6,17	m	Anchura mínima de coronamiento	CEM ec VI-5-116
Pendiente externa	1V/2,5H	m/m	Pendiente de enrocado a barlomar	ROM 1.0 p 106
Pendiente interna	1V/1,5 H	m/m	Pendiente de enrocado a sotamar	-
Espesor	3,65	m	Espesor de la coraza	CEM ec VI-5-117
W tronco	10	ton	Peso de coraza en hormigón	RM p 564
Vol tronco	4,3	m³	Volumen de la pieza cúbica	-
Lado tronco	1,6	m	Lado de la pieza cúbica	-
Dn50 filtro	1,03	m	Diámetro nominal de enrocado	RM p 623 Ec 5.187
W 50 filtro	2,90	ton	Peso del enrocado	RM p 623 Ec 5.187
r filtro	1,85	m	Espesor de la capa	CEM Ec VI-5-142
W50 berma	2,90	ton	Peso del enrocado	Calculo
Dn50 berma	1,03	m	Diámetro nominal	Calculo

Tabla 9.57: Dimensiones Tramo V.

9.6.5.5. Verificación de pérdida de piezas del manto interior

Una vez verificados los modos de fallo principales se procede a la verificación de la pérdida de piezas del manto interior mediante la ecuación de Van Gent (ver sección 9.4.2.2).

Los parámetros utilizados en la verificación de la pérdida de piezas del manto interior se muestran en la tabla 9.58. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 9.59 y en la figura 9.27. Se observa que los pesos utilizados en la coraza interior son mayores a los necesarios para verificar este modo de fallo.

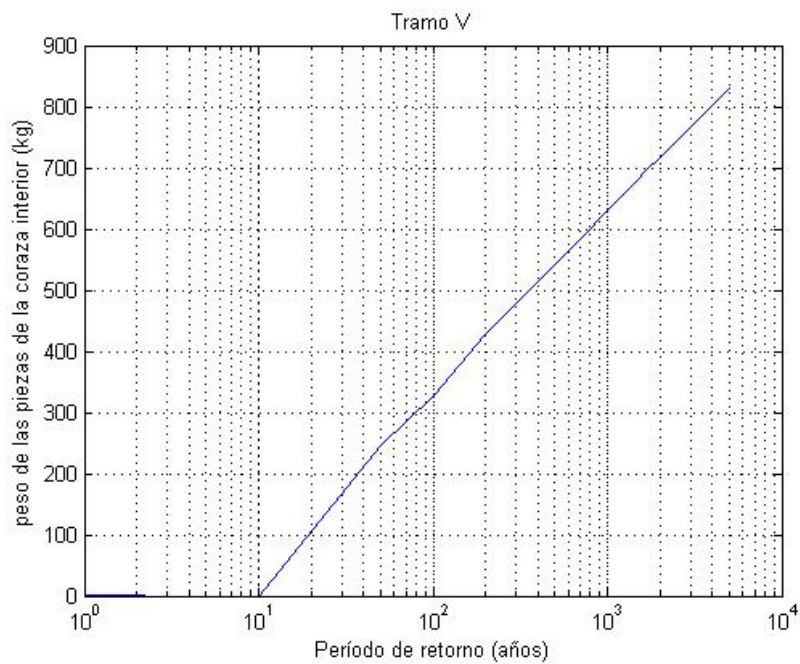


Figura 9.27: Tramo V - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la coraza interior al Tr.

MANTO INTERIOR			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad de la escollera
P	-	0,40	Permeabilidad
S_d	-	2	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
α_r	°	34	Ángulo del talud interior
c_o	-	1,45	
c_1	-	5,1	
Y_r	-	0,5	Rugosidad del lado interior
Y_{tc}	-	1	Rugosidad de la cresta
Nc_{lm}	m	8,7	Nivel de coronamiento lado mar
Nc_{lp}	m	4,74	Nivel de coronamiento lado puerto
Dd	°	143	Ángulo del dique respecto al norte
B	m	11,4	Ancho de cresta

Tabla 9.58: Tramo V - Parámetros para verificación del tamaño de las piezas de la coraza interior.

MANTO INTERIOR			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	W50 (kg)
5.000	4,918	2,0952	830
2.500	4,967	2,0235	745
2.150	4,983	2,0073	726
2.000	5,006	1,9994	717
1.640	5,009	1,9777	692
1.500	5,015	1,9677	681
1.250	5,01	1,9472	658
1.150	5,044	1,9377	648
600	5,047	1,8611	566
400	5,051	1,8111	514
200	5,053	1,7214	427
100	5,053	1,7214	327
50	5,053	1,7214	246
10	5,053	1,7214	0
5	5,053	1,7214	0
1	5,053	1,7214	0

Tabla 9.59: Tramo V - Sensibilidad del nivel del tamaño de las piezas de la coraza interior período de retorno.

9.6.6. Tramo VI: Dique secundario

Este tramo corresponde al dique de abrigo secundario, que se desarrolla en sentido SW-NE, paralelo a la costa, dando abrigo a las dársenas de portacontenedores del oleaje de direcciones ESE y SE. Se selecciona para este tramo la tipología de dique en talud sin espaldón. Esto se hace ya que las profundidades para este tramo rondan los -9 m PRH , y por otro lado, el enrocado del manto principal contribuye en la disminución de la reflexión del oleaje hacia el canal de acceso. Los modos de fallo principales en esta tipología de dique son:

- Pérdida de piezas del manto principal.
- Pérdida de piezas de la coraza interior.
- Pérdida de piezas de la berma de pie.

9.6.6.1. Pérdida de piezas del manto principal

El tamaño de las piezas del manto principal se dimensiona con la formulación de Van der Meer para hormigón según lo expuesto en la sección 9.4.3.1. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.60.

La variación para períodos de retorno entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 2.500 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1, es de 0,7 ton.

En la tabla 9.61 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado. En función del peso de las piezas de la coraza se dimensiona el material de filtro según lo expuesto la sección 9.5.1.

La figura 9.28 muestra la sensibilidad del peso medio de las piezas al período de retorno.

Utilizando la metodología anterior para el dimensionado de las piezas de la coraza del morro de este tramo, se llega a que estas deberían tener un tamaño menor que las piezas del tronco

(esto sucede porque el morro se encuentra al resguardo del tramo III). A pesar de esto, se decide que las piezas del morro tengan el mismo tamaño de las del tronco (una posible omptimización del diseño correspondería a implementar un gradiente del tamaño de las piezas desde el punto más comprometido del tronco del tramo hasta el morro).

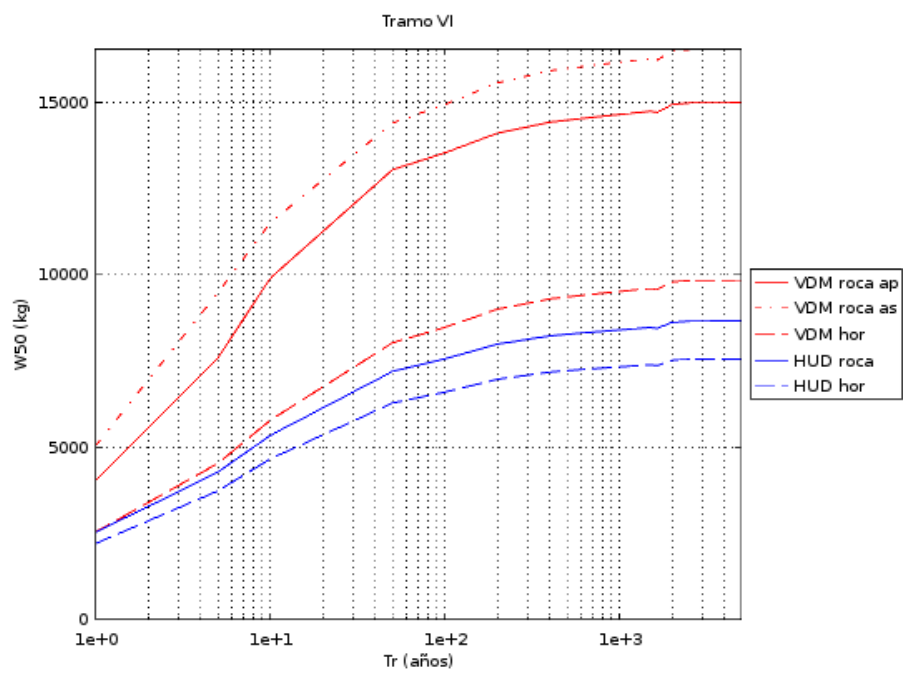


Figura 9.28: Tramo VI - Sensibilidad del tamaño de piezas de coraza al Tr de oleaje.

CORAZA			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
$\rho_{s,roca}$	kg/m ³	2.650	Densidad de la roca
$\rho_{s,hormigón}$		2.350	Densidad del hormigón
P	-	0,40	Permeabilidad
S _d	-	5	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
N _{ad}	-	0,5	Número de unidades desplazadas en una faja de ancho Dn
K _{D,roca}	-	4	Parámetro de estabilidad de Hudson para roca
K _{D,hormigón}	-	7,5	Parámetro de estabilidad de Hudson para hormigón

Tabla 9.60: Tramo VI - Parámetros para el dimensionado de la coraza.

CORAZA				
Tr evento (años)	Hs (m)	Tp (s)	Dp (grados)	W50 (kg) VDM-hor
5.000	5,51	15	117	9.846
2.500	5,48	15	117	9.834
2.150	5,48	15	117	9.808
2.000	5,48	15	117	9.789
1.640	5,45	15	117	9.573
1.500	5,45	15	117	9.604
1.250	5,45	15	117	9.566
1.150	5,44	15	117	9.547
600	5,43	15	117	9.403
400	5,38	15	117	9.304
200	5,35	15	117	9.005
100	5,27	15	117	8.478
50	5,21	15	117	8.029
10	4,90	15	122	5.786
5	4,60	15	122	4.531
1	3,93	15	122	2.544

Tabla 9.61: Tramo VI - Peso de la coraza en función del Tr para las distintas formulaciones.

9.6.6.2. Pérdida de piezas de la berma de pie

El diámetro nominal medio (Dn_{50}) de las piezas de la berma de pie para el dique en talud se dimensiona con la formulación presentada en la sección 9.4.3.3. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.62.

Según se observa en el gráfico 9.29, el tamaño de las piezas de la berma de pie presenta poca sensibilidad al período de retorno. El peso de las piezas de la berma varía en 60 *kg* entre los períodos de retorno 290 y 2.500 años.

Los tamaños de las piezas resultantes para la berma de pie son del orden del tamaño de las piezas del material de filtro. Por simplicidad constructiva y para disminuir el número total de rangos de escollera se considera el mismo tamaño de pieza para la berma de pie y para el material de filtro. Se toma el mayor de los dos valores obtenidos.

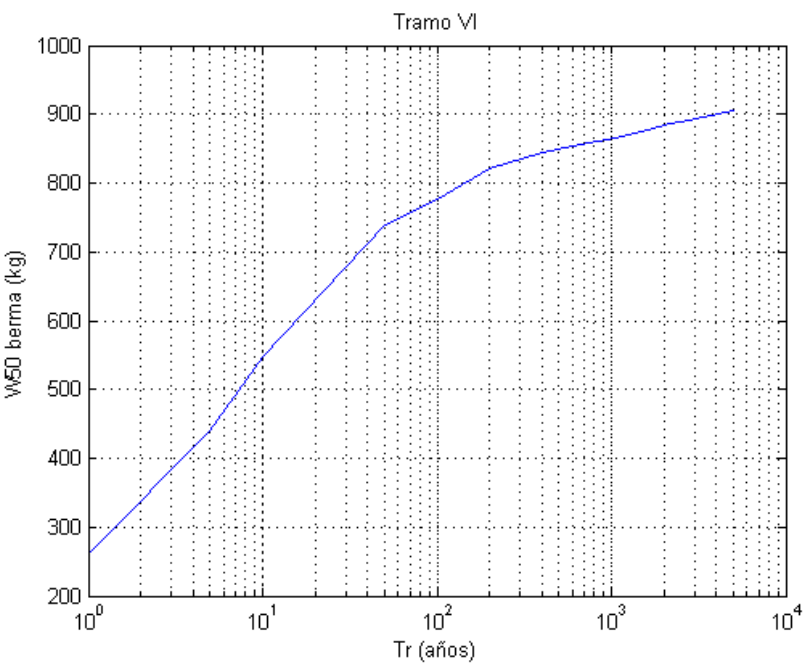


Figura 9.29: Tramo VI - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la berma de pie al Tr.

BERMA DE PIE			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
ρ_w	kg/m ³	1.025	Densidad del agua
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad del material de la berma
Δ	-	1,6	-
h	m	10	Profundidad referida al 0 PRH
h_{berm}	m	3,30	Altura de berma

Tabla 9.62: Tramo VI - Parámetros para dimensionado de la berma de pie.

BERMA DE PIE			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	W50 (kg)
5.000	5,04	0,08	906
2.500	5,04	0,16	890
2.150	5,04	0,18	886
2.000	5,04	0,19	885
1.640	4,97	0,03	876
1.500	4,97	0,04	874
1.250	4,97	0,06	870
1.150	4,97	0,07	868
600	4,97	0,14	854
400	4,97	0,19	845
200	4,92	0,19	820
100	4,83	0,19	776
50	4,75	0,19	739
10	4,30	0,19	549
5	3,99	0,19	439
1	3,35	0,19	260

Tabla 9.63: Tramo VI - Sensibilidad del tamaño de piezas de la berma al período de retorno.

9.6.6.3. Pérdida de piezas del manto interior

El dique se define como dique en talud sin espaldón, donde el manto interior del dique es una extensión del filtro, por lo que se verificará el tamaño de estas piezas mediante la formulación de Van Gent (ver sección 9.4.3.2).

Asociada al modo de fallo pérdida de piezas del manto interior, se analiza también la sensibilidad del nivel de coronamiento del dique (medido respecto al cero PRH) en función del período de retorno del evento de fallo (ver sección 9.3.2.2). Se considera un caudal de sobrepasamiento de $50 L/s$, de acuerdo con lo presentado en la sección 9.4.3.2. Los parámetros utilizados para la aplicación de esta fórmula se pueden ver en la tabla 9.64.

Según se puede ver en el gráfico de la figura 9.30 la altura de coronamiento es poco sensible al período de retorno del oleaje, variando cerca de $25 cm$ entre 290 años, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,8, y 2.500, correspondiente a una probabilidad de fallo del modo de fallo de 0,1. En la tabla 9.65 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado.

Por otro lado, una vez definido el nivel de coronamiento del núcleo (ver sección 9.5.2), y las dimensiones de las piezas del manto principal y del filtro (ver sección 9.5.1) queda definido un nivel de coronamiento geométrico. Para el nivel de coronamiento del dique se toma el mayor entre estos dos.

Una vez definido el nivel de coronamiento del dique y el tamaño de las piezas, se verifica que éste sea suficiente para asegurar la estabilidad de la coraza interior para el período de retorno de diseño.

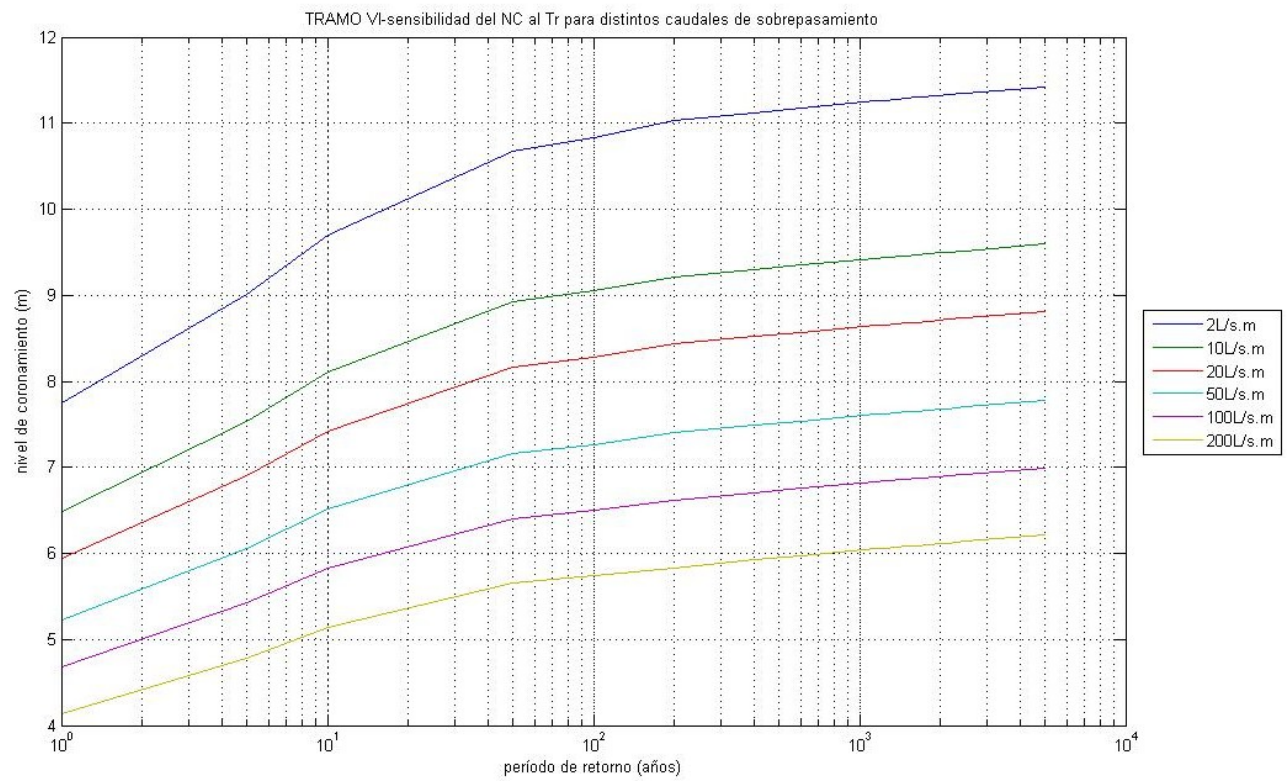


Figura 9.30: Tramo VI - Sensibilidad del NC al Tr.

SOBREPASAMIENTO			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
g	m/s ²	9,81	Aceleración gravitatoria
q	m ³ /s/m	50	Caudal de excedencia
D _a	°	143	Ángulo del dique respecto al norte
α	°	22	Ángulo del talud exterior
Y _r	-	0,5	Rugosidad
h	m	10	Profundidad

Tabla 9.64: Tramo VI - Parámetros para dimensionado del nivel de coronamiento.

SOBREPASAMIENTO			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	NC (m)
5.000	4,97	2,02	7,64
2.500	4,92	2,02	7,57
2.150	4,92	2,01	7,55
2.000	4,92	2,00	7,54
1.640	4,92	1,98	7,52
1.500	4,92	1,97	7,51
1.250	4,92	1,95	7,49
1.150	4,92	1,94	7,48
600	4,92	1,86	7,40
400	4,92	1,81	7,35
200	4,92	1,72	7,26
100	4,83	1,72	7,13
50	4,75	1,72	7,02
10	4,30	1,72	6,37
5	3,99	1,72	5,94
1	3,35	1,72	5,07

Tabla 9.65: Tramo VI - Sensibilidad del nivel de coronamiento al período de retorno.

9.6.6.4. Reparto de probabilidades y dimensionado

En función del análisis de sensibilidad realizado para cada modo de fallo, se hace el dimensionado considerando un reparto de probabilidades de 0,1 tanto para el modo de fallo de pérdida de piezas del manto principal como para el de pérdida de piezas de la berma de pie, asignando el restante 0,8 a la pérdida de piezas de la coraza interior por sobrepasamiento.

Lo anterior equivale a dimensionar los primeros dos modos de fallo con un $Tr = 2.500$ años, y el último con $Tr = 290$ años. Las piezas del manto principal para este período de retorno son de 10 ton, por lo que las piezas del filtro quedan de 1 ton en función de lo presentado en la sección 9.5.1.

El peso de las piezas de la berma de pie, dimensionados con una probabilidad de fallo asociada a un período de retorno de 2.500 años son de 0,9 ton. Por lo que el material de la berma y del filtro se dimensiona con piezas de peso medio 1 ton.

El nivel de coronamiento obtenido con la formulación presentada en la sección 9.4.3.2 para un período de retorno de 290 años es 7,30 *m* PRH, considerando un aumento del nivel de mar de 12,5 *cm* en 50 años (Efectos del cambio climático en la costa de América Latina y el Caribe, IHCantabria, 2012), la cota de coronamiento es 7,45 *m* PRH. Por otro lado se tiene que en este tramo, el nivel de coronamiento del núcleo es 3,5 *m* PRH, el espesor del manto principal es 3,65 *m* y el espesor del filtro es 1,3 *m*, por lo que el nivel de coronamiento del dique definido geométricamente es de 8,5 *m* PRH.

La tabla 9.66 muestra el dimensionamiento de los principales y elementos y dimensiones geométricas del dique.

Parámetro	Valor	Unidades	Comentarios	Referencia
lt	5,00	m	Distancia de borde de berma a dique	RM p 626
Ft	8,30	m	Coronación manto principal	ROM 1.0 p 108
NC	8,50	m	Nivel de coronamiento	-
B	8,30	m	Anchura mínima de coronamiento	ROM 1.0 p 103
Pendiente externa	1V/2,5H	m/m	Pendiente de enrocado a barlomar	ROM 1.0 p 106
Pendiente interna	1V/1,5 H	m/m	Pendiente de enrocado a sotamar	-
Espesor	5,50	m	Espesor de la coraza	CEM ec VI-5-117
W tronco	10	ton	Peso de coraza en hormigón	RM p 564
Vol tronco	4,3	m³	Volumen de la pieza cúbica	-
Lado tronco	1,62	m	Lado de la pieza cúbica	-
Espesor	3,65	m	Espesor de la coraza	CEM ec VI-5-117
Dn50 filtro	0,72	m	Diámetro nominal de enrocado	RM p 623 Ec 5.187
W 50 filtro	1,00	ton	Peso del enrocado	RM p 623 Ec 5.187
r filtro	1,30	m	Espesor de la capa	CEM Ec VI-5-142
W50 berma	1,00	ton	Peso del enrocado	Calculo
Dn50 berma	0,72	m	Diámetro nominal	Calculo
W50 coraza int.	2,30	ton	Peso del enrocado	Calculo
Dn50 coraza int.	0,95	m	Diámetro nominal	Calculo

Tabla 9.66: Dimensiones Tramo VI.

9.6.6.5. Verificación de pérdida de piezas del manto interior

Una vez verificados los modos de fallo principales se procede a la verificación de la pérdida de piezas del manto interior mediante la ecuación de Van Gent (ver sección 9.4.2.2).

Los parámetros utilizados en la verificación de la pérdida de piezas del manto interior se muestran en la tabla 9.67. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 9.68 y en la figura 9.31. Se observa que los pesos obtenidos son mayores a los utilizados en el filtro, por lo que el manto interior deberá tener una coraza con peso medio 2,3 ton, que corresponden a una probabilidad de fallo asociada a un evento con período de retorno 290 años.

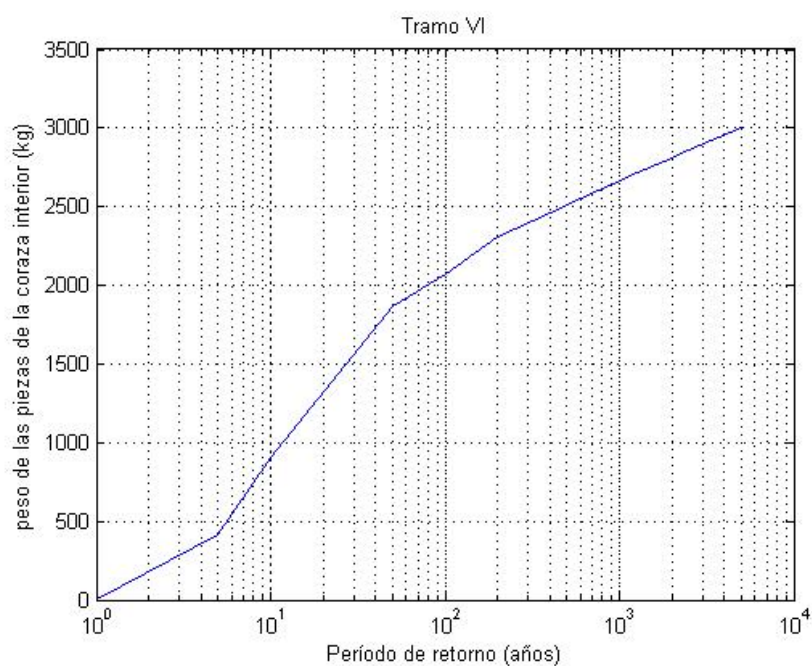


Figura 9.31: Tramo VI - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la coraza interior al Tr.

MANTO INTERIOR			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
ρ_s	kg/m ³	2.650	Densidad de la escollera
P	-	0,40	Permeabilidad
S_d	-	2	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
α_r	°	34	Ángulo del talud interior
c_o	-	1,45	
c_1	-	5,1	
Y_f	-	0,5	Rugosidad del lado interior
Y_{tc}	-	1	Rugosidad de la cresta
Nc_{lm}	m	8,7	Nivel de coronamiento lado mar
Nc_{lp}	m	4,74	Nivel de coronamiento lado puerto
Dd	°	143	Ángulo del dique respecto al norte
B	m	11,4	Ancho de cresta

Tabla 9.67: Tramo VI - Parámetros para verificación del tamaño de las piezas de la coraza interior.

MANTO INTERIOR			
Tr evento (años)	Hs (m)	NM (m)	W50 (kg)
5.000	5,00	2,00	3.005
2.500	5,00	1,90	2.858
2.150	5,00	2,00	2.826
2.000	5,00	2,00	2.811
1.640	5,00	2,00	2.770
1.500	5,00	2,00	2.751
1.250	5,00	1,90	2.713
1.150	5,00	1,90	2.695
600	5,00	1,90	2.555
400	5,10	1,80	2.465
200	5,10	1,70	2.308
100	5,10	1,70	2.072
50	5,10	1,70	1.872
10	5,10	1,70	902
5	5,10	1,70	417
1	5,10	1,70	0

Tabla 9.68: Tramo VI - Sensibilidad del nivel del tamaño de las piezas de la coraza interior período de retorno.

9.6.7. Tramo AUX: Dique auxiliar

Este tramo corresponde al dique de abrigo del muelle auxiliar de obra, que se desarrolla en sentido NE-SW. Una vez construidos los Tramos II y III el dique va a quedar al abrigo de los mismos, por lo que se considera una vida útil de la duración de la construcción del puerto, estimada en 10 años, para el dimensionado. Se selecciona para este tramo la tipología de dique en talud con muelle de cajones adosado para permitir el atraque de gánguiles de hasta 4 m de calado y otras embarcaciones auxiliares de obra. Las profundidades en este tramo es de -5 m PRH. Los modos de fallo principales en esta tipología de dique son:

- Pérdida de piezas del manto principal.
- Pérdida de piezas de la berma de pie.

9.6.7.1. Pérdida de piezas del manto principal

El tamaño de las piezas del manto principal se dimensiona con la formulación de Van der Meer para roca en aguas someras, ya que los tamaños de las piezas obtenidos son del orden de las 3 ton. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.69.

En la tabla 9.70 se muestran los datos de oleaje y niveles y los resultados obtenidos para cada período de retorno del evento considerado. La figura 9.32 muestra la sensibilidad del peso medio de las piezas al período de retorno.

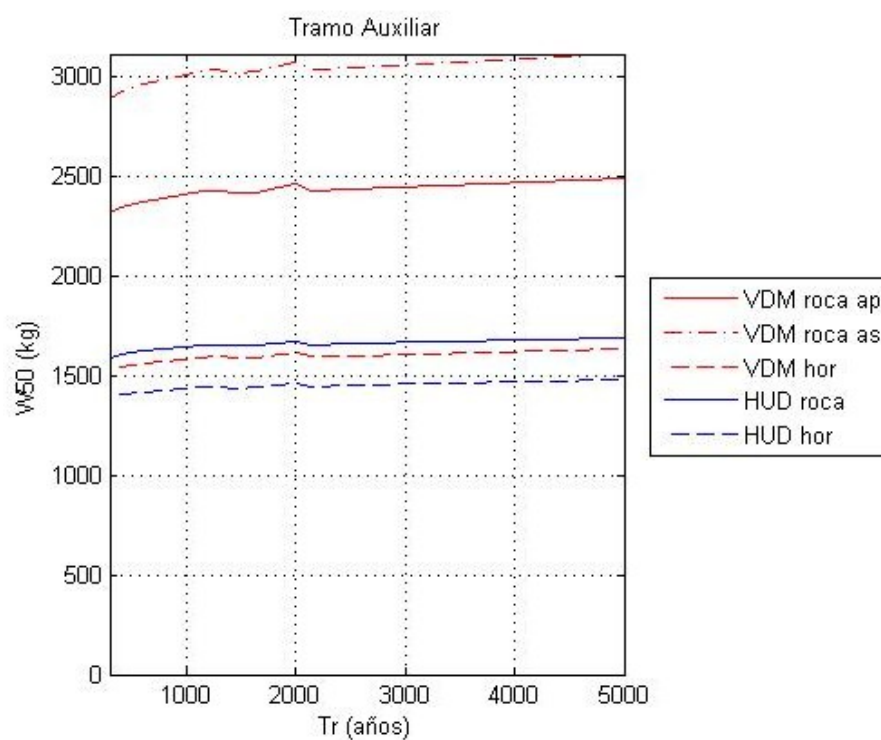


Figura 9.32: Tramo AUX - Sensibilidad del tamaño de piezas de coraza al Tr de oleaje.

CORAZA			
Parámetro	Unidad	Valor	Comentario
d	horas	6	Duración de la tormenta
$\rho_{s,roca}$	kg/m ³	2.650	Densidad de la roca
$\rho_{s,hormigón}$		2.350	Densidad del hormigón
P	-	0,40	Permeabilidad
S_d	-	5	Nivel de daño
α	°	22	Ángulo del talud exterior
N_{od}	-	0,5	Número de unidades desplazadas en una faja de ancho D_n
$K_{D,roca}$	-	4	Parámetro de estabilidad de Hudson para roca
$K_{D,hormigón}$	-	7,5	Parámetro de estabilidad de Hudson para hormigón

Tabla 9.69: Tramo AUX - Parámetros para el dimensionado de la coraza.

CORAZA				
Tr evento (años)	Hs (m)	Tp (s)	Dp (grados)	W50 (kg) VDMroca-as
5.000	5,51	15	117	3.111
2.500	5,48	15	117	3.043
2.150	5,48	15	117	3.032
2.000	5,48	15	117	3.069
1.640	5,45	15	117	3.020
1.500	5,45	15	117	3.013
1.250	5,45	15	117	3.032
1.150	5,44	15	117	3.028
600	5,43	15	117	2.965
400	5,38	15	117	2.928
200	5,35	15	117	2.838
100	5,27	15	117	2.728
50	5,21	15	117	2.619
10	4,90	15	122	2.239
5	4,60	15	122	1.985
1	3,93	15	122	1.508

Tabla 9.70: Tramo AUX - Peso de la coraza en función del Tr para las distintas formulaciones.

9.6.7.2. Pérdida de piezas de la berma de pie

El diámetro nominal medio (Dn_{50}) de las piezas de la berma de pie para el dique en talud se dimensiona con la formulación presentada en la sección 9.4.3.3. Los parámetros utilizados se muestran en la tabla 9.62.

Según se observa en el gráfico de la figura 9.33, el tamaño de las piezas de la berma de pie presenta poca sensibilidad al período de retorno.

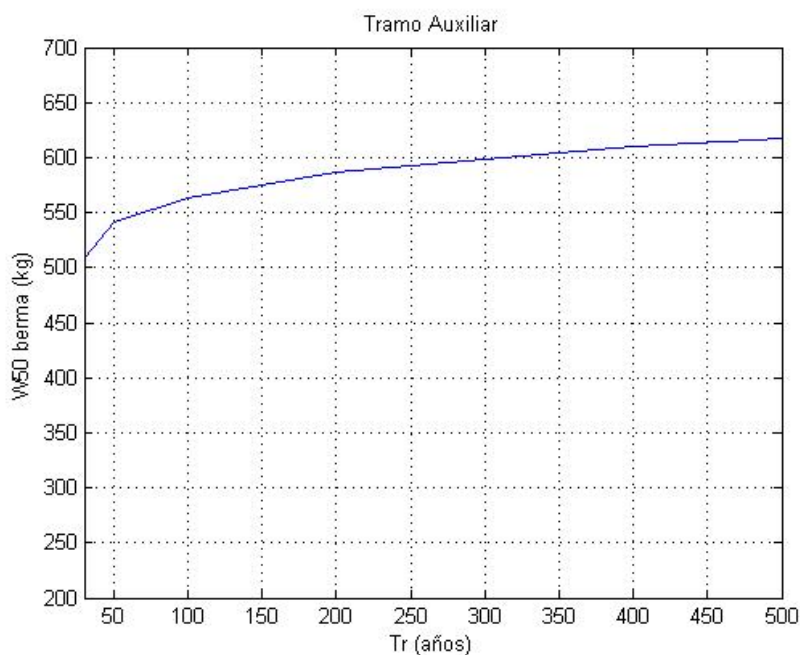


Figura 9.33: Tramo AUX - Sensibilidad del tamaño de las piezas de la berma de pie al Tr.

9.6.7.3. Reparto de probabilidades y dimensionado

Se considera un reparto de probabilidades de 0,5 para cada modo de fallo. Que equivale a dimensionar con un período de retorno de 100 años. El peso del material de la coraza es de 2,7 ton y las piezas de la berma de pie de 0,6 ton.

Capítulo 10

Verificación de operatividad

En este capítulo se verifica la operatividad de las obras de atraque y amarre y las áreas de flotación y navegación, para determinar si el diseño cumple con los objetivos en estos términos.

10.1. Condiciones límite de operación

Los valores de condiciones límite de operación de buques en muelles y pantalanés para cada tipo de embarcación se presentan en la tabla 10.1. Donde $V_{10,1min}$ es la velocidad media del viento, correspondiente a 10 metros de altura y ráfaga de 1 minuto. $V_{c,1min}$ es la velocidad media de la corriente correspondiente a una profundidad del 50 % del calado del buque, en un intervalo de 1 minuto. H_s es la altura de ola significativa del oleaje. *Long* indica que el viento, la corriente o el oleaje actúan longitudinalmente, esto es, cuando su dirección está comprendida en el sector $\pm 45^\circ$ con el eje longitudinal del buque. *Trans* indica que el viento, la corriente y el oleaje actúan transversalmente, esto es su dirección está comprendida en el sector $\pm 45^\circ$ con el eje transversal del buque. Las condiciones límite de operación del canal y el área de maniobra corresponden a las más restrictivas para el atraque de los buques (esto es así ya que no tiene sentido permitir la entrada de un buque si no se cumplen las condiciones para que este atraque).

		$V_{10,1min}$ (m/s)		$V_{c,1min}$ (m/s)		H_s (m)	
		Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans
Atraque de buques		17	10	1	0,1	2	1,5
Paralización operaciones carga y descarga	Malaccamax	22	20	1,5	0,7	0,5	0,3
	Maderero	22	22	1,5	0,7	1,0	0,8
	Graneles líquidos	22	22	1,5	0,7	1,0	0,8
	Graneles sólidos	22	22	1,5	0,5	1,5	1,0
Permanencia de buques en muelles	Graneles líquidos	30	25	2,0	1,0	3,0	2,0
	Otros	Limitaciones impuestas por las cargas de diseño de los muelles.					

[H]

Tabla 10.1: Condiciones límite de operación de buques en muelles y pantalanés (ROM 3.1-99).

10.2. Operatividad de los atraques

Para las áreas de atraque y amarre se busca la operatividad que se indica a continuación (ver tabla 3.3):

- Portacontenedores: 99 %.
- Madereros: 85 %.
- Graneles sólidos: 85 %.
- Graneles líquidos: 85 %.

El cumplimiento de la operatividad se verifica respecto al oleaje según los límites de altura de ola establecidos para cada tipo de embarcación en la condición más comprometedora (oleaje transversal) según se indica en la tabla 10.1. Para esto, se utiliza el modelo computacional ARTEMIS, el cual permite verificar la agitación interna del puerto, utilizando como condición de borde los estados de mar en un punto cercano a la bocana. Los resultados obtenidos para cada estado de mar del clima medio se asocian a la frecuencia de ocurrencia de este estado de mar, obteniendo así un clima de olas en los puntos interiores del puerto (ver apéndice D para más detalles de la implementación del modelo computacional).

Como puntos interiores a verificar, se consideran los puntos más comprometidos de cada atraque, según se muestra en la figura 10.1.

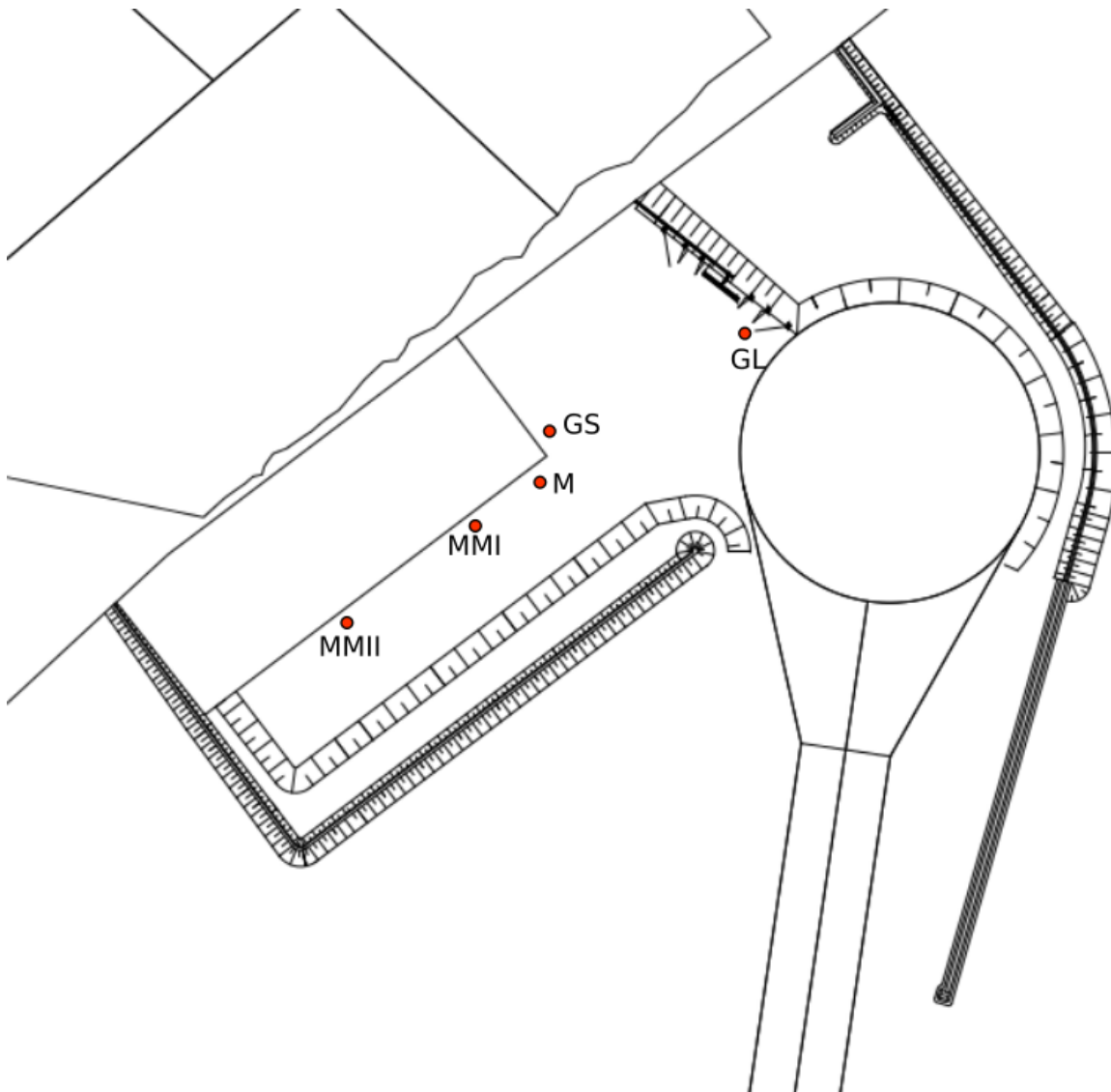


Figura 10.1: Puntos para verificación de agitación (Referencias: GL=Graneles Líquidos, GS=Graneles Sólidos, M=Madereros, MMI=Malaccamax I y MMII=Malaccamax I).

La verificación de la agitación interna lleva a un proceso iterativo de optimización de la longitud del dique principal (Tramo III), en el cual se verifican 3 escenarios:

1. Partiendo de una longitud de 1.685 m se verifica la operatividad para los puntos indicados, teniendo que esta está muy por encima de los valores límite, por lo cual se entiende que el dique de abrigo principal puede disminuir su largo.
2. Se disminuye el largo del Tramo III en 500 m, comprobando que en este caso la operatividad para el atraque de graneleros líquidos se encuentra por debajo de lo requerido.
3. Se alarga en 250 m la longitud del dique respecto al escenario anterior, verificando ahora que la operatividad para el atraque de graneleros líquidos se encuentra muy cercana al límite, cumpliendo con el valor objetivo.

Tomando el escenario 3 como base, se busca disminuir ahora el largo del dique secundario, pero se observa que recortes relativamente pequeños en el largo del mismo implican disminuciones de la operatividad en los atraques de graneleros sólidos, madereros y portacontenedores

por debajo de los límites objetivo. En función de lo anterior, se opta por las longitudes de dique obtenidas en el escenario 3 (ver piezas gráficas en apéndice H).

En las figuras 10.2, 10.3, 10.4, 10.5 y 10.6 se presentan los gráficos de porcentaje de excedencia de H_s para los distintos puntos considerados, en los cuales se indica H_s límite tanto transversal como longitudinal y la operatividad objetivo mínima. Los valores de operatividad obtenidos respecto a oleaje se muestran en la tabla 10.3.

Se verifica adicionalmente la operatividad respecto a las condiciones de viento, para cada atraque y las distintas actividades (atraque, carga y descarga y permanencia). Los resultados se muestran en la tabla 10.2. Se consideró como hipótesis de diseño para el calado de los atraques, que la operatividad de los mismos no fuera comprometida por el nivel de mar, por lo cual no se verifica la operatividad respecto a este agente (ver capítulo 8).

Actividad	Muelle	Operatividad
Atraque	Malaccamax	97%
	Maderero	97%
	Graneles líquidos	90%
	Graneles sólidos	90%
Carga y descarga	Malaccamax	100%
	Maderero	100%
	Graneles líquidos	100%
	Graneles sólidos	100%
Permanencia	Graneles líquidos	100%

Tabla 10.2: Operatividad de atraques respecto a condiciones de viento para las distintas actividades.

Muelle	Operatividad
Malaccamax	100%
Maderero	100%
Graneles líquidos	88%
Graneles sólidos	100%

Tabla 10.3: Operatividad de atraques respecto a condiciones de oleaje.

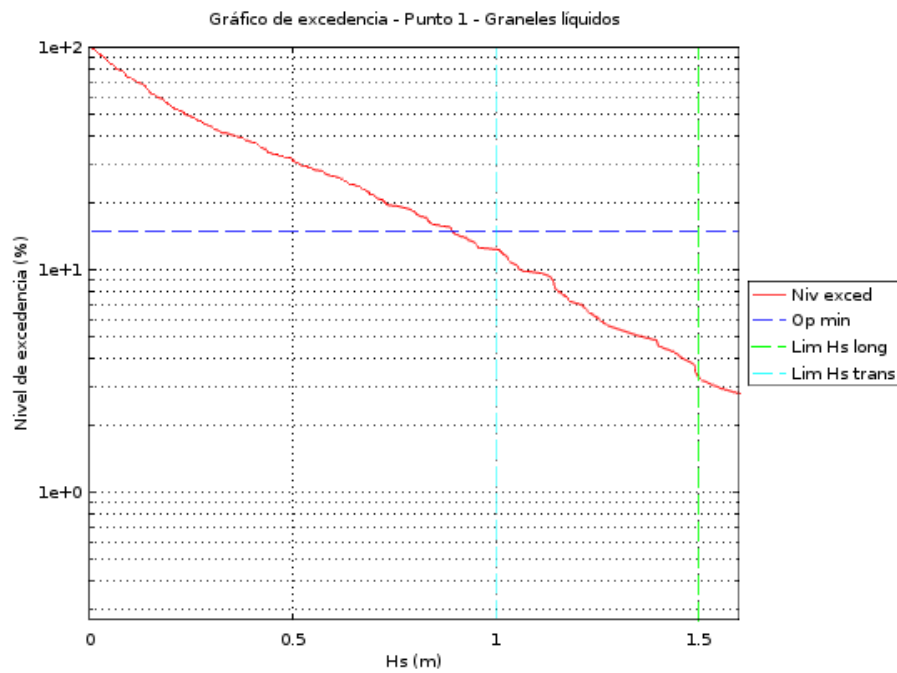


Figura 10.2: Graneles líquidos.

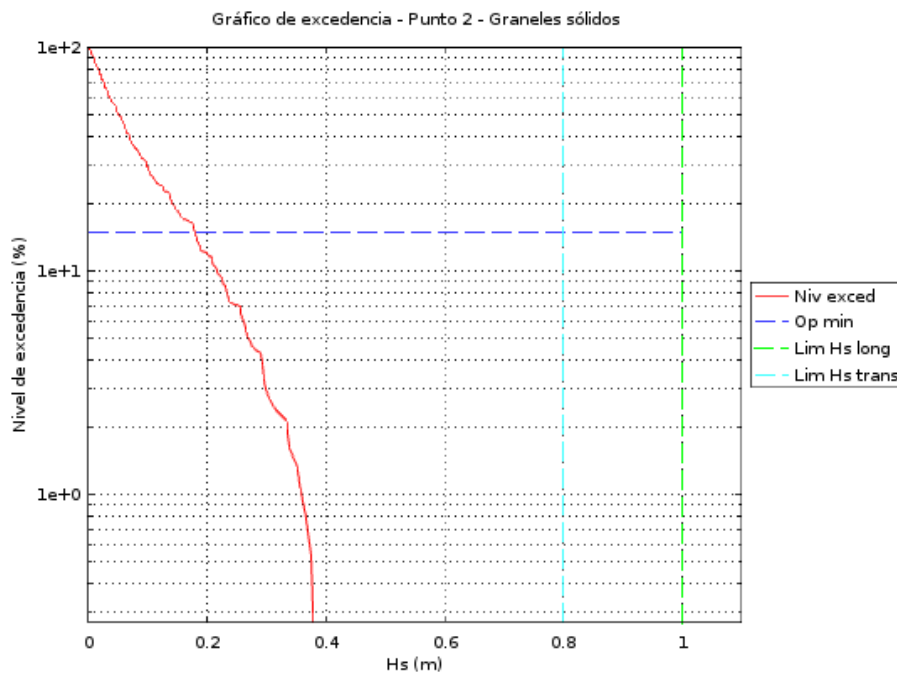


Figura 10.3: Graneles sólidos.

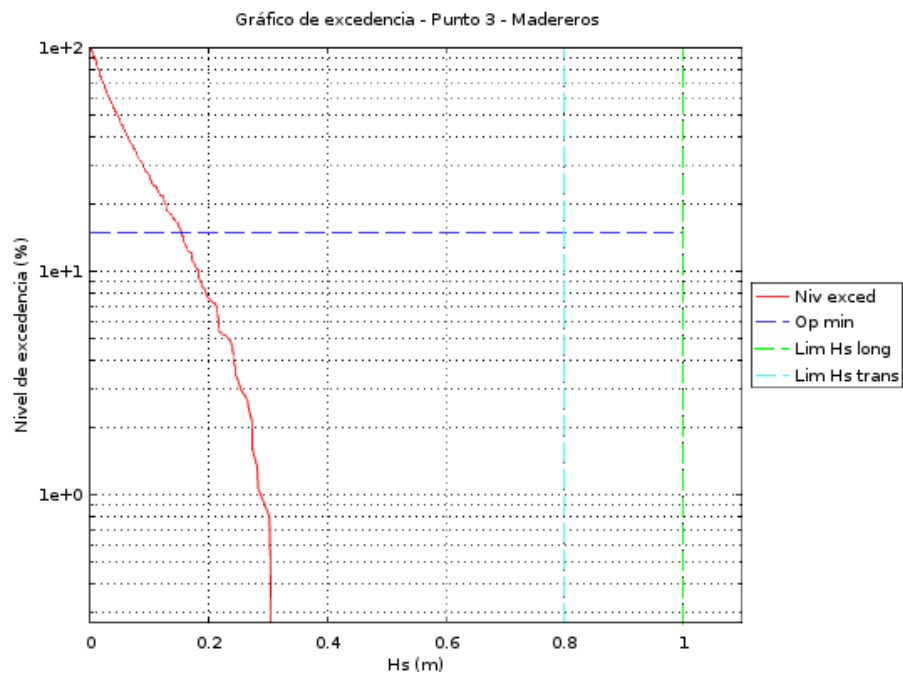


Figura 10.4: Madereros.

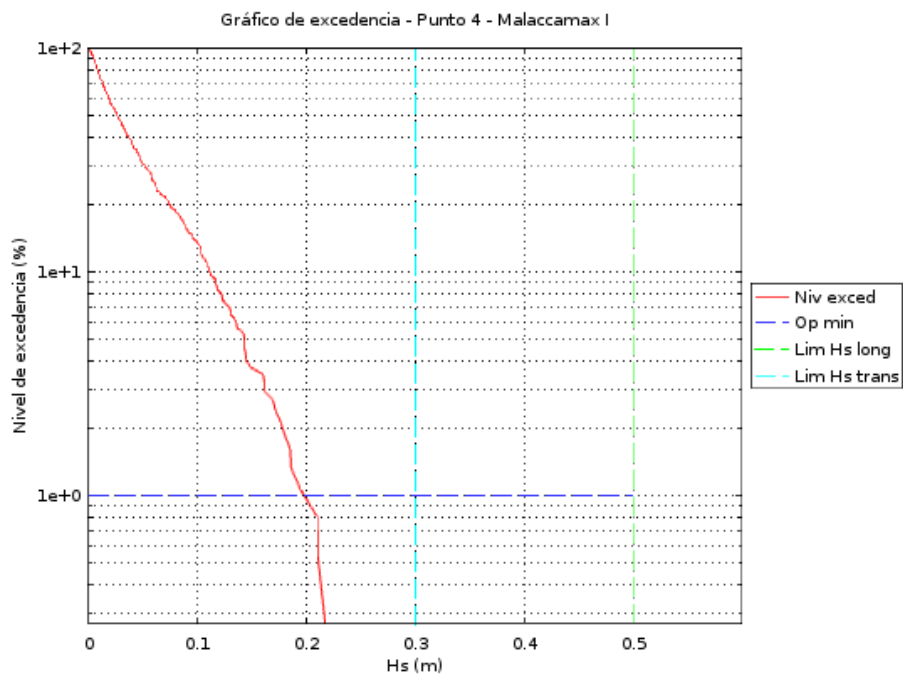


Figura 10.5: Malaccamax I.

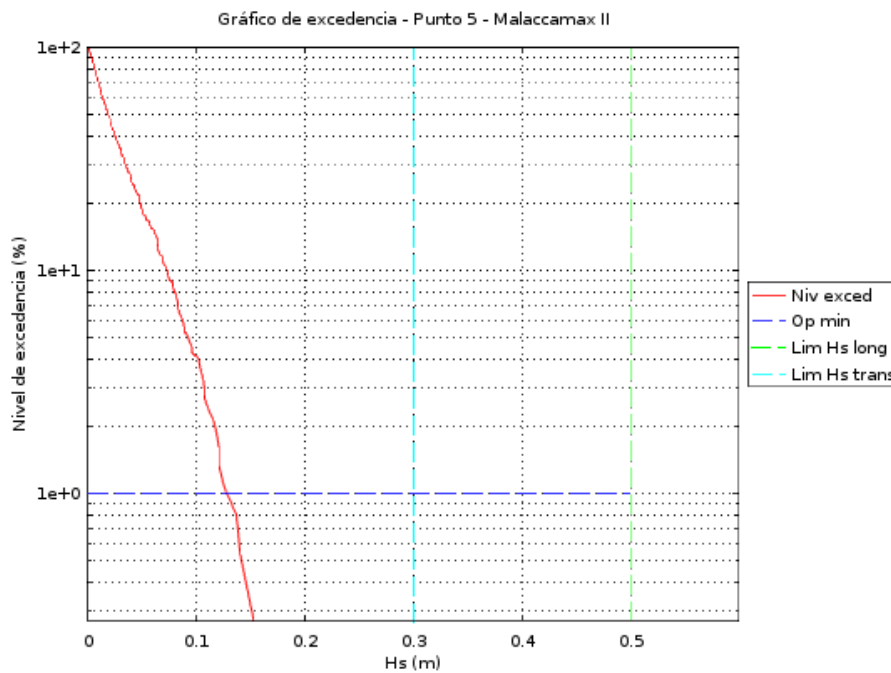


Figura 10.6: Malaccamax II.

10.3. Operatividad del canal y el área de maniobra

Se verifica la operatividad del canal y el área de maniobra respecto al nivel de mar para la profundidad de diseño de estos, la cual es de $-25,6 \text{ m PRH}$ para el canal de navegación y de $-23,5 \text{ m PRH}$ para el área de maniobra. Para hacer esta verificación, se cuenta con la serie de niveles de mar, la cual está también referida al cero PRH. Se hace un gráfico de niveles de no excedencia del nivel de mar, en el cual se aprecia el porcentaje de tiempo en el que un determinado nivel no es excedido (figura 10.7). En este se puede ver que el cero PRH tiene un nivel de no excedencia de $0,2\%$ aproximadamente, lo cual implica que un $99,8\%$ del tiempo, el nivel de mar se encuentra por encima del cero PRH. De este modo, se tiene que tanto la profundidad del canal como la del área de maniobra será inferior a su valor de diseño solamente un $0,2\%$ del tiempo.

Respecto a las condiciones de viento, se tiene que la más restrictiva para el atraque de los buques es de 10 m/s en transversal (ver tabla 10.1). Considerando todas las direcciones de viento, esto implica una operatividad de 87% . Para las condiciones de oleaje, la más restrictiva corresponde a $H_s = 1,5 \text{ m}$ en sentido transversal. Se verifica entonces la excedencia de este valor para el punto medio del área de maniobra, obteniendo que la operatividad respecto a oleaje es de 96% (ver figura 10.8).

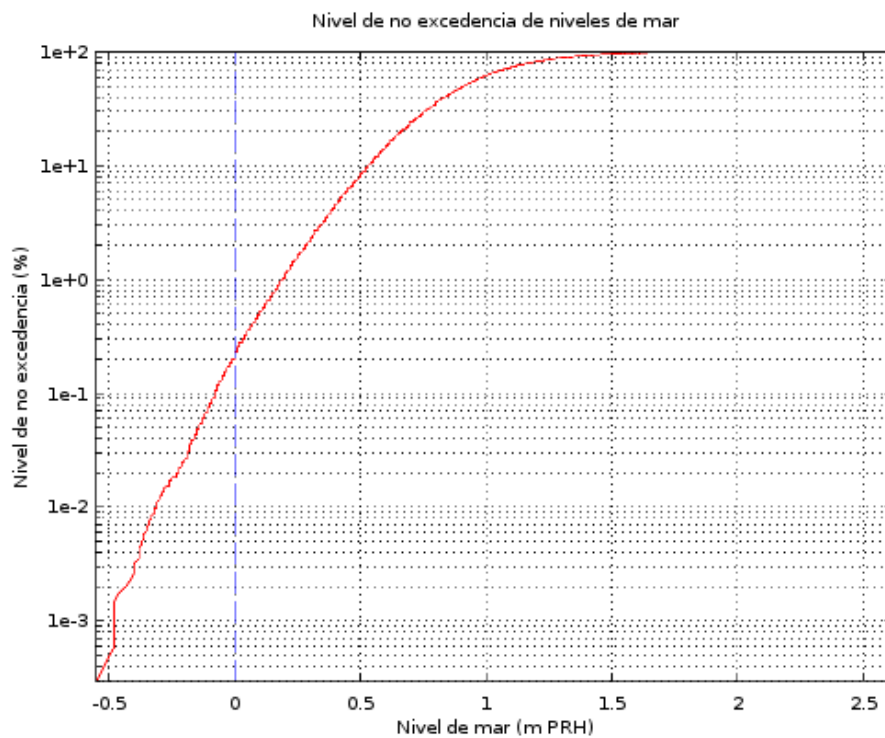


Figura 10.7: Porcentaje de no excedencia de niveles de mar.

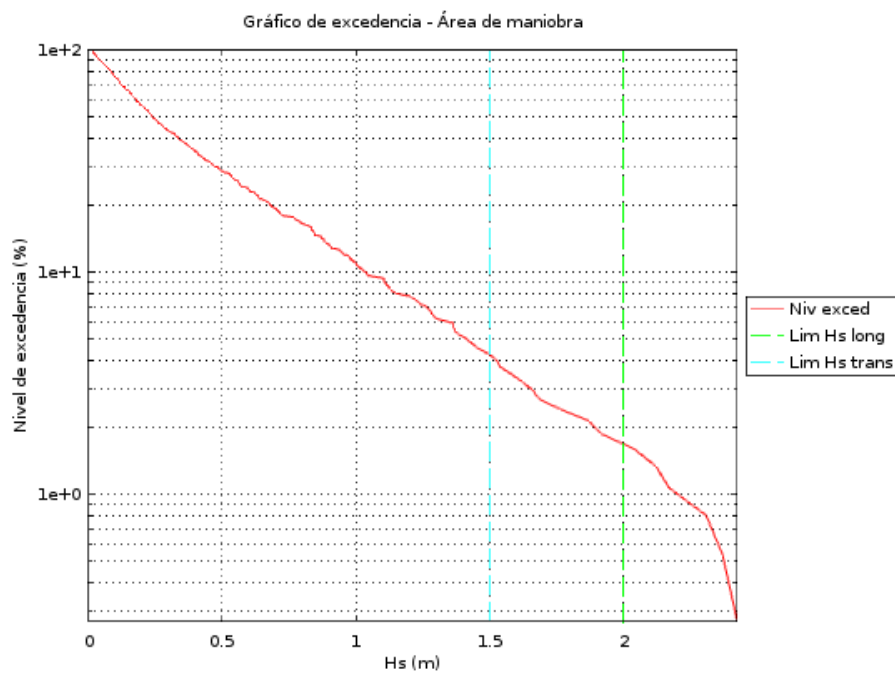


Figura 10.8: Porcentaje de no excedencia de oleaje en área de maniobra.

Capítulo 11

Metraje y procedimiento constructivo

11.1. Introducción

En esta sección se describe, en rasgos generales considerando el alcance del proyecto, la secuencia constructiva del puerto.

La secuencia y procedimientos expuestos no son los únicos posibles, y su idoneidad dependerá de los medios disponibles y resultados de los relevamientos faltantes (cateos, ensayos, etc.). En la definición de los procesos y equipos utilizados para la ejecución del proyecto se han seguido las recomendaciones indicadas en la "Guía de Buenas Prácticas Para la Ejecución de Obras Marítimas de Puertos del Estado" el Capítulo 9 del Rock Manual".

11.2. Preparación del proyecto

A modo de introducción se mencionan los aspectos más importantes del proyecto que deben ser revisados para verificar la planificación del cronograma de obras.

La construcción del puerto requiere de la utilización de equipos terrestres y marítimos, parte del presente procedimiento es la selección de dichos equipos y el método de construcción.

La ejecución de las estructuras se evalúa y planifica de acuerdo a:

- Dimensiones y diseño,
- Volúmenes y tipos de escollera requeridos,
- Acopio temporal de piedra,
- Ubicación y capacidad de producción de las canteras,
- Transporte desde la cantera al sitio,
- Accesibilidad de los equipos a la obra,
- Condiciones extremas que afectan a la trabajabilidad,
- Temperatura y visibilidad,
- Estabilidad de la estructura en su estado parcialmente terminado.

11.3. Análisis de condicionantes

Después del análisis del proyecto se deben estudiar aquellos aspectos que condicionan la ejecución de los trabajos en las obras marítimas. A continuación se tratan algunos de ellos.

11.3.1. Disponibilidad de espacio

El sitio de implantación del proyecto cuenta con un espacio de 246 hás en los padrones expropiados para el desarrollo del mismo y 230 hás sobre la franja costera.

11.3.2. Disponibilidad de equipos

En este caso se trata de una obra de gran magnitud y características específicas, por lo cual se hará necesario traer del exterior la maquinaria y equipos especializados para el desarrollo de las distintas tareas , ya que no se cuenta con ellos en el país.

11.3.3. Insumos

Los principales insumos requeridos por la obra serán:

- Materiales de cantera: escollera y todo-uno,
- Áridos para hormigones,
- Cementos,
- Aceros,
- Material para relleno,
- Pilotes prefabricados.

11.3.4. Meteorología y clima marítimo

La meteorología puede condicionar el número de días útiles de trabajo o el número de horas diarias de trabajo. La meteorología puede afectar la totalidad de las actividades constructivas o solo parte de ellas. Como ejemplo se tiene que el dragado se podrá realizar con lluvias, pero no así el hormigonado. Los factores atmosféricos condicionantes serán velocidad del viento y lluvias.

El clima marítimo puede condicionar de forma importante las actividades de construcción de obras marítimas en zonas no abrigadas. Para evaluar esto se utiliza el análisis presentado en la sección 5 para verificar los porcentajes de excedencia de las alturas de ola. La principal condicionante es el oleaje, ya que las mareas y corrientes no son importantes en la zona (ver sección 5).

Es conveniente instalar boyas de medición de oleaje, corrientes y vientos en un punto cercano a la obra.

11.3.5. Acceso de tráfico

La caminería existente que llega hasta el sitio de implantación del proyecto no está en buen estado y no es adecuada para el transporte de carga que requiere una obra de esta magnitud. Se hará necesario acondicionar la ruta de acceso (Ruta 10) y construir los caminos de acceso a la obra.

11.3.6. Otras condicionantes

Pueden existir condicionantes ambientales, arqueológicas o a causa de la actividad turística impuestas por la autoridad ambiental que deben ser tenidas en cuenta al momento de la construcción, las cuales derivarán del proceso de Evaluación de Impacto Ambiental, en particular de los compromisos asumidos en el documento de Estudio de Impacto Ambiental y los distintos Planes de Gestión, así como en las Resoluciones Ministeriales correspondientes.

11.4. Preparación del sitio

En el sitio de obra deberá contarse con una serie de instalaciones indispensables para la ejecución de la misma. Entre ellas se cuentan las siguientes:

- Oficinas, vestuarios y demás instalaciones auxiliares de apoyo a la construcción,
- Preparación de zonas de acopio, parques de fabricación y talleres,
- Montaje de plantas de fabricación hormigón,
- Instalaciones para la fabricación de cajones,
- Zonas abrigadas para el fondeo provisional, muelles para el atraque de medios flotantes.

11.5. Canteras

No existen canteras en explotación en la zona del proyecto. Por Ruta 9, a 50 km de la obra, existe una explotación para obra pública.

Para este proyecto es necesario realizar exploraciones y buscar material de préstamo cercano a la obra, ya que los volúmenes requeridos son sustanciales. Las canteras que se abran exclusivamente para la extracción de material para el proyecto deberán contar con los correspondientes permisos ambientales y de explotación minera para el comienzo de las obras, y en caso de comprar material a terceros, se deberá verificar que la cantera en cuestión cuente con estos permisos vigentes, de modo de poder comenzar el traslado y acopio de materiales al inicio de la obra.

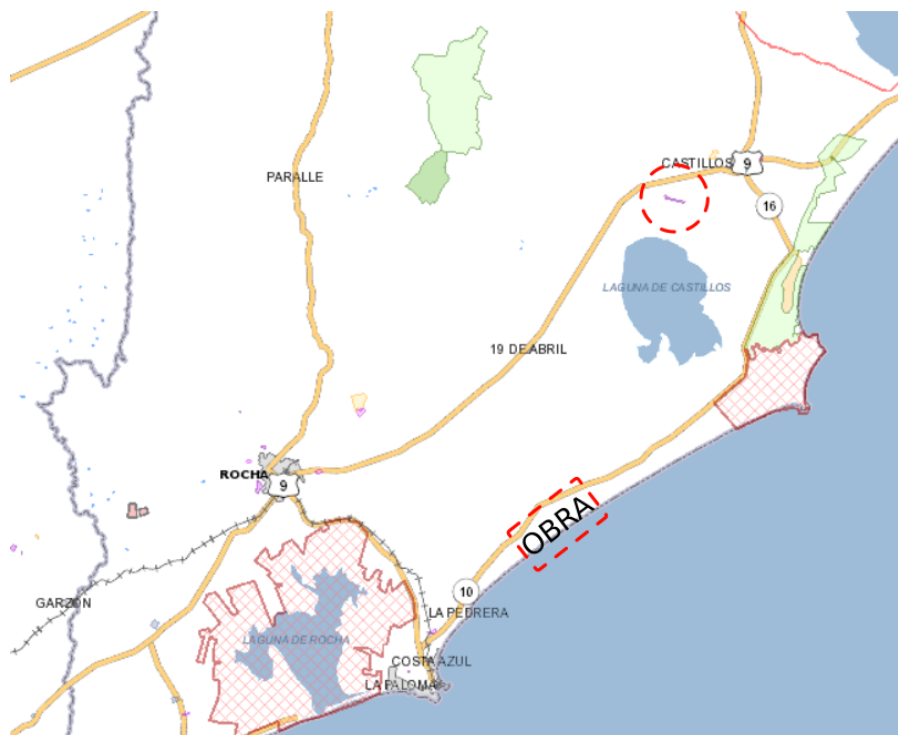


Figura 11.1: Ubicación de cantera para obra pública (señalada con círculo rojo punteado).

11.6. Proceso constructivo

Las principales actividades desde el punto de vista constructivo son las siguientes:

- Mejora de caminería existente.
- Dragado.
- Fabricación de cubos de hormigón, espaldón y bloques.
- Fabricación de cajones.
- Construcción del dique.
 - Dique en talud.
 - Dique vertical.
- Contrucción de dique y muelle auxiliar.
- Ejecución del espaldón.
- Relleno y ejecución de la explanada.
- Ejecución del pantalán.
- Pavimentos.

Las actividades de mejora de la caminería existente y pavimentos exceden el alcance del presente proyecto.

11.6.1. Secuencia general

A continuación se define la secuencia de actividades a realizar durante la obra de construcción del puerto:

1. Comienzo de construcción del Tramo I y dique y muelles auxiliares.
2. En simultáneo se realiza el dragado de las zonas de atraque de los Malaccamax y el maderero.
3. En simultáneo con las actividades anteriores se comienza la ejecución de los pilotes de la explanada.
4. Comienzo de construcción del Tramo IV.
5. Delimitación del área de la explanada y relleno de la misma.
6. En simultáneo se continúa con la construcción de los Tramos V y VI de dique por medios marítimos y terrestres.
7. Una vez finalizada la ejecución de los pilotes de la explanada se ejecutan dolphins y pilotes del pantalán de atraque de graneles líquidos.
8. Fabricación de cajones para el dique vertical en el área de flotación contigua a la explanada, resguardada por el Tramo VI del dique secundario.
9. En simultáneo se continúa con los Tramos I y II del dique principal.
10. A medida que se construyen los cajones se van fondeando en su posición final en el Tramo III.
11. El pantalán de atraque de graneleros líquidos se ejecuta en el momento que se considere adecuado dada la disponibilidad de equipos y las condiciones del oleaje.
12. El dragado se continúa durante toda la obra hasta que se finalice con el mismo.

Durante la obra se fabricarán cubos y bloques de hormigón, así como las piezas del espaldón. La secuencia de ejecución de los mismos sigue la secuencia de construcción de los diques.

11.6.2. Dragado

Para la construcción del puerto es necesario retirar $82.846.000 \text{ m}^3$ de arena suelta para alcanzar las cotas de proyecto en las áreas de flotación y navegación. Las cotas de dragado son variables desde $-21,5 \text{ m PRH}$ a $-25,6 \text{ m PRH}$. En la tabla 11.1 y la figura 11.2 se muestran las áreas y los volúmenes de dragado que se requieren en cada una de ellas.

La definición de la ubicación del sitio de disposición final del material dragado excede el alcance del presente proyecto.

Las actividades de dragado están condicionadas por el clima marítimo, la presencia de estructuras que puedan entorpecer la operatividad de dragado en la zona, la interferencia con el tránsito marítimo y equipos de construcción en el área, características del terreno, homogeneidad, calados requeridos y geometría de la zona a dragar.

Los tipos de dragas adecuados para el material presente en el sitio (arena) son las dragas de rosario, de succión en movimiento y de succión estacionaria.

En la tabla 11.2 se muestra para cada tipo de draga adecuado para la extracción de arena suelta, la altura de ola máxima a la que puede trabajar, y los rendimientos de las mismas. La draga más adecuada esta obra es la draga de succión en movimiento (ver figura 11.3), que tiene una operatividad del 95 % a 17 km de la costa y del 69 % en la zona del puerto, mientras que las fijas tienen una operatividad del 22 % a 17 km y llega a un 27 % en la zona del puerto. Para la zona con calados inferiores a los 5 m se utilizará una retroexcavadora sobre jack-up.

Se consideran dos dragas de succión en movimiento de 10.000 m^3 de capacidad cada una, trabajando en simultáneo durante las 24 horas mientras no se supere la altura de ola de 2,5 m.

Las duraciones definidas en la tabla 11.3 son orientativas. Para determinarlas se considera:

- Tiempo de 180 minutos entre transporte y descarga de material a modo orientativo, ya que la distancia de vertido no está definida.
- Aproximadamente 5.000.000 m^3 se utilizarán en el relleno de la explanada, por lo que disminuye el tiempo de transporte.
- Todo el material se draga con draga de succión en movimiento.

La secuencia de dragado está condicionada a las demás actividades que se realizan en el puerto. La secuencia será como se describe a continuación:

1. Se comenzará con el dragado de los primeros 100 m de atraque del Malaccamax, desde el SW al NE para poder comenzar con las actividades de ejecución de pilotes.
2. Se continuará el dragado del área de atraque de los Malaccamax y de los madereros hasta completarlas.
3. Se comenzará el dragado del área de maniobra y áreas de flotación y navegación interiores.
4. En cuanto la explanada esté protegida, se dragará en las áreas de atraque de graneles sólidos y graneles líquidos. El material de este dragado se utilizará en el relleno de la explanada.
5. Se ejecutará el dragado del resto de las áreas dentro del puerto, siempre y cuando no se entorpezcan las obras de construcción. De ser así se comenzará con el dragado de la zona del canal.
6. Parte del material de dragado del área de transición o del tramo inicial del canal de acceso se utilizará en el relleno de las celdas de los cajones, por lo que estas áreas no deben finalizarse hasta que se haya terminado de construir el Tramo III.

	Zona	Cota dragado (m PRH)	Área (m^2)	Volumen (m^3)
A1	Canal de acceso	-25,6	6.047.929	47.779.000
A2	Transición y maniobra	-24	1.305.521	16.972.000
A3	Atraque MC	-23,8	341.250	6.841.000
A4	Atraque Madera	-23,8	81.250	1.859.000
A5	Atraque GS	-21,5	176.000	3.998.000
A6	Atraque GL	-24,5	203.665	5.397.000
	TOTAL			82.846.000

Tabla 11.1: Volúmenes de dragado.

Tipo de draga	Altura de ola máxima (m)	Operatividad por Hs mar adentro	Operatividad por Hs en la zona del proyecto	Rendimiento (m^3/d)
De Rosario	1	22%	27%	10000
Succion estacionarias	1	22%	27%	500-100000
De succión	2,5	95%	69%	1500-100000

Tabla 11.2: Tipos de dragas adecuadas para el dragado en arena.

Zona	Volumen (m³)	Perdida	Cap unitaria (m³)	Tiempo total (min)	Coefficiente de minoración	Tiempo corregido (min)	Ciclos por día	Duración con 2 dragas (meses)
Canal de acceso	47.779.000	1,1	10000	360	95%	379	3,8	23
Transición y maniobra	16.972.000	1,1	10000	360	69%	522	2,76	11
Atraque MC	6.841.000	1,1	10000	360	69%	522	2,76	5
Atraque Madera	1.859.000	1,1	10000	360	69%	522	2,76	1
Atraque GS	3.998.000	1,1	10000	360	69%	522	2,76	3
Atraque GL	5.397.000	1,1	10000	360	69%	522	2,76	4
TOTAL	82.846.000							46

Tabla 11.3: Duración del dragado.

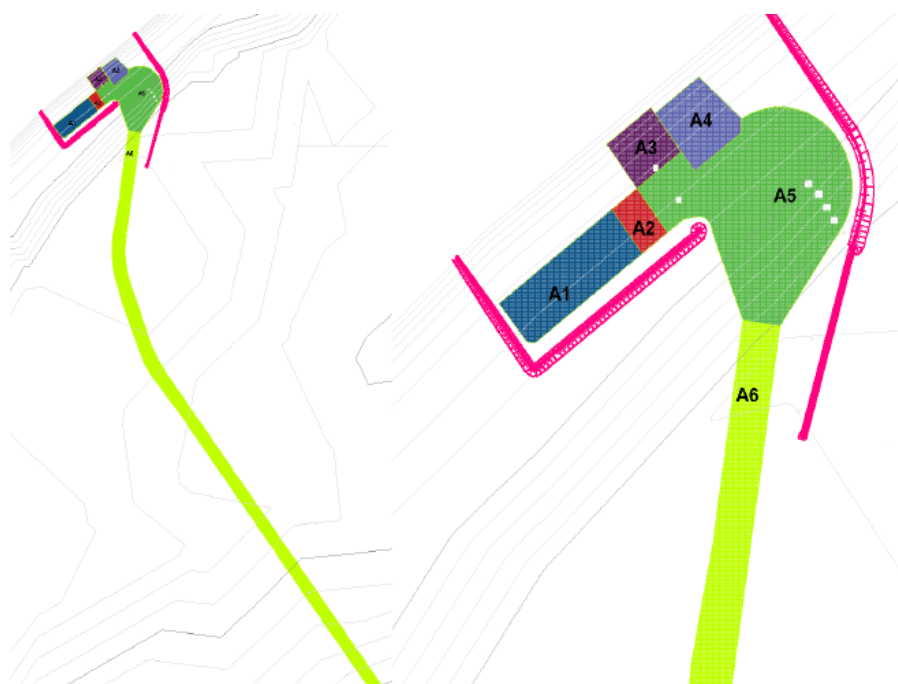


Figura 11.2: Áreas de dragado.



Figura 11.3: Draga de succión en movimiento.

11.7. Ejecución de pilotes

El dimensionado de la cantidad y características de los pilotes excede el alcance del presente proyecto. Se comenta de manera conceptual la secuencia de ejecución de las obras de pilotaje.

La ejecución de los pilotes de la explanada debe ser anterior al relleno de la misma y se comenzará una vez que esté finalizado el dragado de una extensión mínima de 100 m del atraque de los Malaccamax, de modo de poder ubicar el jack-up. Se estima que este dragado llevará alrededor de un mes.

Los pilotes se ejecutarán desde jack-up, por lo que las actividades se verán restringidas por velocidad de viento mayor a 10 m/s. Se comenzará por el extremo SW de la explanada avanzando hacia el extremo NE.

11.8. Relleno y construcción de la explanada y muelle adosado

La zona a rellenar es un área de aproximadamente 4.800.000 m². Se comenzará con la construcción del Tramo IV hasta alcanzar los 450 m de diques, desde el dique se comenzará cerrar el contorno de la explanada con su protección y desde la costa hacia el mar en el extremo NE de la explanada. En la figura 11.4 se muestran en gris las direcciones de construcción del recinto y en la figura 11.5 se muestra un ejemplo de cómo sería el recinto mencionado.

El dimensionado del enrocado se determina con una probabilidad de fallo igual a la del Tramo I, pero considerando una vida útil de 10 años, que es una aproximación de la duración de las obras. Esto lleva a un Tr de 500 años y un peso del manto de 3 ton. De la misma forma se determina el nivel de coronamiento, el mismo queda de 3,6 m PRH, que es algo más que la cota de coronamiento de la explanada.

El material de relleno será material dragado, de la zona cercana a la costa hasta los 5 *m* de profundidad, colocado con retroexcavadora o con cuchara y desde la draga mediante tubería (rainbowing”).

Se ejecutará una primera fase depositando una “alfombra” de relleno sobre el material existente, para luego implementar las protecciones necesarias (escollerado del perímetro de la explanada) y luego completar los rellenos dentro del recinto de la misma. La ejecución del manto de protección será con pulpo o grúas con cajones. Una vez alcanzada la cota de relleno de arena de proyecto, se procederá a la mejora de suelo y colocación de una capa de material con capacidad portante, para obtener la capacidad portante requerida y evitar asientos diferenciales. Se considera un relleno de un metro de material con capacidad portante adecuada y 60 *cm* de espesor de pavimento, por lo que la cota de coronación del arena será 1,75 *m* PRH.

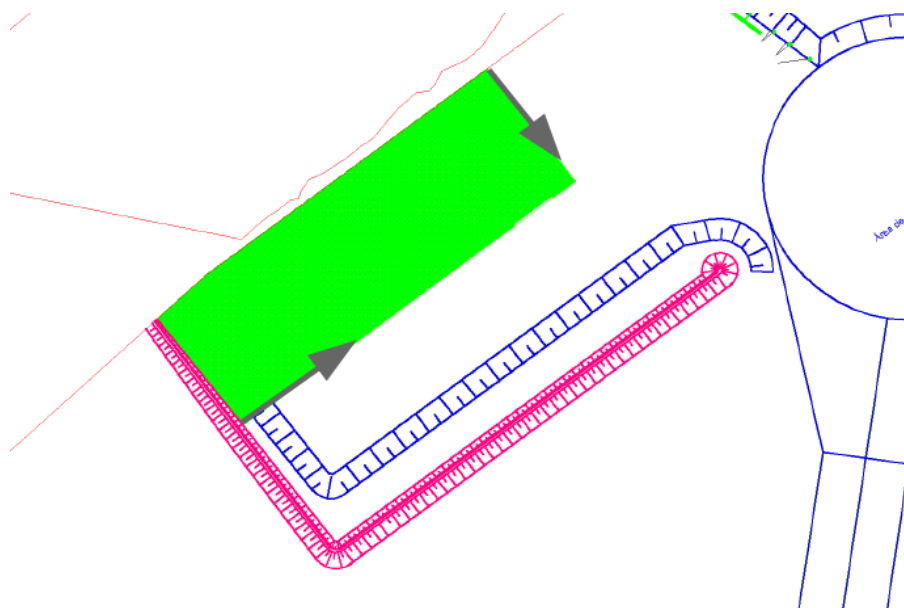


Figura 11.4: Realización del recinto para construir la explanada.



Figura 11.5: Recinto para construcción de la explanada.

11.9. Fabricación de cubos, espaldón y bloques

La planta de fabricación debe tener una capacidad de producción de al menos una vez y media las necesidades, y es recomendable que sea del doble. Las cantidades de hormigón necesarias para la fabricación de las piezas de la coraza y el espaldón en los Tramos I y II de dique y los bloques es 613.000 m^3 . Tomando un coeficiente de mayoración de 1,02 por rotura de cubos y bloques del espaldón y del muelle auxiliar y 1,05 por pérdida de los cubos de la coraza debido a tormentas se tiene un volumen total de 655.000 m^3 de hormigón.

Para la fabricación de elementos de hormigón se requieren cementos resistentes a los ambientes marinos. Este hormigón tendrá un contenido de cemento de 350 kg/m^3 , por lo que se requerirán 230.000 ton de cemento para la fabricación de los cubos y el espaldón y 1.230.000 ton de áridos.

En las tablas 11.4, 11.5 y 11.6 se muestran los volumen y unidades necesarios de cada tipo de elemento.

CUBOS		
	Volumen (m^3)	Cantidad de piezas
Tramo I (13 ton)	81.764	14.780
Tramo II (26 ton)	129.814	11.740
Tramo V y VI (10 ton)	356.874	19.680

Tabla 11.4: Metraje de cubos.

ESPALDÓN		
	Volumen (m^3)	Peso (ton)
Espaldón	41.217	96.859

Tabla 11.5: Metraje de espaldón.

BLOQUES		
	Volumen (m ³)	Unidades
Tramo auxiliar	3.876	1.140

Tabla 11.6: Metraje de bloques.

11.10. Fabricación de cajones

Para la construcción del Tramo III es necesaria la fabricación de 29 cajones. En la tabla 11.7 se presentan las dimensiones de los mismos y el volumen de hormigón que requiere cada uno de ellos. La cantidad total de cemento requerida para la fabricación de estos cajones es de 75.400 ton y de áridos 126.000 ton.

La fabricación de estos cajones requiere de un calado importante y estar en una zona abrigada ($H_s < 0,4m$). Los cajones comenzarán a construirse cuando el muelle de la explanada tenga una extensión mínima de 50 m (longitud de un cajón), según lo recomendado en la Guía de Buenas Prácticas para Ejecución de Obras Marítimas, y el Tramo VI tenga un avance del 30 %. Se estima que el tiempo de fabricación de cada cajón es entre 10 y 20 días. Considerando un tiempo de 15 días para cada cajón, estos se construirán durante un tiempo estimado de 30 meses.

Dimensiones del cajón (m)	
Espesor de solera	1,00
Vuelo de zapatas	1,00
Separación entre ejes de tabique (largo)	4,00
Separación entre ejes de tabique (ancho)	3,70
Espesor de paredes exteriores (largo)	0,50
Espesor de paredes exteriores (ancho)	0,45
Espesor de los tabiques	0,20
Ancho del cajón	34,00
Largo del cajón	50,00
Altura del cajón	29,00

Tabla 11.7: Dimensiones de los cajones.

11.11. Construcción de muelle auxiliar

Se plantea la construcción de un muelle auxiliar de bloques de hormigón adosado a un dique en talud de 200 m de longitud. Este tramo es perpendicular al Tramo I y se construye a 240 metros de la costa (ver figura 11.6 y figura 11.7), para tener calados de 4 m sin necesidad de dragados, que permiten la utilización de este muelle para la carga de gánguiles.

Este muelle se utilizará en la fase de operación para el atraque de los remolcadores que serán utilizados en el puerto.

El coronamiento de la plataforma de trabajo es el mismo que para el Tramo I (3,3 m PRH), la cota de coronamiento de los bloques y del muelle es 3,4 m PRH. La protección del dique será de enrocado, determinándose las dimensiones de esta para un período de retorno de 500 años, obteniéndose un valor de W_{50} de 3 ton. La berma de pie tendrá un W_{50} de 0,6 ton. En la fase de operación este dique estará completamente al abrigo de los Tramos II y III.

En la figura 11.8 se muestra la colocación de los bloques para el muelle desde el tramo auxiliar del dique. La metodología de construcción del dique es presentada en el apartado siguiente para dique en talud. Una vez colocados los bloques se procederá al relleno del espacio entre estos y el dique, con material todo-uno hasta la cota 3,3 m PRH y se ejecutará la carpeta de rodadura de 10 cm de espesor.

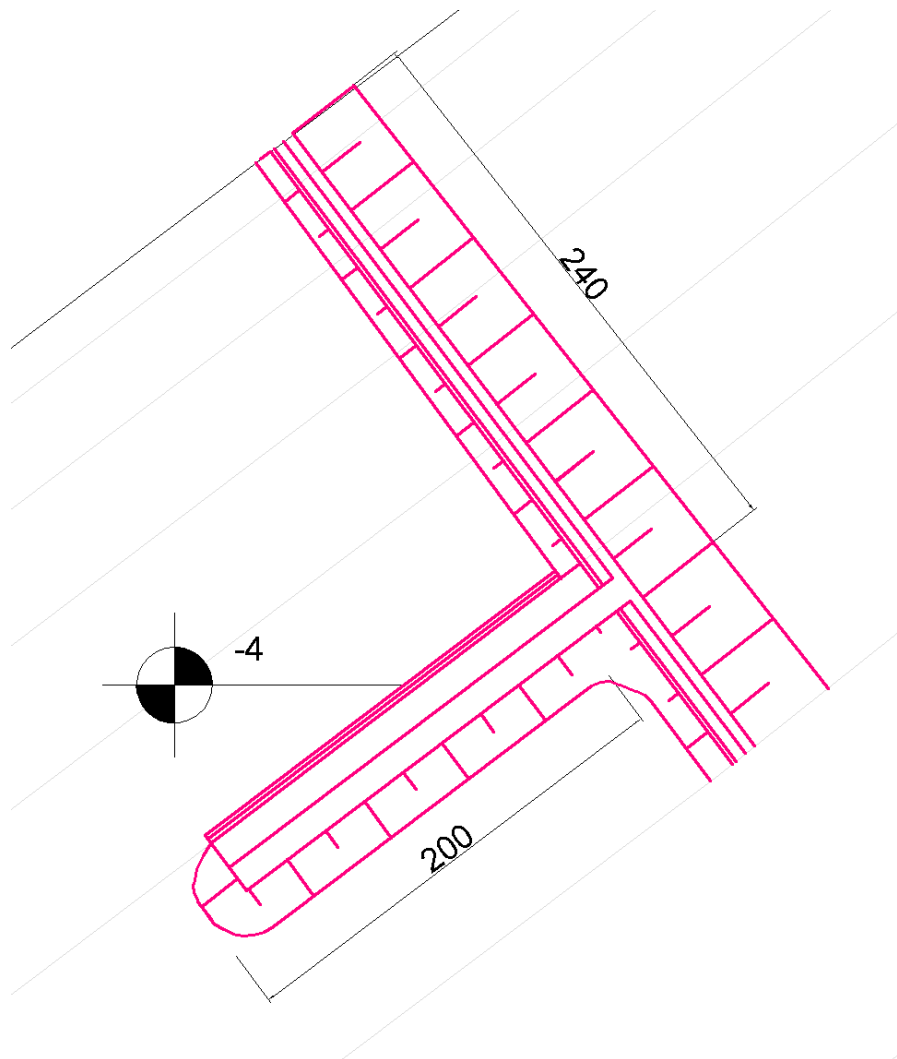


Figura 11.6: Dique de abrigo y muelle auxiliares - planta.



Figura 11.7: Dique de abrigo y muelle auxiliares - corte.

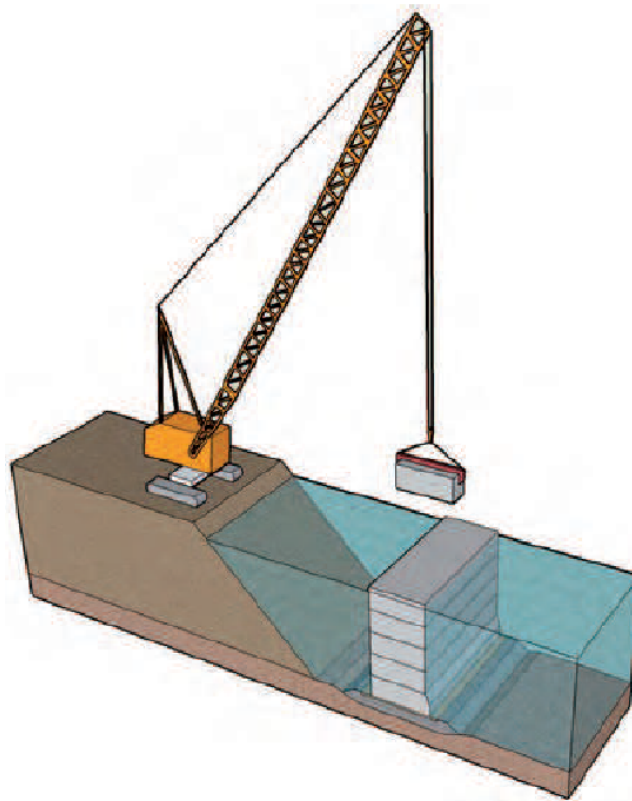


Figura 11.8: Colocación de bloques de hormigón desde dique auxiliar.

11.12. Construcción de los diques

Esta sección se divide en dos partes: construcción de diques en talud y construcción de diques verticales, ya que estas tipologías difieren en su procedimiento constructivo.

11.12.1. Dique en talud

En los Tramos I y II se utiliza la tipología de dique en talud con espaldón y se haciendo una transición entre el Tramo II y el Tramo III (dique vertical). En los Tramos IV, V y VI se utiliza la tipología de dique en talud sin espaldón que termina en un morro de bloques de 10 ton. En la tabla 11.8 se resumen el metraje para cada tramo de dique en talud.

En la tabla 11.9 se muestran los coeficientes de mayoración de materiales del dique, en éstos no se contemplan los asentamientos del material. Los coeficientes debido a asentamientos deberán provenir de estudios geotécnicos.

Los gánguiles de vertido por medios marítimo tienen una capacidad de entre 300 y 1.000 m^3 , el calado de los mismos a plena carga varía entre 3,5 y 4,5 m . Pueden trabajar con $H_s < 2m$. La construcción del muelle auxiliar permitirá trabajar con gánguiles de estos calados.

En la tabla 11.10 se muestra el material pétreo necesario para la construcción de los seis tramos de dique.

Las secciones de los diques se definen en las piezas gráficas (sección H). Los diques en talud se dimensionan con la plataforma de trabajo a la altura de coronamiento del núcleo. El ancho de esta plataforma es tal que permita alojar una grúa y un camión. La altura de coronamiento

se define para tener una operatividad respecto al oleaje mayor al 95 %, ya que la operatividad durante la construcción se verá disminuida por vientos fuertes.

La construcción comenzará por el Tramo I, como se mencionó en la secuencia general hasta tener construido el muelle auxiliar. Una vez se comience con el muelle auxiliar se puede comenzar la construcción del Tramo IV.

Cuando se tenga el mencionado muelle se avanzará en la colocación del núcleo de los Tramos I y IV en simultáneo por medios marítimos hasta la cota -4 m PRH y por medios terrestres hasta alcanzar la cota de la plataforma de trabajo. Se perfilarán los taludes con retroexcavadora desde la plataforma de trabajo.

Inmediatamente después de que se coloque el núcleo se comenzará la colocación del filtro de igual forma; por medios marítimos en las cotas menores a la -4 m PRH y desde el dique para cotas superiores. Se perfilarán los taludes con retroexcavadora desde el dique. Se realizará la construcción de la berma de pie como continuación del filtro, ya que en todos los casos se buscó que el tamaño de las piezas de la berma coincidiera con la del material de filtro. La colocación de la berma se hará desde grúa con cajones.

Una vez colocado el filtro y la berma de pie se procederá a la colocación de los cubos de hormigón con una grúa desde el dique. El desfase entre los mantos de dique debe minimizarse para reducir el riesgo de pérdida de materiales por acción del oleaje, intentando que transcurra el menor tiempo posible entre la colocación de una capa y la siguiente.

		TR I	TR II	TR III	TR IV	TR V	TR VI	TRAUX	TOTAL
Escollera todo-uno	núcleo (m³)	337.830	882.300	-	95.500	244.000	970.200	53.990	2.583.820
	relleno de cimentación (m³)	49.910	63.360	197.200	17.625	26.625	94.460	7.750	456.930
	banqueta de cimentación (m³)	-	-	322.990	-	-	-	-	322.990
Escollera filtro (m³)		77.455	135.860	-	-	54.780	135.325	-	403.420
Berma de pié (m³)		27.225	25.410	50.030	9.000	14.220	38.670	3.600	168.155
Manto principal (m³)		136.275	216.355	-	40.875	79.860	277.015	15.180	765.560
Cantidad de bloques de hormigón		14.780	11.735	-	-	11.260	39.060	-	76.835
Espaldón (m³)		21.540	19.680	-	-	-	-	-	41.220
Cantidad de cajones		-	-	30	-	-	-	-	30

Tabla 11.8: Metrajes por tramo.

Material	Coefficiente	Observaciones
Relleno y banqueta todo-uno	1,15	Por temporales y pérdidas de material
Núcleo todo-uno	1,15	Por temporales y pérdidas de material
Filtro	1,1	Por temporales y pérdidas de material
Manto primario	1,05	Pérdidas por temporales
Cubos	1,02	Rotura de cubos

Tabla 11.9: Coeficientes de mayoración por pérdidas de material.

MATERIAL PÉTREO			
	Volumen (m ³)	Peso (ton)	Peso mayorado (ton)
Escollera todo-uno (5-300)	3.363.745	6.391.117	7.349.785
Escollera 1,3 ton	104.680	198.890	218.780
Escollera 3 ton	217.320	412.915	0
Escollera 2,7 ton	119.027	226.150	248.766
Escollera 1 ton	177.598	337.435	371.177
TOTAL	3.982.370	7.566.507	8.188.508

Tabla 11.10: Metraje de material de cantera.

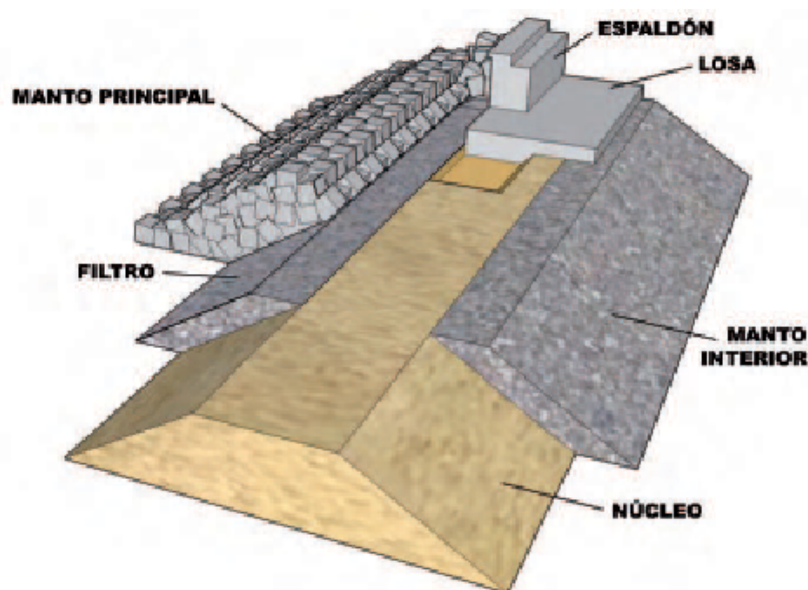


Figura 11.9: Estructura del dique en talud.

11.12.2. Dique vertical

Para construir un dique vertical de cajones de hormigón es necesario llevar a cabo las siguientes actividades:

1. Sustitución de 2 m del terreno natural por todo-uno de cantera.
2. Colocación de banqueta de cimentación de 3 m de altura.
3. Enrase de la superficie de la banqueta.
4. Fabricación y transporte de los cajones a su posición final.
5. Fondeo de los cajones.
6. Relleno de las celdas y de las juntas.
7. Manto de protección de la banqueta.
8. Ejecución de la losa superior y terminaciones.

Se estima se debe realizar una sustitución de 2 m de terreno natural por todo-uno de cantera para mejorar el suelo donde se apoyarán los cajones. Esta profundidad deberá ser definida mediante estudios geotécnicos de detalle en la zona donde se colocará el Tramo III. Se debe dragar hasta alcanzar la capa de fondo marino con suficiente capacidad portante.

En cuanto a la banqueta de cimentación, en primer lugar se coloca el núcleo, vertiendo el material desde un gánguil. Antes de fondear el cajón se realiza el enrase de la banqueta.

Los cajones se transportan y colocan con alturas de ola menores a 1 m y período pico menor a 8 s y velocidad de viento menor a 5 m/s . En caso de necesidad se puede colocar con alturas de ola de hasta 1,5 m y período de hasta 10 s .

Se procede al fondeo mediante bombeo de material de dragado, el cual se coloca en las celdas mediante manguera. Se coloca la berma de pie y se hormigona la losa superior. El material de relleno de las celdas de los cajones del Tramo III será material de dragado del área de transición o del tramo del canal más cercano a la costa.

11.13. Pantalán

El pilotaje del pantalán de atraque de los graneleros líquidos y la colocación de los dolphins se comenzará a ejecutar una vez se haya finalizado el pilotaje de la explanada. Luego se construirá la losa superior de estos elementos.

Capítulo 12

Estudio de Impacto Ambiental

12.1. Alcance

El alcance del presente estudio se limita a la identificación de los impactos potenciales sobre el medio donde se inserta el Puerto de Aguas Profundas, y la evaluación específica de los impactos:

- Modificación de la línea de csta debido a la presencia del puerto.
- Modificación del régimen hidrodinámico debido a la presencia del puerto.

12.2. Marco Legal

Se recogen a continuación el marco legal en el que se encuentra inserto el emprendimiento en sus distintas fases.

- Ley N° 13.833 del 29/12/1969 - Ley de Pesca.
- Decreto Ley N° 14.859 del 15/12/1978 - Aprobación del Código de Aguas.
- Decreto Ley N° 14.885 del 25/04/1979 - Aprobación del Convenio Internacional para Prevenir la Contaminación por los Buques.
- Ley N° 16.246 del 08/04/1992 - Ley de Puertos.
- Ley N° 16.466 del 19/01/1994 - Ley de Evaluación de Impacto Ambiental.
- Ley N° 16.688 del 22/12/1994 - Régimen de Prevención y Vigilancia Ante la Posible Contaminación de las Aguas de Jurisdicción Nacional.
- Ley N° 17.283 del 28/11/2000 - Ley de Protección del Medio Ambiente.
- Ley N° 18.610 del 02/10/2009 - Ley de Política Nacional de Aguas.
- Decreto N° 253/979 del 09/05/1979 - Decreto Reglamentario del Código de Aguas.
- Decreto N° 436/980 del 19/08/1980 - Aprobación del Reglamento para Prevenir la Contaminación del Mar por Hidrocarburos y Otras Sustancias Debido a Operaciones con Buques.
- Decreto N° 100/991 del 26/02/1991 - Aprobación del Reglamento de Uso de Espacios Acuáticos, Costeros y Portuarios.
- Decreto N° 412/992 del 01/09/1992 - Reglamento de la Ley de Puertos.
- Decreto N° 349/005 del 21/09/2005 - Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorizaciones Ambientales.

- Decreto N° 416/013 del 19/12/2013 - Modificación del Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorizaciones Ambientales.
- Disposición Marítima N° 80 del 08/12/2000 - Reglas para Prevenir la Contaminación por el Vertimiento de Basuras Provenientes de Buques que Naveguen en Aguas de Jurisdicción Nacional.
- Disposición Marítima N° 86 del 19/11/2002 - Prevención de la Contaminación del Medio Marino.
- Decreto de la Junta Departamental de Rocha N° 12/2003 del 01/09/2003 - Ordenanza Costera y Plan de Ordenamiento y Desarrollo Sustentable de la Costa Atlántica del Departamento de Rocha.

12.3. Resumen de actividades a realizar en fase de construcción

En esta sección se resumen las actividades que se llevarán a cabo en la fase de construcción del puerto. Para una descripción en mayor detalle remitirse al capítulo 11.

12.3.1. Dragado

El emprendimiento contempla el dragado de 82.144.000 de m^3 de sedimentos situados en las zonas donde se ubicarán el canal de acceso al futuro puerto, el área de maniobra y la zona de atraque. El área intervenida abarcará una superficie total de 8.156.000 m^2 , es decir 815,6 hás.

Las pendientes de los taludes de las áreas dragadas serán de 1:7 según las recomendaciones internacionales Directrices de Diseño Seguro de Canales de Navegación Comercial, de Canadá.

12.3.2. Construcción de diques

El emprendimiento contempla la construcción de 6.160 m de dique, que involucran 2.075 m de dique en talud con espaldón, 1.435 m de dique vertical de cajones y 2.650 m de dique en talud sin espaldón. Esto implica el uso de 4.080.000 m^3 de escollera y 955.000 m^3 de hormigón.

12.3.3. Construcción de explanada y muelles

Se ejecutará la construcción de 700.000 m^2 de explanada para las actividades de carga, descarga y almacenamiento, que incluye una línea de atraque de 1.615 m , y un atraque tipo pantalán para el buque de graneles líquidos.

12.4. Caracterización del medio receptor

12.4.1. Medio biótico

El medio biótico terrestre está compuesto por un ecosistema de dunas costeras. Estos ecosistemas se caracterizan por las condiciones extremas, tales como el rocío salino, la desecación, el suelo en movimiento y la baja fertilidad. Pese a sus adversidades, los arenales poseen agua

superficial y en ellos viven plantas con adaptaciones morfológicas y estructurales que les permiten sobrevivir. En los arenales hay vegetación exclusiva (psamófila), ubicua (mesófila), de humedales o halófila.

En lo que refiere a la fauna de la zona, pueden encontrarse marsupiales, carnívoros (zorrillo), roedores (apereá, ratón de campo y rata de agua) y especies exóticas (liebre). Estas especies no son exclusivas de esta zona ni se tienen registros particulares específicos del área de estudio.

En cuanto a la fauna marina, las costas de rocha se caracterizan por contar con la presencia de lobos marinos, lobo fino sudamericano y león marino. Ocasionalmente pueden verse también ejemplares de Franciscana Prontoporia (delfín endémico), que es una especie migratoria en estado de vulnerabilidad, tortugas marinas de diversas especies, todas ellas en situación de vulnerabilidad y varias en peligro de extinción, y varamiento de especies migratorias (cetáceos). La mayor amenaza a la fauna marina son las actividades de pesca, particularmente las de redes de barrido. Las tortugas marinas se ven afectadas además por la presencia de desechos antropogénicos, pues los confunden con alimentos, ingiriéndolos y tapando sus vías digestivas.

En lo referente a la comunidad bentónica, se pueden encontrar diversas especies de gasterópodos y bivalvos. No se tiene constancia de investigaciones o registros particulares de la zona como para tener conocimiento de la existencia de especies exclusivas de este lugar.

Para la comunidad nectónica, las especies más abundantes en la zona de implantación del puerto son la brótola, el gatucho, el pargo blanco, el cazón y el angelito. En las últimas décadas ha disminuido la abundancia de peces en la costa uruguaya debido a las actividades de pesca industrial.

Cabe destacar que la zona de Cabo Polonio, fue declarada Parque Nacional y forma parte del Sistema Nacional de Áreas Protegidas (SNAP).

12.4.2. Medio antrópico

La localidad de El Palenque está prácticamente deshabitada, siendo las localidades más cercanas La Paloma, con aproximadamente 3.500 habitantes, a 22 km del sitio de implantación del proyecto, Rocha (capital del departamento), con aproximadamente 25.500 habitantes, a 42 km del sitio de implantación del proyecto. El resto de las localidades cercanas, como La Pedrera, Punta Rubia, Cabo Polonio, cuentan con menos de 1.000 habitantes durante el año, registrándose un incremento de la población en época estival debido a la confluencia de turistas.

Los balnearios y playas de la costa de Rocha se utilizan principalmente con fines recreativos. Rocha es uno de los sitios turísticos elegidos por gran parte de la población en época estival.

Las vías de acceso hasta el sitio del proyecto no están en buenas condiciones. El puerto más cercano al sitio de implantación del proyecto es el de La Paloma, el cual actualmente brinda soporte a la actividad pesquera de Rocha y es también la base de acción de la Prefectura Nacional Naval.

12.4.3. Medio simbólico

No se tiene constancia de elementos de valor arqueológico o histórico en la zona en particular, pero se conoce que en la costa de Rocha se hundieron varias naves y que, en la zona entre Cabo Polonio y Valizas, se encontró un yacimiento de fósiles.

12.5. Análisis ambiental

12.5.1. Metodología

Se presentan a continuación los pasos metodológicos a seguir para el análisis ambiental del proyecto:

1. Identificación de los aspectos ambientales generados por las distintas actividades del emprendimiento. Estas actividades deben cubrir todas las fases del emprendimiento.
2. Caracterización de estos aspectos para el caso concreto donde se procede a una descripción y cuantificación de los mismos.
3. Identificación, en función de los aspectos resultantes, de los posibles factores ambientales potencialmente afectados.
4. Interacción entre el aspectos y factores ambientales a los efectos de identificar impactos.
5. Valoración de impactos de acuerdo a conjuntos de criterios y valores que permitan clasificar los impactos en tres grupos:
 - a) Impactos significativos que requieren ser evaluados-
 - b) Impactos de significancia media y con medidas de gestión conocidas, sobre los cuales se definirán pautas de gestión concretas.
 - c) Impactos de baja significancia, los cuales se consideran admisibles sin necesidad de aplicación de medidas de ningún tipo.

12.5.2. Valoración de impactos

La valoración de impactos es una etapa cualitativa que permite asignar una significancia a los mismos. Dado el conocimiento que ya se tiene de las afectaciones de este tipo se valora la significancia en base a las variables y criterios indicados en la tabla 12.1.

En función de los valores asignados a las magnitudes, se determina la significancia de cada impacto. En base a lo anterior, se tienen tres tipos de impactos, y para cada uno de estos se plantea un tipo de acción (tabla xxx).

MAGNITUD	CRITERIO	VALOR	APLICACIÓN
Tipo	Negativo	-	Impactos perjudiciales o negativos
	Positivo	+	Impactos que pueden ser considerados positivos
Magnitud (M)	Baja	1	La modificación sobre el factor es mínima o imperceptible
	Media	2	Se produce un efecto de tipo medio sobre el factor
	Alta	4	Se produce un alto efecto sobre el factor
	Total	8	Existe una alteración o destrucción total del factor
Importancia (I)	Mínima	1	El factor no presenta relevancia o sensibilidad
	Baja	2	La relevancia del factor impactado es baja
	Media	4	La relevancia del factor impactado es media
	Alta	8	El factor impactado es muy relevante o sensible o existe una sensibilidad especial frente al aspecto
Probabilidad (P)	Poco probable	1	Cuando la probabilidad de ocurrencia del impacto es baja (menor a 1%)
	Probable	2	Cuando no puede tenerse como certero pero tiene una alta probabilidad de ocurrencia
	Certero	4	Cuando su ocurrencia tiene una probabilidad de 1.
Duración (D)	Intermitente	1	Cuando la afectación se produce en lapsos espaciados y por un corto tiempo
	Temporal	2	Cuando es una alteración no permanente en el tiempo, y el tiempo de actuación del aspecto es acotado
	Permanente	4	Cuando la alteración se sostiene en el tiempo a partir del momento de su manifestación
Conocimiento (C)	Bien conocido	1	Cuando el impacto es bien conocido y existen medidas probadas de gestión para su manejo
	Poco conocido	2	Cuando el impacto es poco conocido o las medidas de gestión no han sido probadas o sus resultados no han sido adecuados
	No conocido	4	Cuando se trata de un impacto nuevo y no se conocen medidas de gestión para su manejo

Tabla 12.1: Criterios para la valoración de impactos.

SIGNIFICANCIA	CRITERIO	ACCIÓN A TOMAR
Alta	Impactos negativos que tengan alguna magnitud con valor 8 o su suma sea ≥ 19	Impacto que debe ser evaluado a través de un modelo o estudio especial.
Media	Impactos negativos cuya suma sea ≥ 13 y ≤ 18	Impacto que no requiere ser evaluado a través de un modelo pero sobre el que se implementarán medidas de gestión conocidas
Baja	Impactos negativos cuya suma sea ≤ 12	Impactos que no requieren ser considerados
Positiva	Cuando el impacto sea positivo	

Tabla 12.2: Significancia.

12.5.3. Definición de pautas de gestión

Para los impactos que resulten catalogados dentro de significancia media, se definen pautas específicas de gestión, sobre todo atendiendo a los aspectos que los generen.

12.5.4. Evaluación de impactos

Para aquellos impactos de significancia alta, es necesaria la aplicación de un modelo físico, matemático o conceptual, que permita una adecuada evaluación de la afectación causada por el impacto. Dado el alcance del proyecto, solo se aplicará un modelo de una línea para la evaluación del cambio en la línea de costa, el resto de los impactos de alta significancia se identificarán y se mencionarán de manera conceptual los modelos de aplicación.

12.6. Aspectos ambientales

Se entiende por aspecto ambiental a cualquier elemento o característica que derive de una actividad del emprendimiento, o de cualquier sustancia o producto utilizado o generado por éste, que pueda producir impactos ambientales.

Los aspectos identificados surgen de las actividades para cada una de las fases del emprendimiento. El detalle de las fases, actividades y aspectos se presenta en las tablas .

FASE DE CONSTRUCCIÓN	
ACTIVIDAD	ASPECTOS
Dragado del material	Remoción de sedimentos
	Resuspensión de sedimentos
Disposición del material dragado	Incorporación del sedimento en el área de disposición
Construcción de los diques	Presencia física de los diques
Fabricación de elementos de hormigón	Generación de efluentes de lavado de hormigón
Actividad general de obra	Presencia física
	Generación de emisiones gaseosas
	Generación de emisiones de polvo
	Generación de emisiones sonoras
	Generación de efluentes domésticos
	Generación de ROC's
Mantenimiento de maquinaria y equipos	Generación de residuos peligrosos
	Generación de chatarra
Navegación	Tránsito inducido
	Emisiones a la atmósfera
	Contingencias
Transporte de materiales e insumos	Tránsito inducido
	Contingencias
Utilización de servicios portuarios	Descarga de efluentes y aguas de sentina
	Contingencia en manejos de combustible
	Otras contingencias

Tabla 12.3: Aspectos ambientales identificados en la fase de construcción.

FASE OPERATIVA	
ACTIVIDAD	ASPECTOS
Actividad general de operación	Presencia física
	Generación de emisiones de ruido
	Generación de efluentes domésticos
	Disposición del material dragado de mantenimiento
	Contingencia por derrame de petróleo
	Otras contingencias
Navegación	Tránsito inducido
	Contingencias
Transporte de carga	Tránsito inducido
	Emisiones a la atmósfera
	Contingencias

Tabla 12.4: Aspectos ambientales identificados en la fase de operación.

12.7. Impactos ambientales

12.7.1. Factores ambientales

Para la identificación de impactos se utiliza una matriz de interacción relacionando los aspectos del emprendimiento con los factores ambientales con los que posiblemente puedan

interactuar. A los efectos de construir dicha matriz se identifican los factores mostrados en la tabla 12.5:

MEDIO	FACTOR
Físico	Calidad de aire
	Calidad de aguas
	Régimen hidrodinámico de la zona
	Morfología de costa
	Sistema de dunas
	Calidad sedimentos
Biológico	Comunidad bentónica
	Comunidad nectónica
	Ecosistema costero
Antrópico	Navegación
	Actividad portuaria
	Infraestructura vial
	Patrimonio Arqueológico
	Pesca artesanal
	Uso de suelo
	Población cercana
Simbólico	Percepción social
	Usos recreativos del ambiente costero
	Paisaje

Tabla 12.5: Factores ambientales identificados.

12.7.2. Matriz de interacción

Se presenta en la tabla 12.6 la matriz de interacción entre los aspectos ambientales del emprendimiento (columna de la izquierda) y los factores ambientales del entorno (fila superior).

	Calidad de aire	Calidad de aguas	Régimen hidrodinámico de la zona	Morfología de costa	Sistema de dunas	Calidad sedimentos	Comunidad bentónica	Comunidad neotónica	Ecosistema costero	Navegación	Actividad portuaria	Infraestructura vial	Pesca artesanal	Uso de suelo	Población cercana	Patrimonio Arqueológico	Percepción social	Usos recreativos del ambiente costero	Paisaje
Remoción de sedimentos		*					*									*			
Resuspensión de sedimentos		*																	
Incorporación de sedimento en área de disposición			*				*			*			*			*			
Presencia física de los diques			*	*			*	*											
Generación de efluentes de lavado de hormigón		*						*											
Presencia física				*					*					*	*		*		*
Generación de emisiones gaseosas	*																		
Generación de emisiones de polvo	*																		
Generación de emisiones sonoras															*				
Generación de efluentes domésticos		*																	
Generación de ROC's									*					*					*
Contingencias	*					*													
Generación de residuos peligrosos		*					*	*	*					*					
Generación de chatarra														*					*
Tránsito inducido										*	*								
Emisiones a la atmósfera	*																		
Contingencias	*																		
Tránsito inducido											*								
Emisiones a la atmósfera	*											*							
Contingencias											*								
Descarga de efluentes y aguas de sentina		*																	
Contingencia en manejos de combustible		*																	
Otras contingencias																			
Presencia física			*	*	*									*			*	*	*
Generación de emisiones de ruido														*					
Generación de efluentes domésticos		*																	
Disposición de dragado de mantenimiento			*				*			*									
Contingencia por derrame de petróleo		*					*												
Otras contingencias								*	*					*					
Tránsito inducido										*									
Contingencias											*								
Tránsito inducido											*								
Emisiones a la atmósfera	*																		
Contingencias											*								

Tabla 12.6: Matriz de interacción entre factores ambientales (fila superior) y aspectos del emprendimiento (columna izquierda). Se señalan en fondo verde claro las interacciones correspondientes a la fase de operación, mientras que las de la fase de construcción quedan con fondo blanco.

12.8. Fase de construcción

Se identifican 42 impactos en la fase de construcción, de los cuales tres son valorados como de significancia alta, veinte de significancia media y diecinueve de significancia baja. La valoración de los impactos identificados en esta fase se presenta en las tablas 12.7 y 12.8.

Los impactos que se evalúan como de significancia alta en esta etapa son:

- La alteración del sistema de dunas por la presencia física de la obra. El sistema de dunas en la costa de Rocha tiene gran valor simbólico. La Ordenanza Costera de la Intendencia Municipal de Rocha y el Plan de Ordenamiento y Desarrollo sustentable de la Costa Atlántica del departamento de Rocha, sancionados por el Decreto 12/2003, son los instrumentos legales que permiten y regulan el buen uso y la preservación costera. Debería estudiarse si una afectación local del sistema de dunas podría llevar a un impacto mayor.
- Percepción social negativa. La construcción de un puerto de aguas profundas en la costa de Rocha es una actividad polémica y de gran impacto social a nivel nacional. Se deberá hacer un estudio de la percepción social que generará esta obra e identificar posibles medidas de mitigación del impacto.
- Modificación del paisaje por la presencia física de la obra. El paisaje de la costa de Rocha es percibido como uno de los más valiosos de Uruguay por gran parte de la población. La presencia física de la obra alteraría este paisaje, por lo que corresponde que sea evaluado.

FASE CONTRUCCION								
	IMPACTO	Tipo	Mag	Imp	Prb	Dur	Con	Valor
1	Alteración del régimen hidrodinámico por remoción de sedimentos	-	2	2	4	4	1	13
2	Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad bentónica	-	2	4	4	2	2	14
3	Posibilidad de destruccion del patrimonio arqueológico	-	2	2	1	4	1	10
4	Afectación a la calidad del agua por resuspensión de sedimentos	-	1	4	4	1	1	11
5	Alteración del régimen hidrodinámico por disposición de sedimentos dragados	-	4	2	4	4	2	16
6	Perdida y modificacion del hábitat de la comunidad bentónica por disposición de sedimentos	-	2	4	4	2	1	13
7	Afectación a la navegación por disminución del calado en zona de disposición	-	1	1	1	2	1	6
8	Afectación a las actividades de pesca en zona de disposición por exclusión	-	1	1	2	2	1	7
9	Posibilidad de destruccion del patrimonio arqueológico por disposición de sedimentos	-	1	2	1	2	1	7
10	Modificación del régimen hidrodinámico por la presencia física de los diques	-	4	2	4	4	1	15
11	Modificación de la morfología de costas por la presencia física de los diques	-	4	4	4	4	1	17
12	Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad bentónica por presencia física de los diques	-	1	4	4	4	1	14
13	Perdida y modificacion del habitat de la comunidad nectónica por presencia física de los diques	-	4	4	2	4	1	15
14	Afectación a la calidad del agua por vertido de efluentes de lavado de hormigón	-	2	4	4	2	1	13
15	Perdida y modificacion del habitat de la comunidad nectónica por vertido de efluentes de lavado de hormigón	-	2	4	1	1	1	9
16	Alteración del sistema de dunas por presencia física de la obra	-	4	8	4	2	1	19
17	Alteración del ecosistema costero por presencia física de la obra	-	2	2	4	2	1	11
18	Modificación del uso del suelo	-	2	2	4	2	1	11
19	Reubicación de viviendas	-	4	4	4	4	1	17
20	Percepción social negativa	-	4	8	4	2	1	19
21	Modificación del paisaje por presencia física de la obra	-	2	8	4	2	2	18
22	Afectación a la calidad del aire por emisiones gaseosas	-	1	4	2	2	1	10

Tabla 12.7: Valoración de impactos en fase de construcción - Parte I.

FASE CONTRUCCION								
	IMPACTO	Tipo	Mag	Imp	Prb	Dur	Con	Valor
23	Afectación a la calidad del aire por polvo	-	2	4	2	2	1	11
24	Afectación a la población cercana por emisiones sonoras	-	2	4	4	2	1	13
25	Afectación a la calidad del agua por vertido de efluentes domésticos	-	2	4	4	2	1	13
26	Afectación al ecosistema costero por manejo inadecuado de ROC's	-	2	4	4	2	1	13
27	Afectación al uso del suelo por manejo inadecuado de ROC's	-	2	2	4	2	1	11
28	Modificación del paisaje por manejo inadecuado de ROC's	-	2	4	4	2	1	13
29	Afectación a la calidad del agua por gestión inadecuada de residuos peligrosos	-	4	4	4	2	1	15
30	Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad bentónica por gestión inadecuada de residuos peligrosos	-	4	4	4	2	1	15
31	Perdida y modificacion del habitat de la comunidad nectónica por vertido de residuos peligrosos	-	4	4	4	2	1	15
32	Limitación de ciertos usos del suelo por gestión inadecuada de residuos peligrosos	-	4	2	2	2	1	11
33	Afectación al ecosistema costero por gestión inadecuada de residuos peligrosos	-	4	2	2	2	1	11
34	Limitación de usos del suelo por gestión inadecuada de chatarra	-	2	2	2	2	1	9
35	Modificación del paisaje por gestión inadecuada de chatarra	-	2	4	4	2	1	13
36	Afectacion a la calidad de agua por contingencias en el llenado de cajones (vertido de hormigón)	-	2	4	2	2	1	11
37	Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad bentónica por derrame de hormigón durante el llenado de los cajones	-	2	4	2	2	1	11
38	Interferencia con la navegacion por colisiones dentro del recinto	-	2	2	1	2	1	8
39	Interferencia en los servicios portuarios del puerto de La Paloma	-	2	2	2	2	1	9
40	Afectación a la calidad del aire por emisiones a la atmósfera	-	1	4	2	2	1	10
41	Afectacion a la calidad de agua por contingencias en la recarga de combustible	-	2	4	1	2	1	10
42	Afectación a la infraestructura vial por tránsito inducido por la obra	-	4	4	4	2	1	15
43	Interferencia con el tráfico por contingencia en el transporte de materiales e insumos	-	2	8	1	2	1	14
44	Afectación a la calidad del agua por vertido de efluentes y aguas de sentina (contingencia)	-	2	4	1	2	1	10

Tabla 12.8: Valoración de impactos en fase de construcción - Parte II.

12.9. Fase de operación

En la fase de operación se identifican 24 impactos, de los cuales cinco tienen significancia alta, diez tienen significancia media y nueve tienen significancia baja. La valoración de los impactos identificados en esta fase se presenta en la tabla 12.9.

Los impactos que deben ser evaluados son:

- Alteración del sistema de dunas por la presencia física del puerto.
- Percepción social negativa.
- Modificación del paisaje por la presencia física del puerto.
- Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad neotónica por derrame de petróleo.
- Afectación a la calidad de agua por derrame de petróleo.

Estos dos últimos impactos se refieren a derrames de petróleo importantes, pues el puerto tendrá la capacidad de atender buques petroleros de gran tamaño y capacidad. Es de destacar que la comunidad neotónica incluye especies vulnerables como Franciscana y tortugas marinas.

El impacto modificación de la morfología de costa por presencia física del puerto, si bien no presenta significancia alta, será evaluado mediante un modelo. Esta modelación forma parte del alcance del presente EsIA.

FASE DE OPERACIÓN								
	IMPACTO	Tipo	Mag	Imp	Prb	Dur	Con	Valor
1	Modificación del régimen hidrodinámico por la presencia física del puerto	-	4	2	4	4	1	15
2	Modificación de la morfología de costas por la presencia física del puerto	-	4	4	4	4	1	17
3	Alteración del sistema de dunas por presencia física del puerto	-	4	8	4	4	1	21
4	Modificación del uso del suelo por presencia física del puerto	-	2	2	4	4	1	13
5	Percepción social negativa	-	4	8	4	4	1	21
6	Modificación del uso del ambiente costero por presencia física del puerto	-	2	2	4	4	1	13
7	Modificación del paisaje por presencia física del puerto	-	2	8	4	4	2	20
8	Afectación a la población cercana por emisiones sonoras	-	2	4	4	4	1	15
9	Afectación a la calidad del agua por vertido de efluentes domésticos	-	2	4	4	4	1	15
10	Afectación al régimen hidrodinámico por disposición del material de dragado de mantenimiento	-	1	2	2	2	1	8
11	Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad bentónica por disposición del dragado de mantenimiento	-	1	4	2	2	1	10
12	Afectación a la navegación por sitio de disposición del dragado de mantenimiento	-	1	1	1	4	1	8
13	Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad nectónica por derrame de petróleo	-	8	4	1	2	1	16
14	Afectación a la calidad del agua por derrame de petróleo	-	8	4	1	2	1	16
15	Interferencia con la navegación por tránsito marítimo inducido	-	1	4	4	4	1	14
16	Afectación a la calidad de agua por derrame de combustible	-	2	2	1	2	1	8
17	Afectación a la navegación por varamiento de buques	-	2	4	1	2	1	10
18	Afectación a la navegación por hundimiento de buques	-	2	4	1	2	1	10
19	Afectación a la navegación por incendio en mar	-	2	4	1	2	1	10
20	Afectación al ecosistema costero por incendio en el puerto	-	2	2	1	2	1	8
21	Afectación a la población cercana por incendio en el puerto	-	2	4	1	2	1	10
22	Afectación a la infraestructura vial por tránsito inducido por el puerto	-	4	4	4	4	1	17
23	Afectación a la calidad del aire por emisiones a la atmósfera de transporte terrestre	-	1	4	4	4	1	14
24	Interferencia con el tráfico por colisiones	-	2	8	1	2	1	14

Tabla 12.9: Valoración de impactos en fase de operación.

12.10. Análisis ambiental y pautas de gestión

Del análisis anterior surgen el conjunto de impactos que deberán ser evaluados, así como también el conjunto de los cuales no es necesario evaluar ya que serán manejados con medidas de gestión adecuadas, bien conocidas y comprobadas.

Los impactos que se evaluarán en el presente estudio son:

- Modificación de la morfología de playas por la presencia física de los diques.

Los impactos que deben ser evaluados pero no están dentro del alcance del presente estudio son:

- La alteración del sistema de dunas por la presencia física de la obra y del puerto.
- Percepción social negativa. En etapa de obra y de operación.
- Modificación del paisaje por la presencia física de la obra y del puerto.
- Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad nectónica por derrame de petróleo.
- Afectación a la calidad de agua por derrame de petróleo.

Se deberá evaluar la alteración del régimen hidrodinámico por disposición de sedimentos de forma de identificar un sitio adecuado para tal fin.

En la siguiente sección se realiza la evaluación del mencionado impacto, así como también se definen las medidas de gestión, mitigación o compensación que correspondan.

En cuanto a los impactos a ser manejados por medidas de gestión se identifican los siguientes:

- Alteración del régimen hidrodinámico por remoción de sedimentos.
- Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad bentónica por remoción de sedimentos.
- Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad bentónica por disposición de sedimentos.
- Modificación del régimen hidrodinámico debido a la presencia física de los diques.
- Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad bentónica por presencia física de los diques.
- Pérdida y modificación del hábitat de la comunidad nectónica por presencia física de los diques.
- Afectación a la calidad de agua por vertido de efluentes de lavado de hormigón.

12.11. Evaluación de impactos

De acuerdo a la valoración de impactos realizada en la sección 12.9 y al alcance del presente EsIA, se evaluará el cambio en la línea de costa debido a la presencia del puerto.

12.11.1. Modificación de la línea de costa

12.11.1.1. Características del impacto

La construcción de un puerto de aguas profundas en la zona de El Palenque, implicará la ejecución de estructuras rígidas mar adentro, conectadas con la costa, que modificarán el transporte litoral. Este cambio podría tener consecuencias en la línea de costa, generando acreción o erosión de sedimentos en las playas del arco La Paloma - Cabo Polonio.

En esta sección se evalúan los efectos de la presencia del puerto sobre la posición de la línea de costa. Para ello se implementa el modelo de una línea "Generalized Model for Simulating Shoreline Changes (GENESIS)".

Para la cuantificación del impacto se sigue la estructura lógica que se describe a continuación:

1. Caracterización de la evolución histórica de la línea de costa mediante comparación de fotografías aéreas y satelitales.
2. Caracterización de la morfodinámica de playa.
3. Caracterización del transporte litoral.
4. Implementación de un modelo de una línea para cuantificar las modificaciones en la línea de costa.

12.11.1.2. Evolución histórica de la línea de costa

Se cuenta con fotografías del Sistema Geográfico Militar (SGM), del vuelo del año 1966, fotografías de la fuerza aérea del año 1986 y fotografías satelitales desde el año 2004 hasta el 2014.

Realizando una comparación entre estas, se observa que la línea de costa en el arco de playa La Paloma – Cabo Polonio es estable, no presentando cambios relevantes en el lapso de aproximadamente 50 años transcurrido entre las primeras fotografías y las últimas (ver láminas en apéndice E).

12.11.1.3. Perfil de equilibrio

La playa se define como la acumulación de sedimento que se sitúa entre la línea de máximo alcance del oleaje en temporal y pleamar viva y una profundidad donde deja de producirse un movimiento activo de los sedimentos.

Para el estudio de la evolución se define la playa como una línea en planta y un perfil de equilibrio. El perfil de playa se determina con el perfil de equilibrio de Dean, asumiendo localmente batimétricas rectas y paralelas a la línea de costa. El perfil de Dean se representa como $h = Ay^{2/3}$, donde h es la profundidad, A es un parámetro empírico que depende de la velocidad de caída de las partículas, que a su vez depende del diámetro nominal de las mismas.

La profundidad de cierre se determina mediante la fórmula de Birkemeier:

$$h_c = 1,75H_{12} - 57,9 \left(\frac{H_{12}^2}{gT_{12}^2} \right) \quad (12.1)$$

Donde H_{12} y T_{12} corresponden a la altura de ola y período que se superan 12 horas al año.

La berma de la playa se define como la zona de la playa seca formada por la deposición de sedimentos debido al oleaje. Si hay diferencias estacionales en el oleaje, se puede determinar una altura de berma para invierno y otra para verano. La altura de berma se estima con la ecuación de Takeda & Sunamura (1982) en función de la altura de ola en la rotura y del período. La altura de berma se estima para las combinaciones de altura de ola y período que presentan mayor frecuencia de ocurrencia:

$$Z_{berma} = 0,125H_b^{5/8} (gT^2)^{3/8} \quad (12.2)$$

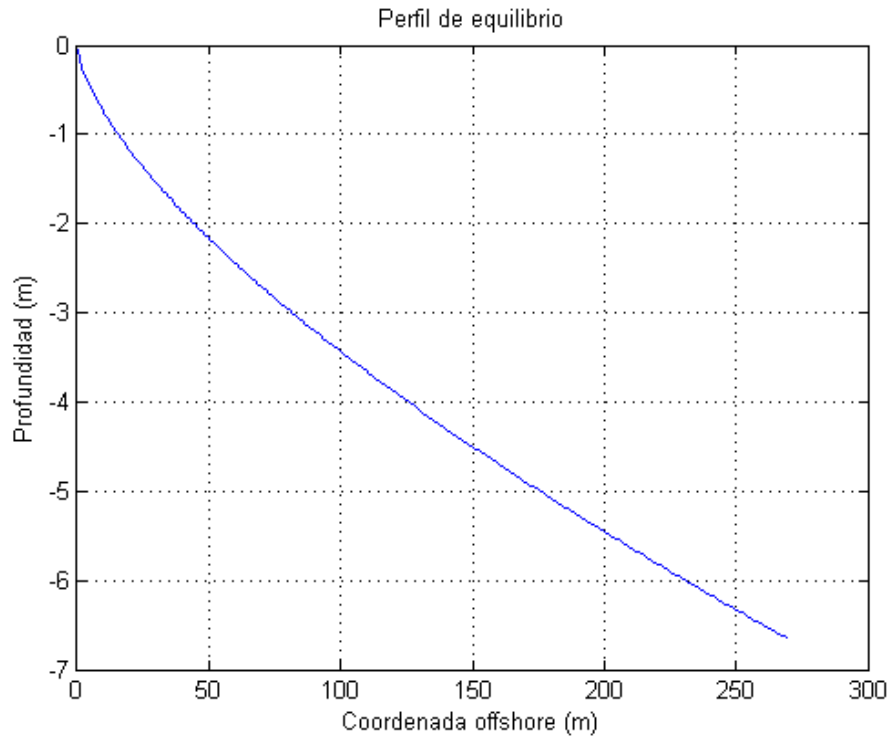


Figura 12.1: Perfil de equilibrio de Dean.

12.11.1.4. Caracterización del transporte litoral

El transporte litoral de sedimentos tiene una considerable importancia práctica en aplicaciones de ingeniería de costas. La fórmula más extensamente usada para caracterizar el transporte de sedimentos litoral es la desarrollada por el CERC (Shore Protection Manual, US Army Corps of Engineers, 1984).

El transporte bruto de sedimentos se define como la suma de los transportes litorales de derecha a izquierda y de izquierda a derecha que pasa por una transecta en un período de tiempo dado. De manera similar se define el transporte neto, como la diferencia de los transportes litorales de derecha a izquierda y de izquierda a derecha que pasa por una transecta en un período de tiempo dado.

Este método se basa en el principio de que la tasa de transporte litoral es proporcional a la componente de energía del oleaje paralela a la costa por unidad de longitud de playa:

$$Q_L = \frac{k_{CERC} \rho g^{1/2} H_{sb}^{5/2} \sin(2\alpha_b)}{16\sqrt{\gamma_b}(\rho_s - \rho)(1 - \rho)} \quad (12.3)$$

Donde Q_L es el caudal de sedimento en el estado de mar específico aplicado, K_{CERC} es una constante adimensional de transporte de sedimentos, ρ es la densidad del agua (kg/m^3), g es la aceleración gravitatoria (m/s^2), H_{sb} es la altura de ola en la rotura (m), α_b es el ángulo de la ola en la rotura, $\gamma_b = 0,78$ es el coeficiente de rotura (adimensional), ρ_s es la densidad de la arena (kg/m^3) y p es la porosidad de la arena, la cual puede tomar valores entre 0,1 y 0,5 (adimensional).

k_{CERC} es el parámetro de calibración de la fórmula. En este coeficiente se toman en cuenta todos los efectos que no están incluidos en la modelación. En un primer momento k_{CERC} fue

determinado mediante regresión lineal en campos de datos de mediciones de transporte de sedimento obtenidas de Silver Strand, California y El Moreno, México por Komar e Inman (1970), se obtuvo un valor de $k_CERC = 0,77$ (usando H_{rms} en la rotura). En 1984 se añadieron nuevos campos de datos y se actualizó el valor a $k_CERC = 0,39$, usando altura de ola significativa en la rotura, que corresponde a $k_CERC = 0,92$ usando H_{rms} .

Posteriormente, en 2010, Mil-Homens, presenta una nueva forma de determinar el valor de k_CERC utilizando un número de datos considerablemente mayor a los utilizados anteriormente. Esta fórmula depende de la altura de ola significativa en la rotura y de la longitud de onda en aguas profundas:

$$k_{CERC} = \left(2,232,7 \left(\frac{H_{sb}}{L_0} \right)^{1,45} + 4,505 \right)^{-1} \quad (12.4)$$

Esta formulación para estimar el coeficiente de transporte mejora la fórmula del CERC, aunque es importante mencionar que el 42 % de las predicciones se desviaron más de un factor de 2 respecto a las observaciones. Esto puede deberse a varias razones, incluida la no consideración de parámetros que pueden tener influencia, como las características del perfil de playa, rango de marea y condiciones de viento, errores experimentales al tomar los datos y datos insuficientes para altos valores de tasas de transporte de sedimento. Otra limitación de la fórmula es la subestimación de las tasas de transporte de sedimentos litoral en regiones de elevada energía.

Teniendo en cuenta estas limitaciones se aplica la fórmula del CERC, con la estimación de k_CERC desarrollada por Mil-Homens. Los parámetros del oleaje en la rotura se calculan aplicando la ley de Snell y la ecuación de dispersión.

Se seleccionan tres puntos dentro del arco de playa La Pedrera – Cabo Polonio; uno en el emplazamiento del puerto, uno cerca de Cabo Polonio y otro cerca de La Pedrera (ver figura 12.2). Los resultados del transporte de sedimentos litoral bruto y neto anual obtenidos aplicando la ecuación del CERC, se muestran en las figuras 12.3, 12.4 y 12.5.



Figura 12.2: Puntos seleccionados para caracterización de transporte litoral.

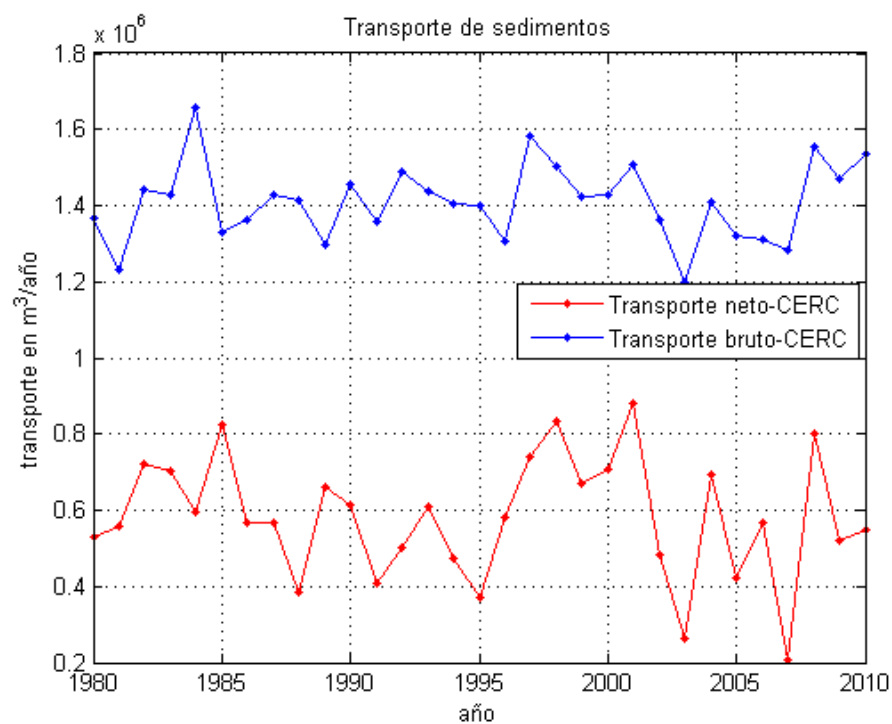


Figura 12.3: Transporte litoral Punto 1.

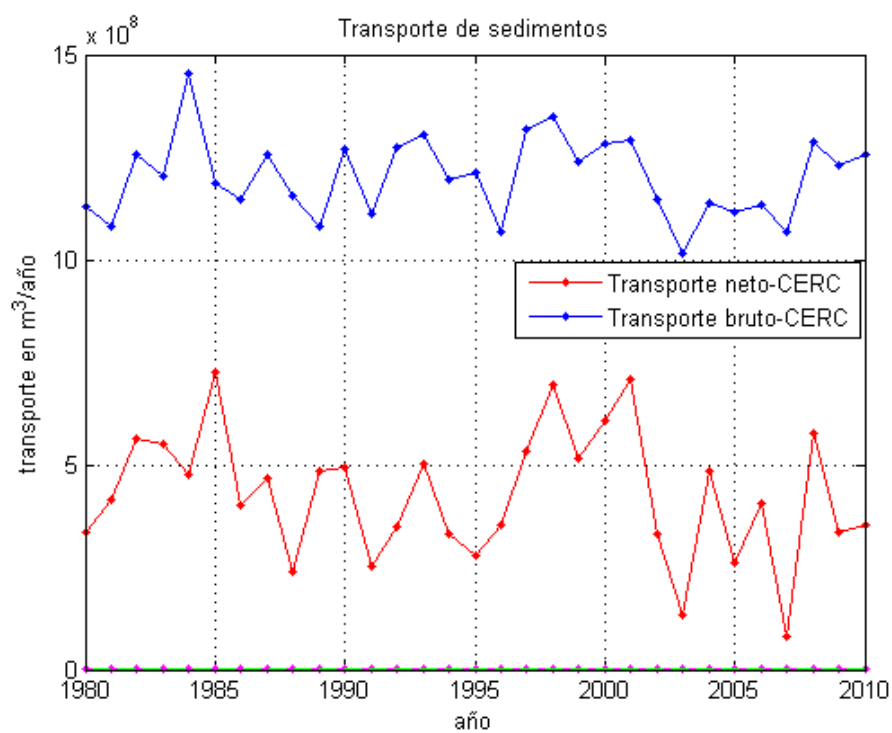


Figura 12.4: Transporte litoral Punto 2.

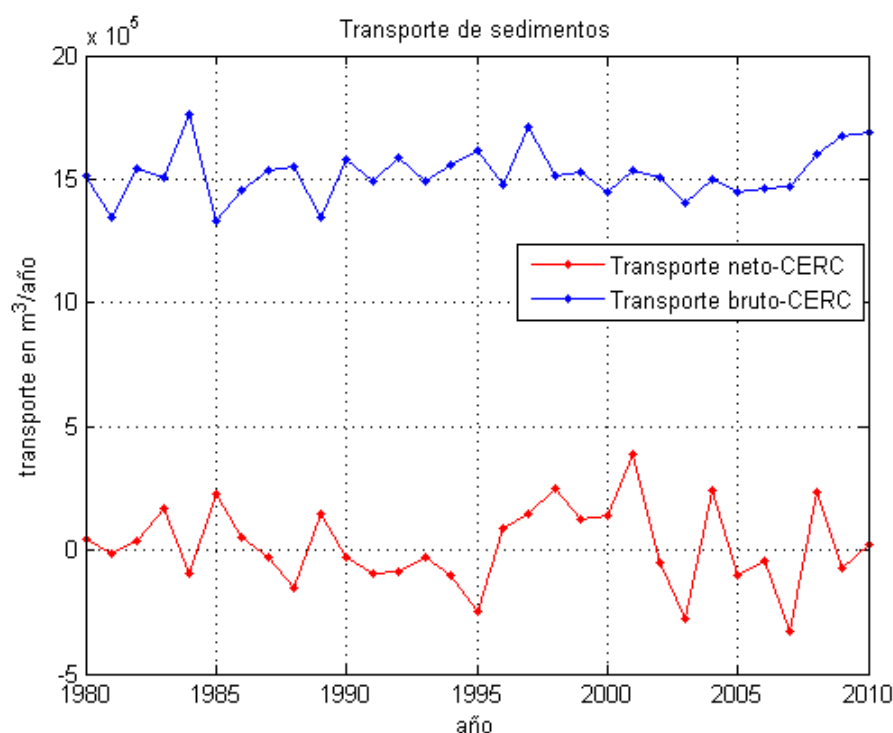


Figura 12.5: Transporte litoral Punto 3.

12.11.1.5. Metodología de aplicación de GENESIS

Para cuantificar las variaciones en la línea de costa debido a la presencia del puerto, se realiza una simulación utilizando el modelo computacional GENESIS por un período de 360 meses (1980-2010) para los escenarios con y sin puerto. Se sigue el procedimiento que se detalla a continuación:

1. Se define el dominio a utilizar para la modelación, el tamaño y número de celdas y condiciones de borde.
2. Se ingresan los datos necesarios al modelo:
 - a) Datos de oleaje.
 - b) Caracterización de la playa (altura de berma, profundidad del perfil de cierre, diámetro nominal del sedimento).
 - c) Posición, extensión y orientación de los diques de abrigo.
3. Se selecciona un coeficiente de transporte de sedimentos.
4. Se efectúa un análisis de sensibilidad a los parámetros del modelo que presentan incertidumbre.

El dominio comprende un tramo de línea de costa de 26 km entre Cabo Polonio a La Pedrera, con celdas de 188 m. Este tamaño de celda representa adecuadamente las curvas en la línea de costa. Se busca que los extremos del modelo estén cercanos a puntos duros o lo suficientemente alejados del puerto para que puedan ser representados como puntos fijos. En la figura 12.6 se muestra el dominio.

En cuanto a la serie de datos de oleaje ingresada al modelo, esta proviene de un reanálisis local en el punto de coordenadas 53,9060°W y latitud 34,6370°S. Abarca el período 01/01/1980 –

01/01/2010 (ver sección 5.1). La profundidad en este punto es de 29 *m* PRH. Para la modelación se consideran 120 meses, que abarcan el período 01/01/1980 - 01/01/1990. Se realizó un análisis de sensibilidad al dominio temporal considerado. Los resultados obtenidos muestran que la variación en la posición no varía en menos de 20 *m* y su extensión no alcanza más de 1000 *m*.

Como se menciona en la sección 12.11.1.3, la altura de berma se determina mediante la formulación de Takeda & Sunamura (1982). Las alturas de bermas obtenidas varían entre 1 *m* y 2,5 *m*. Se utiliza una altura de berma de 1,27 *m*, que es la correspondiente a la combinación de altura de ola y período más frecuente. La profundidad de cierre del perfil de equilibrio obtenida con la fórmula de Birkemeier es 6,67 *m*. Y el diámetro nominal 50 de las partículas es 0,53 *mm*.

Los diques de abrigo se ingresan por tramos. Se simplifica la geometría en cuatro tramos rectos, como se muestra en la figura 12.7. Los tramos más cercanos a la costa se modelan como diques difractantes y los otros dos como diques exentos, cuyo comienzo coincide con el punto final del tramo perpendicular a la costa.

En base a lo presentado en la sección F.2, se modela con un coeficiente de transporte $k_1 = 0,4$ y $k_1 = 1$ y se comparan los resultados obtenidos.

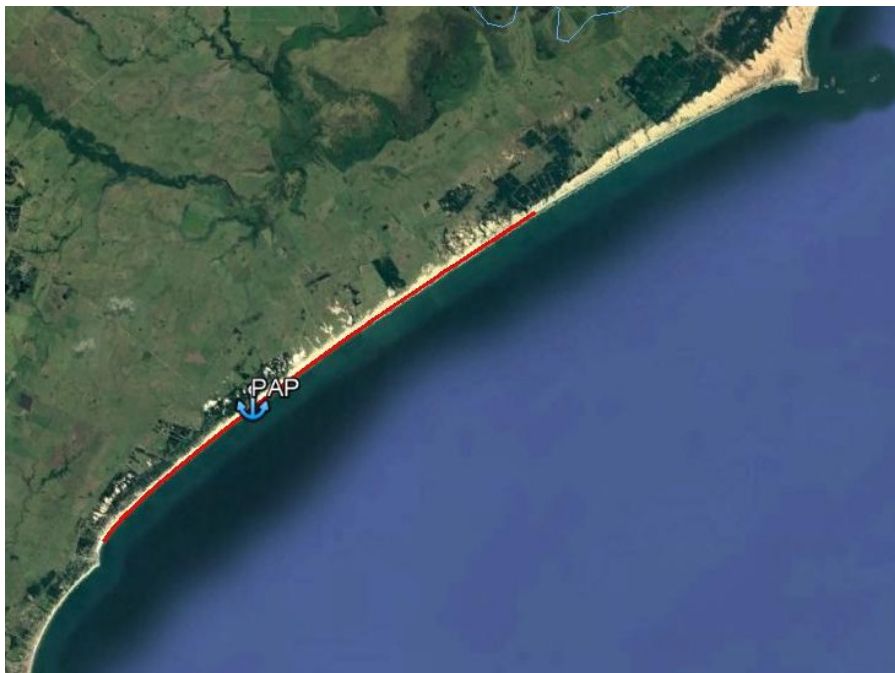


Figura 12.6: Dominio de cálculo para GENESIS.

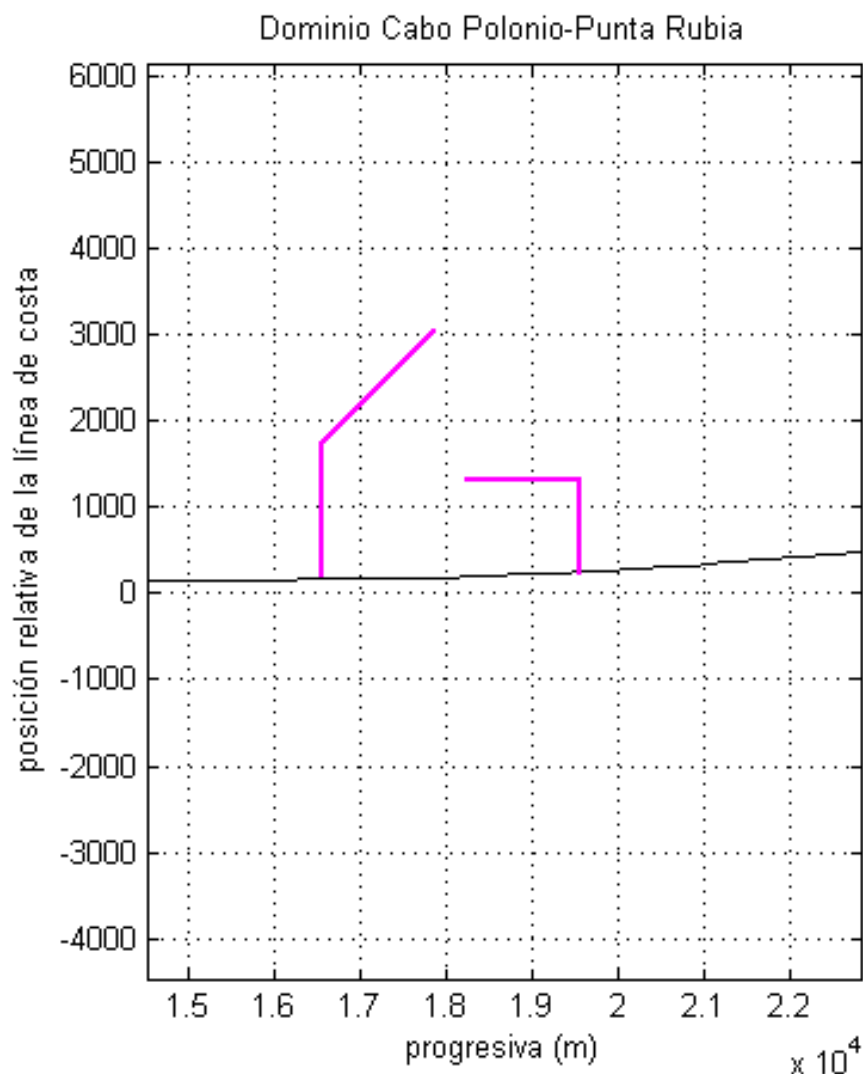


Figura 12.7: Representación de diques en GENESIS.

12.11.1.6. Resultados

Los resultados obtenidos en la modelación sin el puerto presentan una acumulación de sedimentos que no se percibe en la comparación de fotografías aéreas y satelitales, los cuales muestran que este tramo de costa es estable. A los efectos de estimar los cambios en la línea de costa debidos exclusivamente a la presencia del puerto, a los resultados de la modelación con el puerto se le resta la acumulación de sedimentos que se obtiene de correr el modelo sin el puerto.

En la tabla 12.10 se muestran los resultados obtenidos ajustando el transporte bruto del génesis con la fórmula del CERC ($k_1 = 0,4$) y ajustando el transporte neto del génesis con la fórmula del CERC ($k_1 = 1$). El parámetro k_2 del GENESIS no tiene influencias significativas en el transporte de sedimentos litoral para el escenario modelado en particular.

Los resultados obtenidos de ajustar el transporte neto ($k_1 = 1$) muestran que la acreción hacia el lado de Cabo Polonio podrá superar los 500 m en 10 años y hacia el lado de La Pedrera

la erosión podrá alcanzar los 370 m. El efecto del puerto se extiende hasta una distancia de 12 km del mismo para . Hacia el lado de La Pedrera, la erosión supera los 250 m, el efecto es notorio hasta el extremo del modelo (km 26,32).

En este caso, como se evalúa la erosión y acreción debido a la presencia del Puerto, se considera que es más adecuado ajustar el transporte neto.

La salida gráfica de los resultados obtenidos se muestra en el apéndice G.

Progresiva (km)	6	10	12	14	16	20	21	22	24	26
Distancia al puerto (km)	10	6	4	2	0	0	1	2	4	6
K1 = 0,4	1	57	149	308	334	-204	-228	-204	-104	-9
K1 = 1	78	247	390	556	494	-361	-369	-330	-175	-16

Tabla 12.10: Resultados de la modelación para $k_1 = 0,4$ y $k_1 = 1$. Avance o retroceso de línea de costa en distintos puntos del dominio (m).

12.11.1.7. Análisis de sensibilidad

Sensibilidad a la granulometría:

La granulometría considerada es la de Atlántica ($Dn_{50} = 0,53mm$), sin embargo, no se tienen datos de la zona puntual en donde se emplazará el puerto y la granulometría en todo el dominio considerado no es necesariamente la misma, por lo que se realiza un análisis de sensibilidad. Se compara la evolución de la línea de costa si se considera $Dn_{50} = 0,20mm$ y $Dn_{50} = 0,83mm$, diámetros nominales correspondientes a las playas de La Paloma y Arachania respectivamente.

El modelo es muy poco sensible a la granulometría, se tiene que el cambio en la posición de la línea de costa no supera los 10 m en el rango considerado.

Sensibilidad al ángulo del oleaje:

Se cuantifica la sensibilidad del modelo al ángulo del oleaje de entrada, moviendo toda la serie 5° hacia un lado y hacia otro. Se verifica que, en presencia del puerto, el modelo tiene una sensibilidad significativa al ángulo del oleaje (de 170 m hacia el mar o hacia la costa, a partir del resultado de la línea de costa sin cambiar el ángulo del oleaje incidente, según se corra el ángulo hacia un lado o hacia otro), sin embargo, sin el puerto, la variación en la línea de costa es mucho menor (de 5 m aproximadamente).

Sensibilidad al dominio:

Como puntos de cierre para el modelo de una línea de buscan puntos alejados del puerto, cercanos a puntos duros (puntas rocosas) y se corrobora que sean estables. Estos son tomados como fijos en el modelo. Se plantean tres dominios:

- Dominio 1: Desde Cabo Polonio hasta La Pedrera; se consideran ambos extremos fijos.
- Dominio 2: Desde Oceanía del Polonio hasta La Paloma; se consideran fijos ambos extremos e indicando la punta rocosa de La Pedrera.
- Dominio 3: Desde Oceanía del Polonio hasta Punta Rubia; se consideran fijos los extremos.

El dominio que va desde Cabo Polonio a La Paloma no se logra modelar adecuadamente y los resultados de variación en la línea de costa no son fiables, ya que, en la punta rocosa de La Pedrera, se tiene una erosión de 110 m.

El dominio se selecciona observando la variación de la línea de costa sin la presencia del puerto, y comparándola con la línea de costa inicial. En el dominio que va hasta Punta Rubia,

la línea de costa se aproxima más a la inicial por imposición de un punto fijo. Esta consideración se toma sabiendo que los valores de variación de la línea de costa pueden resultar mayores a los obtenidos en los bordes del modelo (ver tabla 12.11).

El modelo de una línea no representa adecuadamente las zonas donde los procesos de refracción-difracción son preponderantes. Por otro lado, el perfil de playa en la zona de Punta Rubia no es necesariamente el mismo que en la zona de El Palenque.

	Desde	Hasta	Variación (m)
Dominio 1	Cabo Polonio	La Pedrera	-174,0
Dominio 2	Cabo Polonio	La Paloma	-56,8
Dominio 3	Cabo Polonio	Punta Rubia	-15,9

Tabla 12.11: Variación de la línea de costa para cada dominio seleccionado.

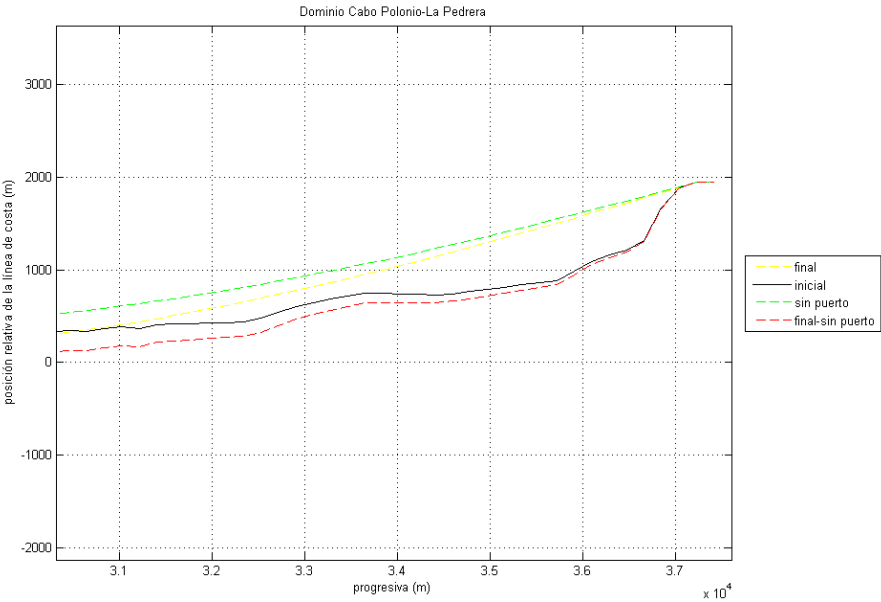


Figura 12.8: Dominio 1.

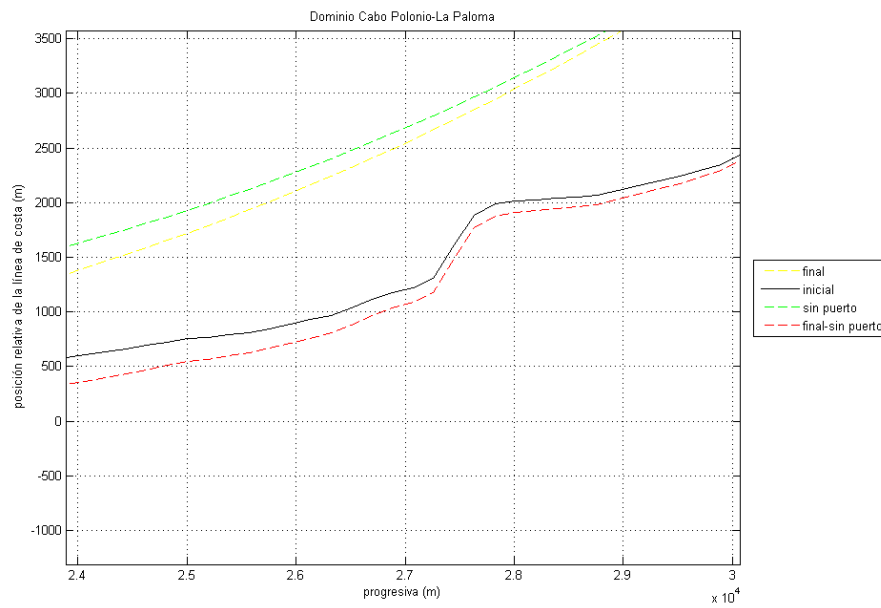


Figura 12.9: Dominio 2.

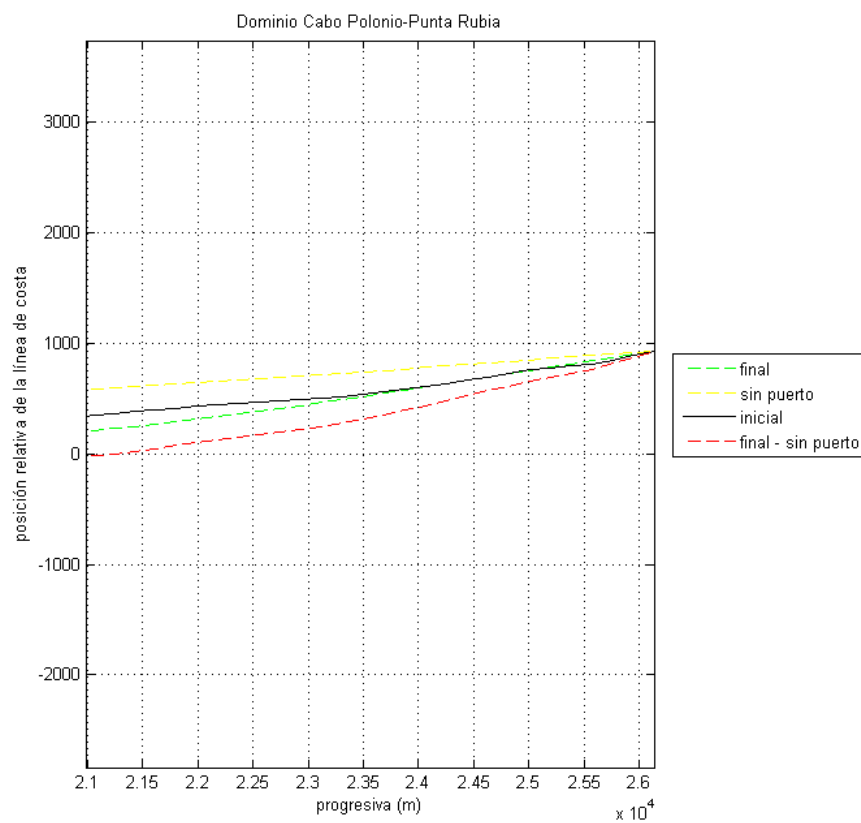


Figura 12.10: Dominio 3.

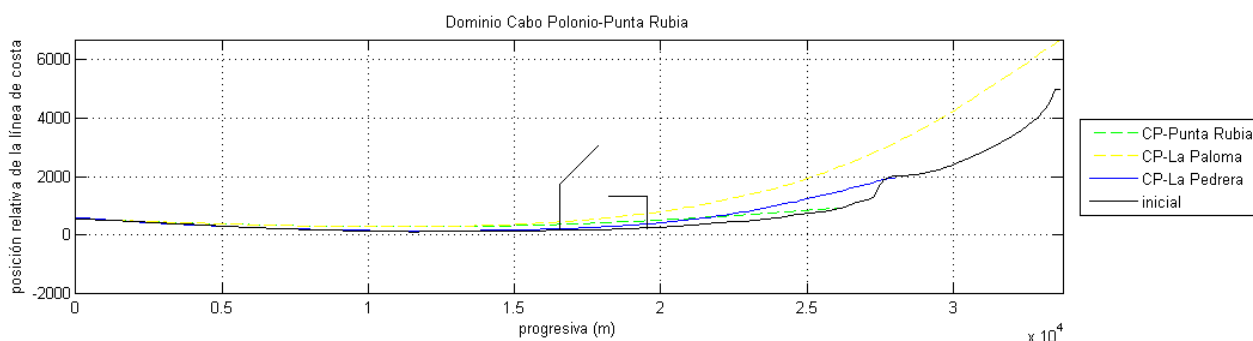


Figura 12.11: Posición inicial de la línea de costa para los distintos dominios considerados.

12.11.1.8. Conclusiones

En función de la observación de la evolución histórica del arco de playa Cabo Polonio-La Pedrera, puede concluirse que el mismo ha permanecido estable en toda su extensión en el período de tiempo analizado.

En base al análisis efectuado con el modelo de una línea se concluye que es esperable una modificación en la línea de costa por la presencia del puerto y que ésta será significativa.

Los resultados obtenidos con esta modelación son cualitativos y sirven para tener valores orientativos de las magnitud del cambio en la línea de costa. Los resultados confirman que el transporte neto de sedimentos es en la dirección SW en el arco de playa, por lo cual se generará acreción del lado de Cabo Polonio y erosión hacia el de La Pedrera.

La influencia del dique se extiende hasta varios kilómetros hacia ambos lados del puerto, del lado de La Pedrera esta influencia no se estaría representando adecuadamente debido a la imposición de un punto fijo.

A partir del análisis de sensibilidad a la granulometría se concluye que el modelo no presenta unagran sensibilidad a la misma, siendo los resultados de un orden menos a los obtenidos en la modificación de la línea de costa. Por otro lado, el ángulo del oleaje es un parámetro que tiene gran influencia en los resultados de la modelación, al modificar el ángulo en 5 grados se tienen variaciones en el cambio de la posición de la línea de costa del doble de distancia.

Es importante destacar que la selección del dominio tiene implicancias en los valores de variación en la línea de costa, sobre todo en los extremos del modelo. Particularmente, para estudiar la erosión en la playa de Punta Rubia (balneario turístico), se requiere la implementación de un modelo que permita ingresar series de oleaje en distintos puntos. El oleaje ingresado debería ser transportado con un modelo que considere la batimetría de la zona, versiones más actuales del modelo GENESIS permiten ingresar distintas series de oleaje en distintos puntos. Por otro lado, es importante tener mediciones de la posición de la línea de costa para poder calibrar el modelo.

Apéndice A

Validación de serie completa de niveles con serie de 8 años

Con el objetivo de utilizar la serie completa de datos de niveles para la caracterización del régimen extremal, se valida la misma con la serie continua más larga con un mínimo de tres registros diarios de nivel, a partir de ahora, la serie de 8 años.

Para la caracterización de régimen extremal se utiliza el método de picos sobre el umbral tanto para la serie de ocho años y como para la serie completa. Para determinar los umbrales se sigue la misma metodología que en oleaje. Tanto para la caracterización de máximos como de mínimos.

A.1. Caracterización de máximos

En las figuras A.1 y A.2 se muestran los gráficos utilizados para la selección del umbral para la serie de 8 años de datos, para lo cual se siguen los mismos criterios que para las anteriores caracterizaciones de régimen extremal. Se selecciona en función de estos criterios un umbral de $1,2 m$ PRH. En las figuras A.3 y A.4 se muestran los mismos gráficos pero para la serie completa de niveles. Del mismo modo, se selecciona un umbral de $1,4 m$ PRH. Los ajustes mediante GPD para la serie de 8 años y para la serie completa se muestran respectivamente en las figuras A.5 y A.6.

En la tabla A.1 se muestran los valores obtenidos para la tendencia media del ajuste de la GPD y el intervalo superior de confianza, para $Tr = 50$ años y $Tr = 100$ años, para la serie completa y la de ocho años. Se utilizan los resultados de la serie completa, ya que la de ocho años presenta valores más bajos y podría estar subestimando los niveles.

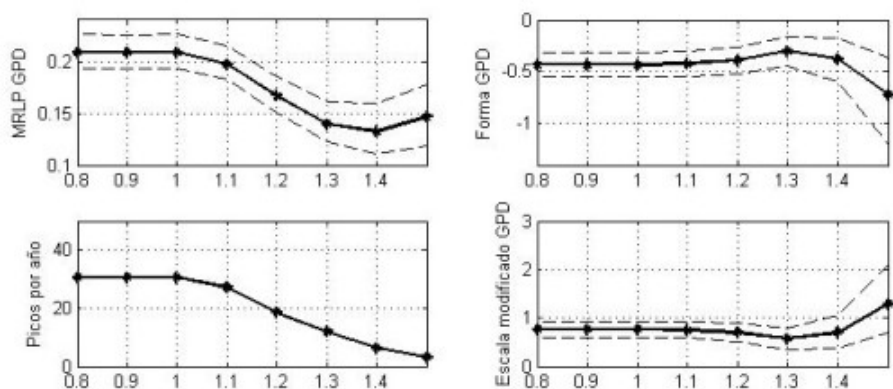


Figura A.1: Gráficos para selección de umbral para serie de 8 años de datos.

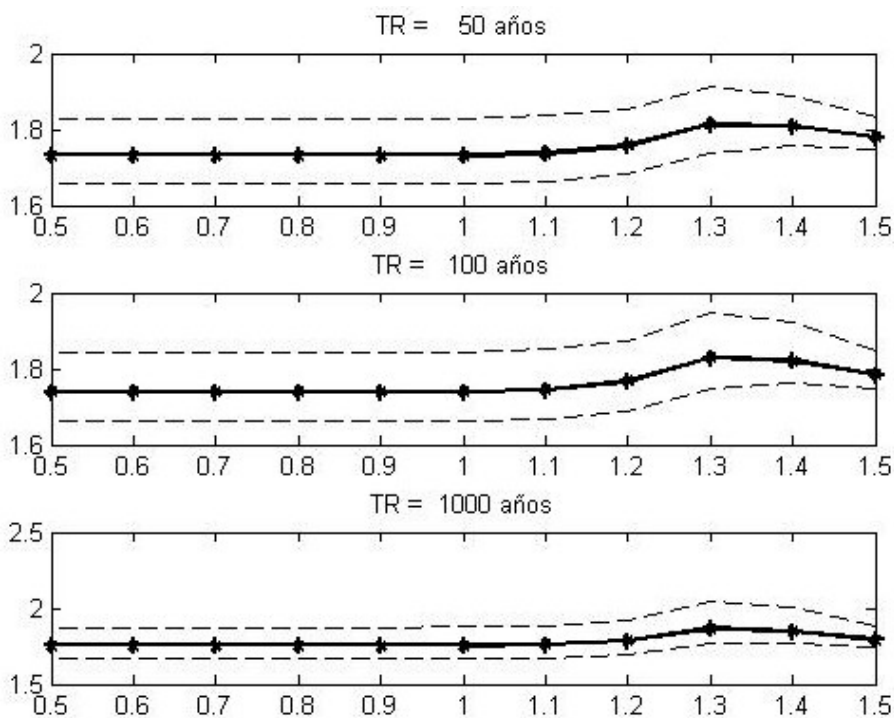


Figura A.2: Umbral-nivel para distintos períodos de retorno para serie de 8 años de datos.

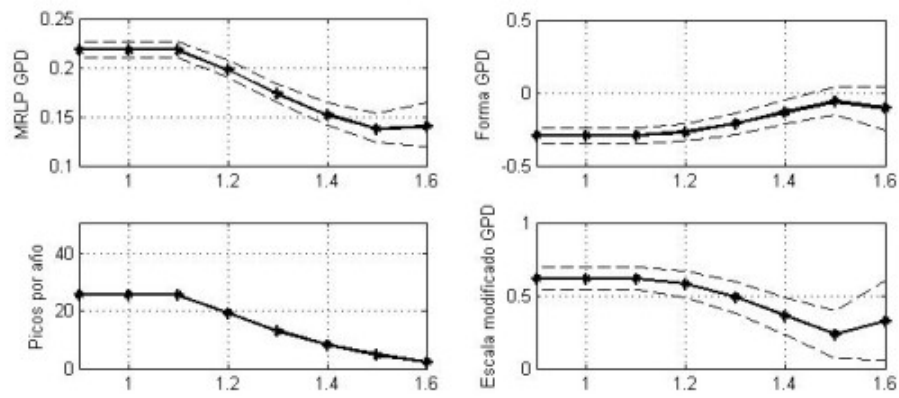


Figura A.3: Gráficos para selección de umbral para serie completa de datos de niveles.

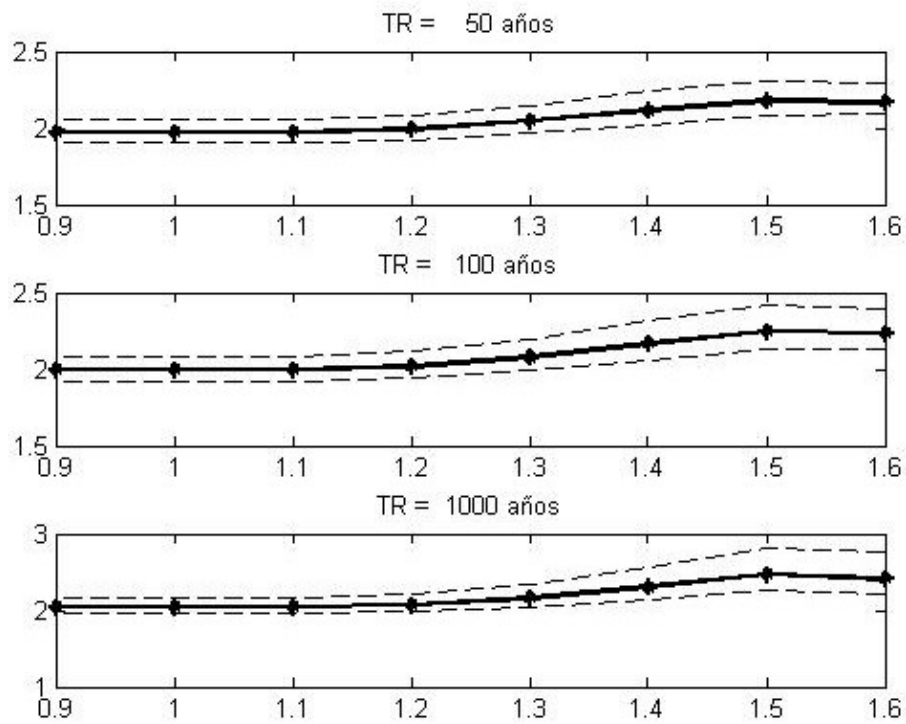


Figura A.4: Umbral-nivel para distintos períodos de retorno para serie completa de datos de niveles.

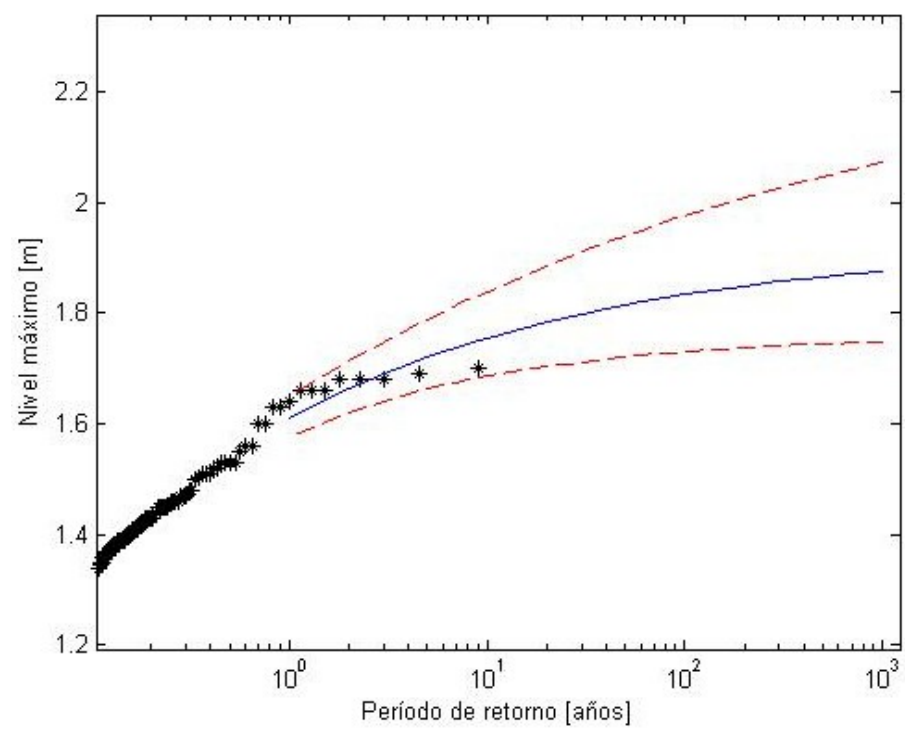


Figura A.5: Ajuste de GPD para serie de 8 años.

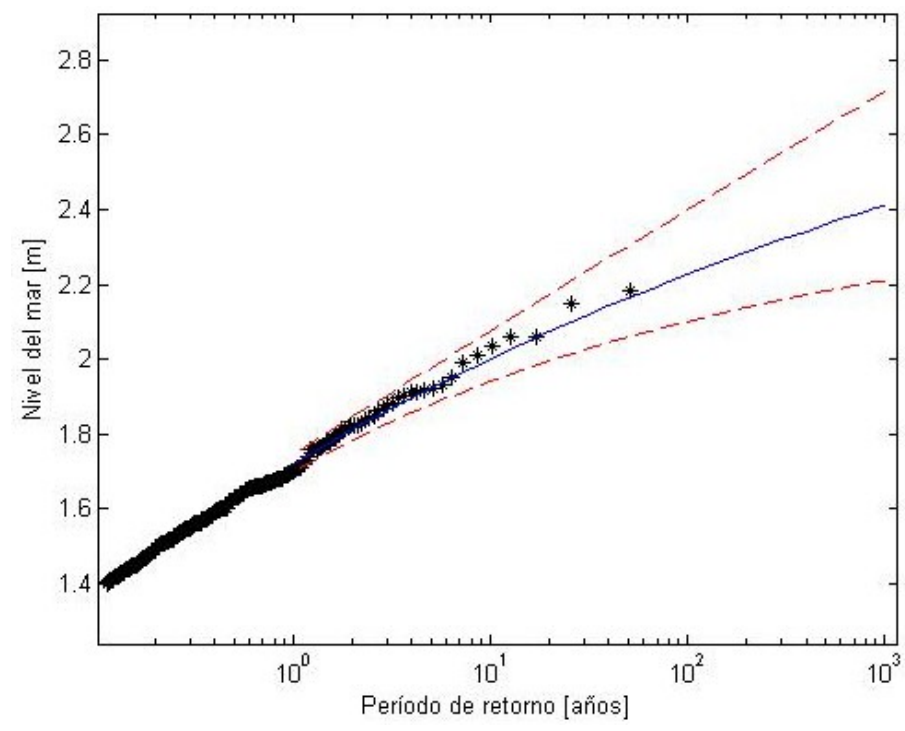


Figura A.6: Ajuste de GPD para serie completa.

	8 años		Serie completa	
Tr (años)	50	100	50	100
Tendencia media (m)	1,81	1,94	2,16	2,3
Tendencia superior (m)	1,83	1,98	2,23	2,4

Tabla A.1: Valores de niveles obtenidos para los umbrales seleccionados, para $Tr = 50$ años y $Tr = 100$ años (tendencia media e intervalo de confianza superior).

A.2. Caracterización de mínimos

La caracterización de los niveles mínimos se hace siguiendo una metodología análoga a la caracterización de áximos, pero aplicada a los valores de la serie multiplicados por -1.

De este modo, para la serie continua más larga, se obtiene que el valor umbral corresponde a 0,60 m, valor asociado al cuantil 0,0039 aproximadamente. Los datos de mínimos por debajo del umbral así obtenidos se ajustan, luego de multiplicados por -1, con una distribución generalizada de Pareto (ver figuras A.7, A.8 y A.9).

En el caso de la serie completa el valor umbral corresponde a 0,40 m. En la tabla A.2 se muestran los valores de nivel mínimo para periodos de retorno de 50 y 100 años, con la serie completa, con la de ocho años, y con la de ocho años con el parámetro de forma de la GPD igual a cero, esto es, ajustada con una distribución exponencial (lo cual se justifica observando que para el umbral de valor 0,40 m el parámetro de forma de la GPD es 0 en la A.7).

Los valores correspondientes a la serie de ocho años que se obtienen presentan niveles de mar muy bajo para el límite superior del intervalo de confianza. Sin embargo si se compara la serie completa con la serie de 8 años realizando el ajuste con el parámetro de forma igual a cero los valores obtenidos para niveles son prácticamente iguales. Estos son los que se utilizarán.

En las figuras A.11, A.12 y A.13 se muestran los gráficos utilizados para determinar el umbral de niveles y el ajuste de Pareto para cada uno de los umbrales seleccionados.

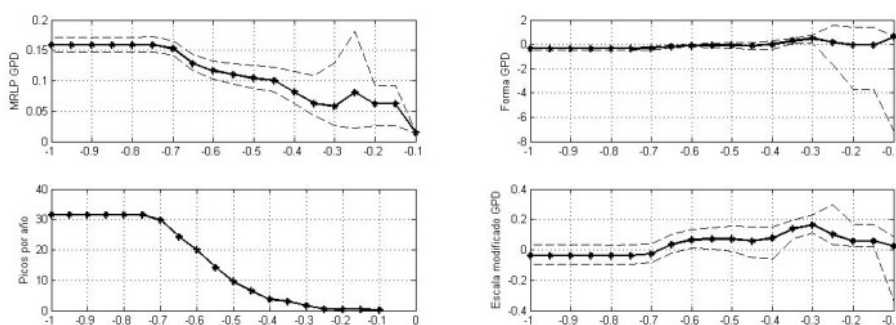


Figura A.7: Gráficos para selección de umbral de serie de mínimos de 8 años.

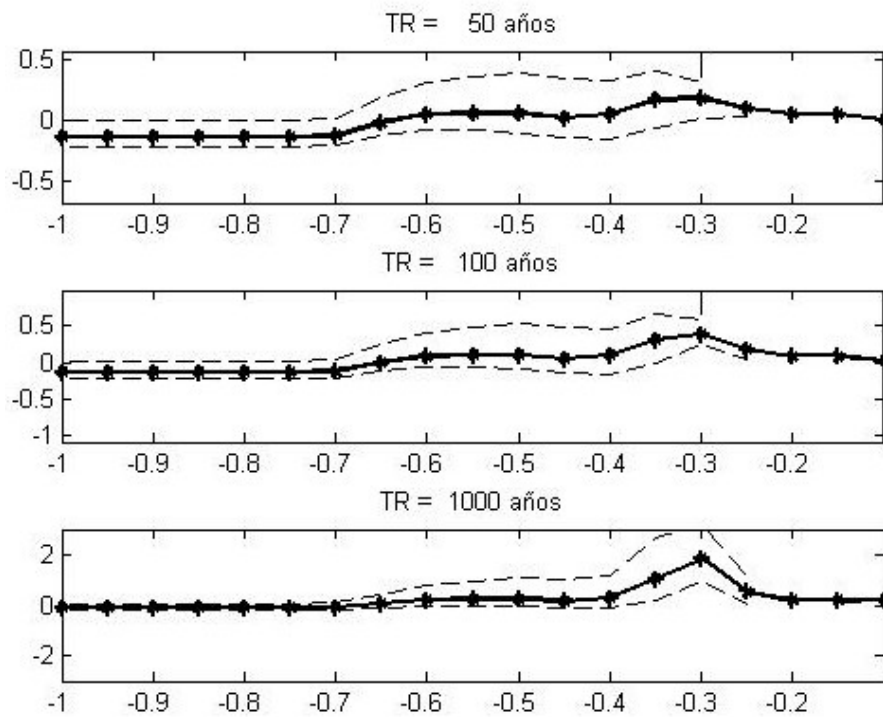


Figura A.8: Umbral-nivel para distintos períodos de retorno para serie de 8 años.

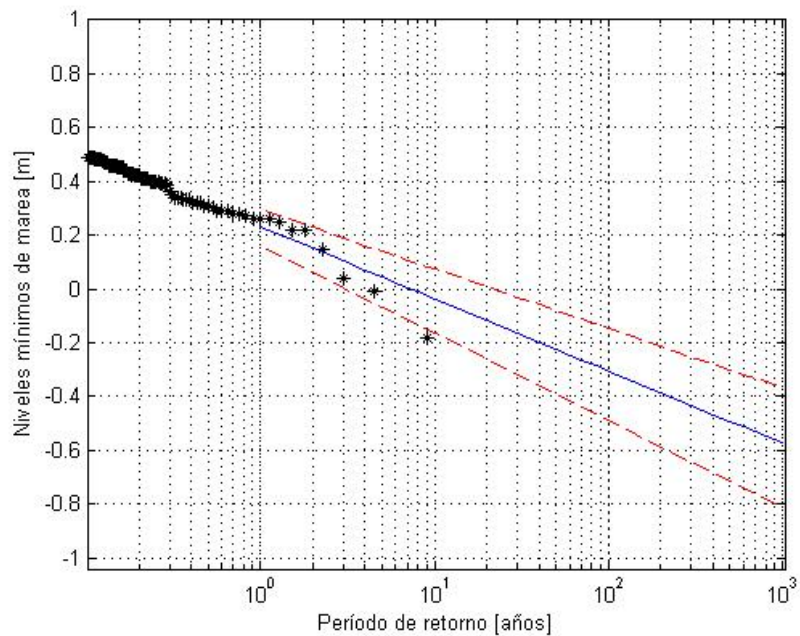


Figura A.9: Ajuste a GPD de niveles de mínimos para serie de 8 años.

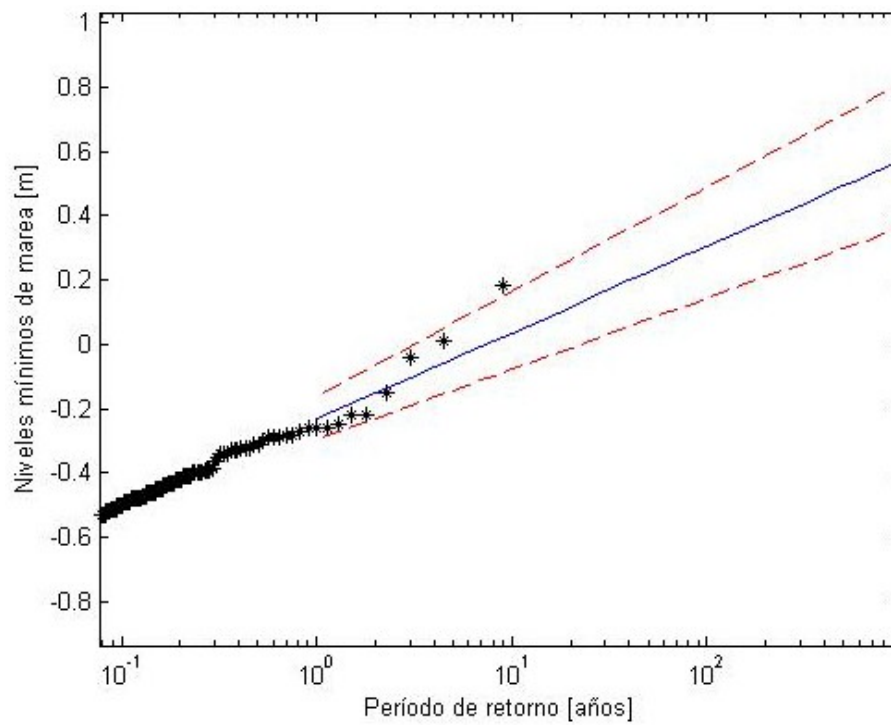


Figura A.10: Ajuste a GPD de niveles mínimos para serie de 8 años con parámetro de forma igual a 0.

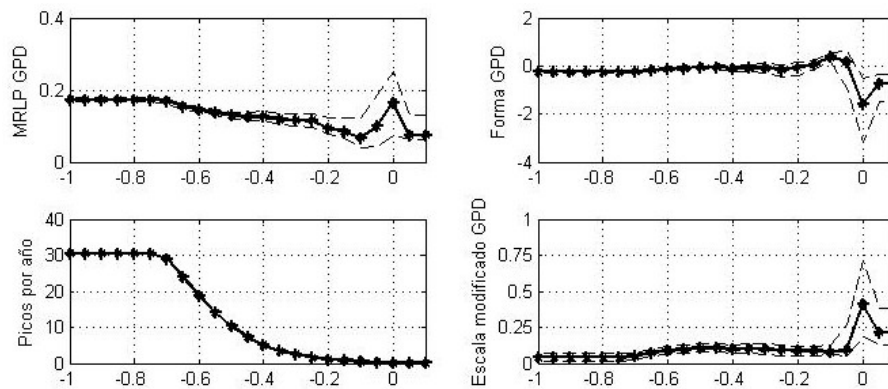


Figura A.11: Gráficos para selección de umbral para serie completa de niveles.

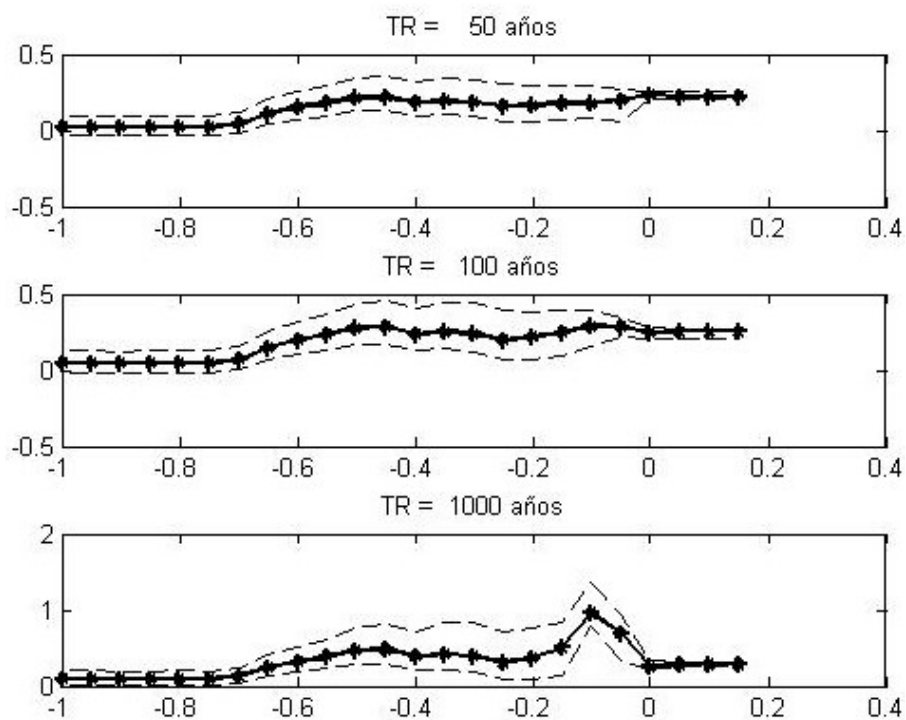


Figura A.12: Umbral-nivel para distintos períodos de retorno para serie completa.

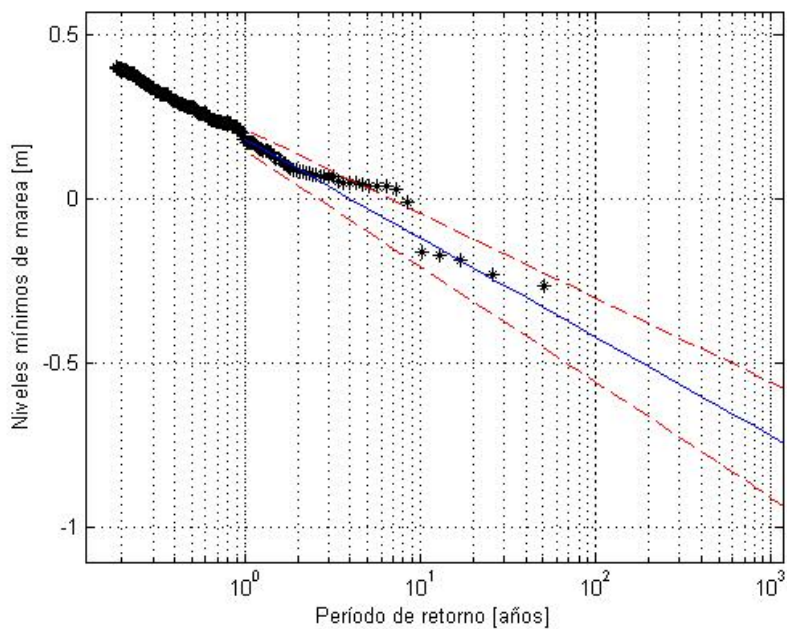


Figura A.13: Ajuste a GPD de niveles mínimos para serie completa.

	Superior Tr50	Tendencia media Tr50	Superior Tr100	Tendencia media Tr100
Nivel 8 años (m)	-0.63	-0.19	-0.82	-0.26
Nivel 8 años (m) K=0	-0.39	-0.22	-0.49	-0.31
Nivel serie completa (m)	-0.39	-0.23	-0.50	-0.30

Tabla A.2: Valores de niveles para períodos de retorno de 50 y 100 años (tendencia central y límite superior de intervalo de confianza).

A.3. Verificación de uniformidad

La serie completa de datos de niveles presenta algunos problemas con respecto a la calidad de los datos; presenta huecos en los registros, esto es, períodos de tiempo más o menos prolongados en los cuales no se cuenta con mediciones; el número de registros diarios es variable. Esto puede llevar a que la caracterización estadística de la serie de niveles no sea representativa del fenómeno real, ya que por la presencia de huecos en el registro se pueden estar perdiendo fenómenos estacionales, por ejemplo.

Como primer paso para verificar si la totalidad de la serie de datos es utilizable, se calcula la cantidad de días con datos para cada mes del año, y se divide entre el intervalo de tiempo que abarca la serie de datos, en años, calculado como la suma de los intervalos de tiempo abarcados por cada una de las series continuas que la conforman. Esto se compara con la cantidad de días promedio por mes. El resultado se muestra en la figura A.14.

Según se puede ver en el gráfico, los valores para la totalidad de la serie se apartan en cierta medida de los valores esperados. Esto significa que ciertos meses del año tienen más datos de los que deberían tener y otros menos de los que deberían tener para estar igualmente representados en la serie. En la siguiente tabla se resume el apartamiento de la serie con respecto a lo esperado de una serie uniforme, expresado como porcentaje de la cantidad de días esperada.

Del análisis anterior se puede ver que al mayor apartamiento por exceso se da en el mes de agosto, siendo de un 6,11 %, mientras que el mayor apartamiento por defecto se da en el mes de febrero, siendo de un 5,72 %.

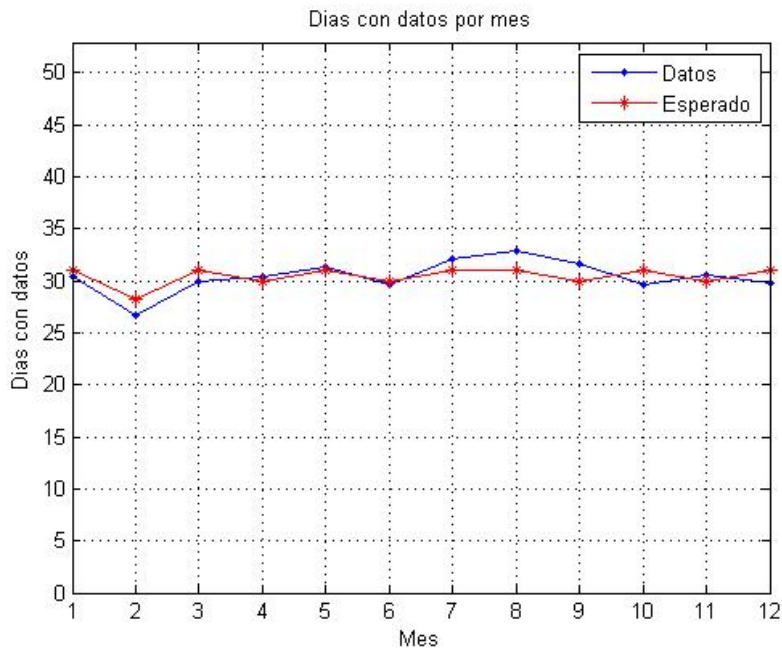


Figura A.14: Desvío de los datos por mes respecto a lo esperado.

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
Valor obtenido (días/mes)	30,46	26,64	29,90	30,39	31,39	29,56
Valor esperado (días/mes)	31,00	28,25	31,00	30,00	31,00	30,00
Apartamiento (%)	-1,74	-5,72	-3,55	1,31	1,24	-1,46

Mes	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Valor obtenido (días/mes)	32,15	32,89	31,57	29,61	30,48	29,76
Valor esperado (días/mes)	31,00	31,00	30,00	31,00	30,00	31,00
Apartamiento (%)	3,71	6,11	5,22	-4,50	1,61	-3,99

Tabla A.3: Comparación con comportamiento esperado.

A.4. Estacionalidad

Con el umbral seleccionado del análisis de la serie continua de ocho años, se extrae la serie de picos para la totalidad de los datos, así como para la serie continua más larga. Una vez obtenidas estas dos series de picos, se compara la estacionalidad de las mismas, esto es, la cantidad de picos por mes, para verificar si tienen o no un comportamiento similar. En las figuras A.15a y A.15b se presentan los histogramas correspondientes a picos sobre el umbral para cada estación, para la serie de ocho años y la serie completa respectivamente.

Según se puede ver ambas series presentan un comportamiento similar, aunque con algunas discrepancias. Los meses con más picos en el año corresponde a abril, mayo y junio para ambas series. Estos meses presentan para la serie completa una cantidad de días con datos por mes muy cercana a la esperada, con desviaciones de 1,46 % como máximo. Para el resto de los meses, las desviaciones máximas de la cantidad de días con datos esperadas son de un 6,11 %, por lo

que es esperable que la estacionalidad obtenida de la serie completa sea representativa de la realidad.

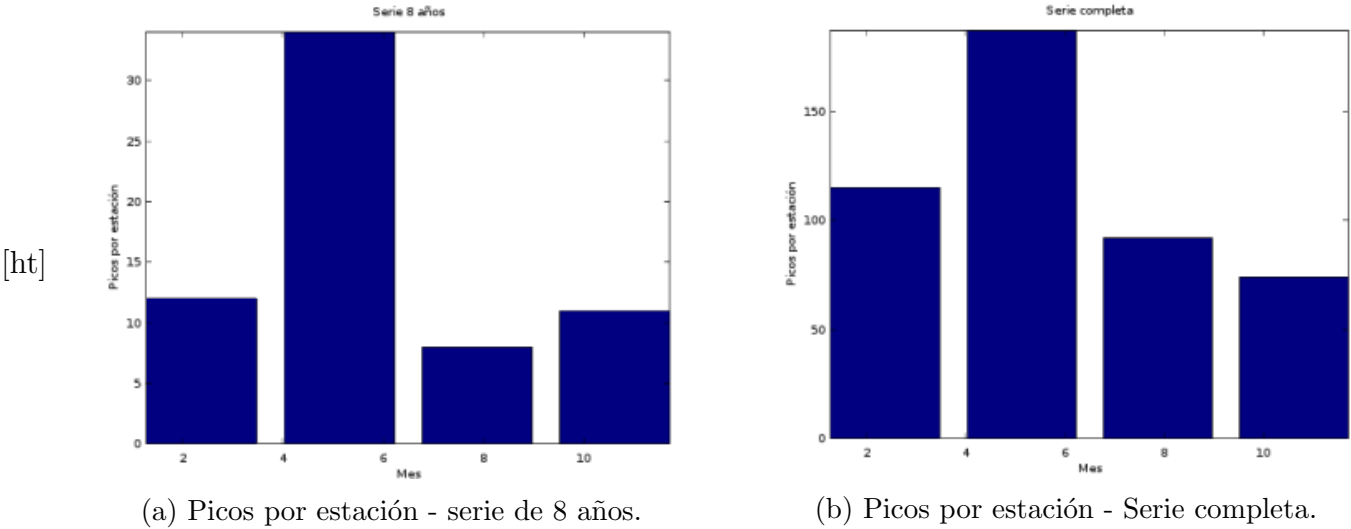


Figura A.15: Picos por estación.

Apéndice B

Análisis de desfase

La componente de la velocidad perpendicular a la costa (ver figura B.2), presenta un ajuste poco satisfactorio. Por otro lado, la componente de velocidad paralela a la costa tiende a ajustarse mejor, pero se puede evidenciar un cierto desfase entre la simulación y la serie de datos de reanálisis.

En función de lo anterior, se verifica si mejora la correlación de las componentes de velocidad realizando un desfase de los datos. Para esto, se mueven los datos hacia atrás en el tiempo de a una hora, y se realiza la comparación correspondiente, con ayuda de diagramas de Taylor.

Las series temporales de velocidad simulada se corren hacia atrás en el tiempo desde 1 hasta 23 horas, de a una hora. Cada nueva serie obtenida se identifica con una letra desde la B (1 hora) hasta la X (23 horas) respectivamente. Según se puede observar en las figuras B.3 y B.4, la máxima correlación se alcanza en la serie P, la que corresponde a un desfase de 15 horas, teniendo el coeficiente de correlación un valor de 0,63 aproximadamente. La serie de velocidades perpendiculares a la costa no mejora su correlación con el desfase, pasando a tener un coeficiente de correlación negativo.

Para la simulación en estudio se compara también el clima de corrientes con el de la serie de calibración. Esto se hace mediante la utilización de un gráfico cuantil-cuantil, donde se representan los cuantiles de la serie de velocidades del reanálisis contra los cuantiles de la serie de velocidades simulada, considerando los módulos de las mismas. De ajustarse a la misma distribución estadística, esto es, tener un clima de corrientes estadísticamente comparable, se espera que los cuantiles de la serie de velocidades simulada se acerquen a una recta de pendiente 1. El resultado de esta comparación se muestra en la figura B.8. De este gráfico puede concluirse que el clima de corrientes simulado no es comparable en sentido estadístico con el de la serie de velocidades de reanálisis utilizadas para calibrar.

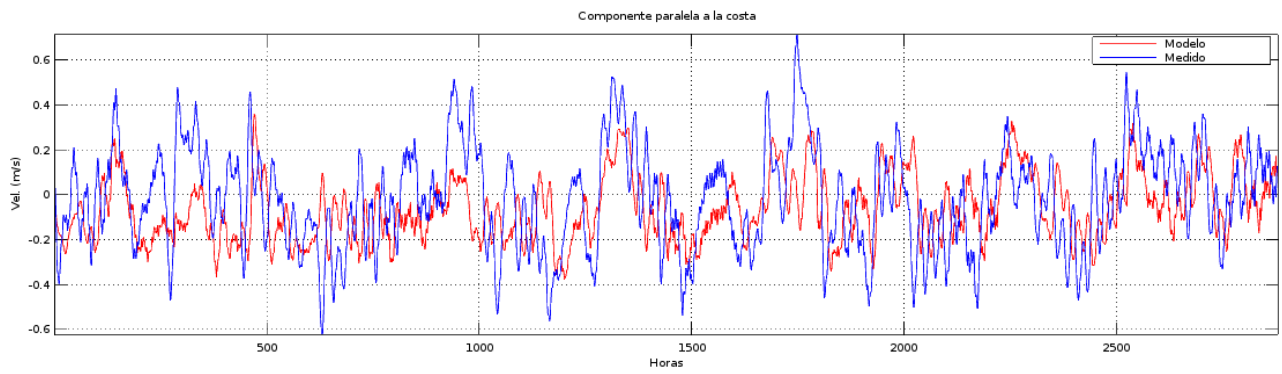


Figura B.1: Comparación de componente de velocidad paralela a la costa.

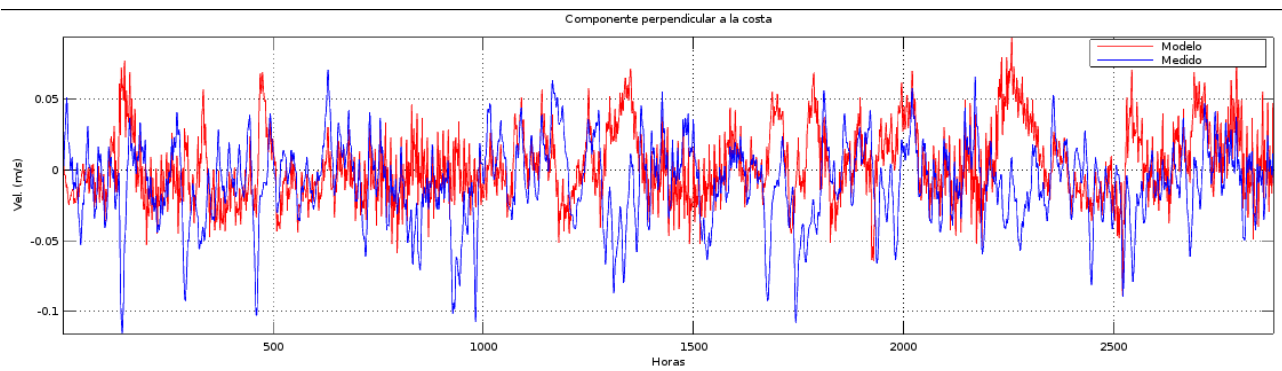


Figura B.2: Comparación de componente de velocidad perpendicular a la costa.

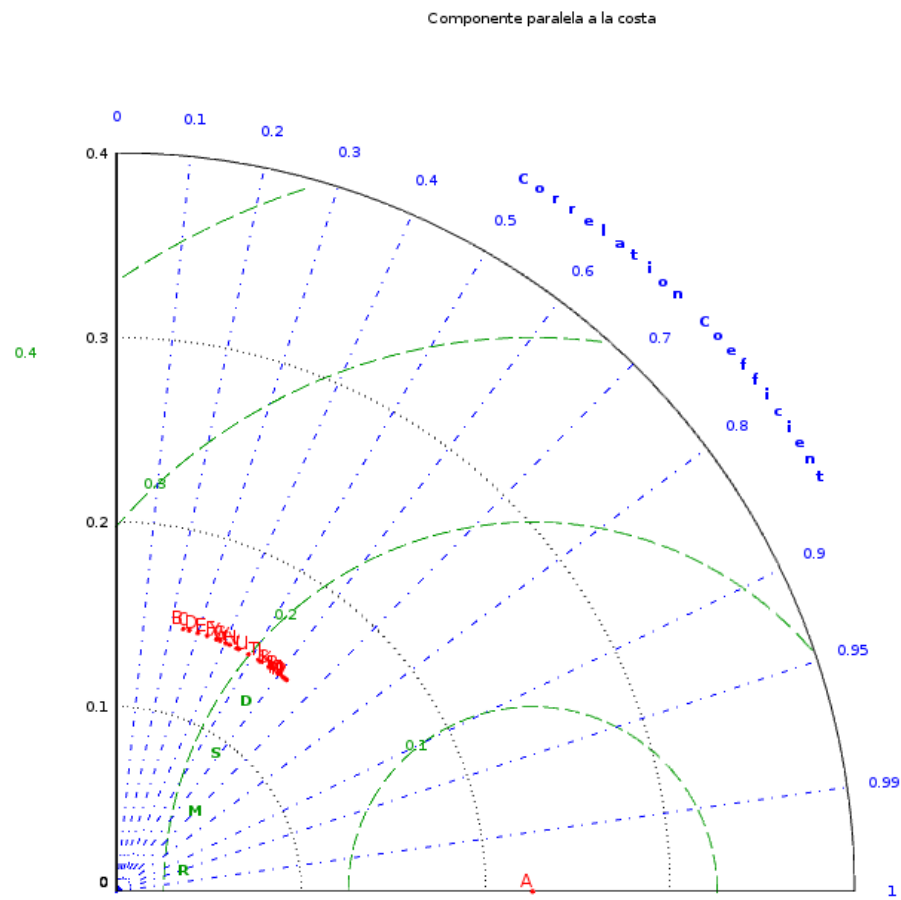


Figura B.3: Diagrama de Taylor para desfase de componente de velocidad paralela a la costa.

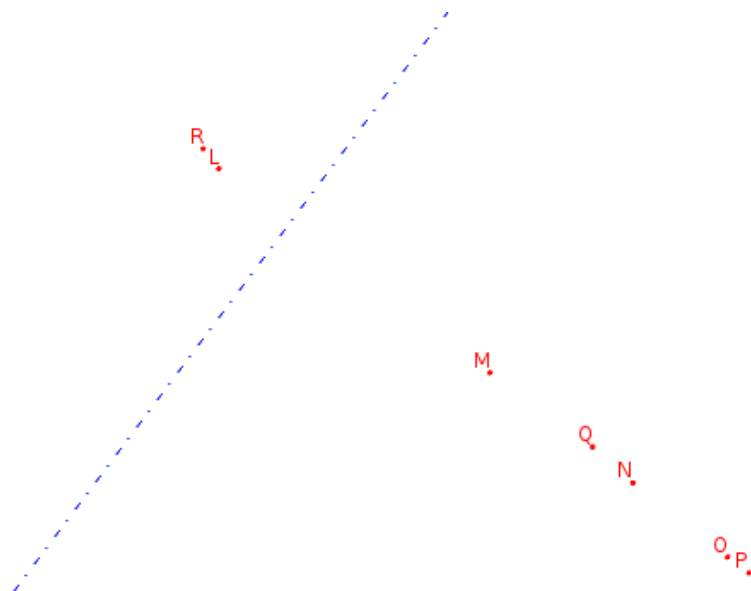


Figura B.4: Acercamiento de puntos con mayor coeficiente de correlación para componente de velocidad paralela a la costa.

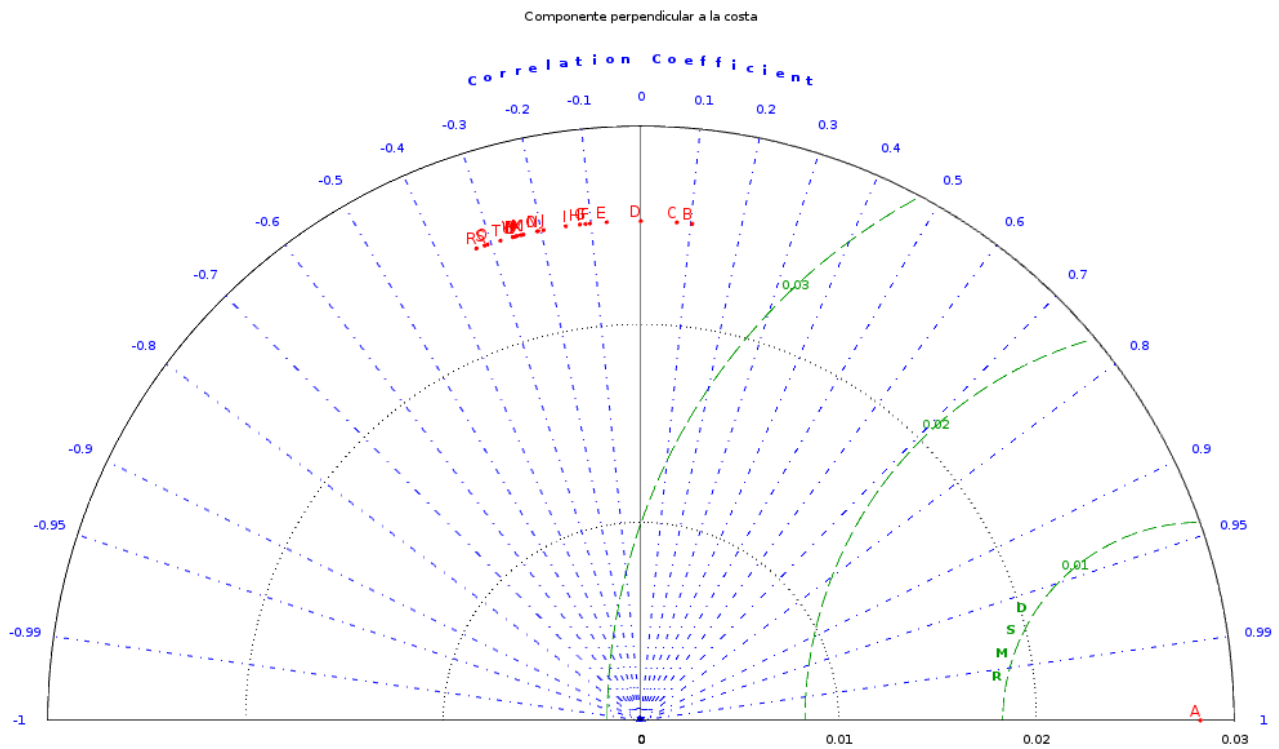


Figura B.5: Diagrama de Taylor para desfasaje de velocidad perpendicular a la costa.

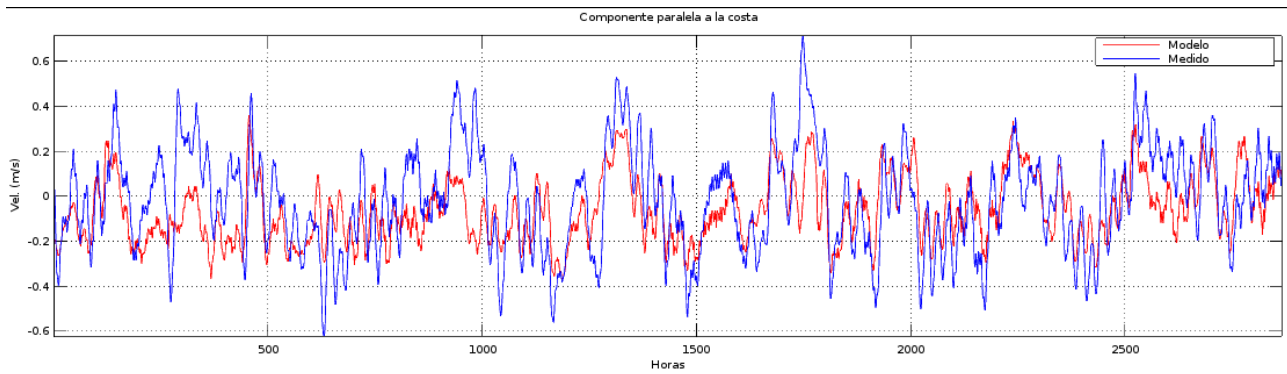


Figura B.6: Comparación de componente de velocidad paralela a la costa desfasada 15 horas.

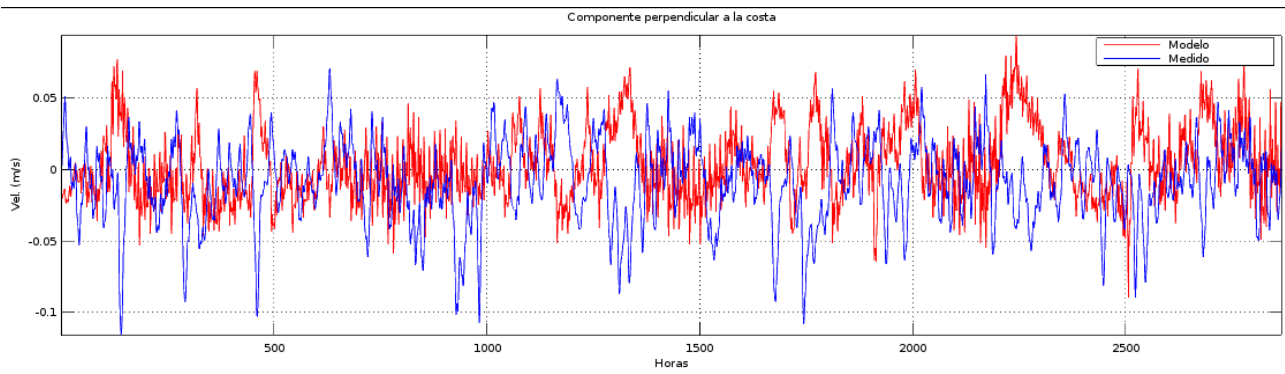


Figura B.7: Comparación de componente de velocidad perpendicular a la costa desfasada 15 horas.

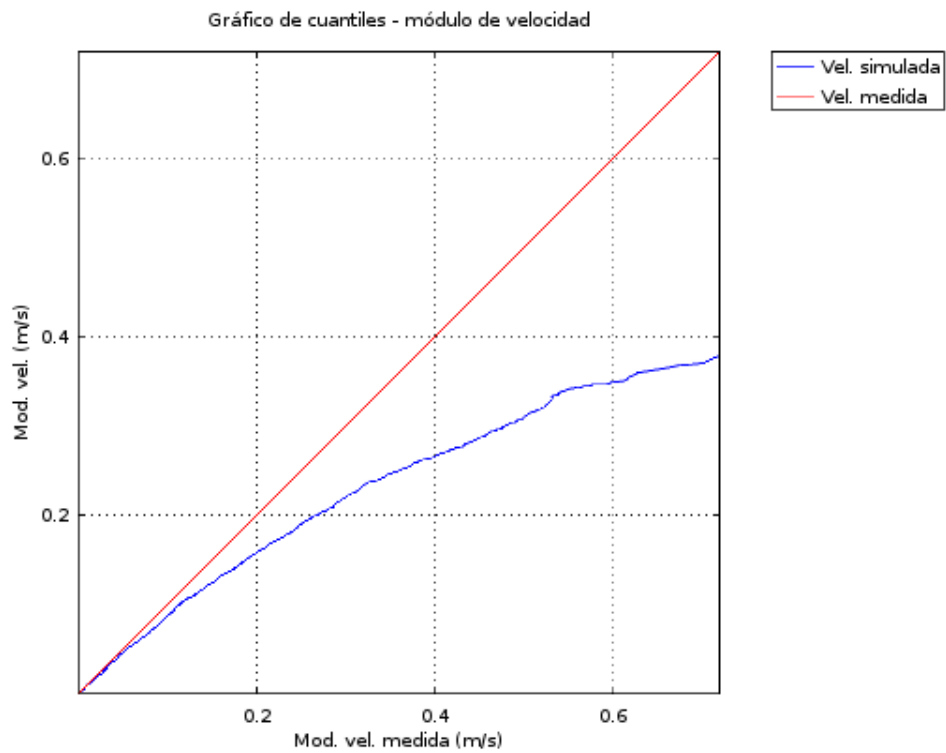


Figura B.8: Gráfico de cuantiles para módulo de velocidad en simulación "S".

Apéndice C

Análisis de formulaciones de dimensionado de piezas de la coraza de los diques de abrigo

Existen varias formulaciones para la determinación del peso de las piezas del manto principal de los diques de abrigo. Las de mayor aplicación son la fórmula de Hudson, que aplica tanto para mantos de escollera como de cubos de hormigón, la fórmula de Van der Meer para escollera, la fórmula de Van der Meer para cubos de hormigón y la fórmula de Lozada para cubos de hormigón. El objetivo del presente apéndice es evaluar cada una de estas formulaciones y la sensibilidad del resultado de las mismas a los parámetros involucrados en el cálculo.

Los puntos claves en estas formulaciones son:

- La influencia de la profundidad: requiere especial cuidado debido a los complejos fenómenos implicados, como es el impacto en los taludes donde se produce asomeramiento y rotura, que puede modificar la respuesta estructural y la estabilidad de los mismos.
- Cada formulación tiene sus propias condiciones de validez y rangos de aplicación específicos. Para el diseño es necesario verificar el cumplimiento de las hipótesis de cada formulación. Es recomendable realizar un análisis de sensibilidad de modo de poder identificar cuáles podrían ser las fuentes de incertidumbre en el cálculo.
- Efecto de la oblicuidad del oleaje incidente sobre la estabilidad del manto principal. Los taludes expuestos a oleaje oblicuo deberían ser ensayados con modelos físicos.
- Son formulaciones para diseño conceptual, el cual se debe verificar y optimizar con la implementación de un modelo físico.
- La densidad y porosidad del manto principal no están incluidos directamente en las fórmulas, aunque pueden tener un efecto sobre la estabilidad. Una menor porosidad puede conducir a una mayor estabilidad. Por otro lado, un incremento de la porosidad puede conducir a un decrecimiento de la estabilidad debido al aumento en la energía de disipación o bajar la estabilidad por reducción en la trabazón y bloqueo de las piezas.
- La forma de la roca de escollera o piezas de hormigón también afectan la estabilidad.
- El efecto de la densidad de la roca está incluido directamente en las fórmulas. El uso de rocas de alta densidad resulta en piezas más pequeñas y por lo tanto menor espesor de capa. En general, las fórmulas que se presentan en este apartado se consideran válidas hasta valores de $\Delta = 2$. Para valores bajos de Δ también son válidas las ecuaciones, hasta

$\Delta = 1$. Sin embargo, si se tratara de roca habría que verificar la rotura y abrasión, ya que en las formulaciones no son tenidas en cuenta.

C.1. Fórmula de Hudson

La fórmula de Hudson se basa en pruebas con modelos de oleaje regular sobre estructuras de roca son sobrepasamiento, con núcleo permeable. Se da la relación entre el peso medio de las piezas del manto de protección y la altura de ola significativa a pie de dique y diversos parámetros estructurales relevantes.

$$W_{50} = \frac{\rho_r g H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad (C.1)$$

Donde K_D es el coeficiente de estabilidad (adimensional), ρ_r es la densidad aparente de la roca o bloques de hormigón (kg/m^3), Δ es la densidad relativa sumergida (adimensional) y α es el ángulo del talud.

La mayor ventaja de la formula de Hudson es la simplicidad y el amplio rango de piezas del manto y configuraciones para cada valor de K_D . Esta fórmula tiene, sin embargo, limitaciones:

- Uso para oleaje regular.
- No tiene en cuenta el período de la onda ni la duración de la tormenta.
- No describe el nivel de daño.
- Sólo es aplicable a estructuras no sobrepasables y con núcleo permeable.

C.2. Fórmula de Van der Meer

Van der Meer desarrolló formulaciones para condiciones de aguas profundas y para condiciones de aguas poco profundas. La transición entre aguas profundas y aguas poco profundas se puede definir como el punto donde se cumple la relación $h = 3H_s$, donde h es la profundidad a pie de dique y H_s es la altura de ola significativa a pie de dique. Se realiza un análisis comparativo y de sensibilidad tanto para la formulación en aguas profundas como en aguas someras.

C.2.1. Aguas profundas

La formulación distingue entre oleaje rompiendo en 'plunging' o en 'surging'.

$$\frac{H_s}{\Delta D n_{50}} = c_{pl} P^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \zeta_m^{-0,5} \text{ Plunging} \quad (C.2)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D n_{50}} = c_s P^{-0,13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot(\alpha)} \zeta_m^P \text{ Surging} \quad (C.3)$$

Donde N es el número de olas incidentes sobre el dique en la duración de la tormenta, H_s es la altura de ola significativa al pie de la estructura (m), ζ_m es el número de Iribarren calculado como $\zeta_m = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{2\pi/(gH_s T_m^2)}}$, α es la pendiente del talud exterior ($^\circ$), Δ es la densidad

relativa sumergida de las piezas de la coraza, P es la permeabilidad de la estructura, $c_{pl} = 6, 2$, $c_s = 1, 0$.

La transición entre 'plunging' y 'surging' se valora con el número de Iribarren crítico ($\zeta_{cr} = \left(\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0,31} \sqrt{\tan(\alpha)}\right)^{\frac{1}{P+0,5}}$)

Parámetro	Símbolo	Rango
Pendiente	$\tan\alpha$	1:6-1:1,5
Número de olas	N	$< 7,500$
Pendiente ficticia de ola basada en T_m	S_{om}	0,01-0,06
Número de Iribarren usando T_m	ζ_m	0,7-7
Densidad relativa sumergida	Δ	2-2,1
Profundidad relativa a pie de dique	h/H_s	> 3
Parámetro de permeabilidad	P	0,1-0,6
Graduación de armadura	Dn_{85}/Dn_{15}	$< 2, 5$
Nivel de daño sobre duración de tormenta	$S_d/\sqrt{N}$	$< 0, 9$
Número de estabilidad	$H_s/\Delta Dn_{50}$	1-4
Parámetro de nivel de daño	S_d	$1 < S_d < 30$

Tabla C.1: Rango de parámetros para formulación de Van der Meer para aguas profundas.

C.2.2. Aguas poco profundas

Para el caso de aguas poco profundas la fórmula de Van der Meer queda de la siguiente manera:

$$Dn_{50} = \frac{H_s}{\Delta} \left(c_{pl} P^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\zeta_{s-1,0})^{-0,5} \right)^{-1} \text{ para } \zeta_m < \zeta_{cr} \quad (C.4)$$

$$Dn_{50} = \frac{H_s}{\Delta} \left(c_s P^{-0,13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot(\alpha)} (\zeta_{s-1,0})^P \right)^{-1} \text{ para } \zeta_m \geq \zeta_{cr} \quad (C.5)$$

Donde $H_{2\%}$ es la altura de ola superada un 2 % del tiempo (m) y se puede estimar como $1,4H_s$, $c_{pl} = 8,4$ y $c_s = 1,3$.

Parámetro	Símbolo	Rango
Pendiente	$\tan\alpha$	1:4-1:2
Número de olas	N	$< 3,000$
Pendiente ficticia de ola basada en T_m	S_{o1}	0,01-0,06
Número de Iribarren usando T_m	ζ_m	1-5
Número de Iribarren usando T_{m-1}	ζ_{s-1}	1,3-6,5
Cociente de altura de ola	$H_{2\%}/H_s$	1,2-1,4
Altura de ola en a. prof. sobre prof. de agua a pie de dique	H_{s0}/h	0,25-1,5
Graduación de armadura	Dn_{85}/Dn_{15}	1,4-2,0
Ratio entre núcleo y armadura	$Dn_{50,core}/Dn_{50}$	0-0,3
Número de estabilidad	$H_s/\Delta Dn_{50}$	0,5-4,5
Parámetro de nivel de daño	S_d	< 30

Tabla C.2: Rango de parámetros para formulación de Van der Meer para aguas poco profundas.

C.3. Losada

Se presenta a continuación la formulación propuesta por Losada. Para los casos en que el oleaje incidente es oblicuo, Losada plantea una corrección con el ángulo del talud. Se recomienda utilizar esta corrección para ángulos de incidencia menores a 40° . En caso de ángulos mayores se recomienda tomar, de forma conservadora, 40° . Pendiente del talud

$$\frac{W}{\gamma H_i^3 R_s} = A (I_r - I_{r0}) e^{B(I_r - I_{r0})} \quad (C.6)$$

$$R_s = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (C.7)$$

$$S_r = \rho_s / \rho \quad (C.8)$$

$$I_{r0} = 2,654 \tan(\alpha) \quad (C.9)$$

$$I_{r,crit} = I_{r0} - \frac{1}{B} \quad (C.10)$$

$$\Psi_{max} = \frac{-A}{Be} \quad (C.11)$$

C.4. Comparación de los resultados obtenidos con las distintas formulaciones

Se presentan en las figuras C.1, C.2, C.3, C.4, C.5 y C.6 los gráficos del peso medio de las piezas de la coraza en función de la altura de ola ($Wn_{50} - H_s$) para los distintos tramos y las diferentes formulaciones.

C.4. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON LAS DISTINTAS FORMULACIONES

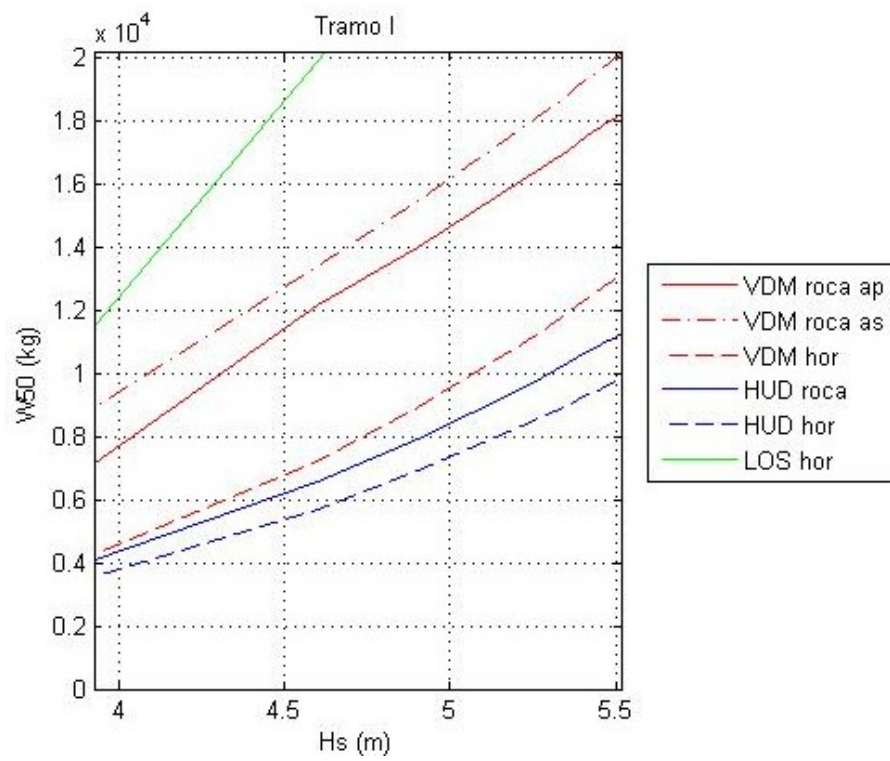


Figura C.1: Wn_{50} en función de H_s - Tramo I.

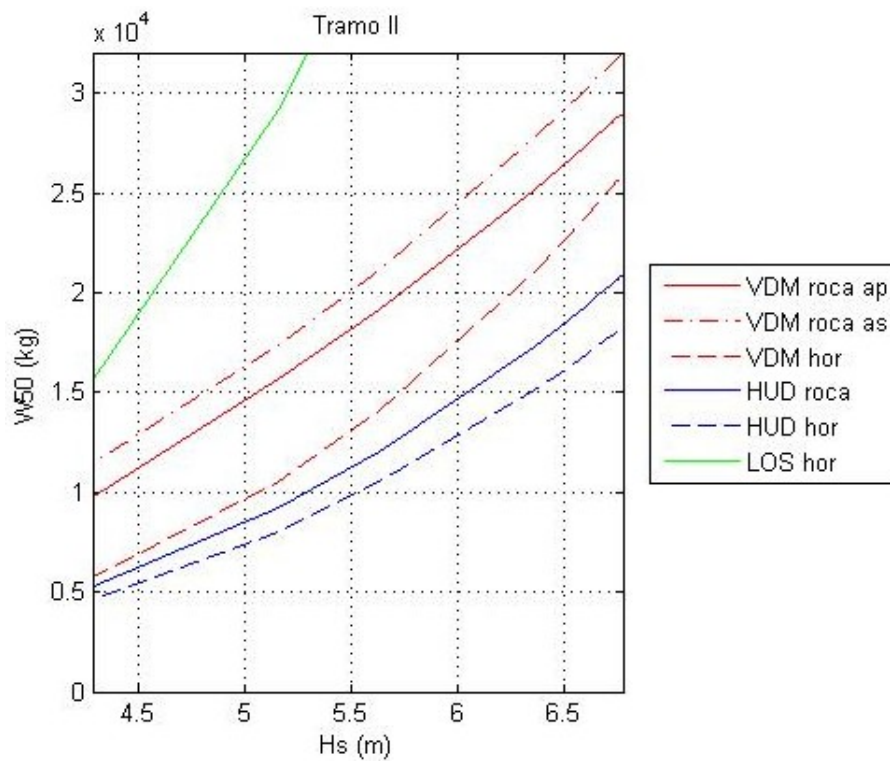


Figura C.2: Wn_{50} en función de H_s - Tramo II.

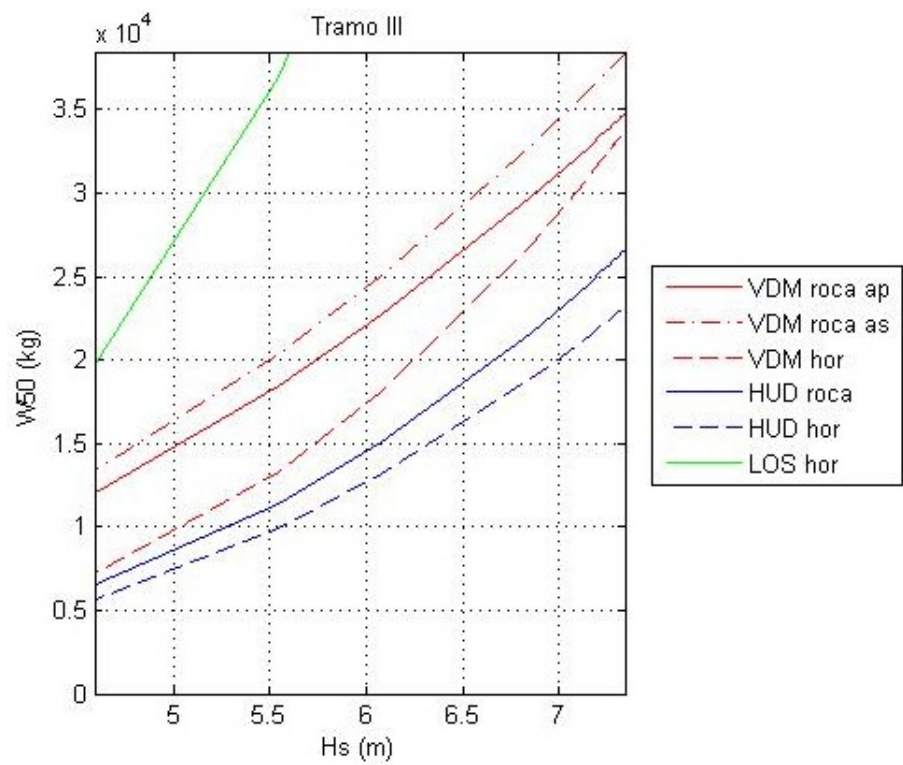


Figura C.3: $W_{n_{50}}$ en función de H_s - Tramo III.

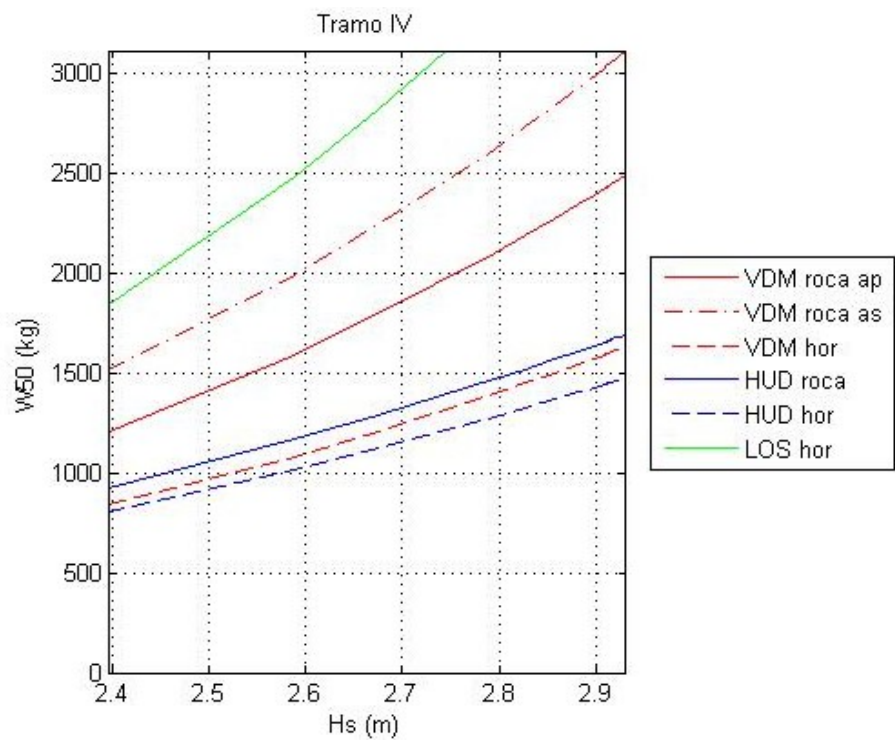


Figura C.4: $W_{n_{50}}$ en función de H_s - Tramo IV.

C.4. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON LAS DISTINTAS FORMULACIONES

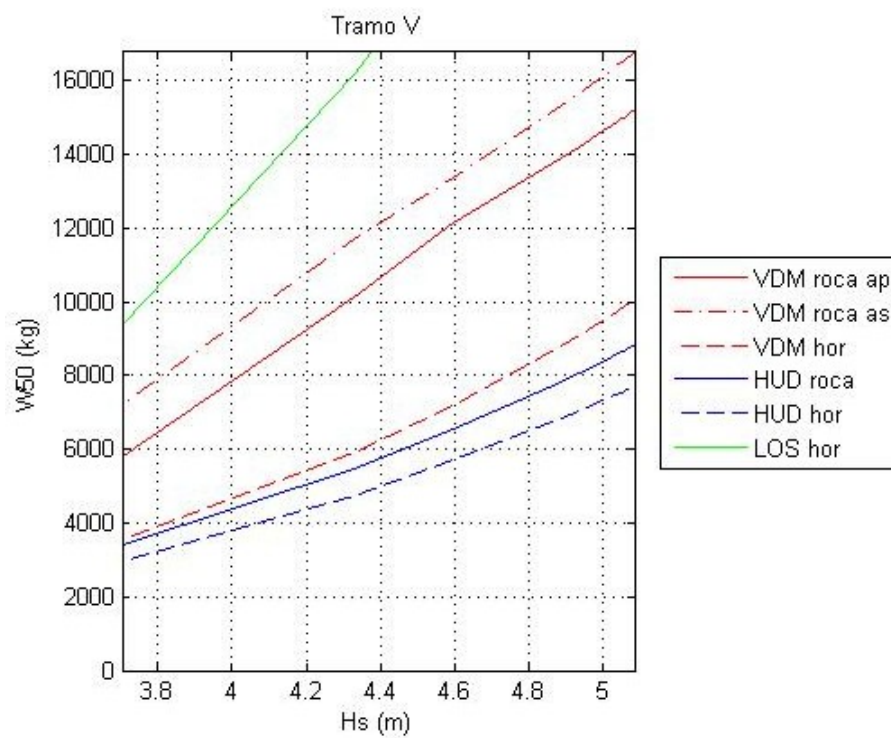


Figura C.5: Wn_{50} en función de H_s - Tramo V.

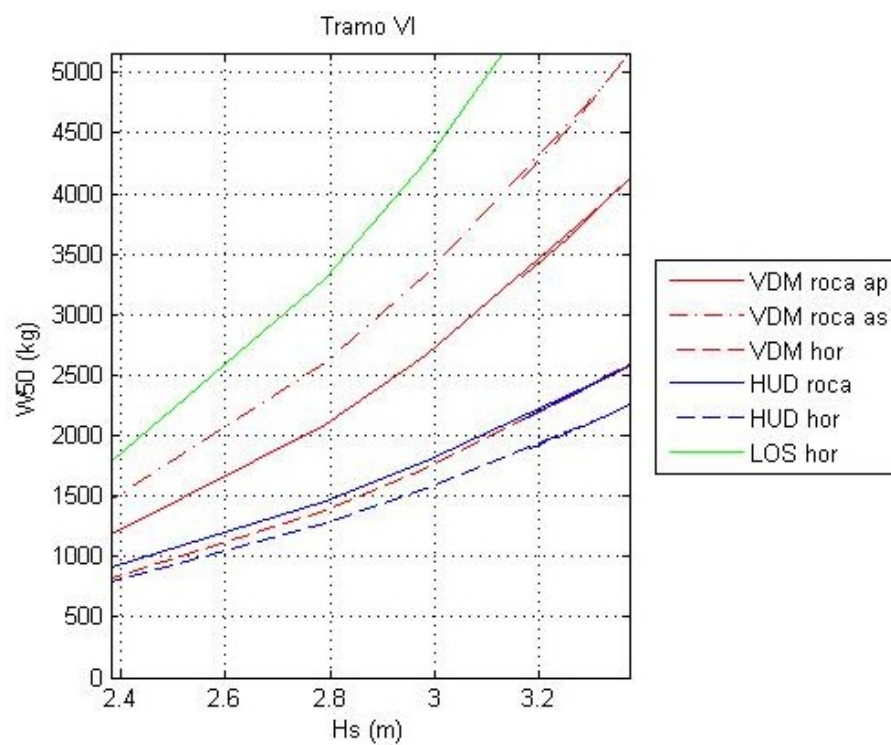


Figura C.6: Wn_{50} en función de H_s - Tramo VI.

Apéndice D

Agitación interna en el puerto

La verificación de la agitación interna del puerto se hace por medio de la aplicación del modelo computacional ARTEMIS. Este modelo resuelve la ecuación elíptica para pendientes suaves, la cual se obtiene de la ecuación de Navier-Stokes tomando como hipótesis que los valores de peralte del oleaje así como los de la pendiente de fondo son bajos. El modelo tiene la capacidad de tomar en cuenta los siguientes fenómenos:

- Reflexión del oleaje por parte de un obstáculo.
- Difracción del oleaje detrás de un obstáculo.
- Refracción por la variación de la batimetría de fondo.
- Oleaje regular.
- Oleaje aleatorio monodireccional o multidireccional.
- Fricción con el fondo.
- Rotura de olas por batimetría.

Considera dos tipos de condiciones de borde: fronteras sólidas total o parcialmente reflejantes, y fronteras abiertas por las cuales el oleaje puede pasar sin impedimentos. En la frontera abierta que da al mar se deben colocar las condiciones de borde de oleaje obtenidas del clima de olas en un punto representativo de esta frontera.

Para la ejecución del modelo se requieren las siguientes entradas de datos y definiciones:

- Información de batimetría en el dominio de cálculo.
- Definición de la grilla de cálculo.
- Condiciones de borde de oleaje.
- Nivel de mar.
- Presencia de estructuras (diques).

Se determina un dominio para el cálculo que abarca todo el recinto interno del puerto, e incluye una frontera abierta conformada por un tramo de circunferencia en la zona de la bocana. Este dominio, junto con la batimetría correspondiente de muestra en la figura D.1.

Se define una grilla de cálculo de elementos triangulares uniformes de lado de 8 m, teniendo en cuenta que para alcanzar una precisión en los resultados es necesario tener por lo menos 3 nodos de la grilla de cálculo por longitud de onda. Utilizando la ecuación de dispersión dada por $L = \frac{gT_p^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$, donde L es la longitud de onda, T_p el período del oleaje y d la profundidad, se obtiene el gráfico mostrado en la figura D.2, en el cual se observa la variación de la longitud

de onda en función del período del oleaje y la profundidad. El lado elegido para los elementos triangulares hace que el modelo pierda precisión en el cálculo en la región del plano $[d, T_p]$ ubicada entre los ejes y la isolínea de longitud de onda de valor 24 m .

Como condiciones de borde para el oleaje se utilizan los estados de mar obtenidos de la caracterización del clima medio para el Tramo III (ver sección 5.4). Como nivel de mar se utiliza un nivel medio de $0,90 \text{ m}$ PRH. Los diques se incluyen como condición de borde del dominio de cálculo del modelo, utilizando un coeficiente de reflexión igual a 1 para el tramo con dique vertical, y un coeficiente de reflexión igual a 0,4 para los diques en talud y para los enrocados debajo de los muelles de la explanada, el cual corresponde a un valor intermedio dentro del rango de valores que puede tomar dependiendo del número de Iribarren (W. Van der Meer et al, Wave Reflection from Coastal Structures, 2006).

En estas condiciones se realiza la propagación del oleaje entrante para los distintos casos de dirección y período, tomando una altura de ola constante de $0,1 \text{ m}$, para de este modo obtener coeficientes de difracción del oleaje en los distintos puntos de interés para las diferentes combinaciones de D_p y T_p . Obtenidos estos coeficientes, pueden aplicarse a las alturas de ola originales de los estados de mar, de modo de obtener la altura de ola resultante en cada punto de interés, asociando a esta la frecuencia muestral relativa del estado de mar original. Con el procedimiento anterior, se puede reconstruir un clima medio de altura de ola significativa H_s en los puntos de interés dentro del puerto.

A modo ilustrativo, en la figura D.3 se muestra una salida gráfica correspondiente a un estado de mar con $T_p = 14,5 \text{ s}$ y $D_p = 135^\circ \text{N}$. En esta se puede ver cómo la reflexión afecta el oleaje incidente sobre el dique vertical y como éste se difracta al pasar por el dique principal.

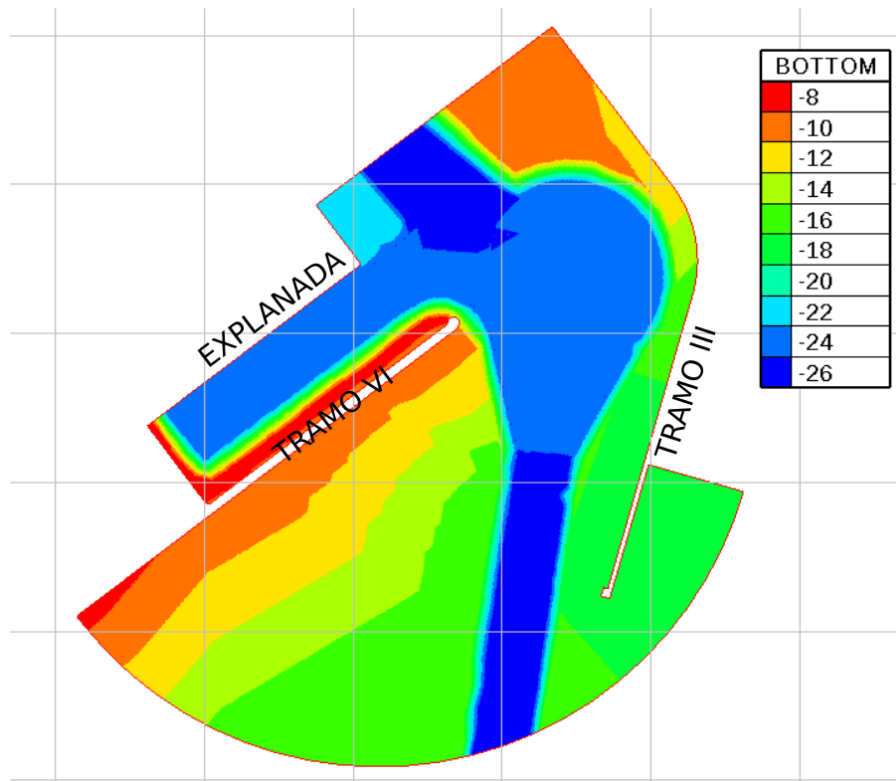


Figura D.1: Dominio de cálculo y batimetría.

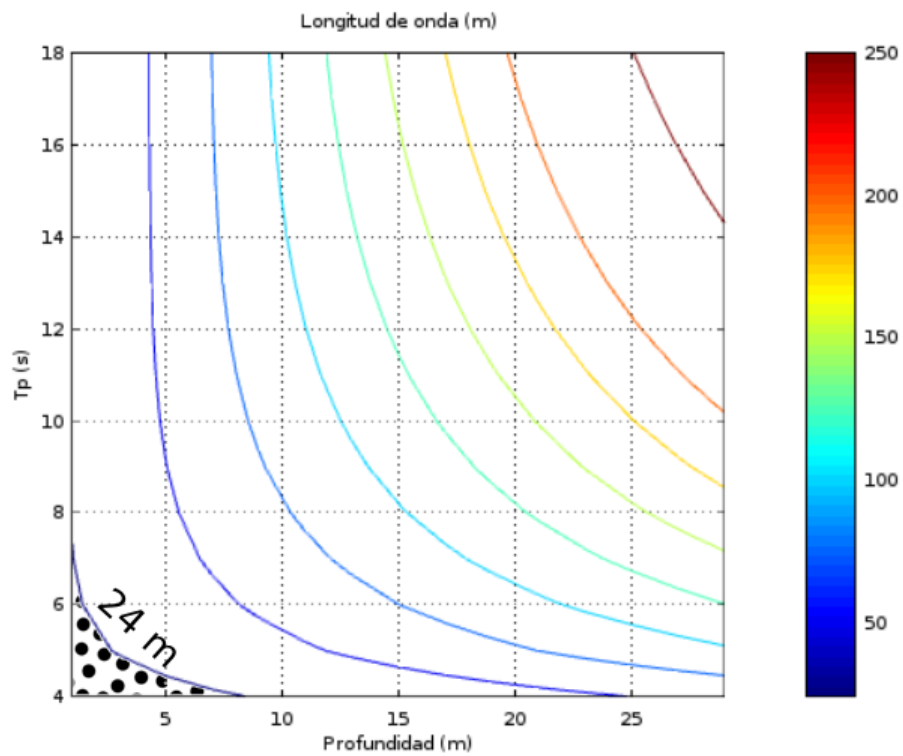


Figura D.2: Longitud de onda L (m) en función del período T_p (s) y la profundidad d (m). Se señala con puntos negros la zona del plano para la cual no se cuenta con por lo menos 3 nodos por longitud de onda.

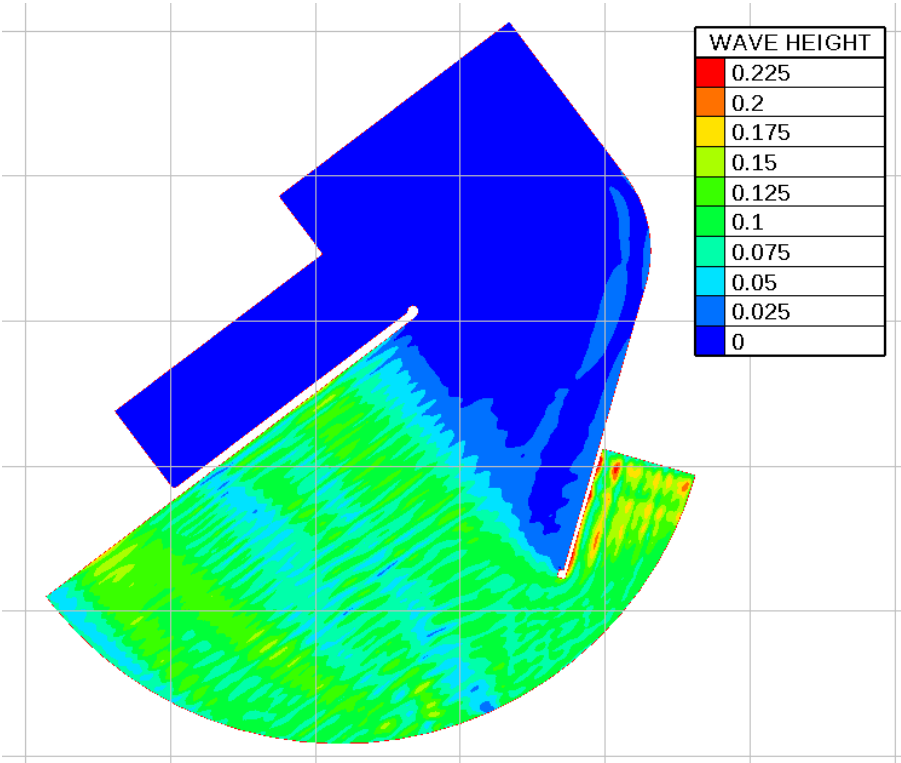


Figura D.3: Ejemplo de salida gráfica de H_s en el dominio de cálculo del ARTEMIS.

Apéndice E

Evolución histórica de la línea de costa

Apéndice F

Descripción y calibración de GENESIS

F.1. Descripción de GENESIS

El modelo GENESIS simula el cambio en la línea de costa a mediano y largo plazo. El modelo estima la variación en la línea de costa debido a los gradientes en el transporte litoral bajo las condiciones de oleaje impuestas, las condiciones de borde, la configuración de las estructuras y el resto de los parámetros de entrada.

La extensión de la línea de costa a modelar típicamente está entre 1 y 100 *km*, y con un rango de tiempo de 1 a 100 meses. GENESIS simula el cambio en la línea de costa producido por diferencias espaciales del transporte de sedimentos litoral.

El modelo permite la simulación de una gran variedad de entradas de olas mar adentro, configuraciones de playa iniciales, estructuras y rellenos. GENESIS se compone de dos grandes módulos; el módulo de transporte de sedimentos y el de propagación del oleaje.

En los modelos de una línea se toma como hipótesis de trabajo que el perfil de playa no cambia de forma, sólo se traslada paralelamente a sí mismo. Los efectos del transporte transversal de sedimentos, como la erosión producida por tormentas o el movimiento cíclico de la posición de la línea de costa asociado a la estacionalidad del oleaje no pueden ser representado por este tipo de modelos.

La ecuación que gobierna el cambio en la línea de costa es formulada por la conservación del volumen de arena en cada celda. El cambio en volumen de la sección se determina por la cantidad neta que entra o sale a través de sus dos caras laterales. Hay una modificación en el volumen si existe una diferencia ΔQ en el transporte litoral en los laterales de las celdas. La ecuación de balance es:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{(D_B + D_C)} \left(\frac{\partial Q}{\partial x} \pm q \right) \quad (\text{F.1})$$

Donde x es la distancia a lo largo de la línea de costa, y es la posición de la línea de costa desde x , t es el tiempo, D_B es la altura de berma, D_C es la posición de la línea de cierre en y , Q es el transporte de sedimentos y q representa las fuentes o sumideros puntuales de arena (por ejemplo; la descarga de un río).

El programa presenta tres condiciones de borde para representar los extremos del dominio. Condición de borde inmóvil, bloqueada o móvil. La primera de ellas mantiene el punto fijo durante todo el período de simulación. La condición de borde bloqueada impone un bloqueo en

el transporte de sedimentos en el punto y la condición de borde móvil se utiliza para cuando se conoce que la línea de costa tiene un avance o un retroceso y el valor del mismo.

La tasa de transporte de sedimentos se determina con la siguiente ecuación empírica:

$$Q = (H^2 C_g)_b \left(a_1 \sin(2\theta_{bs}) - a_2 \cos(\theta_{bs}) \frac{\partial H}{\partial x} \right)_b \quad (\text{F.2})$$

Donde H es la altura de ola, C_g es la celeridad de grupo dada por la teoría lineal de oleaje, θ es el ángulo de las olas rompientes y b denota que el parámetro es en condiciones de rotura. Los parámetros a_1 y a_2 son adimensionales y dependen de la densidad de la arena y del agua, de la porosidad y de los coeficientes empíricos de transporte k_1 y k_2 , que se utilizan para calibrar el modelo.

El primer término de la ecuación anterior corresponde a la fórmula de CERC, y corresponde al transporte generado por olas rompientes que inciden en forma oblicua. El segundo término es utilizado para describir el transporte generado por el gradiente en la altura de ola rompiente a lo largo de la costa.

La profundidad hasta la cual el modelo considera que hay transporte litoral es un parámetro empírico que coincide con el límite de la zona de surf, la cual depende del oleaje incidente. La máxima profundidad a la que se da transporte de sedimentos D_{LTo} se determina de la siguiente manera:

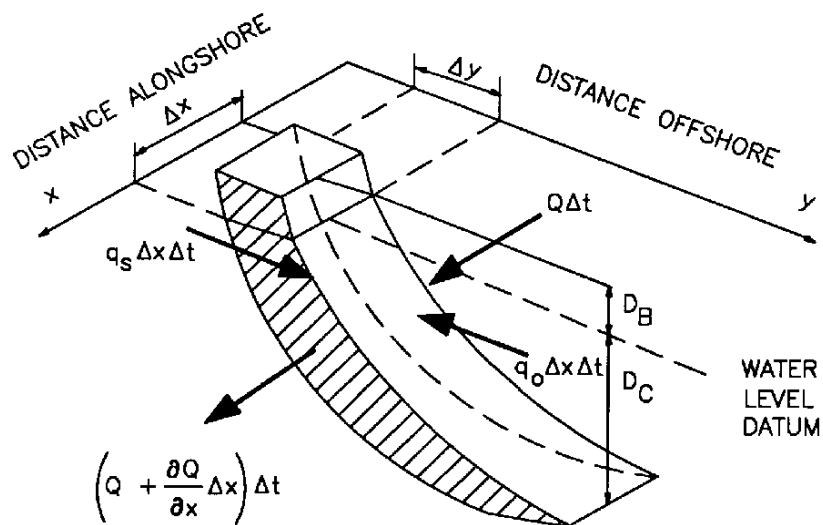
$$D_{LTo} = (2,3 - 10,9H_0) \frac{H_0}{L_0} \quad (\text{F.3})$$

Donde H_0 es la altura de ola significativa y L_0 es la longitud de onda en aguas profundas, determinada mediante teoría lineal de oleaje.

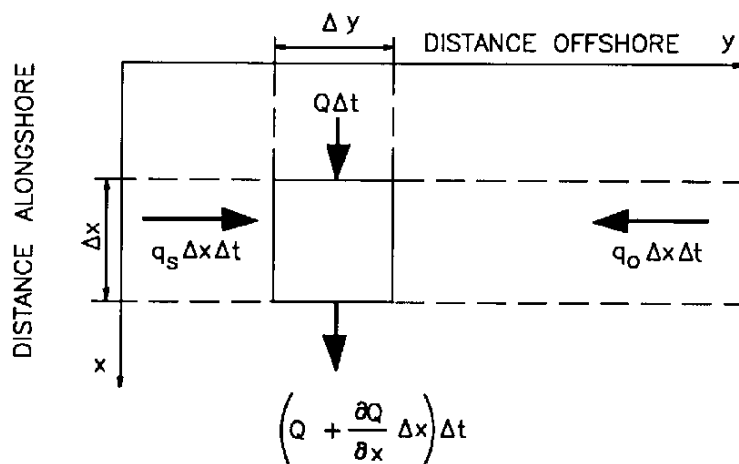
Para determinar la posición de rotura del oleaje a lo largo de la línea de costa y para calcular la pendiente de fondo promedio es necesario especificar la forma del perfil. El perfil de equilibrio utilizado es el perfil de Dean, dado por la ecuación $D = Ay^{2/3}$, donde D es la profundidad y A es un parámetro de escala empírico que depende del tamaño de los sedimentos. La profundidad de cierre de dicho perfil es un parámetro de entrada del modelo y se determina mediante la fórmula de Bierkemeier.

Las hipótesis básicas consideradas por el modelo son:

- El perfil de playa adopta una forma invariante en el tiempo y en el espacio, por lo que solo pueden ser aplicados a largo plazo.
- Los límites entre los cuales se supone que se traslada el perfil de playa son invariantes en el tiempo y en el espacio.
- El transporte longitudinal de sedimento sólo se produce por la rotura del oleaje.
- Se ignora la estructura detallada de la circulación costera.
- Existe una tendencia a largo plazo de la línea de costa.



a. Cross-section view



b. Plan view

Figura F.1: Esquema de balance de sedimentos en celda (fuente: GENESIS-TECHNICAL REFERENCE, USACE, 1989).

F.2. Calibración de GENESIS

Los resultados del transporte de sedimentos bruto y neto anual, obtenidos mediante el modelo GENESIS y aplicando la ecuación del CERC, se muestran en las figuras F.2, F.3 y F.4. Los mismos presentan un comportamiento similar y los resultados son del mismo orden,

el transporte de sedimentos anual bruto que resulta del modelo de una línea siempre es mayor al obtenido aplicando la ecuación del CERC, esta diferencia es menos de un 20 % en todos los casos. En cuanto al transporte neto, los volúmenes de transporte obtenidos con el GENESIS son menores que los que se obtienen de aplicar la ecuación del CERC, las diferencias entre ellos son del orden de los valores obtenidos.

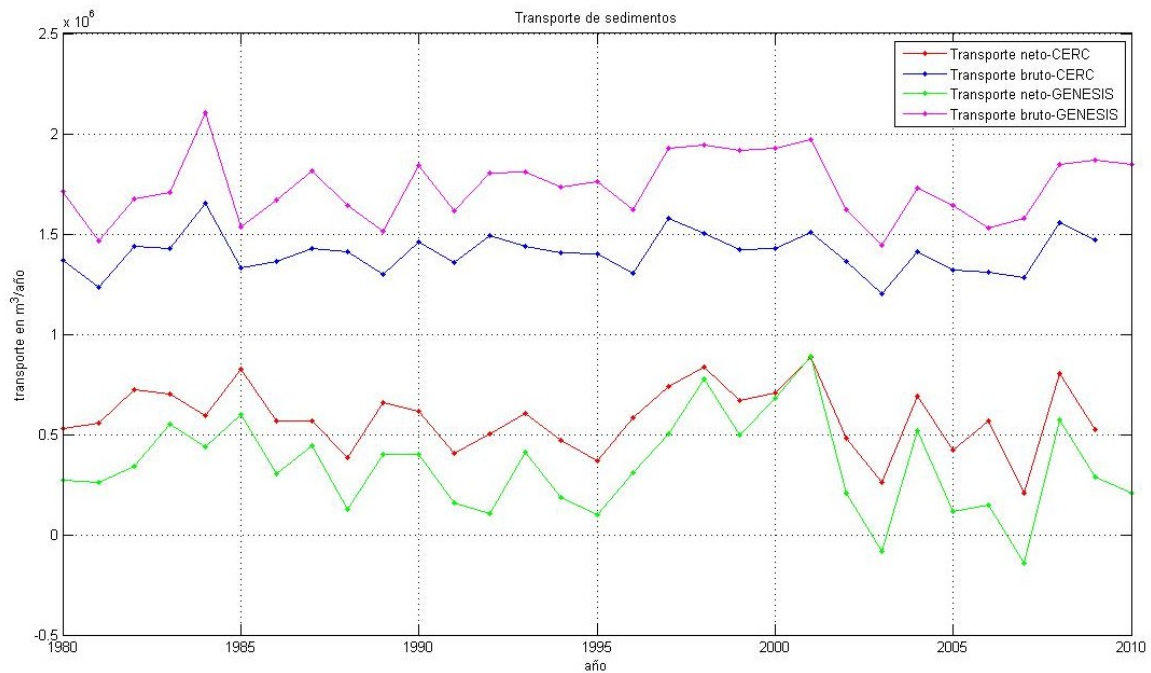


Figura F.2: Transporte litoral Punto 1.

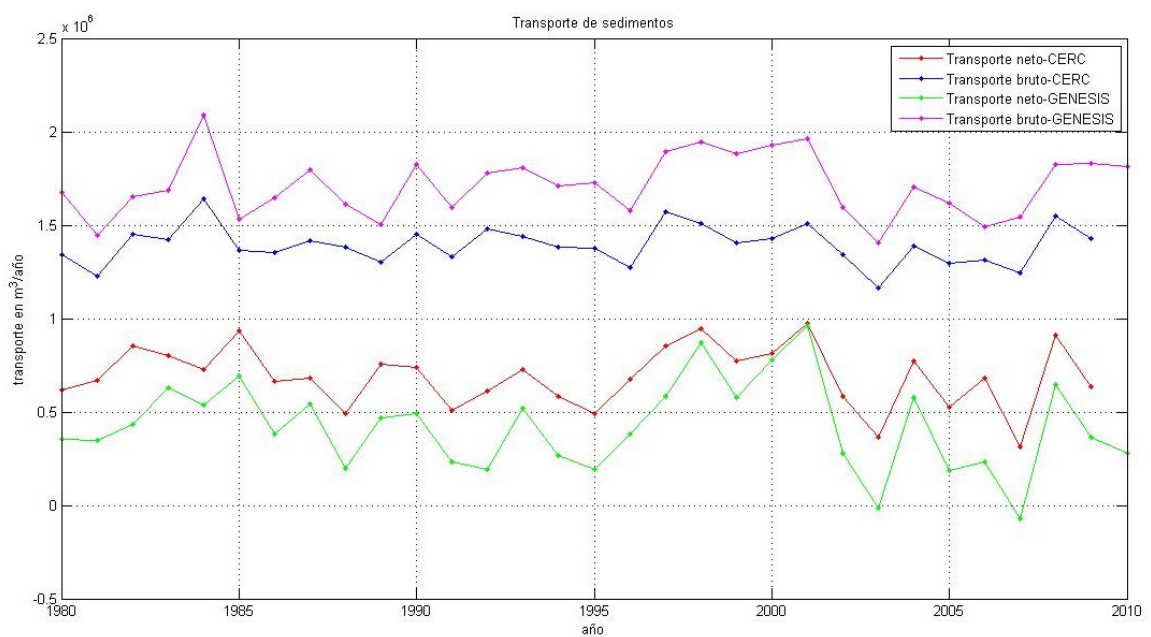


Figura F.3: Transporte litoral Punto 2.

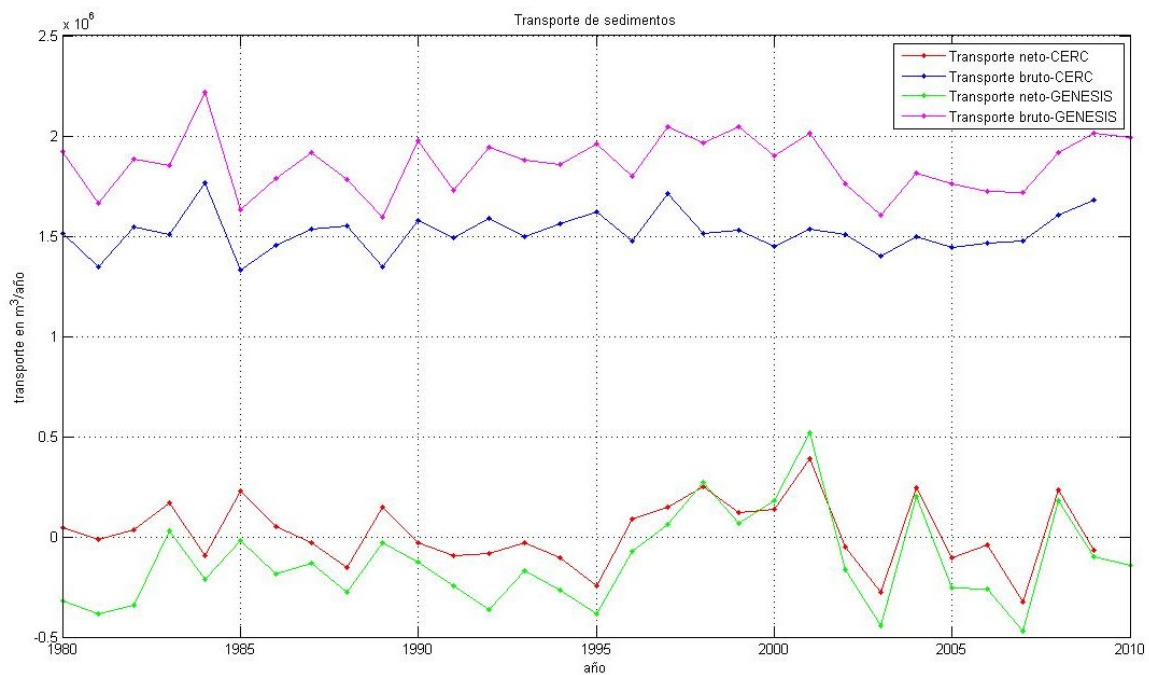


Figura F.4: Transporte litoral Punto 3.

A partir de estos resultados se modifica la constante k_1 del génesis en un 20 % para ajustar el transporte bruto anual del GENESIS al obtenido con la metodología del CERC. En las figuras F.5, F.6 y F.7 se muestran los resultados del transporte litoral con la modificación mencionada. Los valores de transporte bruto son muy similares, mientras que los resultados para transporte neto se alejan más entre sí. Estos cambios en los valores de transporte no representan un cambio significativo en la posición de la línea de costa.

Por otro lado, se realiza el procedimiento análogo con los transportes netos, aumentando el valor de la constante $k_1 = 1$ (figuras F.8, F.9 y F.10).

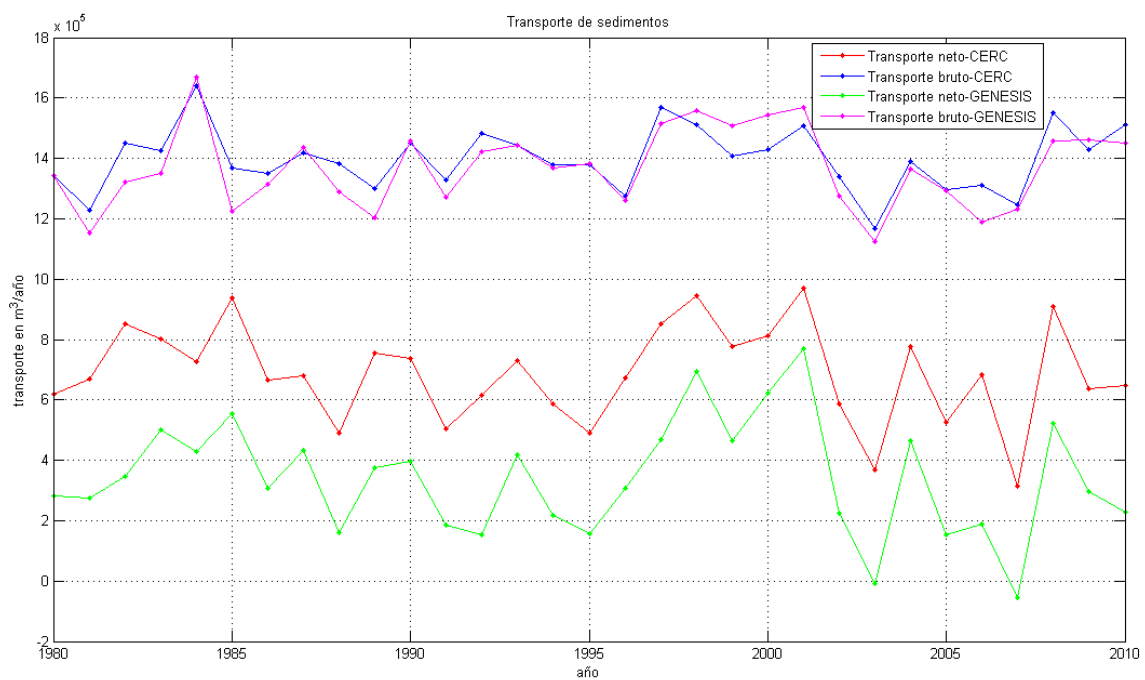


Figura F.5: Transporte litoral $k_1 = 0,4$ del lado de Cabo Polonio (Punto 1).

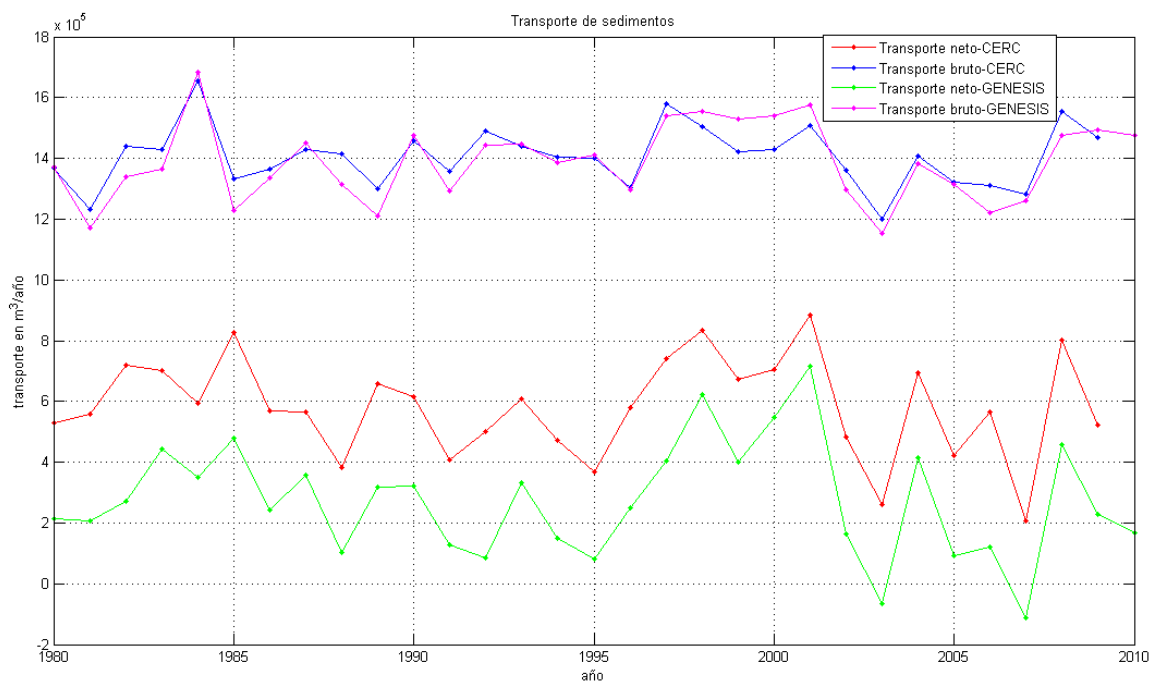


Figura F.6: Transporte litoral $k_1 = 0,4$ en el puerto (Punto 2).

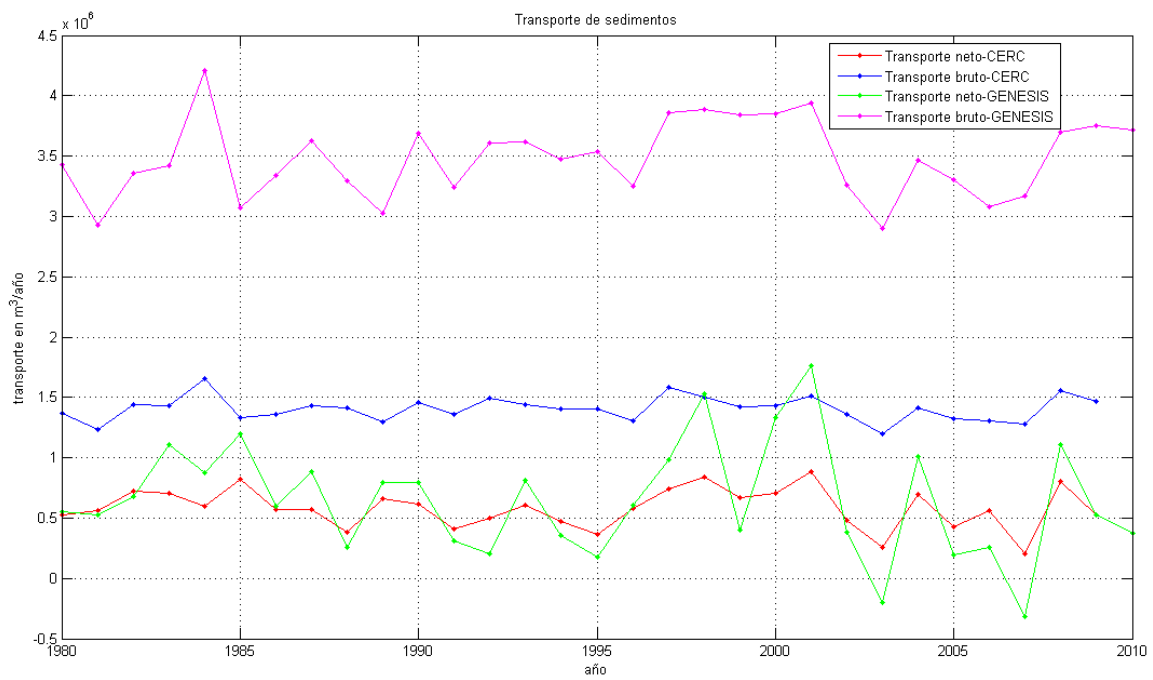


Figura F.7: Transporte litoral $k_1 = 0,4$ del lado de La Pedrera (Punto 3).

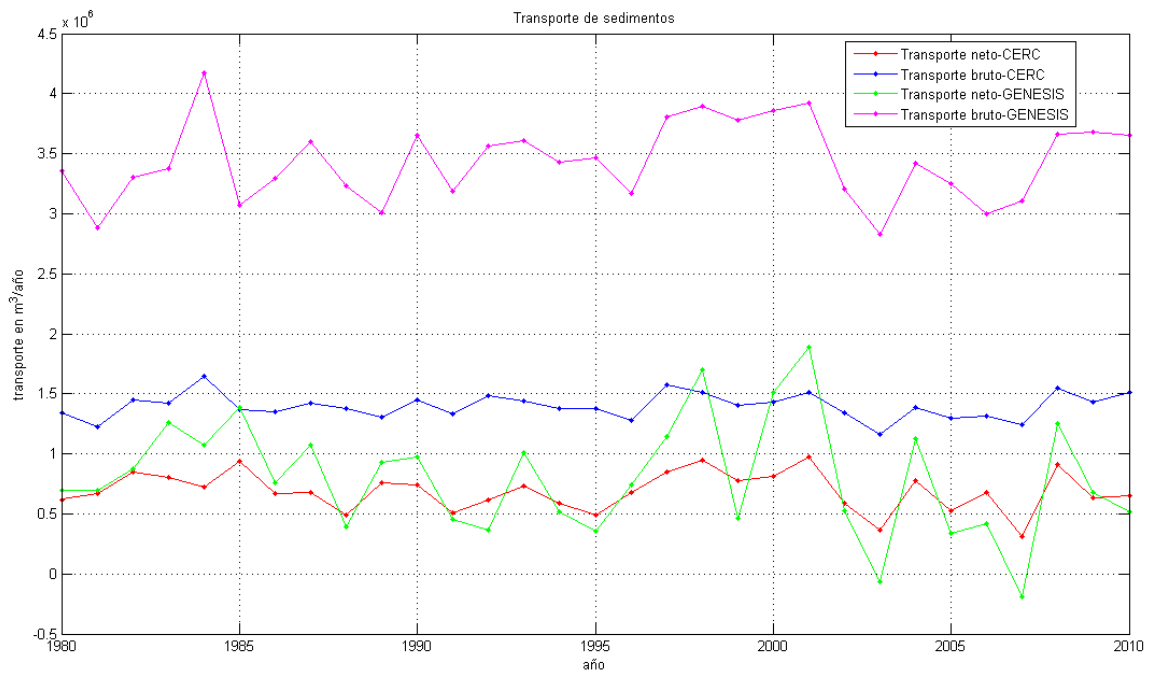


Figura F.8: Transporte litoral $k_1 = 1$ del lado de Cabo Polonio (Punto 1).

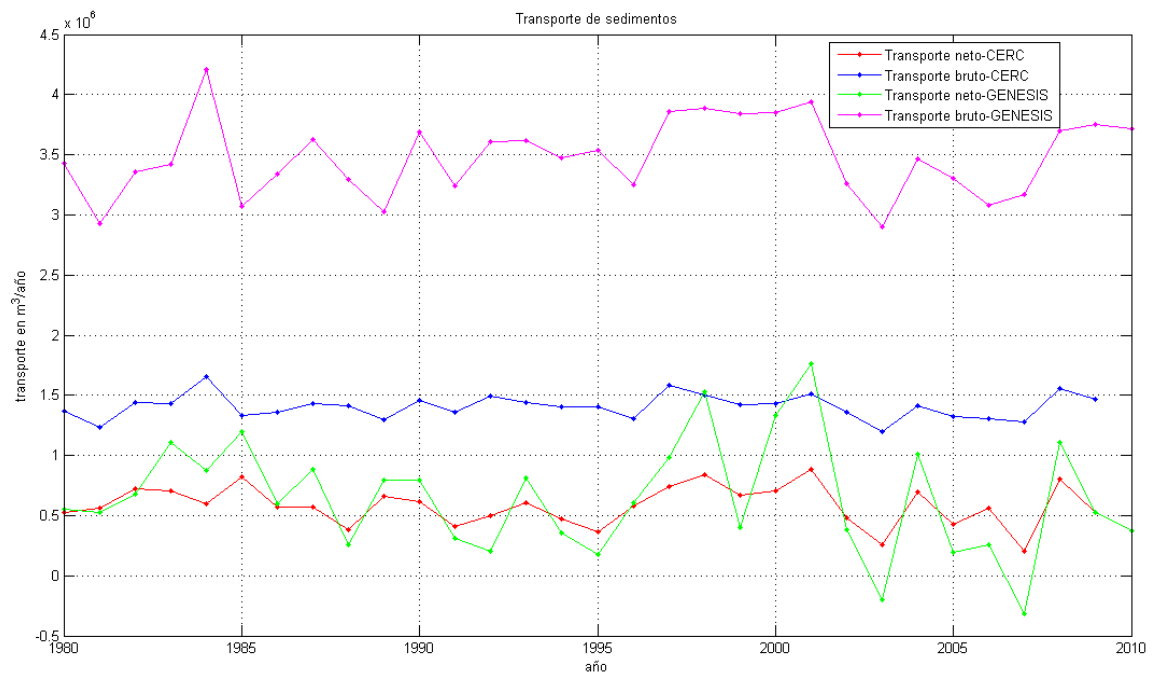


Figura F.9: Transporte litoral $k_1 = 1$ en el puerto (Punto 2).

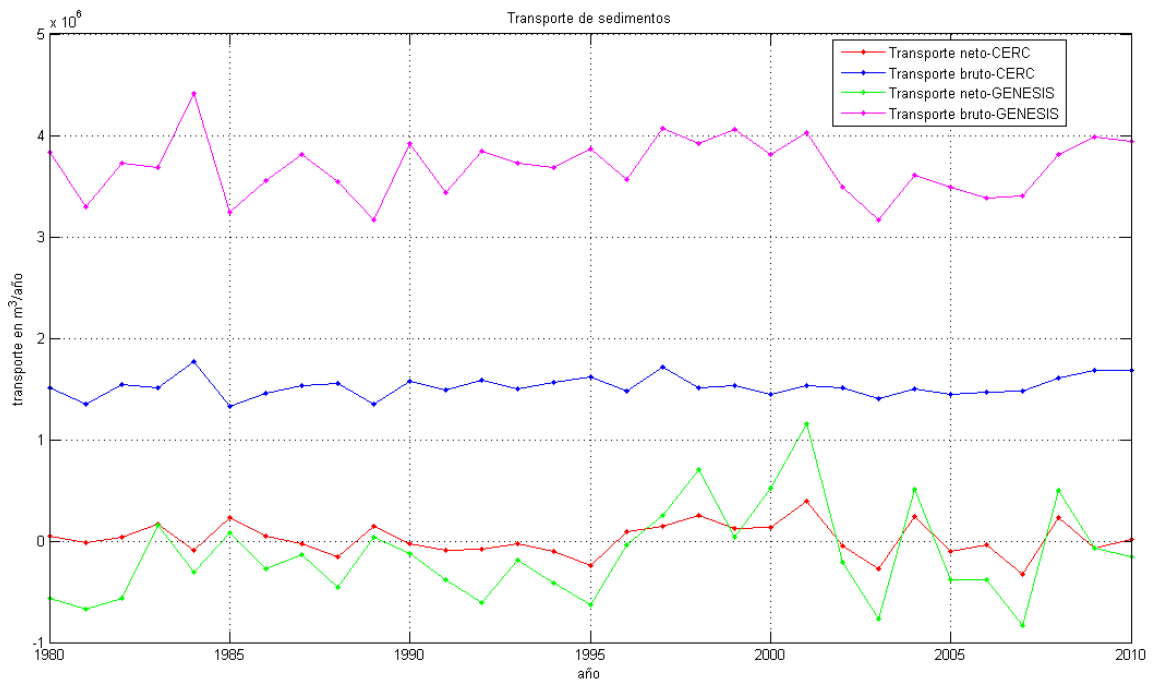


Figura F.10: Transporte litoral $k_1 = 1$ del lado de La Pedrera (Punto 3).

Apéndice G

Salida gráfica de resultados de GENESIS



SGM
Vuelo 1966



Fuerza Aerea
Vuelo 1986



Google Earth
2010

Proyecto PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS	Rodrigo Junes-Maya Lambert Fecha 12/12/2016
MODELO DE UNA LÍNEA FOTOS AÉREAS	LÁMINA 1



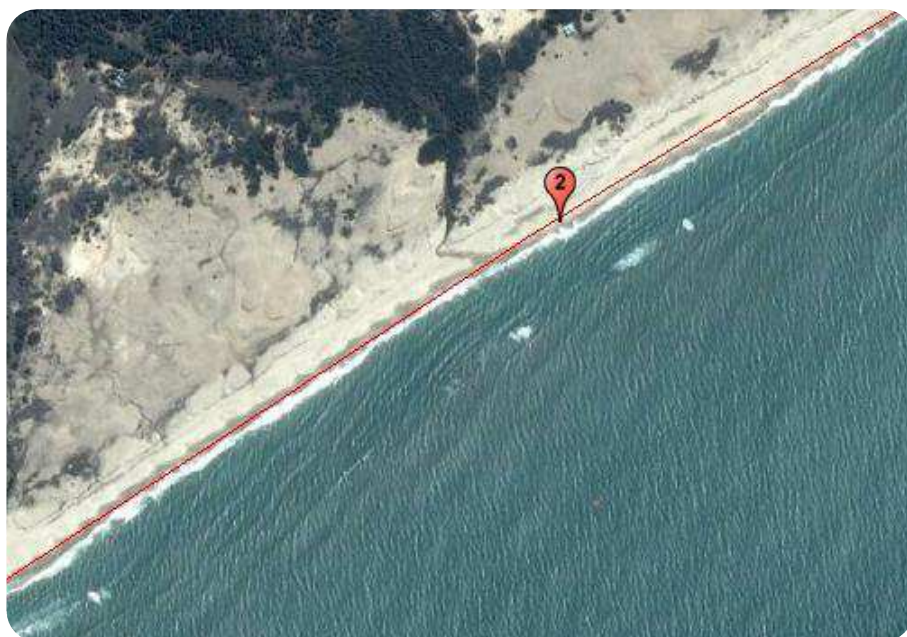
MARZO 2003



MARZO 2009



MARZO 2011



7 de OCTUBRE 2013



27 de OCTUBRE 2013

Referencias

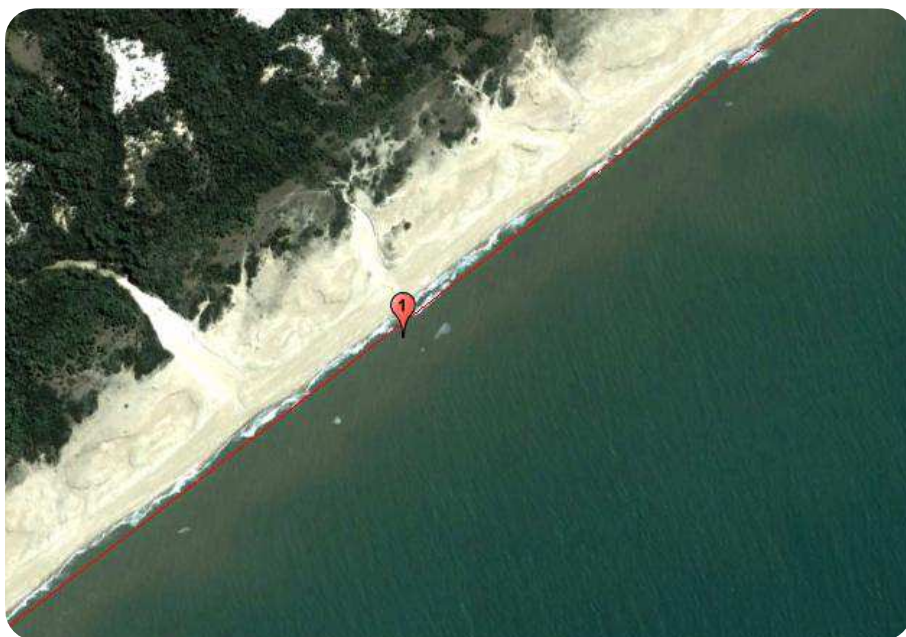


Punto de cierre Cabo Polonio

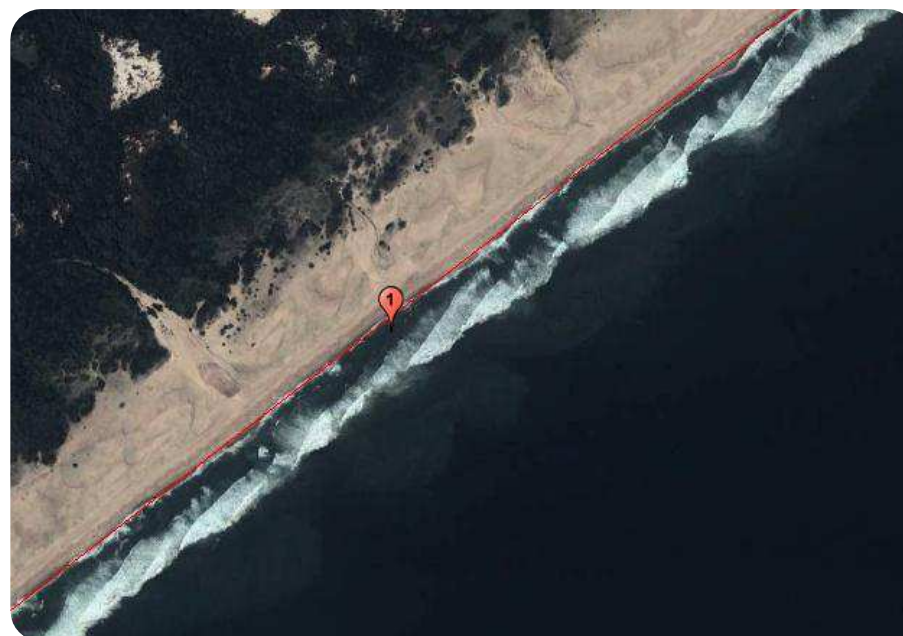


Línea de costa de referencia (dic 2014)

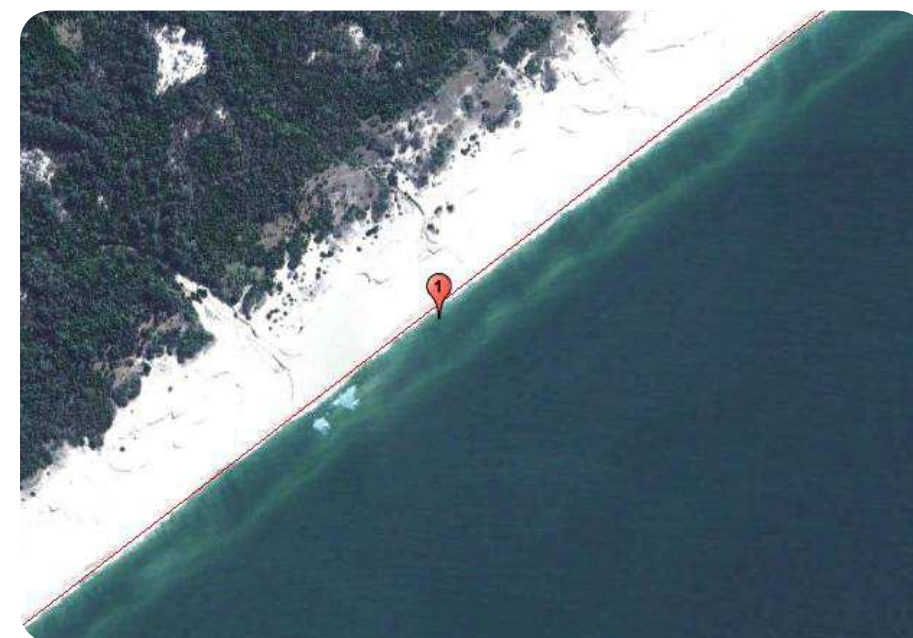
Proyecto	Rodrigo Junes-Maya Lambert
PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS	Fecha 12/12/2016
MODELO DE UNA LÍNEA	
CAMBIOS EN POSICIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA	
Punto de Cierre Cabo Polonio	LÁMINA 2



MARZO 2004



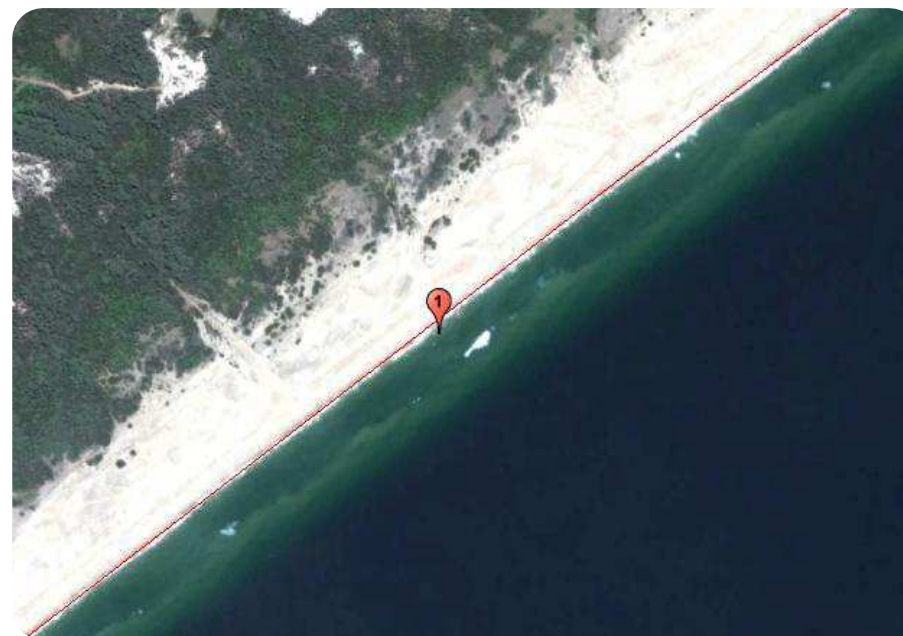
MARZO 2010



JUNIO 2010



MAYO 2013



DICIEMBRE2014

Referencias

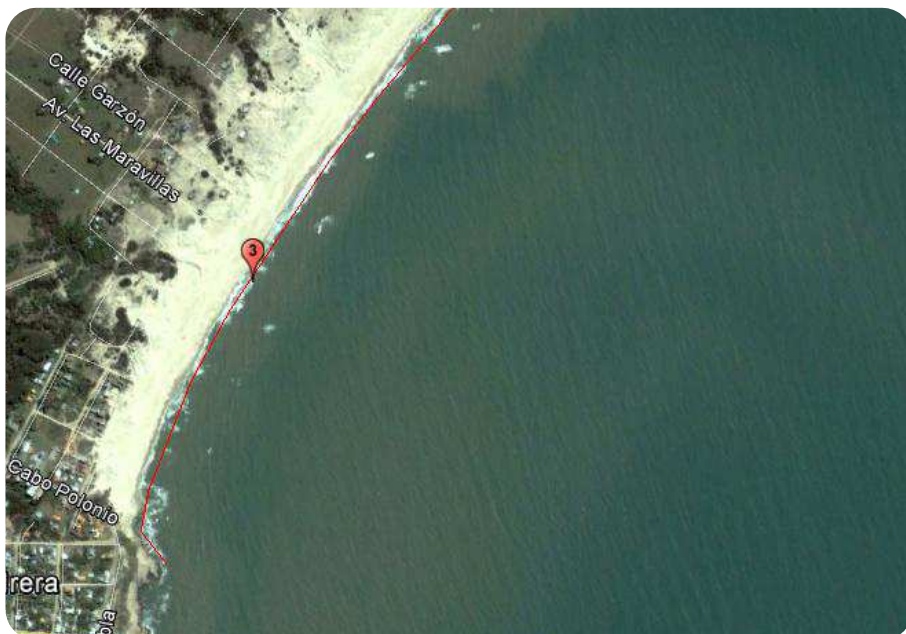


Punto de Ubicación del Puerto



Línea de costa de referencia (dic 2014)

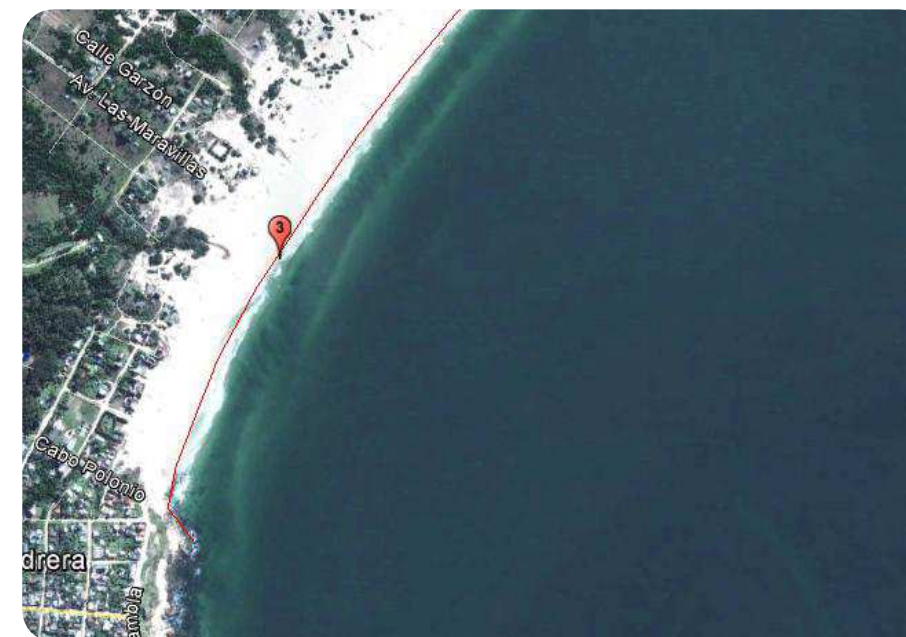
Proyecto	Rodrigo Junes-Maya Lambert
PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS	Fecha 12/12/2016
MODELO DE UNA LÍNEA	LÁMINA 3
CAMBIOS EN POSICIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA	
Punto de Ubicación del Puerto	



MARZO 2004



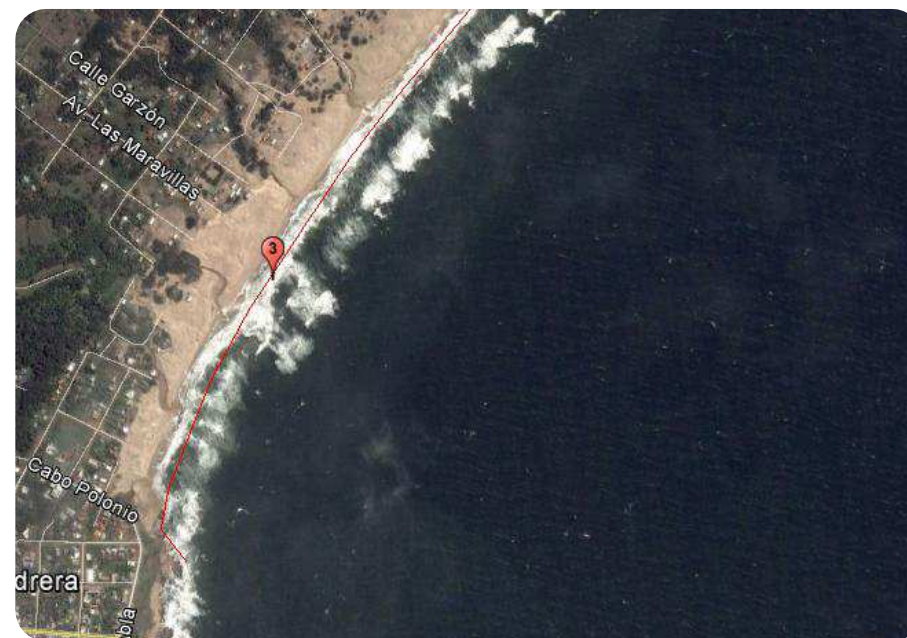
MARZO 2010



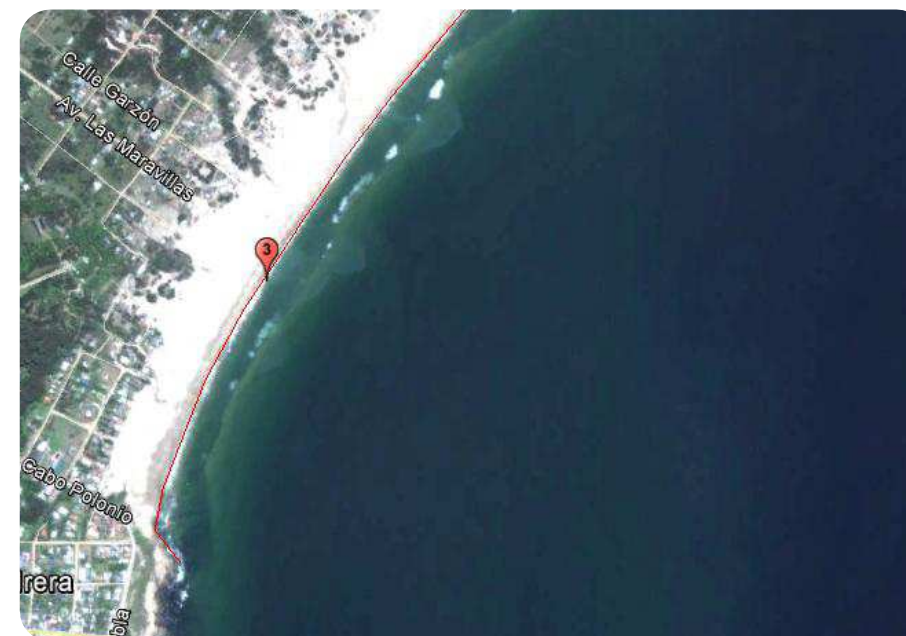
JUNIO 2010



MAYO 2013



FEBRERO 2014

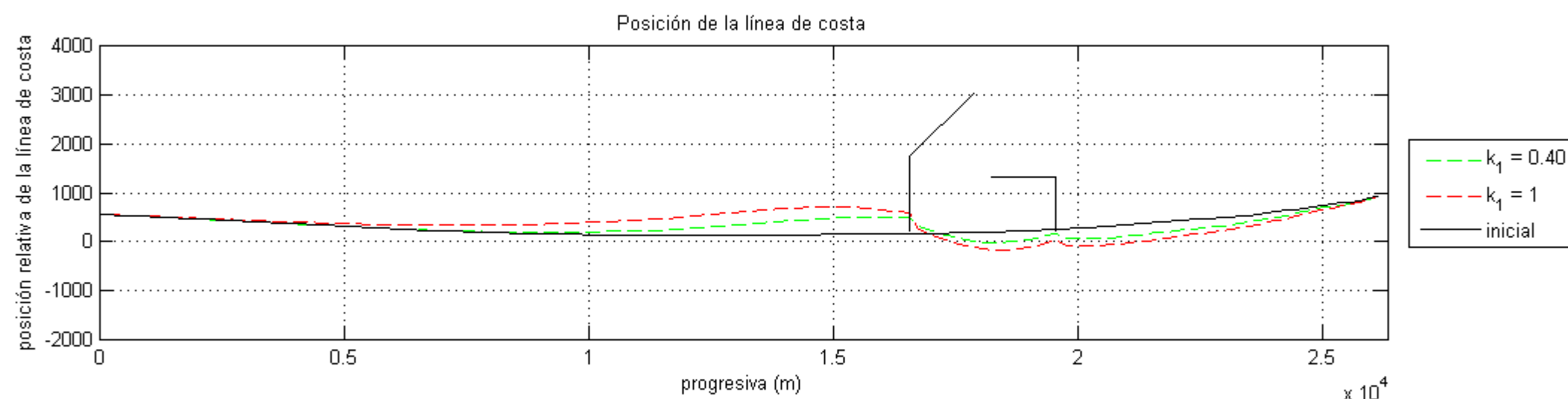
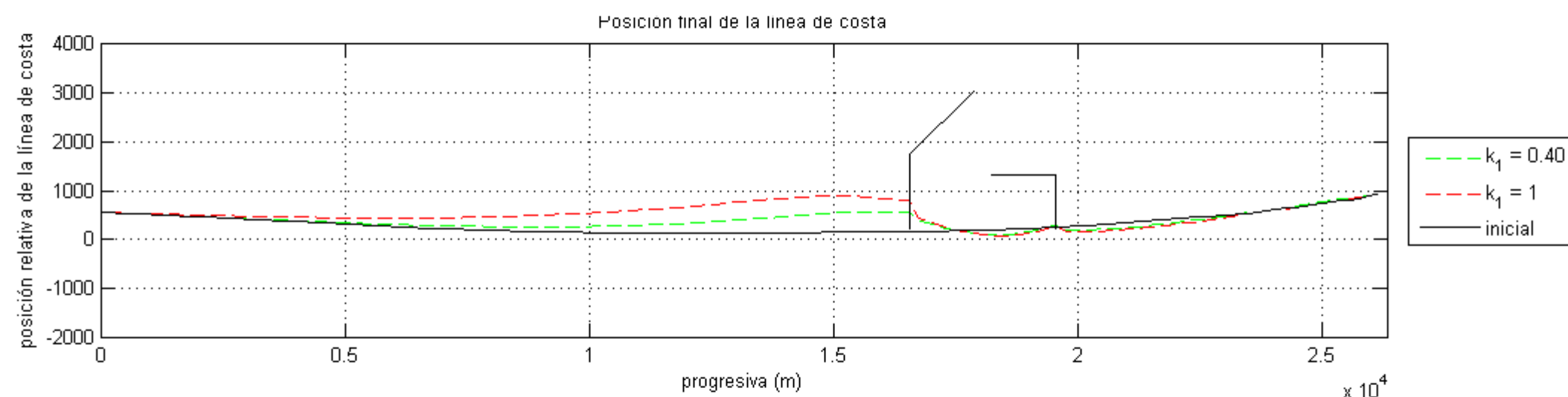
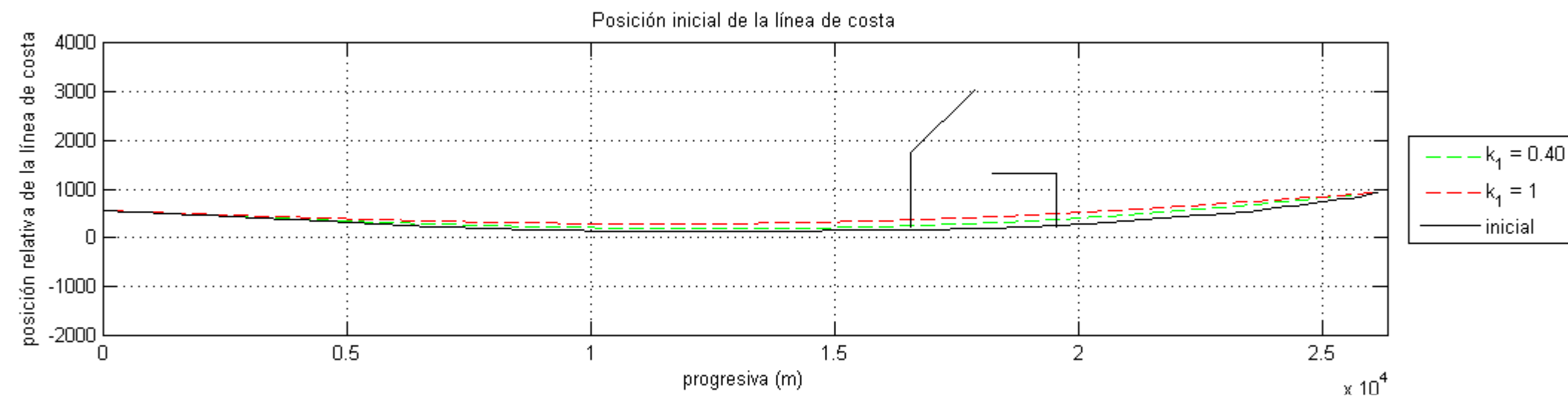


DICIEMBRE 2014

Referencias

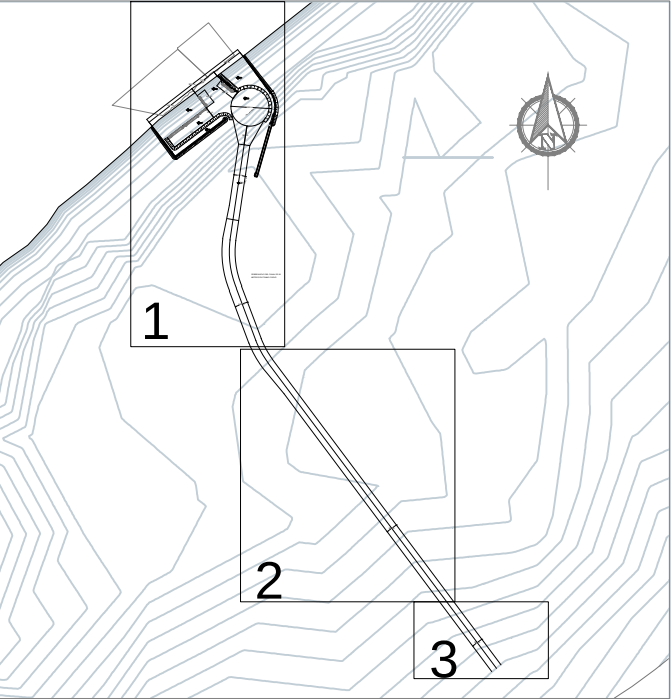
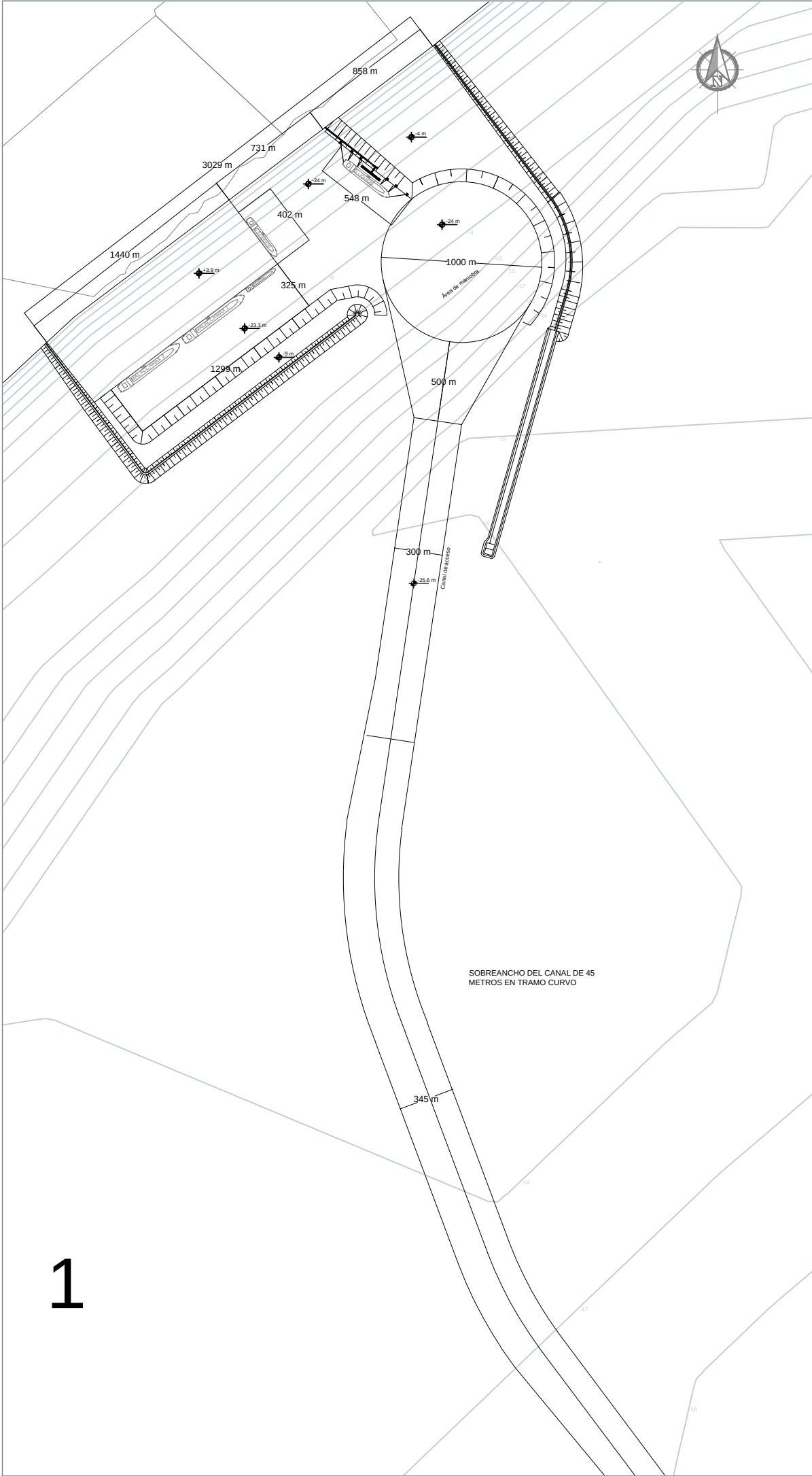
-  Punto de cierre en La Pedrera
-  Línea de costa de referencia dic 2014

Proyecto	Rodrigo Junes-Maya Lambert
PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS	Fecha 12/12/2016
MODELO DE UNA LÍNEA	LÁMINA 4
CAMBIOS EN POSICIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA	
Punto de Cierre La Pedrera	

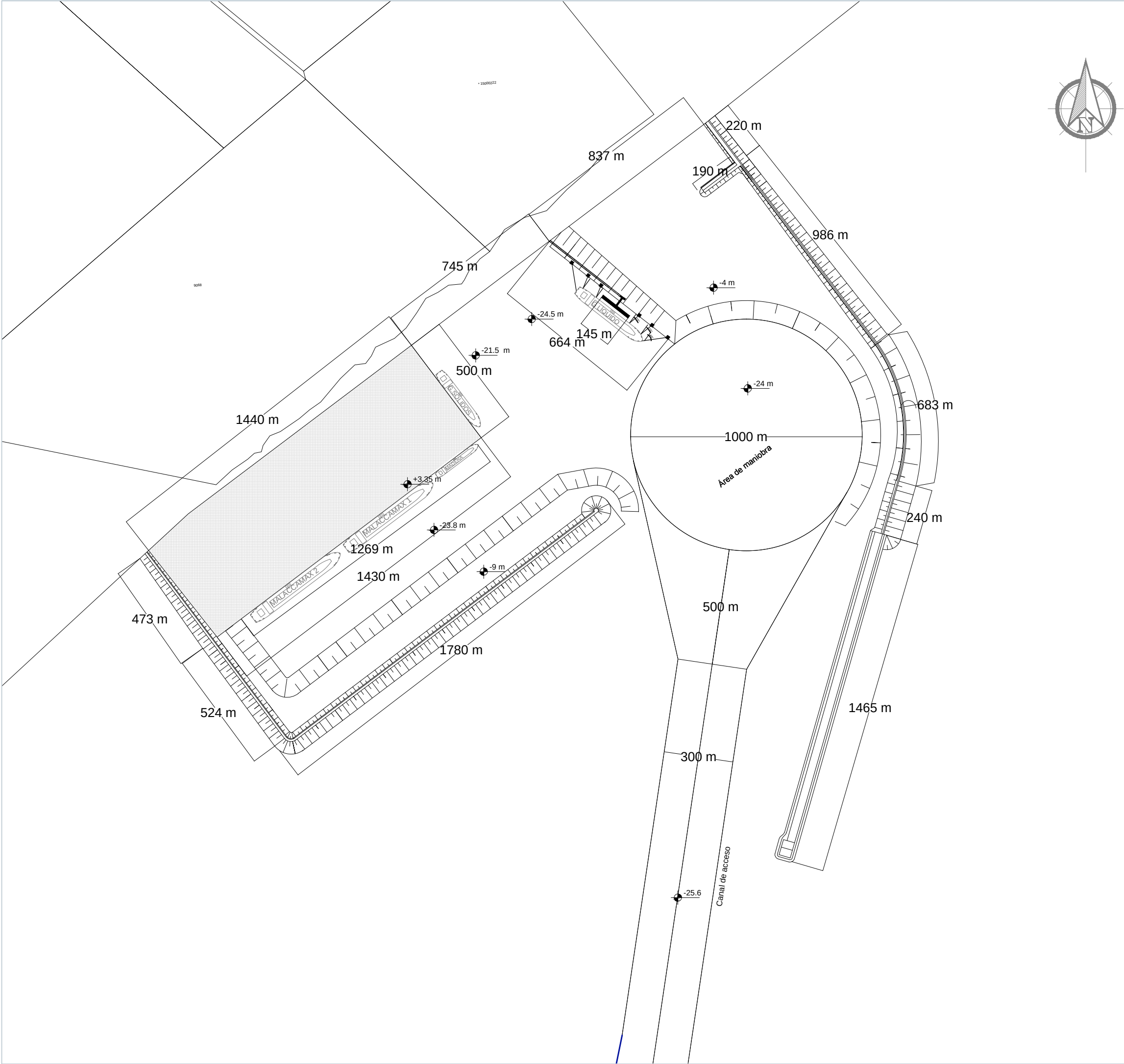


Apéndice H

Piezas gráficas



- NOTAS
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
 2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS



- NOTAS
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
 2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS

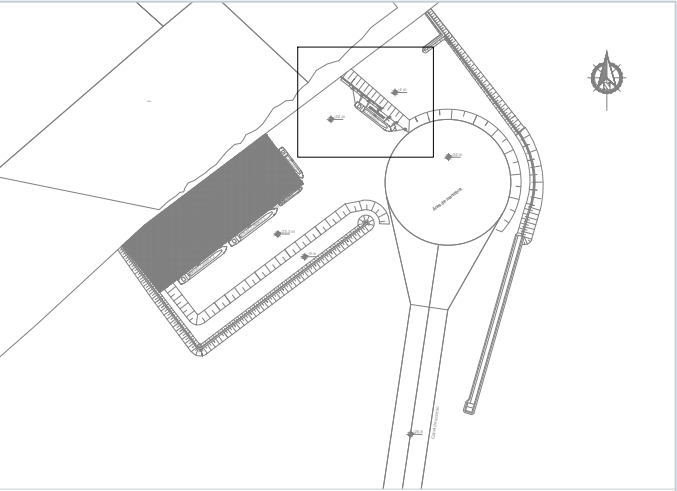
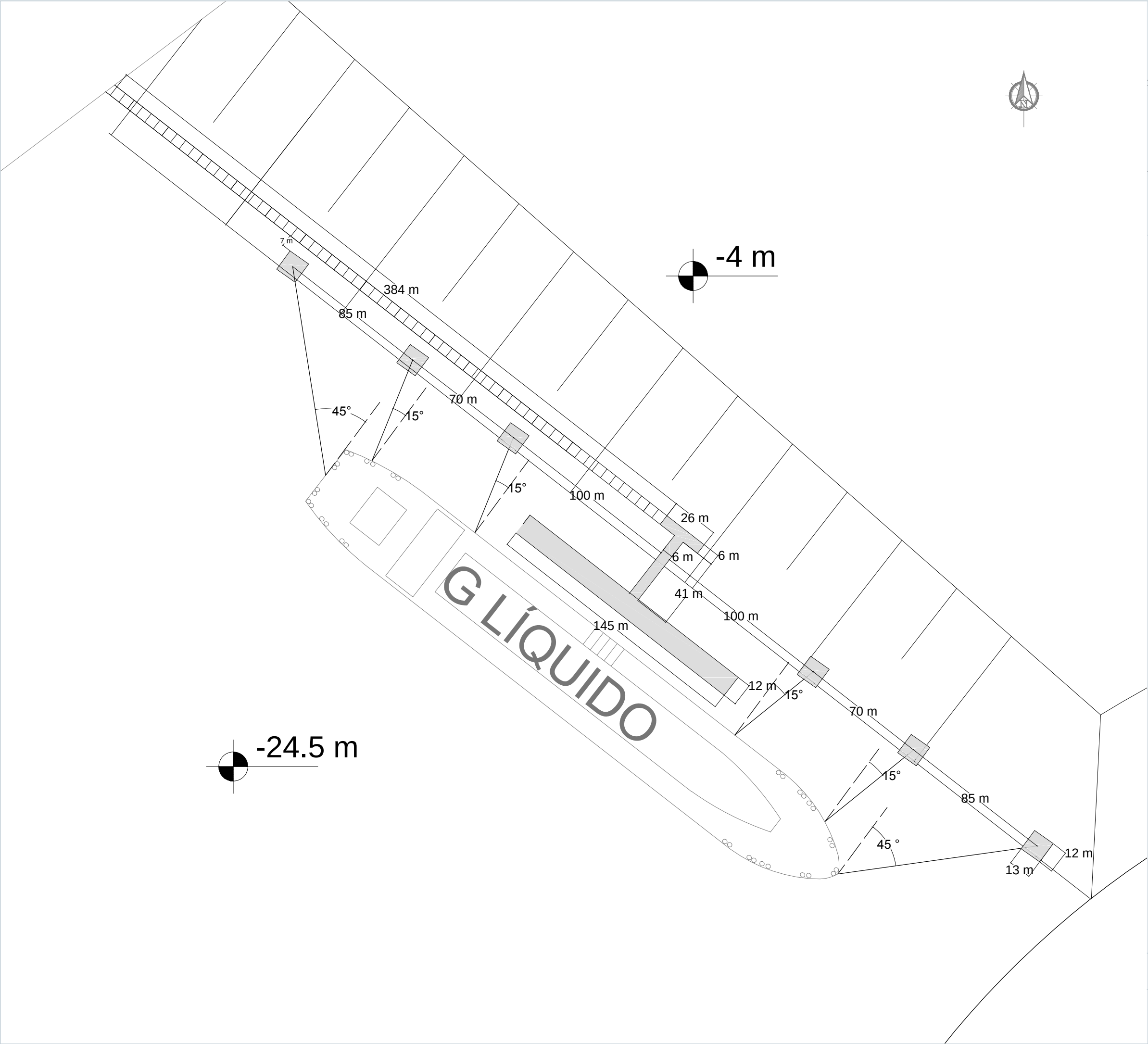
Proyecto
PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS

Título
AREAS DE FLOTACIÓN Y NAVEGACIÓN

Autor
**Rodrigo Junes
Maya Lambert**

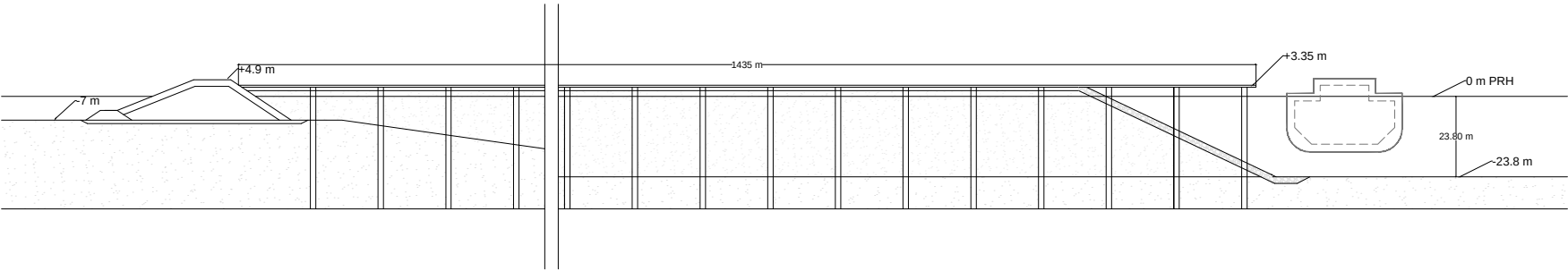
Fecha
12/12/2016

Escala
1:8.000

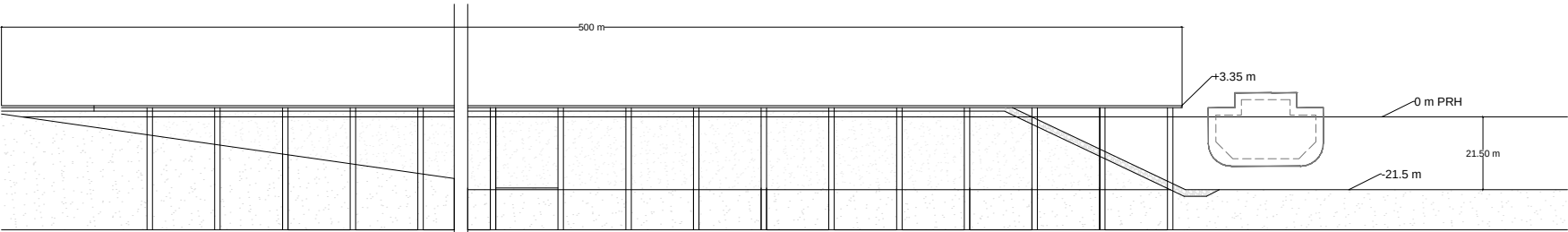


- NOTAS
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
 2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS

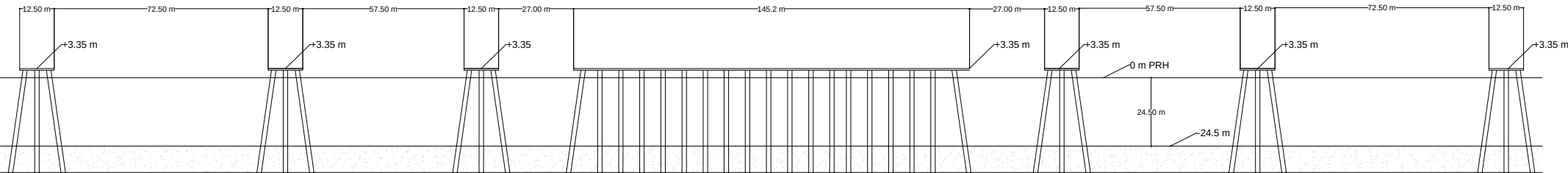
Proyecto	PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS	Autor	Rodrigo Junes Maya Lambert
Título	PLANTA ATRAQUE DE GRANELES LÍQUIDOS	Fecha	12/12/2016
Escala	1:1.000		
		PLANO N° 3	



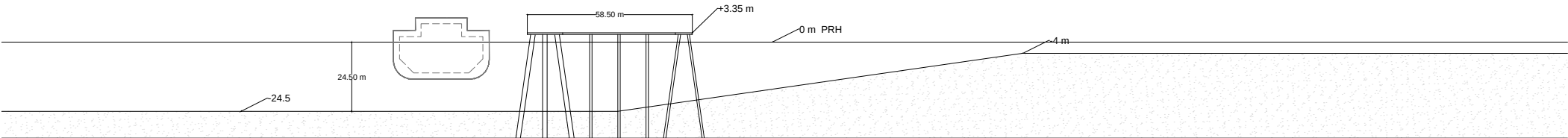
SECCIÓN AA



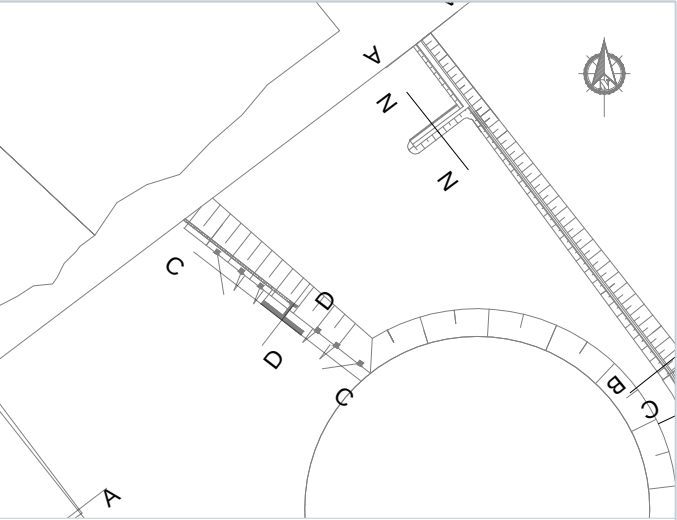
SECCIÓN BB



SECCIÓN CC

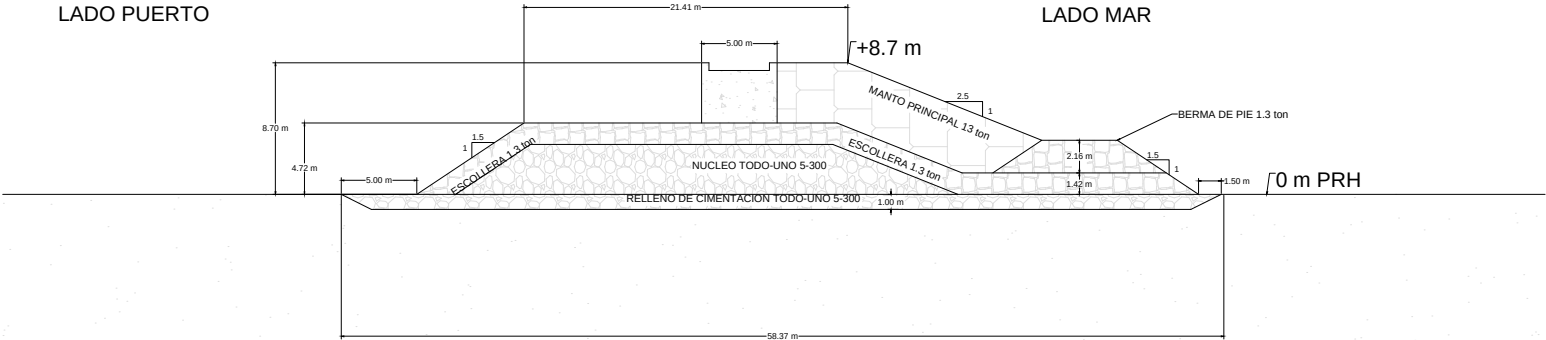


SECCIÓN DD

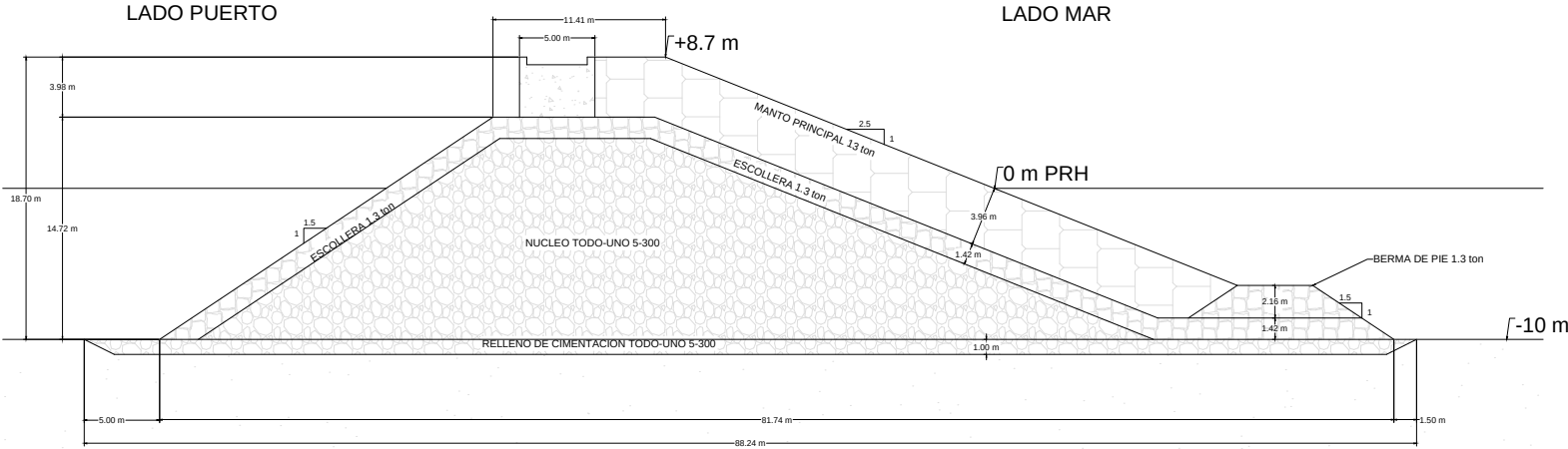


- NOTAS
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
 2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS
 3. ESPESOR DE LOSA DE HORMIGÓN 0.6 m
 4. RELLENO DE MEJORA DE 1m DE ESPESOR
 5. LA COTA DE HINCADO DE LOS PILOTES ES A EFECTOS ILUSTRATIVOS, ÉSTA NO FUE DETERMINADA
 6. TALUDES EN ATRAQUES ADOSADOS A LA EXPLANADA 1:2
 7. LA PROTECCIÓN DE LOS TALUDES ES ESCOLLERA DE 3 ton

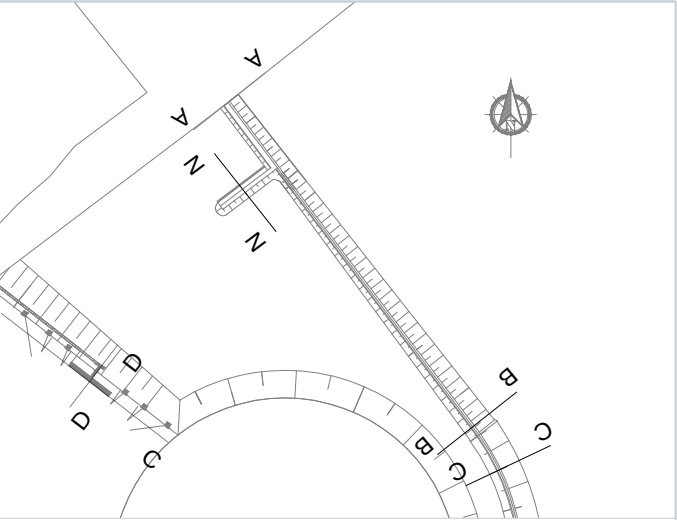
Proyecto	PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS	Autor	Rodrigo Junes Maya Lambert
Título	MUELLES Y EXPLANADAS SECCIONES	Fecha	12/12/2016
Escala	1:1.000		
		PLANO N° 4	



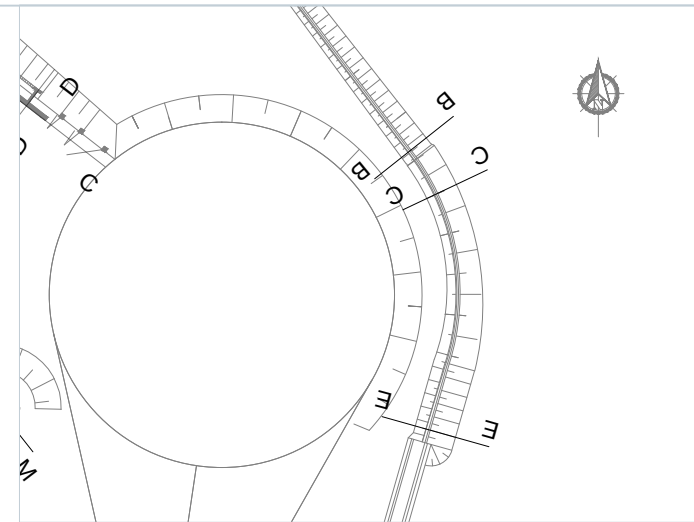
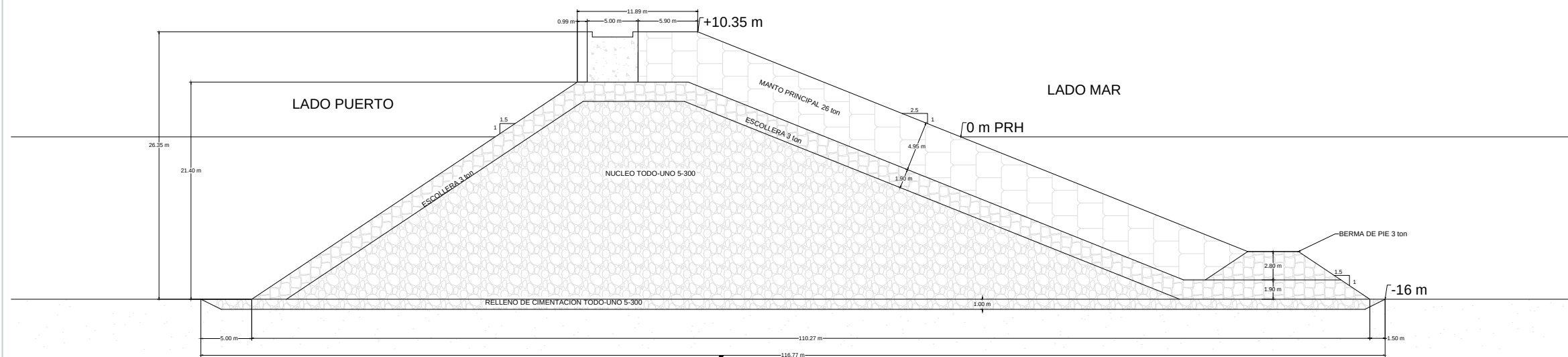
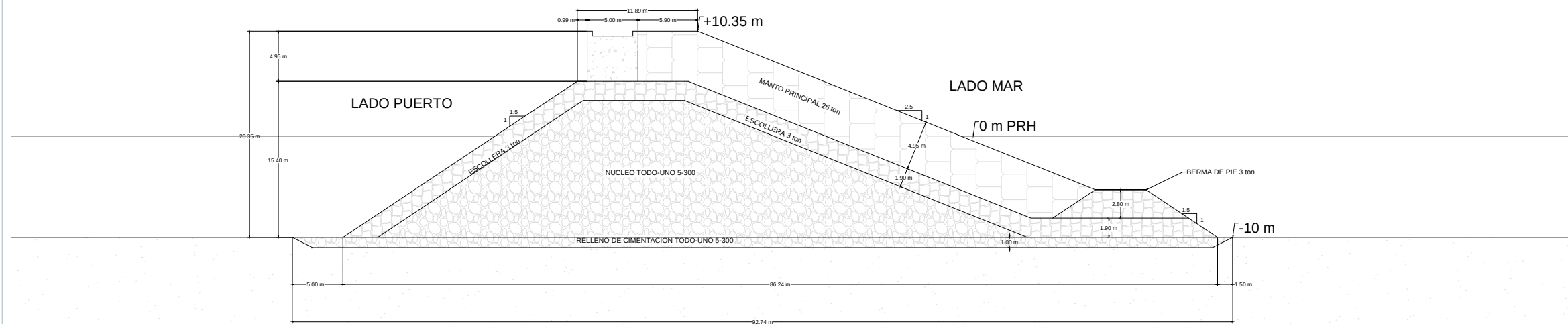
SECCIÓN AA



SECCIÓN BB

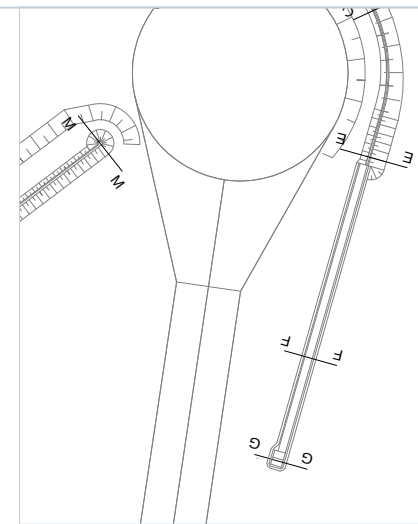
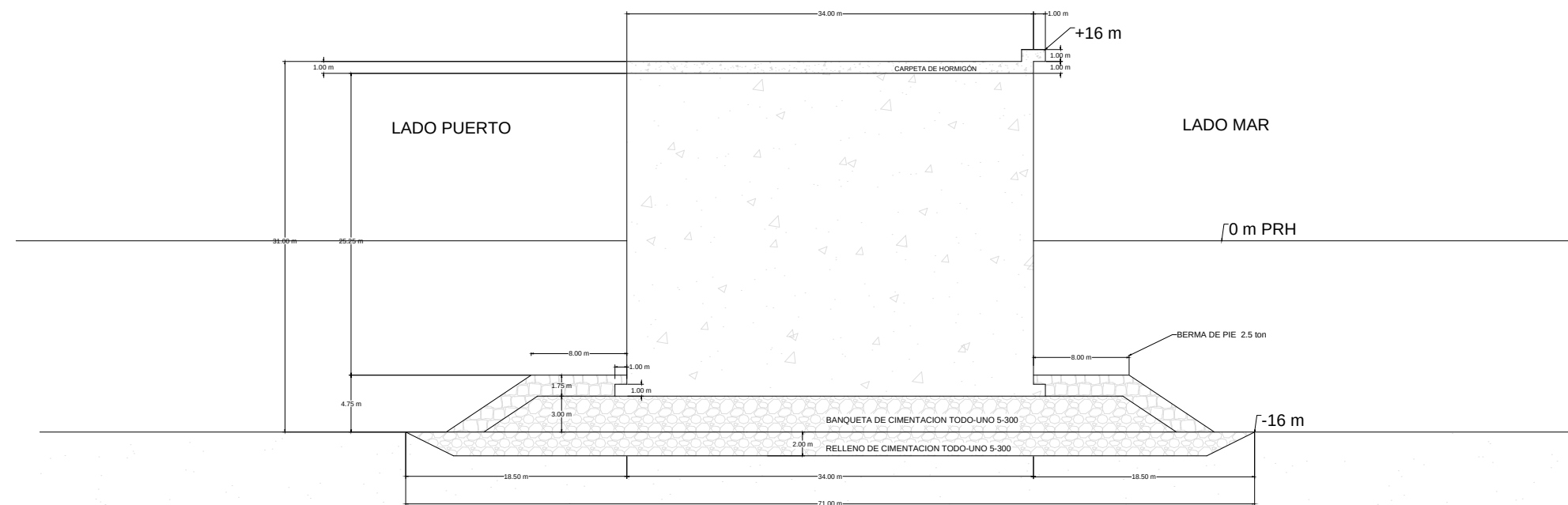


- NOTAS
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
 2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS



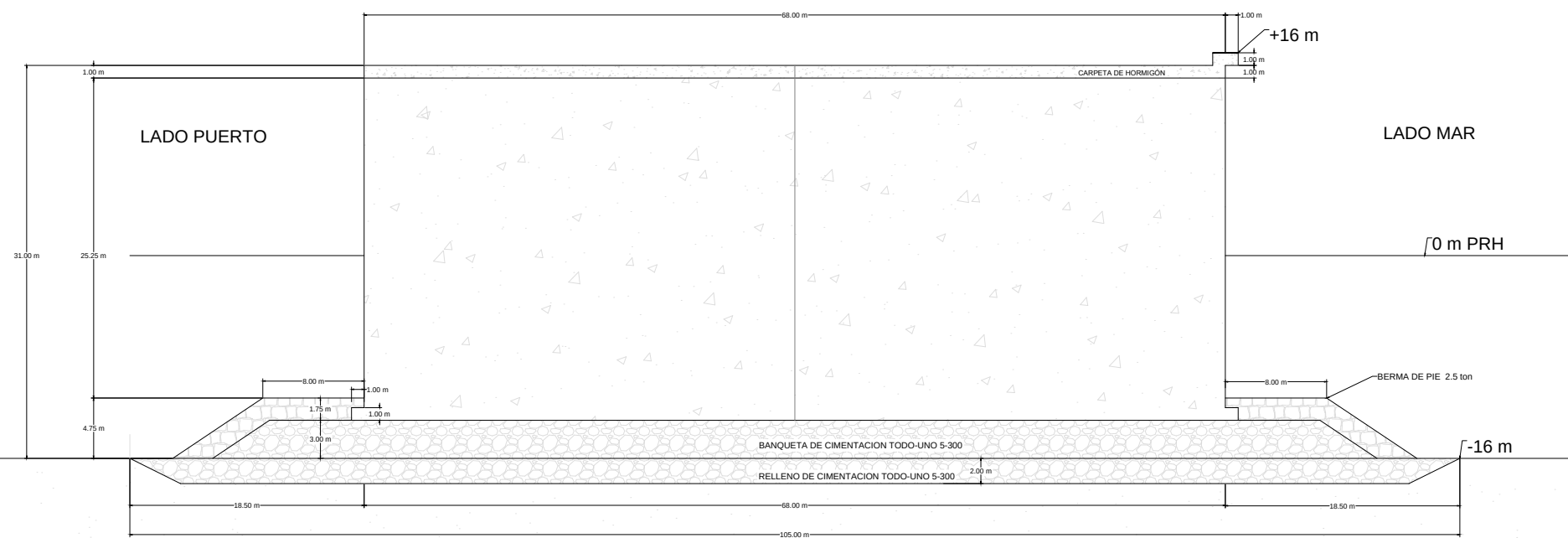
NOTAS

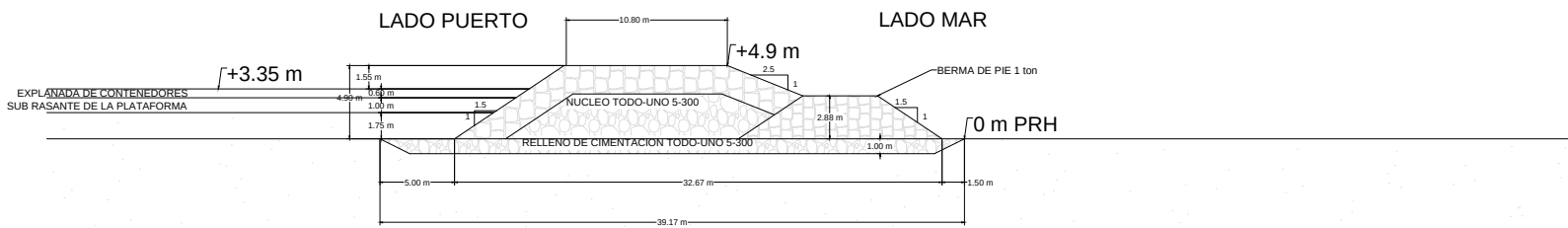
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS



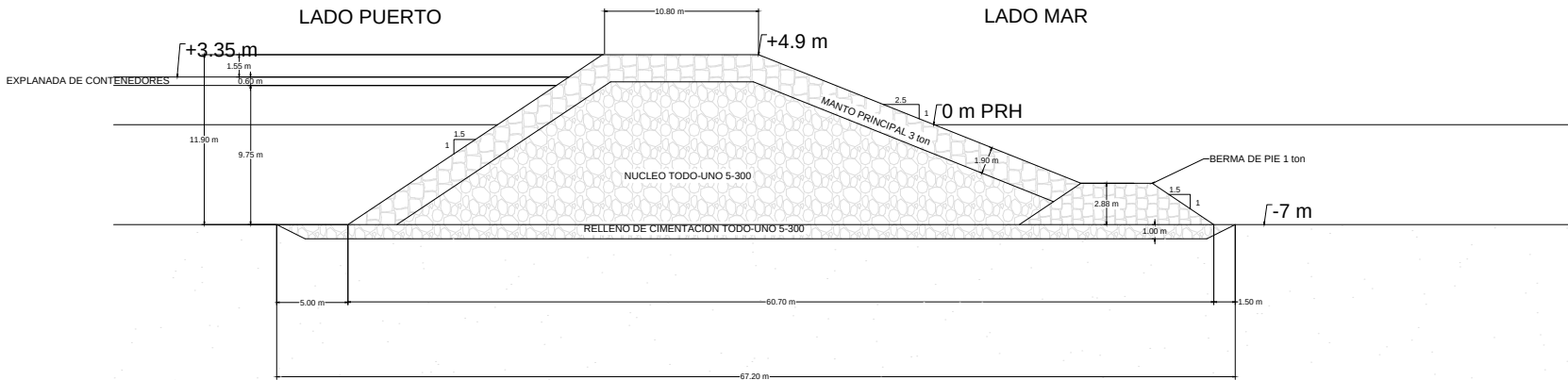
NOTAS

1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS

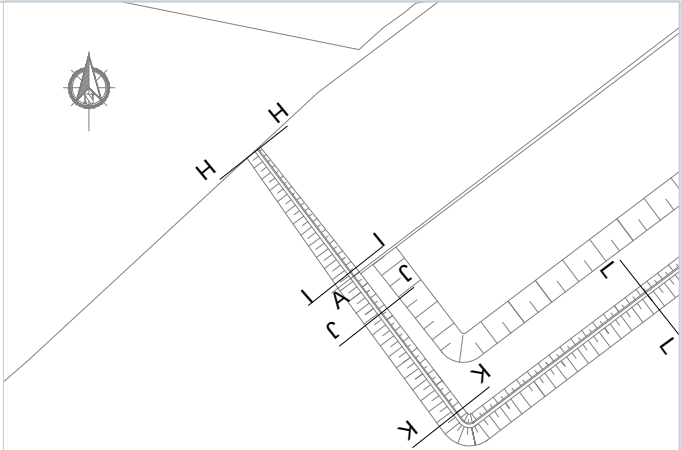




SECCIÓN HH

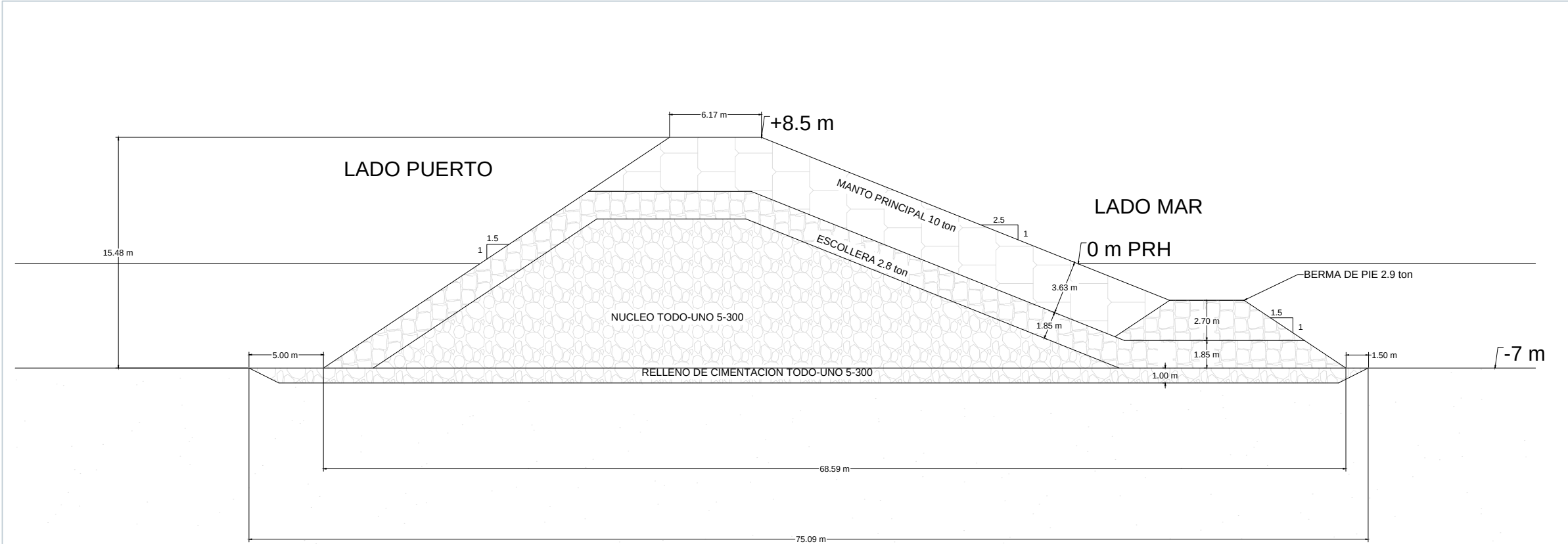


SECCIÓN II

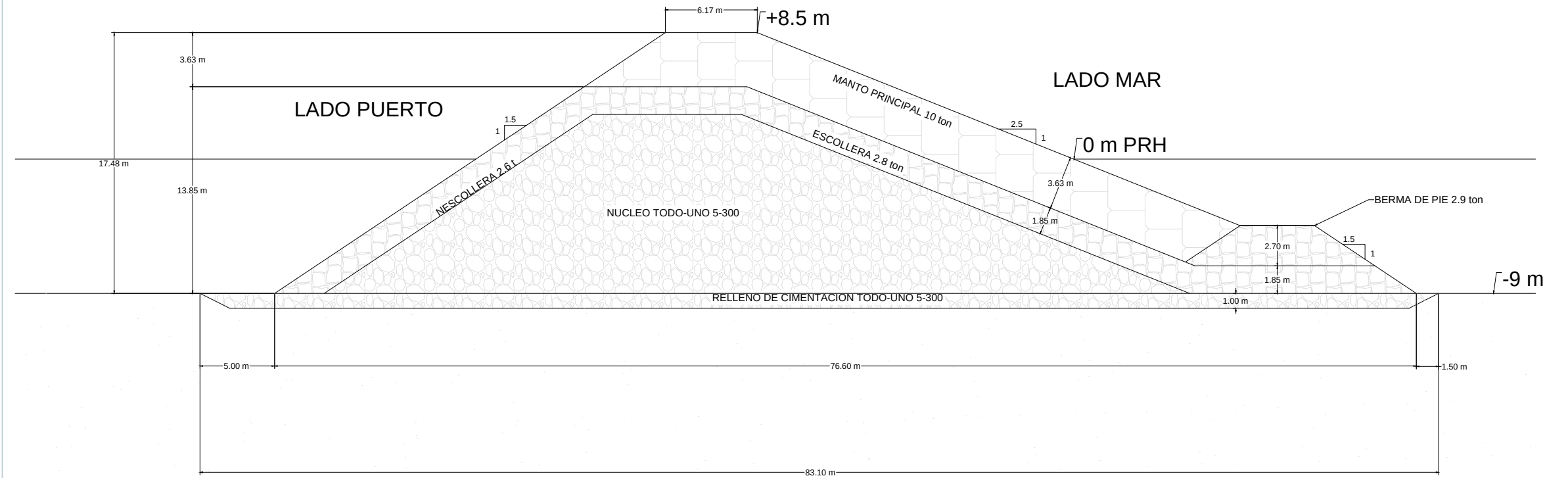


- NOTAS
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
 2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS

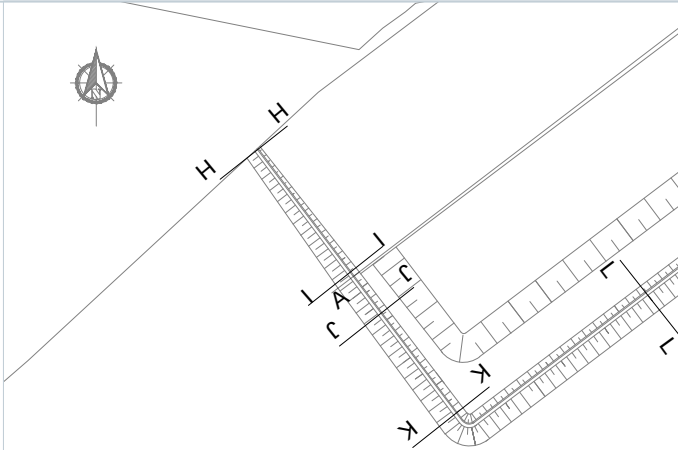
Proyecto PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS	Autor Rodrigo Junes Maya Lambert
Título DIQUES DE ABRIGO SECCIONES - TRAMO IV	Fecha 12/12/2016
	Escala 1:250
	PLANO N° 8



SECCIÓN JJ



SECCIÓN KK



NOTAS

1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS

Proyecto
PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS

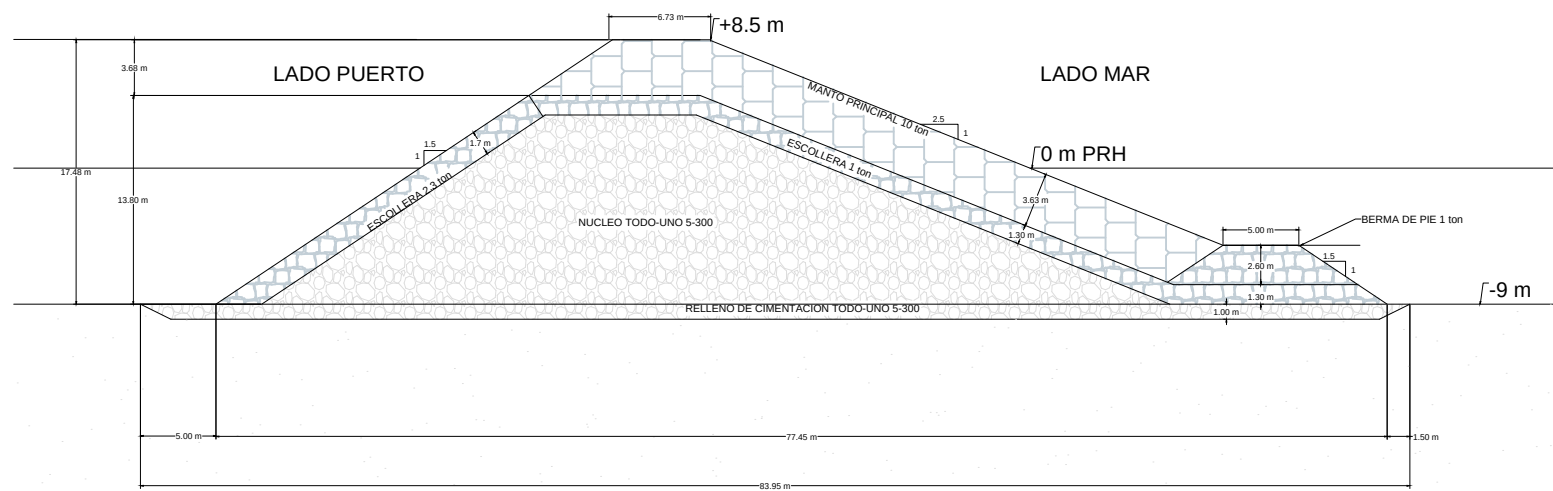
Título
DIQUES DE ABRIGO
SECCIONES - TRAMO V

Autor
Rodrigo Junes
Maya Lambert

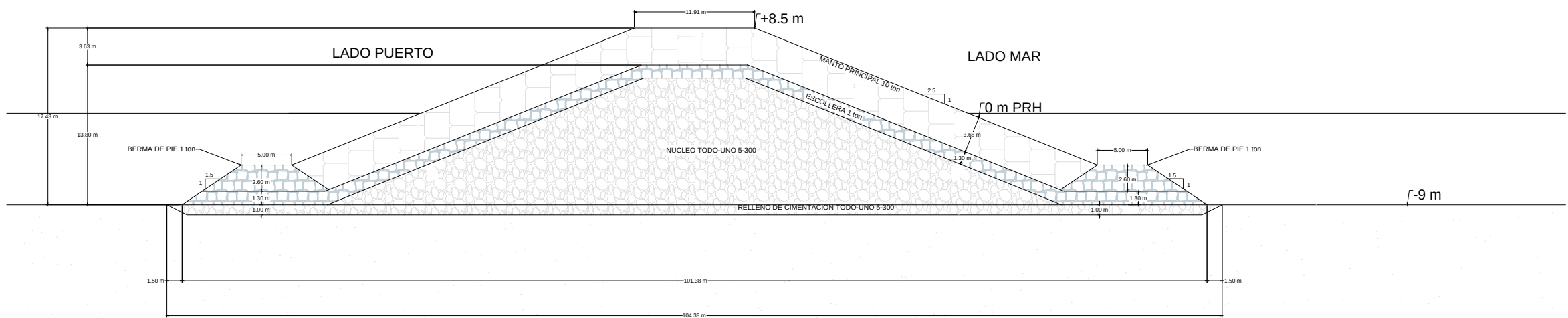
Fecha
12/12/2016

Escala
1:250

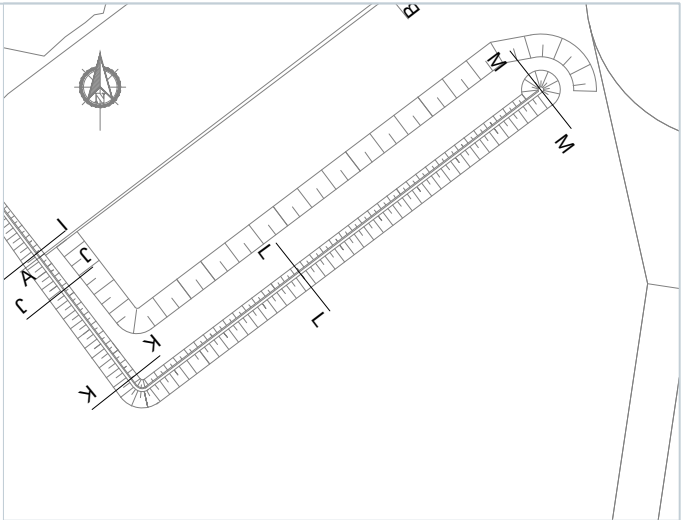
PLANO N° 9



SECCIÓN LL



SECCIÓN MM-MORRO



- NOTAS
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
 2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS

Proyecto
PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS

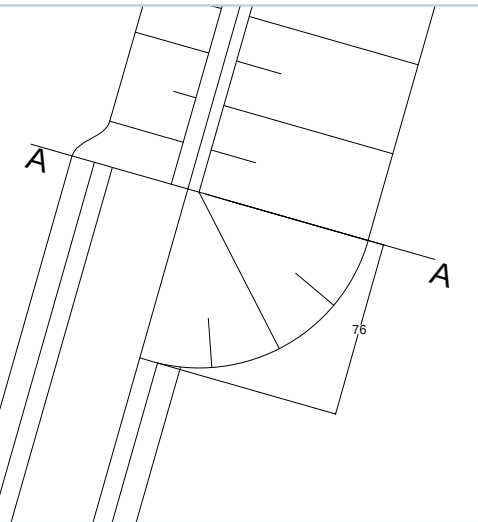
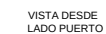
Título
DIQUES DE ABRIGO
SECCIONES - TRAMO VI
MORRO TRAMO VI

Autor
Rodrigo Junes
Maya Lambert

Fecha
12/12/2016

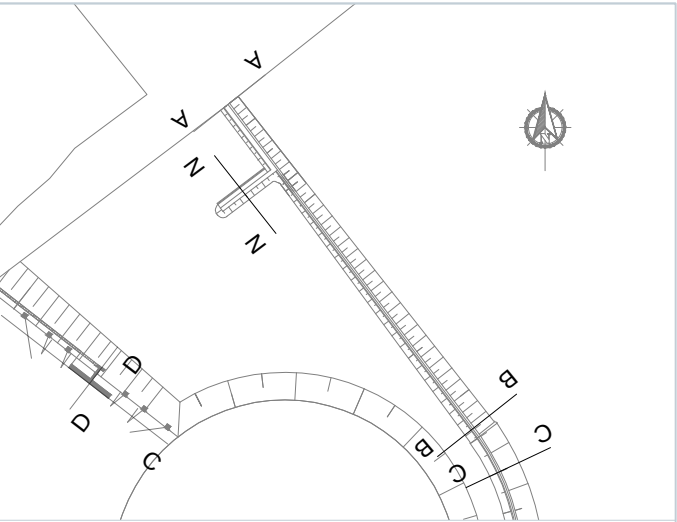
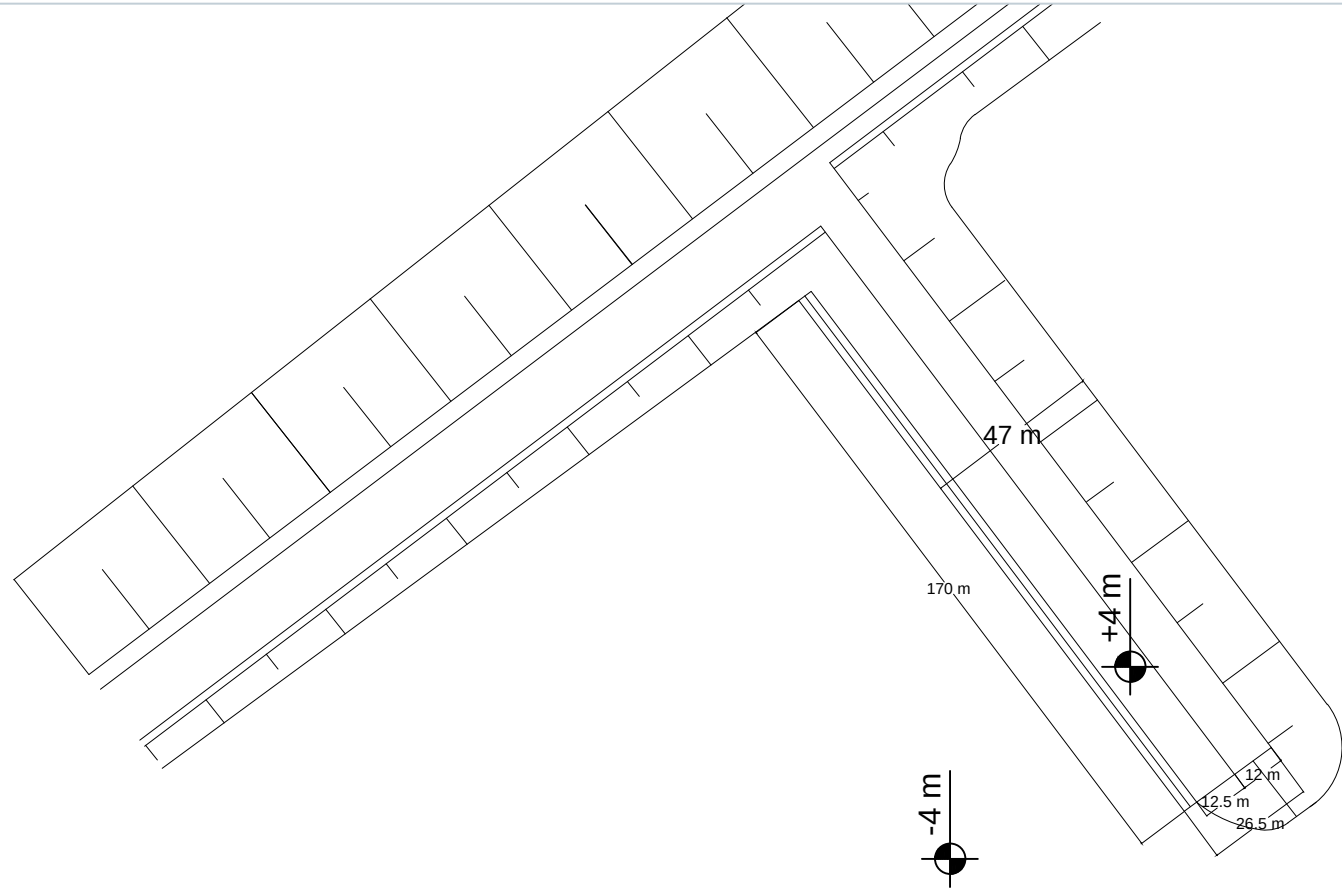
Escala
1:250

PLANO N° 10



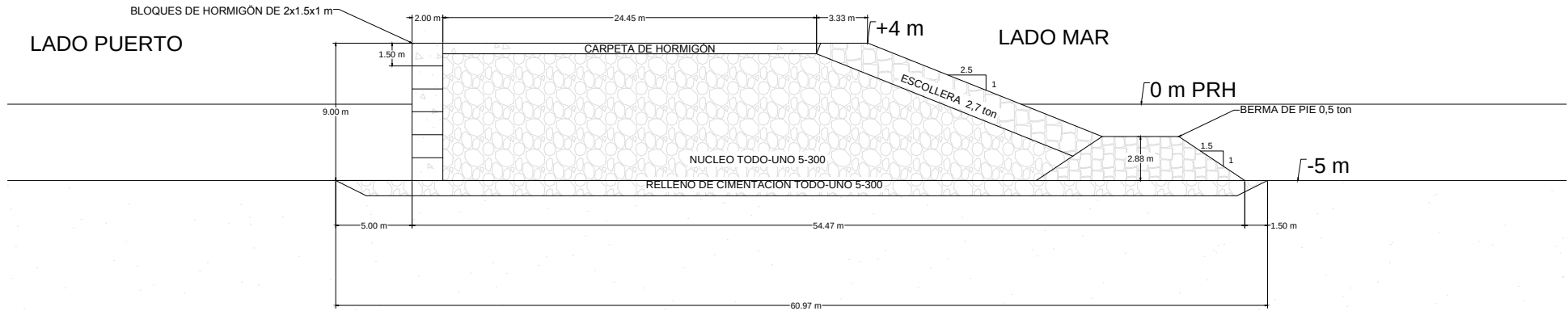
SECCIÓN AA

1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS



- NOTAS
1. TODAS LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL 0 PRH (ex-Wharton)
 2. LAS UNIDADES ESTÁN EN METROS
 3. EL MUELLE ESTÁ COMPUESTO POR BLOQUES DE HORMIGÓN DE 2x1.5x1 m

Escala 1:1000



SECCIÓN NN

Escala 1:200

Proyecto PUERTO DE AGUAS PROFUNDAS	Autor Rodrigo Junes Maya Lambert
Título DIQUES DE ABRIGO SECCIÓN Y PLANTA - MUELLE AUXILIAR	Fecha 12/12/2016
	Escala -
	PLANO N° 12