



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR

Implementación de medidas de adaptación al cambio climático en el arco de playa La Paloma – La Pedrera

Fariña, Paula
Piperno, Franco

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniería Civil.

Tutores

Sanguinetti, Juan
Solari, Sebastián

Tribunal

Díaz, Julieta
Lorenzo, Eugenio
Santoro, Pablo

Montevideo, Uruguay
Agosto de 2025

Implementación de medidas de adaptación al cambio climático en el arco de playa La Paloma – La Pedrera

Primer Entregable

Fariña, Paula

Piperno, Franco

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero
Civil.

Tutores

Sanguinetti, Juan

Solari, Sebastián

Tribunal

Díaz, Julieta

Lorenzo, Eugenio

Santoro, Pablo

Montevideo, Uruguay

Julio 2025

1. Resumen ejecutivo

El arco de playa de La Paloma – La Pedrera presenta problemas de erosión e inundaciones, que se espera que incrementen con los escenarios de cambio climático proyectados. Este proyecto de grado se centra en proponer alternativas para mitigar los efectos adversos asociados a dinámicas de erosión e inundaciones por dinámicas tanto continentales como costeras, buscando proteger los activos que presenta el arco de playa.

Para esto es necesario comprender y caracterizar las problemáticas a las que se enfrenta el arco de playa, por lo que se presenta un diagnóstico de la situación actual y la proyectada a futuro de las dinámicas de erosión e inundaciones continentales y costeras.

El diagnóstico de la erosión se centra en el análisis a tres escalas temporales de la posición de la línea de costa: largo, medio y corto plazo. Para el análisis a largo plazo se calcula la parábola de equilibrio de la playa y se estudia la influencia del aumento del nivel medio del mar sobre el perfil de la playa. Para el análisis a medio plazo se estudia la variación de la posición de la línea de costa a través de imágenes satelitales, mientras que para el análisis a corto plazo se estudian los efectos de distintas tormentas sobre el arco de playa. Además, de forma de una mejor comprensión de las dinámicas de la línea de costa se estudia el transporte de sedimentos litoral y eólico del arco de playa. Posteriormente, se realiza una proyección de la línea de costa a dos horizontes temporales (2050 y 2100) considerando dos efectos de cambio climático: aumento del nivel medio del mar y aumento en las precipitaciones; y se estudia su impacto sobre los activos que engloba el arco de playa.

En el diagnóstico de las inundaciones costeras se realiza un análisis estadístico del nivel de mar en playa, resultado que se obtiene de propagar datos medidos y de reanálisis a la costa. Se estudia esta dinámica para dos los horizontes del proyecto y dos escenarios de cambio climático.

Para el diagnóstico de las inundaciones por dinámicas continentales se caracterizan 3 cuencas que descargan sobre el arco de playa. El estudio tiene como objetivo determinar los hidrogramas de crecida generados en cada cuenca, los cuales se calculan a partir del Método Racional para eventos de precipitación de períodos de retorno 2, 10, 20, 100 y 500 años. Los hidrogramas resultantes se utilizan como insumo para una modelación hidrodinámica, que permite obtener las manchas de inundación en la zona. Se estudian los mismos horizontes temporales, planteando un aumento de las intensidades de las precipitaciones y un cambio del uso del suelo.

Los resultados exhiben que en la zona de Costa Azul y Antoniópolis el arco de playa presenta actualmente grandes problemas asociados a erosión, viéndose comprometida una gran cantidad de infraestructura por eventos de oleaje. A través de las proyecciones realizadas, y los escenarios de cambio climático planteados, se nota que la problemática aumentará de forma significativa, siendo nuevamente las zonas de Costa Azul y Antoniópolis las zonas más comprometidas.

Los resultados de inundaciones por dinámicas costeras no exhiben grandes amenazas a la infraestructura construida para un escenario actual. Para el horizonte 2100 y un escenario de cambio climático alto, los resultados muestran que sólo una vivienda construida actualmente se ve afectada para un nivel de mar en playa de 10 años de periodo de retorno y 11 viviendas se verían afectadas recién para un evento de 500 años de periodo de retorno.

Por parte de las inundaciones por dinámicas continentales para la situación actual se logran identificar problemas de alcantarillas sobrepasadas, erosión en las descargas y afectación en 30 viviendas para un periodo de retorno de 100 años, problemas que aumentan en función de los horizontes del proyecto.

En el Segundo Entregable, se presenta un análisis de distintas alternativas para mitigar las problemáticas planteadas. Finalmente, en el Tercer Entregable, se presenta el diseño a nivel de anteproyecto de las medidas seleccionadas: un relleno de playa con rompeolas costeros formando tómbolos, una estructura de retención de agua para controlar los picos de escorrentía y la modificación de una alcantarilla.

2. Índice

1.	Resumen ejecutivo	2
2.	Índice.....	4
3.	Introducción	8
3.1	Fundamentación	8
3.2	Objetivos	9
3.3	Alcance.....	9
3.4	Metodología.....	10
3.5	Antecedentes	10
3.6	Siglas utilizadas	11
3.7	Cero de referencia	11
4.	Metodología del diagnóstico	12
5.	Datos de partida	13
5.1	Nivel de mar	13
5.2	Oleaje	14
5.3	Viento	14
5.4	Batimetría	16
5.5	Perfiles de playa	16
5.6	Sedimentos	17
5.7	Precipitaciones.....	18
6.	Escenarios de cambio climático.....	20
6.1	Escenarios de cambio climático	20
6.2	Aumento del nivel medio del mar.....	21
6.3	Aumento de las precipitaciones.....	23
7.	Caracterización del clima marítimo	24
7.1	Clima marítimo exterior	24
7.1.1	Análisis estadístico de las variables	26
7.1.2	Régimen extremal nivel de mar en puerto	27
7.1.3	Régimen medio oleaje	27
7.1.4	Régimen extremal oleaje	30
7.1.5	Relación altura de ola significativa y nivel de mar en puerto	31
7.1.6	Relación entre nivel de mar en puerto y precipitaciones.	32
7.2	Nivel de mar en playa	33

7.2.1	Propagación del oleaje a la costa.....	33
7.2.2	Cálculo del set up.....	34
7.2.3	Régimen extremal nivel de mar en playa.....	35
8.	Evolución de la línea de costa	38
8.1	Intervenciones en el arco de playa.....	38
8.2	Mapa geológico.....	42
8.3	Análisis a largo plazo	43
8.3.1	Posición de equilibrio en planta.....	45
8.3.2	Análisis del retroceso línea de costa por aumento de nivel de mar.....	49
8.4	Análisis a mediano plazo	52
8.4.1	Avance en el extremo sur de la playa	56
8.5	Análisis a corto plazo.....	57
8.5.1	Modelación de impacto de tormentas.....	57
9.	Transporte de sedimentos	63
9.1	Transporte litoral	63
9.1.1	Análisis de sensibilidad	66
9.2	Transporte eólico	67
10.	Amenazas por erosión.....	71
10.1	Proyecciones de tendencias de posición de línea de costa	71
10.2	Erosión de la playa por efecto del aumento del nivel del mar	73
10.3	Retroceso de la línea de costa.....	74
10.4	Influencia de las tormentas en la línea de costa	75
10.5	Infraestructura afectada	76
11.	Amenazas por inundaciones costeras	78
11.1	Cálculo de las inundaciones costeras	79
11.2	Infraestructura afectada	83
11.3	Antecedentes de eventos	83
12.	Caracterización cuencas continentales	85
12.1	Elección de las cuencas de estudio	86
12.1.1	Análisis multicriterio.....	93
12.2	Descripción general de las cuencas de estudio	96
12.2.1	Relevamiento en la zona	97
12.3	Parámetros hidrológicos	104

12.3.1	Tiempo de concentración	105
12.3.2	Caudales de descarga	107
12.4	Situación futura.....	109
12.4.1	Impermeabilización del suelo	109
12.4.2	Caudales	113
13.	Implementación del modelo hidrodinámico	115
13.1	Parámetros de entrada	115
13.1.1	Secciones transversales	115
13.1.2	Estructuras hidráulicas	116
13.1.3	Coefficientes de rugosidad	116
13.2	Asignación de caudales en el modelo	120
13.3	Condición de borde aguas abajo	122
13.4	Modelo unidimensional resultante	124
13.5	Validación del modelo con caudal formativo	130
13.6	Análisis de sensibilidad	131
13.6.1	Coefficiente de rugosidad	131
13.6.2	Tiempo de concentración	134
13.6.3	Coefficiente de escorrentía.....	137
13.6.4	Conclusiones.....	139
13.7	Análisis de resultados del modelo hidrodinámico.....	140
13.7.1	Situación actual	140
13.7.2	Situación futura	146
13.7.3	Identificación de problemáticas asociadas a las inundaciones continentales	150
14.	Resumen diagnóstico	153
14.1	Síntesis de problemáticas asociadas a erosión costera	153
14.1.1	Situación actual	153
14.1.2	Situación futura	153
14.1.3	Mapas resumen	154
14.2	Síntesis inundaciones costeras.....	158
14.3	Síntesis de las problemáticas asociadas a los cursos de agua	158
14.4	Mapas de amenazas.....	160
15.	Anexos.....	161
15.1	Anexo 1	161

15.1.1	Tablas de frecuencia bivariadas en punto LP03.....	161
15.1.2	Tablas de frecuencia bivariadas en punto LP12.....	162
15.1.3	Régimen extremal altura de ola	163
15.1.4	Régimen extremal nivel en playa.....	164
15.2	Anexo 2	164
15.2.1	Transporte litoral de sedimentos	164
15.2.2	Transporte eólico	165
15.2.3	Procedimiento cálculo transporte eólico.....	166

3. Introducción

Se presenta en la Figura 3-1 la zona de estudio, que abarca desde el puerto de La Paloma hasta la punta rocosa de la playa “Del Barco” en La Pedrera. Incluye las localidades de La Paloma, La Aguada, Costa Azul, Antoniópolis, Arachania, Diamante y San Sebastián de La Pedrera y La Pedrera, todas dentro del municipio de La Paloma, en el departamento de Rocha, Uruguay.

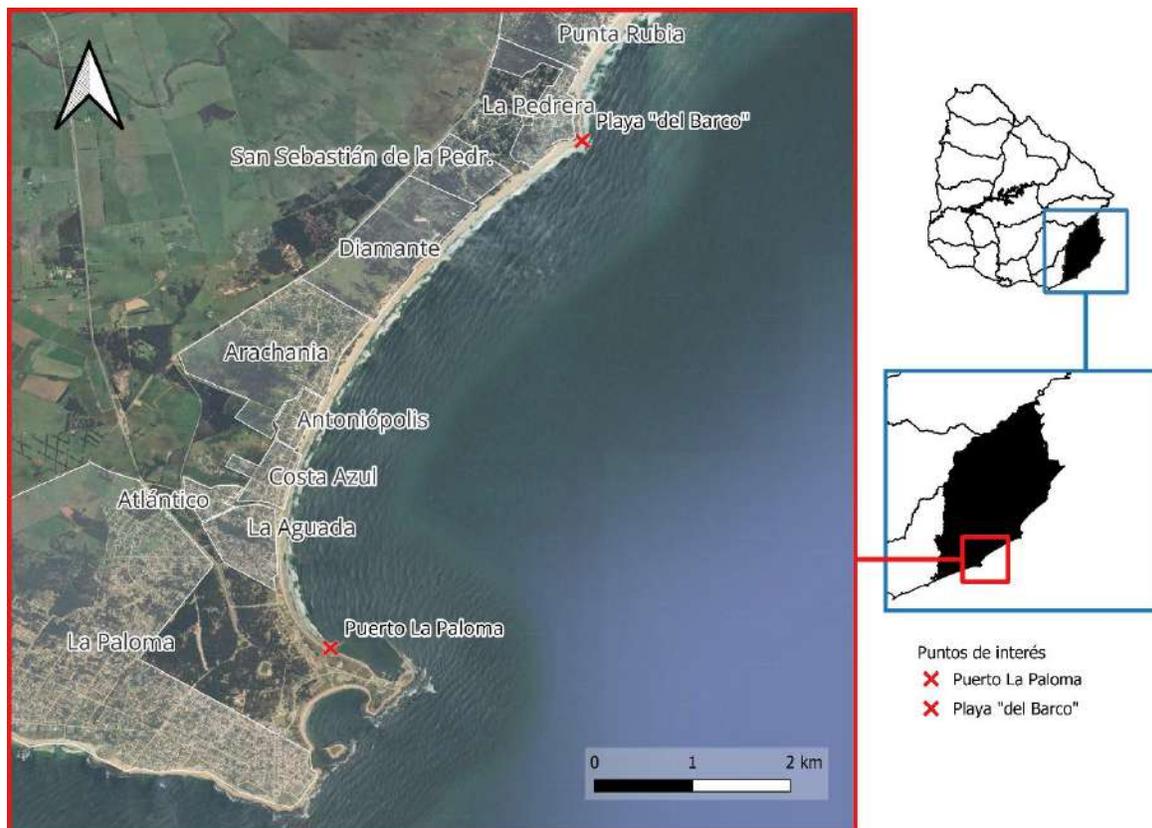


Figura 3-1 - Zona de estudio

3.1 Fundamentación

Desde comienzos de siglo XX la franja costera uruguaya comenzó a dejar de ser un espacio improductivo para un país ganadero y comenzó a surgir como una posibilidad de un negocio rentable debido a las virtudes de los recursos naturales existentes¹. La vocación turística del país, principalmente de modalidad de veraneo, comenzó entonces a desarrollarse y a expandirse.

Inicialmente la ciudad de Montevideo fue el principal destino turístico, y con el pasar de los años comienza a darse un paulatino crecimiento en la faja costera rioplatense y atlántica, incluyendo los departamentos de Canelones, Maldonado y Rocha, creándose una gran cantidad de balnearios. Este crecimiento no fue homogéneo, y quedó restringido por la lejanía y las dificultades en las comunicaciones, pero a fines de la década del 40, la mayoría de los balnearios que permanecen en la actualidad estaban formados como tales.

¹ Campodónico, R. (2019). Los inicios de la regionalización turística: Uruguay en la década del 60. *Registros. Revista de Investigación Histórica*, 15(2), 129-144. <https://revistasfaud.mdp.edu.ar/registros/article/view/324>

Dentro de este crecimiento es que comienza a surgir el crecimiento de las distintas localidades comprendidas en el arco de playa de La Paloma y la Pedrera.

Fundada en setiembre de 1874, La Paloma se convirtió en una de las ciudades balneario más populares del Uruguay. Sus primeros pobladores se ubicaron en torno al faro construido en el último cuarto del siglo XIX, y su población fue aumentando lentamente con las construcciones del puerto en el año 1909 y la construcción del tramo de tranvía que unía el entonces pueblo de La Paloma con la ciudad de Rocha en el año 1914².

Por otra parte, el balneario de La Pedrera data sus orígenes en el año 1898 y desde sus inicios se caracterizó por el atractivo turístico que presenta. En los años 1910 contaba con aproximadamente 10 familias que se trasladaban a la zona para pasar los meses del verano.

El crecimiento de estos balnearios surgió de forma espontánea y sin casi planificación, mediante la modalidad de loteo de terrenos. El paisaje buscado no eran los campos dunares con sus matorrales asociados, sino un sitio limpio con una llegada fácil al mar³. Por esta razón, se comenzaron a plantar en gran parte de la franja costera pinos marítimos y acacias, que permitieron fijar las dunas ignorando los impactos ambientales implicados.

A raíz de este crecimiento el arco de playa comenzó a sufrir de las diferentes presiones antropogénicas, donde el uso recreativo intensivo y la urbanización del territorio se destacan fuertemente. Sumándose a esto, el cambio climático, particularmente el aumento del nivel medio del mar presentará en los próximos años una nueva presión sobre las playas de arena. Estas presiones conllevan, entre otros, problemas de erosión e inundaciones, que ponen en riesgo la infraestructura construida, los ecosistemas presentes, y limitan el atractivo turístico de la zona.

3.2 Objetivos

El objetivo del proyecto es la presentación de alternativas a nivel de anteproyecto de modo de lograr una adaptación de la zona a las problemáticas de erosión e inundación, contemplando los posibles escenarios de cambio climático.

Se busca proteger los activos presentes en la playa, incluyendo la infraestructura construida, los ecosistemas naturales y el área recreativa, la cual constituye un recurso económico para la región.

3.3 Alcance

El proyecto se centra en el estudio de los procesos físicos asociados a inundación y erosión de la zona de estudio, y la selección y diseño de alternativas de adaptación a nivel de anteproyecto. Se estudian los principales aspectos económicos, identificando costos y beneficios de las distintas alternativas seleccionadas. Se evalúan también los principales componentes medioambientales del proyecto.

² Di Candia, C. (2011). Los dos nacimientos de La Paloma. *Revista Histórica Rochense*, (5). Recuperado de <https://www.revistahistoricarochense.com.uy/rhr-no-5/los-dos-nacimientos-de-la-paloma/>

³ Gadino, I. (2021). Paisajes costeros en Uruguay: impactos y alternativas de una historia marcada por el turismo residencial. En: Fidalgo, P. (Ed.) *Dinámicas da paisagem: Entre a realidade e o desejo*. HTC - História, Territórios, Comunidades, Faculdade de Ciências Sociais e Humanas da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, pp.227-247.

Como escenarios de cambio climático se estudian aumentos en el nivel medio del mar y aumento de intensidad de precipitaciones.

Se estudian alternativas de drenaje en algunas de las cuencas que descargan en la costa, para esto se elabora un criterio de selección para las cuencas a estudiar, basado en una aproximación al riesgo que provocan las inundaciones.

3.4 Metodología

Las características del proyecto hacen que sea necesario un diagnóstico de la situación actual de la zona de estudio, identificando las amenazas y las zonas más comprometidas. Por esta razón la primera parte del proyecto se centrará en el diagnóstico de las problemáticas previamente planteadas, sintetizándose la información en mapas de riesgo, tanto para la erosión como las inundaciones por las dinámicas costeras y continentales. Todo esto queda incluido en el primer entregable.

Posteriormente, se presentarán medidas posibles para mitigar los efectos adversos que impactan sobre este arco de playa y la selección de las medidas que se creen adecuadas para diseñar, presentándose todo esto en el segundo entregable.

Finalmente, en el tercer entregable, se presenta el diseño final de las obras seleccionadas y se acompañan con los planos y memorias de cálculos correspondientes.

3.5 Antecedentes

Se presentan los estudios antecedentes que se tuvieron en cuenta para la elaboración de este proyecto:

- Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria. (2019). **Desarrollo de herramientas tecnológicas para la evaluación de los impactos, la vulnerabilidad y la adaptación al cambio climático en la zona costera de Uruguay: Entregable 4.3. Casos piloto. Playa La Aguada (Rocha).** Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria⁴.
- Consorcio Istec Ingeniería y Dica & Asociados. (2023, noviembre). **Informe de propuestas, evaluación de alternativas y anteproyecto para playa La Aguada – Rocha. Implementación de medidas de adaptación en la zona costera de Uruguay en el marco del NAP Costas.** Consorcio Istec Ingeniería y Dica & Asociados⁵.

⁴Disponible en: https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/sites/ministerio-ambiente/files/2020-08/Casos%20piloto.%20Playa%20LA%20Aguada%20%28Rocha%29._0.pdf

⁵Disponible en: https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/sites/ministerio-ambiente/files/2024-09/Producto%203%20-%20NAP%20Costas%20-%20La%20Aguada_0.pdf

3.6 Siglas utilizadas

- **AFGAP:** Asociación de Funcionarios/as del Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca.
- **ANP:** Administración Nacional de Puertos
- **ASTM:** American Society for Testing and Materials
- **DINAGUA:** Dirección Nacional de Aguas
- **EU:** Unión Europea
- **FIS:** Factor de impermeabilización del suelo
- **FOS:** Factor de ocupación del suelo
- **GIS:** Geographic Information System (Sistema de información geográfica).
- **GTSM:** Global Tidal Surge Model
- **IdeUy:** Infraestructura de Datos Espaciales de Uruguay
- **IMFIA:** Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Universidad de la Republica.
- **INE:** Instituto Nacional de estadística
- **INUMET:** Instituto Uruguayo de Meteorología
- **IPCC:** Panel Intergubernamental sobre Cambio Climático
- **MDT:** Modelo Digital de Terreno
- **INVOTMA:** Ministerio de Vivienda y Ordenamiento Territorial
- **NASA:** National Aeronautics and Space Administration, Estados Unidos.
- **ROU:** República Oriental del Uruguay
- **SOHMA:** Servicio de Oceanografía, Hidrografía y Meteorología de la Armada
- **SSP:** Escenarios Socioeconómicos Compartidos
- **SWAN:** Simulating Waves Nearshore

3.7 Cero de referencia

El cero de referencia utilizado a lo largo del proyecto es el cero oficial de Uruguay.

A lo largo del proyecto se utiliza el modelo digital del terreno del IDE, que utiliza para las cotas ortométricas el modelo geoidal EGM2008 EPSG 3855. Las diferencias entre el cero oficial y el elipsoide del modelo deben corregirse con agrimensor y pueden conducir a errores de aproximadamente 15 cm en la zona de estudio. Se asume como error la diferencia entre ellos.

4. Metodología del diagnóstico

Se presenta la metodología empleada para la elaboración del diagnóstico de la situación actual y futura de los comportamientos del arco de playa en relación con las dinámicas de erosión e inundaciones continentales y costeras.

En primer lugar, se presentan los datos de partida utilizados y los escenarios de cambio climático estudiados. Posteriormente se realiza la caracterización del clima marítimo exterior, y el nivel de mar en playa, resultados que se presentan a través del análisis estadístico de las variables.

Posteriormente, con el objetivo de estudiar la erosión de la playa, se analiza la posición de la línea de costa a tres escalas temporales: largo, mediano y corto plazo. Para el análisis a largo plazo se calcula la parábola de equilibrio de la playa y se estudia la influencia del aumento del nivel medio del mar sobre el perfil de la playa. Para el análisis a medio plazo se estudian imágenes satelitales, mientras que para el análisis a corto plazo se estudian los efectos de distintas tormentas sobre el arco de playa. De forma de una mejor comprensión de las dinámicas de la línea de costa se estudia el transporte de sedimentos litoral y eólico del arco de playa.

A partir de estos resultados se estudian las amenazas de los fenómenos de erosión e inundaciones por dinámicas costeras. Para las amenazas de erosión se presentan las líneas de costa proyectadas para los horizontes 2050 y 2100 bajo distintos escenarios de cambio climático. Para el análisis de las amenazas por inundaciones por dinámicas costeras se analizan los regímenes extremos del nivel del mar en playa. A partir de estos niveles, y el estudio de la erosión en las dunas se logra llegar a las zonas inundables por dinámicas costeras.

Para el análisis de las inundaciones provocadas por dinámicas continentales, se realiza en primer lugar un análisis multicriterio que permite identificar tres cuencas de interés. Posteriormente, se analiza en detalle cada una de estas cuencas y se implementa un modelo hidrodinámico en dos de ellas, seleccionadas por su mayor criticidad. Este modelo permite obtener las manchas de inundación asociadas a eventos con distintos períodos de retorno. Se considera un escenario de cambio climático en donde aumentan las precipitaciones, y además se estudian escenarios futuros de urbanización que permiten la proyección de los valores de coeficiente de escorrentía.

5. Datos de partida

Se presentan en esta sección las fuentes y los tratamientos realizados a los datos de partida utilizados para el diagnóstico. Se presentan entonces los datos de:

- Nivel de mar
- Oleaje
- Viento
- Batimetría
- Perfiles de playa
- Sedimentos
- Precipitaciones

5.1 Nivel de mar

Para los datos de nivel de mar se utilizan datos de mediciones en el puerto de La Paloma y el reanálisis GTSM (*Global Tidal Surge Model, Deltares*)⁶. Las mediciones en el puerto de La Paloma tienen distinta frecuencia, los primeros datos con los que se cuenta son datos de máximos anuales, y a medida que avanza el tiempo los datos son reportados de forma más continua, llegando a períodos donde se reportan datos cada 15 minutos.

Se presentan las fuentes de los datos en la Tabla 5-1, así como la cantidad de datos faltantes y la frecuencia de los mismos.

Tabla 5-1 - Datos de nivel de mar

Fuente de datos	Inicio	Fin	Faltantes	Frecuencia
ANP	13-abr-18	31-dic-22	17	1 hr
GTSM	01-ene-79	31-dic-18	0	1 hr
DINAGUA	01-ene-79	31-dic-22	2775	Variable
Máx. Anuales DINAGUA	1901	2022	27	Anual

Si comparamos los datos en las horas donde se cuenta con información, con los datos del reanálisis podemos obtener figuras como las que se muestran en la Figura 5-1 y la Figura 5-2. En el diagrama de dispersión se ve que los datos siguen una cierta tendencia, pero el coeficiente de determinación ($R^2=0.41$) resulta relativamente bajo, por lo tanto, se decide utilizar la mayor cantidad posible de datos medidos, siguiendo el criterio que se detalla a continuación:

1. Si en un día hay datos medidos se utilizan estos con el siguiente criterio:
 - a. Si hay más de un dato por hora, se utiliza el máximo horario.
 - b. Si hay menos de un dato por hora, se interpola para completar el día.
2. Si en un día no hay datos medidos se utilizan los datos del reanálisis GTSM.

⁶ Deltares. (n.d.). *Global modelling of tides and storm surges*. Recuperado de <https://www.deltares.nl/en/expertise/projects/global-modelling-of-tides-and-storm-surges>

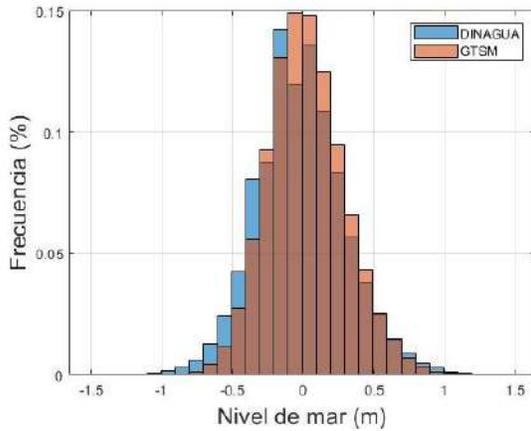


Figura 5-1 - Histograma de nivel de mar DINAGUA y GTSM. Niveles referidos al cero oficial.

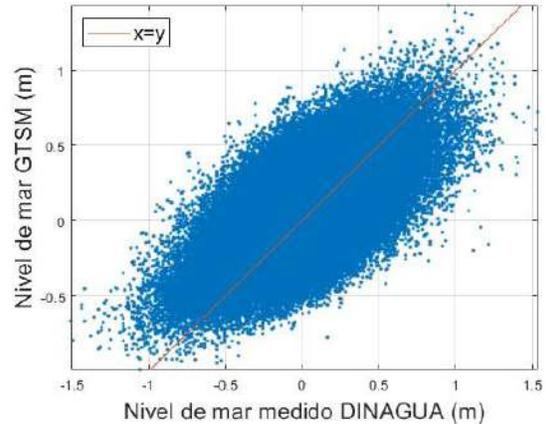


Figura 5-2 - Diagrama de dispersión nivel de mar. Niveles referidos al cero oficial.

5.2 Oleaje

Los datos de oleaje son extraídos del reanálisis global ERA5, de la red Copernicus (EU), un reanálisis de escala global y resolución temporal horaria que cuenta con datos desde 1940 hasta la fecha.

Se cuenta con datos en 4 puntos, cuyas coordenadas se exhiben en la Tabla 5-2, y se pueden ver graficados en la Figura 7-1.

Tabla 5-2 - Coordenadas datos oleaje.

Punto	Coordenadas	
	Long.	Lat.
1	-54.5	-35
2	-54	-35
3	-53.5	-34.5
4	-53.5	-34

5.3 Viento

Los datos de viento se obtienen también de ERA5, y se cuenta con datos en un solo punto, cuyas coordenadas son -54.75,-34.75 (long,lat), que se puede ver en la Figura 7-1. Se presenta la rosa de vientos en la Figura 5-3 y las frecuencias de las direcciones del viento en la Figura 5-4.

Se toma como hipótesis que el campo de viento es constante en toda la zona de estudio.

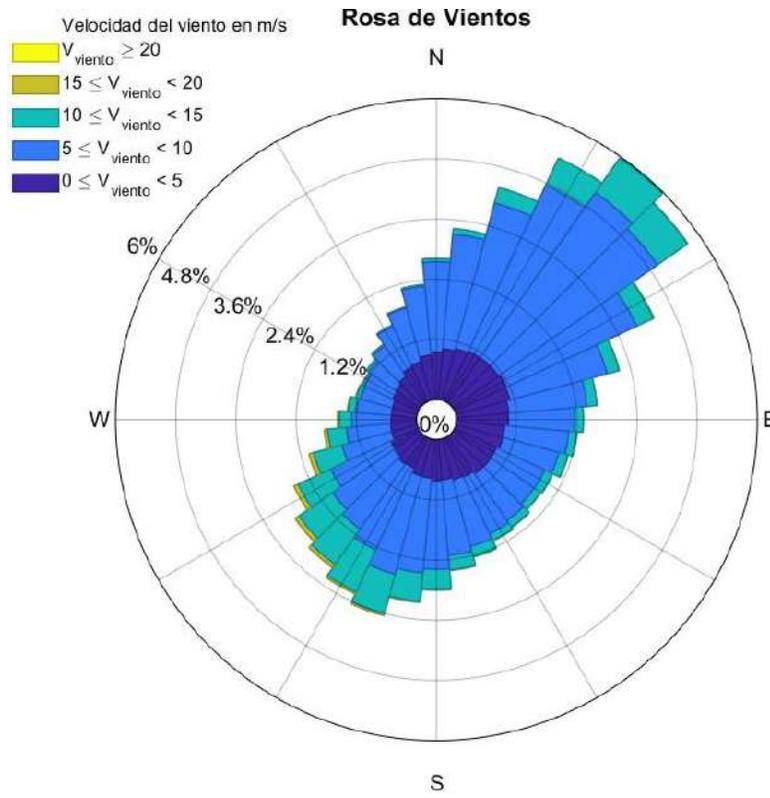


Figura 5-3 - Rosa de vientos datos ERA5.

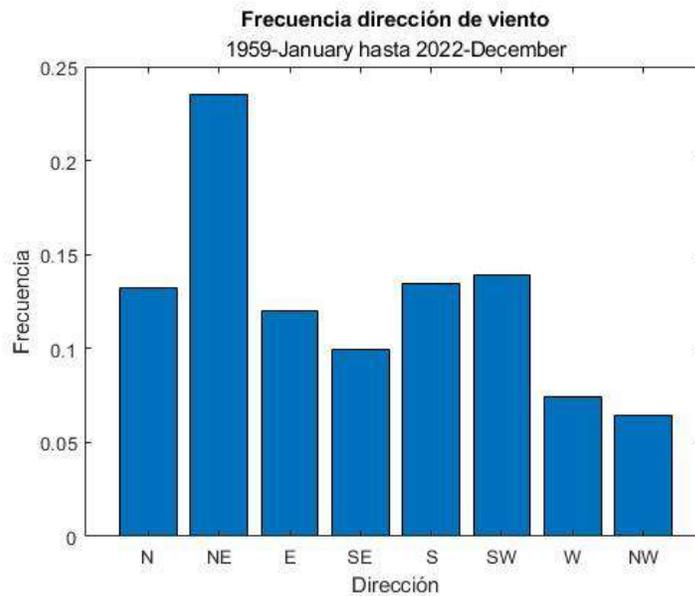


Figura 5-4 - Datos de dirección de viento.

5.4 Batimetría

Para la batimetría se cuenta con las cartas náuticas ROU19 y ROU 3, del año 2019. Además, debido a la mala resolución espacial de los datos de las cartas náuticas, sumado a la desconfianza que generan los datos reportados cerca de la costa, se utilizan también datos medidos con una sonda cerca de la costa, disponibles para todo el arco de playa.

Para interpolar los datos disponibles a toda la región se utiliza el método de triangulación con interpolación lineal. Los resultados se pueden observar en la Figura 5-5.

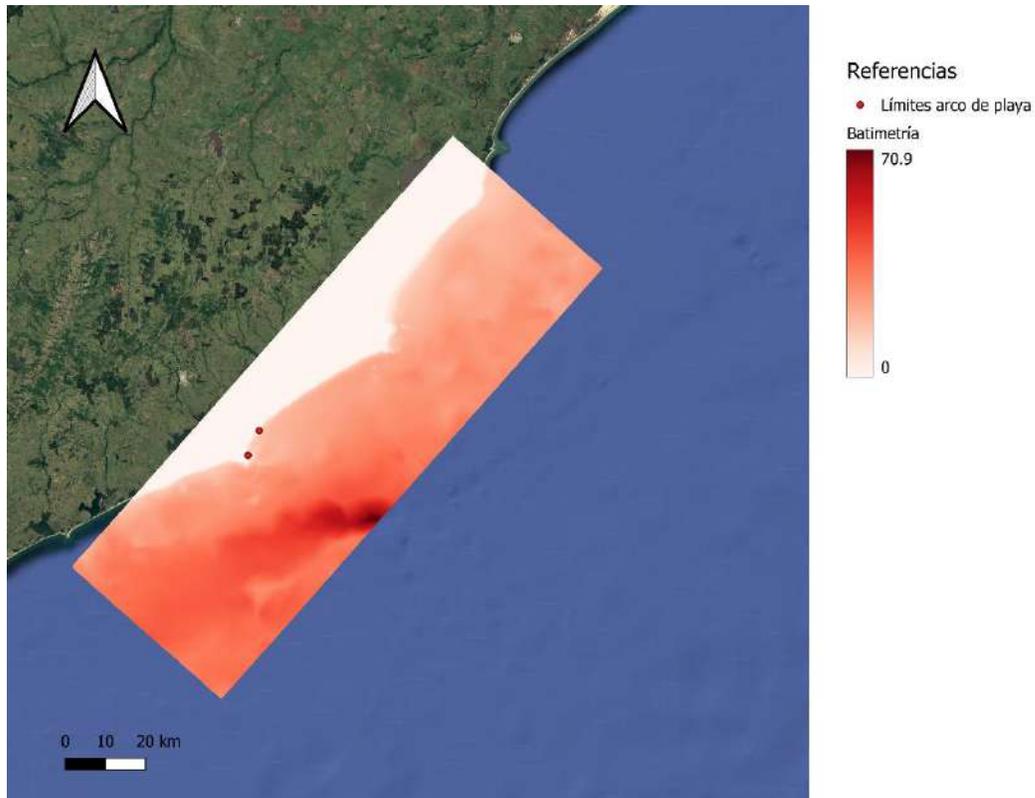


Figura 5-5 - Batimetría de la zona de estudio.

5.5 Perfiles de playa

Se cuenta con perfiles de playa medidos por el IMFIA en la zona de Costa Azul en los puntos presentados en la Figura 5-6. En el resto del arco de playa se utilizan perfiles de playa que surgen de la combinación del modelo digital del terreno del Ide y la batimetría de la zona. Cabe destacar que la resolución del píxel del MDT del Ide es de 2.5 metros, por lo que se cuenta con una menor resolución que en los perfiles medidos.



Figura 5-6 - Puntos relevados para perfiles de playa por IMFIA. Playa Costa Azul, Rocha.

5.6 Sedimentos

Se cuenta con información sedimentológica de 3 fuentes distintas:

1. Visita a campo de IMFIA.
2. Datos brindados por el Laboratorio de Suelos de la Intendencia Municipal de Rocha.
3. Visita a campo propia.

Los datos brindados por IMFIA corresponden todos a la localidad de Costa Azul (Tabla 5-3), mientras que los datos brindados por la Intendencia Municipal de Rocha van desde la playa de La Aguada hasta Arachania (Tabla 5-4).

Las muestras de arena extraídas en visita a campo son del extremo norte del arco de playa, en la playa “Del Barco”, en La Paloma. Se tomaron muestras del pie de duna, en la línea de costa y en un punto medio entre ambas. Para el análisis granulométrico se utilizan tamices ASTM #18, #30, #40, #70, #140, #200 y #400. Se presentan en la Tabla 5-5 los resultados del ensayo. Cabe aclarar que los ensayos granulométricos no fueron realizados en condiciones óptimas, debido al estado y disponibilidad de tamices, llegando a valores coherentes y confiables pero que pueden desviarse del resultado real.

Tabla 5-3 - Granulometría Costa Azul. Datos relevados por IMFIA.

Ubicación	Zona	D50 (mm)
Costa Azul A	Parte baja zona emergida	0.17
Costa Azul B	Parte alta zona emergida	0.2
Costa Azul C	Parte alta zona emergida	0.17
Costa Azul D	Parte baja zona emergida	0.18
Costa Azul E	Parte alta zona emergida	0.16
Costa Azul F	Dunas	0.17
Costa Azul G	Parte alta zona emergida	0.17
Costa Azul H	Parte baja zona emergida	0.17
Costa Azul I	Dunas	0.32
Costa Azul J	Parte baja zona emergida	0.16
Costa Azul K	Parte baja zona emergida	0.17
Costa Azul L	Parte alta zona emergida	0.17

Tabla 5-4 - Granulometría en distintos puntos del arco de playa. Datos relevados por Intendencia de Rocha.

Ubicación	Zona	D50 (mm)
La Aguada	Pie de duna	0.18
La Aguada	Línea Costa	0.18
La Aguada	1 m prof.	0.19
Cerro de la Virgen	Pie de duna	0.55
Cerro de la Virgen	Línea Costa	0.22
Cerro de la Virgen	1 m prof.	0.23
Costa Azul	Pie de duna	0.21
Costa Azul	Línea Costa	0.23
Costa Azul	1 m prof.	0.23
Arachania	Pie de duna	0.38
Arachania	Línea Costa	0.55
Arachania	1 m prof.	0.8

Tabla 5-5 - Granulometría playa "Del Barco" La Pedrera. Ensayo propio.

Ubicación	Zona	D50 (mm)
La Pedrera	Línea de costa	0.78
La Pedrera	Mitad de la playa	0.88
La Pedrera	Pie de duna	0.86

5.7 Precipitaciones

Se utilizan datos de precipitaciones de la estación meteorológica de Rocha de INUMET. Se cuenta con datos desde 1990 a 2021, con frecuencia diaria. No hay datos faltantes en el período estudiado. Se presenta la serie de precipitaciones en la Figura 5-7.

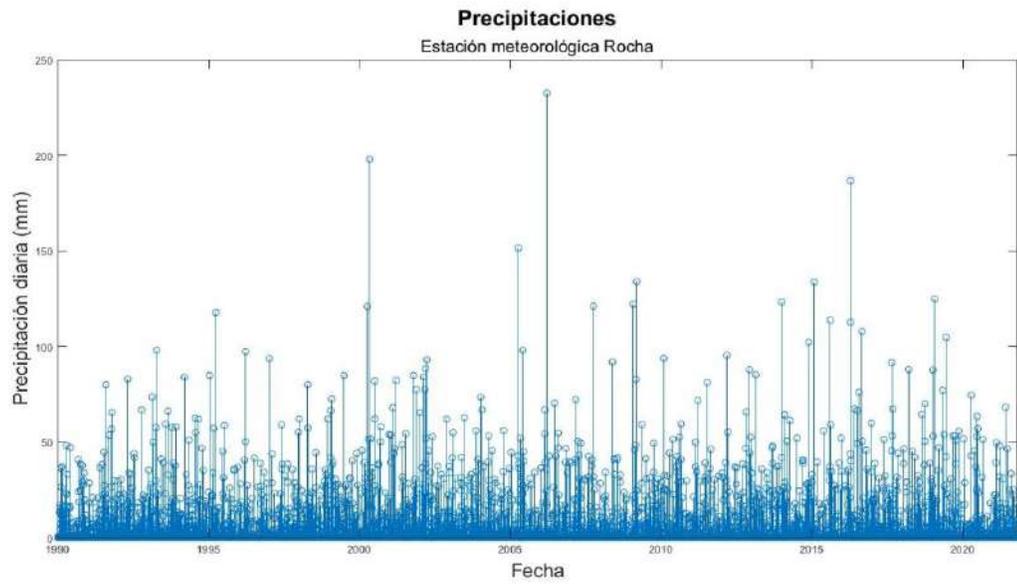


Figura 5-7 - Precipitaciones diarias en la estación Rocha G3 - INUMET.

6. Escenarios de cambio climático

El cambio climático presentará cambios en los forzantes que afectan las dinámicas de erosión e inundaciones, entre otras. En marco de este proyecto se estudiarán diferentes escenarios asociados al aumento del nivel medio del mar y cambio en la intensidad de las precipitaciones.

En este capítulo se presentan los distintos escenarios de aumento de nivel medio del mar y las hipótesis planteadas para el cambio de las precipitaciones.

6.1 Escenarios de cambio climático

Para evaluar el aumento del nivel del mar en la zona de estudio, se utilizan las proyecciones de incremento de nivel del mar generadas bajo diferentes *Escenarios Socioeconómicos Compartidos* (SSP), basados en el sexto informe de evaluación (AR6) del *Panel Intergubernamental sobre Cambio Climático* (IPCC). Estos escenarios representan trayectorias socioeconómicas alternativas con diferentes niveles de emisiones y políticas climáticas, cada una reflejando un grado de cambio climático proyectado hacia el final del siglo (2080-2100).

Los cinco SSP considerados en el análisis, con confianza media son (extraído de NASA):

1. **SSP1-1.9:** Este escenario busca limitar el calentamiento global a 1.5 °C mediante una reducción significativa en las emisiones de gases de efecto invernadero, logrando emisiones netas cero de CO₂ hacia mediados del siglo. Implica una transición rápida hacia energías limpias, políticas climáticas estrictas y un enfoque en sostenibilidad global.
2. **SSP1-2.6:** Se orienta a limitar el calentamiento global a menos de 2.0 °C, alcanzando emisiones netas cero en la segunda mitad del siglo. Este escenario también depende de importantes esfuerzos de mitigación, aunque con una velocidad de reducción de emisiones algo menor que en el SSP1-1.9.
3. **SSP2-4.5:** Representa un escenario intermedio donde las emisiones se estabilizan, con un calentamiento proyectado de aproximadamente 2.7 °C hacia 2100. Las emisiones de este escenario se basan en el límite superior de las Contribuciones Nacionales Determinadas (NDC, por sus siglas en inglés), establecidas en el Acuerdo de París. Aunque incluye algunas políticas de mitigación, estas no son suficientemente ambiciosas para evitar un aumento sustancial de la temperatura global.
4. **SSP3-7.0:** Este es un escenario en el que no se implementan políticas climáticas adicionales, resultando en altas emisiones de gases de efecto invernadero y aerosoles. Representa un mundo fragmentado con una cooperación internacional limitada y un desarrollo económico desigual, lo que aumenta el riesgo de cambios climáticos significativos con un calentamiento que supera los 3 °C hacia finales del siglo.
5. **SSP5-8.5:** Este escenario de “emisiones elevadas” asume un futuro de rápido crecimiento económico con una dependencia continua de los combustibles fósiles, sin la implementación de políticas climáticas adicionales. Resulta en el calentamiento global más alto, por encima de 4 °C hacia finales de siglo.

6.2 Aumento del nivel medio del mar

Para obtener las proyecciones en el puerto de La Paloma se utiliza la herramienta *Sea Level Projection Tool*⁷ de la NASA. Esta herramienta permite obtener las proyecciones de aumento de nivel de mar para distintos puntos, considerando los distintos escenarios. Las proyecciones se refieren a una línea base de 1995-2014.

Se presentan las proyecciones del aumento del nivel de mar en la Figura 6-1, Figura 6-2, Figura 6-3, Figura 6-4 y Figura 6-5. Los rangos sombreados muestran los rangos de percentiles 17 a 83, y las líneas punteadas los valores medios. En la Figura 6-6 se presentan todos los valores de las medianas juntos.

Se estudiarán particularmente los impactos de dos escenarios de cambio climático: un escenario intermedio (SSP2-4.5) y un escenario extremo (SSP5-8.5). Se presentan los valores de aumento de nivel medio del mar para los horizontes 2050 y 2100 en la Tabla 6-1.

Tabla 6-1 - Aumento del nivel medio del mar, horizontes 2050 y 2100, escenarios SSP2 - 4.5 y SSP5 - 8.5

Aumento del nivel medio de mar (m)		
	SSP2 - 4.5	SSP5 - 8.5
2050	0.18	0.21
2100	0.5	0.72

⁷ NASA Sea Level Change Team. (n.d.). *IPCC AR6 sea level projection tool*. NASA. <https://sealevel.nasa.gov/ipcc-ar6-sea-level-projection-tool>

Primer Entregable - Implementación de medidas de adaptación al cambio climático en el arco de playa La Paloma – La Pedrera

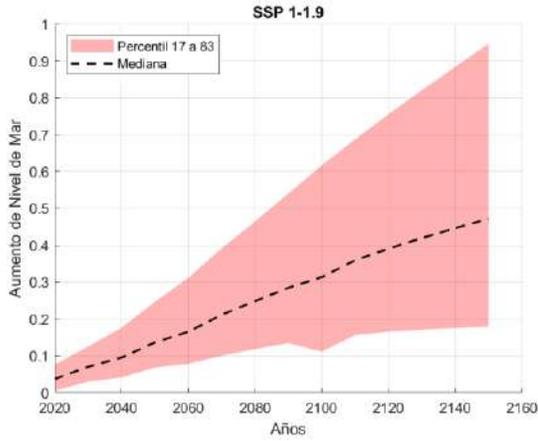


Figura 6-1- ANMM Puerto La Paloma, escenario SSP 1-1.9

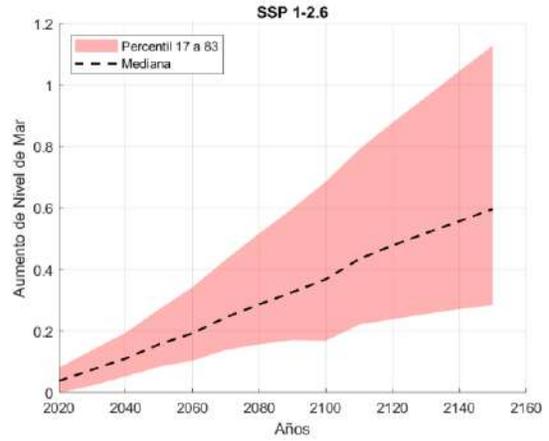


Figura 6-2- ANMM Puerto La Paloma, escenario SSP 1-2.6

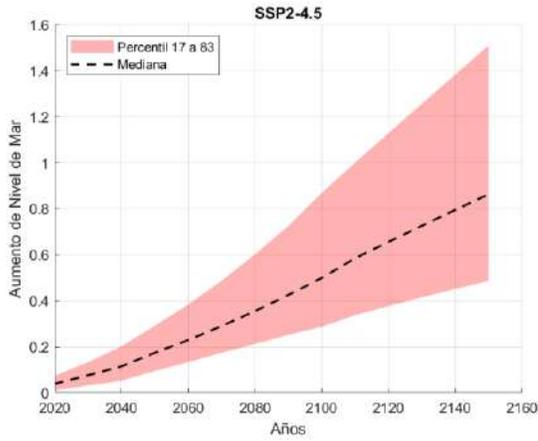


Figura 6-3- ANMM Puerto La Paloma, escenario SSP 2-4.5

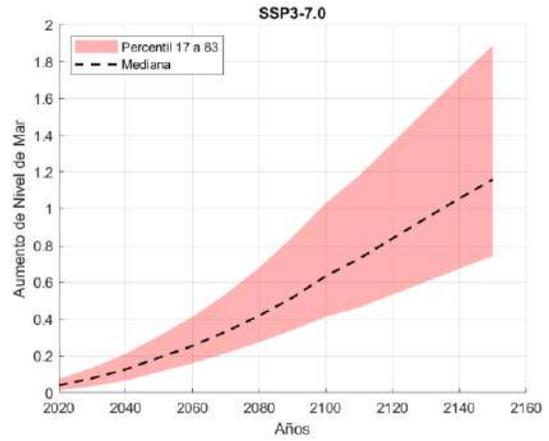


Figura 6-4- ANMM Puerto La Paloma, escenario SSP 3-7.0

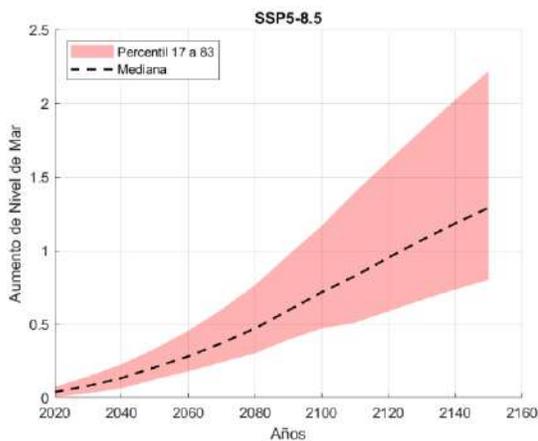


Figura 6-5- ANMM Puerto La Paloma, escenario SSP 5-8.5

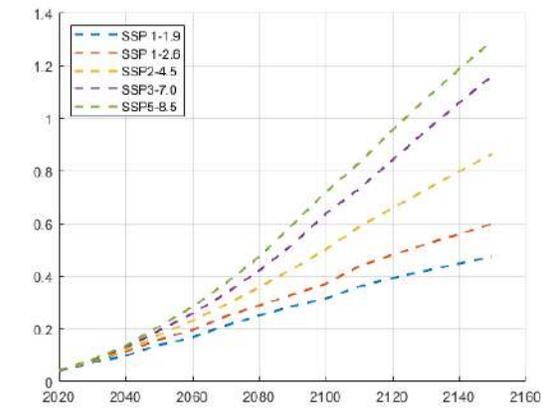


Figura 6-6- ANMM Puerto La Paloma, comparación de todas las medianas.

6.3 Aumento de las precipitaciones

Para considerar el aumento de precipitaciones se tienen en cuenta proyecciones obtenidas a partir de modelos climáticos globales organizados en el Proyecto “*Coupled Model Intercomparison Project*” (CMIP) desarrollado por el Programa Mundial para la Investigación en Clima (WCRP). A partir de estos modelos, se obtienen los incrementos de acumulado anual de precipitaciones relativos al periodo 1981 - 2010 (Barreiro, 2019⁸). Las proyecciones dependen de los escenarios SSP y el modelo climático global utilizado.

Se presentan estas proyecciones en la Figura 6-7, donde se nota que en el acumulado anual de lluvias respecto al periodo 1981-2010 para el periodo 2020-2044 se proyecta un aumento entre -5% y 10% y entre -5% y 30% para el periodo 2075-2099.

No se cuenta con información relativa a las variaciones de intensidad ni frecuencia de las precipitaciones. Por lo tanto, para determinar las lluvias de determinado periodo de retorno en el horizonte 2050 se consideran que son 10% más intensas que la actual para el mismo periodo de retorno. Para el horizonte 2100 se considera un aumento del 20% de las intensidades de precipitaciones.

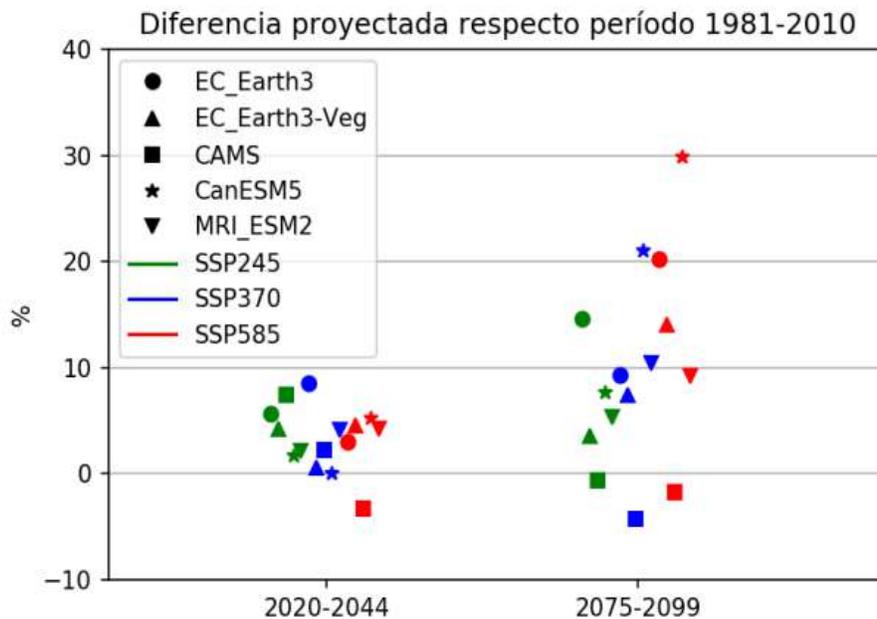


Figura 6-7. Diferencia en el acumulado anual de precipitaciones para 5 modelos, 3 escenarios y dos horizontes (Barreiro, 2019)

⁸ Barreiro, M., Arizmendi, F., & Trinchín, R. (2019). *Variabilidad y cambio climático en Uruguay: Material de capacitación dirigido a técnicos de instituciones nacionales*. Departamento de Ciencias de la Atmósfera, Instituto de Física, Facultad de Ciencias, Universidad de la República. Convenio MVOTMA-UdelaR.

7. Caracterización del clima marítimo

Con el objetivo de caracterizar el clima marítimo de la zona de estudio, se presenta en esta sección la modelación de la propagación del oleaje y el análisis de las principales variables que representan el oleaje y el nivel de mar en la región. Se presentan el análisis del clima marítimo exterior y el nivel de mar en playa. Para ambos casos se estudia el régimen medio y extremal.

7.1 Clima marítimo exterior

De forma de aumentar la resolución espacial de los datos y de tener en cuenta la transformación del oleaje por acción del fondo se hace una propagación del oleaje desde los puntos medidos hacia áreas en aguas poco profundas, se utiliza el modelo SWAN (Simulating WAVes Nearshore, Booij et al., 1999). Este es un modelo computacional de libre acceso y código abierto, que simula la evolución del oleaje en aguas oceánicas y costeras mediante la resolución de la ecuación de balance de acción espectral. El modelo incorpora diversos procesos físicos como la generación de oleaje por viento, interacciones no lineales entre olas y diferentes mecanismos de disipación de energía. SWAN permite el uso de mallas de cálculo rectangulares o curvilíneas, y ofrece la opción de anidarlas, lo que facilita aumentar la resolución espacial en áreas de interés específico, optimizando al mismo tiempo los costos computacionales.

En este proyecto, se utilizan dos mallas anidadas para mejorar la resolución espacial de la grilla computacional, específicamente en la zona próxima al arco de playa. En la Tabla 7-1 se presentan los parámetros utilizados para las grillas, donde "distancia" refiere al largo total de la malla, "ángulo" alude a la orientación del eje X de la grilla respecto a la horizontal y "paso" corresponde a la distancia entre cada celda.

Tabla 7-1 - Mallas de cálculo SWAN

Malla	Coordenadas esquina inf. izquierda		Distancia (m)		Ángulo (°)	Paso (m)		Cantidad de celdas	
	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y
Gruesa	754500	6101000	144000	50000	48.5	500	500	288	100
Intermedia	759000	6155000	9900	19900	0	100	100	99	199

La ubicación de los datos de entrada de oleaje y viento se pueden observar en la Figura 7-1, dónde también se muestra la ubicación de la malla gruesa. En la Figura 7-2 se exhibe la ubicación de ambas mallas, así como también todos los puntos dónde se extraen los resultados del modelo. Se presentan resultados únicamente en tres puntos del arco de playa, buscando caracterizar los comportamientos de la zona sur, centro y norte del mismo. Estos puntos se destacan en color verde en la Figura 7-2.

Además, se señalan los obstáculos que se introducen al modelo, que son el espigón y la escollera del puerto de la Paloma. Estos se consideran con un índice de reflexión del 45 %, basado en los valores aproximados presentados en el libro “*Random Seas and Design of Maritime Structures*”⁹. Según esta

⁹ Goda, Y. (2000). *Random seas and design of maritime structures*. Singapore: World Scientific.

referencia, para estructuras de materiales sueltos con taludes entre 1:2 y 1:3, el índice de reflexión varía entre 30% y 60%.

Se simula el periodo comprendido entre el 1 de enero de 1979 y el 31 de diciembre de 2022.

Las coordenadas de los puntos dónde se analizan los resultados se presentan en la Tabla 7-2.

Debido a la gran cantidad de datos que se tienen (44 años con resolución temporal de una hora) el coste computacional de simular cada uno de los escenarios es demasiado grande. Por esa razón es que se emplea un algoritmo de máxima disimilitud (Camus., et al 2011), para obtener un set de datos representativo de los distintos estados de mar en aguas profundas, para luego modelarlos en SWAN. Para la modelación se simulan 3000 casos. Posteriormente se reconstruyen las series temporales, a través de una técnica de interpolación basada en funciones de base radial (RBF).

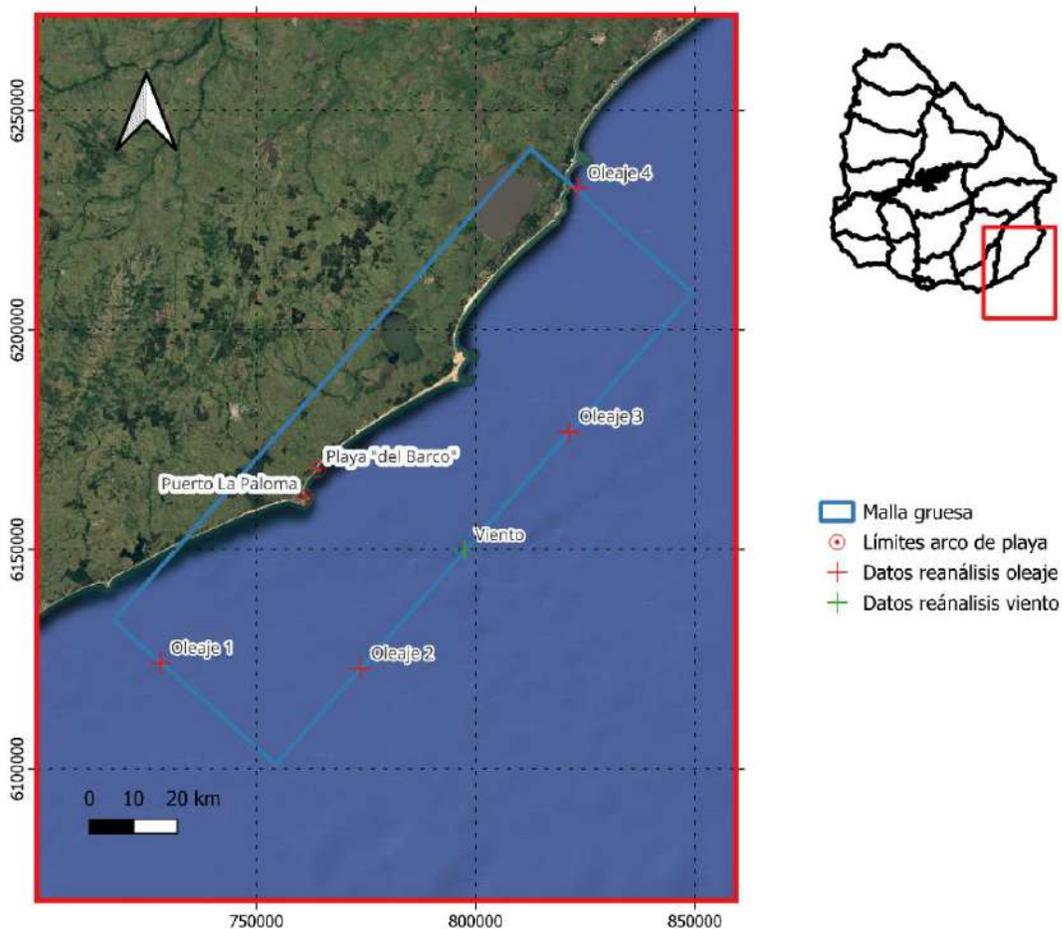


Figura 7-1 - Malla gruesa y coordenadas de datos de entrada modelo SWAN.

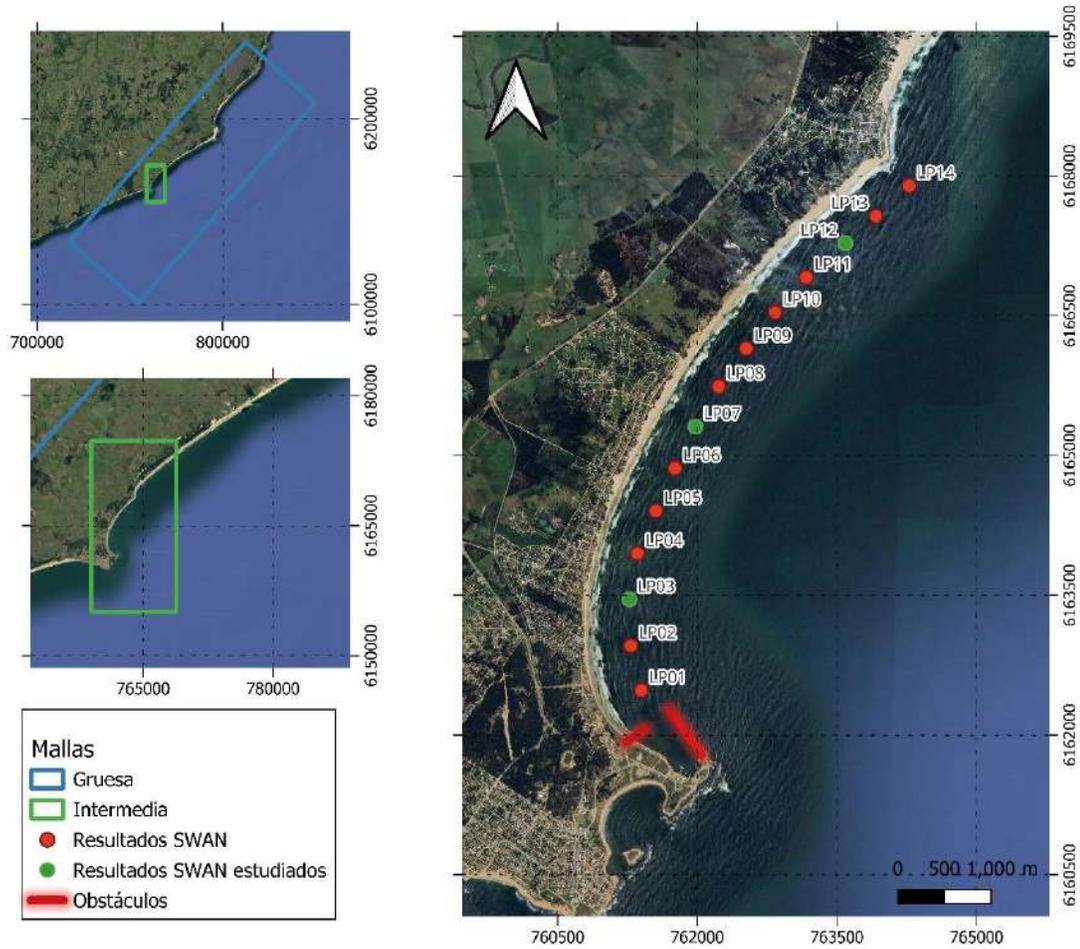


Figura 7-2 – Malla fina y puntos dónde se obtienen resultados del modelo SWAN.

Tabla 7-2 - Puntos dónde se analizan resultados de la modelación SWAN.

Punto	Coordenadas	
	X	Y
LP03	761272	6163456
LP07	761982	6165310
LP12	763590	6167279

7.1.1 Análisis estadístico de las variables

A partir de la información de partida y los resultados de la modelación se presenta el análisis estadístico de las variables. Particularmente se presenta:

1. Régimen extremal del nivel de mar en puerto.
2. Régimen medio del oleaje.
3. Régimen extremal oleaje.
4. Relación altura de ola significativa y nivel de mar en puerto.
5. Relación entre precipitaciones y nivel de mar en puerto.

7.1.2 Régimen extremal nivel de mar en puerto

Se presenta el régimen extremal del nivel de mar en puerto en la Figura 7-4, para ello se utilizan los valores máximos anuales, a los cuales se les ajusta una distribución GEV (*Generalized Extreme Value*) y se calculan los intervalos de confianza con un *bootstrapping* paramétrico. Se presenta en la Figura 7-3 la serie temporal de máximos anuales. Los niveles están referidos al cero oficial.

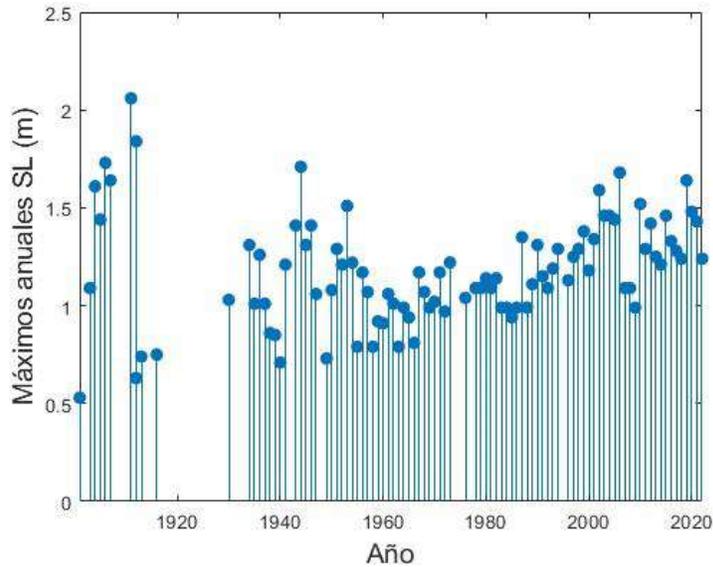


Figura 7-3 - Máximos anuales de nivel de mar medido por DINAGUA. Niveles referidos al cero referencia.

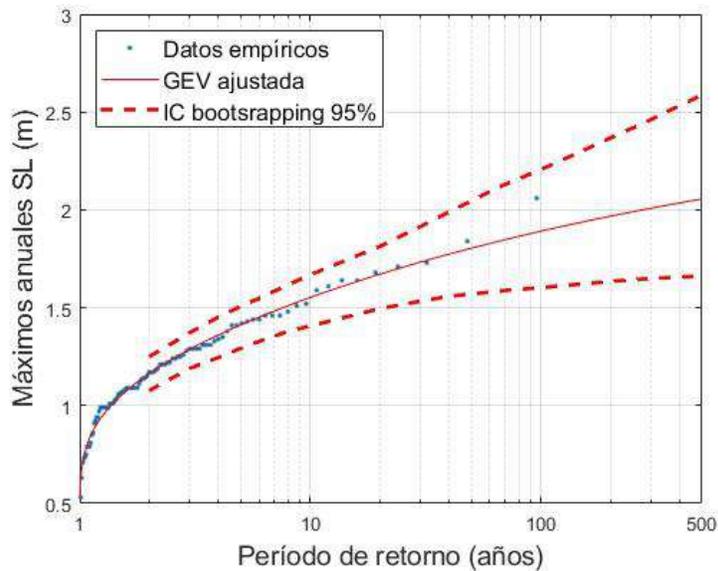


Figura 7-4 - Análisis extremal de valores de nivel de mar. Niveles referidos al cero oficial.

7.1.3 Régimen medio oleaje

Para el análisis del régimen medio de oleaje se presentan en primer lugar las rosas de oleaje (Figura 7-5, Figura 7-6 y Figura 7-7) junto con una comparación entre los tres puntos (Tabla 7-3), dónde se

ve que la dirección media del oleaje proviene principalmente del este y sur-este. En el punto LP03 se aprecia una gran disminución en el oleaje proveniente del sur-este, que puede deberse tanto a la influencia del puerto de La Paloma, como al resguardo que brinda el Cabo Santa María a esa zona del arco de playa. Esto se puede observar también en la Figura 7-8, dónde se aprecia una disminución de altura de ola significativa para el nodo LP03.

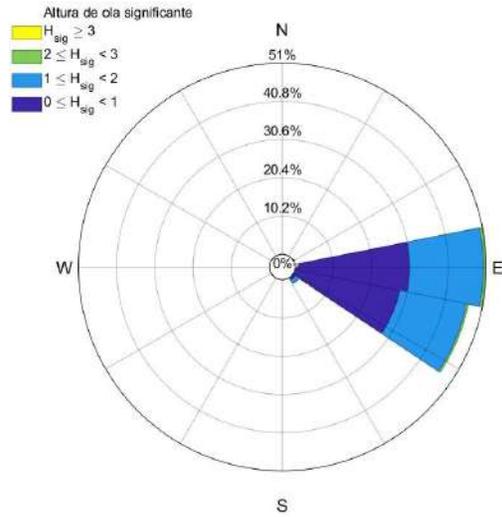


Figura 7-5 - Rosa de oleaje LP03

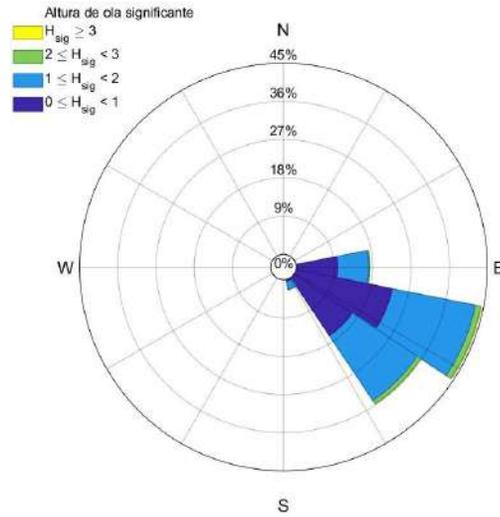


Figura 7-6 - Rosa de oleaje LP07

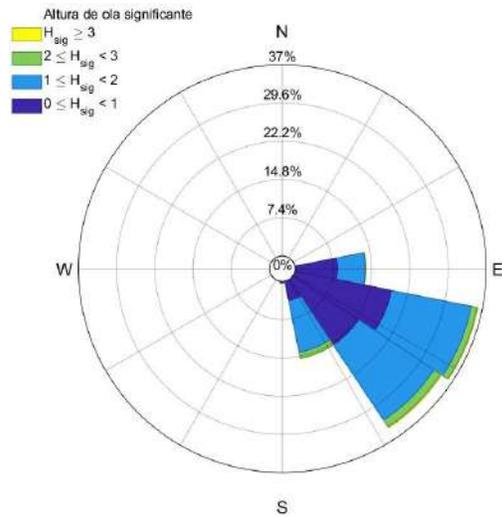


Figura 7-7 - Rosa de oleaje LP12

Tabla 7-3 - Direcciones de oleaje, puntos LP03, LP07 y LP12

	ENE	E	ESE	SE	SSE	S
LP03	0.2%	50.8%	47.1%	1.9%	0.0%	0.0%
LP07	0.0%	17.3%	44.4%	35.8%	2.4%	0.0%
LP12	0.0%	13.7%	36.1%	34.6%	15.3%	0.4%

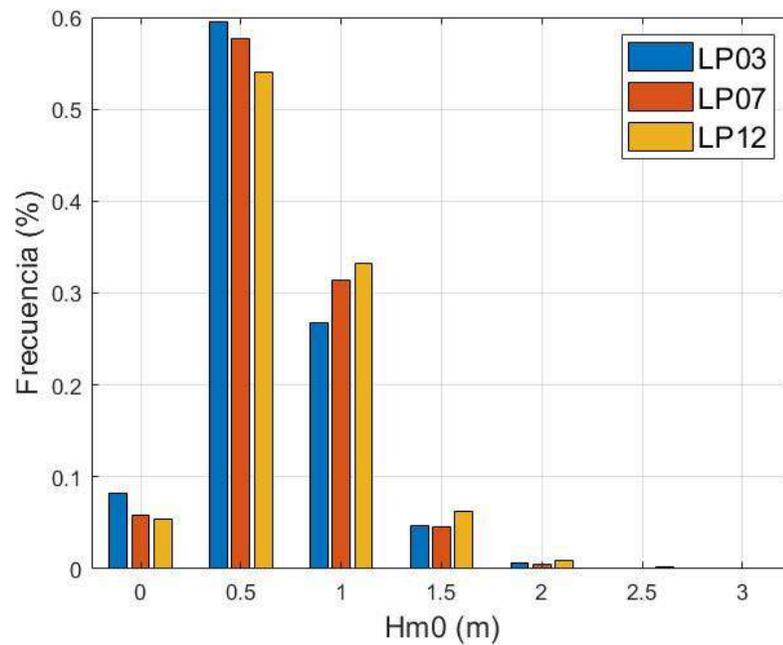


Figura 7-8 - Comparación de altura de ola significativa para los tres puntos de estudio.

Se presentan las tablas de frecuencia bivariada, dónde se muestra la distribución de frecuencias conjuntas para la altura de ola significativa (H_{m0}), con el período medio (T), la dirección media (D_m) y el nivel de mar (SL). Se presentan las tablas para el nodo LP07 (Tabla 7-4, Tabla 7-5 y Tabla 7-6), y en el Anexo 1 se presentan para los puntos LP03 y LP12.

7.1.3.1 Tablas de frecuencia bivariadas en punto LP07

Tabla 7-4 - Frecuencia bivariada Hm0 - T

Hm0 - T		T (s)												
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	
Hm0 (m)	0 - 0.5				0.01%	0.13%	0.86%	1.36%	0.88%	0.32%	0.07%	0.01%	0.00%	3.6%
	0.5 - 1			0.00%	0.28%	3.27%	11.37%	15.38%	10.45%	4.23%	0.95%	0.13%	0.01%	46.1%
	1 - 1.5			0.00%	0.22%	2.02%	7.48%	10.60%	9.20%	5.19%	2.04%	0.45%	0.05%	37.3%
	1.5 - 2			0.00%	0.02%	0.30%	1.43%	2.30%	2.43%	1.99%	1.18%	0.43%	0.07%	10.2%
	2 - 2.5			0.00%	0.00%	0.03%	0.23%	0.42%	0.48%	0.44%	0.34%	0.16%	0.04%	2.1%
	2.5 - 3				0.00%	0.00%	0.03%	0.10%	0.13%	0.10%	0.10%	0.07%	0.03%	0.6%
	3-3.5					0.00%	0.00%	0.03%	0.05%	0.03%	0.03%	0.02%	0.00%	0.2%
	3.5 - 4						0.00%	0.01%	0.02%	0.01%	0.00%		0.00%	0.0%
		0.0%	0.0%	0.0%	0.5%	5.8%	21.4%	30.2%	23.6%	12.3%	4.7%	1.3%	0.2%	

Tabla 7-5 - Frecuencia bivariada Hm0 - Dm

Hm0 - Dm		Dm (°)							
		NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	
Hm0 (m)	0 - 0.5			0.67%	1.79%	1.16%	0.01%		3.6%
	0.5 - 1			9.12%	21.28%	15.24%	0.41%		46.1%
	1 - 1.5		0.00%	5.96%	15.59%	14.47%	1.23%		37.2%
	1.5 - 2		0.00%	1.28%	4.32%	3.91%	0.65%		10.2%
	2 - 2.5		0.00%	0.19%	1.03%	0.79%	0.12%		2.1%
	2.5 - 3			0.05%	0.31%	0.19%	0.02%		0.6%
	3-3.5			0.02%	0.10%	0.04%	0.00%		0.2%
	3.5 - 4			0.01%	0.02%	0.00%			0.0%
		0.0%	17.3%	44.4%	35.8%	2.4%	0.0%	0.0%	

Tabla 7-6 - Frecuencia bivariada Hm0 – SL. Nivel de mar referido al cero oficial.

Hm0 - SL		SL (m)												
		-1.5 - -1.25	-1.25 - -1	-1 - -0.75	-0.75 - -0.5	-0.5 - -0.25	-0.25 - 0	0 - 0.25	0.25 - 0.5	0.5 - 0.75	0.75 - 1	1 - 1.25	1.25 - 1.5	
Hm0 (m)	0 - 0.5			0.0%	0.1%	0.9%	1.6%	0.8%	0.2%	0.0%				3.5%
	0.5 - 1	0.0%	0.0%	0.4%	4.0%	14.4%	17.5%	8.1%	2.0%	0.3%	0.0%	0.0%		46.7%
	1 - 1.5	0.0%	0.1%	0.9%	5.0%	10.8%	11.0%	6.5%	2.6%	0.7%	0.1%	0.0%		37.7%
	1.5 - 2	0.0%	0.1%	0.4%	1.3%	2.5%	2.4%	1.6%	0.9%	0.3%	0.1%	0.0%		9.7%
	2 - 2.5	0.0%	0.0%	0.1%	0.3%	0.5%	0.5%	0.3%	0.2%	0.1%	0.0%	0.0%		1.9%
	2.5 - 3	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		0.5%
	3-3.5	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			0.1%
	3.5 - 4													
		0.0%	0.2%	1.8%	10.7%	29.1%	33.2%	17.5%	5.8%	1.4%	0.3%	0.0%	0.0%	

7.1.4 Régimen extremal oleaje

Para el análisis extremal de los datos, sin considerar ningún efecto del cambio climático, se utiliza el método de máximos anuales. Se ajustan los valores máximos anuales con una distribución GEV (*Generalized Extreme Value*) y se calculan los intervalos de confianza con un *bootstrapping* paramétrico.

Se presentan los resultados para la altura de ola significativa en el punto LP07 (Figura 7-9) y en el Anexo 1 se presentan para los puntos LP03 y LP12. En la Tabla 7-7 se presentan las alturas de ola significativa para los distintos puntos y diferentes períodos de retorno.

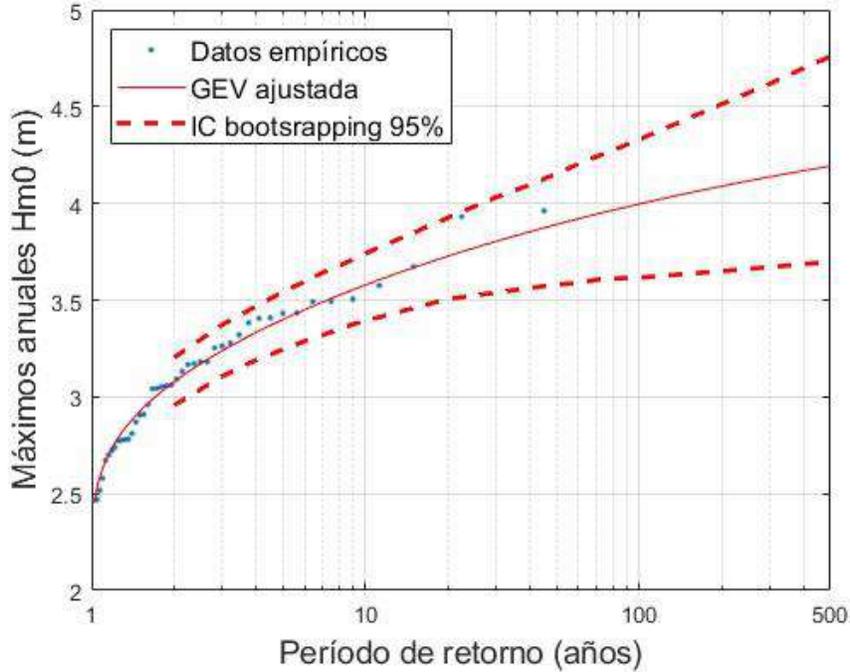


Figura 7-9 - Régimen extremal altura de ola significativa punto LP07.

Tabla 7-7 - Altura de ola significativa en todos los puntos para distinto período de retorno.

	LP01	LP02	LP03	LP04	LP05	LP06	LP07	LP08	LP09	LP10	LP11	LP12	LP13	LP14
Tr 10	2.3	2.4	2.7	2.8	3.1	3.3	3.6	3.8	4.0	4.2	4.2	4.6	4.6	4.7
Tr 25	2.4	2.5	2.8	3.0	3.3	3.5	3.8	4.0	4.3	4.4	4.5	4.9	4.9	5.1
Tr 100	2.5	2.7	3.0	3.2	3.6	3.8	4.0	4.2	4.6	4.8	4.8	5.3	5.3	5.4
Tr 500	2.5	2.9	3.2	3.4	3.9	4.0	4.2	4.4	4.8	5.0	5.1	5.6	5.7	5.8

7.1.5 Relación altura de ola significativa y nivel de mar en puerto

Se estudia la relación entre la altura de ola significativa y el nivel del mar en puerto. Para esto se realiza un diagrama de dispersión de los valores máximos diarios entre ambas variables, que se presenta en la Figura 7-10 y dónde además se grafican los valores de altura de ola y nivel de mar asociados a periodos de retorno de 10 y 100 años. En la Tabla 7-8 se presenta una tabla de frecuencias bivariada entre ambas variables, considerando la totalidad de los datos.

Se puede notar que no existe una relación clara entre ambas variables, sin existir ningún momento en que ambas variables superen el valor de 10 años de período de retorno el mismo día.

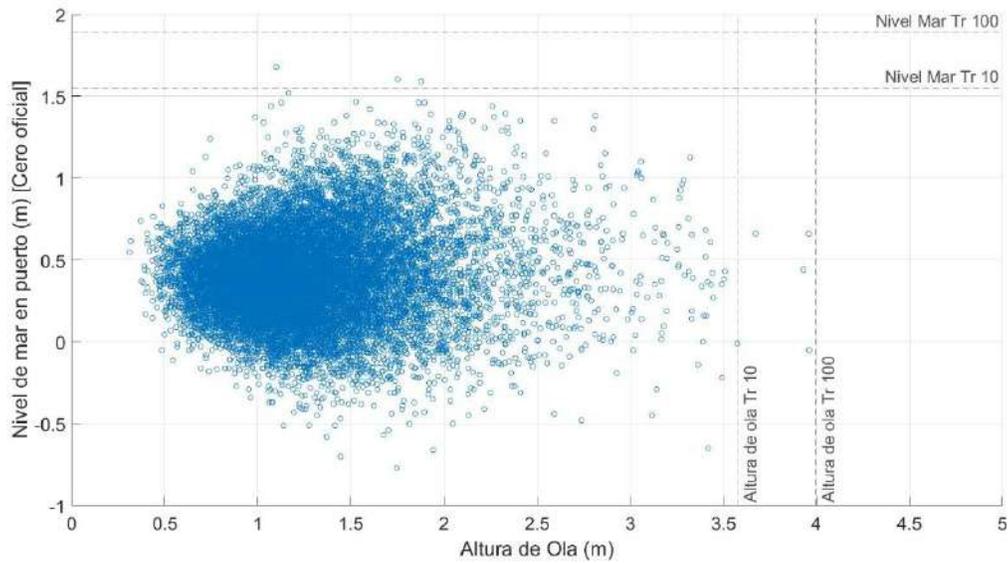


Figura 7-10 - Gráfico de dispersión altura de ola y nivel de mar en puerto, punto LP07. Referido al cero oficial.

Tabla 7-8 - Frecuencia bivariada altura de ola significativa en punto LA07 y nivel de mar en puerto. Referido al cero oficial.

Hm0 - SL		Nivel de mar en puerto (m)													
		-1 - -0.75	-0.75 - -0.5	-0.5 - -0.25	-0.25 - 0	0 - 0.25	0.25 - 0.5	0.5 - 0.75	0.75 - 1	1 - 1.25	1.25 - 1.5	1.5 - 1.75			
Altura de ola sig. (m)	0 - 0.25														0.0%
	0.25 - 0.5				0.0%	0.0%	0.2%	0.2%	0.0%						0.5%
	0.5 - 0.75				0.1%	1.5%	3.6%	1.6%	0.2%	0.0%					7.1%
	0.75 - 1			0.0%	0.5%	5.0%	9.6%	4.8%	0.8%	0.1%	0.0%				20.9%
	1 - 1.25		0.0%	0.1%	1.5%	6.8%	10.5%	6.0%	1.5%	0.3%	0.0%				26.7%
	1.25 - 1.5		0.0%	0.1%	1.5%	4.7%	7.0%	4.9%	2.0%	0.5%	0.0%				20.6%
	1.5 - 1.75	0.0%	0.0%	0.1%	0.8%	2.5%	3.8%	2.9%	1.8%	0.4%	0.1%				12.4%
	1.75 - 2		0.0%	0.1%	0.5%	1.2%	1.7%	1.4%	0.8%	0.3%	0.1%				6.1%
	2 - 2.25			0.0%	0.2%	0.7%	0.7%	0.7%	0.3%	0.2%	0.1%				2.9%
	2.25 - 2.5			0.0%	0.1%	0.3%	0.4%	0.3%	0.2%	0.0%	0.0%				1.4%
	2.5 - 2.75			0.0%	0.0%	0.1%	0.2%	0.2%	0.1%	0.0%	0.0%				0.7%
	2.75 - 3				0.0%	0.1%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%				0.4%
	3 - 3.25			0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				0.2%
	3.25 - 3.5		0.0%		0.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				0.2%
	3.5 - 3.75				0.0%		0.0%	0.0%							0.0%
3.75 - 4														0.0%	
3.75 - 5	0.0%	0.1%	0.5%	5.3%	23.0%	38.0%	23.2%	7.8%	1.8%	0.3%	0.0%				

7.1.6 Relación entre nivel de mar en puerto y precipitaciones.

Se analiza la relación entre nivel de mar en puerto y las precipitaciones medidas en Rocha. Para esto se grafican en un diagrama de dispersión los valores de precipitaciones y nivel de mar medidos en puerto los días de máximo nivel y los días de máximas precipitaciones, notándose que estos valores nunca coinciden. Se presenta el gráfico de dispersión en la Figura 7-11.

Cabe aclarar que se debe cambiar la frecuencia de los datos de nivel de horaria a diaria, por lo que se opta por graficar el máximo nivel de mar alcanzado en el día, de forma de estar del lado de la seguridad.

A partir de este resultado, considerando que no existe una relación empírica entre los datos de precipitaciones y nivel de mar, se analizan los eventos de inundaciones por dinámicas costeras y continentales por separado.

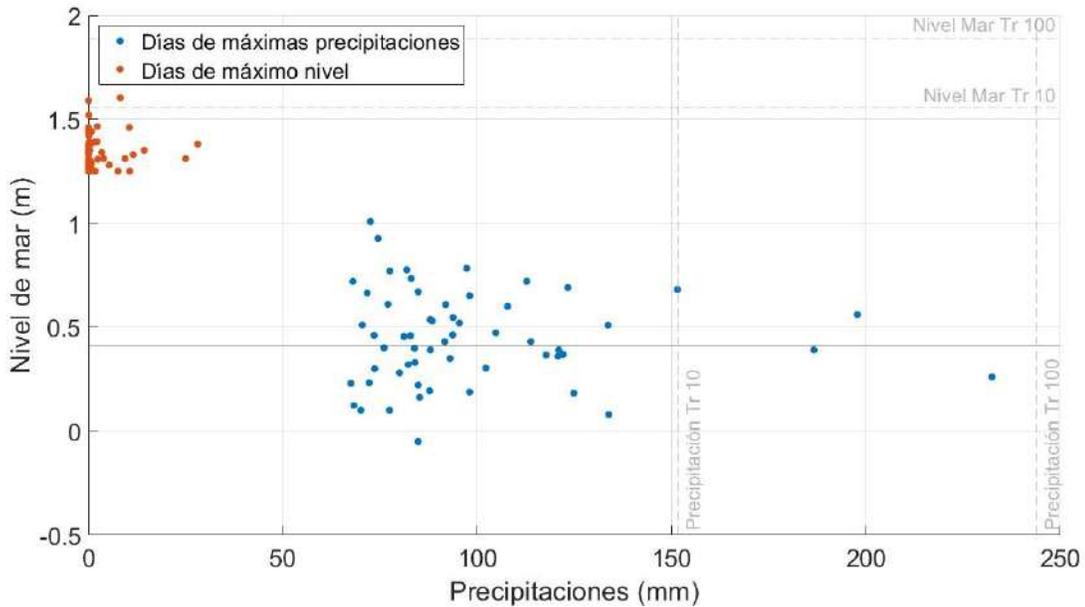


Figura 7-11 - Días de máximo nivel y días de máximas precipitaciones.

7.2 Nivel de mar en playa

El nivel del mar en playa se define como el nivel de mar medido en puerto, más el efecto del *setup* y eventualmente el *runup*.

En esta sección se presenta la propagación del oleaje a la costa, el cálculo del set up y el régimen medio y extremal del nivel de mar en playa.

7.2.1 Propagación del oleaje a la costa.

Con el objetivo de calcular los parámetros del oleaje en la zona de rompientes, necesarios entre otras cosas para calcular el *setup*, se propaga el oleaje desde los puntos hacia la línea de rotura utilizando la teoría lineal de oleaje, a través de la relación entre las amplitudes de las olas y el coeficiente de asomeramiento y coeficiente de refracción. Para esto se debe tomar como hipótesis que las líneas batimétricas son rectas y paralelas a la tangente de la línea de costa y que el oleaje además de lineal es monocromático.

La relación entre las amplitudes de olas surge del balance de energía entre dos rayos, resultando:

$$\frac{a_0}{a_1} = K_s K_r \quad (7.2.1.1)$$

Siendo α_0 y α_1 las amplitudes de ola en el punto inicial (subíndice 0) y punto final (subíndice 1), K_s el coeficiente de asomeramiento y K_r el coeficiente de refracción. Estos se definen como:

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos(\alpha_0)}{\cos(\alpha_1)}} \quad (7.2.1.2)$$

$$K_s = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{g1}}} \quad (7.2.1.3)$$

Siendo α el ángulo que forma el tren de ondas y las curvas de nivel de la batimetría, y C_{gi} la celeridad de grupo.

Para obtener el punto dónde se da la rotura de la ola se utiliza la siguiente relación:

$$H = \gamma h$$

Dónde H es la altura de la ola ($H = 2a$), h es la profundidad del agua y $\gamma = 0.7$.

A partir de estas ecuaciones, y utilizando el método de la bisección se logra propagar el oleaje desde los puntos dónde se obtiene los resultados SWAN al punto de rotura.

7.2.2 Cálculo del set up

Para calcular el *set up* se utiliza la ecuación planteada en Stockdon et al. (2006)¹⁰, en la que se plantea una parametrización empírica:

$$\langle \eta \rangle = 0.35 \beta_f (H_0 L_0)^{1/2} \quad (7.2.2.1)$$

Dónde β_f es la pendiente media sobre la región que abarca el nivel medio del mar y dos desvíos estándar del mismo, y H_0 y L_0 son la altura de ola en aguas profundas y la longitud de la onda en aguas profundas, respectivamente.

Cómo a priori no se tiene el nivel que alcanza el agua, se toma como pendiente media los primeros metros de la playa. Se utilizan los datos medidos con el GPS y la batimetría en los puntos dónde se cuenta con perfiles y los perfiles extraídos del MDT y la batimetría en el resto de los puntos. Se presentan en la Tabla 7-9 las pendientes para todos los puntos. Los resultados del set up para el punto LP07 se presentan en la Figura 7-12.

Tabla 7-9 - Pendientes de playa en todos los puntos. Datos extraídos MDT y mediciones GPS.

Punto	LP01	LP02	LP03	LP04	LP05	LP06	LP07	LP08	LP09	LP10	LP11	LP12	LP13	LP14
Pendiente (%)	0.4	0.5	2.0	1.9	1.9	0.8	2.2	6.5	4.2	3.1	4.0	3.3	2.3	5.9
													MDT	
													Perfiles GPS	

¹⁰ Hilary F. Stockdon, Rob A. Holman, Peter A. Howd, Asbury H. Sallenger, Empirical parameterization of setup, swash, and runup, Coastal Engineering, Volume 53, Issue 7, 2006, Pages 573-588, ISSN 0378-3839, <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2005.12.005>.

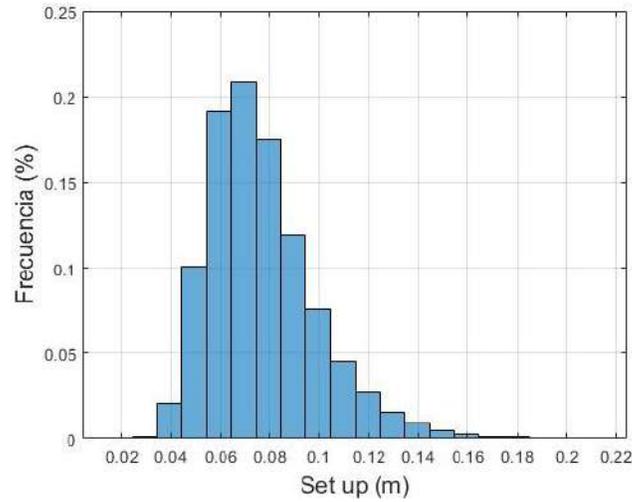


Figura 7-12 - Set up punto LP07.

Por lo tanto, a partir de estos valores, sumando el *setup* más el nivel de mar en puerto podemos obtener el nivel de mar en playa en el periodo simulado en la modelación. No se considera el *runup* para los efectos de inundación costera. En la Figura 7-13 se presenta el nivel de mar en playa para el punto LP07.

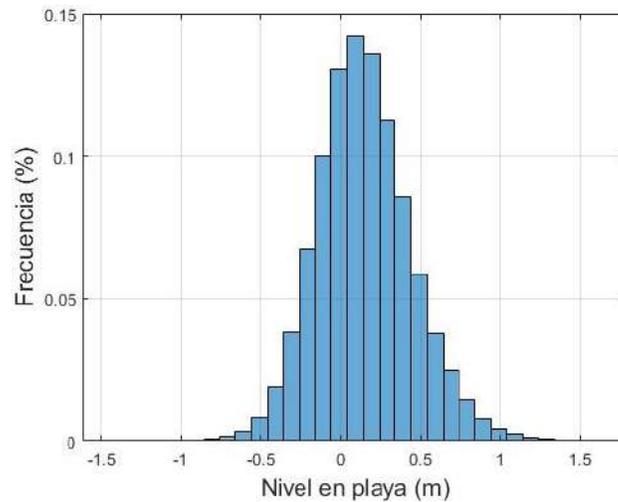


Figura 7-13 - Nivel en playa, punto LP07. Referidos al cero referencia.

7.2.3 Régimen extremal nivel de mar en playa

Para calcular el régimen extremal del nivel de mar en playa se debe tener en cuenta que la serie de máximos anuales de nivel de mar en puerto es más extensa que la serie de nivel de mar en playa, por lo que si se realiza en análisis con datos únicamente del periodo donde se cuenta con nivel de mar en playa se están dejando de lado una gran cantidad de datos de nivel de mar en puerto.

En la sección 7.1.5 se presentó el análisis de la relación de altura de ola y nivel de mar en puerto, sin notarse una relación de dependencia de las variables. Por otro lado, se estudia la relación entre los niveles de mar en playa, y los niveles de mar en puerto, en el periodo en común. A partir de ese análisis, se nota que, en 43 de los 44 años del periodo en común, el máximo valor anual de nivel de mar en playa se da cuando el nivel de mar en puerto es el máximo anual. En el año que no sucede esto la diferencia entre el máximo anual de nivel de mar en playa y el que ocurre cuando el nivel de mar en puerto es máximo difieren 5 cm.

Por lo tanto, para realizar la proyección extremal de los datos de nivel de mar en playa se realiza el siguiente procedimiento:

1. Para el periodo común de nivel de mar en puerto y en playa se toma el máximo anual del nivel de playa.
2. Para el periodo comprendido dónde solo se cuenta con datos de nivel de mar, se calcula el nivel de playa como el valor del nivel de mar en puerto máximo anual, más el valor medio del setup calculado en el periodo común.

De esta forma se obtiene el régimen extremal del nivel de mar en playa. Se presenta en Figura 15-3 el análisis para el punto LP07. En la Tabla 7-10 se presentan los resultados para cada periodo de retorno en cada punto.

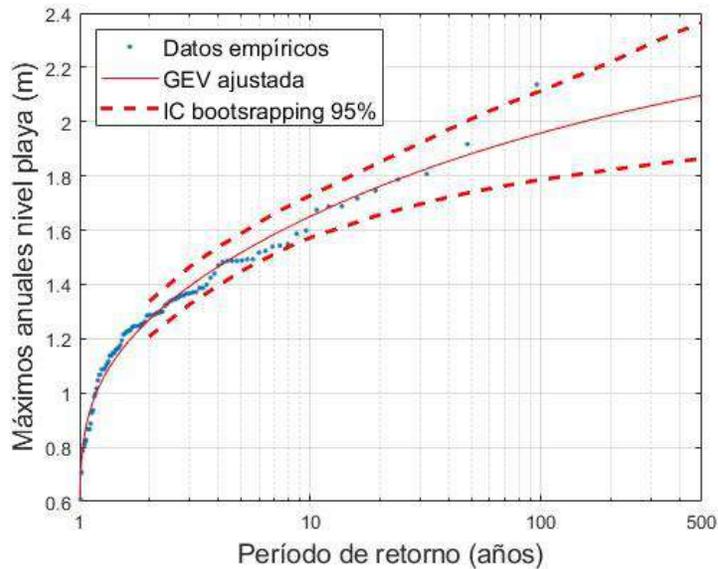


Figura 7-14 - Análisis extremal del nivel de mar en playa, punto LP07. Referidos al cero oficial.

Tabla 7-10 - Niveles de mar en playa alcanzados en cada punto para distintos periodos de retorno.

Punto	Nivel (m) [Cero oficial]			
	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
LP01	1.6	1.7	1.9	2.0
LP02	1.6	1.7	1.9	2.0
LP03	1.6	1.8	1.9	2.1
LP04	1.6	1.8	1.9	2.1
LP05	1.6	1.8	1.9	2.1
LP06	1.6	1.7	1.9	2.1
LP07	1.7	1.8	2.0	2.1
LP08	1.9	2.0	2.1	2.3
LP09	1.7	1.9	2.0	2.2
LP10	1.7	1.8	2.0	2.1
LP11	1.7	1.9	2.0	2.2
LP12	1.7	1.8	2.0	2.1
LP13	1.7	1.8	2.0	2.1
LP14	1.8	2.0	2.1	2.2

8. Evolución de la línea de costa

En este capítulo, se analiza la evolución de la línea de costa desde tres perspectivas temporales: largo, medio y corto plazo. Cada escala de análisis permite abordar diferentes procesos y mecanismos que controlan la posición de la línea de costa.

En el análisis a largo plazo, se estudia la posición en equilibrio de la playa a través del cálculo de la parábola de equilibrio en planta. Además, se estudia la influencia del aumento del nivel medio del mar esperado sobre la posición de la línea de costa. El análisis a medio plazo se enfoca en el estudio de imágenes satelitales promediadas anualmente, buscando tendencias en la posición de la línea de costa. El análisis a corto plazo se centra en los impactos de distintas tormentas sobre el arco de playa.

De esta forma, el capítulo busca caracterizar el comportamiento actual y futuro de la línea de costa, identificando las zonas más comprometidas en relación con los procesos de erosión costera. Adicionalmente, se presentan las principales intervenciones antrópicas realizadas en la zona de estudio, así como la carta geológica, proporcionando un contexto para comprender las dinámicas costeras y su interacción con los factores ambientales y humanos.

8.1 Intervenciones en el arco de playa

Se presentan las principales intervenciones antrópicas llevadas a cabo en la zona con el objetivo de poder explicar el comportamiento del arco de playa.

Se presenta en la Figura 8-1 una parte de una carta náutica de la zona de estudio, publicada en 1886 y que contiene datos relevados en 1804. En esta se puede apreciar en el extremo sur del arco de playa, el cabo Santa María, dos islas: isla Espinosa (conocida también como la isla La Tuna) e isla Paloma; y la zona denominada fondeadero del arrecife.

El puerto de La Paloma comenzó como un puerto natural, situado entre dos islas, el cabo y la costa¹¹. En la segunda mitad de la década de 1910, se construyó una escollera de 1 km de longitud¹², lo que permitió unir la isla Paloma con la parte continental, transformándola en una península. Este desarrollo configuró el nuevo puerto de La Paloma, cuya ubicación se ha mantenido sin cambios hasta la actualidad. En la Figura 8-2 se presenta una parte de la carta náutica publicada en el año 1947, con datos relevados del año 1938. En esta se pueden ver las ubicaciones del puerto “viejo” y el puerto “nuevo”.

La siguiente gran obra en el arco de playa es el espigón del puerto, inaugurado en el año 2010. Este tiene una longitud de 200 m. En la Figura 8-3 y la Figura 8-4 se pueden ver fotografías del mismo, tomadas en la visita a campo el día 13 de octubre de 2024. Este espigón fue construido para limitar el ingreso de arena al puerto de La Paloma, y así permitir la recuperación de muelles inutilizables por la acumulación de arena.

¹¹ Centro de Navegación. (2013). *Puerto de La Paloma*. Archivado desde el original en Web Archive el 15 de marzo de 2013. Recuperado de <https://web.archive.org/web/20130315025236/http://www.cennave.com.uy/content/view/265/152>

¹² Revista Histórica Rochense. (s.f.). Los dos nacimientos de La Paloma. *Revista Histórica Rochense*. Recuperado de <https://www.revistahistoricarochense.com.uy/rhr-no-5/los-dos-nacimientos-de-la-paloma/>

Por último, en el año 2023 se inauguró un enrocado de 1km de largo en la zona de Costa Azul, que se puede ver en la Figura 8-5 y la Figura 8-6, tomadas en la misma visita a campo. La ubicación del enrocado se presenta en la Figura 8-7.

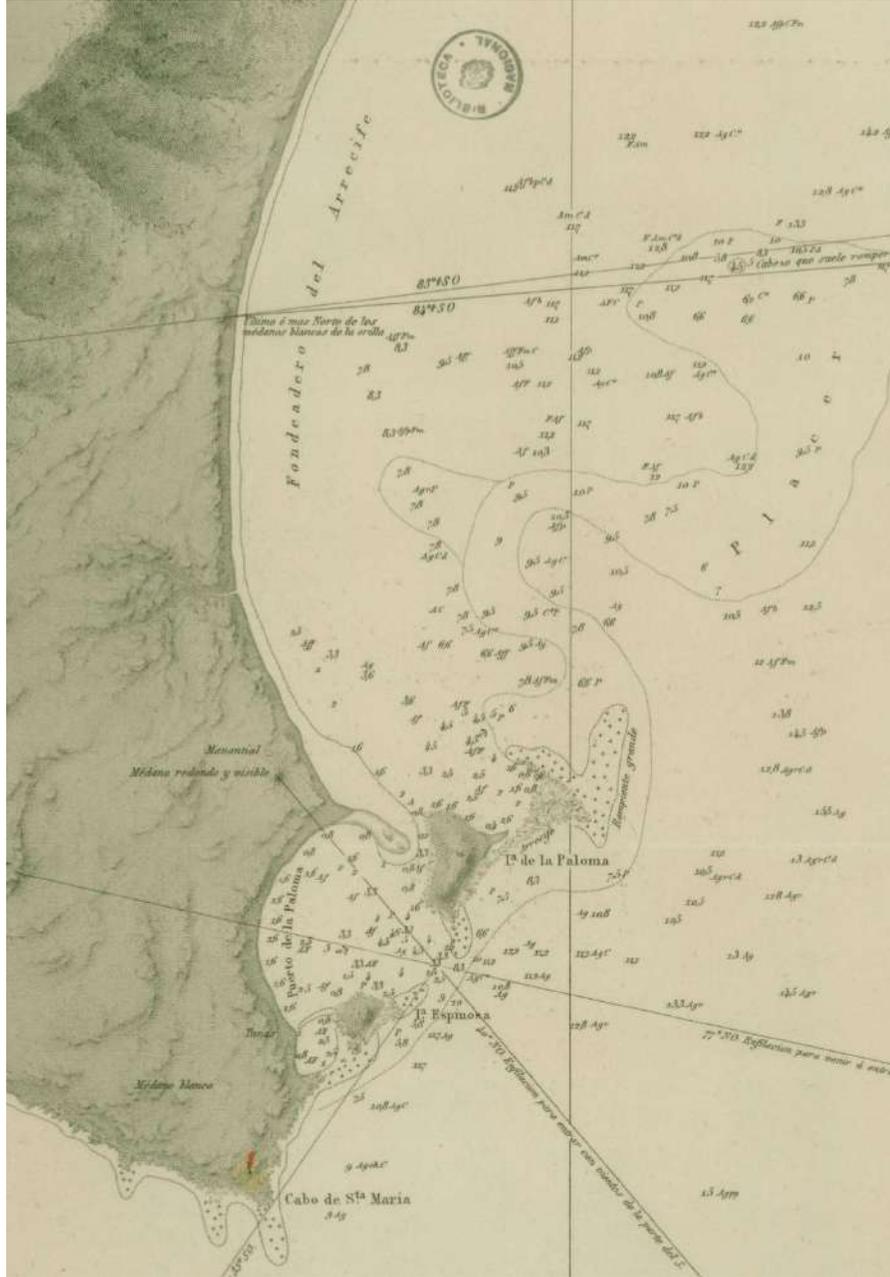


Figura 8-1 - Carta náutica publicada en el año 1886. Tomado de la biblioteca digital del Uruguay¹³.

¹³ Dirección de Hidrografía. (1886). *América del Sur, Costa Oriental: plano del puerto de La Paloma y fondeadero del arrecife sobre el Cabo de Sta. María en la costa de Rocha, NE. de Maldonado* [Carta náutica, escala de una milla]. Biblioteca Nacional de Uruguay. <http://bibliotecadigital.bibna.gub.uy:8080/jspui/handle/123456789/5692>

Primer Entregable - Implementación de medidas de adaptación al cambio climático en el arco de playa La Paloma – La Pedrera

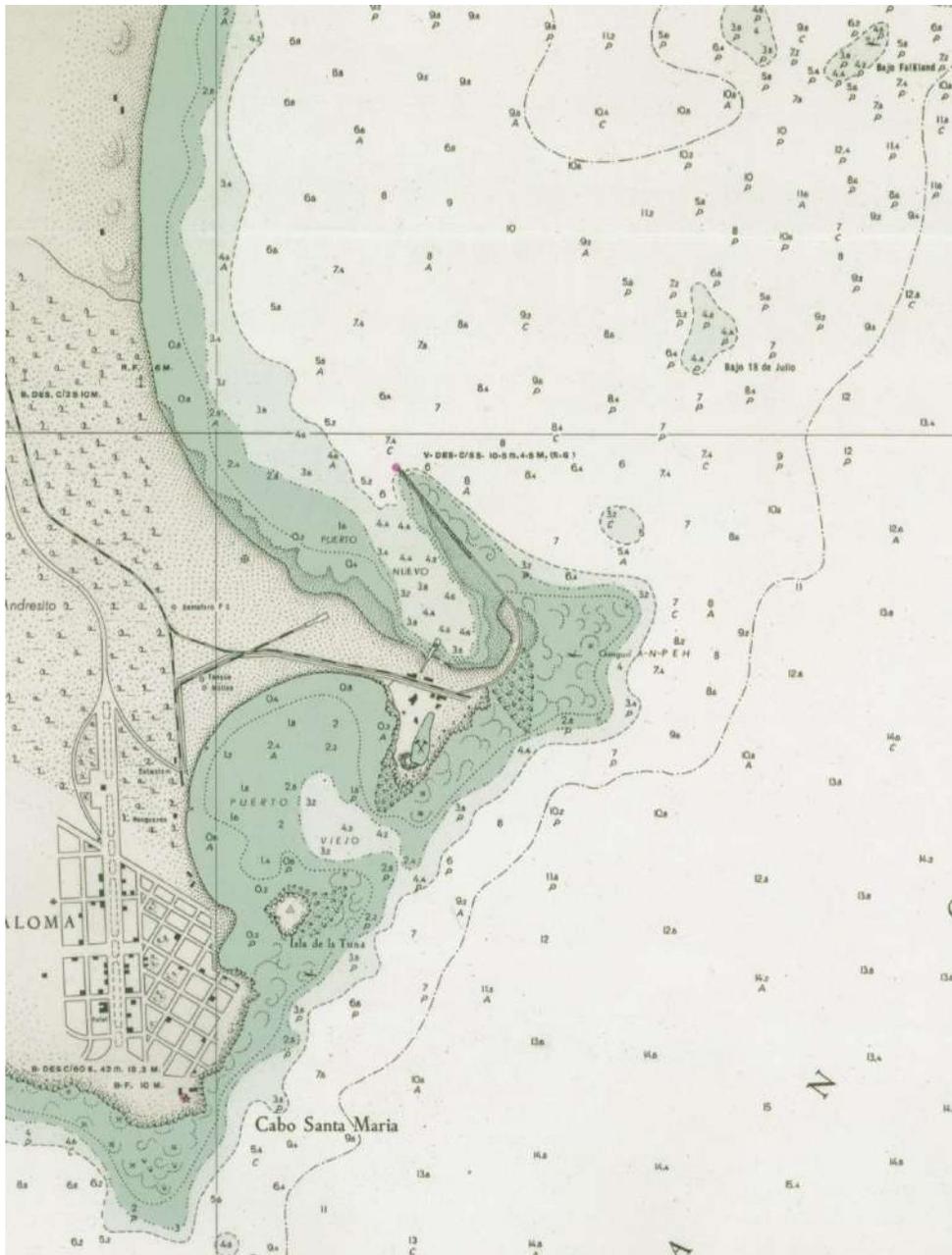


Figura 8-2 - Carta náutica publicada en el año 1947. Tomado de la biblioteca digital del Uruguay¹⁴.

¹⁴ Servicio Hidrográfico de la Marina (SHM). (1943). *Puerto de la Paloma, Atlántico Sur* [Carta náutica, escala 1:15.000]. Biblioteca Nacional de Uruguay. <http://bibliotecadigital.bibna.gub.uy:8080/jspui/handle/123456789/33745>



Figura 8-3 - Espigón del puerto de la Paloma visto desde la playa La Aguada. Imagen tomada en visita a campo.



Figura 8-4 - Playa La Aguada vista desde el espigón del puerto de La Paloma. Imagen tomada en visita a campo.



Figura 8-5 - Enrocado Costa Azul. Imagen tomada en visita a campo.



Figura 8-6 - Enrocado Costa Azul, en hotel Terrazas de Costa Azul. Imagen tomada en visita a campo.



Figura 8-7 - Enrocado en Costa Azul. Datos relevados con GPS diferencial en salida a campo.

8.2 Mapa geológico

Se presenta en la Figura 8-8 el mapa geológico en la zona, los datos fueron extraídos del visualizador de la Dirección Nacional de Minería y Geología (DINAMIGE)¹⁵.

¹⁵ Ministerio de Industria, Energía y Minería. (n.d.). Visualizador Geominero. Dirección Nacional de Minería y Geología. Recuperado de <https://visualizadorgeominero.dinamige.gub.uy/>

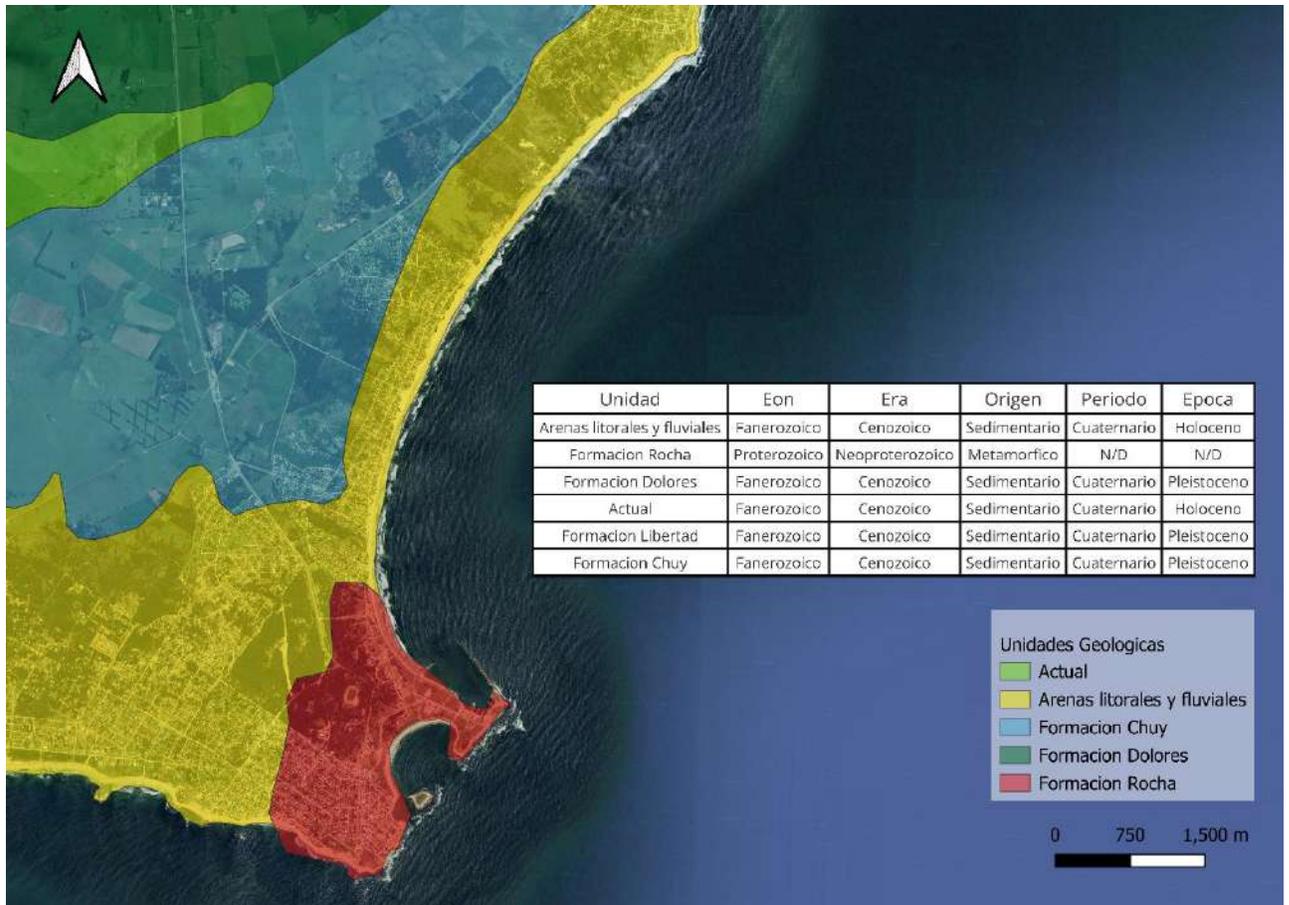


Figura 8-8 - Mapa geológico en la zona de estudio.

8.3 Análisis a largo plazo

La primera aproximación al estudio a largo plazo de la línea de costa del arco de playa surge en la comparación entre las imágenes de los vuelos aerofotogramétricos nacionales de los años 1966-67 y 2017-18 por parte de la IDEuy. Se superpone la línea de costa correspondiente a este último periodo en la imagen satelital de los años 1966-67 y viceversa, mostrando este resultado en la Figura 8-9 y 8-10.

Si se analizan ambas imágenes, se puede notar una gran diferencia en la zona más al sur del arco de playa, sobre la playa La Aguada, dónde se nota un avance de la línea de costa, situación que se puede adjudicar a la presencia del espigón en la parte sur del arco. En el análisis a medio plazo se estudiará el impacto del mismo. Mas allá de esta observación específica sobre la playa La Aguada, la cual fue verificada con más imágenes satelitales de otros años, se deduce que en términos generales la comparación estricta entre las dos líneas de costa no es adecuada debido a que en esta comparación no se tiene en cuenta ninguna variable del clima marítimo del momento preciso en que fueron capturadas. Además de esto, la determinación de la posición de la línea de costa en la imagen de 1966 es imprecisa debido a la baja resolución de la imagen.

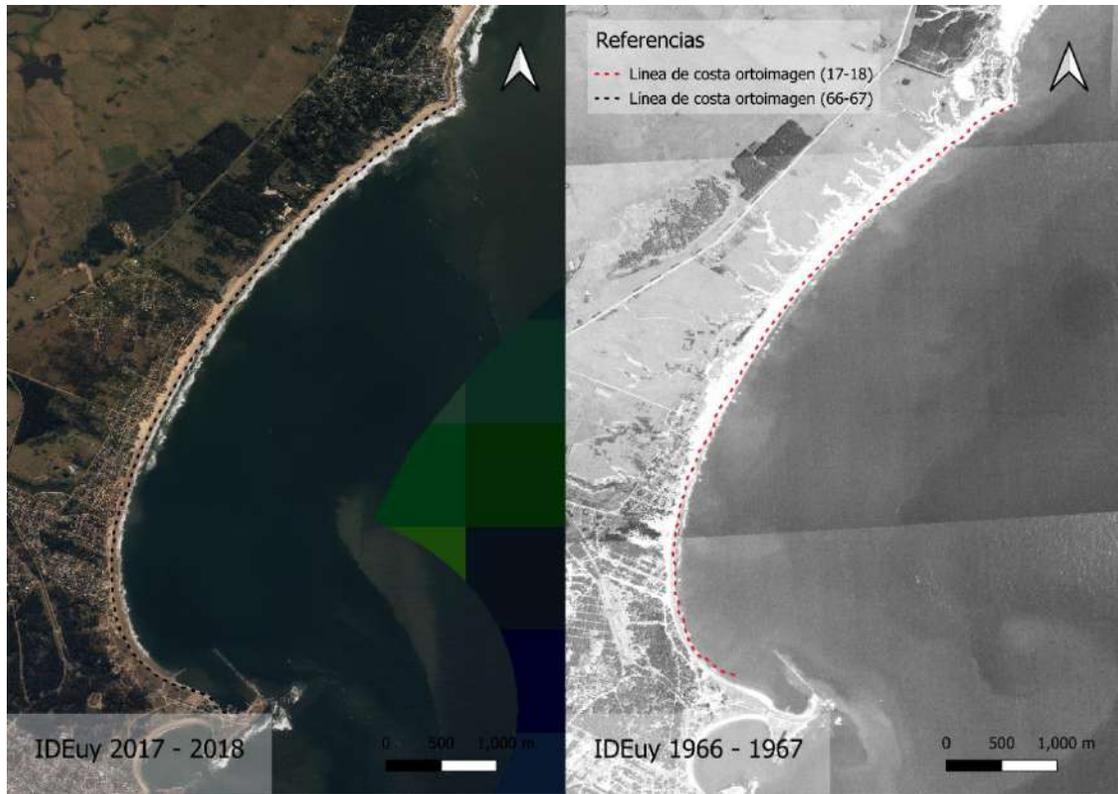


Figura 8-9 - Comparación imágenes satelitales del arco de playa.

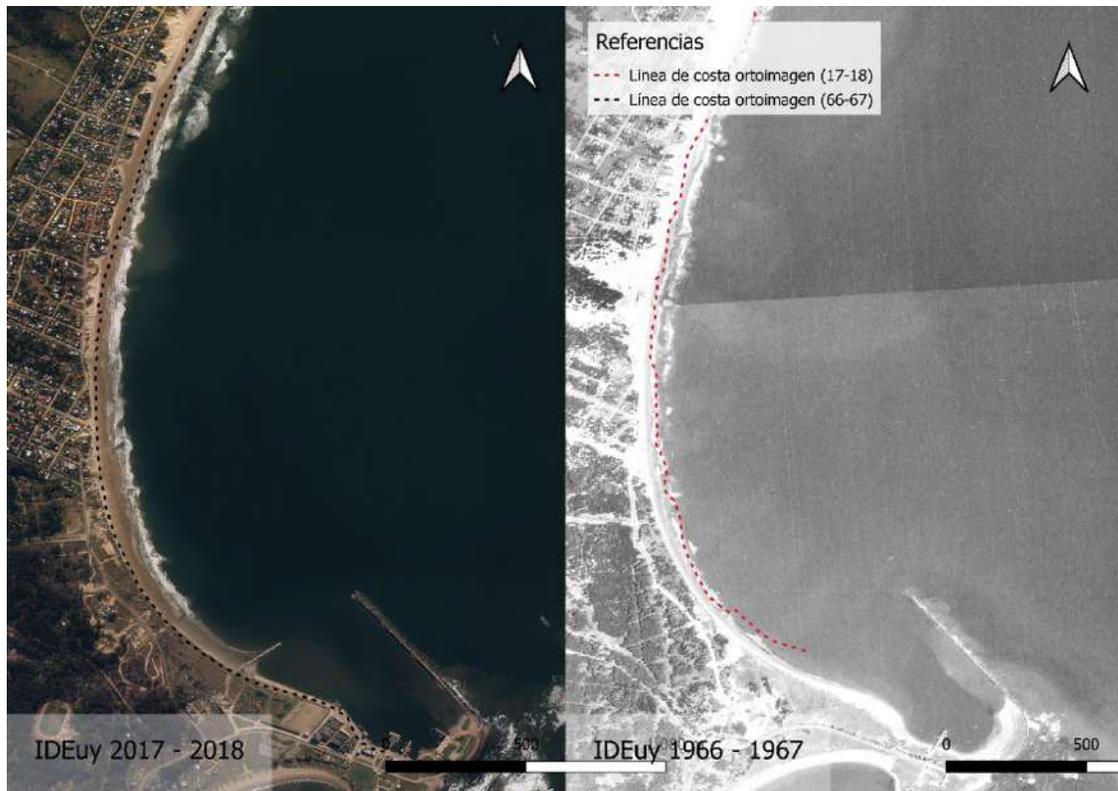


Figura 8-10 - Comparación imágenes satelitales del arco de playa. Imagen aumentada en la zona sur de la playa.

8.3.1 Posición de equilibrio en planta

Para estudiar la posición en planta en equilibrio de la playa se utiliza la ecuación de forma parabólica de una bahía (Hsu & Evans, 1989)¹⁶, dónde se propone una ecuación polinomial de segundo orden que depende de la posición del punto de difracción del oleaje y una sección recta de la playa. Se presenta la ecuación de la parábola de equilibrio:

$$R_N/R_0 = C_0 + C_1 \left(\beta/\theta_N \right) + C_2 \left(\beta/\theta_N \right)^2 \quad (8.3.1.2)$$

Dónde:

- R_N es la distancia desde el punto de difracción de las olas a un punto en la parábola, representa el radio de la curva en cualquier punto de la playa.
- R_0 es la longitud de la línea de control, que es la línea que conecta el punto de difracción con el inicio de la sección recta de la playa (o la dirección media de las olas).
- β refiere al ángulo entre la dirección media de las olas y la línea de control
- θ_N es el ángulo formado entre la línea de las crestas de las olas incidentes y la línea de control
- C_0 , C_1 y C_2 son constantes.

Estos parámetros se pueden ver representados en la Figura 8-11 tomada de Silveira et al., 2010¹⁷.

Para calcular la parábola de equilibrio se utiliza el software MEPBAY (Klein et al., 2003)¹⁸, que permite calcular la parábola a partir de tres puntos: el punto de difracción, el punto inicial y final de la sección recta de la playa.

A través de estos puntos el método genera la forma estable de la playa, determinada por la influencia de la dirección del oleaje. El modelo es utilizable únicamente en costas dominadas por el oleaje y con régimen de micro mareas (Hsu & Evans, 1989).

¹⁶ Evans, C & Hsu, John. (1989). Parabolic bay shapes and applications. *Ice Proceedings*. 87. 557-570. 10.1680/iicep.1989.3778.

¹⁷ Silveira, Lucas & Klein, Antonio Henrique & Tessler, Moisés. (2010). Headland-bay beach planform stability of Santa Catarina State and of the Northern Coast of São Paulo State. *Brazilian Journal of Oceanography*. 58. 101-122. 10.1590/S1679-87592010000200003.

¹⁸ Klein, A.H.F.; Vargas, A.; Raabe, A.L.A., and Hsu, J.R.C., 2003. Visual assessment of bayed beach stability using computer software. *Computers & Geosciences*, 29, 1249–1257.

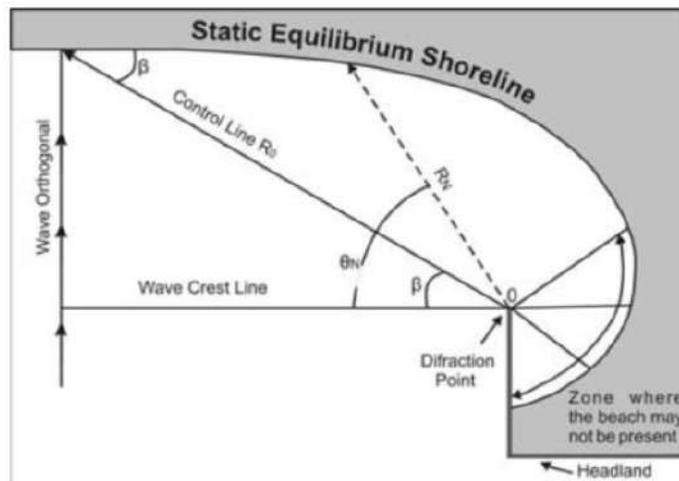


Figura 8-11 - Schematic sketch of the parabolic bay-shape equation

Para la elección del punto de difracción del oleaje se consideran diferentes escenarios debido a que no es claro cuál es el punto real de difracción. Se presentan los posibles puntos de difracción a estudiar.

1. El punto de difracción es el extremo de la escollera del puerto (Figura 8-12).
2. El punto de difracción es dónde se encontraba la isla Paloma (Figura 8-13).
3. El punto de difracción está en una zona cercana del espigón de poca profundidad (Figura 8-14).



Figura 8-12 – Parábola de equilibrio en planta, resultado Mepbay caso 1.



Figura 8-13- Parábola de equilibrio en planta, resultado Mepbay caso 2.



Figura 8-14 - Parábola de equilibrio en planta, resultado Mepbay caso 3

Para el análisis de los resultados se presentan 4 formas de equilibrio de playa (Silveira et al., 2010), en equilibrio estático (A), en equilibrio dinámico (B), inestable y reorganización natural de la playa (C). A modo de ejemplo, en la Figura 8-15 se observan distintas formas de equilibrio en costas de Santa Catarina (SC), Brasil.

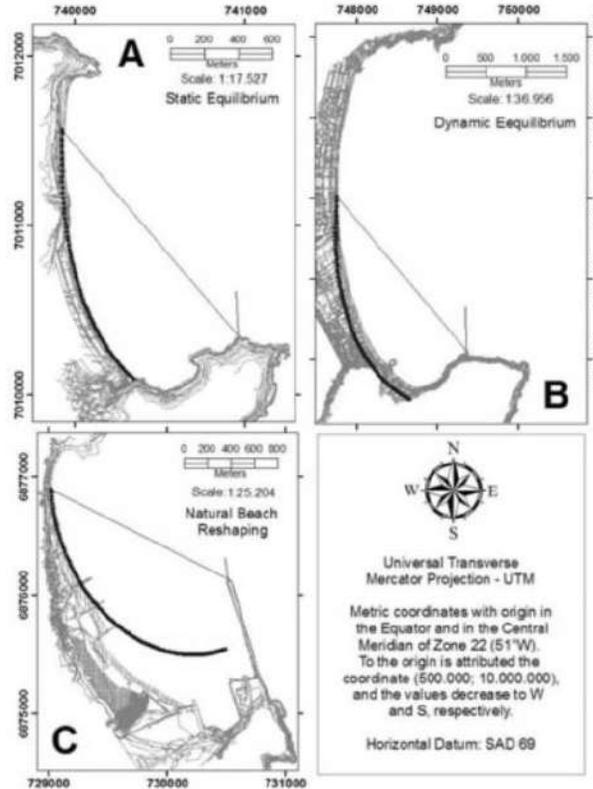


Figura 8-15 – Ejemplos de playas en estado de: (A) Equilibrio estático (Taquaras/Taquarinhas Beach, Balneario Camboriú – SC), (B) Equilibrio dinámico (Mariscal Beach, Bombinhas – SC) y (C) reorganización natural de la playa (Porto Beach, Imbituba – SC). La línea negra indica la posición de equilibrio de la playa, a través de la ecuación parabólica.

En todos los casos planteados se puede ver que la parábola de equilibrio se encuentra por detrás de la línea de costa real, y como la misma no está retrocediendo, se puede concluir que se está en un equilibrio dinámico. Esto significa que la forma en planta de la playa no coincide con la forma de la parábola de equilibrio, encontrándose la parábola por detrás de la posición real de la costa. Por lo tanto, si el ingreso de sedimento a esa playa disminuye o se vuelve cero, la línea de costa tendería a la forma de equilibrio, causando erosión y por consiguiente daños a infraestructura y reducción de área utilizable de playa.

Se calcula también la parábola de equilibrio para la playa de la Bahía Grande, al sur del puerto de La Paloma de forma de validar la metodología en una zona cercana a la zona de estudio. Se muestra el resultado en la Figura 8-16 junto con la ubicación de la playa.

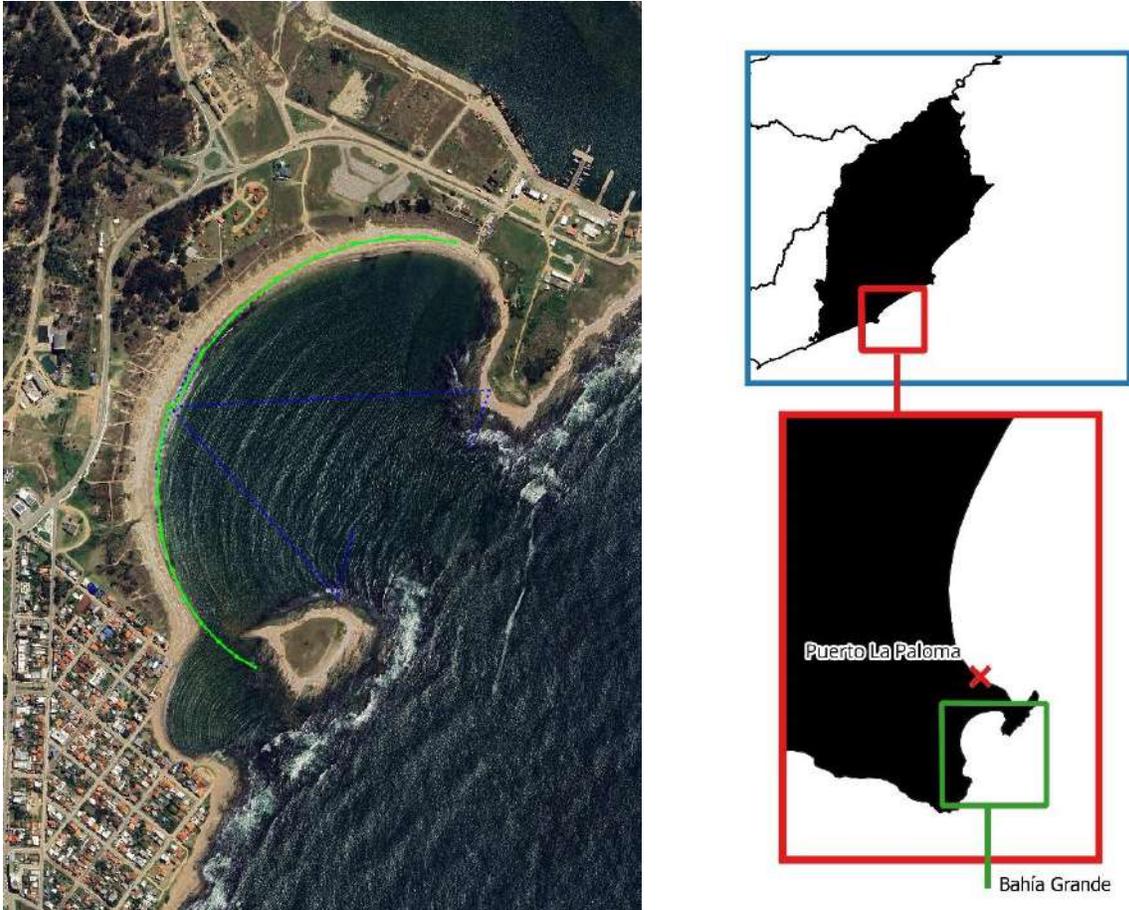


Figura 8-16 - Parábola de equilibrio para playa Bahía Grande, La Paloma.

Se puede notar que para este caso la forma de equilibrio de la playa es similar a la forma real de la misma, con dos puntos de refracción. Por ende, sabiendo que la playa está en equilibrio, se puede decir que la parábola funciona de manera adecuada en esta bahía.

8.3.2 Análisis del retroceso línea de costa por aumento de nivel de mar.

Para estudiar la influencia del aumento del nivel del mar sobre la posición de la línea de costa se utiliza ShoreTrans (McCarroll, 2021)¹⁹, un script libre de Matlab que permite modelar la evolución de la línea de costa frente a los efectos del aumento del nivel del mar. Funciona a partir de perfiles 2D relevados y aplica un enfoque probabilístico utilizando simulaciones de Monte Carlo.

Para su utilización se debe definir la zona activa del perfil de playa, que se define como la sección del perfil de la playa que se ajusta rápidamente a las condiciones del oleaje incidente, a una velocidad mucho más rápida que la tasa de variación causada por el aumento del nivel medio del

¹⁹ <https://github.com/jakmccarroll/ShoreTrans?tab=readme-ov-file#readme>

mar. Este perfil se considera en equilibrio con las fuerzas externas cuando se promedian los efectos durante varios años, manteniendo una forma constante (Stive and De Vriend, 1995)²⁰.

El límite superior del perfil activo se considera el pie de duna, mientras que el límite inferior la altura de cierre, que es la profundidad a partir de la cual no se producen variaciones interanuales significativas. Para calcular este valor se utiliza la ecuación propuesta por Hallermeier en 1978²¹:

$$h_{cierre} = 2,28 \cdot H_{m0,12} - 68,5 \left(\frac{H_{m0,12}}{gT_s^2} \right) \quad (8.3.2.1)$$

Dónde:

- $H_{m0,12}$ es la altura de ola significativa superada como media 12 veces al año.
- T_s es el período asociado a esa ola.

Se calcula la profundidad de cierre para cada punto, resultados que se presentan en la Tabla 8-1.

Tabla 8-1 - Altura de cierre para los distintos puntos.

	LP01	LP02	LP03	LP04	LP05	LP06	LP07	LP08	LP09	LP10	LP11	LP12	LP13	LP14
h cierre	4.6	4.6	5.0	5.0	5.3	5.6	6.0	6.3	6.5	6.6	6.5	6.9	6.9	7.1

A partir de estos datos y los perfiles de playa presentados en la sección 5.5, se calcula para cada perfil el retroceso de la línea de costa debido a diferentes escenarios de cambio climático. Se estudian dos horizontes, 2050 y 2100, para dos escenarios de cambio climático, SSP2 – 4.5 y SSP5 – 8.5.

En la zona de Costa Azul (punto LP04), dónde se encuentra el enrocado, se determina pie de duna como la base del mismo.

A modo de ejemplo, se presentan dos ejemplos de salida de ShoreTrans, ambos para escenario 2100, y escenario SSP2 - 4.5. Se presenta el resultado con la zona con enrocado (Figura 8-17) y el perfil que pasa por el punto LP07 (Figura 8-18).

En la Tabla 8-2 se presentan los resultados para todos los puntos estudiados.

²⁰ Stive, M. J. F., & de Vriend, H. J. (1995). Modelling shoreface profile evolution. *Marine Geology*, 126(1–4), 235–248. [https://doi.org/10.1016/0025-3227\(95\)00080-1](https://doi.org/10.1016/0025-3227(95)00080-1)

²¹ Hallermeier, R.J. (1978). Uses for a calculated limit depth to beach erosion. Proceedings, 16th Coastal Engineering Conference, Hamburg, Germany, 1493-1512.

Primer Entregable - Implementación de medidas de adaptación al cambio climático en el arco de playa La Paloma – La Pedrera

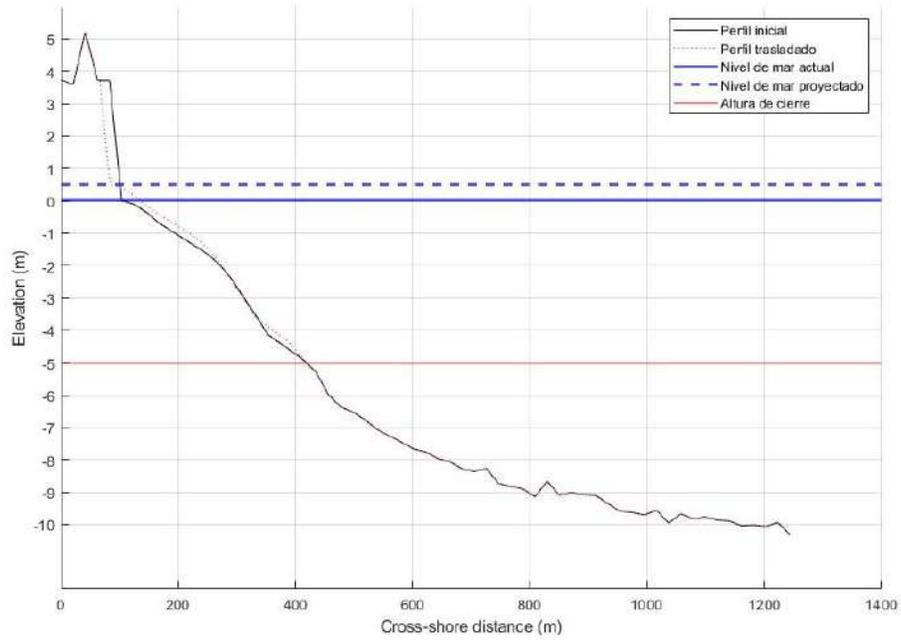


Figura 8-17 - Salida ShoreTrans. Retroceso de la línea de costa por aumento de nivel del mar. Zona con enrocado, Costa Azul. Horizonte 2100, escenario SSP5 - 8.5.

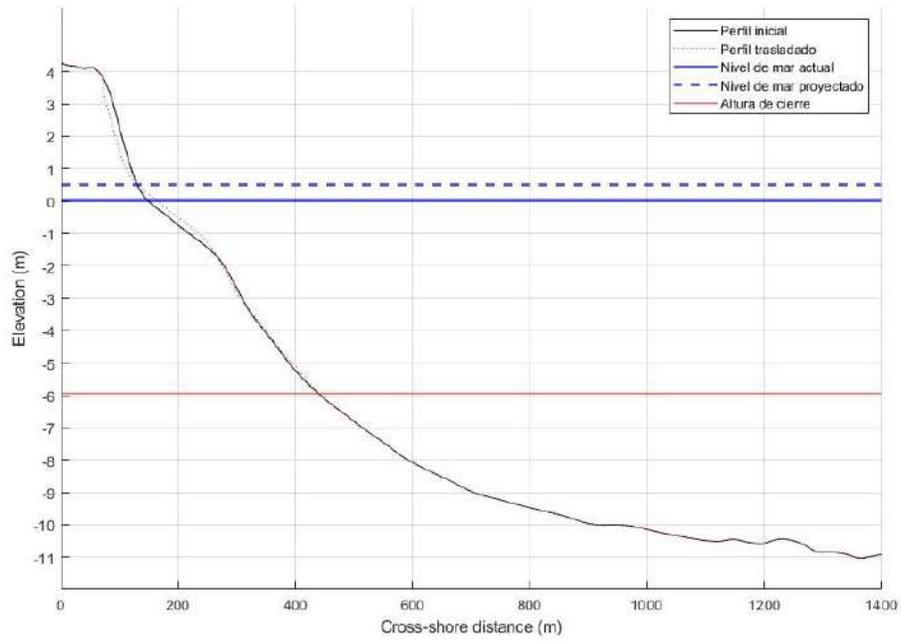


Figura 8-18 - Salida ShoreTrans. Retroceso de la línea de costa por aumento de nivel del mar. Perfil que pasa por punto LP07. Horizonte 2100, escenario SSP5 - 8.5.

Tabla 8-2 - Retroceso de la línea de costa por aumento del nivel medio del mar. Resultados para todos los puntos y todos los escenarios. Unidades en metros.

		Perfil													
Horizonte	Escenario	LP01	LP02	LP03	LP04	LP05	LP06	LP07	LP08	LP09	LP10	LP11	LP12	LP13	LP14
2050	SSP 4.5	12	10	8	7	7	6	7	7	7	6	7	6	6	6
	SSP 8.5	14	11	9	9	8	7	8	8	8	7	8	6	7	6
2100	SSP 4.5	31	26	22	20	19	17	19	19	19	17	19	15	17	15
	SSP 8.5	42	38	26	29	27	25	27	27	27	24	27	22	25	21

8.4 Análisis a mediano plazo

Para analizar la posición de la línea de costa a mediano plazo se analizan los resultados obtenidos mediante el software CoastSat, un software utilizado para, a través de imágenes satelitales, obtener la posición de la línea de costa. Cabe mencionar que la ejecución del software, y el posprocesamiento de las imágenes, el cual incluye la georreferenciación de imágenes, y control de resultados, fueron realizados por IMFIA. Se parte desde las líneas de costa correspondientes a las medianas anuales en el período de 1985 a 2023, y las transectas que se utilizan para el procesamiento de los resultados, también proporcionadas por IMFIA. Las transectas están separadas entre ellas cerca de 100 metros en la línea de costa.

Para la obtención de las medianas anuales se procesan imágenes satelitales de las misiones satelitales Sentinel y Landsat.

- Landsat 5 (1984-2013)
- Landsat 7 (1999 - presente, con operación reducida desde 2003)
- Landsat 8 (2013 - presente)
- Landsat 9 (2021 - presente)
- Sentinel-2 (2015 - presente)

El software CoastSat funciona clasificando los píxeles de una imagen satelital en 4 categorías, arena, agua blanca, agua y línea de costa. A través de esto, seguido de una georreferenciación de la imagen y un posprocesamiento de la misma, dónde se identifican resultados anormales, principalmente debidos a nubosidad, bancos de arena emergidos o vegetación, se obtiene la línea de costa.

En la Figura 8-19 se muestra un ejemplo de las medianas anuales de las líneas de costa en la zona de Costa Azul. Se puede ver con colores representado el año de la mediana. En este ejemplo se nota un retroceso de la posición de la línea de costa.

A través de las medianas anuales se puede obtener la posición de la línea de costa en cada transecta. Para esto se obtienen las intersecciones de las transectas con las medianas anuales y se calcula la distancia de la intersección con un punto fijo en un extremo de la transecta. Posteriormente se calcula el promedio de las distancias y se les resta este valor a todos los datos. A partir de esto podemos obtener la posición relativa al promedio de todos los datos en cada transecta. Si graficamos estos valores en función del tiempo podemos obtener resultados como los que se observan en la Figura 8-21 y la Figura 8-22, dónde se puede notar la gran variabilidad interanual que tiene la línea de costa. Además de esto, se calcula la regresión lineal de los datos, obteniendo la pendiente que mejor ajusta los mismos. El valor de la pendiente se grafica en la Figura 8-20, dónde se pueden ver que la zona centro de la playa (entre transectas 16 y 65 aproximadamente) es dónde se tienen los

valores negativos. Sin embargo, debido a la gran variabilidad de los datos no es posible llegar a conclusiones únicamente con estos resultados.

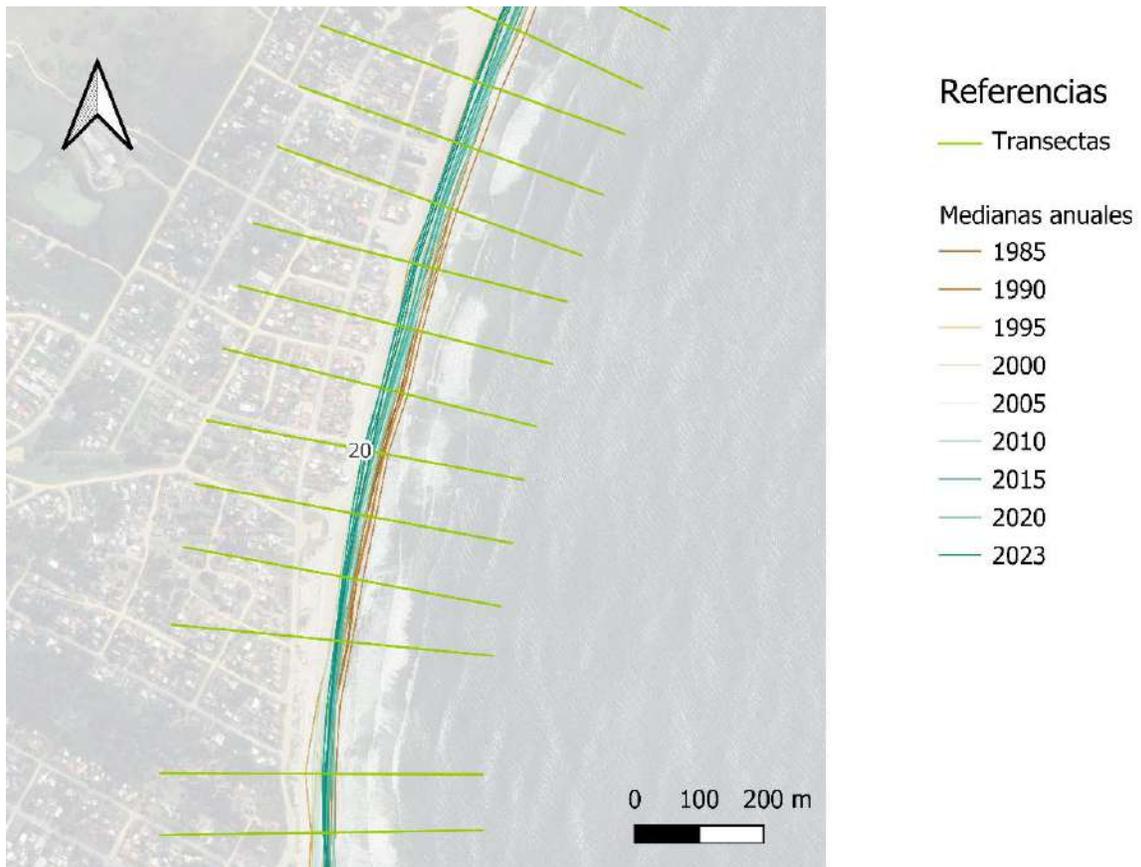


Figura 8-19 - Ejemplo líneas de costa y transectas en la playa de Costa Azul.

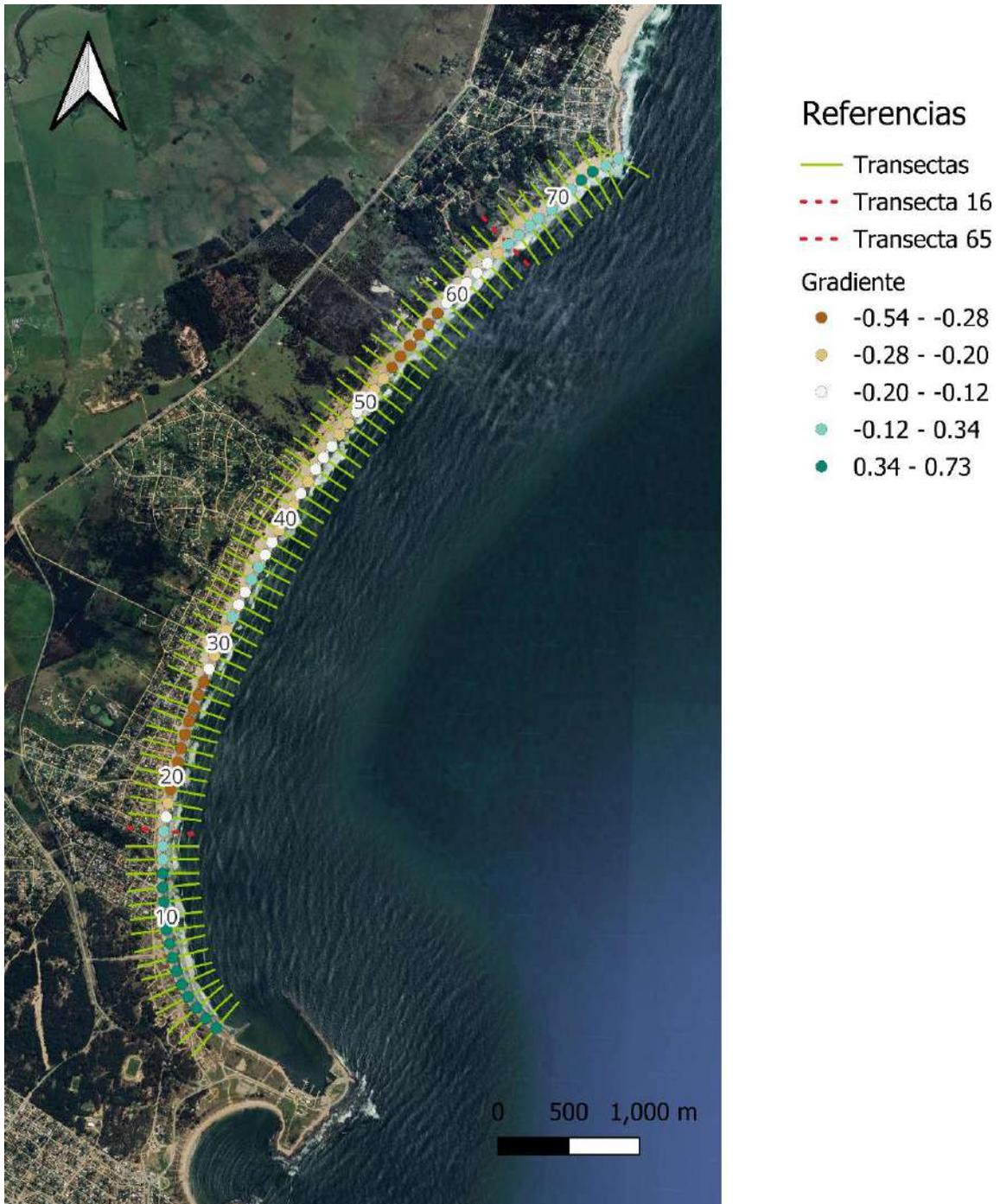


Figura 8-20 - Gradiente de la posición de la línea de costa.

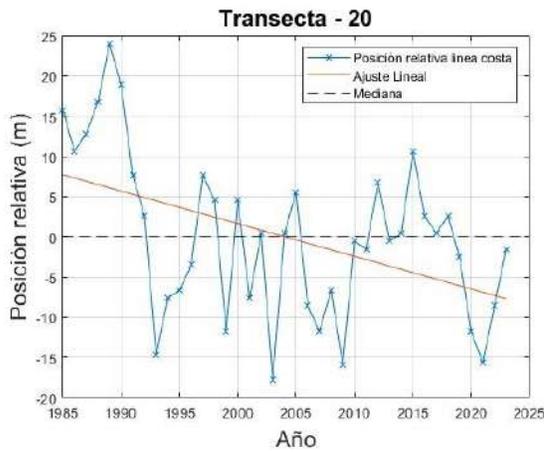


Figura 8-21. Posición relativa de la línea de costa, transecta 20.

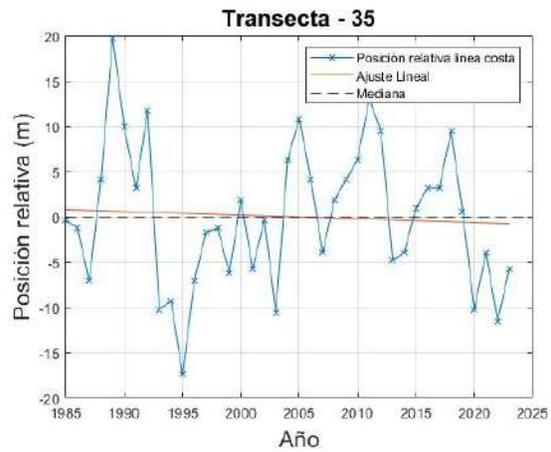


Figura 8-22. Posición relativa de la línea de costa, transecta 35.

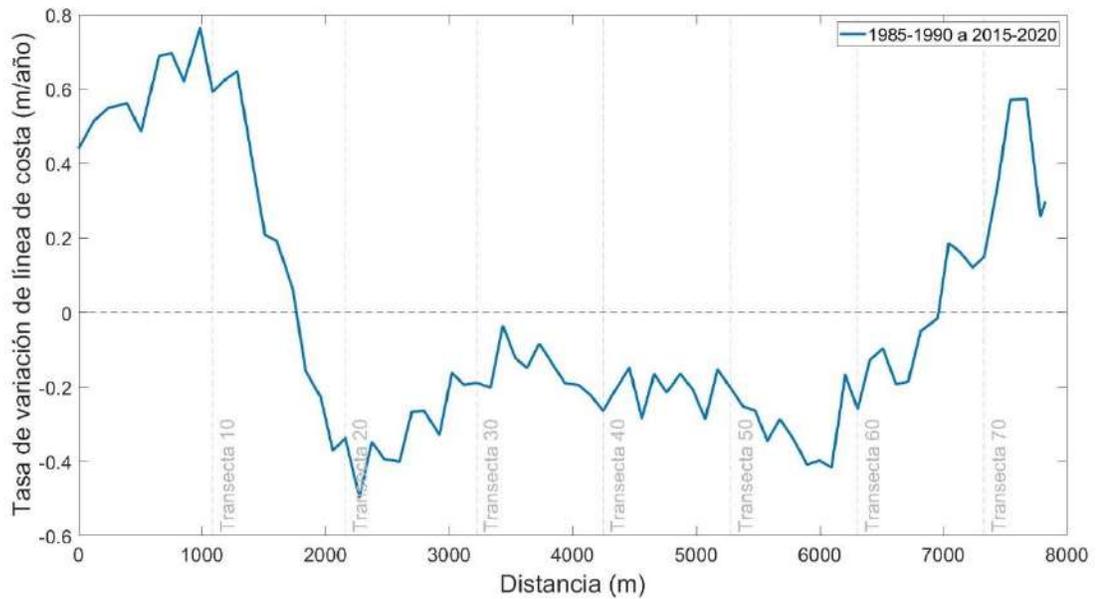


Figura 8-23. Tasa de variación de la línea de costa en función de la transecta.

Por otra parte, se calcula la tasa de variación de la línea de costa, para estimar a la velocidad que se produce el avance o el retroceso de la playa. Para esto se calcula la línea de costa media entre un período de tiempo (1985-1990) y se compara con la línea de costa media de otro período (2015-2020). A partir de estas líneas y la diferencia temporal media entre ambos períodos se puede calcular para cada transecta la tasa de variación de la línea de costa en m/año. Se presenta entonces la Figura 8-23, dónde se presenta la tasa de variación de la línea de costa en cada punto estudiado.

Los resultados coinciden con los de la Figura 8-20 dónde se nota avance de arena en los extremos de la playa y retroceso en la zona central.

8.4.1 Avance en el extremo sur de la playa

Para estudiar la influencia del espigón sobre la posición de la línea de costa se analiza el comportamiento de las 5 transectas más cercanas al mismo, resultados que se pueden ver en la Figura 8-24. Se puede notar que a partir del año 2010 la tendencia en esa zona cambia de retroceso a avance, por lo que se puede concluir que el espigón está reteniendo arena, generando un avance en ese extremo de la playa. Se presentan también los ajustes lineales de los años previos al espigón, y los años siguientes a la construcción del mismo. En la Figura 8-25 se puede ver una imagen satelital en el momento de la construcción del espigón, donde se puede ver un banco de arena sobre el puerto de La Paloma.

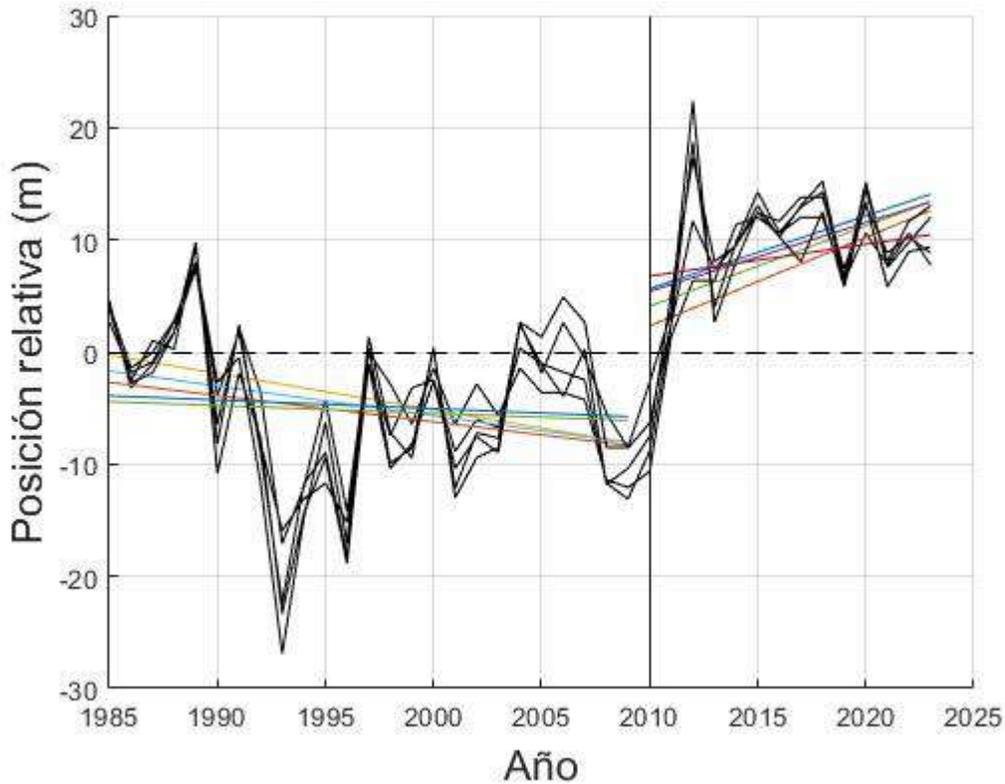


Figura 8-24. Análisis de las transectas más próximas al espigón.



Figura 8-25. Imagen satelital durante la construcción del espigón. Junio 2010. Extraída de Google Earth.

8.5 Análisis a corto plazo

La variabilidad de la playa a corto plazo se debe principalmente a la acción de las tormentas y los períodos de calma. Para este análisis a corto plazo se estudia la influencia de una tormenta sobre el perfil de la playa utilizando el modelo XBeach.

8.5.1 Modelación de impacto de tormentas

Para modelar el impacto de los eventos de oleaje sobre el perfil de la playa se utiliza el modelo XBeach. Este es un modelo numérico de código abierto desarrollado originalmente para simular procesos hidrodinámicos y morfodinámicos, con un dominio espacial de kilómetros y una escala temporal de la duración de una tormenta (Deltares, 2018)²².

En marco del análisis a corto plazo de la línea de costa se utiliza el modelo en 1D, de forma de analizar el impacto de tormentas sobre el perfil transversal de la costa, y con esto determinar la zona afectada por eventos de distintos periodos de retorno.

Se analiza la influencia de eventos de período de retorno de 10, 25 y 100 años en 14 perfiles de la costa, uno por cada punto de resultados SWAN.

²² Deltares. (2018). *XBeach Documentation, Release v1.23.5527*.

Para correr el modelo se necesitan parámetros de oleaje, nivel de mar y granulometría.

Para los parámetros de oleaje se toman para cada punto los eventos con el pico de oleaje más próximo al valor de H_{m0} asociado a ese periodo de retorno y su periodo medio asociado. Como no se tienen eventos de Tr_{100} se grafican los 5 máximos eventos en cada punto y se recrea un evento de oleaje, con el pico en la altura de ola asociada a Tr_{100} , siguiendo la forma de los diferentes eventos. Los periodos medios son los asociados al evento de Tr_{100} de oleaje.

En la Figura 8-26 se presenta la tormenta utilizada en el punto LP07 para un evento de oleaje de Tr_{10} , mientras que en la Figura 8-27 para Tr_{25} .

En la Figura 8-28 se presentan los 5 eventos de oleaje máximos y el evento recreado de Tr_{100} .

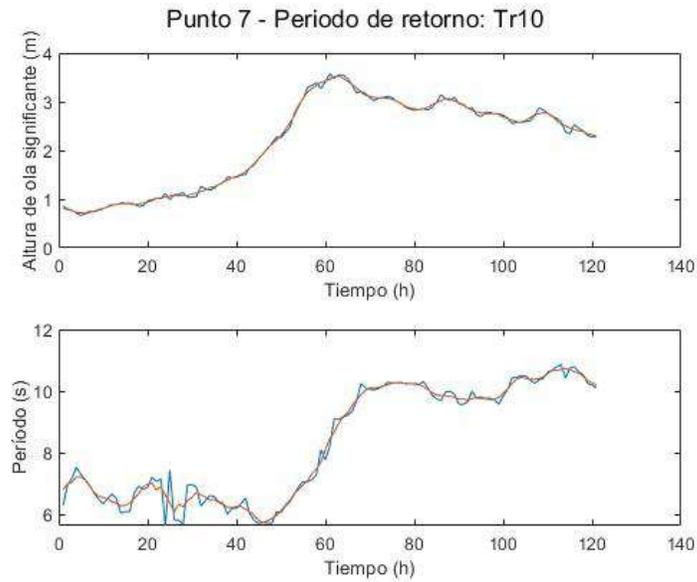


Figura 8-26. Evento simulado en punto LP07 asociado a evento de oleaje de 10 años de periodo de retorno.

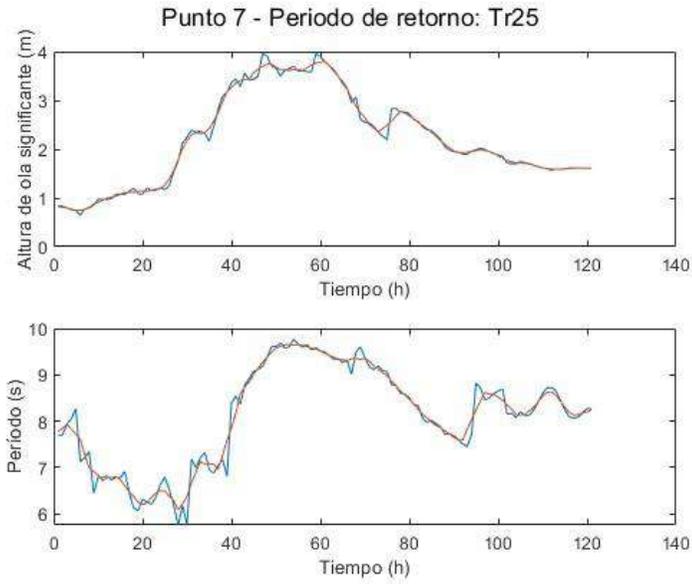


Figura 8-27. Evento simulado en punto LP07 asociado a evento de oleaje de 25 años de periodo de retorno.

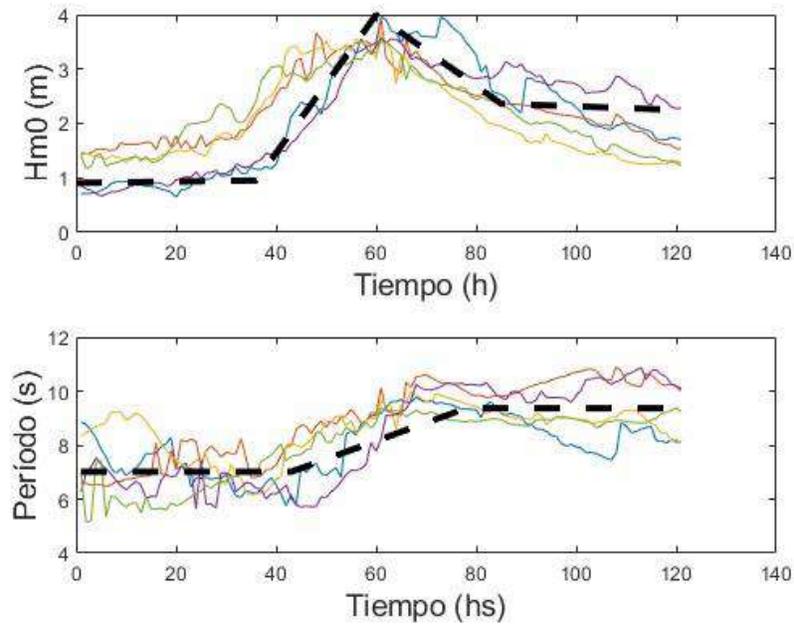


Figura 8-28. 5 máximos eventos en el nodo LP07. En negro punteado los datos utilizados.

En cuanto a la dirección del oleaje, se asume que el tren de ondas incide siempre de forma paralela a la línea de costa.

Los datos de granulometría son los presentados en la sección 5.6, tomando el valor más cercano al perfil y los valores más cercanos a la línea de costa.

En cuanto al nivel del mar se simulan todos los eventos con un nivel de mar en playa de 1 metro, evento con un periodo de retorno de 2 años. Si bien se concluyó que no existe relación entre eventos extremos de oleaje y nivel de mar, se considera este valor de nivel de mar de forma de estar del lado de la seguridad, siendo esta combinación de eventos posible pero no la más extrema.

Se presentan los resultados de los perfiles antes y después del evento para periodo de retorno 10 años (Figura 8-29), 25 años (Figura 8-30) y 100 años (Figura 8-31). Se puede notar que los tres resultados son similares entre sí, en donde el perfil se ve afectado en el entorno de los 60 metros. La distancia afectada por la tormenta se considera desde el nivel medio en playa (cota 0 desde el cero oficial) hasta el último punto donde el perfil inicial y final difieren.

Cabe destacar que esta modelación cuenta con varias hipótesis, en primer lugar, el perfil de playa corresponde al perfil el día del vuelo del MDT, o el día cuando se tomaron los perfiles de playa. La forma de este influye en cómo va a disipar la energía del oleaje la playa. Se considera que toda la playa es de arena uniforme, no se consideran estructuras sólidas, rocas, vegetación o similares. Por otra parte, se simula todo el arco de playa a través de 14 puntos, por lo que la resolución de los resultados es baja. Por lo tanto, el análisis de los resultados obtenidos debe hacerse con la consideración de todas las hipótesis planteadas y se debe utilizar únicamente como una aproximación del área afectada por las tormentas.

El análisis de los resultados debe hacerse en consideración de las hipótesis planteadas. Es importante mencionar que no se busca modelar la respuesta exacta de una tormenta sobre el perfil de la costa y sus construcciones, ni significa que las zonas potencialmente afectadas por eventos de oleaje son o serán afectadas por estos eventos. El resultado se debe interpretar analizando si el perfil de playa está capacitado para disipar la energía del oleaje o no. En los casos que el modelo exhiba que una zona de viviendas o de calzada se encuentra sobre zonas potencialmente afectadas no necesariamente indica que la construcción sufrirá consecuencias ante el próximo evento de oleaje, pero indica que está sobre terreno que puede llegar a verse afectado por el mismo.

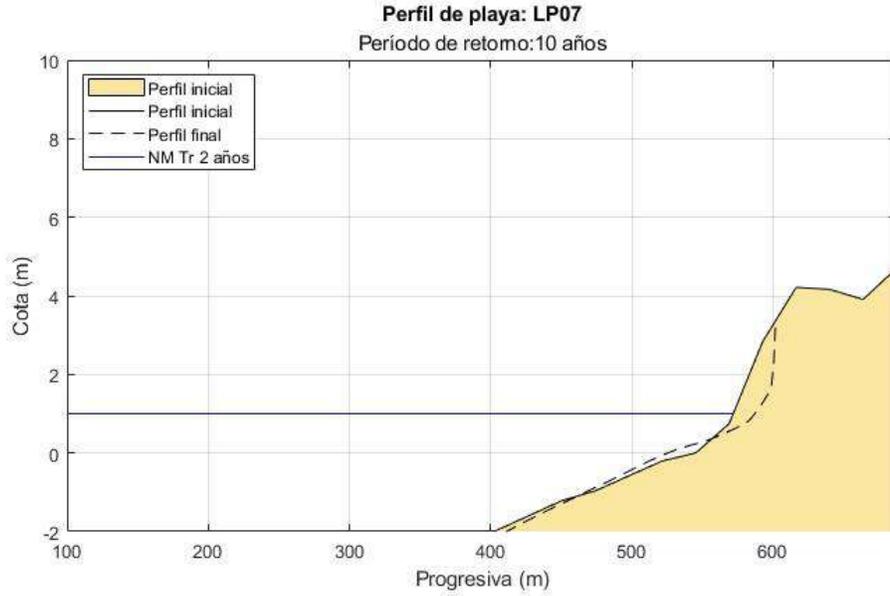


Figura 8-29- Resultado modelación XBeach. Perfil inicial y final del perfil LP07 con una tormenta de Tr10 y 1 m de nivel de mar.

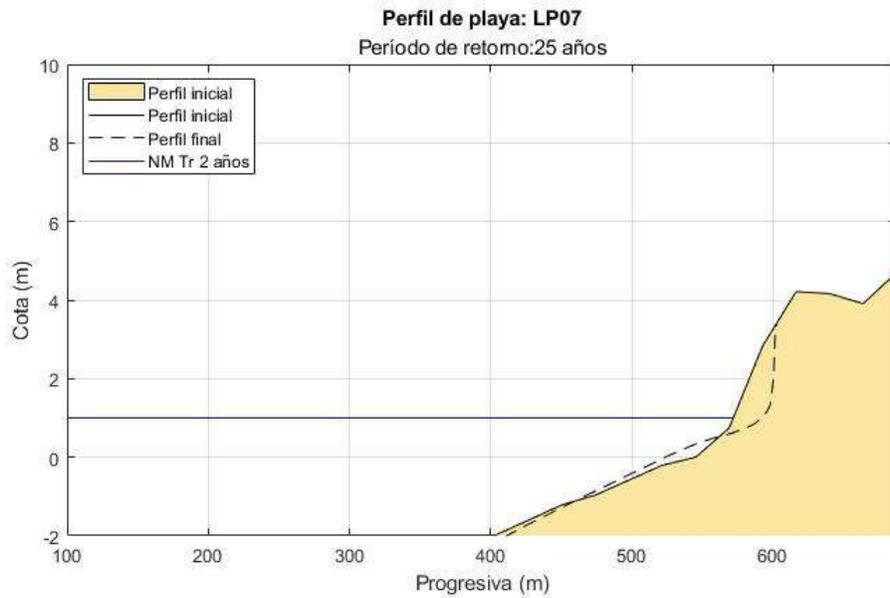


Figura 8-30 - Resultado modelación XBeach. Perfil inicial y final del perfil LP07 con una tormenta de Tr25 y 1 m de nivel de mar.

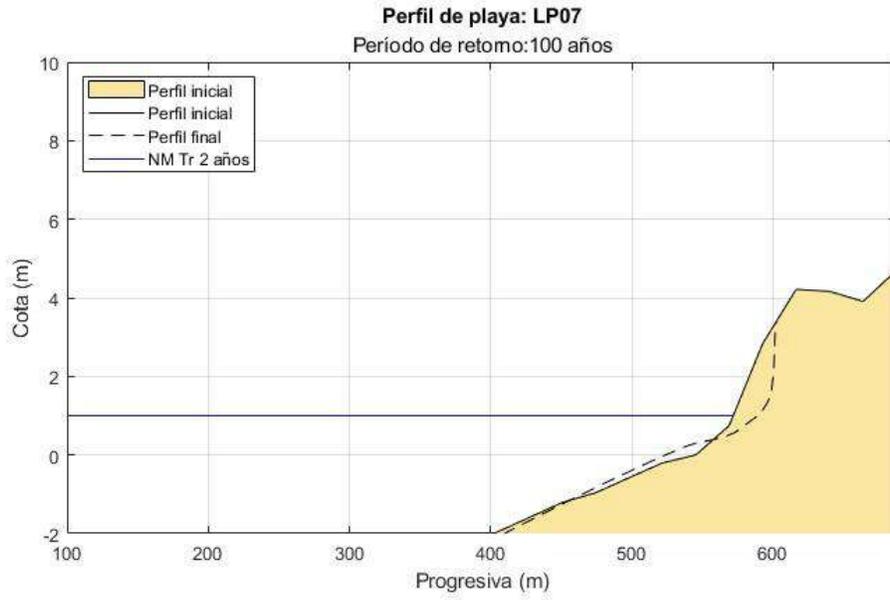


Figura 8-31- Resultado modelación XBeach. Perfil inicial y final del perfil LP07 con una tormenta de Tr100 y 1 m de nivel de mar.

9. Transporte de sedimentos

Con el objetivo lograr una mejor comprensión del funcionamiento del sistema y cerrar el análisis de la evolución de la línea de costa, se calcula el transporte de sedimentos litoral y el transporte de sedimentos eólico. Se presentan a continuación los procedimientos empleados para cada uno de estos cálculos.

9.1 Transporte litoral

Para el cálculo del transporte litoral de sedimentos se utiliza el método del flujo de energía, cómo se plantea en el *Coastal Engineering Manual* ²³. Se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q_l = \frac{K}{(\rho_s - \rho)g(1 - n)} P_l \quad (9.1.1)$$

Siendo:

- Q_l : Tasa de transporte de sedimentos volumétrica.
- K : constante adimensional.
- ρ_s : densidad del sedimento (2650 kg/m³ para arena).
- ρ : densidad del agua (1030 kg/m³ para agua salada).
- n : índice de vacíos del sedimento (se utiliza 0.4).
- P_l : tasa potencial de transporte de sedimentos a lo largo de la costa

Para el cálculo de la constante adimensional se utiliza la fórmula propuesta por Mil-Homens en 2013²⁴:

$$K = \left[2232.7 \left(\frac{H_b}{L_0} \right)^{1.45} + 4.505 \right]^{-1} \quad (9.1.2)$$

Siendo:

- H_b : la altura de ola en el punto de rotura.
- L_0 : longitud de onda en aguas profundas.

Por otra parte, para calcular P_l se utiliza:

$$P_l = (EC_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (9.1.3)$$

Dónde:

- E_b : es la energía de la ola evaluada en el punto de rotura.
- Cg_b : es la celeridad de grupo en el punto de rotura.

²³ U.S. Army Corps of Engineers. (2008). *Coastal Engineering Manual* (EM 1110-2-1100). U.S. Army Engineer Research and Development Center.

²⁴ Mil-Homens, J. P., Ranasinghe, R. W. M. R. J. B., van Thiel de Vries, J. S. M., & Stive, M. J. F. (2013). Re-evaluation and improvement of three commonly used bulk longshore sediment transport formulas. *Coastal Engineering*, 75, 29-39. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2013.01.004>

- α_b : es el ángulo que forma el tren de ondas y las curvas de nivel de la batimetría.

Debido a la convención de signos empleada, el transporte de sedimentos positivo denota transporte de sedimentos de suroeste a noreste, mientras que el transporte de sedimentos negativo en el sentido contrario.

Para el cálculo de la energía de ola se utiliza:

$$E_b = \frac{\rho g H_b^2}{8} \quad (9.1.4)$$

A partir de estos cálculos se puede estimar el transporte volumétrico en cada punto de estudio a una frecuencia horaria. En la Figura 9-1 se presentan los resultados para el punto LP07, presentándose los resultados de transporte neto (total) y el transporte positivo (suroeste a noreste) y negativo (noreste a suroeste) anual. En la Tabla 9-1 se presentan los valores promedios para cada punto. En la Figura 9-2 se presenta una referencia a las direcciones de transporte de sedimentos.

Por otra parte, se suman los valores de transporte de sedimentos para las zonas sur, centro y norte de la playa. Estas quedan determinadas por los resultados del análisis a medio plazo de la línea de costa (Sección 8.4), siendo las zonas sur y norte las zonas donde se presenta avance de la playa, y la zona centro donde se produce un retroceso de la línea de costa. Los resultados se pueden ver en la Tabla 9-2, los cuales sirven para estimar, tanto ordenes de magnitud de transporte de sedimentos, como su variación a lo largo del arco.

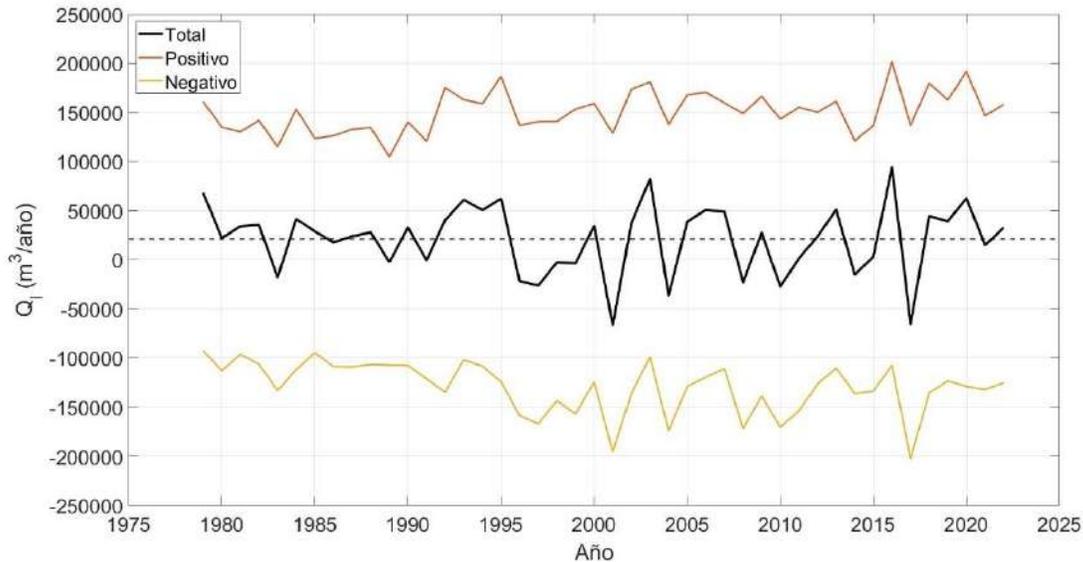


Figura 9-1 - Acumulado anual de transporte volumétrico anual de sedimentos en el punto LP07.

Tabla 9-1 - Promedio de acumulados anuales de transporte volumétrico de sedimentos para cada punto. Valores en miles de metros cuadrados por año.

	LP01	LP02	LP03	LP04	LP05	LP06	LP07
Ql (m³/año) - Total	232	129	11	39	-45	-1	21
Ql (m³/año) - Positivo	232	143	84	103	86	129	150
Ql (m³/año) - Negativo	-1	-15	-73	-63	-131	-130	-129
	LP08	LP09	LP10	LP11	LP12	LP13	LP14
Ql (m³/año) - Total	-14	-38	-25	-138	-333	-202	15
Ql (m³/año) - Positivo	151	158	167	108	57	103	212
Ql (m³/año) - Negativo	-166	-196	-191	-246	-391	-304	-196

Tabla 9-2 - Promedio de acumulados anuales de transporte volumétrico de sedimentos para distintas zonas del arco de playa. Valores en miles de metros cuadrados por año.

	Zona Sur	Zona Centro	Zona norte
Ql (m³/año) - Total	361	-190	-520
Ql (m³/año) - Positivo	375	1136	372
Ql (m³/año) - Negativo	-16	-1325	-891

A través de estos resultados se puede notar que existe un gran transporte de sedimentos litoral en el arco de playa, con una menor actividad en la zona sur del mismo. En la zona sur el transporte negativo es casi nulo (predominando el positivo) y, a su vez, en el análisis de la línea de costa se nota un avance en esta sección del arco de playa. Este resultado exhibe que podría existir un ingreso de sedimentos al sistema desde el Cabo Santa María. Por otro lado, el transporte en la zona norte es predominantemente negativo, evidenciando un ingreso desde La Pedrera.

La dirección del transporte de sedimentos queda determinada por el ángulo α , formado entre la batimetría y la dirección del tren de olas. Este valor no solo presenta incertidumbres por la forma que es hallado (suponiendo batimetría paralela a la costa), sino que también es variable con el tiempo. Por esta razón es importante conocer el transporte bruto de sedimentos, que nos indica ordenes de magnitud de volúmenes de sedimentos transportados en la costa.

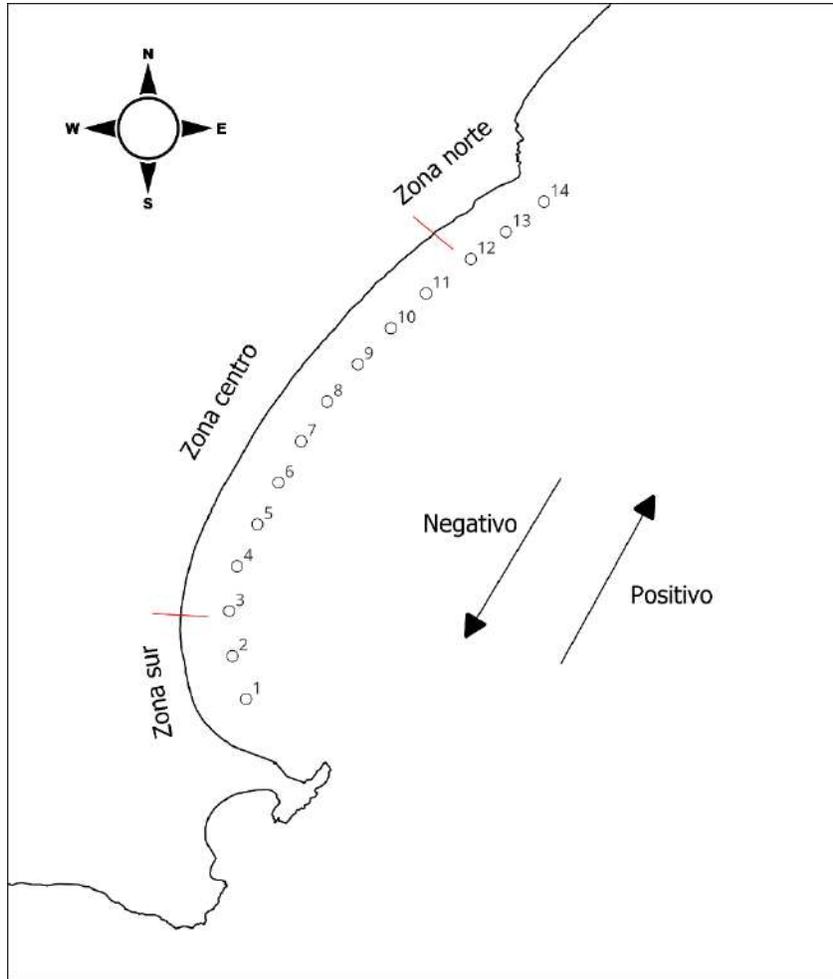


Figura 9-2 - Direcciones de transporte de sedimentos litoral y zonas de estudio.

9.1.1 Análisis de sensibilidad

La incertidumbre que genera el ángulo α hace que sea de interés realizar un análisis de sensibilidad de los resultados variando el ángulo de incidencia. Se presenta el análisis para el punto LP07 en la Figura 9-3, dónde se nota que para pequeñas variaciones el resultado influye de manera notoria, llegando al punto de que si se varía pocos grados el signo del transporte litoral cambia de sentido.

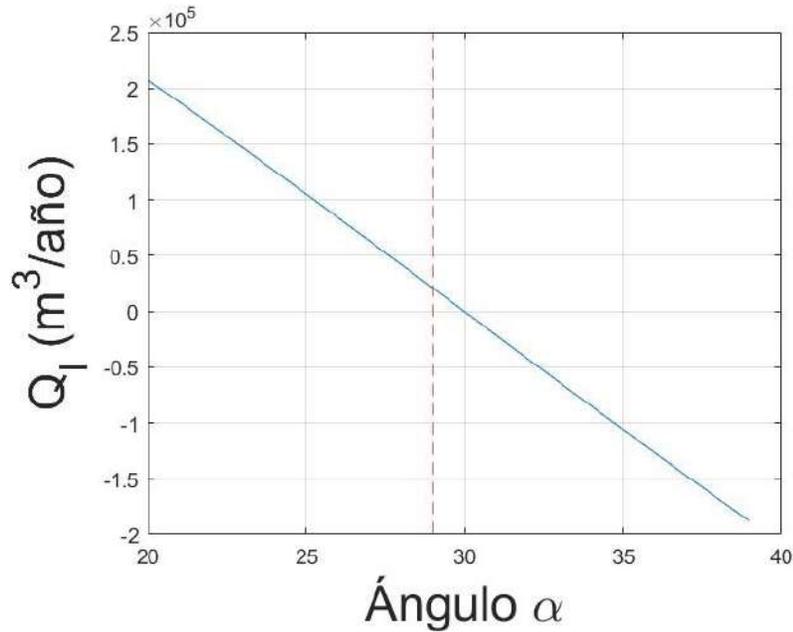


Figura 9-3 - Análisis de sensibilidad de transporte de sedimentos litoral en punto LP07, variando el ángulo que forman las batimétricas y el oleaje incidente. La línea roja indica el valor del ángulo utilizado.

9.2 Transporte eólico

El transporte eólico es un componente importante en el balance de sedimentos de una playa, esta redistribuye la arena y puede ser causante de la pérdida de la misma del sistema.

La velocidad del viento y el gradiente vertical cerca de la superficie son los principales aspectos a considerar para estimar cuánta arena es transportada por el viento. En esta sección se presenta una aproximación al cálculo del transporte eólico, con el fin de encontrar el orden de magnitud del mismo. Se presentan en esta sección las principales ecuaciones utilizadas para este cálculo, en el Anexo 15.2.2 se presenta el desarrollo completo.

La principal ecuación es la propuesta en el *Coastal Engineering Manual*:

$$q = K \left[\frac{u_*}{\sqrt{gD}} \right]^3 \quad (9.2.1)$$

Dónde:

- q : Tasa de transporte de arena por viento.
- K : Coeficiente dimensional.
- u_* : velocidad de corte.
- D : Diámetro medio de la arena.

Para el cálculo de K se utiliza:

$$K = e^{-9.63+4.91D} \quad (9.2.2)$$

Mientras que la velocidad de corte está dada por:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho_a}} \quad (9.2.3)$$

Siendo:

- τ : tensiones rasantes.
- ρ_a : la densidad del aire.

Para que exista transporte de sedimentos por acción del viento, este debe superar un umbral de velocidad, dónde la arena comienza a moverse. Para esto se utiliza:

$$u_{*t} = A_t \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_a)gD}{\rho_a}} \quad (9.2.4)$$

Con:

- A_t : Constante adimensional ($A_t=0.118$)

Para obtener el diámetro medio de la arena se utilizan datos presentados en la sección 5.6, dónde se puede ver que el diámetro de la arena varía tanto a lo largo de la línea de costa como en el perfil perpendicular a la misma. Para este estudio se utiliza un promedio de estos datos debido a que la profundidad del análisis y el objetivo del mismo no merecen la discretización por zonas del resultado.

En la Figura 9-4 se presentan los resultados del transporte eólico promediado anualmente discretizado por dirección de viento, dónde se aprecia que la mayor cantidad de arena se traslada hacia las direcciones noreste y sur oeste.

Cabe aclarar que para este cálculo se deja de lado una componente fundamental del transporte eólico que es la humedad del suelo. Si la arena está húmeda es más difícil que se traslade, por lo que algunas ecuaciones consideran la humedad para estos cálculos. Sin embargo, de forma de obtener un orden de magnitud del transporte eólico, se opta por no tener en cuenta este valor, obteniendo un valor mayor al real.

El resultado expresado en metros cúbicos por metro por año refiere al volumen de arena transportado a lo largo de un metro perpendicular al transporte del sedimento por año.

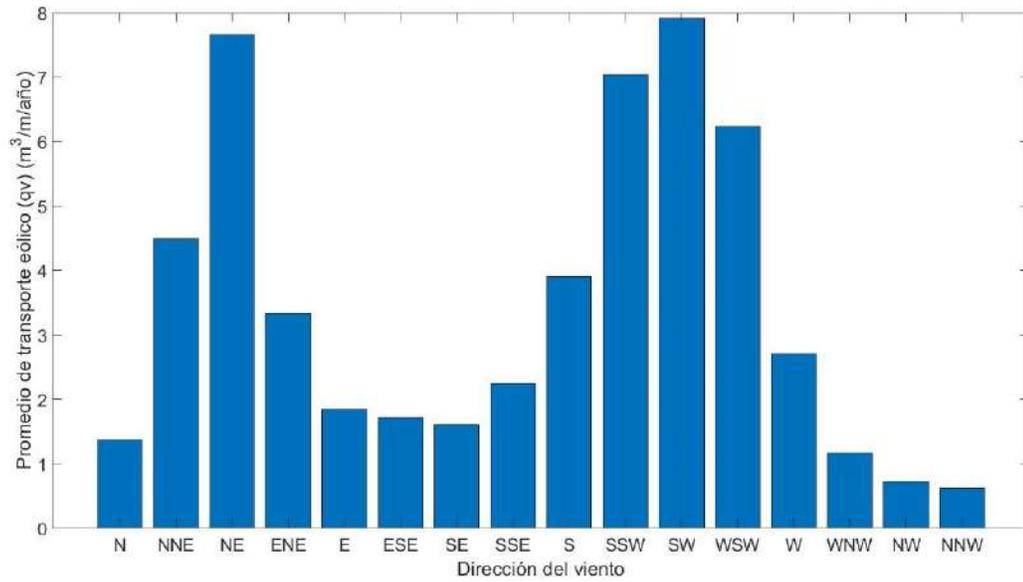


Figura 9-4 - Promedio de transporte eólico según la dirección de viento.

Por otro lado, es importante notar que el transporte eólico de sedimentos se ve afectado por la urbanización. Dónde antes la arena estaba suelta ahora está impedida de moverse por obras civiles o vegetación alóctona que fija la misma. A través de imágenes históricas de La Paloma se puede notar que existían grandes depósitos de arena dónde hoy hay urbanización. Los resultados del transporte eólico exhiben que el transporte potencial eólico de sedimentos se da principalmente en las direcciones noreste y suroeste, flujo que se ve interrumpido por la urbanización.

A través de estos resultados se puede suponer que en el balance total de sedimentos existe una pérdida de sedimentos debido al impedimento de transporte que genera la urbanización. Los resultados obtenidos en esta sección son aproximaciones a este valor y resultan en varios ordenes menos que el transporte litoral de sedimentos. Esto podría generar que frente a una tormenta que afecte la posición de las dunas, las mismas no vuelvan a su posición de equilibrio a la misma velocidad que antes de la urbanización.



Figura 9-5 - Zona sur arco de playa. Ortoimagen 1966-1967.

10. Amenazas por erosión

En este capítulo se presenta el procedimiento para proyectar el fenómeno de erosión bajo los distintos escenarios de cambio climático, buscando caracterizar las amenazas que presenta esta problemática sobre el arco de playa.

La metodología empleada consiste en proyectar las líneas de costa sin los efectos del cambio climático a los dos horizontes del proyecto: 2050 y 2100. A partir de esas líneas de costa, se calcula la influencia del aumento del nivel del mar sobre las mismas, resultando en posiciones de líneas de costa medianas anuales.

Para poder sumar los efectos linealmente se toma como hipótesis fuerte que el perfil de playa se mantiene constante a lo largo del tiempo.

Se presentan en cada caso estudiado ejemplos en zonas aleatorias de la playa, mientras que los resultados para todo el arco de playa se presentarán en el atlas de mapas de amenazas.

10.1 Proyecciones de tendencias de posición de línea de costa

El primer paso es proyectar las líneas de costa en 2050 y 2100. El procedimiento empleado consiste en calcular la posición de la línea de costa siguiendo el ajuste lineal de los datos procesados de imágenes satelitales. Se presenta un ejemplo en la Figura 10-1. Para las transectas influenciadas por el espigón se les realiza el mismo procedimiento, más allá de que se probó un cambio sustancial en las tendencias de las transectas a partir del año de inauguración del espigón (ver sección 8.4.1). Las razones por las que no se utilizan las tendencias a partir del 2010 (año de inauguración), son que se cuenta con pocos años y los espigones tienen un volumen de acumulación máximo, por lo que no es correcto decir que van a acumular la misma cantidad de arena en los primeros años que en el resto de su vida útil. Además de esto, el fenómeno causado por el espigón es de avance de la línea de costa, por lo que tomar la proyección completa resulta del lado de la seguridad.

Se grafica también la máxima diferencia registrada entre el ajuste lineal y la proyección, que permite notar la variabilidad interanual de la posición de la línea de costa y la incertidumbre de esta metodología.

Este método presenta muchas incertidumbres y no tiene un sustento físico teórico que lo respalde. Se utiliza únicamente para proyectar la línea de costa suponiendo que esta conserva su comportamiento promedio.

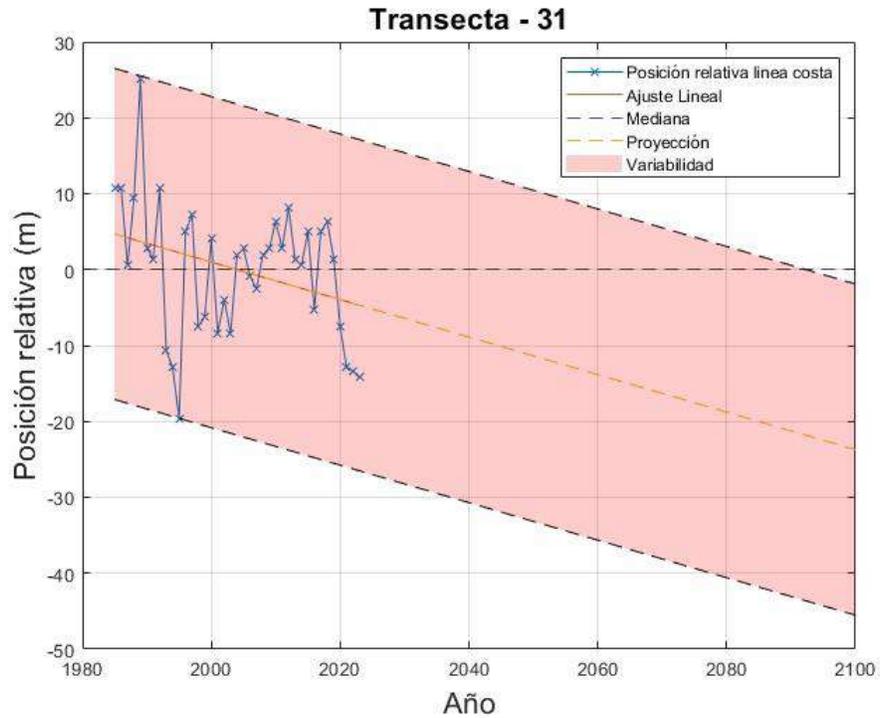


Figura 10-1 - Ejemplo proyección de la línea de costa sin efectos del cambio climático.

A partir de estas proyecciones podemos obtener entonces una proyección de la línea de costa en 2050 y 2100, sin considerar el aumento del nivel del mar. Se presenta en la Figura 10-2 un ejemplo de la proyección de la línea de costa para el horizonte 2050 y horizonte 2100. Se muestran también las medianas anuales de algunos años de forma de comparación.

Se puede notar en algunas zonas una forma sinuosa de la línea de costa debido a la metodología empleada, configuración que no tiene sentido físico.

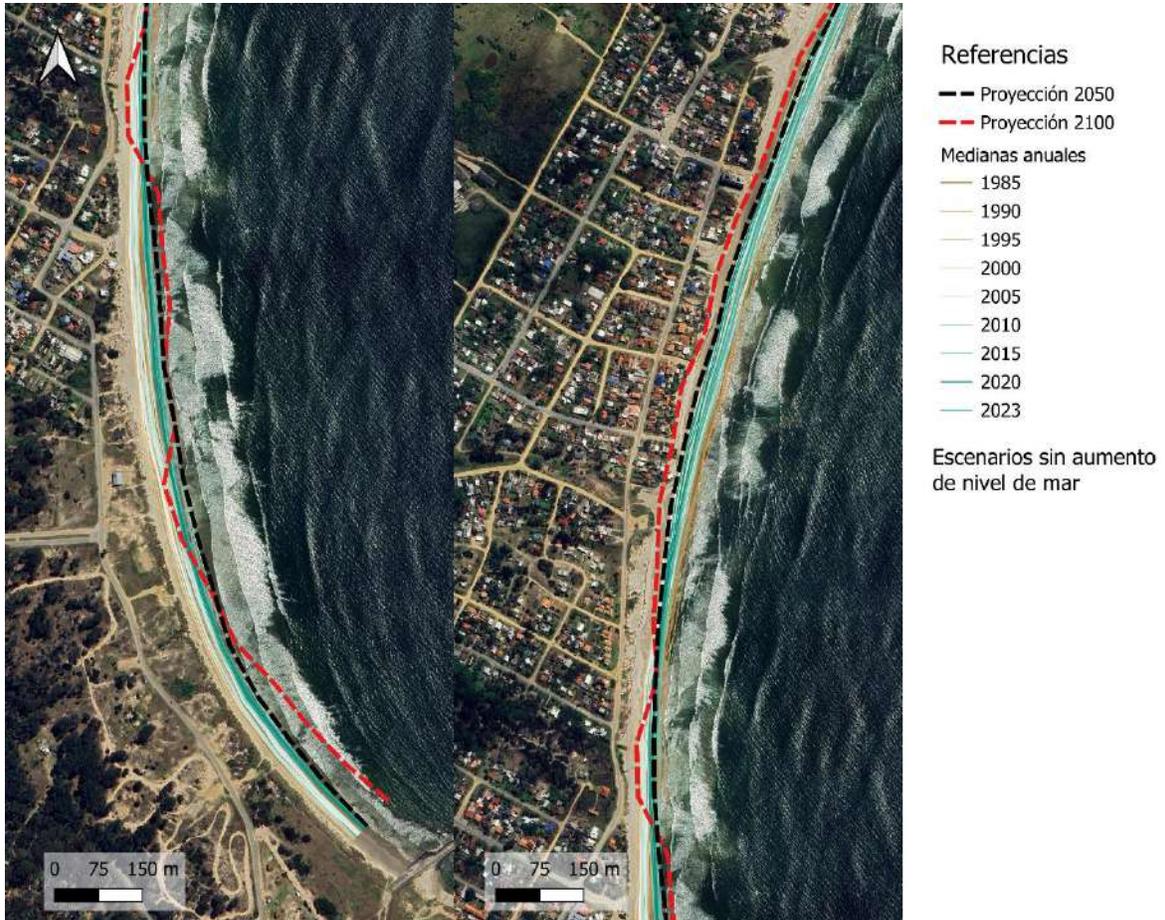


Figura 10-2 - Ejemplos de proyecciones de la línea de costa para dos horizontes: 2050 y 2100. No se considera el aumento del nivel medio del mar.

10.2 Erosión de la playa por efecto del aumento del nivel del mar

Para considerar el efecto del aumento del nivel del mar sobre la playa se les suma a las proyecciones de los horizontes 2050 y 2100 los efectos calculados en la sección 8.3.2 debido al aumento del nivel de mar considerando diferentes escenarios de cambio climático. Cabe destacar que, para proyectar el efecto del aumento del nivel del mar sobre la playa se considera que está constituida de arena únicamente.

Se presenta en la Figura 10-3 dos ejemplos de la posición de la línea de costa bajo dos escenarios de aumento de nivel de mar y para el horizonte temporal 2050.

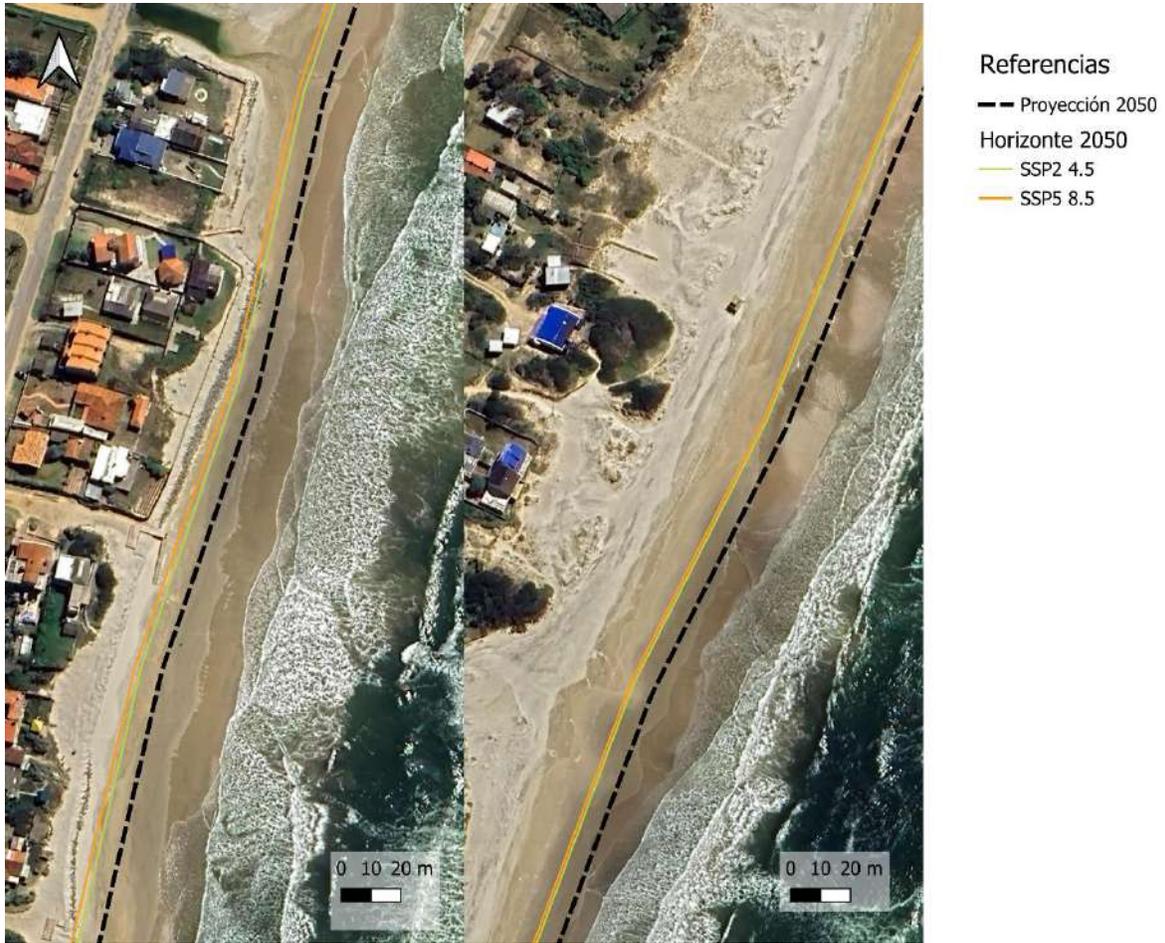


Figura 10-3 - Ejemplos de línea de costa proyectada en horizonte 2050 considerando el aumento del nivel del mar.

10.3 Retroceso de la línea de costa

A partir de los resultados planteados previamente se puede estimar el retroceso proyectado de la posición mediana anual de la línea de costa. Debido a la gran incertidumbre de los resultados se presentan los resultados para el horizonte temporal 2050. Se presenta en la Figura 10-4 los resultados medio de retroceso de línea de costa en tramos de aproximadamente 1 km. Las diferencias entre los distintos escenarios de cambio climático son de unos pocos metros, por lo que se presenta para ambos escenarios en la misma figura.



Figura 10-4 - Retroceso de la línea de costa mediana anual proyectada por segmento. Horizonte 2050.

10.4 Influencia de las tormentas en la línea de costa

Se presentan en la Figura 10-5 los resultados de las zonas afectadas por eventos de oleaje de 10 años de periodo de retorno sobre la línea de costa. Se presentan únicamente los resultados para el escenario actual debido a la gran incertidumbre que presentan los demás escenarios.

Es importante recordar que en los resultados expuestos no se consideran estructuras sólidas, por lo que la línea de zonas afectadas no corresponde a lo que realmente será afectado por un evento de oleaje sino a las zonas potencialmente afectadas.



Figura 10-5 - Zonas afectadas por eventos de oleaje de período retorno 100 años. Línea base 2020 - 2023.

10.5 Infraestructura afectada

Las tendencias de la posición de la línea de costa exhiben que para el horizonte temporal de 2050 solo una vivienda queda por delante de la línea de costa proyectada. Para el horizonte temporal de 2100, la problemática comienza a afectar a decenas de viviendas. Todas estas viviendas corresponden a la zona de Costa Azul y Antoniópolis, dónde todas las casas de la primera línea quedarían por debajo del agua. Las diferencias entre los escenarios de cambio climático no presentan grandes alteraciones a los resultados entre los horizontes, debido a que corresponden a un retroceso de unos pocos metros.

Con relación a la infraestructura potencialmente afectada por eventos de oleaje de 10 años de periodo de retorno en el escenario actual se tiene que, en el sur del arco de playa, en específico en la playa de La Aguada, aproximadamente 4 viviendas y un tramo de la rambla son potencialmente afectadas. En la zona de Costa Azul la amenaza se ve incrementada, con la primera línea de manzana viéndose afectada por problemas de erosión. La rambla también presenta afectaciones potenciales por eventos de oleaje. En la zona norte del arco de playa, no se afecta ninguna estructura por eventos de oleaje.

En la Figura 10-6 se muestran los resultados de las proyecciones en la zona más comprometida. Se puede notar que la posición de la línea de costa en el horizonte 2100 (línea naranja y violeta) afecta

algunas viviendas y tramos de calzada, y que la zona afectada por eventos de oleaje atraviesa toda la primera línea de manzanas. Los resultados numéricos se pueden observar en la Tabla 10-1.



Figura 10-6 - Línea de costa promedio del período 2020-2023, líneas de costa proyectadas en función de los distintos escenarios de cambio climático y zonas afectadas por evento de oleaje de 10 años de periodo de retorno. Costa Azul y Antioñópolis

Tabla 10-1. Zonas afectadas por eventos de oleaje

	Situación actual	2050 SSP 2 4.5	2050 SSP 5 8.5
Padrones construidos potencialmente afectados por eventos de oleaje	68	136	136
Padrones no construidos potencialmente afectados por eventos de oleaje	51	56	56
Infraestructura de vialidad comprometida por eventos de oleaje	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa
Área de playa perdida	-	6 ha	6.3 ha
Viviendas detrás de la línea de costa proyectada	-	1	1

11. Amenazas por inundaciones costeras

En esta sección se presentan las amenazas de inundaciones por acción de las dinámicas costeras.

Para considerar las amenazas de inundaciones por dinámicas costeras se calcula el nivel de mar en playa para cada combinación de horizonte y aumento de nivel medio de mar. En la Tabla 11-1 se presentan nuevamente los aumentos de nivel de mar para los distintos horizontes y escenarios de cambio climático a estudiar.

Tabla 11-1 - Aumento del nivel medio del mar para distintos horizontes y distintos escenarios de cambio climático.

Aumento del nivel medio de mar (m)		
	SSP2 - 4.5	SSP5 - 8.5
2050	0.18	0.21
2100	0.5	0.72

En la Figura 11-1 se presenta el modelo digital del terreno señalizando únicamente los valores menores a 8 metros.

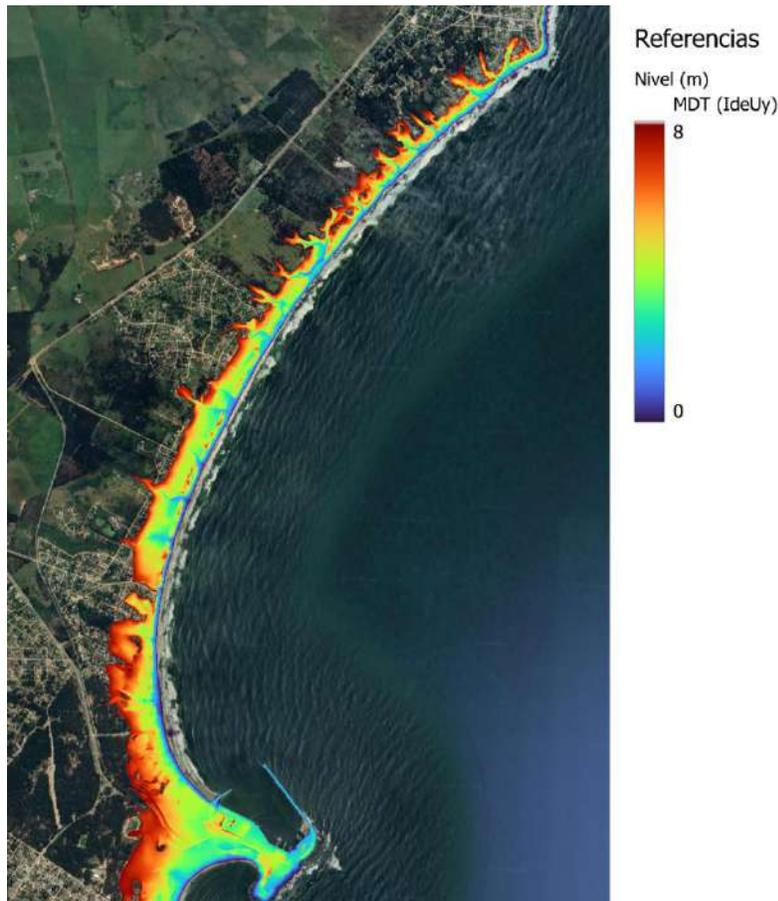


Figura 11-1 - MDT en la zona de estudio. Zonas menores a 8 metros. Valores referidos al cero oficial.

11.1 Cálculo de las inundaciones costeras

Para calcular las inundaciones costeras se utiliza el método de la bañera. Este consiste en calcular el nivel de mar alcanzado en la playa y cortar el MDT a esa altura. Los datos que quedan por debajo se consideran inundados y los que quedan por encima no.

Se presentan en los valores alcanzados en cada punto, para cada horizonte y cada escenario, en la Tabla 11-3, Tabla 11-4, Tabla 11-5 y Tabla 11-6. Los niveles alcanzados en el escenario actual se presentan en la Tabla 11-2.

Para completar el arco de playa se realiza una interpolación TIN, con método de interpolación lineal, logrando obtener nivel de mar alcanzado en playa para todos los puntos del arco de playa.

Se presentan en la Figura 11-2 ejemplos de manchas de inundaciones asociadas a los eventos de periodos de retorno estudiados. En la Figura 11-3 se presenta una comparación para la misma zona del arco de playa para distintos horizontes y escenarios.

Los resultados para todo el arco de playa se presentan en el atlas de mapas de amenazas.

Tabla 11-2 - Niveles de mar en playa alcanzados en cada punto. Escenario actual.

Punto	Nivel (m) [Cero oficial]			
	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
LP01	1.6	1.7	1.9	2.0
LP02	1.6	1.7	1.9	2.0
LP03	1.6	1.8	1.9	2.1
LP04	1.6	1.8	1.9	2.1
LP05	1.6	1.8	1.9	2.1
LP06	1.6	1.7	1.9	2.1
LP07	1.7	1.8	2.0	2.1
LP08	1.9	2.0	2.1	2.3
LP09	1.7	1.9	2.0	2.2
LP10	1.7	1.8	2.0	2.1
LP11	1.7	1.9	2.0	2.2
LP12	1.7	1.8	2.0	2.1
LP13	1.7	1.8	2.0	2.1
LP14	1.8	2.0	2.1	2.2



Figura 11-2 - Ejemplos de manchas de inundación para eventos de distinto período de retorno. Escenario actual.

Primer Entregable - Implementación de medidas de adaptación al cambio climático en el arco de playa La Paloma – La Pedrera

Tabla 11-3 - Niveles de mar en playa extremos para cada punto. Horizonte 2050 y escenario SSP2 4.5.

Punto	Nivel (m) [Cero oficial]			
	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
LP01	1.8	1.9	2.1	2.2
LP02	1.8	1.9	2.1	2.2
LP03	1.8	2.0	2.1	2.3
LP04	1.8	2.0	2.1	2.3
LP05	1.8	2.0	2.1	2.3
LP06	1.8	1.9	2.1	2.2
LP07	1.8	2.0	2.1	2.3
LP08	2.0	2.2	2.3	2.4
LP09	1.9	2.1	2.2	2.4
LP10	1.9	2.0	2.2	2.3
LP11	1.9	2.0	2.2	2.3
LP12	1.9	2.0	2.2	2.3
LP13	1.8	2.0	2.1	2.3
LP14	2.0	2.1	2.3	2.4

Tabla 11-4 - Niveles de mar en playa extremos para cada punto. Horizonte 2050 y escenario SSP5 8.5.

Punto	Nivel (m) [Cero oficial]			
	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
LP01	1.8	1.9	2.1	2.2
LP02	1.8	1.9	2.1	2.3
LP03	1.8	2.0	2.2	2.3
LP04	1.8	2.0	2.2	2.3
LP05	1.8	2.0	2.2	2.3
LP06	1.8	1.9	2.1	2.3
LP07	1.9	2.0	2.2	2.3
LP08	2.1	2.2	2.3	2.5
LP09	2.0	2.1	2.3	2.4
LP10	1.9	2.0	2.2	2.3
LP11	1.9	2.1	2.2	2.4
LP12	1.9	2.1	2.2	2.3
LP13	1.9	2.0	2.2	2.3
LP14	2.0	2.2	2.3	2.4

Tabla 11-5 - Niveles de mar en playa extremos para cada punto. Horizonte 2100 y escenario SSP2 4.5.

Punto	Nivel (m) [Cero oficial]			
	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
LP01	2.1	2.2	2.4	2.5
LP02	2.1	2.2	2.4	2.5
LP03	2.1	2.3	2.4	2.6
LP04	2.1	2.3	2.4	2.6
LP05	2.1	2.3	2.4	2.6
LP06	2.1	2.2	2.4	2.6
LP07	2.2	2.3	2.5	2.6
LP08	2.4	2.5	2.6	2.8
LP09	2.2	2.4	2.5	2.7
LP10	2.2	2.3	2.5	2.6
LP11	2.2	2.4	2.5	2.7
LP12	2.2	2.3	2.5	2.6
LP13	2.2	2.3	2.5	2.6
LP14	2.3	2.5	2.6	2.7

Tabla 11-6 - Niveles de mar en playa extremos para cada punto. Horizonte 2100 y escenario SSP5 8.5.

Punto	Nivel (m) [Cero oficial]			
	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
LP01	2.3	2.4	2.6	2.8
LP02	2.3	2.4	2.6	2.8
LP03	2.4	2.5	2.7	2.8
LP04	2.4	2.5	2.7	2.8
LP05	2.4	2.5	2.7	2.8
LP06	2.3	2.5	2.6	2.8
LP07	2.4	2.5	2.7	2.8
LP08	2.6	2.7	2.9	3.0
LP09	2.5	2.6	2.8	2.9
LP10	2.4	2.6	2.7	2.9
LP11	2.4	2.6	2.7	2.9
LP12	2.4	2.6	2.7	2.9
LP13	2.4	2.5	2.7	2.8
LP14	2.5	2.7	2.8	3.0



Figura 11-3 - Comparación de manchas de inundación considerando distintos horizontes y escenarios.

11.2 Infraestructura afectada

Se presenta en la Tabla 11-7 la cantidad de viviendas afectadas por inundaciones costeras dependiendo del periodo de retorno del evento, el horizonte y el escenario de cambio climático. Se toma como vivienda afectada por inundaciones costeras aquellas que el nivel de mar alcanza la vivienda, sin importar la profundidad.

Tabla 11-7 - Viviendas afectadas por inundaciones costeras.

		Horizonte y escenario				
		Actual	2050 SSP2 4.5	2050 SSP5 8.5	2100 SSP2 4.5	2100 SSP5 8.5
Nivel de mar en playa	Tr 10	0	0	0	1	1
	Tr 25	0	0	0	1	1
	Tr 100	0	0	0	2	5
	Tr 500	0	0	0	3	11

Se nota que la mayor cantidad de viviendas afectadas se da en la Rambla Costanera, en el límite entre Costa Azul y Antoniópolis, en una zona denominada por los locales como “El Pozo”. En la Figura 11-4 se presenta la ubicación de la zona.



Figura 11-4 - Ubicación de "El Pozo", zona dónde se da la mayor cantidad de viviendas afectadas por inundaciones costeras.

11.3 Antecedentes de eventos

Se presenta una recopilación de imágenes de eventos ocurridos en la zona de estudio dónde se nota la problemática en la realidad.



Figura 11-5 – Hotel en Costa Azul. Sin fecha. Extraído de “Portal debate Uruguay”.²⁵



Figura 11-6 - Pasarelas en Costa Azul. Junio 2023. Extraído de “Caras y Caretas”.²⁶



Figura 11-7 - Barreras de protección costera dañadas. Sin fecha. Extraído de portal “La Paloma hoy”²⁷

²⁵ Debate. (2024, enero 7). Polémica por obra en playa de Costa Azul, la cual tendrá gastos compartidos con Intendencia de Rocha y sus habitantes. Debate. <https://www.debate.com.uy/politica/Polemica-por-obra-en-playa-de-Costa-Azul-la-cual-tendra-gastos-compartidos-con-Intendencia-de-Rocha-y-sus-habitantes-20240107-0012.html>

²⁶ Caras y Caretas. (2024). Rocha: las autoridades defendieron la propiedad privada. *Caras y Caretas*. <https://www.carasycaretas.com.uy/sociedad/rocha-las-autoridades-defendieron-la-propiedad-privada-n65547>

²⁷ La Paloma Hoy. (2024). La Intendencia de Rocha avanza con los trabajos en Costa Azul. *La Paloma Hoy*. https://lapalomahoy.uy/nota/4712/la-intendencia-de-rocha-avanza-con-los-trabajos-en-costa-azul#google_vignette

12. Caracterización cuencas continentales

Con el objetivo de estudiar las inundaciones por dinámicas continentales es necesario caracterizar las cuencas continentales, por lo que se presenta en este capítulo la metodología empleada.

En la Figura 12-1 - se presentan todas las cuencas hidrográficas de la zona de estudio cuyo cauce principal descarga sobre el arco de playa de La Paloma-La Pedrera. Para el trazado de las cuencas se utiliza el MDT del IDE, de resolución de píxel de 2.5 metros, las alcantarillas relevadas en las cartas geográficas del IGM e información relevada en visitas al sitio y mediante el uso de Street View de Google Maps. Se cuenta con un total de 23 cuencas.



Figura 12-1 - Cuencas hidrográficas en la zona de estudio.

El alcance de este proyecto contempla el estudio de tres cuencas, por lo que a continuación se presenta un análisis para poder identificar la relevancia de las distintas problemáticas. Estas se compararán con un análisis multicriterio con el objetivo de seleccionar, en acuerdo con los docentes del curso, las tres cuencas más relevantes a estudiar.

12.1 Elección de las cuencas de estudio

Nota: El desarrollo planteado en este capítulo no busca ser un análisis profundo de las dinámicas hidrológicas y particularmente de las hidrodinámicas de las cuencas. Se presenta una metodología básica con el único objetivo de seleccionar las cuencas que se estudiarán en detalle en las siguientes etapas del proyecto.

Con el fin de elegir las cuencas para profundizar en su estudio se realiza un análisis multicriterio estudiando las principales características de las cuencas. Para este análisis se consideran los siguientes factores:

1. Caudal en el punto de cierre de la cuenca
2. Población total de la cuenca
3. Nivel relativo de las viviendas con respecto al nivel del cauce principal
4. Proximidad de las viviendas al cauce

Se presenta a continuación una descripción de cada criterio.

Estimación de caudales característicos de cada cuenca

Para el cálculo de los caudales de aporte de cada cuenca se utilizan los métodos NRCS (Ecuación (12.1.1)) y Racional (Ecuación (12.1.2)). Se utiliza un periodo de retorno igual a 10 años ya que este permite evaluar eventos que pueden causar impactos significativos en la población y la infraestructura y que, además, se producen con frecuencia.

$$P_{(d,T_r,p)} = P_{(3,10,p)} \cdot CT_{(T_r)} \cdot CD_{(d)} \cdot CA_{(A_c,d)} \quad (12.1.1)$$

Siendo:

- $P_{(d,T_r,p)}$: precipitación máxima para una duración d , período de retorno T_r y un punto del Uruguay p .
- CT : corrección por tiempo de retorno
- CD : corrección por duración
- CA : corrección por área

$$Q_{max} = C \cdot i \cdot A \quad (12.1.2)$$

Siendo:

- Q_{max} : caudal máximo
- i : intensidad uniforme en toda la cuenca para una duración igual al tiempo de concentración.
- A : área de la cuenca

Para ambos métodos es necesario calcular el tiempo de concentración, por lo que a modo de cálculo primario se obtiene este valor mediante la fórmula de Ramser y Kirpich (1940):

$$T_c = 0.4 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (12.1.3)$$

Siendo:

- T_c : tiempo de concentración [horas]
- L : longitud hidráulica de la cuenca [km]
- S : pendiente del cauce principal [%]

La pendiente del cauce principal por extremos queda definida a partir de la siguiente expresión:

$$S = \frac{H_{AA} - H_{aa}}{L} \quad (12.1.4)$$

Dónde:

- L : longitud del cauce [m]
- H_{AA} y H_{aa} : la cota inicial y final del cauce respectivamente [m]

Para las cuencas cuyo tiempo de concentración calculado es inferior a 20 minutos, se aplica el método Racional. Si el tiempo de concentración supera una hora, se utiliza el método NRCS. En los casos en que el tiempo de concentración se encuentra entre 20 minutos y una hora, se calculan los caudales con ambos métodos y se selecciona el más crítico.

Los parámetros relacionados al uso del suelo tales como el número de curva NC y el coeficiente de escorrentía C , se obtienen calculando el área de cada tipo de uso de suelo y ponderando valores de bibliografía. Para el coeficiente C se utiliza la siguiente ecuación, en donde la formulación es análoga para el número de curva:

$$A_{tot}C_{tot} = A_{urb}C_{urb} + A_{bos}C_{bos} + A_{past}C_{past} \quad (12.1.5)$$

En primer lugar, a través del análisis de imágenes satelitales se diferencian las zonas urbanas, las cubiertas con pastizales y bosque, con el fin de hallar sus respectivas áreas. Se ejemplifica la situación para la cuenca 4 en la Figura 12-2.

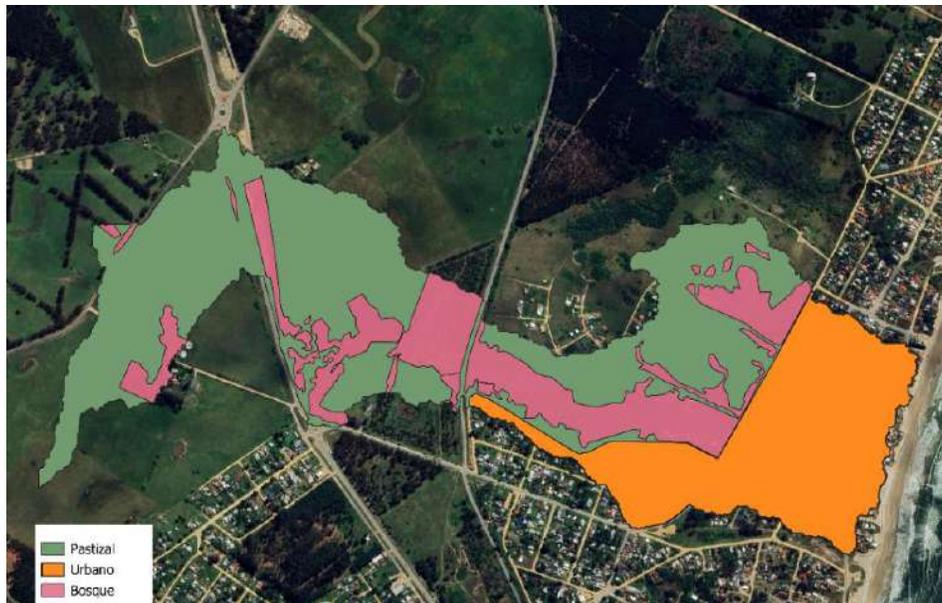


Figura 12-2 - Usos del suelo de la cuenca 4

Los valores de bibliografía para el coeficiente de escorrentía se extraen del libro “Hidrología Aplicada” (Chow, Maidment, & Mays, 1993)²⁸. Considerando pendiente promedio entre 2 al 7% y tiempo de retorno 10 años se tiene:

- Bosques: $C_{bos} = 0.36$
- Pastizales: $C_{past} = 0.38$

Por otra parte, la zona urbana se clasifica mediante el plugin *SCP: Semi-Automatic Classification Plugin* (Congedo, 2009) de QGIS. En ella se identifican las áreas permeables e impermeables de dos cuencas, la 4 y la 9, con objetivo de hallar un coeficiente de escorrentía y número de curva representativo para la zona urbana de dos tipos de cuencas con distribución de viviendas bien diferenciadas, una más densamente poblada que la otra. La clasificación realizada se muestra a modo de ejemplo para la cuenca 4 en la Figura 12-3.

El coeficiente de escorrentía urbano C_{urb} se calcula ponderando por área las zonas permeables (A_{perm}) e impermeables (A_{imp}) dentro de cada cuenca, siguiendo la Ecuación (12.1.6). Las zonas impermeables se clasifican como concreto y techo, mientras que las permeables como zonas verdes suponiendo una cubierta de pasto del 50 al 75% del área, esto es:

- Concreto y techos: $C_{imp} = 0.83$
- Zonas verdes con cubierta de pasto del 50 al 75% del área: $C_{perm} = 0.38$

$$A_{cuenca}C_{urb} = A_{imp}C_{imp} + A_{perm}C_{perm} \quad (12.1.6)$$

Se presenta en la Tabla 12-1 los resultados de coeficiente de escorrentía para la cuenca 4.

Tabla 12-1 - Resultados cálculo del C en la cuenca 4

	Área (ha)	C
Urbano	25.9	0.55
Bosque	21.2	0.36
Pastizal	49.0	0.38
Cuenca	96.0	0.42

²⁸ Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1993). *Hidrología aplicada* (J. G. Saldarriaga, Trad.). McGraw-Hill.

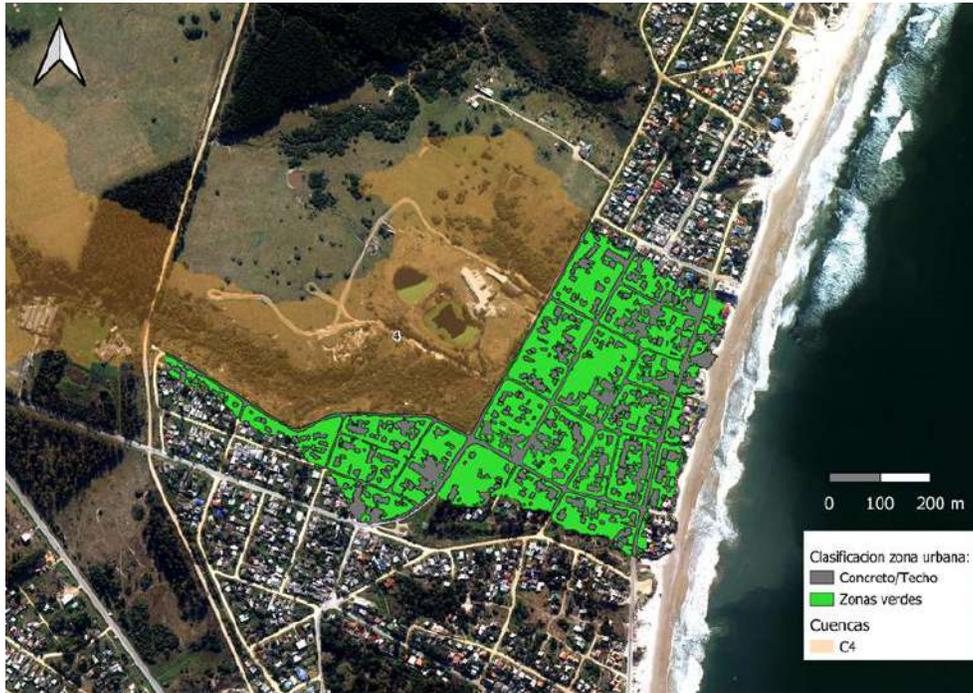


Figura 12-3 - Clasificación de zonas impermeables y permeables en la cuenca 4.

El procedimiento para la obtención del número de curva es similar al empleado para el coeficiente de escorrentía. La unidad cartográfica en toda la zona de estudio es La Angostura (Ag), cuyo grupo hidrológico es A/D. Se opta por utilizar el grupo D debido a que conlleva al caso más crítico, por lo que los números de curva resultan ser los siguientes:

- Praderas con condición hidrológica buena: NC= 79
- Pastizales con condición hidrológica regular: NC= 80

Es importante notar que tanto los parámetros relacionados al uso de suelo como el tiempo de concentración hallado para las 23 cuencas son cálculos preliminares, los mismos serán estudiados en profundidad para las cuencas que resulten del análisis multicriterio.

Finalmente, se determinan la precipitación máxima de tres horas de duración y 10 años de periodo de retorno $P_{(3,10,p)}$ a partir de las curvas IDF. En la zona de estudio se tiene:

$$P_{(3,10,p)} = 74 \text{ mm}$$

En la Tabla 12-2 se presentan todos los resultados del tiempo de retorno, y caudal mediante los dos métodos para cada cuenca. Se nota que en todos los casos el caudal se determina por el método racional.

Tabla 12-2. Caudales para 10 años de periodo de retorno

Cuenca	Área (ha)	L cauce (km)	ΔH (m)	S ppal. (%)	Tc (min)	C	NC	Q Racional (m ³ /s)	Q NRCS (m ³ /s)	Q elegido (m ³ /s)
1	235	2.8	37.2	1.3	47.8	0.46	82	15.41	11.57	15.41
2	79	2.0	41.3	2.0	31.6	0.42	82	5.98	4.12	5.98
3	22	1.4	20.6	1.5	26.6	0.47	84	2.06	1.36	2.06
4	96	2.3	41.4	1.8	36.8	0.42	82	6.67	5.04	6.67
5	126	2.0	35.9	1.8	33.4	0.38	81	8.33	5.78	8.33
6	24	1.3	25.1	2.0	22.2	0.40	82	2.08	1.23	2.08
7	61	1.6	27.1	1.7	28.5	0.39	80	4.52	2.66	4.52
8	20	1.0	21.4	2.2	17.7	0.39	80	1.97	0.82	1.97
9	60	1.5	22.0	1.5	27.2	0.43	83	5.06	3.32	5.06
10	28	0.9	18.5	2.0	17.6	0.41	82	2.85	1.41	2.85
11	22	0.8	20.0	2.5	14.2	0.37	79	2.24	0.73	2.24
12	52	0.9	20.0	2.2	16.3	0.37	79	5.00	1.83	5.00
13	7	0.4	16.0	3.9	7.2	0.36	78	1.00	0.12	1.00
14	9	0.7	21.0	2.9	12.3	0.36	78	1.03	0.25	1.03
15	9	0.6	20.0	3.5	9.6	0.36	78	1.09	0.20	1.09
16	27	0.8	24.5	2.9	13.9	0.38	78	2.91	0.78	2.91
17	6	0.6	18.0	3.1	10.2	0.36	78	0.74	0.15	0.74
18	61	1.1	24.0	2.2	18.7	0.40	82	5.84	3.09	5.84
19	6	0.5	16.0	3.4	8.3	0.39	80	0.88	0.18	0.88
20	10	0.6	17.0	3.1	10.0	0.41	82	1.34	0.43	1.34
21	6	0.4	13.0	3.0	8.3	0.38	81	0.87	0.19	0.87
22	3	0.2	10.7	4.4	4.5	0.36	78	0.53	0.02	0.53
23	7	0.4	7.0	1.9	8.5	0.50	83	1.36	0.35	1.36

Población

Para hallar una aproximación a la población residente en cada cuenca se utilizan las densidades poblacionales presentadas en el censo de 2011 del INE, último disponible en la fecha.

Estos valores están disponibles para las localidades de Costa Azul y La Aguada (cuenca 1 a 7 y 23), Arachania (cuenca 8 a 10) y la Pedrera (cuenca 18 a 22). Las cuencas 5 y 6 están contenidas dentro de la localidad de Antoniópolis a la cual el INE asocia la misma densidad poblacional que Costa Azul y La Aguada. Desde la cuenca 11 a la cuenca 15 se observa que no existen unidades habitacionales (zona clasificada como suburbana). Por otro lado, las cuencas 16 y 17 están presentes en la localidad de Diamantes de la Pedrera, la cual no presenta datos censales. Para estos casos se cuentan manualmente los padrones que poseen unidades habitacionales estimando que viven 3 personas por padrón.

Se presentan en la Tabla 12-3 las aproximaciones de población para cada cuenca.

Tabla 12-3. Población estimada por cuenca

Cuenca	Área (km2)	Densidad (hab/km2)	Población
1	2.277	634	1490
2	0.794	634	503
3	0.220	634	139
4	0.955	634	606
5	1.260	634	799
6	0.238	634	151
7	0.608	634	385
8	0.204	132	27
9	0.601	132	79
10	0.280	132	37
11	0.218	0	0
12	0.522	0	0
13	0.071	0	0
14	0.095	0	0
15	0.088	0	0
16	0.272	No presenta	66
17	0.062	No presenta	18
18	0.609	274	167
19	0.061	274	17
20	0.097	274	27
21	0.062	274	17
22	0.029	274	8
23	0.075	634	47

Se entiende que los datos obtenidos son aproximaciones debido a que cada cuenca dentro de una misma localidad no presenta la misma densidad poblacional. Esta aproximación solo sirve como dato

estimativo a modo de referencia para realizar el análisis multicriterio. De todas formas, se realiza una verificación para validar la metodología.

Esta verificación se realizó eligiendo “manzanas tipo” que sean representativas de una cuenca, tal como se puede observar en la *Figura 12-4*, dónde se presenta un ejemplo de la cuenca 1. Se cuentan los padrones que presentan viviendas dentro de dicha manzana y se aproxima nuevamente 3 habitantes por padrón, obteniendo un estimativo de la cantidad de habitantes presentes en la manzana. Finalmente, multiplicando por la cantidad de manzanas, se halla la población presente en la cuenca.



Figura 12-4 - Manzana tipo de la cuenca 1.

Proximidad de las viviendas al cauce

Para calcular la proximidad de las viviendas al cauce se calcula la distancia de la vivienda más cercana de cada cuenca al cauce, exceptuando aquellas viviendas que se encuentren muy aisladas, no siendo representativas de la situación de las demás viviendas.

Cota de terreno de las viviendas

Para obtener una referencia acerca de los niveles de las casas con respecto al cauce principal se obtienen transectas en distintas secciones aleatorias del curso. Para cada una de ellas se calcula la diferencia de cota entre las viviendas y el nivel del cauce, y se promedian todos los valores de la cuenca. Es importante aclarar que este cálculo es muy aproximado y depende tanto de la precisión del MDT como del nivel del curso el día que se realizó el mismo.

En las cuencas 11 a 17 y 22 no se presentan viviendas, por lo que no se calcula ni la proximidad de las viviendas al cauce ni su cota.

12.1.1 Análisis multicriterio

Se presentan en la Tabla 12-4 las ponderaciones para cada criterio elegido.

Tabla 12-4. Ponderación para el análisis multicriterio

	Ponderación
Q TR10	0.35
Población	0.25
Cota viviendas respecto al cauce	0.2
Proximidad de viviendas al cauce	0.2

El caudal es el factor más importante para estudiar una cuenca. Si el caudal en un evento de precipitación es bajo, los demás parámetros no cobran relevancia a menos de situaciones puntuales. Por esta razón se decide ponderar el caudal con un factor de 35%.

En segundo lugar, se pondera a la población con un factor de 25%. Si la cuenca no tiene población el riesgo asociado a la exposición de personas es nulo, mientras que si la población que habita la cuenca es alta los riesgos asociados a un evento de precipitación aumentan.

Por otra parte, es importante la distribución espacial de las personas en la cuenca. Si las viviendas están relativamente lejos de las zonas de amenaza (ya sea por distancia horizontal o vertical) la probabilidad de que sufran una amenaza es menor a las viviendas que se encuentren próximas al cauce. Por esta razón se pondera tanto a la cota viviendas respecto al cauce y a la proximidad de viviendas al cauce con un factor de 20%.

La escala de valorización para cada cuenca entorno a los criterios se muestra en la *Tabla 12-5*. Se eligen los puntajes 1-3-5 debido a que este rango marca una distinción clara entre las distintas categorías. Se puntúa con valor 5 y 1 a los casos más y menos críticos respectivamente. Las cuencas con puntaje más alto se estudiarán en profundidad.

Los resultados del análisis multicriterio se muestran en la Tabla 12-6.

Por otro lado, las cuencas 10,11 y 12 pertenecen a una zona de tipo suburbano de uso residencial estacional y no potencialmente transformable. Inicialmente su estudio no era de interés y el resultado del análisis fue coherente con esa hipótesis.

El puntaje más alto obtenido fue de 4.6 para las cuencas 1, 4, 5 y 7. Debido a la similitud entre la cuenca 4 y 5 en cuanto a superficie, distribución de la población y demás características, se opta por estudiar en profundidad las cuencas 1,5 y 7.

Tabla 12-5. Escala de valorización para los criterios

Q TR10 (m3/s)	
Menor a 2 m3/s	1
Entre 2 y 4 m3/s	3
Mayor o igual a 4m3/s	5
Población	
Menos de 50 hab.	1
Entre 50 y 200 hab.	3
Más de 200 hab.	5
Cota de viviendas	
Mayor a 1.8m	1
Entre 0.7 y 1.8m	3
Menor a 0.7m	5
Proximidad de viviendas al cauce	
Mayor a 15m	1
Entre 5 y 15.	3
Menor a 5m	5

Tabla 12-6 - Resultados del análisis multicriterio.

Cuenca	Cota viviendas (m)	Valorización Cota	Población (hab)	Valorización Población	Q TR10 (m3/s)	Valorización Q	Proximidad de viviendas (m)	Valorización proximidad	Puntaje total
1	0.1	5	1490	5	15.41	5	10	3	4.6
2	0.8	3	503	5	5.98	5	6	3	4.2
3	0.7	5	139	3	2.06	3	5	5	3.8
4	1.3	3	606	5	6.67	5	4	5	4.6
5	1.1	3	799	5	8.33	5	5	5	4.6
6	0.2	5	151	3	2.08	3	5	5	3.8
7	1.0	3	385	5	4.52	5	5	5	4.6
8	0.8	3	27	1	1.97	1	4	5	2.2
9	1.8	3	79	3	5.06	5	10	3	3.7
10	4.2	1	37	1	2.85	3	30	1	1.7
11	-	0	0	1	2.24	3	0	5	2.3
12	-	0	0	1	5.00	5	-	0	2
13	-	0	0	1	1.00	1	-	0	0.6
14	-	0	0	1	1.03	1	-	0	0.6
15	-	0	0	1	1.09	1	-	0	0.6
16	-	0	66	3	2.91	3	-	0	1.8
17	-	0	18	1	0.74	1	-	0	0.6
18	1.9	1	167	3	5.84	5	20	1	2.9
19	8.9	1	17	1	0.88	1	40	1	1
20	8.1	1	27	1	1.34	1	40	1	1
21	2.0	1	17	1	0.87	1	40	1	1
22	-	1	8	1	0.53	1	-	1	1
23	0.7	5	47	1	1.36	1	4	5	2.6

12.2 Descripción general de las cuencas de estudio

Con el objetivo de evaluar cuales son las características de las áreas afectadas debido a las inundaciones y analizar posibles escenarios de crecimiento poblacional, es necesario comprender la interacción entre las actividades humanas y las dinámicas naturales actuales.

Para esto, se presentan figuras con detalle del tipo de suelo y los tipos de padrones presentes en cada cuenca. Se observa en la Figura 12-5 y Figura 12-6 que existen padrones sin fraccionar, estos son denominados por el Plan Local de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible Los Cabos (2013) como zonas de tipo Suburbano de Uso Residencial Estacional, las cuales se caracterizan por estar constituidas por servicios e instalaciones de tipo urbano pero dispersos en el territorio o contiguos a los centros poblados, atendiendo a la población estacional. El resto de los padrones que si están fraccionados el Plan los categoriza como zonas de tipo Urbano de Uso Estacional y la Ordenanza General de Edificación de Rocha define dentro de las mismas zonas Regiones dentro de las cuales se deben cumplir ciertas condiciones en cuanto a la construcción. Las tres cuencas están dentro de la Región A4, pero se diferencian en subcategorías por A4-1, A4-2 y A4-3 para la cuenca 1, 5 y 7 respectivamente. En estas se definen, entre otras regulaciones urbanísticas, el Factor de Ocupación del Suelo (FOS), que será de importancia para tener de referencia al momento de evaluar una posible densificación poblacional a futuro. Los FOS para cada cuenca se resumen en la Tabla 12-7.



Figura 12-5. Tipo de padrones en cuenca 1

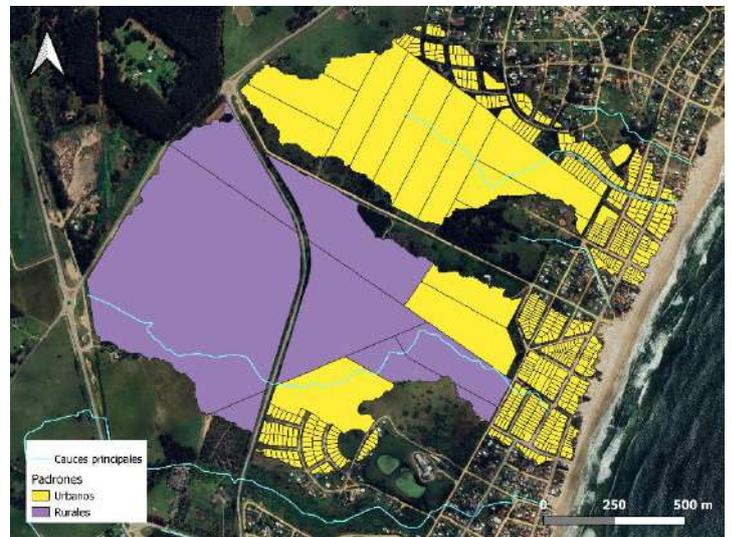


Figura 12-6. Tipo de padrones en cuenca 5 (izquierda) y cuenca 7 (derecha)

Tabla 12-7. Factor de Ocupación del Suelo para cada cuenca

Cuenca	Región	FOS (%)
1	A4-1	50
5	A4-2	60 si $\dot{A}_{predio} \leq 300m^2$ 50 si $\dot{A}_{predio} > 300m^2$
7	A4-3	60

En la Figura 12-7 se presentan los usos de suelo presente en las cuencas 1, 5 y 7. Estos fueron estudiados en el marco de la consultoría "Análisis de descargas pluviales a playas y la elaboración de

mapas de amenazas de inundaciones de cursos de agua” a través del Ministerio de Ambiente, en setiembre de 2023, y fueron verificados en el presente trabajo mediante imágenes satelitales.

La cuenca 1 es la que presenta mayor cantidad de área urbanizada, dispersa en toda la superficie, mientras que en la cuenca 5 y 7 predomina únicamente en la zona este. De la totalidad de padrones urbanos que quedan sin fraccionar en la cuenca 7 se observa que gran parte están comprendidos por zonas de bosque nativo. Dentro de la misma, existe un humedal sobre padrones urbanos fraccionados, pero sin unidades habitacionales existentes. Únicamente las cuencas 5 y 1 presentan padrones rurales, encontrándose dentro de esta última el Parque Andresito.



Figura 12-7. Usos del suelo en cuenca 1, 5 y 7

12.2.1 Relevamiento en la zona

Se llevó a cabo una visita de campo el 13 de octubre de 2024 en las zonas de las cuencas con el propósito de identificar zonas inundables y analizar las estructuras hidráulicas existentes a lo largo del cauce principal, como canalizaciones y alcantarillas. Durante la inspección, se evaluaron sus condiciones físicas y funcionalidad, considerando también posibles puntos críticos para el escurrimiento del agua. A continuación, se presenta lo observado diferenciándolo por cuenca.

Cuenca 1

Las coberturas de suelo predominantes son el cultivo forestal y el suelo urbano. La formación del cauce principal tiene su origen en la zona urbana, el cual es canalizado por cuneta de material vegetal. Aguas abajo atraviesa un cultivo forestal presente en la zona del Parque Andresito, en la cual se constató presencia de arena con gran capacidad de infiltración. La descarga del cauce principal sobre la playa se encontraba obstruida por piedras de tamaño aproximado 70 cm de diámetro, tal como se observa en la Figura 12-9. La ubicación de la totalidad de las alcantarillas se puede observar en la Figura 12-9



Figura 12-8 - Alcantarillas en la cuenca 1.

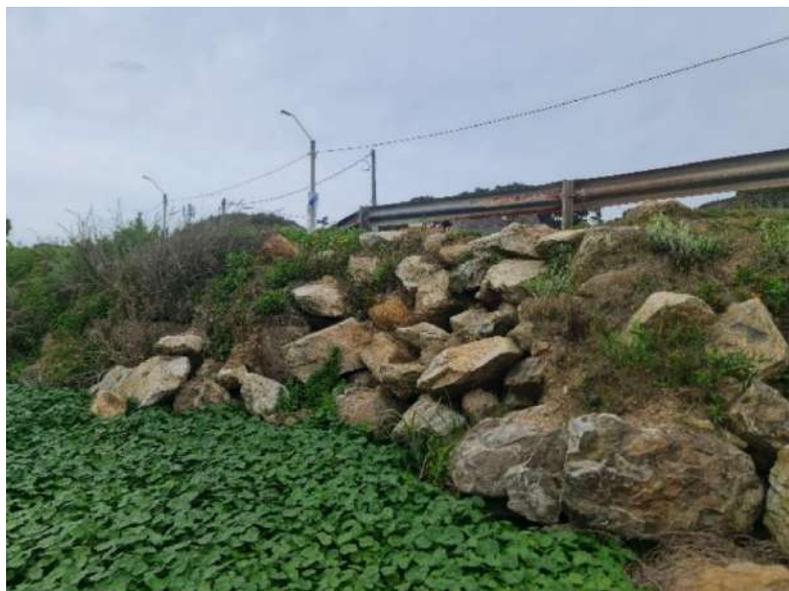


Figura 12-9. Descarga del cauce principal de la cuenca 1



Figura 12-10 - Alcantarilla 1. Cuenca 1.



Figura 12-11 - Alcantarilla 1. Cuenca 1



Figura 12-12 - Alcantarilla 2. Cuenca 1.



Figura 12-13 – Alcantarilla 3. Cuenca 1.



Figura 12-14. Alcantarilla 4. Cuenca 1



Figura 12-15 – Alcantarilla 4. Cuenca 1

Cuenca 5

El cultivo forestal y el pastizal son las coberturas de suelo predominante en la cuenca. Las alcantarillas existentes se observan en la Figura 12-23. La cañada principal sigue en un principio el cauce natural hasta llegar a la zona urbanizada, en donde es canalizada entre las viviendas, tal como se observa en la Figura 12-17. Se visualizó que entre las alcantarillas denominadas como 6 y 7 se encuentra una zona crítica, en donde la cañada pasa a 2 metros de las viviendas, conteniendo al terreno con tablas de madera (Figura 12-18). Figura 12-18. En comunicación con vecinos de la zona y personal del Municipio de La Paloma, se constató en eventos de tormentas previos que el agua ha llegado hasta la puerta de las viviendas, generando daños materiales, como la pérdida parcial de estructuras. El municipio realiza tareas de mantenimiento en las canalizaciones, tal como el reacondicionamiento de las tablas de madera mencionadas o la desobstrucción de alcantarillas previo a tormentas pronosticadas.



Figura 12-16 - Alcantarillas en las cuencas 5 y 7.



Figura 12-17. Zona crítica en la cuenca 5



Figura 12-18. Cauce principal entre alcantarilla 6 y 7

La alcantarilla se puede observar en la Figura 12-18, en donde se observan sedimentos y residuos obstruyendo parte de esta.

En la Figura 12-20 se presenta la alcantarilla previa a la descarga de la cañada a la playa, la cual se da por 4 alcantarillas circulares de 80 cm de diámetro cada una, que al momento del relevamiento se encontraban todas desobstruidas. Se pueden observar reparaciones realizadas recientemente por problemas de erosión por encima de las alcantarillas. Existe un cuenco de infiltración natural que promueve la infiltración del escurrimiento en lluvias recurrentes, el cual no logra evitar que la descarga en la playa sea continua, tal como se puede visualizar en la Figura 12-21.



Figura 12-19 Alcantarilla 7. Cuenca 5.

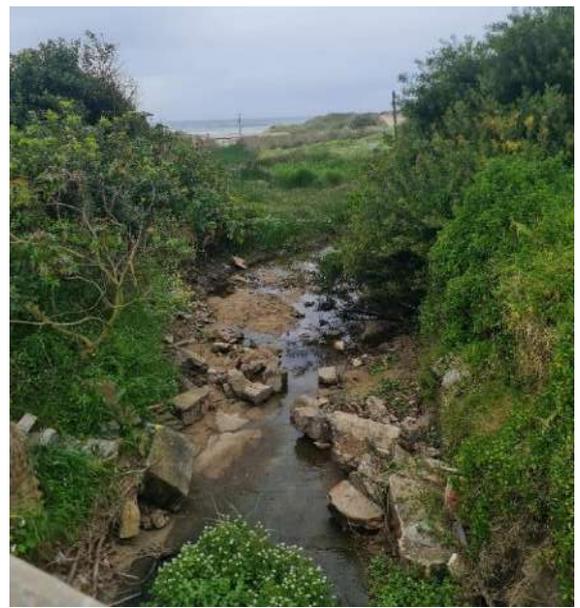


Figura 12-20. Alcantarilla 8 previa a la descarga a la playa en la cuenca 5



Figura 12-21. Descarga a la playa de la cuenca 5

Cuenca 7

En esta cuenca predomina el tipo de suelo pastizal y bosque nativo. La cuenca presenta únicamente dos alcantarillas, una en la descarga a la playa, de dos bocas de diámetro interior 90 cm cada una (Figura 12-22) y otra aguas arriba de la misma con el mismo número de bocas y diámetro. Se observa un cauce pronunciado sobre la zona urbanizada, de 2.5m aproximadamente (Figura 12-23). En esta cuenca también se logra ver un cuenco de infiltración natural, con la diferencia de que presenta pendientes y obstáculos que el agua debe superar previo a su llegada a la costa, situación que genera que la descarga no se dé continuamente.



Figura 12-22. Descarga de la cañada de la cuenca 7 a la playa



Figura 12-23. Cuneta en la cuenca 7

En la Tabla 12-8 se presenta para cada alcantarilla el tipo de sección, la cantidad total de secciones, sus dimensiones, y el estado el día de la visita a campo.

Tabla 12-8. Alcantarillas relevadas en las cuencas

Cuenca	Alcantarilla	Cantidad	Sección tipo	Diámetro / Ancho-alto (m)	Estado
1	1	5	Circular	0.8	4 alcantarillas parcialmente obstruidas por sedimentos. Figura 12-10. Figura 12-11.
	2	2	Cuadrada	1-1	Desobstruida. Figura 12-12.
	3	2	Circular	0.8	Desobstruida. Figura 12-13.
	4	2	Circular	0.9	Desobstruida. Figura 12-15.
	5	-	Descarga	Piedras 0.7m aprox.	Obstruida.
5	6	2	Circular	0.8	Desobstruida
	7	3	Circular	0.8	Parcialmente obstruida en la entrada. Figura 12-19.
	8	4	Circular	0.8	Desobstruida. Figura 12-10.
7	9	2	Circular	0.9	Desobstruida, con acumulación de sedimentos únicamente en parte de la salida.
	10	2	Circular	0.9	Desobstruida

12.3 Parámetros hidrológicos

Las pendientes calculadas previamente por extremos se consideran apropiadas para los casos de la cuenca 5 y 7, luego de observar el perfil del cauce principal en la Figura 12-24.

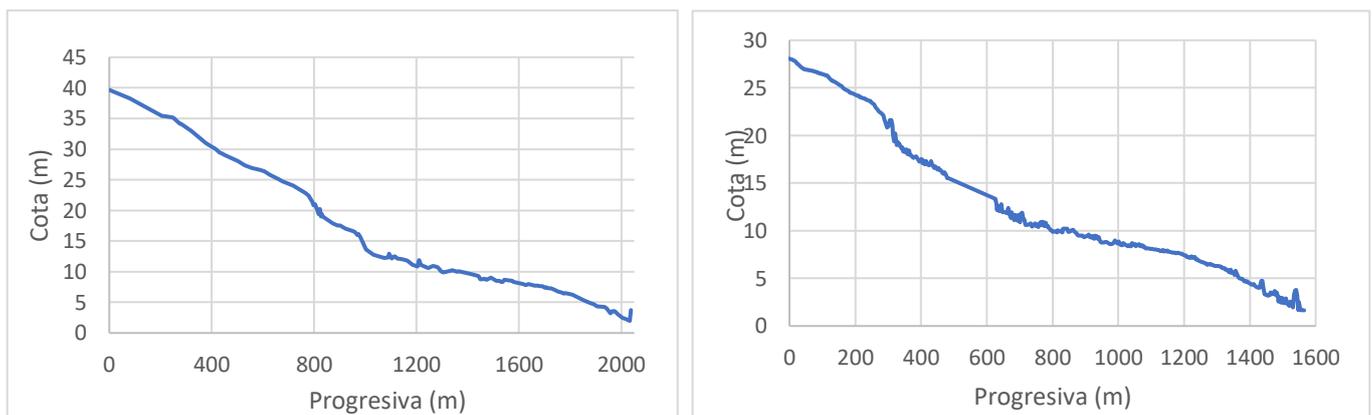


Figura 12-24. Perfil del cauce principal de la cuenca 5 (izquierda) y cuenca 7 (derecha)

Para el caso de la cuenca 1, se distinguen tres pendientes bien diferenciadas, tal como se visualiza en la Figura 12-25. Se procede a calcular la pendiente por el método de velocidades de Taylor y Schwarz, expresada en la Ecuación 12.3.7, considerando los tres tramos.

$$S = \left(\frac{Lcp}{\sum \frac{Li}{\sqrt{Si}}} \right)^2 \quad (12.3.7)$$

Donde:

- Li: Longitud hidráulica del cauce principal en el tramo i [m]
- Si: Pendiente por extremos del tramo i [%]

Se obtiene una pendiente igual a 0.9% mientras que por extremos resultó ser igual a 1.3%.

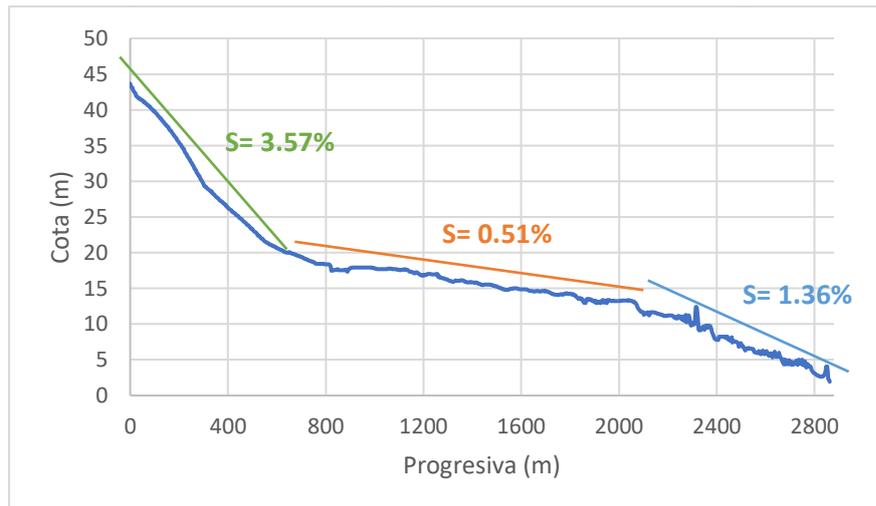


Figura 12-25. Perfil del cauce principal de la cuenca 1

Se resumen las áreas de las cuencas (A), los largos (L) y pendientes del cauce principal (S) en la Tabla 12-9.

Tabla 12-9. Áreas, largos y pendientes del cauce principal

	Cuenca		
	1	5	7
L (km)	2.8	2.0	1.6
A (ha)	235	126	61
S (%)	0.9	1.8	1.7

Se presenta a continuación el cálculo del tiempo de concentración y el coeficiente de escorrentía en específico para las tres cuencas.

12.3.1 Tiempo de concentración

Tal como fue calculado en el Capítulo 12.1, para el caso de las cuencas 5 y 7 una buena aproximación para estimar el tiempo de concentración es el método de Ramser y Kirpich debido a las siguientes características:

- Predomina el flujo concentrado. Luego de que una gota de lluvia alcanza el terreno, la misma escurre rápidamente hacia un canal bien definido. Mas allá de que pueda existir una zona de flujo no concentrado en la cabecera de la cuenca, esta es despreciable frente al recorrido total.
- Cuencas cuyas áreas son menores a 1km^2
- Están cubiertas al menos por el 74% de área verde con respecto al área total, por lo que resulta coherente usar la ecuación de Ramser y Kirpich ya que esta fue desarrollada usando siete cuencas agrícolas.
- La pendiente de la cuenca está entre el 3 y 10% tal como fue desarrollado el método.

En cambio, para el caso de la cuenca 1, se decide calcular el tiempo de concentración por un método alternativo debido a que la cuenca es de tipo urbano, no estando dentro de las hipótesis de Ramser y

Kirpich. El tiempo de concentración se puede estimar como la suma del tiempo de entrada (t_e) y el tiempo de tránsito (t_t):

$$t_c = t_e + t_t$$

El tiempo de entrada se calcula mediante la fórmula de Desbordes expresada en la Ecuación (12.3.8).

$$t_e = 6.625 \times A^{0.3} \times S^{-0.38} \times C^{-0.45} \quad (12.3.8)$$

Donde:

- A= área de la microcuenca [ha]
- S= pendiente [%]
- C= coeficiente de escurrimiento
- Te= tiempo de entrada [min]

Por otro lado, el tiempo de tránsito se recomienda entre 5 y 10 minutos, tomando como apropiado 7 minutos debido a la pendiente baja y el recorrido sinuoso del cauce. Resulta un tiempo de concentración igual a 52 minutos, mientras que por Ramser y Kirpich había resultado igual a 48 minutos.

En la Tabla 12-10 se presentan los tiempos de concentración resumidos.

Tabla 12-10. Tiempo de concentración para las cuencas de estudio

	Cuenca		
	1	5	7
Tc (min)	52	33	28

Coeficiente de escurrimiento

Se repite el cálculo para el coeficiente de escurrimiento para obtener valores más precisos y representativos de modo de garantizar mayor exactitud en los resultados. Esta vez se considera el balasto además del concreto/techo y áreas verdes debido a que la mayoría de las calles están construidas de este material. Se detallan los valores utilizados en la Tabla 12-11.

Tabla 12-11. Coeficiente de escurrimiento para cada tipo de suelo y tiempo de retorno

Tipo de suelo	C Tr2	C Tr10	C Tr25	C Tr100
Verde	0.33	0.38	0.42	0.49
Balasto	0.45	0.5	0.54	0.62
Concreto/techo	0.75	0.83	0.88	0.97

Se muestra la representación realizada por el plugin SCP de los distintos tipos de suelo en la Figura 12-26, a modo de ejemplo para la cuenca 5.

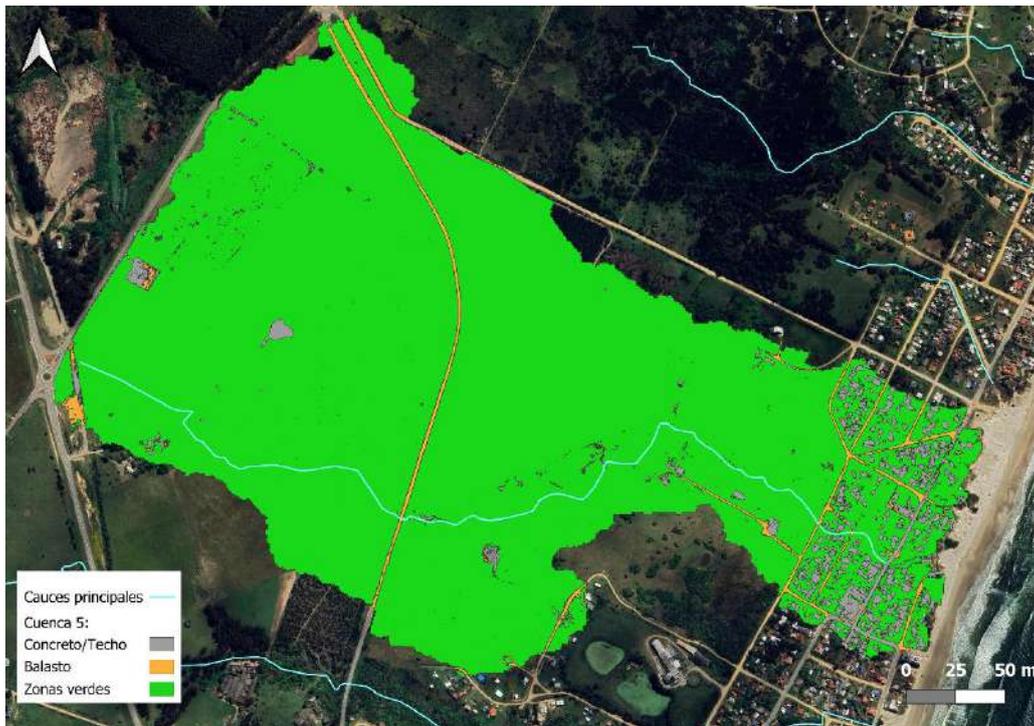


Figura 12-26. Representación del SCP para hallar el coeficiente de escorrentía

Los resultados obtenidos para todas las cuencas y para tiempo de retorno igual a 2, 10, 25 y 100 años se muestra en la Tabla 12-12.

Tabla 12-12. Coeficiente de escorrentía para cada cuenca en distintos periodos de retorno

		Cuenca		
		1	5	7
C	Tr 2	0.37	0.35	0.38
	Tr 10	0.42	0.40	0.44
	Tr 25	0.46	0.44	0.48
	Tr 100	0.54	0.51	0.55

12.3.2 Caudales de descarga

A partir de los parámetros hidrológicos determinados previamente, se calculan los caudales pico en para la totalidad de las cuencas mediante el método Racional, los cuales se grafican en la Figura 12-27, 12-28 y 12-29 para la cuenca 1, 5 y 7 respectivamente. En la Tabla 12-13. se resumen los caudales pico para cada cuenca.

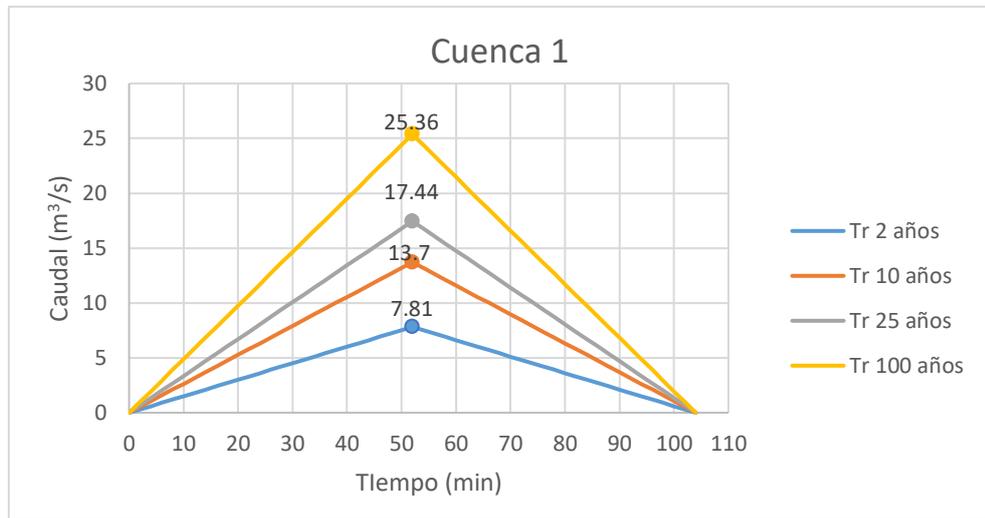


Figura 12-27. Hidrograma triangular para la cuenca 1

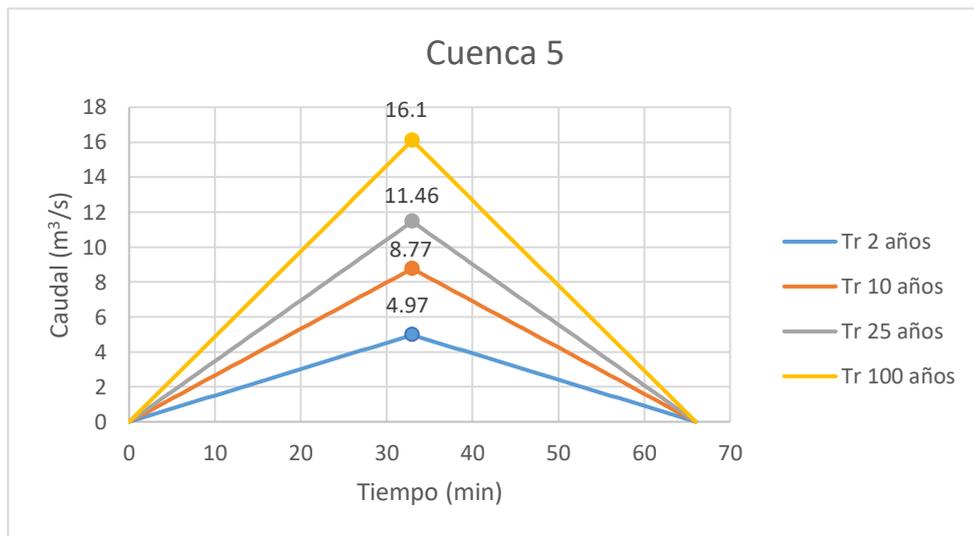


Figura 12-28. Hidrograma triangular para la cuenca 5

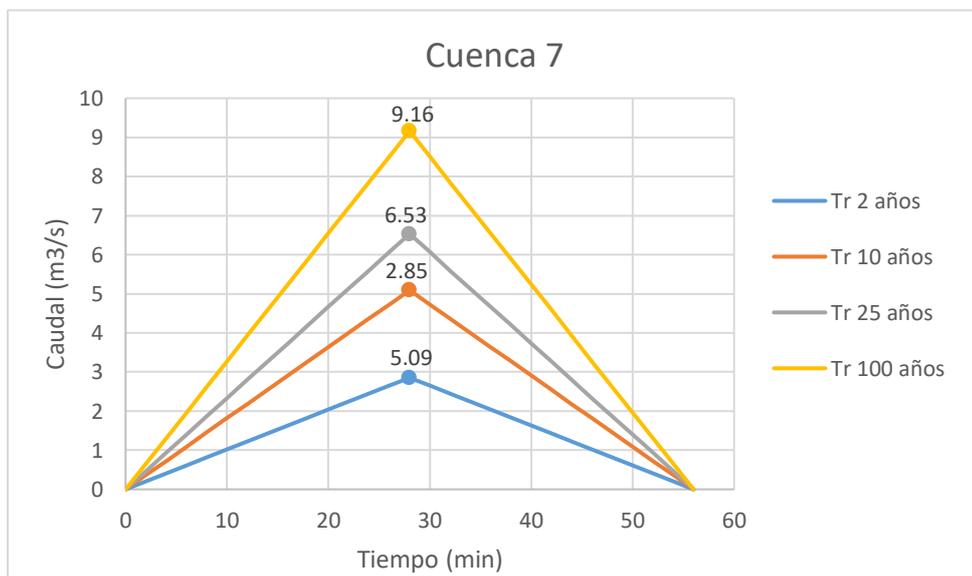


Figura 12-29. Hidrograma triangular para la cuenca 7

Tabla 12-13. Caudales en el punto de cierre de cada cuenca para distintos períodos de retorno

		Cuenca		
		1	5	7
Caudal (m ³ /s)	Tr 2	7.81	4.97	2.85
	Tr 10	13.70	8.77	5.09
	Tr 25	17.44	11.46	6.53
	Tr 100	25.36	16.10	9.16

12.4 Situación futura

Tanto los cambios generados en la impermeabilización del suelo a partir de la actividad humana como el cambio climático modifican significativamente el régimen hídrico. Este capítulo plantea un escenario futuro para las cuencas, considerando dos factores principales:

1. La alteración de la cobertura del suelo derivada del crecimiento urbano, tanto la densificación como la expansión poblacional.
2. Los efectos del cambio climático en la intensidad de las lluvias.

Se busca, a través de modelos hidrológicos y proyecciones de uso de suelo, estimar cómo estas transformaciones impactarán en los caudales de cierre de las tres cuencas, proporcionando un marco para la gestión y planificación de las soluciones a las problemáticas no solo en la actualidad si no a futuro.

12.4.1 Impermeabilización del suelo

El cambio en la cobertura del suelo supone un cambio en la escorrentía y esta en el caudal. Se presenta en esta sección la metodología utilizada para proyectar los cambios en la impermeabilización de la cuenca, a partir de la cual se obtiene una proyección del coeficiente de escorrentía 'C' para distintos horizontes.

Para cada cuenca se analizan los siguientes aspectos:

1. Existencia de servicios ecosistémicos.
2. Aumento de impermeabilización en padrones urbanos
3. Aumento de impermeabilización en padrones rurales

12.4.1.1 Existencia de servicios ecosistémicos

Para la proyección de cambios en el uso del suelo se deben considerar los servicios ecosistémicos de las cuencas ya que algunos están protegidos por normativas y establecen criterios para su preservación. En la Figura 12-30 se presentan los servicios ecosistémicos de las cuencas 5 y 7 sobre los padrones existentes. En la cuenca 1 no se cuenta con servicios ecosistémicos.

La Ley Forestal N° 15.939 y su normativa reglamentaria establecen la protección de los bosques nativos y regulan las actividades que pueden realizarse en sus inmediaciones. Según la normativa, se debe preservar una franja de 500 metros desde el límite del bosque nativo, en la cual no se pueden realizar actividades que afecten su conservación, tales como cambios de uso del suelo. Por esta razón no se presentan cambios de uso de suelo en estas áreas.

Los humedales están protegidos por varias normativas, entre ellas la Ley de Protección de los Humedales N° 19.675, aprobada en 2018, que establece la necesidad de conservar estos ecosistemas debido a su valor ambiental, social y económico. No se cuenta con una distancia mínima de cambio de

uso de suelo. En la cuenca 5 se cuenta con un humedal de 2.5 ha, en el que no se proyecta un cambio en el uso del suelo.

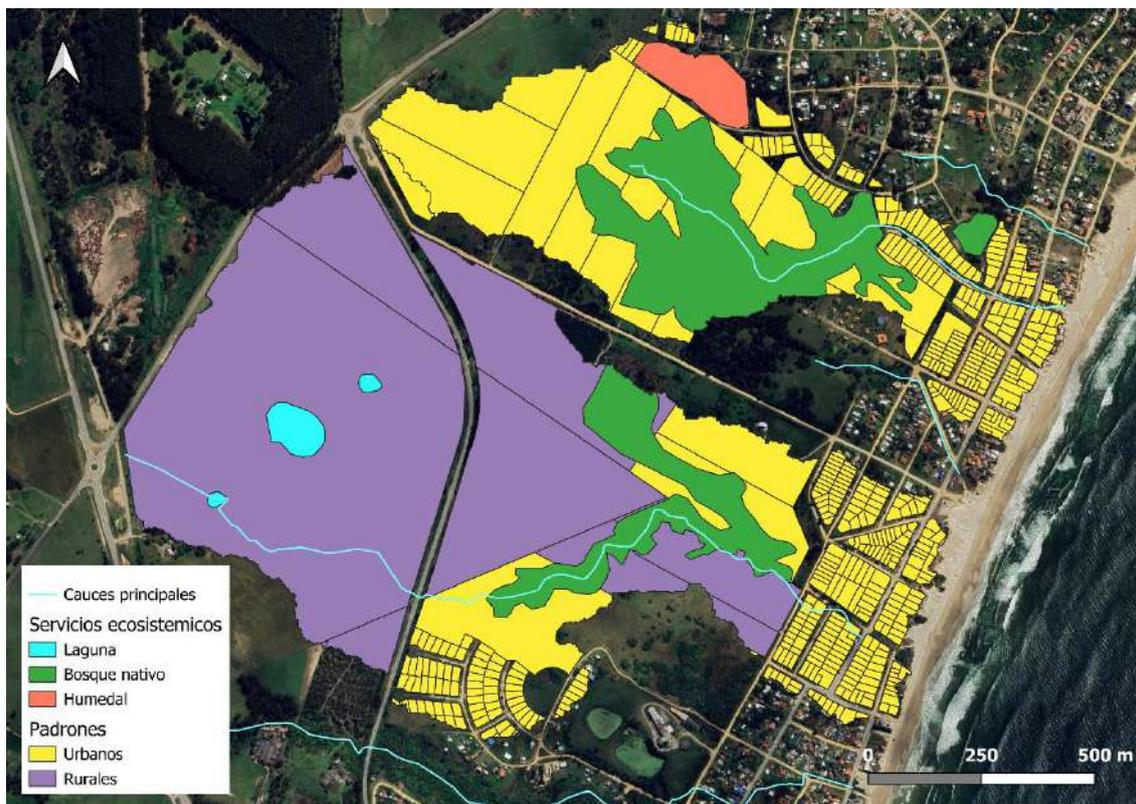


Figura 12-30. Servicios ecosistémicos

12.4.1.2 Cambios de impermeabilización en padrones urbanos

Para realizar una proyección del aumento de impermeabilización en los padrones urbanos se discretizan las áreas urbanas en dos tipos de zonas. La primera son las zonas donde hay padrones urbanos fraccionados, pero sin construcciones, y la segunda donde todos los padrones están construidos. En el primer caso se proyecta una expansión poblacional, estimando un número de padrones a construir en el horizonte a determinar. Para las zonas donde ya están todos los padrones construidos se eligen “regiones tipo”, los cuales están conformados por un conjunto de padrones con distribución ocupacional homogénea, con el objetivo de poder proyectar un aumento igual al FOS en el caso de que el porcentaje de impermeabilización actual lo amerite.

Para determinar la expansión en las zonas urbanas sin edificaciones, se toman de referencia imágenes satelitales extraídas de Google Earth y se proyecta un crecimiento futuro en base a ellas, estimando la cantidad de viviendas nuevas en un horizonte temporal. A cada vivienda nueva se le asigna un área impermeable de 500 m², valor promedio de las viviendas ya edificadas.

Se expone un ejemplo en la Figura 12-31, donde se presenta el desarrollo de una zona con padrones urbanos en la cuenca 5, para la cual en el año 2013 no contaba con ninguna vivienda y en el año 2023 presenta un aumento de 24 viviendas. En este caso, dado el veloz crecimiento poblacional (20 viviendas nuevas en 5 años), se considera que de los 75 padrones existentes en la zona todos estarán ocupados a 2050. El área impermeable proyectada se suma entonces al área impermeable actual.

Por otra parte, para determinar el aumento en la impermeabilización en zonas donde ya están todos los padrones construidos se analizan las regiones tipo previamente mencionadas, las cuales son representativas del resto de manzanas de la zona. A partir de este valor se toma como hipótesis que el máximo valor de impermeabilización será el FOS permitido en la zona (no se cuenta con un valor de FIS), por lo que se considera para los dos horizontes que toda la zona tendrá como factor de impermeabilización el máximo FOS permitido. En la Figura 12-32 se presenta una zona con estas características, mientras que en la Figura 12-33 se presenta una manzana tipo.



Figura 12-31 - Análisis de imágenes satelitales para proyectar crecimiento.



Figura 12-32 – Ejemplo de zona con todos los padrones construidos.



Figura 12-33 - Región tipo dentro de la zona con todos los padrones construidos

12.4.1.3 Cambios de impermeabilización en padrones rurales

Las cuencas 1 y 5 tienen un alto porcentaje de área conformada por padrones rurales, llegando hasta un 66% del total para el caso de la cuenca 5. En el Plan Local de Ordenamiento Territorial “Los Cabos” se les atribuye a estos padrones la categoría de potencialmente transformables. En caso de querer modificar el tipo de padrón de rural a urbano, se debe realizar un Plan de Acción Integrada (PAI), en donde se define el ordenamiento territorial, la provisión de servicios básicos como agua potable, saneamiento, energía eléctrica y la evaluación del impacto ambiental. El PAI suele contar además con lineamientos para el control de escorrentía, limitando la afectación que genera el cambio de regiones rurales a urbanas.

Por otra parte, de no existir cambio en el tipo de padrón, las construcciones que se encuentran en los mismos suelen ser de un área significativamente menor al área total del padrón.

Por esta razón, para hacer una aproximación desde el lado de la seguridad se considera que un 10% del área de los padrones rurales pasa a ser impermeable en 2050, y el 20% en 2100. Para realizar un análisis más certero se debe realizar un análisis demográfico en la zona de estudio.

12.4.1.4 Proyecciones de coeficiente de escorrentía

Se presentan los resultados de los coeficientes de escorrentía para los diferentes horizontes en las tres cuencas de estudio, en la Tabla 12-14, Tabla 12-15 y la Tabla 12-16. Se puede notar que en la cuenca 1 la proyección del coeficiente de escorrentía no presenta grandes variaciones en función del horizonte debido a la avanzada urbanización que ya presenta la cuenca.

Tabla 12-14. Coeficientes de escorrentía para la cuenca 1

Cuenca 1	C		
	Actual	Horizonte 2050	Horizonte 2100
Tr 2	0.37	0.39	0.39
Tr 10	0.42	0.44	0.45
Tr 25	0.46	0.48	0.49
Tr 100	0.54	0.56	0.56
Tr 500	0.62	0.64	0.64

Tabla 12-15. Coeficientes de escorrentía para la cuenca 5

Cuenca 5	C		
	Actual	Horizonte 2050	Horizonte S2100
Tr 2	0.35	0.38	0.41
Tr 10	0.4	0.43	0.46
Tr 25	0.44	0.48	0.50
Tr 100	0.52	0.55	0.58
Tr 500	0.60	0.63	0.66

Tabla 12-16. Coeficientes de escorrentía para la cuenca 7

Cuenca 7	C		
	Actual	Horizonte 2050	Horizonte 2100
Tr 2	0.38	0.41	0.45
Tr 10	0.44	0.47	0.51
Tr 25	0.48	0.51	0.55
Tr 100	0.55	0.58	0.63
Tr 500	0.64	0.67	0.70

12.4.2 Caudales

Los caudales para los horizontes planteados se obtienen de igual forma que para la situación actual, pero utilizando los nuevos parámetros. Además de considerar los cambios en el coeficiente escorrentía, se aplica el aumento de precipitaciones por cambio climático mencionado en el Capítulo 6.3: un 10% para 2050 y un 20% para 2100. A continuación, se presenta la evolución de estos entre la actualidad y los dos horizontes para distintos periodos de retorno.

Tabla 12-17. Caudales pico para la cuenca 1

Cuenca 1	Caudal pico (m ³ /s)		
	Actual	Horizonte 2050	Horizonte 2100
Tr 2	7.81	8.88	9.69
Tr 10	13.70	15.48	17.28
Tr 25	17.44	19.89	22.15
Tr 100	25.36	28.38	30.96
Tr 500	34.55	39.24	42.80

Tabla 12-18. Caudales pico para la cuenca 5

Cuenca 5	Caudal pico (m ³ /s)		
	Actual	Horizonte 2050	Horizonte 2100
Tr 2	4.97	5.93	6.98
Tr 10	8.77	10.37	12.10
Tr 25	11.46	13.63	15.49
Tr 100	16.10	19.10	21.97
Tr 500	22.92	26.47	30.25

Tabla 12-19. Caudales pico para la cuenca 7

Cuenca 7	Caudal pico (m ³ /s)		
	Actual	Horizonte 2050	Horizonte 2100
Tr 2	2.85	3.38	4.04
Tr 10	5.09	5.98	7.08
Tr 25	6.53	7.64	8.99
Tr 100	9.16	10.63	12.60
Tr 500	12.9	14.86	16.93

13. Implementación del modelo hidrodinámico

En el presente capítulo se aborda la modelación hidrodinámica de dos de las tres cuencas analizadas previamente. La cuenca 1 fue descartada para este análisis detallado ya que no se identificaron condiciones que justificaran la implementación de un modelo computacional. Se concluye que la implementación de un modelo no presenta gran relevancia, ya que tanto el personal del municipio como los habitantes locales no reportan ningún tipo de problemas de inundación. Además, las cunetas de pequeño diámetro y la obstrucción de la alcantarilla en la descarga en la playa que no genera inundaciones evidencian una carencia de problemáticas en la zona. La razón por la cual sucede esto es que gran parte del suelo de esta cuenca —especialmente en los sectores del Camping AFGAP y Camping La Aguada— está compuesto por arena gruesa altamente permeable, lo que favorece la infiltración del agua de lluvia y minimiza la escorrentía superficial.

No obstante, en caso de que se propongan proyectos que impliquen un cambio significativo en la cobertura del suelo, como su impermeabilización en el área del Camping “La Aguada”, se recomienda evaluar el impacto hidrológico asociado y considerar la construcción de una nueva alcantarilla para la descarga hacia la playa.

Para implementar el modelo hidrodinámico en la cuenca 5 y 7 se decide trabajar con el software libre HEC-RAS versión 6.6, desarrollado por la USACE (United States Army Corps of Engineers). Se emplea en forma unidimensional en condiciones de flujo estacionario, con el objetivo de obtener las manchas de inundación para distintos periodos de retorno. Para poder utilizar el programa y obtener resultados representativos de la realidad es necesario conocer la geometría del cauce principal y de sus planicies de inundación, la existencia de estructuras hidráulicas, estimar parámetros referidos a la rugosidad y las condiciones de borde.

A continuación, se describe de manera general la modelación, para luego desarrollar en detalle las consideraciones efectuadas para cada curso de agua.

13.1 Parámetros de entrada

En esta sección se presentan los parámetros morfológicos del sistema. Estos son:

1. Secciones transversales
2. Estructuras hidráulicas
3. Coeficientes de rugosidad

Para su determinación, durante la visita realizada se relevaron los valores de las cotas en los puntos críticos con un GPS diferencial. Además, se cuenta con datos de secciones transversales relevados por ISTECH. Tal como fue mencionado anteriormente, se observó el estado de las alcantarillas presentes y las características del suelo de modo de poder plasmarlo en el modelo.

13.1.1 Secciones transversales

Las secciones se dibujan en el software de forma perpendicular a la tangente del cauce, evitando que estas se crucen. Es necesario indicar en el modelo a partir de qué momento el cauce principal pasa a considerarse planicie, para esto, además de observarlo en la sección transversal, se verifica con imágenes satelitales. Al mismo tiempo, es necesario colocar una sección alejada de la costa e infinitamente larga de modo que represente de la mejor forma posible el mar. Se presentan en la Figura 13-1 y Figura 13-2 las secciones utilizadas para las dos cuencas de estudio.



Figura 13-1. Secciones transversales para la cuenca 5.



Figura 13-2 - Secciones transversales para la cuenca 7.

13.1.2 Estructuras hidráulicas

El estado de las alcantarillas tiene un impacto directo en la funcionalidad del sistema hidráulico. A partir de las mismas se puede identificar posibles restricciones al flujo y determinar si cumplen con los requisitos para gestionar eventos de lluvia de diferentes intensidades. Se modelan las alcantarillas con los datos relevados in situ. Las pérdidas de carga utilizadas en la entrada y salida de la alcantarilla son 0.5 y 1 respectivamente, mientras que el número de Manning utilizado en las mismas se toma 0.016, valores recomendados por el manual del HEC-RAS.

13.1.3 Coeficientes de rugosidad

De forma de elegir el coeficiente de rugosidad 'n' (o número de Manning) se toma de referencia los valores propuestos en "Hidrología Aplicada" (Chow et al., 1993). Los mismos se presentan en la Tabla 13-1, dónde se pueden visualizar los valores para el cauce principal y la llanura de inundación.

Tabla 13-1. Números de Manning utilizados en las cuencas

	Descripción	n
Cauce principal	Cauce conformado por cunetas con pasto en pendiente lateral	0.04
	Cauce sinuoso, con alta presencia de vegetación	0.06
Llanura de inundación	Pastizal	0.03
	Matorral disperso	0.05
	Matorral medio a denso Casas dispersas	0.07
	Matorrales densos Zona densamente urbanizada	0.15

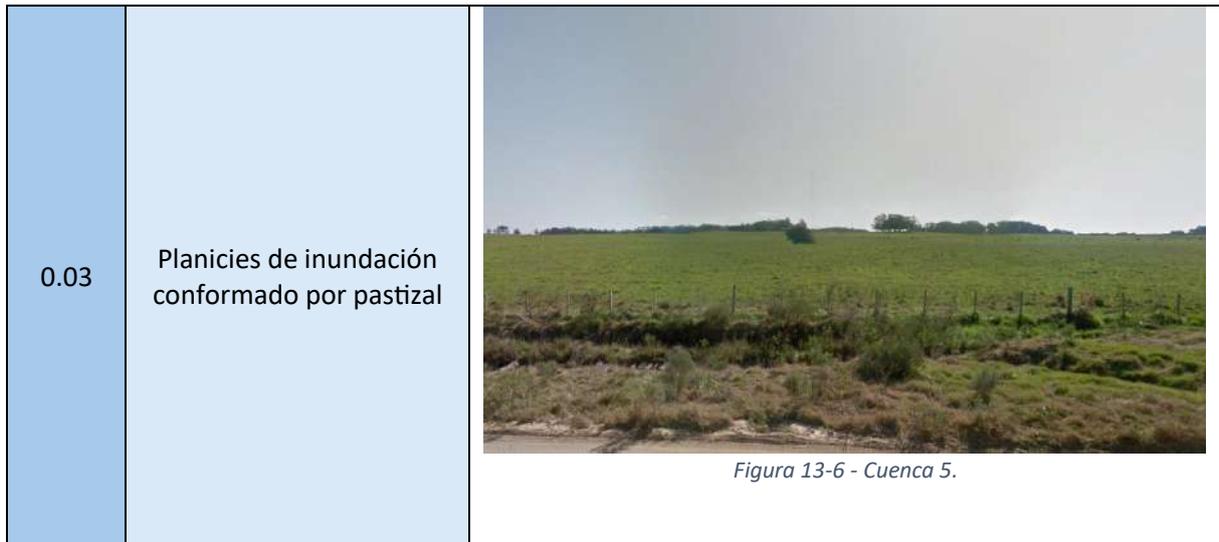
Para determinar el coeficiente a aplicar en cada zona se utilizan imágenes satelitales e imágenes tomadas en la visita al sitio. En la Figura 13-3 se presenta el análisis de imágenes satelitales, dónde se puede diferenciar la variación entre los márgenes izquierdo y derecho del cauce. En la Tabla 13-2 se presenta el análisis de algunas imágenes tomadas en sitio.



Figura 13-3 - Ejemplo de número de Manning en cuenca 5.

Tabla 13-2. Imágenes representativas para los números de Manning utilizados

n	Descripción	Imágenes de referencia
0.04	Cauce principal conformados por cuneta, con pasto en pendientes laterales	 <p data-bbox="911 824 1142 853">Figura 13-4 - Cuenca 5.</p>
0.06	Cauce principal con alta presencia de vegetación en el mismo	 <p data-bbox="911 1592 1142 1621">Figura 13-5 - Cuenca 5.</p>



La cuenca 7 se separa en dos zonas representativas: la zona 1 aguas arriba con características de bosques densos y la zona 2 con casas dispersas y matorral medio a denso. En la Figura 13-7 se presenta la elección del coeficiente de rugosidad en función de la zona.

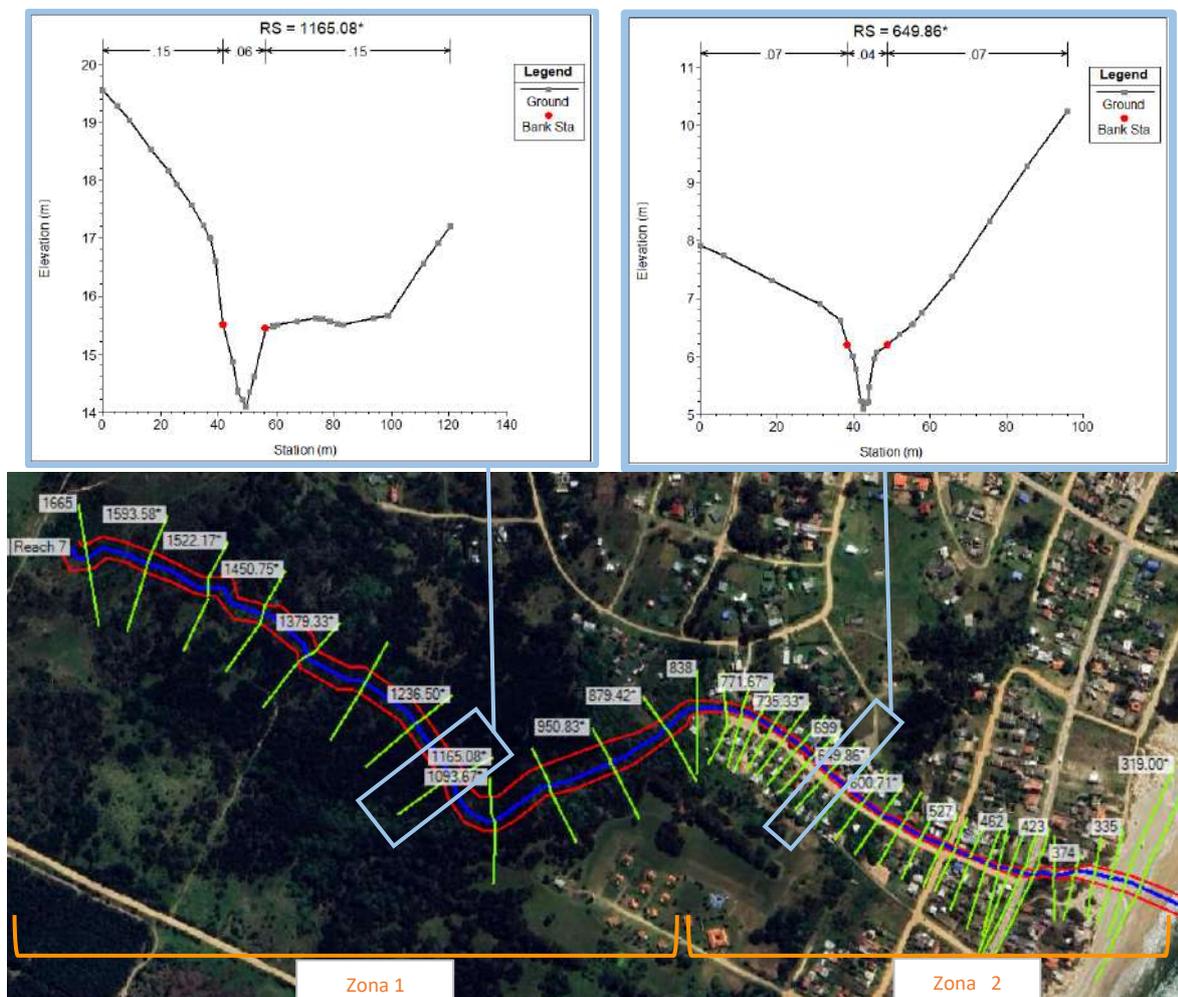


Figura 13-7 - Ejemplo de la implementación del coeficiente de rugosidad en la cuenca 7.

13.2 Asignación de caudales en el modelo

Se presenta en esta sección la metodología empleada para el ingreso de los caudales al software. Consiste en dividir cada cuenca en subcuencas, lo que permite ingresar distintos caudales en el transcurso del cauce, evitando ingresar en todo el cauce el caudal calculado en el punto de cierre de toda la cuenca. A través de esta metodología se obtienen manchas de inundación más representativas en cada subcuenca, sin sobreestimar las manchas de inundación aguas arriba del punto de cierre.

Se presentan en la Figura 13-8 y Figura 13-9 las subcuencas empleadas para las cuencas 5 y 7 respectivamente, dónde además se presenta el cauce principal y los puntos dónde se ingresa el caudal al software.

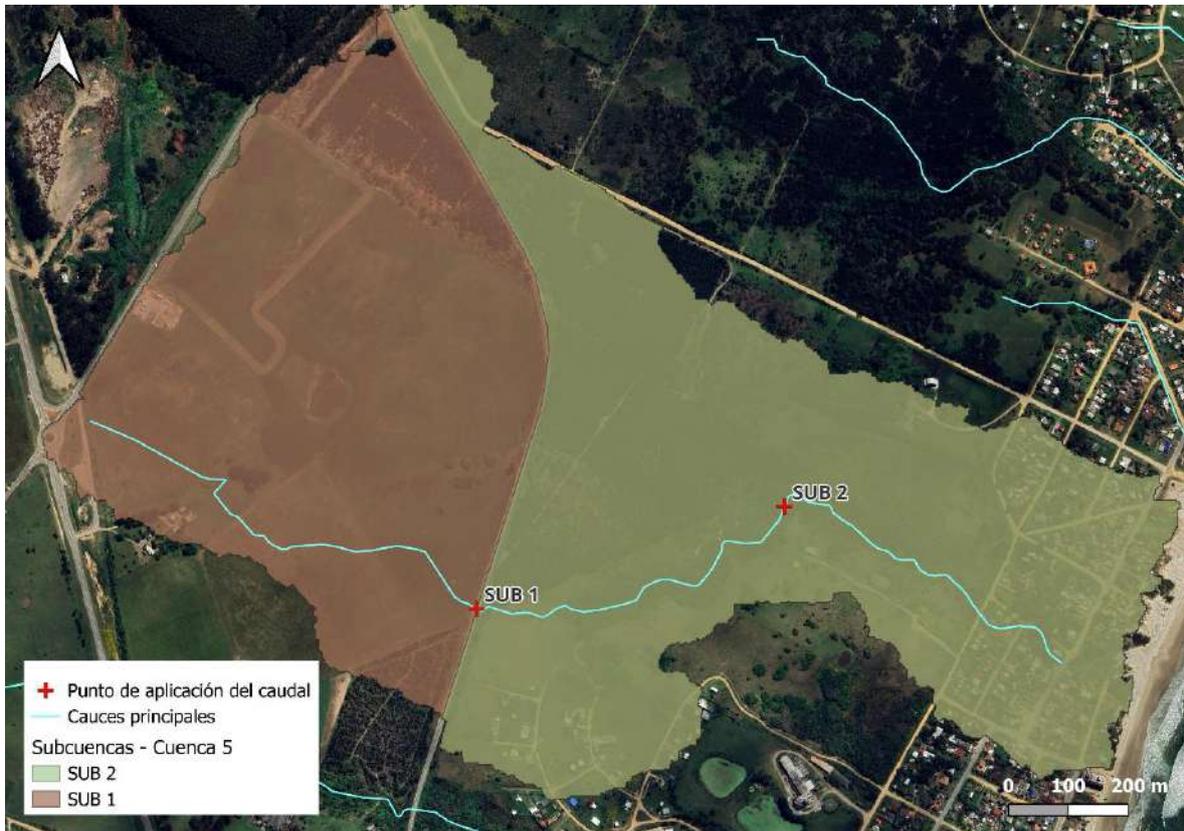


Figura 13-8 - Subcuencas en cuenca 5

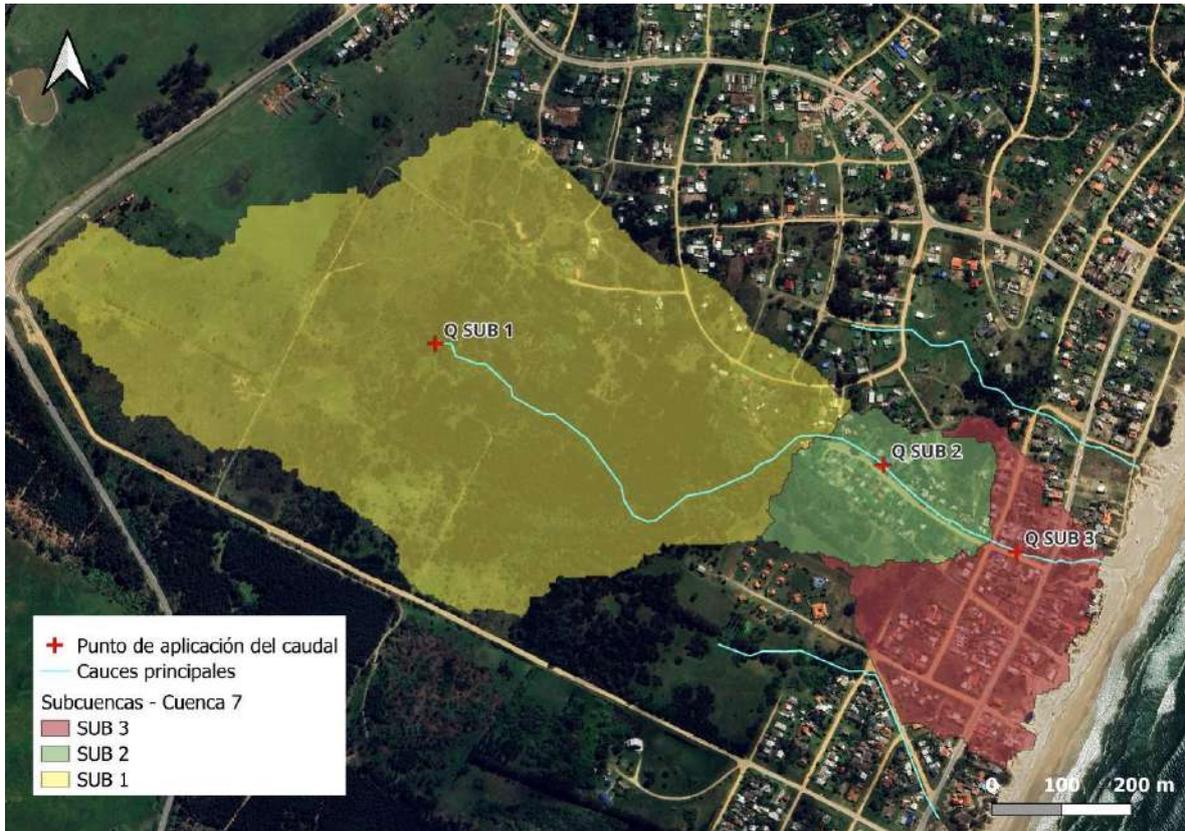


Figura 13-9 - Subcuencas en cuenca 7

Para hallar el caudal de cada subcuenca se utiliza la distribución de uso de suelo hallado previamente con el plugin SCP de QGIS para toda la cuenca, utilizando en este caso el área correspondiente a cada subcuenca para luego obtener los coeficientes de escorrentía. El tiempo de concentración utilizado es el asociado a toda la tormenta ya que de esta forma los picos en cada subcuenca coinciden, tal como se observa en la Figura 13-10 y Figura 13-11

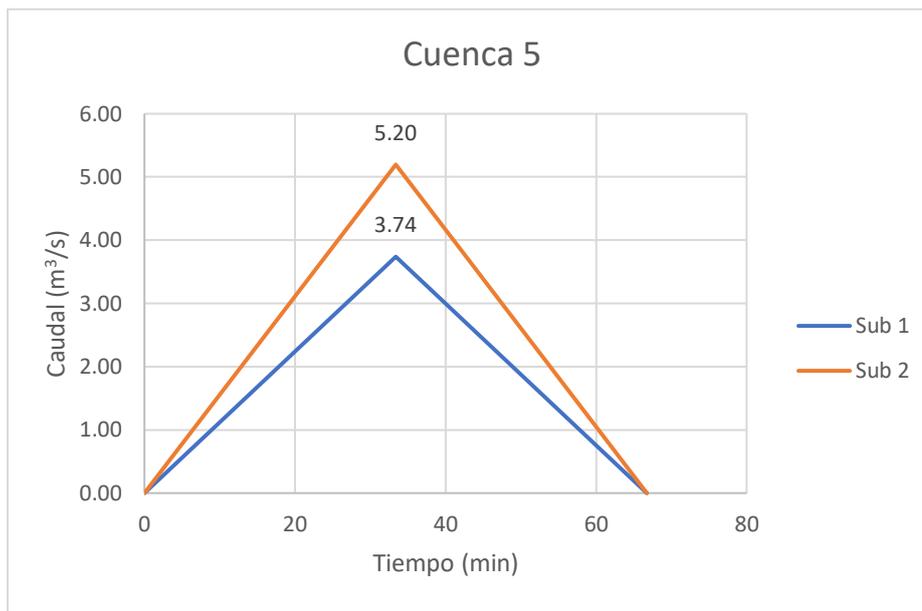


Figura 13-10. Caudales ingresados en el HEC-RAS - Cuenca 5

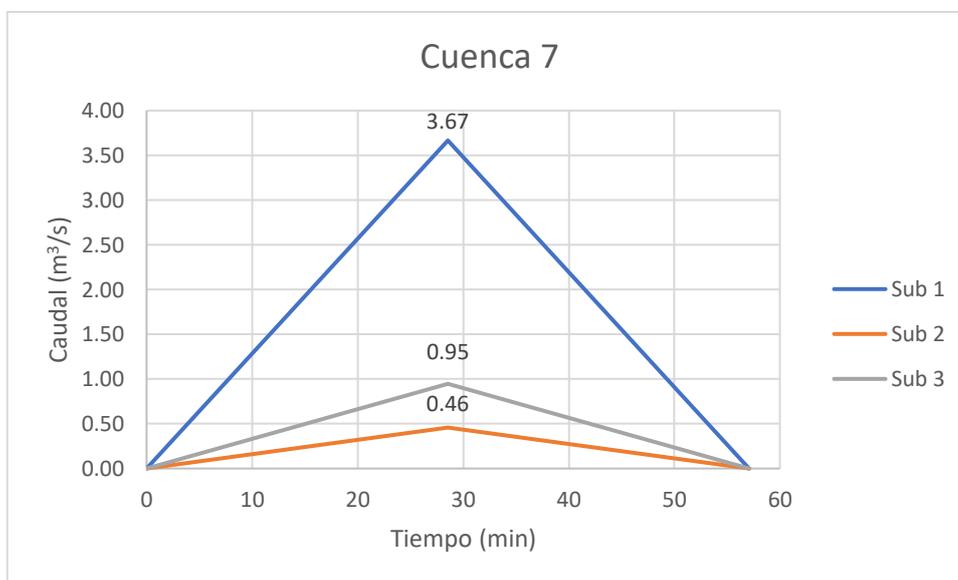


Figura 13-11. Caudales ingresados en el HEC-RAS - Cuenca 7

13.3 Condición de borde aguas abajo

Como condición de borde aguas abajo se utiliza el nivel de mar en playa calculado. Se cuenta con resultados en 14 puntos distribuidos en el arco de playa (ver Sección 7.2).

Para analizar la influencia de la condición de borde aguas abajo se estudia en primer lugar la altura mínima de nivel de mar para la cual el agua remansa. Se toma como sección de control la primera sección previa a la descarga. Para esto, se itera con las condiciones de borde y se busca el valor mínimo en el cual el cauce remansa.

A través de esta metodología, se obtienen los valores máximos de nivel de mar en playa para los cuales el cauce, con un evento de precipitación de 100 años de periodo de retorno, no remansa. Se presentan

los resultados en la Tabla 13-3, dónde además se presenta el nivel de mar en playa hallado de 500 años de periodo de retorno. A través de estos resultados, se puede notar que no existe una gran influencia de las condiciones de borde aguas abajo en las dinámicas de los cauces dados los niveles de mar calculados.

Se ve gráficamente lo descrito en las 13-12 y 13-13, donde no se visualizan afectaciones en la superficie libre aguas arriba de la descarga. Se grafica también el pelo de agua para 0.5m de nivel de mar para comparar con un flujo base.

Tabla 13-3. comparación de nivel del mar en el que remansa contra el nivel de mar actual.

Cuenca	Máximo nivel del mar en playa para el cual no remansa en la descarga (m)	Nivel del mar en playa Tr 500
5	3,6	1,9
7	3,3	2

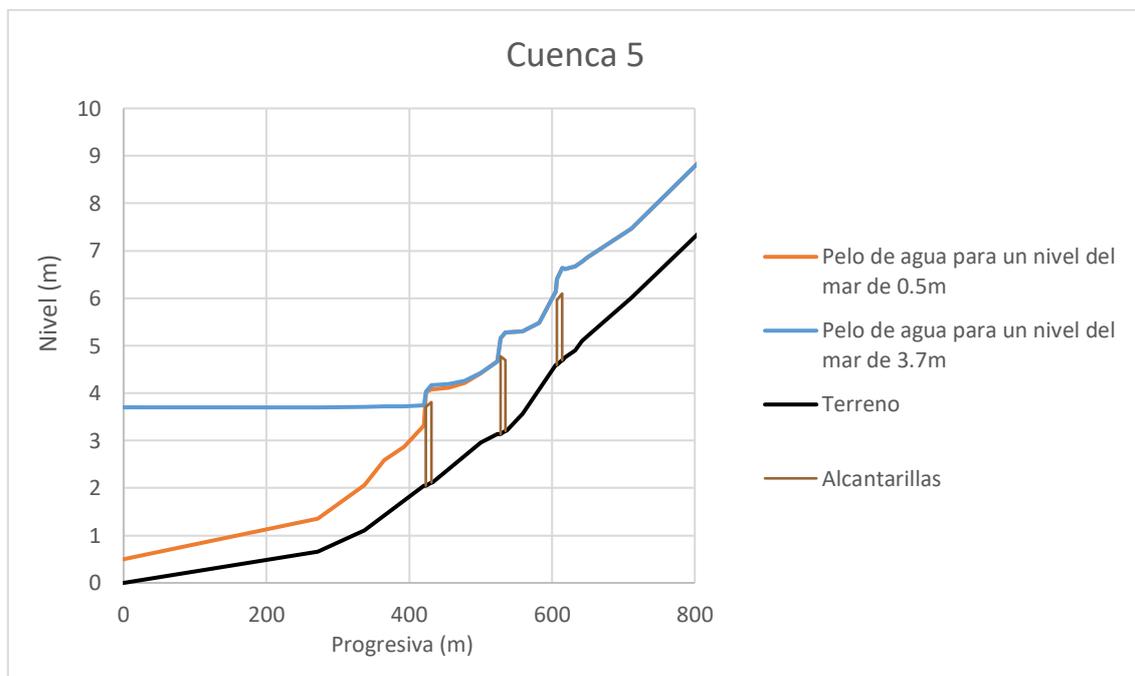


Figura 13-12. Análisis de condición de contorno aguas abajo para evento de precipitación de 100 años de periodo de retorno. Cuenca 5

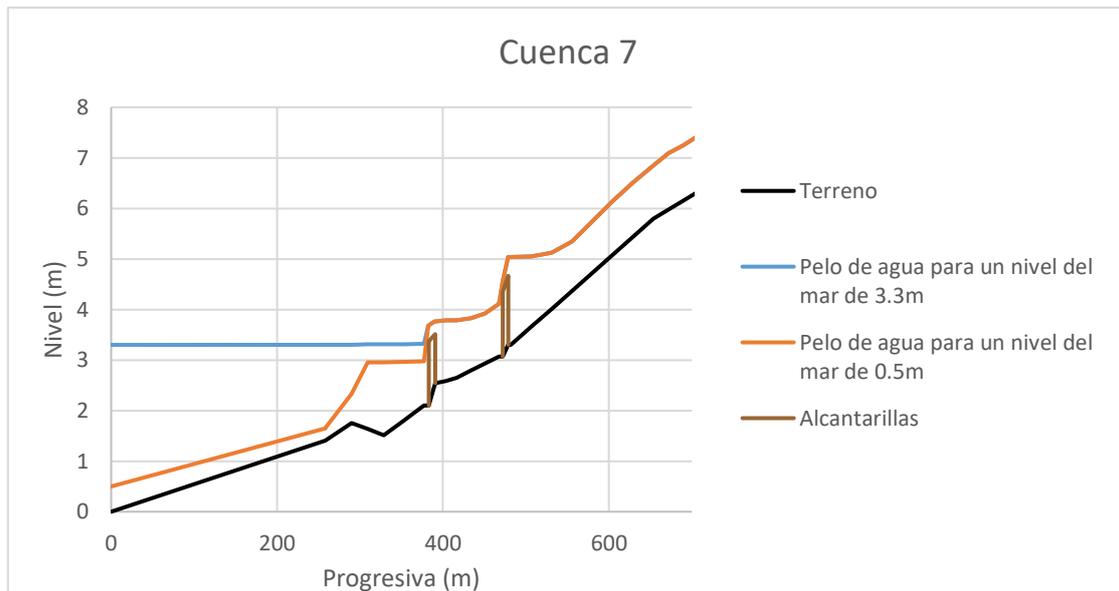


Figura 13-13 - Análisis de condición de contorno aguas abajo para evento de precipitación de 100 años de periodo de retorno. Cuenca 7

13.4 Modelo unidimensional resultante

A partir de los parámetros ingresados en el software se obtienen las manchas de inundación para cada cuenca. El modelo se implementa en las cuencas 5 y 7 para periodos de retorno de 2, 10, 25, 100 y 500 años. Los últimos cuatro se realizan debido a que son los años propuestos por DINAGUA para la realización de los mapas de riesgo (ver Capítulo 14). Se agrega también un periodo de 2 años para evaluar si las alcantarillas son capaces de evacuar lluvias de baja intensidad, es por este motivo que para la situación actual también se presenta la curva asociada a este periodo de retorno. Se disponen los resultados obtenidos a continuación para la totalidad de las cuencas para un Tr de 100 años; para la zona urbana diferenciando 2050 y 2100 y, por último, comparando los distintos escenarios para un periodo de retorno Tr igual a 100 años.

Cuenca 5

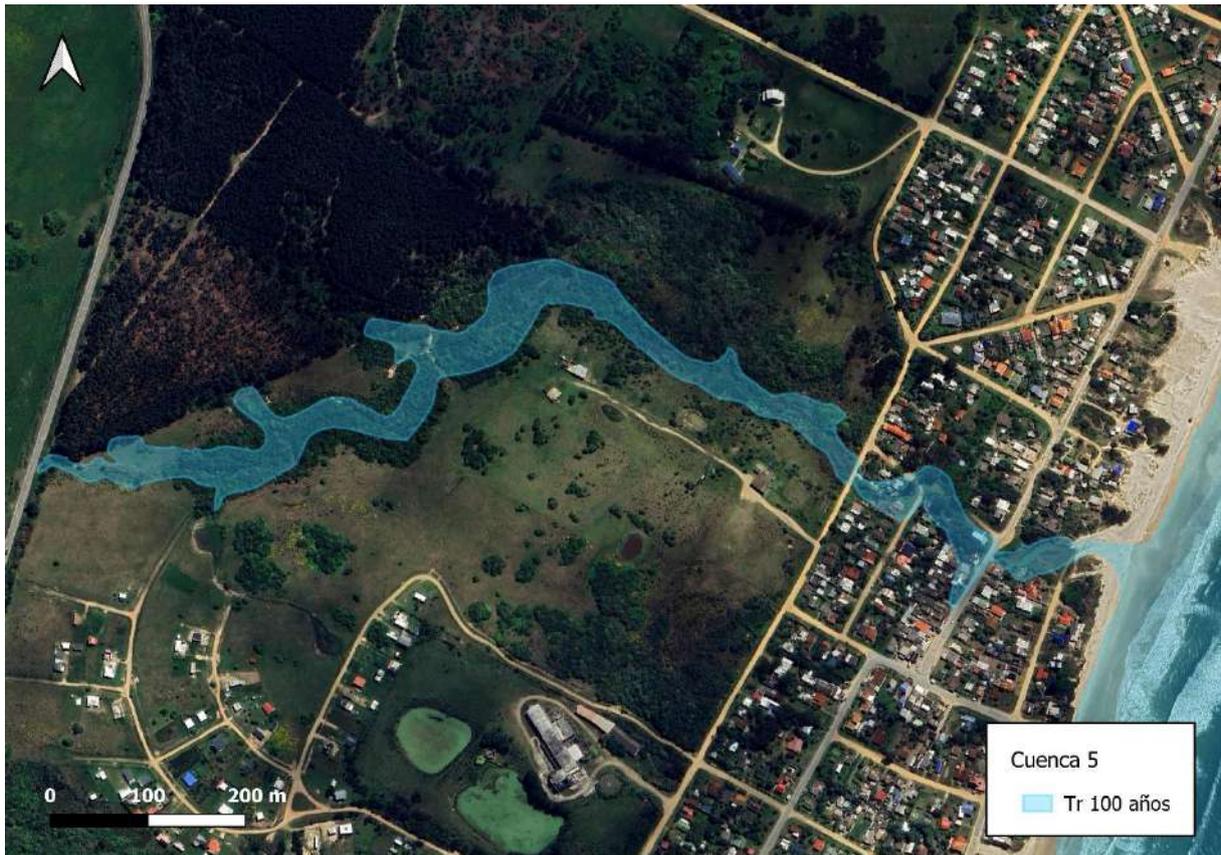


Figura 13-14. Mancha de inundación para Tr 100 años - Cuenca 5



Figura 13-15. Manchas de inundación en zona urbana para situación actual. Eventos de Tr 2, 10, 25, 100 y 500 años – Cuenca 5



Figura 13-16. Mancha de inundación en zona urbana para horizonte 2050. Eventos de Tr 10, 25, 100 y 500 años - Cuenca 5



Figura 13-17. Mancha de inundación en zona urbana para horizonte 2100. Eventos de Tr 10, 25, 100 y 500 años. Cuenca 5



Figura 13-18. Mancha de inundación de 100 años de periodo de retorno en zona urbana para todos los escenarios - Cuenca 5

Cuenca 7

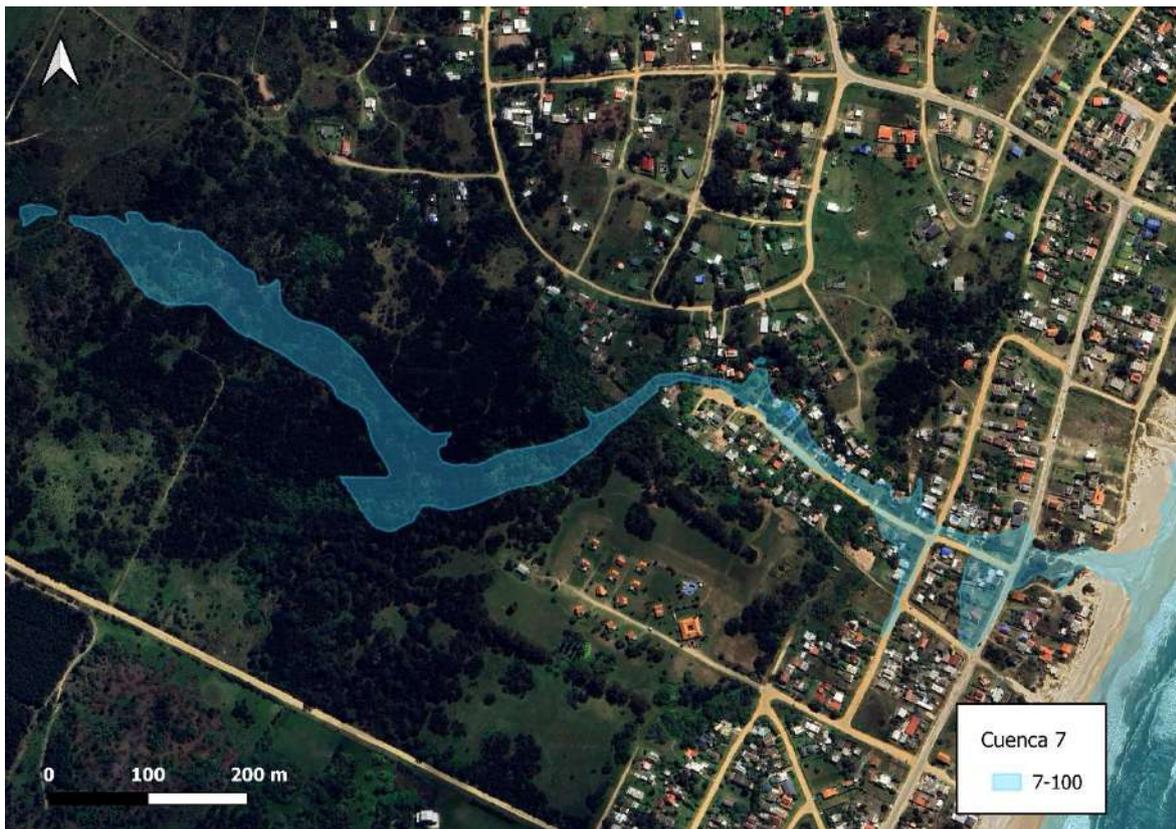


Figura 13-19. Mancha de inundación para Tr 100.años - Cuenca 7



Figura 13-20. Mancha de inundación en zona urbana para situación actual - Cuenca 7

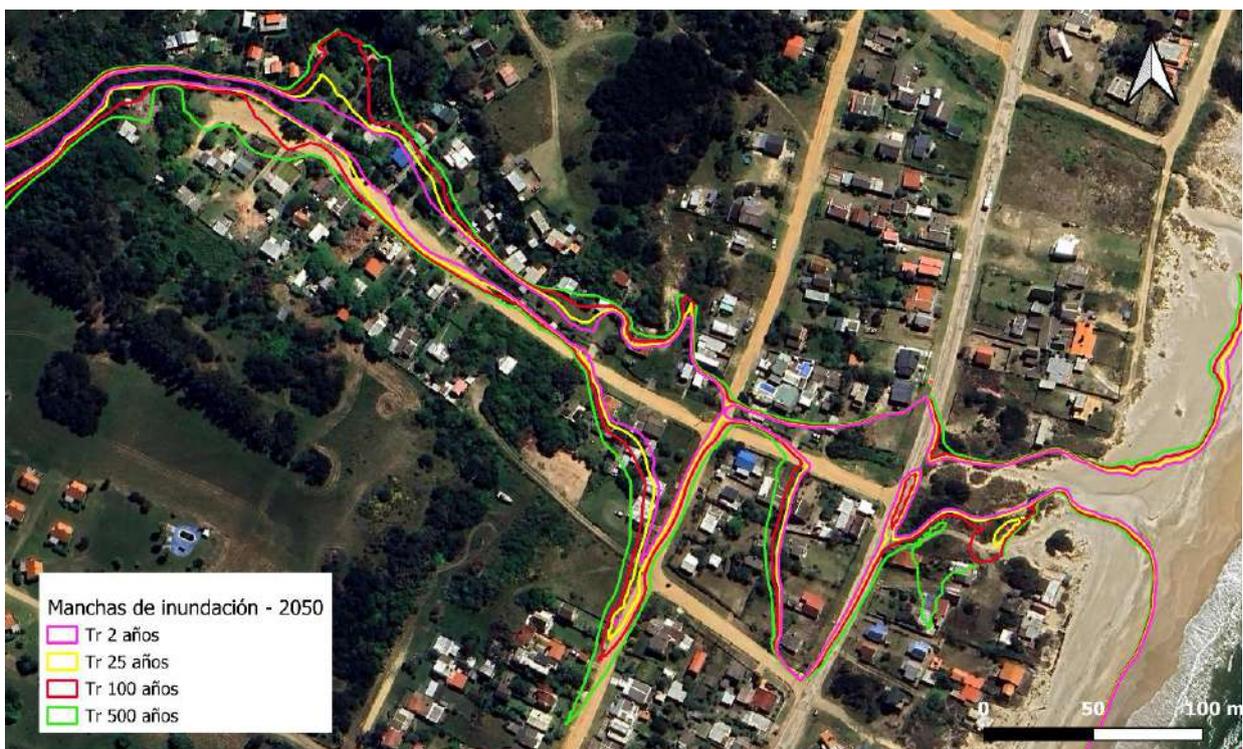


Figura 13-21. Mancha de inundación en zona urbana para horizonte 2050 - Cuenca 7



Figura 13-22. Mancha de inundación en zona urbana para horizonte 2100 - Cuenca 7



Figura 13-23. Mancha de inundación en zona urbana para todos los escenarios - Cuenca 7

13.5 Validación del modelo con caudal formativo

El caudal formativo se basa en la idea de que, para un cauce específico y un periodo de tiempo dado, existe un único caudal que puede representar los efectos morfológicos generados por toda la serie continua de caudales y puede ser vinculado a características físicas del cauce. La existencia de un caudal con estas características no está comprobado pero su uso ha demostrado ser útil para abordar diversas temáticas en hidráulica fluvial. Se han desarrollado distintos métodos para aproximarlos mediante un caudal equivalente. Por un lado, autores que lo vinculan al caudal que llena el cauce sin que se produzca un desborde hacia las planicies de inundación, y por otro, los que lo relacionan a una recurrencia específica. Dentro de este último, la mayor parte de los autores ubican el periodo de retorno del caudal formativo entre 1 y 3 años²⁹.

De modo de validar el modelo se utilizan estas dos suposiciones combinadas, es decir, se recorre el cauce principal para una tormenta de periodo de retorno entre 1 y 3 años y se verifica que el agua no llegue a las llanuras de inundación. Se muestra a continuación algunos resultados para Tr 2 años, en donde los puntos rojos representan el límite para la llanura de inundación.

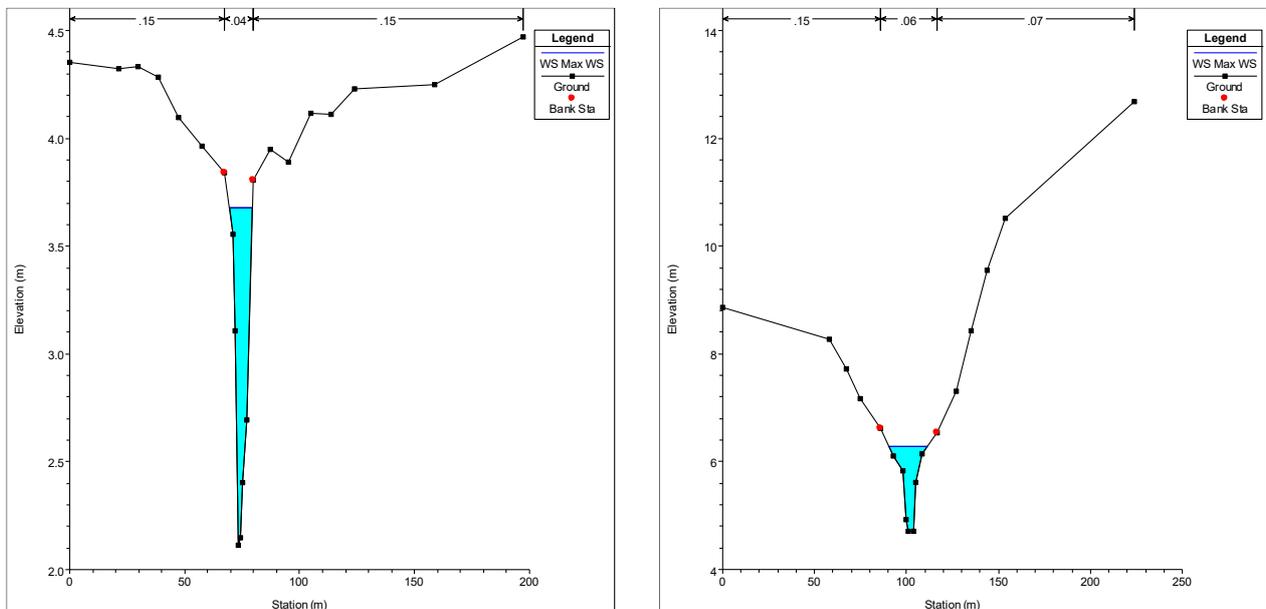


Figura 13-24. Secciones para Tr 2 años - Cuenca 5

²⁹ Vilaseca, Federico, 2019. Avances para la estimación del transporte de sedimentos por fondo en cauces fluviales de Uruguay. Programa de Posgrado en Ingeniería en Mecánica de los Fluidos Aplicada, 55-59.

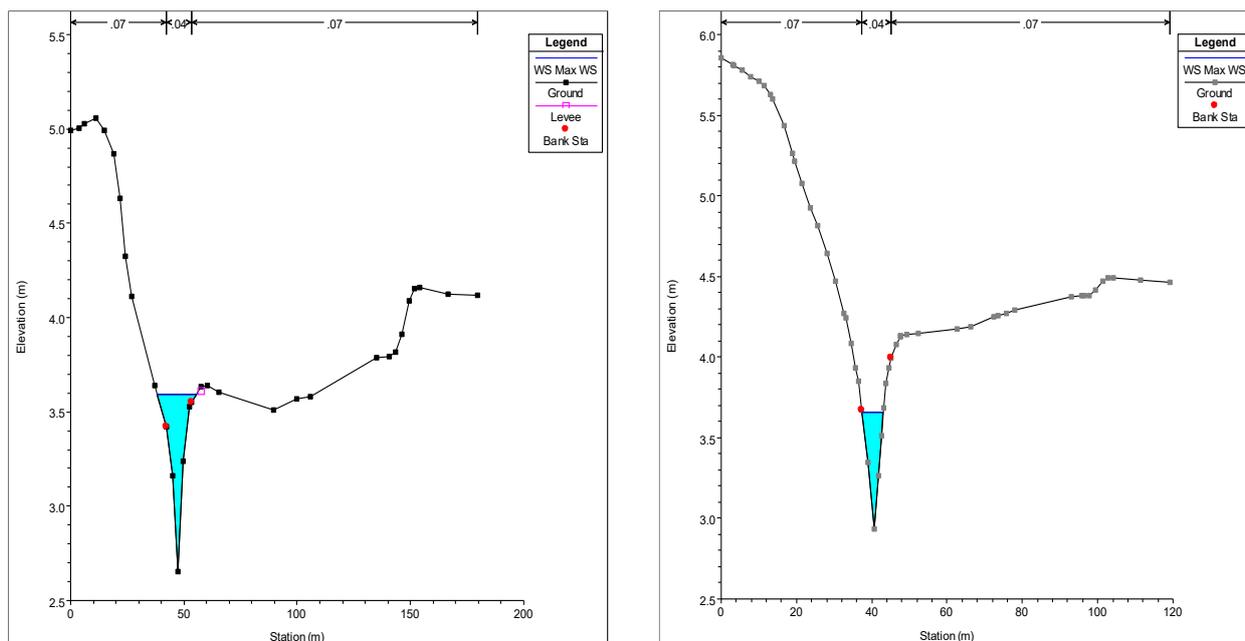


Figura 13-25. Secciones en zona urbana para Tr 2 años - Cuenca 7

Por otro lado, se confirmaron inundaciones en áreas identificadas como inundables según el modelo, mediante consultas realizadas a residentes de la zona. También se verificaron in situ puntos bajos relevantes presentes en el Modelo Digital de Terreno.

13.6 Análisis de sensibilidad

De forma de analizar la sensibilidad del modelo a las distintas variables se analiza para un evento de periodo de retorno de 100 años, la sensibilidad de los siguientes parámetros:

1. Coeficiente de rugosidad
2. Tiempo de concentración
3. Coeficiente de escorrentía

Para el coeficiente de rugosidad, se toman rangos recomendados por la misma bibliografía utilizada en el Capítulo 13.1.2 (Chow et al., 1993), mientras que para el tiempo de concentración y el coeficiente de escorrentía se aplican variaciones de $\pm 20\%$. Los resultados obtenidos para todas las cuencas se resumen a continuación, se presentan los hidrogramas, las manchas de inundación y las variaciones del nivel del agua.

13.6.1 Coeficiente de rugosidad

En la Tabla 13-4 se presenta los valores máximos y mínimos del número de Manning utilizados para evaluar la sensibilidad del parámetro. En la columna “definido” se presenta el valor utilizado para modelar las cuencas.

Tabla 13-4. Valores del número de Manning utilizados en el análisis de la sensibilidad

	Descripción	Mínimo	Definido	Máximo
Cauce principal	Cauce conformado por cunetas con pasto en pendiente lateral	0.033	0.04	0.045
	Cauce sinuoso, con alta presencia de vegetación	0.048	0.06	0.07
Llanura de inundación	Pastizal	0.025	0.03	0.035
	Matorral disperso	0.035	0.05	0.07
	Matorral medio a denso Casas dispersas	0.045	0.07	0.11
	Matorrales densos Zona densamente urbanizada	0.11	0.15	0.2

Cuenca 5

Se registra un incremento máximo en el nivel de agua de 9 cm al aplicar los valores máximos de n , mientras que, con los valores mínimos de n , se observó una disminución de 20 cm. Se grafica el caudal para una sección ubicada en la cuadra previa a la descarga en la Figura 13-26.

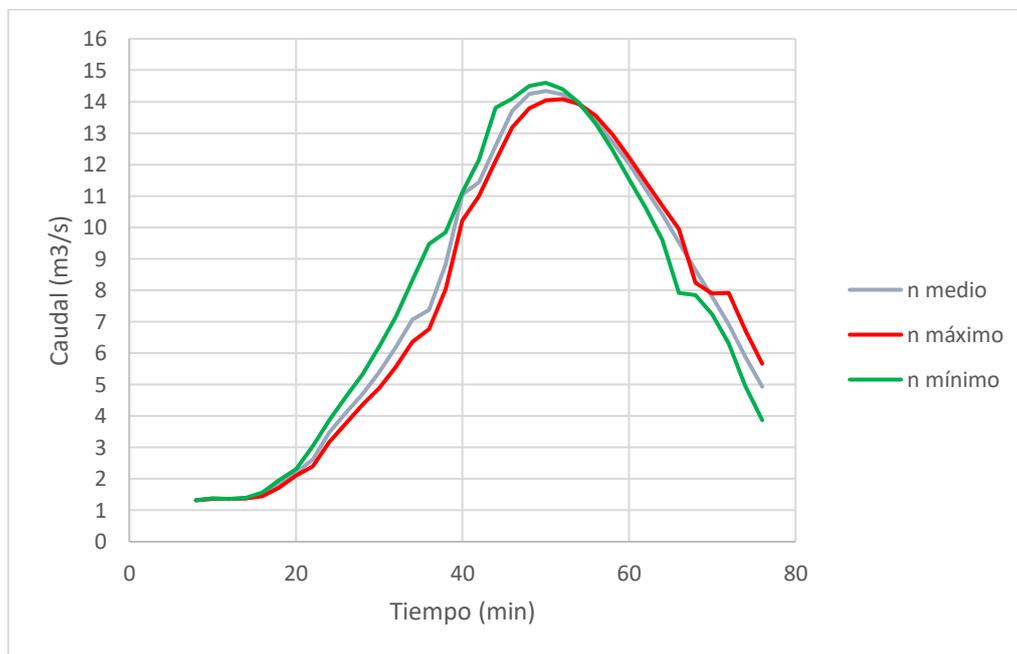


Figura 13-26. Comparación de hidrogramas variando el número de Manning. Cuenca 5

Por otro lado, se presentan las manchas de inundación en la Figura 13-27 para los tres casos considerados del parámetro.



Figura 13-27. Manchas de inundación variando n - Cuenca 5

Cuenca 7

Se observó un aumento máximo de nivel de agua de 8 cm para el caso donde se ingresaron los valores de n máximos y una disminución de 16 cm para los n mínimos. Se presenta el hidrograma para una sección ubicada en la cuadra previa a la descarga en la playa en la Figura 13-28.

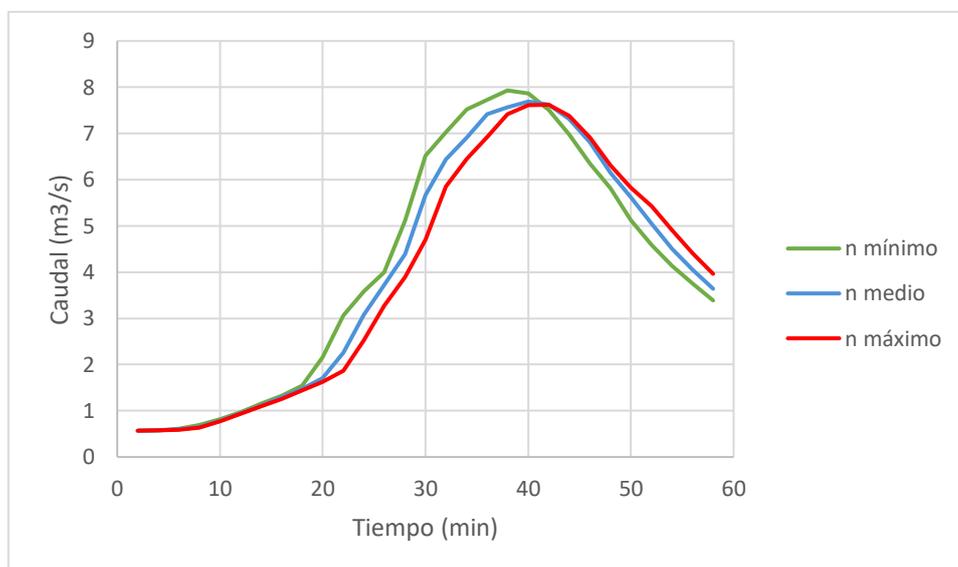


Figura 13-28. Comparación de hidrogramas variando el número de Manning. Cuenca 7

Finalmente, se visualizan las curvas de inundación en la Figura 13-29.



Figura 13-29. Manchas de inundación variando n - Cuenca 7

Para las dos cuencas no se observan grandes variaciones en los caudales pico, pero se observa que estos se dan a mayores tiempos a medida que el número de Manning crece, lo que resulta coherente.

13.6.2 Tiempo de concentración

Las variaciones en el tiempo de concentración consideradas para evaluar la sensibilidad del parámetro se observan en la Tabla 13-5.

Tabla 13-5. Valores de C considerados en la evaluación de la sensibilidad

	0.8Tc	Tc definido	1.2Tc
Cuenca 5	27	33	40
Cuenca 7	23	28	34

Cuenca 5

Los cambios en el nivel de agua a partir de estas modificaciones son una disminución máxima de 7 cm y un aumento máximo de 8 cm para 0.8Tc y 1.2Tc respectivamente. Se exhibe el hidrograma para la cuenca y las manchas de inundación en la zona urbana en la Figura 13-30 y Figura 13-31 respectivamente.

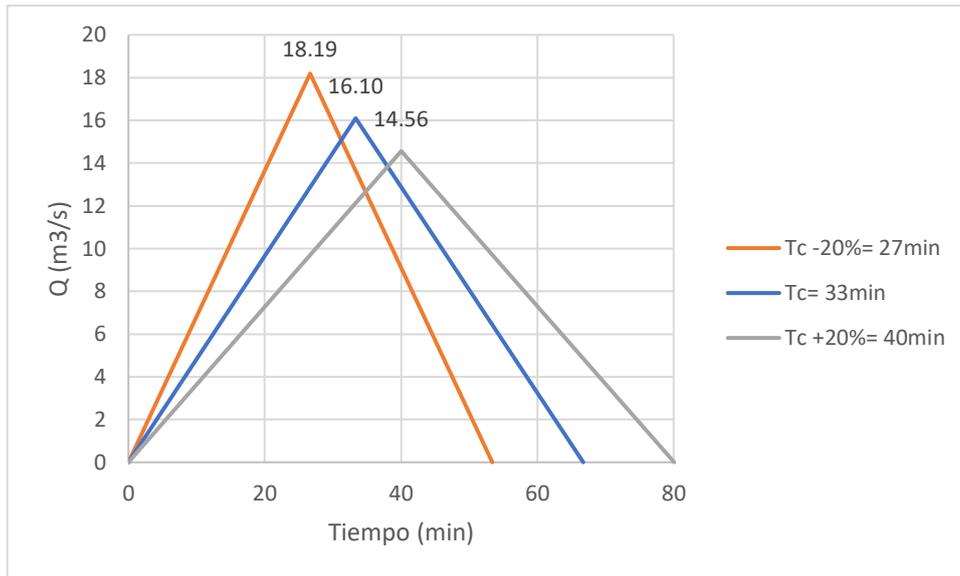


Figura 13-30. Comparación de hidrogramas variando Tc - Cuenca 5



Figura 13-31. Manchas de inundación variando Tc - Cuenca 5

Cuenca 7

Las variaciones en el nivel de agua son una disminución máxima de 5cm y un aumento máximo de 7cm para 0.8Tc y 1.2Tc respectivamente. Se presentan el hidrograma para la cuenca y las manchas de inundación en la Figura 13-32 y Figura 13-33 respectivamente.

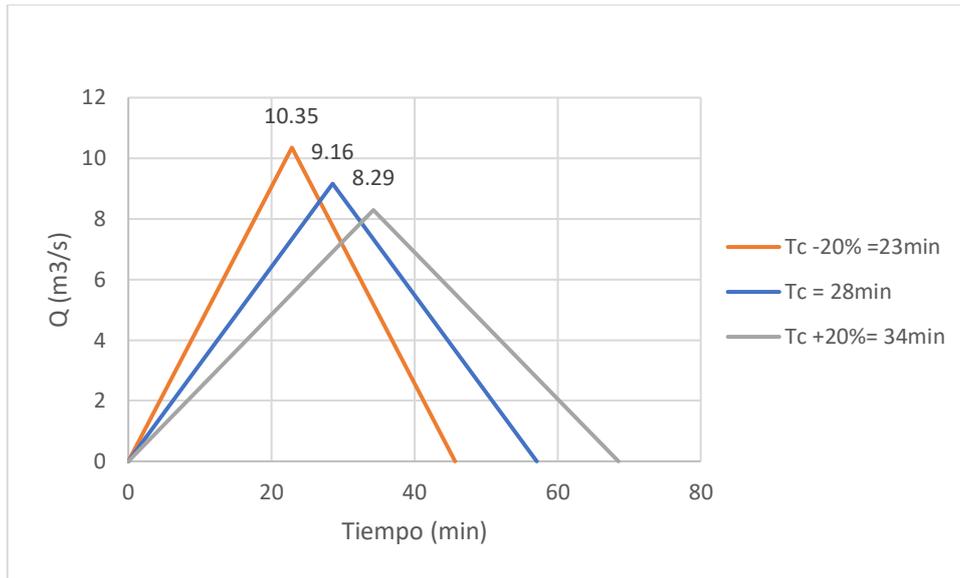


Figura 13-32. Comparación de hidrogramas variando Tc - Cuenca 7



Figura 13-33. Manchas de inundación variando Tc - Cuenca 7

Se observa que, para ambas cuencas, conforme se aumenta el tiempo de concentración, se tiene una disminución del caudal, lo cual es coherente y un resultado esperable.

13.6.3 Coeficiente de escorrentía

Para evaluar la sensibilidad del coeficiente de escorrentía se toma una variación de $\pm 20\%$ del mismo. Los valores se disponen en la Tabla 13-6.

Tabla 13-6. Valores de T_c considerados en la evaluación de la sensibilidad

	0.8C	C definido	1.2C
Cuenca 5	0.41	0.51	0.61
Cuenca 7	0.44	0.55	0.66

Cuenca 5

En la Figura 13-34 se dispone el hidrograma para los tres casos de forma de poder observar el cambio en el caudal pico que se presenta. Se observa que este varía más que para el estudio de la sensibilidad del tiempo de concentración, de todas formas, no presenta cambios significativos.

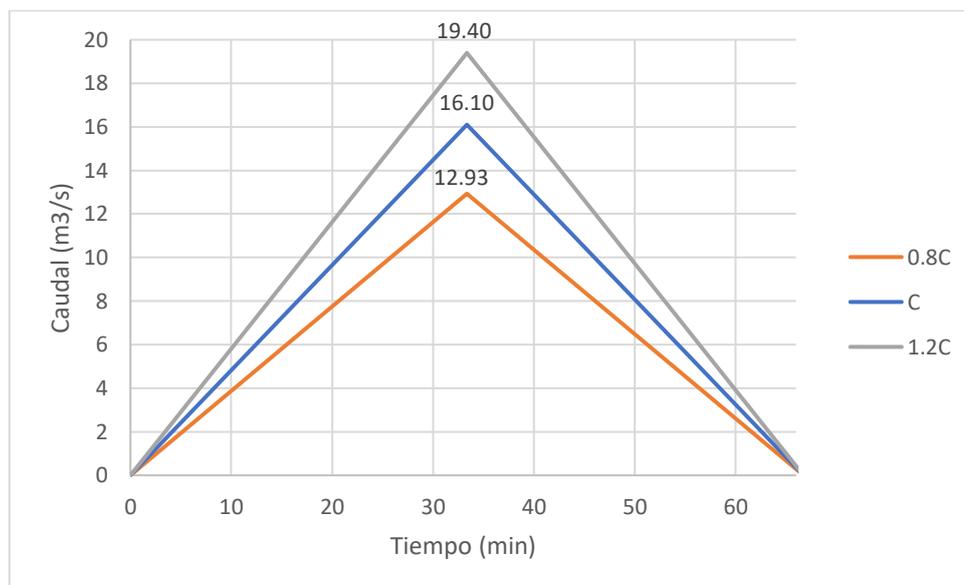


Figura 13-34. Comparación de hidrogramas variando C - Cuenca 5

La disminución máxima del nivel de agua para el caso del C mínimo resulta de 19 cm, mientras que el aumento máximo 23 cm para el C máximo. Se presentan las manchas de inundación en la Figura 13-37.



Figura 13-35. Manchas de inundación variando C - Cuenca 5

Cuenca 7

El hidroma resultante luego de superponer los distintos casos para la cuenca 7 se presenta en la Figura 13-36.

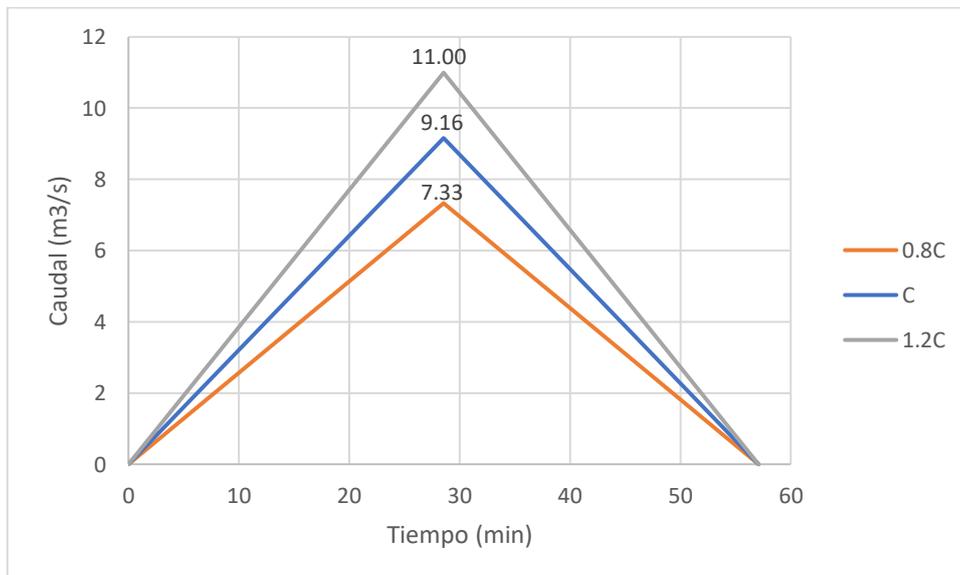


Figura 13-36. Hidrogramas comparativos variando C - Cuenca 5

El aumento del nivel de agua máximo que surge al modificar el coeficiente de escorrentía a 1.2C es de 12 cm, mientras que la disminución con 0.8C es de 13 cm. Por último, se muestra la mancha de inundación en la Figura 13-37.



Figura 13-37. Manchas de inundación variando C - Cuenca 7

13.6.4 Conclusiones

El análisis de sensibilidad realizado para las cuencas permite concluir que los parámetros que más influyen en los resultados son, en primer medida, el coeficiente de escorrentía y en segundo, el coeficiente de rugosidad. Esto se ve reflejado observando las manchas de inundación y, cuantitativamente, con los resultados obtenidos en los hidrogramas y las variaciones en el nivel de agua para cada caso. Este último se resume en la Tabla 13-7.

Tabla 13-7. Comparación de en el nivel de agua para n , T_c y C

Cuenca	Máxima variación del nivel de agua (cm)		
	Coefficiente de rugosidad	Tiempo de concentración	Coefficientes de escorrentía
5	20	8	23
7	16	7	13

De todas formas, los resultados obtenidos indican que las variaciones en los valores asignados a los parámetros no producen cambios significativos en las áreas inundables y, en particular, no afectan de manera considerable a la población expuesta. En comparación con los parámetros considerados

originalmente, se puede observar la adición de una sola vivienda afectada en la cuenca 7, la misma para los 3 parámetros en cuestión.

13.7 Análisis de resultados del modelo hidrodinámico

A partir de la comparación entre manchas de distintos escenarios para Tr 100 años (Figura 13-18 y 13-23) se puede observar que no existen grandes variaciones para el área afectada entre la situación actual, y los horizontes 2050 y 2100. Esto ocurre tanto como para las dos cuencas como también para todos los periodos de retorno, se comprueba cuantitativamente en los Capítulos 13.7.1 y 13.7.2.

13.7.1 Situación actual

13.7.1.1 Áreas inundadas

Se calcula el área inundada para la situación actual para distintos periodos de retorno, resultados que se presentan en la Tabla 13-8. Por otra parte, se calcula el área inundada de padrones urbanos, y se presentan los resultados en la Tabla 13-9.

Tabla 13-8. Área inundada para cada periodo de retorno – Situación actual

Cuenca	Área inundada (ha)				
	Tr 2	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
5	3.05	3.83	4.17	4.62	5.28
7	3.45	4.18	4.51	5.53	5.71

Tabla 13-9. Área inundada por padrones urbanizados para cada periodo de retorno – Situación actual

Cuenca	Área inundada (ha)				
	Tr 2	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
5	0.17	0.28	0.34	0.43	0.69
7	0.21	0.52	0.59	0.75	1.00

Se observa para las dos cuencas áreas inundadas de ordenes similares, pero con una distribución de afectación diferente. Para el caso de la cuenca 5, las manchas de inundación se distribuyen de forma constante en el área urbana, mientras que para la cuenca 7 se observa una mayor acumulación de agua previo a las alcantarillas. Dentro del total de los padrones urbanos afectados en la cuenca 7, el mayor porcentaje se encuentra sobre la costa. Aguas arriba de la calle Lumaquelas (calle paralela a la rambla) las inundaciones solamente se dan sobre los retiros de los predios.

Por otro lado, utilizando imágenes satelitales de Google 2024 junto a los padrones urbanos existentes, se contabiliza el número de padrones con viviendas afectados para todos los periodos de retorno, resultados que se presentan en la Tabla 13-10, como también en la Figura 13-38 y 13-39 para Tr 10 y 100 años respectivamente. Se deduce a partir de estos resultados y de las áreas halladas previamente que la cuenca más comprometida en cuanto a padrones afectados es la cuenca 7, debido a que presenta más población alrededor del cauce principal.

Tabla 13-10. Viviendas afectadas – Situación actual

Cuenca	Nº de viviendas				
	Tr 2	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
5	6	9	9	11	20
7	8	15	16	19	25



Figura 13-38. Padrones afectados - Cuenca 5



Figura 13-39. Padrones afectados - Cuenca 7

13.7.1.2 Capacidad de las infraestructuras

Para hallar los caudales máximos capaces de evacuar por las alcantarillas existentes se utiliza la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde:

- Q es el caudal [m³/s]
- n: coeficiente de rugosidad de Manning
- A: Área hidráulica [m²]
- R: Radio hidráulico [m]

Se disponen esos caudales junto a los que actualmente pueden captar las alcantarillas para Tr 2 y 10 años en la Tabla 13-11 y 13-12 respectivamente.

Tabla 13-11. Capacidad de alcantarillas para Tr 2 años en la situación actual

Cuenca	Alcantarilla	Caudal máximo capaz de evacuar (m ³ /s)	Caudal captado para Tr. 2 años (m ³ /s)	Estado	Sobrecarga de caudal (m ³ /s)
5	6	2.04	4.19	No verifica	2.15
	7	3.22	4.18	No verifica	0.96
	8	5.77	4.15	Verifica	-
7	9	3.60	2.06	Verifica	-
	10	4.65	1.88	Verifica	-

Tabla 13-12. Capacidad de alcantarillas para Tr 10 años en la situación actual

Cuenca	Alcantarilla	Caudal máximo capaz de evacuar (m ³ /s)	Caudal captado para Tr 10 años (m ³ /s)	Estado	Sobrecarga de caudal (m ³ /s)
5	6	2.04	7.59	No verifica	5.55
	7	3.22	7.59	No verifica	4.37
	8	5.77	7.58	No verifica	1.81
7	9	3.60	3.62	Verifica	-
	10	4.65	2.74	Verifica	-

Los resultados cobran sentido al observar las dimensiones de las cunetas en cada cuenca, las cuales son superiores para el caso de la cuenca 7. Para la cuenca 5 se presenta mayor cantidad de flujo acumulado previo a las estructuras, generado por la incapacidad de evacuar el agua.

13.7.1.3 Velocidad máxima admisible

La velocidad máxima admisible refiere a la máxima velocidad media que puede alcanzarse sin que se produzca erosión en el fondo o las paredes de la conducción. Suponiendo que se tienen conducciones abiertas conformadas por “Lespedeza sericea, pasto amor lloroso, ischemum, kudém, alfalfa y pasto cangrejo”, con bajas pendientes (entre 0 y 5%) y suelo fácilmente erosionable, se opta por una

velocidad máxima admisible de 0.76 m/s³⁰. Ante la incertidumbre de la composición de la cubierta se considera dicho valor de velocidad máxima para estar dentro de la seguridad. Se plantea a continuación las secciones que superan dicha velocidad admisible. Al mismo tiempo, se busca que la cuneta trabaje en régimen subcrítico, por lo que se verifica que el número de Froude sea menor a 1, y cuya ecuación se presenta en la siguiente ecuación.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{y \cdot g}} \quad (13.7.1)$$

Donde:

- Fr es el número de Froude
- v es la velocidad medio [m²/s]
- y es el tirante normal (m)
- g es la aceleración gravitatoria (9.8 m²/s)

Cuenca 5

Se presentan las velocidades medias a lo largo del cauce principal de la cuenca 5 en Figura 13-40, 13-41 y 13-42 para periodo de retorno 2, 10 y 100 años respectivamente.

En primer lugar, se observa que para periodos de retorno bajos (2 y 5 años) la sección que presenta mayor probabilidad de erosión es la correspondiente a la salida de la alcantarilla nº 6 situada aguas arriba de la zona urbana. La velocidad en esta alcantarilla permanece relativamente constante al aumentar el periodo de retorno, a diferencia de la ubicada en la descarga que aumenta con el mismo. Se puede observar que para un evento de Tr 100 años, la situación crítica se presenta en esta sección, lo que sugiere problemas de erosión durante eventos de tormentas intensas mayoritariamente en la descarga. Sin embargo, observando la alcantarilla previa a la descarga en la Figura 12-20, se distingue una base construida de hormigón levemente inclinada previo a la descarga en la arena, el cual contribuye a disminuir la erosión inmediatamente después de la alcantarilla.

Para todos los periodos de retorno se cumple que el flujo es subcrítico, a exceptuando la sección inmediatamente después de la alcantarilla nº7, en donde el número de Froude máximo correspondiente a Tr 100 años es igual 1.17.

³⁰ Chow, V. T. (1959). Hidráulica de canales abiertos (Traducido por Saldarriaga, J). Mc.Graw-Hill

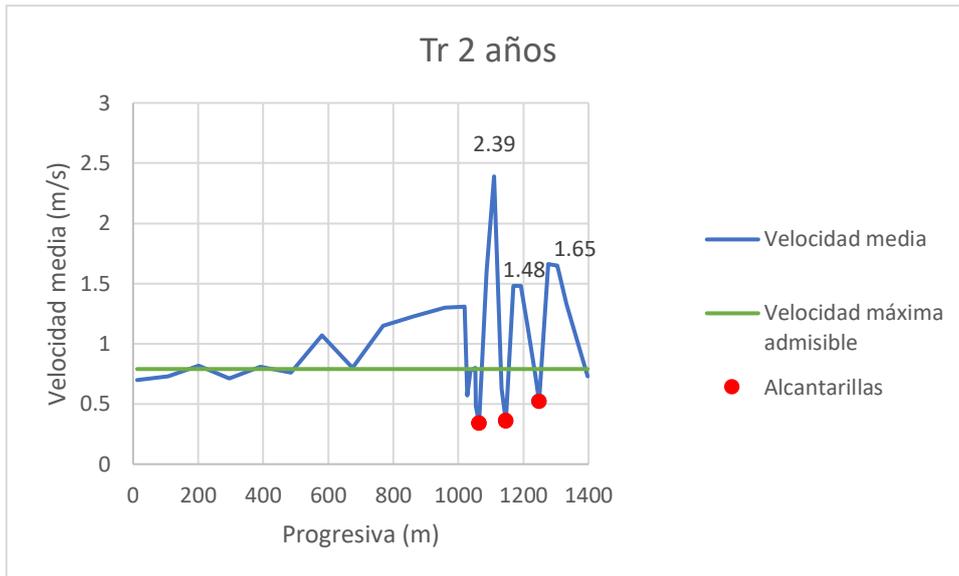


Figura 13-40. Velocidad media en el cauce principal para Tr 2 años

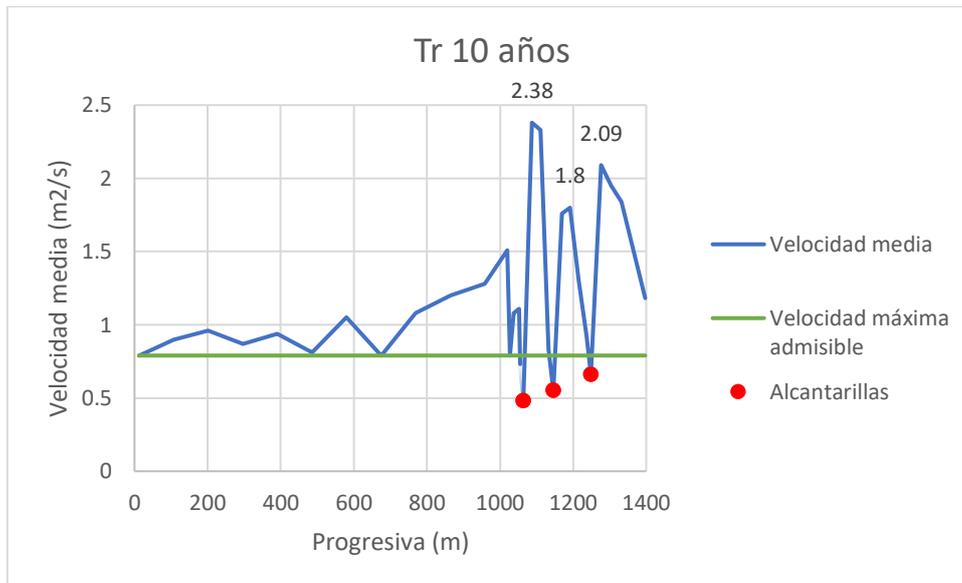


Figura 13-41. Velocidad media en el cauce principal para Tr 10 años

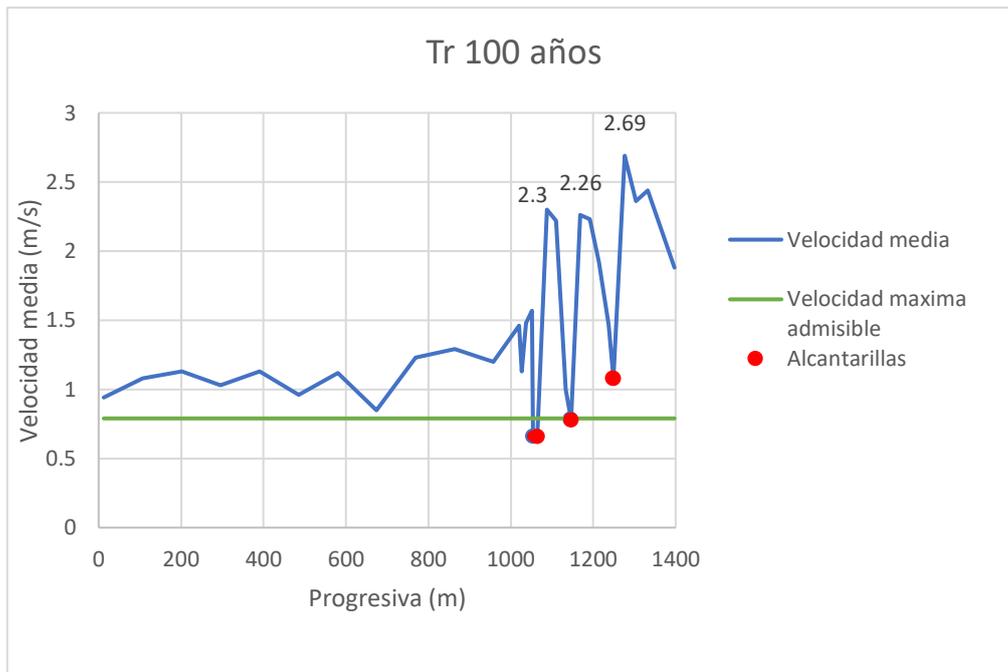


Figura 13-42. Velocidad media en el cauce principal para Tr 100 años

Cuenca 7

Se presentan en la Figura 13-43, 13-44 y 13-45 las velocidades medias a lo largo del cauce principal para periodo de retorno 2, 10 y 100 años respectivamente. Se observan velocidades que superan la crítica para todos los periodos de retorno y únicamente para la primer alcantarilla aguas arriba, los cálculos no demuestran erosión en la descarga. Según lo observado in situ y visualizado en la Figura 12-22, existe agua empozada en la descarga a la playa.

El flujo para los tres periodos de retorno es subcrítico en todo el cauce.

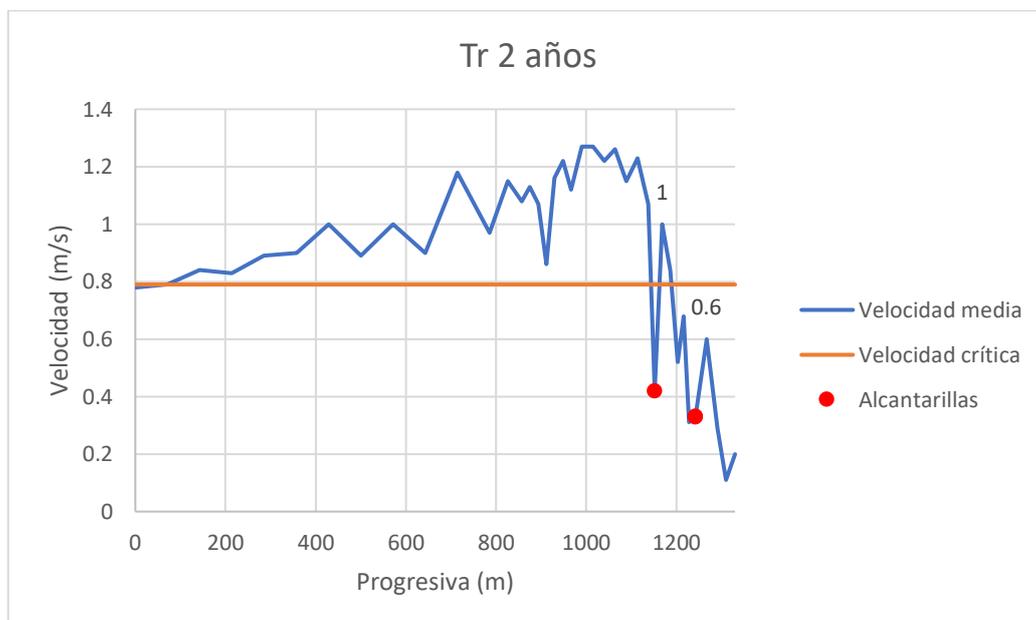


Figura 13-43. Velocidad media en el cauce principal para Tr 2 años

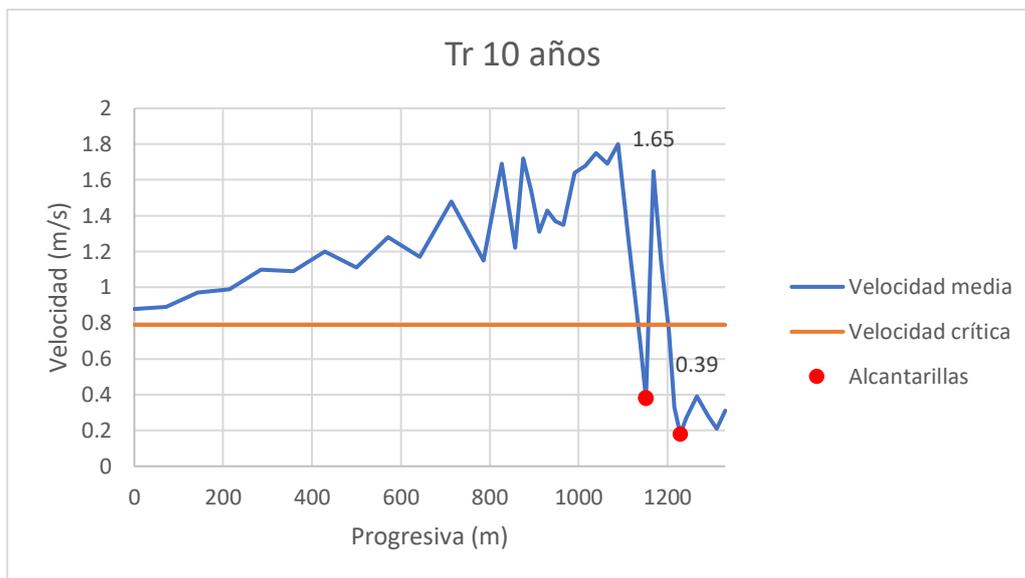


Figura 13-44. Velocidad media en el cauce principal para Tr 10 años

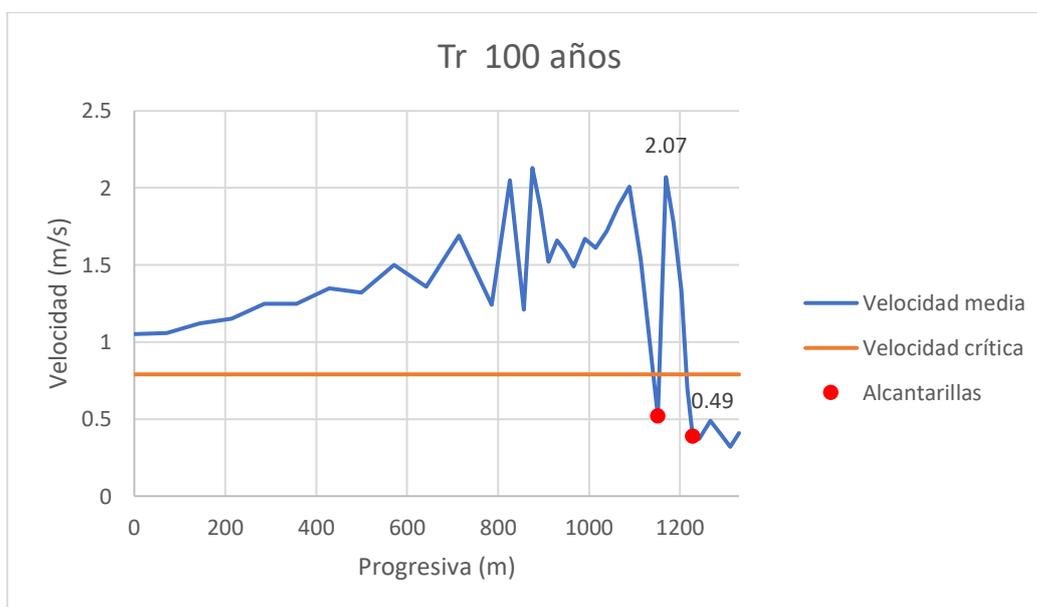


Figura 13-45. Velocidad media en el cauce principal para Tr 100 años

13.7.2 Situación futura

13.7.2.1 Áreas inundadas

De la misma forma que fue realizado para la situación actual, se calcula el área inundada para el horizonte 2050 y 2100 para distintos periodos de retorno, esto se visualiza en la Tabla 13-13. Por otro lado, de esta área solo se resume la superficie compuesta únicamente por padrones urbanos en la Tabla 13-14.

Tabla 13-13. Área inundada para cada periodo de retorno – Escenario futuro

Cuenca	Área inundada (ha)							
	Tr 10		Tr 25		Tr 100		Tr 500	
	2050	2100	2050	2100	2050	2100	2050	2100
5	4.45	4.62	4.71	4.89	5.20	5.48	5.77	6.04
7	4.47	4.73	4.86	5.12	5.48	5.83	6.30	6.69

Tabla 13-14. Área inundada por padrones urbanizados para cada periodo de retorno – Escenario futuro

Cuenca	Área inundada (ha)							
	Tr 10		Tr 25		Tr 100		Tr 500	
	2050	2100	2050	2100	2050	2100	2050	2100
5	0.33	0.36	0.4	0.45	0.55	0.68	0.8	0.93
7	0.51	0.57	0.59	0.67	0.77	0.87	1.02	1.18

Finalmente, se contabilizaron las viviendas afectadas para horizonte 2050 y 2100 para todos los periodos de retorno y se visualizan en la Tabla 13-15. De la misma forma que ocurre en la situación actual, se observa una mayor afectación en la cuenca 7.

Tabla 13-15. Viviendas afectadas – Escenario futuro

Cuenca	Nº de viviendas							
	Tr 10		Tr 25		Tr 100		Tr 500	
	2050	2100	2050	2100	2050	2100	2050	2100
5	11	11	11	11	15	20	23	24
7	20	22	20	22	23	26	31	36

Con el objetivo de evaluar el impacto que tiene el cambio en el uso del suelo y el cambio climático en el número de viviendas afectadas por inundaciones, se presenta en la Tabla 13-16 y 13-17 la variación estimada de las mismas entre el escenario actual y el futuro.

Tabla 13-16. Incremento de viviendas afectadas a 2050

Cuenca	Nº de viviendas			
	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
5	2	2	4	3
7	5	4	4	6

Tabla 13-17. Incremento de viviendas afectadas a 2100

Cuenca	Nº de viviendas			
	Tr 10	Tr 25	Tr 100	Tr 500
5	2	2	9	4
7	7	6	7	11

13.7.2.2 Capacidad de las infraestructuras

Año 2050

Se calculan de la misma forma que para la situación actual los caudales captados por las alcantarillas en la presentando esta vez el incremento de caudal transitado sobre las alcantarillas en comparación con lo calculado en la situación actual. Ante esta situación, se observa una nueva alcantarilla incapaz de evacuar el agua, correspondiente a la cuenca 7 para Tr 10 años, aunque un caudal excedente pequeño en comparación con el resto (0,72 m³/s).

Tabla 13-18 y 13-19, presentando esta vez el incremento de caudal transitado sobre las alcantarillas en comparación con lo calculado en la situación actual. Ante esta situación, se observa una nueva alcantarilla incapaz de evacuar el agua, correspondiente a la cuenca 7 para Tr 10 años, aunque un caudal excedente pequeño en comparación con el resto (0,72 m³/s).

Tabla 13-18. Capacidad de alcantarillas para Tr 2 años en 2050

Cuenca	Alcantarilla	Caudal máximo capaz de evacuar (m ³ /s)	Caudal captado para Tr. 2 años (m ³ /s)	Estado	Sobrecarga de caudal (m ³ /s)	Incremento con situación actual (m ³ /s)
5	6	2.04	5.02	No verifica	2.98	0.83
	7	3.22	5.02	No verifica	1.8	0.84
	8	5.77	4.99	Verifica	-	0.84
7	9	3.60	2.44	Verifica	-	0.38
	10	4.65	2.4	Verifica	-	0.52

Tabla 13-19. Capacidad de alcantarillas para Tr 10 años en 2050

Cuenca	Alcantarilla	Caudal máximo capaz de evacuar (m ³ /s)	Caudal captado para Tr. 10 años (m ³ /s)	Estado	Sobrecarga de caudal (m ³ /s)	Incremento con situación actual (m ³ /s)
5	6	2.04	8.87	No verifica	6.83	1.28
	7	3.22	9.27	No verifica	6.05	1.68
	8	5.77	9.24	No verifica	3.47	1.66
7	9	3.60	4.32	No verifica	0.72	0.7
	10	4.65	2.69	Verifica	-	0.05

Año 2100

Tal como se observa en la Tabla 13-20, a diferencia del año 2050, en la cuenca 5 ninguna alcantarilla será capaz de evacuar el agua para Tr 2 años. En cambio, en la cuenca 7, continúan verificando las dos alcantarillas, concluyendo que en todos los escenarios para este periodo de retorno la capacidad es suficiente.

Tabla 13-20. Capacidad de alcantarillas para Tr 2 años en 2100

Cuenca	Alcantarilla	Caudal máximo capaz de evacuar (m ³ /s)	Caudal captado para Tr. 2 años (m ³ /s)	Estado	Sobrecarga de caudal (m ³ /s)	Incremento con situación actual (m ³ /s)
5	6	2.04	5.98	No verifica	3.94	1.79
	7	3.22	5.98	No verifica	2.76	1.8
	8	5.77	5.97	No verifica	0.2	1.82
7	9	3.60	2.9	Verifica	-	0.84
	10	4.65	2.9	Verifica	-	1.02

Para Tr 10 años se presentan los cálculos en la Tabla 13-21, con el mismo número de incumplimientos que para el año 2050.

Tabla 13-21. Capacidad de alcantarillas para Tr 10 años en 2100

Cuenca	Alcantarilla	Caudal máximo capaz de evacuar (m ³ /s)	Caudal captado para Tr. 10 años (m ³ /s)	Estado	Sobrecarga de caudal (m ³ /s)	Incremento con situación actual (m ³ /s)
5	6	2.04	9.32	No verifica	7.28	1.73
	7	3.22	10.62	No verifica	7.4	3.03
	8	5.77	10.63	No verifica	4.86	3.05
7	9	3.60	5.1	No verifica	1.5	1.48
	10	4.65	4.2	Verifica	-	1.56

13.7.2.3 Velocidad máxima admisible

Para la cuenca 5 se asume que para los dos escenarios se supera la velocidad máxima admisible en todas las alcantarillas, ya que en la situación actual se observó esta condición para Tr 2, 10 y 100 años.

Para la cuenca 7 se obtiene el mismo comportamiento que en la situación actual, se muestran los resultados para 100 años en 2050 y 2100 en la Figura 13-47 y 13-47 respectivamente. Si bien las velocidades en la primer alcantarilla aguas arriba aumentan, en la descarga estas se mantienen por debajo de la crítica.

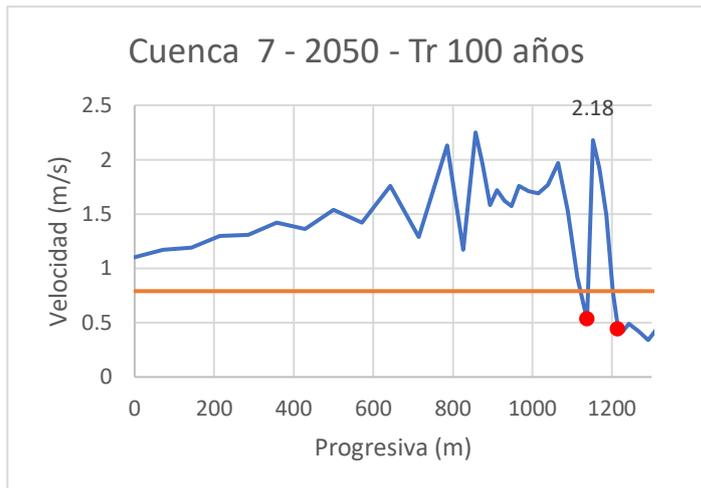


Figura 13-47. Velocidades en el cauce principal - 2050

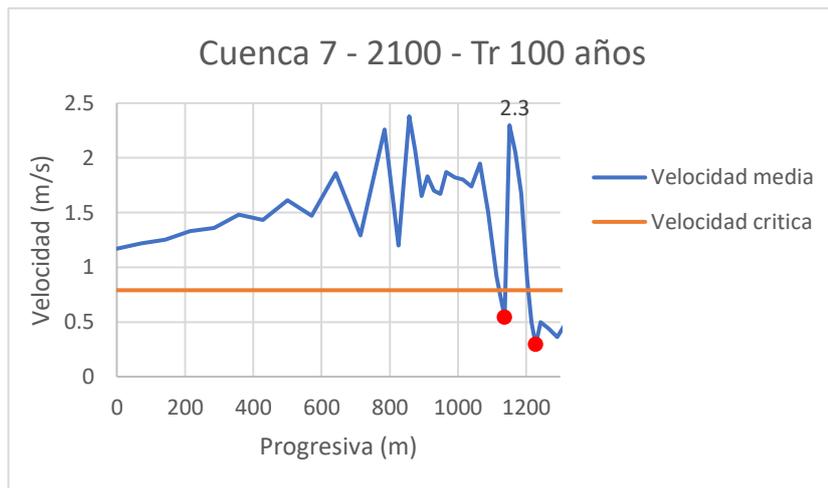


Figura 13-47. Velocidades en el cauce principal - 2100

13.7.3 Identificación de problemáticas asociadas a las inundaciones continentales

Con base en las observaciones recopiladas durante el relevamiento en sitio y el análisis hidrológico previamente realizado, se caracterizan las problemáticas generadas a partir de las inundaciones continentales

13.7.3.1 Capacidad insuficiente de alcantarillas en la situación actual

Para periodo de retorno igual a 2 años se encontraron 2 alcantarillas incapaces de evacuar el agua, generando acumulación aguas arriba de las mismas. Según se observó, de las 10 alcantarillas existentes, 2 estaban parcialmente obstruidas con material vegetal de unos 10cm. aproximadamente (alcantarilla nº 1 y 7) y otra completamente obstruida por piedras en la descarga de la cuenca 1, razón por la cual se considera que la incapacidad para evacuar el agua se debe, en mayor medida, a un exceso de volumen de esta y no a la falta de mantenimiento de las infraestructuras hidráulicas. Se resumen por cuenca los resultados obtenidos para Tr 2 y 10 años en la Tabla 13-22 y 13-23 respectivamente.

Tabla 13-22. Resumen del sobrepasamiento de alcantarillas - Tr 2 años

Cuenca	Nº alcantarillas totales	Nº alcantarillas sobrepasadas Tr2 años	Caudal excedente total (m ³ /s)
5	3	2	3.57
7	2	0	0

Tabla 13-23. Resumen del sobrepasamiento de alcantarillas - Tr 10 años

Cuenca	Nº alcantarillas totales	Nº alcantarillas afectadas Tr10 años	Caudal excedente total (m ³ /s)
5	3	3	12.70
7	2	1	0.33

Se puede observar que, a pesar de que hay mayor acumulación de agua previa a las alcantarillas en la cuenca 7 (observado en las manchas de inundación) este escurre por la pendiente de las calles sin sobrepasar el caudal máximo admisible por las estructuras, pero atraviesa la calle y afecta nuevas viviendas a un mayor Tr.

13.7.3.2 *Capacidad insuficiente de alcantarillas en la situación futura 2050*

Se resume en la Tabla 13-24 y 13-25 la situación para el año 2050. No se produjo un aumento en el número de alcantarillas sobrepasadas, presentando la misma problemática que para la situación actual pero de mayor magnitud.

Tabla 13-24. Resumen de afectación de alcantarillas - Tr 2 años; 2050

Cuenca	Nº alcantarillas totales	Nº alcantarillas afectadas Tr2 años	Caudal excedente total (m ³ /s)
5	3	2	5.28
7	2	0	0

Tabla 13-25. Resumen de la afectación de alcantarillas - Tr 10 años; 2050

Cuenca	Nº alcantarillas totales	Nº alcantarillas afectadas Tr10 años	Caudal excedente total (m ³ /s)
5	3	3	17.32
7	2	1	1.03

Se observa una gran diferencia en el caudal excedente en las alcantarillas entre una cuenca y la otra. Esto se debe, tal como se mencionó anteriormente, a que en la cuenca 5 el agua se acumula sobre la estructura mientras que en la cuenca 7 drena a través de la pendiente de la calle.

2100

Se resume la información para 2100 en la Tabla 13-26 y 13-27.

Tabla 13-26. Resumen de afectación de alcantarillas - Tr 2 años; 2100

Cuenca	Nº alcantarillas totales	Nº alcantarillas afectadas Tr2 años	Caudal excedente total (m ³ /s)
5	3	3	7.87
7	2	0	0

Tabla 13-27. Resumen de afectación de alcantarillas - Tr 10 años; 2100

Cuenca	Nº alcantarillas totales	Nº alcantarillas afectadas Tr10 años	Caudal excedente total (m ³ /s)
5	3	3	20.51
7	2	2	1.85

13.7.3.3 *Problemas de erosión en alcantarillas*

Dada las velocidades obtenidas a lo largo del cauce principal, se resumen las alcantarillas que presentan erosión en la descarga en la Tabla 13-28.

Tabla 13-28. Resumen de la erosión en alcantarillas

Cuenca	Total de alcantarillas	Erosión Tr 2 años	Erosión Tr 10 años	Erosión Tr 100 años
5	3	3	3	3
7	2	1	1	1

Para la cuenca 5 se observa erosión para todos los periodos de retorno en todas las salidas de las alcantarillas. En cambio, para la cuenca 7, la erosión es menor, sin presentar problemas en la descarga

Esta situación concuerda con lo observado in situ: en la cuenca 5 se realizan tareas de mantenimiento por parte del municipio en la alcantarilla nº 6 y en la descarga se reparó recientemente el lomo de las mismas (Figura 12-20); en la cuenca 7 no se observaron problemas de erosión significativos.

14. Resumen diagnóstico

De forma de resumir el diagnóstico se presentan síntesis de las distintas problemáticas asociadas a las amenazas estudiadas. Se adjunta un mapa diagnóstico que resume todas estas problemáticas.

14.1 Síntesis de problemáticas asociadas a erosión costera

En primer lugar, se analizan las problemáticas asociadas a la erosión costera, dónde se estudia la situación actual del arco de playa y distintas proyecciones contemplando los escenarios de cambio climático estudiados.

14.1.1 Situación actual

A partir de los estudios de la evolución de la línea de costa en distintas escalas temporales, el estudio del transporte de sedimentos y las amenazas debido a erosión costera se puede llegar a la conclusión de que el arco de playa de La Paloma-La Pedrera es una playa que presenta a día de hoy grandes zonas de retroceso de línea de costa y extensas zonas dónde la acción del oleaje compromete infraestructura construida.

A través del análisis de la evolución a largo plazo de la línea de costa se puede concluir que la playa está en un equilibrio dinámico, lo que significa que la playa se encuentra por delante de su posición de equilibrio estática, necesitando de un ingreso de sedimento al sistema para mantener una posición relativamente estable. De esta forma se entiende que existe un ingreso de sedimento por el extremo sur de la playa, que atraviesa al puerto de La Paloma.

En el análisis a corto plazo, dónde se estudia la influencia de eventos de oleaje sobre el perfil de costa se logran identificar zonas potencialmente afectadas por erosión bajo eventos de oleaje. Se nota que los eventos de oleaje de entre 10 y 100 años de periodo de retorno, con nivel de mar de 2 años de periodo de retorno, presentan afectaciones similares. A raíz de este análisis se identifica a las zonas de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis como las más comprometidas bajo estas amenazas. Las zonas potencialmente afectadas alcanzan grandes tramos de la rambla y la primera línea de manzanas de estas localidades. Esto no significa que frente al primer evento de oleaje todas estas construcciones se verán afectadas. De este resultado se pueden extraer tanto las zonas donde la playa es capaz de amortiguar los efectos de una tormenta de oleaje como las zonas dónde no, viéndose comprometida en estas últimas la estabilidad de la infraestructura construida sobre estos terrenos.

Por otra parte, es importante aclarar que desde el año 2023 la playa de Costa Azul cuenta con un enrocado de aproximadamente un kilómetro que permite proteger la primera línea de construcciones frente a eventos de oleaje. De forma general, los enrocados no son una alternativa frente al retroceso de línea de costa, pero logran cortar la erosión asociada a tormentas. De esta forma, permiten ganar tiempo frente a este tipo de erosión, pero no solucionan la problemática de origen.

Las razones principales por las que se cree que existe un retroceso en la línea de costa son: (1) la interrupción del transporte eólico de sedimentos, que no permite la correcta recuperación de dunas, (2) la construcción de infraestructura próxima a la costa que ocupa el lugar de las dunas, no permitiendo el restablecimiento de la playa luego de un evento de oleaje, (3) la alteración del transporte litoral del sistema debido a la prescencia del puerto de La Paloma y (4) el aumento del nivel medio del mar.

14.1.2 Situación futura

Por otra parte, para el estudio de la situación futura del arco de playa se proyecta la posición de la línea de costa como la suma lineal de los efectos del aumento del nivel medio del mar y las tendencias de

las posiciones medianas anual obtenidas de imágenes satelitales que cubren un periodo de aproximadamente 40 años.

A través de ese estudio se obtiene una línea de costa proyectada para 2050 para cada escenario de cambio climático analizado (SSP5 – 8.5 y SSP2 - 4.5). Para ambos escenarios se obtiene una vivienda por delante de la línea de costa. Se nota que los extremos sur y norte de la playa presentan señales de avance de línea de costa, siendo el espigón del puerto de La Paloma el responsable del avance en la zona sur de la playa. Si bien estas proyecciones no están sujetas a un análisis físico del c

omportamiento del sistema y las líneas de costa presentan gran variabilidad interanual, existiendo una gran incertidumbre en los resultados, permiten observar qué zonas están bajo mayor riesgo si las tendencias de la posición de la línea de costa registrada durante 40 años mantienen su comportamiento.

Sumándose a esto, tal como se analizó previamente, se espera que la línea de costa siga retrocediendo, por lo que los eventos de oleaje comprometerán cada vez más la infraestructura construida. Si se suma linealmente la distancia comprometida hoy en día por oleaje, más el retroceso de línea de costa proyectado para los dos escenarios de cambio climático y horizonte 2050, se obtiene que la siguiente línea de viviendas pasa a estar comprometida. En cuanto a los tramos de vialidad afectados, el retroceso de línea de costa no incrementa los metros potencialmente afectados.

14.1.3 Mapas resumen

De forma de sintetizar estos análisis se presenta en la Figura 14-1 un resumen de las amenazas por erosión en el arco de playa. Para esto se discretiza el arco de playa en 4 categorías: Zona 1, Zona 2, Zona 3 y Zona 4, considerando la Zona 1 como la menos comprometida y la Zona 4 la más. Los tramos de playa incluidos en la Zona 1 presentan tendencias de avance en la posición de la línea de costa y toda la energía proveniente de los eventos de oleaje logra ser disipada por la configuración actual de la playa. Los tramos incluidos en la Zona 2 presentan tendencias de retroceso en la posición de la línea de costa, pero los eventos de oleaje logran ser disipados por la playa. El tramo de playa categorizado como Zona 3 presenta signos de avance en la línea de costa, pero frente a eventos de oleaje la infraestructura se ve comprometida. Las viviendas que se ven potencialmente afectadas están construidas sobre la rambla del lado de la costa. Por último, el tramo de playa identificado como Zona 4, presenta signos de retroceso en la posición de la línea de costa y los eventos de oleaje constituyen un alto riesgo a las viviendas hoy en día construidas. Se presenta también, en la Figura 14-2 y en la Tabla 14-1, un resumen de la infraestructura comprometida, el área de playa perdida por el retroceso de la línea de costa y las viviendas que según las proyecciones de las tendencias de línea de costa quedarían por detrás de la misma.

Cabe destacar, que no existe ningún tipo de infraestructura crítica comprometida en ningún caso, entendiéndose como infraestructura crítica: aeropuertos, cementerios, espacios de deportes, centros educativos y centros de salud públicos o privados.

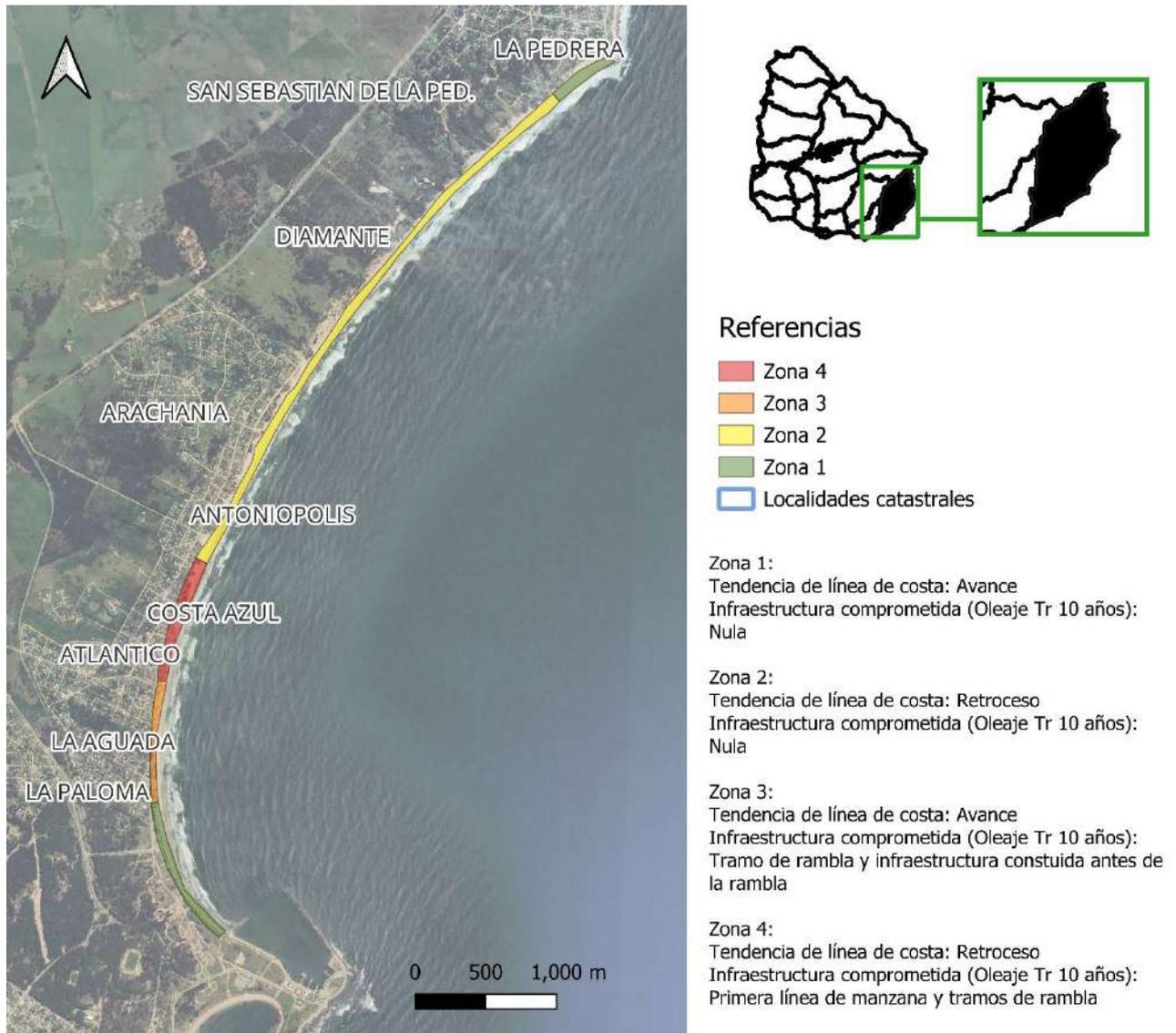


Figura 14-1. Síntesis de amenazas por erosión en el arco de playa La Paloma - La Pedrera

Tabla 14-1 - Resumen diagnóstico erosión costera

	Situación actual	2050 SSP 2 4.5	2050 SSP 5 8.5
Padrones construidos potencialmente afectados por eventos de oleaje	68	136	136
Padrones no construidos potencialmente afectados por eventos de oleaje	51	56	56
Infraestructura de vialidad comprometida por eventos de oleaje	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa
Área de playa perdida	-	6 ha	6.3 ha
Viviendas por detrás de la línea de costa	-	1	1

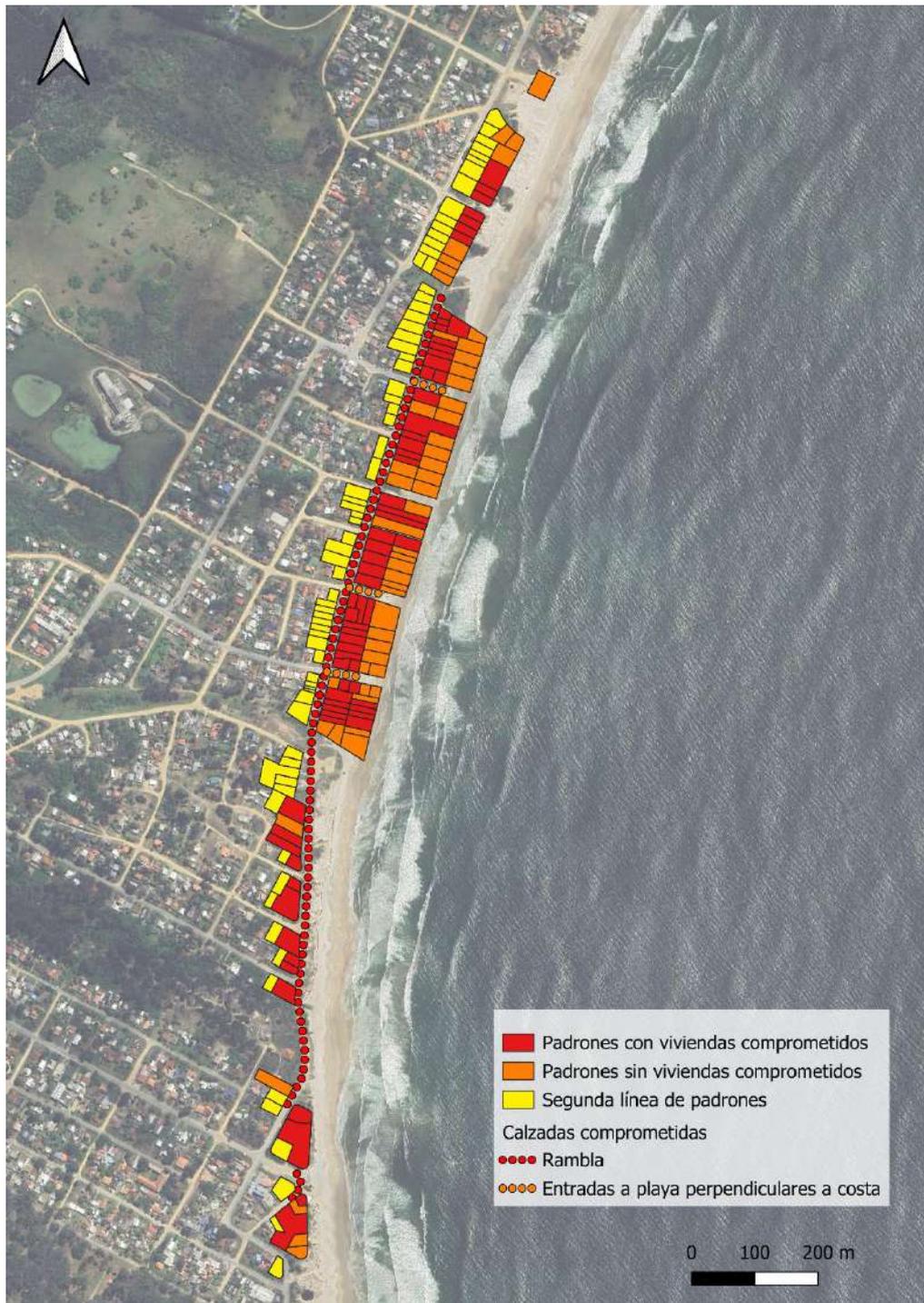


Figura 14-2 - Padrones y tramos de vialidad potencialmente afectados por eventos de oleaje de 100 años de periodo de retorno y 1 m de nivel de mar respecto al nivel medio.

14.2 Síntesis inundaciones costeras

A través del análisis de las inundaciones costeras se puede notar que debido a la rápida elevación del terreno las inundaciones costeras comienzan a ser relevantes únicamente en las descargas de las cuencas continentales al océano, no existiendo actualmente ninguna vivienda afectada. Si evaluamos los problemas asociados a las inundaciones costeras únicamente en términos de viviendas afectadas, se observa que recién en un horizonte temporal 2100 esta amenaza comienza a generar impactos sobre la infraestructura construida. Estos resultados se pueden ver en la Tabla 14-2.

Tabla 14-2 - Viviendas afectadas por inundaciones por dinámicas costeras.

		Horizonte y escenario				
		Actual	2050 SSP2 4.5	2050 SSP5 8.5	2100 SSP2 4.5	2100 SSP5 8.5
Nivel de mar en playa	Tr 10	0	0	0	1	1
	Tr 25	0	0	0	1	1
	Tr 100	0	0	0	2	5
	Tr 500	0	0	0	3	11

14.3 Síntesis de las problemáticas asociadas a los cursos de agua

Se resume el diagnóstico entorno a las inundaciones continentales en la Tabla 14-3, en donde se sintetizan las principales características de las cuencas 5 y 7. Se puede observar que ninguna de las alcantarillas presenta un mal estado estructural y solo una estaba parcialmente obstruida durante la visita de campo, la cual recibe mantenimiento por el Municipio de La Paloma. A partir de esto se concluye que la incapacidad para evacuar el agua de las alcantarillas está relacionada con limitaciones en el diseño que imposibilita el transporte del caudal existente. Las dos alcantarillas situadas sobre la calle principal (Av. Costanera Tabaré) tienen capacidad suficiente para tormentas de periodo de retorno 2 años en la situación actual y escenario 2050, pero solo una de ellas verifica para Tr 10 años (mismos escenarios).

Por otro lado, en la cuenca 1 no se notan problemáticas asociadas al curso de agua. Si bien el resultado del modelo no arroja resultados confiables, tanto personal del municipio ni residentes locales informan problemas de inundación, situación que se adjudica a la gran capacidad de infiltración que presenta el suelo en la zona

Como aspecto positivo se destaca la presencia de cuencos de infiltración naturales en las dos cuencas que retienen el escurrimiento en eventos de lluvia frecuentes, como también la existencia de espacio libre inmediatamente aguas arriba de la zona urbana, el cual puede facilitar la implementación de soluciones a las distintas problemáticas.

Tabla 14-3. Resumen diagnóstico de inundaciones continentales.

	Cuenca 5	Cuenca 7
Alcantarillas que generan remanso (Tr 2 años -Situación actual)	2/3	0/2
Alcantarillas que generan remanso (Tr 10 años – Situación actual)	3/3	0/2
Alcantarillas que generan remanso (Tr 2 años – 2100)	3/3	0/2
Alcantarillas que generan remanso (Tr 10 años – 2100)	3/3	1/2
Problemas de erosión en la descarga en la playa	NO	SI
Viviendas afectadas Tr 10 años – Situación actual	9	15
Viviendas afectadas Tr 100 años – Situación actual	11	19
Viviendas afectadas Tr 100 años - 2050	15	23
Viviendas afectadas Tr 100 años - 2100	20	31
Mal estado estructural	NO	NO
Obstrucción de alcantarillas en visitas a campo	1/3	0/2
Existencia de cuenco de infiltración natural aguas abajo	SI	SI

14.4 Mapas de amenazas

En el atlas de mapas de amenaza se presentan las amenazas analizadas, para los distintos escenarios de cambio climático y los distintos horizontes temporales. Se presenta en la Tabla 14-4 el resumen de las láminas presentadas para las inundaciones costeras, mientras que las amenazas por erosión y las inundaciones continentales se presentan en la Tabla 14-5 y Tabla 14-6 respectivamente.

Tabla 14-4 - Resumen de mapas de amenazas por inundaciones costeras.

Inundaciones costeras			
#	Nombre	Ubicación	Descripción
1	I. Cost. 00	General	Ubicación láminas
2	I. Cost. 01 - a	Norte	Escenario actual: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
3	I. Cost. 01 - b	Norte	2100 SSP5 8.5: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
4	I. Cost. 02 - a	Centro	Escenario actual: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
5	I. Cost. 02 - b	Centro	2100 SSP5 8.5: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
6	I. Cost. 03 - a	Sur	Escenario actual: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
7	I. Cost. 03 - b	Sur	2100 SSP5 8.5: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
8	I. Cost. 04 - a	Detalle	Comparación Tr 100 diferentes escenarios y horizontes
9	I. Cost. 05 - a	Detalle	Comparación Tr 100 diferentes escenarios y horizontes

Tabla 14-5 - Resumen de mapas de amenazas por erosión costera.

Erosión costera			
#	Nombre	Ubicación	Descripción
1	E. Cost. 00	General	Ubicación láminas
2	E. Cost. 01	Sur	Línea costa actual y proyecciones
3	E. Cost. 01	Centro	Línea costa actual y proyecciones
4	E. Cost. 02	Norte	Línea costa actual y proyecciones

Tabla 14-6 - Resumen de mapas de amenazas por inundaciones continentales.

Inundaciones continentales			
#	Nombre	Ubicación	Descripción
1	I. Cont. 00	General	Ubicación láminas
2	I. Cont. 01 -a	Cuenca 5	Escenario actual: Tr 2, Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
3	I. Cont. 01 -b	Cuenca 5	Horizonte 2050: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
4	I. Cont. 01 -c	Cuenca 5	Horizonte 2100: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
5	I. Cont. 02 -a	Cuenca 7	Escenario actual: Tr 2, Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
6	I. Cont. 02 -b	Cuenca 7	Horizonte 2050: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500
7	I. Cont. 02 -c	Cuenca 7	Horizonte 2100: Tr10, Tr25, Tr100 y Tr500

15. Anexos

15.1 Anexo 1

15.1.1 Tablas de frecuencia bivariadas en punto LP03

Tabla 15-1 - Frecuencia bivariada Hm0 - T

Hm0 - T		T (s)												
		1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7	7 - 8	8 - 9	9 - 10	10 - 11	11 - 12	12 - 13	
Hm0 (m)	0 - 0.5				0.00%	0.16%	1.17%	1.88%	1.38%	0.64%	0.16%	0.02%	0.00%	5.4%
	0.5 - 1			0.01%	0.34%	3.56%	11.67%	16.81%	13.14%	6.35%	1.93%	0.25%	0.01%	54.1%
	1 - 1.5			0.01%	0.25%	1.94%	6.38%	8.26%	7.59%	5.23%	2.66%	0.79%	0.10%	33.2%
	1.5 - 2			0.00%	0.02%	0.24%	0.91%	1.37%	1.38%	1.16%	0.70%	0.34%	0.08%	6.2%
	2 - 2.5				0.00%	0.02%	0.11%	0.21%	0.19%	0.18%	0.14%	0.07%	0.03%	0.9%
	2.5 - 3					0.00%	0.01%	0.04%	0.05%	0.03%	0.02%	0.01%	0.00%	0.2%
		0.0%	0.0%	0.0%	0.6%	5.9%	20.2%	28.6%	23.7%	13.6%	5.6%	1.5%	0.2%	

Tabla 15-2 - Frecuencia bivariada Hm0 - Dm

Hm0 - Dm		Dm (°)					
		NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Hm0 (m)	0 - 0.5		0.00%	2.72%	2.69%	0.01%	5.4%
	0.5 - 1		0.08%	27.59%	25.71%	0.68%	54.1%
	1 - 1.5		0.11%	16.59%	15.49%	1.02%	33.2%
	1.5 - 2		0.03%	3.27%	2.75%	0.16%	6.2%
	2 - 2.5		0.01%	0.48%	0.45%	0.01%	0.9%
	2.5 - 3			0.10%	0.06%	0.00%	0.2%
		0.2%	50.8%	47.1%	1.9%	0.0%	0.0%

Tabla 15-3 - Frecuencia bivariada Hm0 - SL

Hm0 - SL		SL (m)												
		-1.5 - -1.25	-1.25 - -1	-1 - -0.75	-0.75 - -0.5	-0.5 - -0.25	-0.25 - 0	0 - 0.25	0.25 - 0.5	0.5 - 0.75	0.75 - 1	1 - 1.25	1.25 - 1.5	
Hm0 (m)	0 - 0.5			0.0%	0.0%	0.2%	1.3%	2.4%	1.2%	0.3%	0.0%	0.0%	0.0%	5.3%
	0.5 - 1		0.0%	0.0%	0.6%	5.1%	17.1%	20.4%	10.1%	2.8%	0.5%	0.1%	0.0%	56.8%
	1 - 1.5	0.0%	0.0%	0.1%	0.9%	4.6%	9.4%	9.1%	5.4%	2.4%	0.7%	0.2%	0.0%	32.9%
	1.5 - 2	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	0.8%	1.3%	1.2%	0.7%	0.3%	0.1%	0.0%	0.0%	4.6%
	2 - 2.5	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%		0.5%
	2.5 - 3													0.0%
		0.0%	0.0%	0.2%	1.8%	10.7%	29.1%	33.2%	17.5%	5.8%	1.4%	0.3%	0.0%	

15.1.2 Tablas de frecuencia bivariadas en punto LP12

Tabla 15-4 - Frecuencia bivariada Hm0 - T

Hm0 - T		T (s)													
		1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7	7 - 8	8 - 9	9 - 10	10 - 11	11 - 12	12 - 13	13 - 14	14 - 15
Hm0 (m)	0 - 0.5				0.01%	0.20%	1.00%	1.31%	0.63%	0.21%	0.05%	0.01%	0.00%		3.4%
	0.5 - 1			0.01%	0.50%	4.29%	11.56%	13.95%	8.48%	3.16%	0.74%	0.13%	0.02%		42.8%
	1 - 1.5			0.01%	0.31%	2.67%	8.20%	10.23%	8.55%	4.79%	1.71%	0.43%	0.04%	0.00%	37.0%
	1.5 - 2			0.00%	0.03%	0.49%	1.82%	2.71%	2.83%	2.27%	1.39%	0.54%	0.11%	0.01%	12.2%
	2 - 2.5			0.00%	0.00%	0.06%	0.36%	0.59%	0.65%	0.66%	0.49%	0.28%	0.10%	0.01%	3.2%
	2.5 - 3				0.00%	0.00%	0.06%	0.18%	0.19%	0.15%	0.15%	0.07%	0.05%	0.02%	0.9%
	3 - 3.5						0.01%	0.05%	0.06%	0.05%	0.07%	0.05%	0.02%	0.01%	0.3%
	3.5 - 4						0.00%	0.01%	0.04%	0.02%	0.02%	0.01%	0.01%	0.01%	0.1%
	4 - 4.5						0.00%	0.00%	0.02%	0.02%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.0%
		0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

Tabla 15-5 - Frecuencia bivariada Hm0 - Dm

Hm0 - Dm		Dm (°)								
		NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	
Hm0 (m)	0 - 0.5			0.57%	1.62%	0.93%	0.28%			3.4%
	0.5 - 1			7.60%	17.41%	14.30%	3.51%	0.02%		42.8%
	1 - 1.5			4.47%	12.19%	13.50%	6.65%	0.15%		37.0%
	1.5 - 2		0.00%	0.89%	3.56%	4.04%	3.61%	0.11%		12.2%
	2 - 2.5		0.00%	0.14%	0.88%	1.21%	0.92%	0.06%		3.2%
	2.5 - 3			0.04%	0.27%	0.34%	0.21%	0.02%		0.9%
	3 - 3.5			0.01%	0.10%	0.13%	0.06%	0.00%		0.3%
	3.5 - 4			0.01%	0.03%	0.06%	0.02%	0.00%		0.1%
	4 - 4.5			0.00%	0.01%	0.02%	0.01%	0.00%		0.0%
	0.0%	0.0%	13.7%	36.1%	34.6%	15.3%	0.4%	0.0%		

Tabla 15-6 - Frecuencia bivariada Hm0 - SL

Hm0 - SL		SL (m)											
		-1.5 - -1.25	-1.25 - -1	-1 - -0.75	-0.75 - -0.5	-0.5 - -0.25	-0.25 - 0	0 - 0.25	0.25 - 0.5	0.5 - 0.75	0.75 - 1	1 - 1.25	1.25 - 1.5
Hm0 (m)	0 - 0.5				0.0%	0.1%	0.8%	1.4%	0.7%	0.1%	0.0%		3.2%
	0.5 - 1		0.0%	0.0%	0.4%	3.6%	13.3%	16.1%	7.1%	1.5%	0.2%	0.0%	42.3%
	1 - 1.5	0.0%	0.0%	0.1%	0.9%	4.9%	10.9%	11.2%	6.5%	2.3%	0.6%	0.1%	37.5%
	1.5 - 2	0.0%	0.0%	0.1%	0.4%	1.5%	3.1%	3.3%	2.3%	1.3%	0.4%	0.1%	12.4%
	2 - 2.5		0.0%	0.0%	0.1%	0.4%	0.8%	0.8%	0.6%	0.4%	0.2%	0.0%	3.2%
	2.5 - 3		0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.2%	0.2%	0.2%	0.1%	0.1%	0.0%	0.9%
	3 - 3.5	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%
	3.5 - 4	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%
	4 - 4.5					0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
	4.5 - 5												0.0%
	0.0%	0.0%	0.2%	1.8%	10.7%	29.1%	33.2%	17.5%	5.8%	1.4%	0.3%	0.0%	

15.1.3 Régimen extremal altura de ola

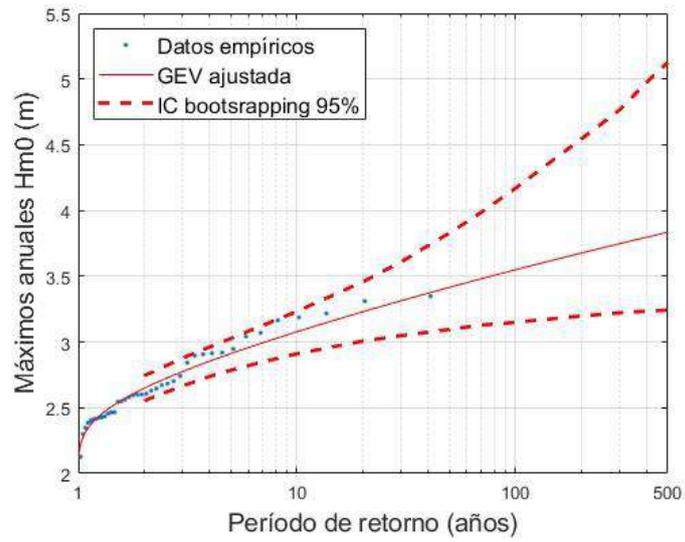


Figura 15-1 - Régimen extremal altura de ola significativa punto LP03.

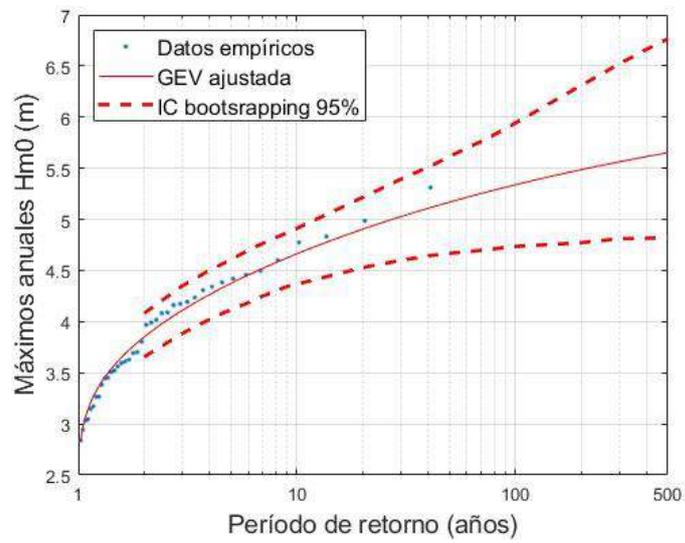


Figura 15-2 - Régimen extremal altura de ola significativa punto LP12.

15.1.4 Régimen extremal nivel en playa.

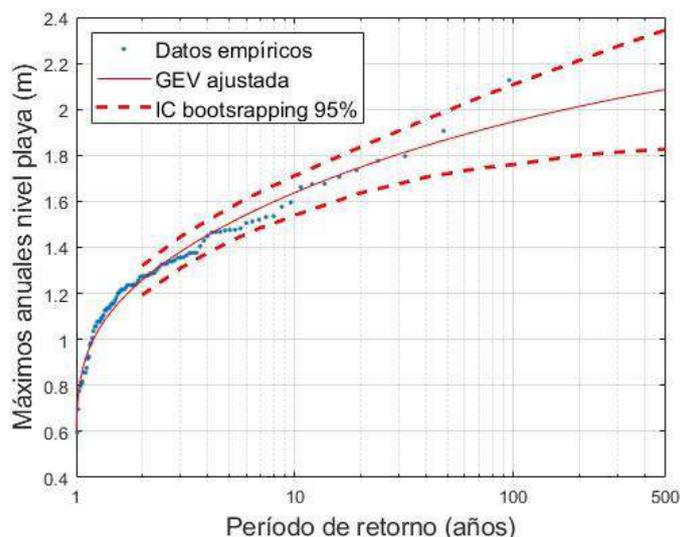


Figura 15-3 - Régimen extremal nivel en playa, punto LP03. Referido al cero oficial.

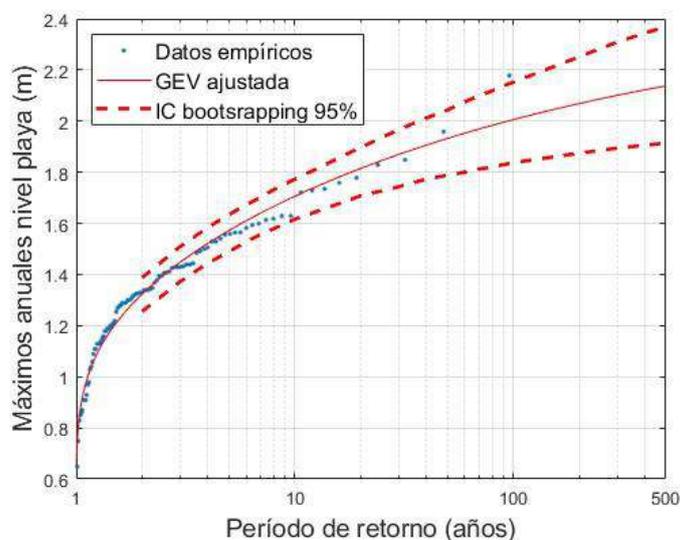


Figura 15-4 - Régimen extremal nivel en playa, punto LP12. Referido al cero oficial.

15.2 Anexo 2

15.2.1 Transporte litoral de sedimentos

Se presenta la metodología empleada para la estimación de transporte de sedimentos:

Para calcular el flujo potencial litoral de sedimentos se utiliza el método del flujo de energía. Se utiliza la ecuación de CERC, donde I_l la tasa de transporte de peso sumergido, P_l es la tasa potencial de transporte de sedimentos a lo largo de la costa, y K es un coeficiente. Siendo n el factor de espacio poroso.

Se presentan las ecuaciones utilizadas:

$$I_l = KP_l \quad (15.2.2)$$

$$P_l = (EC_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (15.2.3)$$

$$E_b = \frac{\rho g H_b^2}{8} \quad (15.2.4)$$

$$Q_l = \frac{I_l}{(\rho_s - \rho)g(1 - n)} \quad (15.2.5)$$

Sustituyendo se llega a la ecuación:

$$Q_l = \frac{K}{(\rho_s - \rho)g(1 - n)} P_l \quad (15.2.6)$$

Para calcular el valor de K se utiliza la fórmula propuesta por Mil-Homens en 2013, en el artículo “*Re-evaluation and improvement of three commonly used bulk longshore sediment transport formulas*”:

$$K = \left[2232.7 \left(\frac{H_{sb}}{L_0} \right)^{1.45} + 4.505 \right]^{-1} \quad (15.2.7)$$

15.2.2 Transporte eólico

15.2.2.1.1 Perfil de viento

El perfil de velocidad de viento usualmente sigue una distribución logarítmica, la cual se puede aproximar con la siguiente ecuación:

$$U_z = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{Z_0 + Z}{Z_0} \right) \quad (15.2) \quad U_z = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{Z_0 + Z}{Z_0} \right)$$

Dónde U_z es la velocidad del viento a Z metros sobre la superficie, u_* es la velocidad de corte, Z_0 la altura de un elemento de rugosidad que caracteriza la superficie sobre la que sopla el viento y κ es la constante de von Karman ($\kappa=0.4$).

La velocidad de corte u_* está dada por

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho_a}} \quad (15.2) \quad u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho_a}} \quad (15.2.9)$$

Dónde τ son las tensiones rasantes y ρ_a la densidad del aire.

Cómo $Z \gg Z_0$

$$u_z = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (15.2.10)$$

Despejando se tiene:

$$\ln(Z) = u_z \frac{\kappa}{u_*} + \ln(Z_0) \quad (15.2.11)$$

Si se utiliza esta ecuación para dos alturas distintas Z_1 y Z_2 , e igualando Z_0 se puede llegar a:

$$u_* = \frac{\kappa(u_{z2} - u_{z1})}{\ln\left(\frac{Z_2}{Z_1}\right)} \quad (15.2.12)$$

15.2.2.1.2 Inicio de movimiento

El umbral de velocidad de viento que al ser superado comienza el transporte de arena se puede calcular utilizando la ECUACIÓN, donde A_t es una constante adimensional, ρ_s es la densidad en masa de los sedimentos, ρ_a es la densidad en masa del aire, g la aceleración gravitacional de la tierra y D el diámetro medio de la arena.

$$u_{*t} = A_t \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_a)gD}{\rho_a}} \quad (15.2.13)$$

Para transformar la velocidad de corte umbral a la velocidad de viento a 2 metros sobre el nivel de la superficie se utiliza la relación propuesta por Hsu en 1977:

$$u_* = 0.044U_{2m} \quad (15.2.14)$$

Siendo U_{2m} la velocidad umbral a 2 metros sobre la superficie.

15.2.2.1.3 Fórmula de predicción de transporte eólico de arena

Para predecir un transporte de arena por viento se puede utilizar la fórmula de Hsu (1986)

$$q = K \left[\frac{u_*}{\sqrt{gD}} \right]^3 \quad (15.2.15)$$

Siendo q la tasa de transporte de arena por viento y K un coeficiente dimensional.

A través de experimentos empíricos se tiene que:

$$K = e^{-9.63+4.91D} \quad (15.2.16)$$

Con el diámetro medio de la arena D en milímetros.

Para pasar al transporte eólico en volumen se tiene que:

$$q_v = \frac{q}{\rho_s(1-p)} \quad (15.2.17)$$

15.2.3 Procedimiento cálculo transporte eólico

Por lo tanto, el procedimiento realizado para poder estimar la tasa de transporte eólico:

1. Cálculo de umbral:
 - i. Se calcula el umbral de inicio de movimiento, con la ecuación 10.
 - ii. Se obtiene la velocidad a 2 metros con la que se supera el umbral utilizando la ecuación 11.
 - iii. Se obtiene la velocidad a 10 metros con la que se supera el umbral con la ecuación 9.
2. Si la velocidad del viento a 10 metros supera el umbral a esa altura se calcula la tasa de transporte de sedimentos:
 - a. Para utilizar la ecuación q se debe expresar u_* en función de la velocidad a 10 metros de altura. Para eso se utilizan nuevamente las ecuaciones 11 y 9:

$$u_* = \frac{0.4(U_{10\ m} - U_{2\ m})}{\ln\left(\frac{10}{2}\right)} = \frac{0.4(U_{10\ m} - u_*/0.044)}{\ln(5)} \quad (15.2.18)$$

$$u_* = 0.034U_{10\ m} \quad (15.2.19)$$

$$q = K \left[\frac{0.034U_{10\ m}}{\sqrt{gD}} \right]^3 \quad (15.2.20)$$

3. Se obtiene entonces una ecuación que depende únicamente de la velocidad a 10 metros de altura y el diámetro medio de la arena, que se utiliza únicamente si se supera el valor umbral de velocidad de viento.

Implementación de medidas de adaptación al cambio climático en el arco de playa La Paloma – La Pedrera

Segundo Entregable

Fariña, Paula

Piperno, Franco

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil.

Tutores

Sanguinetti, Juan

Solari, Sebastián

Tribunal

Díaz, Julieta

Lorenzo, Eugenio

Santoro, Pablo

Montevideo, Uruguay

Julio 2025

1. Contenido

2.	Introducción	3
3.	Resumen diagnostico	3
3.1	Resumen erosión costera	3
3.2	Resumen dinámicas asociadas a los cursos de agua	5
4.	Objetivos	7
5.	Presentación de alternativas	8
5.1	Alternativas en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis	8
5.1.1	Erosión costera - Reducción de la amenaza	9
5.1.2	Erosión costera - Reducción de la exposición	17
5.1.3	Erosión costera – Combinación de alternativas	19
5.1.4	Inundaciones por cursos de agua	21
5.2	Alternativas en Arachania	27
5.2.1	Alternativa 9: Rediseño de alcantarillas existentes y expropiación de padrones..	27
5.2.2	Alternativa 10: Estructura de almacenamiento y expropiación de terrenos	29
5.2.3	Alternativa 11: Estructura de almacenamiento y rediseño de alcantarillas	31
5.3	Recomendación de buenas prácticas	32
5.3.1	Control de escorrentía en fuente	32
5.3.2	Regeneración del sistema dunar	32
6.	Selección de alternativas	34
6.1	Alternativas en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis	34
6.2	Alternativas en Arachania	35
6.3	Análisis y conclusiones	35
6.3.1	Acerca de las medidas de protección debido a erosión costera en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis	35
6.3.2	Acerca de las medidas para las problemáticas asociadas a los cursos de agua en cuenca 5 (Antoniópolis) y cuenca 7 (Arachania)	36
7.	Anexo	38
7.1	Acerca de los rompeolas	38
7.1.1	Rompeolas exentos	38
7.1.2	Ubicación del rompeolas	38
7.1.3	Tipos de rompeolas	38
7.1.4	Respuesta de la playa a un rompeolas	38
7.2	Acerca del relleno de playa	41
7.2.1	Duración del relleno de playa	41

2. Introducción

En este Segundo Entregable se presentan distintas alternativas para mitigar las problemáticas evaluadas en el Primer Entregable. Se analizan alternativas para reducir el riesgo asociado a la amenaza de erosión costera, alternativas para mitigar las inundaciones por dinámicas continentales y medidas para controlar la erosión en las descargas de los cursos sobre la playa. Finalmente se realiza un estudio para analizar qué alternativas serán estudiadas a nivel de anteproyecto.

3. Resumen diagnóstico

Las principales problemáticas del arco de playa se resumen en el Mapa Diagnóstico adjunto. En este mapa se presentan las principales problemáticas que presenta el arco de playa: erosión costera en el tramo central del arco de playa sobre los balnearios La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis, inundaciones continentales en las cuencas estudiadas (cuencas 5 y 7) y erosión en las descargas debido a la superación de velocidad admisible en los cauces. Adicionalmente, se presenta brevemente un resumen del diagnóstico de la erosión costera y del diagnóstico asociado a las descargas de los cursos de agua.

3.1 Resumen erosión costera

A través del diagnóstico presentado en el Entregable 1 se discretizó a la playa en 4 categorías, las cuales se presentan en la Figura 3-1. Los tramos del arco de playa contenidos en la Zona 1 y 2 no presentan actualmente ningún tipo de infraestructura comprometida. Por otro lado, la Zona 3, la cual contiene mayoritariamente a la playa La Aguada, evidencia signos de avance de la línea de costa, pero de todas formas existe infraestructura comprometida frente a eventos de oleaje de 10 años de periodo de retorno. La zona más crítica del arco de playa, catalogada como Zona 4, abarca la totalidad del balneario Costa Azul y un tramo de Antoniópolis. Esta zona presenta tendencias de retroceso en la línea de costa sumado a afectaciones en la primera línea de casas, con tramos de la rambla potencialmente afectados por eventos de oleaje de 10 años de periodo de retorno. En esta zona, se construyó un enrocado en 2023 con el objetivo de proteger las viviendas y rambla en Costa Azul, medida que debido al retroceso de la línea de costa solo representa una solución a corto plazo.

Las proyecciones de posición de línea de costa evaluadas evidencian un aumento de riesgo en las zonas comprometidas para eventos de oleaje en el futuro. Sumando linealmente el retroceso de línea de costa, y la distancia afectada por eventos de oleaje, se puede decir que la siguiente línea de casas también estaría afectada por eventos de oleaje en el año 2050. En la Tabla 3-1 se presenta un resumen de la infraestructura comprometida, el área de playa perdida por el retroceso de la línea de costa y las viviendas que según las proyecciones de las tendencias de línea de costa quedarían por detrás de la misma.

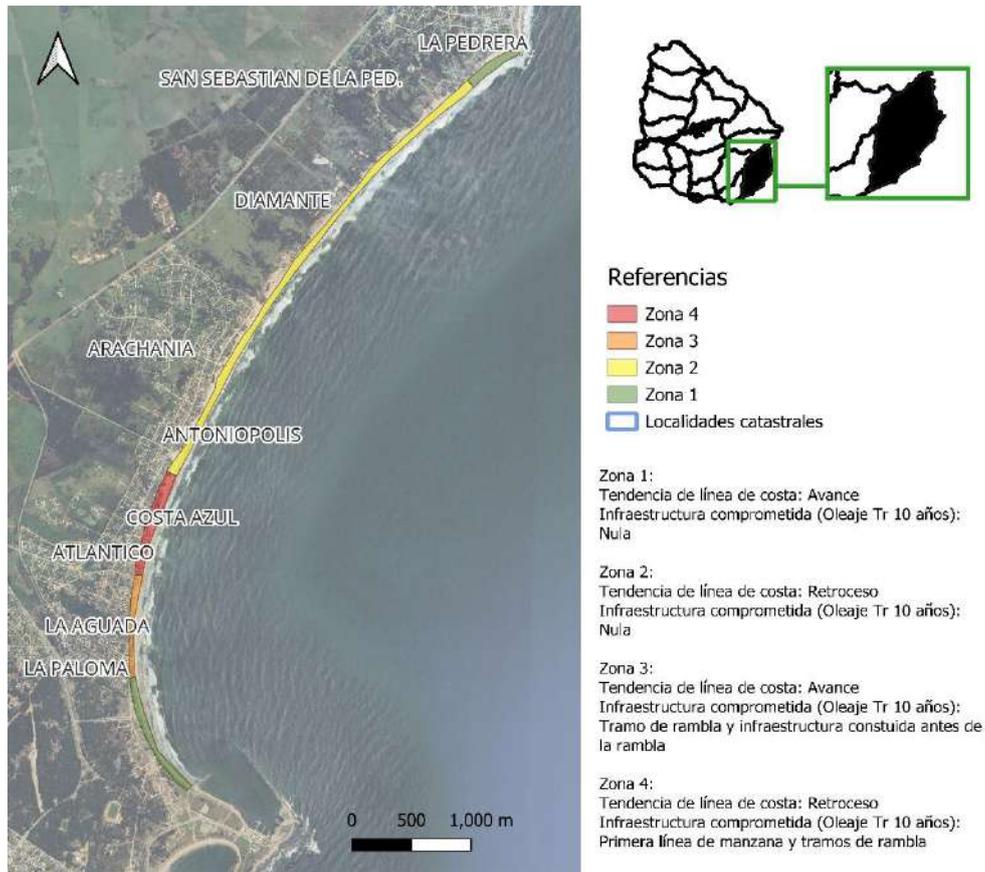


Figura 3-1- Resumen diagnóstico erosión costera.

Tabla 3-1 - Resumen diagnóstico erosión costera

	Situación actual	2050 SSP 2 4.5	2050 SSP 5 8.5
Padrones construidos potencialmente afectados por eventos de oleaje	68	136	136
Padrones no construidos potencialmente afectados por eventos de oleaje	51	56	56
Infraestructura de vialidad comprometida por eventos de oleaje	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa	1400 metros rambla + 200 metros accesos perpendiculares a playa
Área de playa perdida	-	6 ha	6.3 ha
Viviendas detrás de la línea de costa proyectada	-	1	1

3.2 Resumen dinámicas asociadas a los cursos de agua

Según lo presentado en el Entregable 1, se presentan los resultados del diagnóstico de la situación actual y proyectada al 2050 para las dinámicas asociadas a los cursos de agua. En la Figura 3-2 se presenta un resumen de las mismas, dónde se destacan las viviendas comprometidas en eventos de precipitación de 100 años de periodo de retorno, para la situación actual y el año 2050. En la Tabla 3-2 y 3-3 se resume el diagnóstico de la situación actual y la proyección a 2050 para la cuenca 5 y 7 respectivamente.

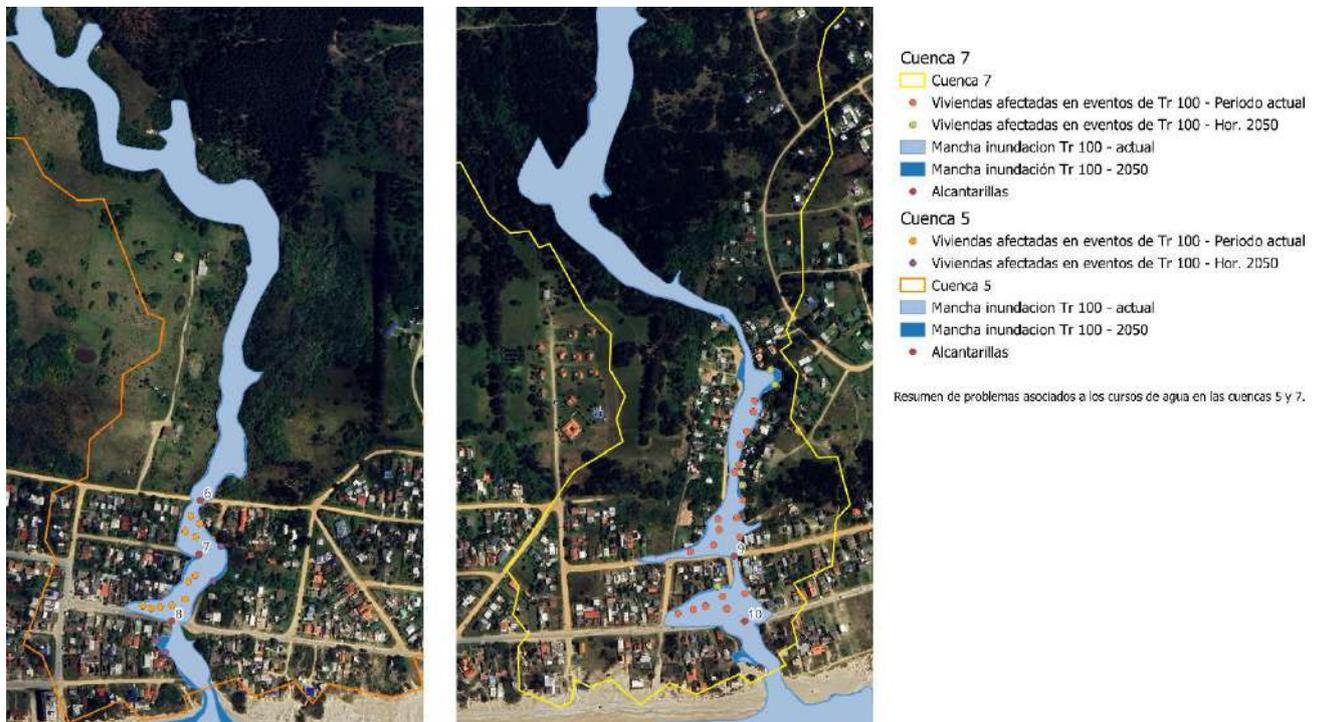


Figura 3-2 - Resumen problemáticas asociadas a los cursos de agua.

Tabla 3-2. Resumen diagnóstico de inundaciones continentales – Cuenca 5

Cuenca 5	Situación actual	2050
Alcantarillas que generan remanso (Tr 2 años)	2/3	2/3
Alcantarillas que generan remanso (Tr 10 años)	3/3	3/3
Problemas de erosión en la descarga en la playa	NO	NO
Viviendas afectadas (Tr 10 años)	9	11
Viviendas afectadas (Tr 100 años)	11	15

Tabla 3-3. Resumen diagnóstico de inundaciones continentales – Cuenca 7

Cuenca 7	Situación actual	2050
Alcantarillas que generan remanso (Tr 2 años)	0/2	0/2
Alcantarillas que generan remanso (Tr 10 años)	0/2	1/2
Problemas de erosión en la descarga en la playa	SI	SI
Viviendas afectadas (Tr 10 años)	15	20
Viviendas afectadas (Tr 100 años)	19	23

4. Objetivos

A raíz del diagnóstico de la situación actual y futura presentado, se presentan a continuación los objetivos específicos que se quieren alcanzar con el diseño de las alternativas:

1. Reducir el riesgo asociado a eventos de oleaje de 100 años de periodo de retorno y horizonte temporal 2050 en las zonas 3 y 4, comprendidas por los balnearios de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis.
2. Garantizar que el ancho de playa en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis se mantenga, como mínimo, en su extensión actual para el horizonte temporal 2050, con el fin de preservar su función recreativa y ambiental.
3. Eliminar afectación a viviendas comprometidas por eventos de inundaciones continentales para un periodo de retorno de 100 años y horizonte temporal 2050.
4. Proteger la erosión en las descargas de los cursos de agua sobre la playa para el horizonte 2050.

5. Presentación de alternativas

5.1 Alternativas en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis

El tramo de playa que abarca los balnearios de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis se ve comprometido por eventos de oleaje y por retroceso de línea de costa. A su vez, en el balneario de Antoniópolis, está presente la Cuenca 5 la cual contiene viviendas amenazadas por inundaciones por dinámicas continentales y presenta problemas de erosión en las descargas debido al curso de agua.

Para reducir el riesgo asociado a eventos de oleaje en las zonas mencionadas se tienen 3 grandes alternativas: reducir el riesgo a partir de la disminución de la amenaza, reducir el riesgo mitigando la exposición o una combinación de ambas.

Para reducir la amenaza, se propone como alternativa la realización de rellenos de playa, con o sin obras de estabilización costera. Como obras de estabilización, se evalúa la implementación de rompeolas costeros (cercaos a la *surf zone*, ver Anexo 7.1.2), tanto emergidos como sumergidos, diseñados para formar salientes, así como rompeolas de playa (próximos a la costa) que favorezcan la formación de tómbolos. El objetivo principal es estabilizar la playa sin interrumpir el transporte litoral de sedimentos, de forma de no generar erosión en playas aguas abajo en sentido del transporte de sedimentos. Por esta razón, se descarta la construcción de rompeolas exentos costeros que generen tómbolos, así como de espigones perpendiculares a la costa. También se descarta la alternativa de espigones, ya que, además de provocar erosión aguas abajo en la dirección de la corriente litoral, generan rechazo en la población debido a la obstrucción del paso peatonal y a su impacto estético negativo.

En cuanto a los materiales para la construcción de los rompeolas usualmente se utiliza material suelto, piezas de hormigón prefabricado o geotubos. Debido a la poca resistencia que presentan las bolsas de geotextil se descarta esta alternativa.

Por el lado de alternativas para reducir la exposición se presenta la alternativa de la expropiación de los padrones comprometidos, medida que se puede ir realizando paulatinamente.

Por otra parte, debido a que la mayor cantidad de infraestructura comprometida a causa de eventos de oleaje se encuentra en los balnearios Costa Azul y Antoniópolis, se propone una combinación de alternativas dónde se reduzca la amenaza en estas zonas y se reduzca la exposición a través de expropiación los padrones afectados en La Aguada.

Como criterio general, se descartan las medidas orientadas a reducir la energía del impacto del oleaje, como los revestimientos o muros costeros, debido a que la costa muestra signos de retroceso. En consecuencia, estas alternativas representan soluciones a corto plazo y no garantizan un ancho de playa mínimo.

A partir de estas medidas planteadas se logran cumplir también los objetivos planteados para garantizar área disponible de playa con fines recreativos y ambientales, permitiendo que la línea de costa siempre se encuentre por delante de las viviendas.

Por otro lado, de forma simultánea se deben considerar alternativas con el fin de reducir o eliminar la población afectada por inundaciones continentales. Se proponen como alternativas: (1) la implementación de una estructura de almacenamiento, (2) aumento de las dimensiones de las alcantarillas existentes, (3) combinación de ambas.

A continuación, se presentan las distintas alternativas tanto para problemas de erosión costera como para inundaciones debido a cursos de agua existentes.

5.1.1 Erosión costera - Reducción de la amenaza

5.1.1.1 Alternativa 1: Relleno de playa en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis

La primera alternativa consta de un relleno de playa, el cual logra crear una zona *buffer* que permite la disipación del oleaje de forma que no alcance a las viviendas para un horizonte temporal actual.

Según los resultados del modelo *XBeach* presentados en el Primer Entregable la zona de estudio necesita tener un espacio adicional de arena entre 40 y 60 metros de forma de poder disipar completamente la energía del oleaje sin llegar a afectar ningún tipo de infraestructura. De forma de garantizar que todo el tramo de playa quede protegido en todo el horizonte del proyecto se opta por un relleno que garantice 60 metros para los 1900 metros del arco de playa de las zonas 3 y 4. Se presenta una figura esquematizando la alternativa en la Figura 5-1.

Para llevar a cabo esta alternativa es necesario contar con una fuente de aporte de sedimento que cuente con la cantidad y calidad de sedimentos necesarios, que esté lo suficientemente cerca como para que la alternativa sea viable desde el punto de vista económico.

Para obtener un volumen estimado de la cantidad necesaria de sedimentos para estas alternativas se utiliza la ecuación propuesta en el CEM:

$$V = W(B + d_c)$$

Siendo:

- V : el volumen necesario de sedimentos por metro lineal.
- W : el ancho de playa.
- B : la altura de la berma que se quiera restablecer.
- d_c : la profundidad de cierre.

Conociendo la profundidad de cierre (ver sección 8.3.2 Entregable 1), considerando un volumen adicional de 40% de seguridad (valor típico utilizado) y considerando una altura de berma de 2 metros, se obtiene que para alcanzar la línea de costa deseada es necesario un volumen de arena de:

$$V_{est} = 1,000,000 \text{ m}^3$$

Por otra parte, se estudia el tiempo que permanece el relleno en la playa. Se presenta el resultado en la Figura 5-2, dónde se obtiene que para este planteo el 50% del relleno de playa se pierde, debido al transporte litoral, en los primeros 6 meses y en un año el 66% del mismo (ver Anexo, sección 7.2.1).

Por esta razón, se propone como alternativa un relleno inicial de 3,000,000 m³ y un relleno anual de 1,000,000 m³. De esta forma, se garantiza un ancho de playa mínimo de 60 metros en todo el arco de playa, alcanzando los 100 metros en los momentos de relleno.

Considerando un precio de 15 USD por metro cúbico de sedimento (precio estimado en función del coste del dragado en el puerto de Montevideo), se necesita para esta alternativa una inversión inicial de 22.5 millones de dólares y un relleno anual 7.5 millones de dólares hasta el

año 2050, con la posibilidad de analizar anualmente si los rellenos de playa permanecen más o menos tiempo del proyectado. En la Tabla 5-1 se presenta un resumen de los costos asociados a esta alternativa.

Tabla 5-1 – Resumen de costos Alternativa 1

	Cantidad (m³)	Precio m³ (USD)	Total (USD)
Relleno de playa Inicial	3,000,000	15	45,000,000
Relleno de playa Anual	2,000,000	15	7,500,000 x 25 (187,500,000)
		Costo final (USD)	233,000,000



Figura 5-1 - Alternativa 1: Relleno de playa en zonas 3 y 4.

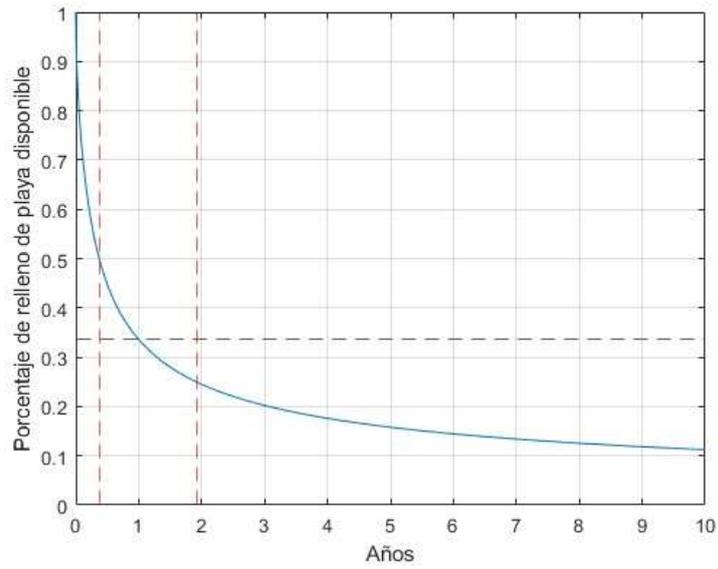


Figura 5-2 - Porcentaje de relleno de playa en función del tiempo. En líneas punteadas rojas el tiempo que demora en perder el 50% y el 75% del relleno, y en línea punteada negra el porcentaje disponible al cabo de un año.

5.1.1.2 Alternativa 2: Relleno de playa y rompeolas exento en playa formando tómbolos

Se propone un relleno de playa con la construcción de rompeolas exentos en playa formando tómbolos. En esta alternativa los rompeolas están próximos a la costa, creando una zona de abrigo frente al oleaje, pero permitiendo el transporte litoral de sedimentos. De esta forma se logra mantener el sedimento de relleno por más tiempo, sin crear afectaciones aguas abajo en sentido de la corriente litoral.

La configuración y tipología de estos rompeolas generan lo que se conoce como playas del tipo “pocket”, pequeñas playas entre dos tómbolos.

Debido a la poca profundidad del agua, de aproximadamente 2 metros (respecto al nivel medio del mar), esta alternativa presenta la ventaja de requerir menor cantidad de material suelto para realizar la obra. Como desventajas presenta rechazo desde el punto de vista estético, y la posibilidad de los usuarios de acceder al enrocado, zona peligrosa para bañistas.

Para el relleno de playa será necesario alcanzar la posición de equilibrio de los sedimentos con los rompeolas y alcanzar el mínimo de playa (60 metros) que garantice disipar la energía del oleaje.

De forma de garantizar la formación de tómbolos se presenta la alternativa de construcción de 10 rompeolas exentos de 100 metros, separados cada 100 metros y fundados a 70 metros de la línea de costa proyectada con el relleno de playa, a una profundidad de 2 metros respecto al nivel medio del mar. Esta configuración se basa en formulaciones empíricas presentadas en el Anexo, sección 7.1.4.

Adicionalmente a la arena necesaria para el relleno, se necesitan 1000 metros lineales de enrocado. Suponiendo rompeolas con anchos de 3 metros, taludes 2H:1V y 0.5 metros de francobordo se necesitan aproximadamente 20,000 m³ de material. Considerando 300 dólares el metro cubico de roca colocado, el coste de los rompeolas asciende a 6,000,000 \$USD. El coste del relleno se estima en 15,000,000 \$USD, por lo que el coste total de la obra se aproxima en 21,000,000 \$USD.

En la Tabla 5-2 se presenta un resumen de los costes de esta alternativa, mientras que en la Figura 5-3 se presenta un diagrama de la alternativa.

Tabla 5-2 - Resumen de costos Alternativa 2.

	Cantidad (m3)	Precio m3 (USD)	Total (USD)
Relleno de playa	1,000,000	15	15,000,000
Enrocado	20,000	300	6,000,000
		Costo final (USD)	21,000,000

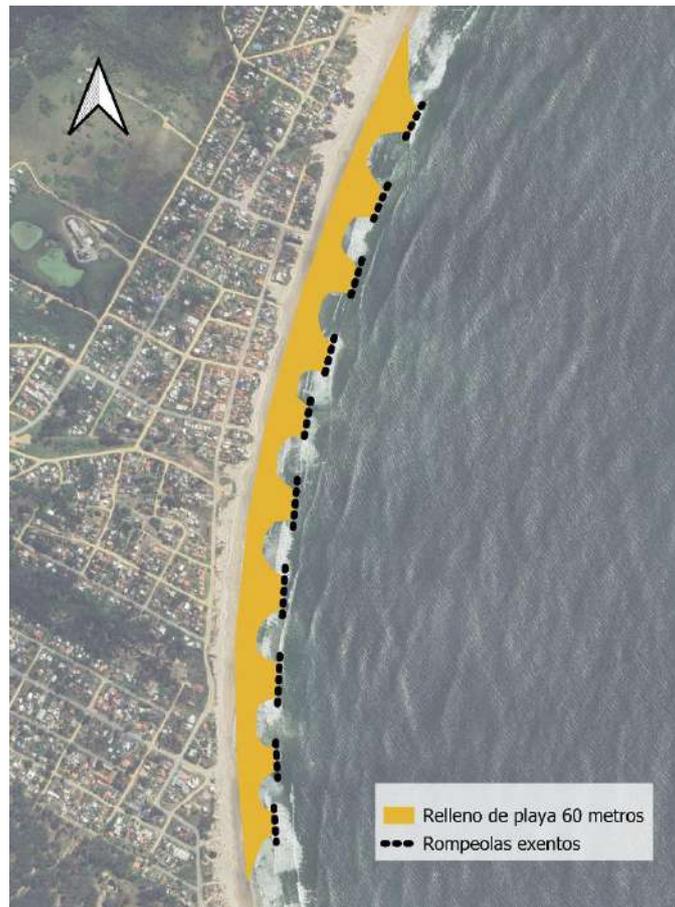


Figura 5-3 - Alternativa 2: Relleno de playa y rompeolas exentos formando tómbolos.

5.1.1.3 Alternativa 3: Relleno de playa y rompeolas emergidos costeros formando salientes

Se propone también la posibilidad de construcción de rompeolas exentos costeros que favorezcan la formación de salientes. Estas estructuras, paralelas a la costa, permiten reducir la energía del oleaje, promoviendo la acumulación de sedimento en el área protegida y por ende reteniendo el relleno de playa. A raíz de que se busca la formación de salientes se propone la construcción de un campo de rompeolas exentos separados.

Se plantea la alternativa la construcción de 8 rompeolas de 150 metros de largo separados por 100 metros, a 300 metros de la costa y a una profundidad de 5 metros respecto al nivel medio del mar.

Suponiendo taludes 2H:1V, 3 metros de ancho y 0.5 metros de francobordo, se necesitarían aproximadamente 92,400m³ de enrocado para alcanzar la configuración planteada. El coste de los rompeolas en este caso asciende a 27,800,000 \$USD. Por lo tanto, sumando el coste del relleno de playa, se tiene un coste final de la obra de 42,800,000 \$USD.

En la Tabla 5-3 se presenta una tabla resumiendo los costes de esta alternativa, mientras que en la Figura 5-4 se presenta un esquema de la configuración.

Tabla 5-3 – Resumen de costos alternativa 3

	Cantidad (m3)	Precio m3 (USD)	Total (USD)
Relleno de playa	1,000,000	15	15,000,000
Enrocado	92,400	300	27,720,00
		Costo final (USD)	42,720,000



Figura 5-4 - Alternativa 3: Rompeolas exentos emergidos que favorecen la formación de salientes.

5.1.1.4 Alternativa 4: Relleno de playa y rompeolas sumergidos costeros formando salientes

Como última alternativa de obra de estabilización de la línea de costa se presenta la posibilidad de construcción de rompeolas sumergidos que favorezcan la formación de salientes. De la misma forma que en los emergidos, se busca que estos rompeolas logren crear una trampa de sedimentos, manteniendo el relleno de playa (y por ende la protección contra el oleaje) en el sitio proyectado.

La respuesta de una playa a los rompeolas sumergidos es menor a la de los rompeolas emergidos y queda determinada por el coeficiente de transmisión. Por lo tanto, de forma que la respuesta en la playa sea la misma, se busca encontrar rompeolas de la misma longitud, pero de mayor ancho, que tengan el mismo coeficiente de transmisión que en los rompeolas emergidos.

Suponiendo una profundidad de sumergimiento de 50 cm se busca un ancho de rompeolas tal que el coeficiente de transmisión sea el mismo que en la alternativa 3. Se obtiene que el ancho de los rompeolas debe ser de aproximadamente 10 metros, contra los 3 metros del rompeolas emergido. En la Figura 5-5 y en la Figura 5-6 se presentan los perfiles de los rompeolas para cada alternativa.

La configuración de los rompeolas es la misma que en la alternativa 3, 8 rompeolas de 150 metros de largo separados por 100 metros, a 300 metros de la costa y a fundados a una profundidad de 5 metros respecto al nivel medio del mar.

Suponiendo taludes 2H:1Vm, se tiene que además del sedimento para el relleno de playa se necesitan aproximadamente 64,800 m³ de enrocado, con un coste aproximado de 19,450,000 \$USD, por lo que en total la alternativa rondaría los 34,450,000 \$USD. Se presenta en la Tabla 5-4 un resumen de los costos de esta alternativa.

Tabla 5-4 - Resumen de costos Alternativa 4

	Cantidad (m3)	Precio m3 (USD)	Total (USD)
Relleno de playa	1,000,000	15	15,000,000
Enrocado	64,4800	300	19,450,000
		Costo final (USD)	34,450,000

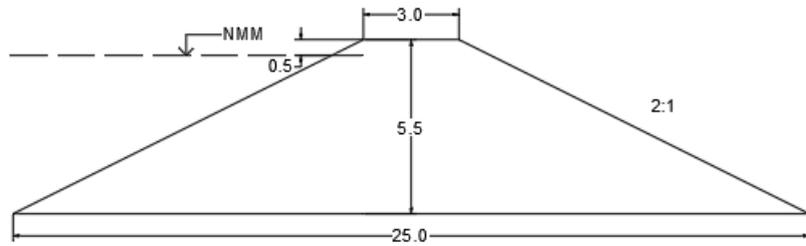


Figura 5-5 - Alternativa 3, rompeolas emergido 0,5 metros por encima del nivel medio del mar.

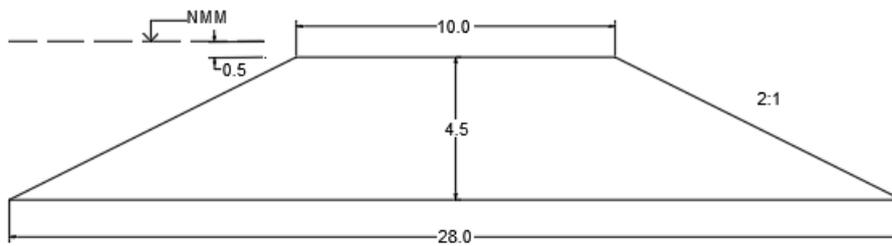


Figura 5-6 - Alternativa 4, rompeolas sumergido a 0,5 metros por debajo del nivel medio del mar.

5.1.2 Erosión costera - Reducción de la exposición

5.1.2.1 Alternativa 5: Retiro de toda la infraestructura comprometida

Cómo medida de reducción de la exposición se presenta la alternativa de la expropiación y posterior demolición de toda la infraestructura comprometida. Para estimar un costo de esta alternativa se cuenta con el valor aproximado por padrón en el año 2019 (extraído de Albín, 2019¹).

En 2019, el costo total de los padrones construidos comprometidos hoy en día era de 16,463,759 USD. Considerando un aumento por inflación² a la fecha de 66,9%, se tiene que el valor total de todos los padrones es de aproximadamente 27,478,013 USD. Contando los padrones no construidos el monto final asciende a 30,259,767 USD.

A este costo se debe adicionar los costos asociados a trámites legales, demolición y la reconstrucción de vialidad, tendidos eléctricos y obras sanitarias. Suponiendo un coste de 150.000 USD (precio sugerido por personal de mantenimiento vial de la Intendencia de Montevideo) por cada 100 metros de tramo de vialidad afectado se tiene un coste de 2.400.000 USD.

Por otra parte, debido al retroceso de la línea de costa, nuevos padrones podrán verse afectados a final del horizonte del proyecto. Considerando la expropiación de otra línea de viviendas se tiene una segunda expropiación de aproximadamente 17,901,192 USD.

	Cantidad	Precio m3 (USD)	Total (USD)
Primera línea de viviendas	Construidos: 68 padrones	Variable	30,259,767
	No construidos: 51 padrones		
Segunda línea de viviendas	Construidos: 68 padrones	Variable	17,901,192
	No construidos: 5 padrones		
Rediseño infraestructura	1400 m	150,000	2,400,000
Costo final (USD)			50,561,000

¹ Albín, S., & López, N. (2019). *Valoración económica de activos en la zona costera uruguaya: Informe final*. Plan Nacional de Adaptación de la Zona Costera, Proyecto PNUD-URU/18/G31.

² Inflación del peso uruguayo aplicada al precio en dólares de enero 2019 a febrero 2025.



Figura 5-7 - Padrones a expropiar en primera y segunda etapa.

5.1.3 Erosión costera – Combinación de alternativas

5.1.3.1 Alternativa 6: Relleno de playa y obra de estabilización, y expropiación de terrenos

Por último, se plantea como alternativa una solución mixta entre estas alternativas.

Debido a que, en menos de 700 metros, en la zona de Costa Azul y Antoniópolis, se cuenta con casi el 70% de los padrones comprometidos se propone la alternativa de un relleno de playa con obra de estabilización en ese tramo, complementando con la expropiación de los restantes terrenos, en La Aguada y Antoniópolis.

El volumen necesario para el relleno de playa es de 400,000 m³, con un coste aproximado de 6 millones de dólares.

Para la obra de estabilización se proponen configuraciones similares a las planteadas anteriormente:

- 4 rompeolas de playa, de 100 metros de largo, separados por 100 metros, fundados a 2 metros respecto al nivel medio del mar, formando salientes. Taludes 2H:1V y 3 metros de ancho.
- 3 rompeolas costeros emergidos, de 170 metros de largo, separados por 100 metros, fundados a 5 metros respecto al nivel medio del mar, formando salientes. Taludes 2H:1V y 3 metros de ancho.
- 3 rompeolas costeros sumergidos, de 170 metros de largo, separados por 100 metros, fundados a 5 metros respecto al nivel medio del mar, formando salientes. Taludes 2H:1V y 10 metros de ancho.

Tabla 5-5 - Precios estimados para distintas combinaciones de alternativas de expropiación de terrenos y rompeolas.

	Alternativa rompeolas	Costo relleno (\$USD)	Costo expropiación (\$USD)	Costo rompeolas (\$USD)	Costo total (\$USD)
6.1	De playa formando tómbolos	6,000,000	16,000,000	2,400,000	24,400,000
6.2	Costero emergido	6,000,000	16,000,000	11,785,000	33,785,000
6.3	Costero sumergido	6,000,000	16,000,000	13,085,000	35,085,000



Figura 5-8 - Alternativa 6: Combinación de expropiación de terrenos con relleno de playa y obras de estabilización.

5.1.4 Inundaciones por cursos de agua

Por otra parte, se presentan las alternativas planteadas para solucionar las problemáticas de inundaciones por dinámicas continentales en la zona de estudio. En el escenario actual, de las 3 alcantarillas existentes en la cuenca 5, 2 son incapaces de evacuar el agua para eventos de Tr 2 años, mientras que la restante es incapaz de evacuar el agua para eventos de 10 años de periodo de retorno. En cuanto a la erosión, existe una superación de la velocidad admisible en todas las descargas para eventos de Tr 2 años.

Por esta razón se presentan medidas orientadas a mitigar estas problemáticas. La primera alternativa se centra en el rediseño de las alcantarillas de forma de que logren evacuar el agua para eventos de 10 años de periodo de retorno para el horizonte temporal 2050. Por otra parte, se evalúa la alternativa de construcción de un tanque de amortiguación para reducir el pico del caudal y de esa forma reducir las inundaciones y la erosión.

5.1.4.1 Alternativa 7: Rediseño de alcantarillas existentes y expropiación

La cuenca presente en esta zona cuenta con 3 alcantarillas circulares de 80 cm de diámetro. Con el objetivo de re-diseñarlas se evalúan los dos tipos de alcantarillas más utilizados en Uruguay: tipo Z y H. Las alcantarillas tipo Z son estructuras circulares de hormigón, construidas de manera estándar en fábrica. Los diámetros más comunes son 30, 40, 50, 60, 80, 100 y 120cm. En cambio, las alcantarillas tipo H, son construidas de hormigón armado en sitio y presentan secciones rectangulares.

En primer lugar, se analiza la implementación de alcantarillas tipo Z con un diámetro igual a 1.2m, de forma de obtener un resultado que minimice la afectación por inundaciones en mayor proporción. Este tipo es beneficioso debido a su construcción estandarizada en fábrica, lo que garantiza mayor control de calidad, tiempos de instalación reducidos y menor necesidad de obra en sitio. Se propone re-diseñar en primera instancia todas las estructuras con un diámetro igual a 1.2m, de forma de obtener un resultado que minimice la afectación por inundaciones en mayor proporción. Se presentan las manchas de inundación para la situación actual y con el rediseño planteado en la Figura 5-9. A partir del rediseño de estas alcantarillas no se observan grandes cambios en el área inundada y no se obtiene una reducción en el número de viviendas afectadas, por lo que se descarta esta tipología de alcantarilla.



Figura 5-9. Manchas de inundación para situación actual y rediseño de alcantarillas – Tipo Z

Por otra parte, se analiza la posibilidad de implementar alcantarillas tipo H. Para este caso, se opta por las dimensiones presentadas en la Tabla 5-6, con la mancha de inundación de la Figura 5-10.

Tabla 5-6. Rediseño propuesto alcantarillas tipo H

Alcantarilla	Dimensiones	
	Actual	Rediseño propuesto
6	2 circular (0.8m)	3 Rect (2x1.5) m
7	3 circular (0.8m)	4 Rect (3x2) m
8	4 circular (0.8m)	4 Rect (2x1.5) m



Figura 5-10. Manchas de inundación para situación actual y rediseño de alcantarillas – Tipo H

Con el rediseño propuesto, se observan 5 viviendas afectadas para eventos de 100 años de periodo de retorno en el horizonte 2050. En contraste, con las alcantarillas en su diseño actual, la afectación alcanzaría a 15 viviendas. Cabe destacar que no es posible disminuir aún más el impacto en las viviendas únicamente mediante el re-diseño de las alcantarillas existentes. Para reducir totalmente el riesgo asociado a las inundaciones por las dinámicas de los cursos de agua, se debe considerar la expropiación de los terrenos afectados. Se tiene entonces un coste de 836,000 USD correspondiente al valor de los padrones afectados.

Para el diseño de alcantarillas se considera 1,500 USD por metro cúbico de hormigón colocado hormigonado en sitio, excavación y mano de obra. El costo de las alcantarillas para esta alternativa es 205,500 USD.

En la Tabla 5-7 se presenta un resumen de los costos asociados a esta alternativa.

Tabla 5-7 - Resumen de costos de Alternativa 7.

Alcantarilla	Volumen hormigón (m³)	Precio (USD/m³)	Total (USD)
6	32.8	1,500	49,200
7	60.5		90,750
8	43.7		65,550
Expropiación de terrenos			836,000
		Costo total (USD)	1,041,500

5.1.4.2 Alternativa 8: Estructura de almacenamiento y expropiación de terreno

Se estudia la posibilidad de implementar una laguna de amortiguación en la ubicación presentada en la Figura 5-12. A través de esta laguna se busca amortiguar el pico de caudal en eventos extremos de precipitaciones, previniendo inundaciones y disminuyendo la velocidad del agua de forma de no superar el límite admisible de erosión.

Para estimar las dimensiones de la estructura de almacenamiento se utilizan las recomendaciones propuestas en el manual “Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas” (MVOTMA; DINASA, 2009).

De forma de realizar un diseño preliminar se utiliza el Método Racional Modificado, empleando la siguiente ecuación:

$$V = tc \cdot (Q_p - Q_d)$$

En donde:

- tc : tiempo de concentración
- Q_d : Caudal pico que descarga la estructura
- Q_p : Caudal pico en la entrada de la estructura, en un instante igual a tc

El caudal pico (Q_p) que llega a la estructura en un evento de precipitación de 100 años de periodo de retorno y horizonte temporal 2050 es de aproximadamente 13.7 m³/s. Para obtener el caudal de salida (Q_d) se iteran caudales con el modelo HEC-RAS hasta alcanzar el máximo caudal para el cual no se generan inundaciones aguas abajo de la estructura.

A partir del volumen hallado se pueden calcular las dimensiones de la estructura de almacenamiento. Con el objetivo de estimar la escala del proyecto, se considera una geometría de pirámide truncada utilizando la siguiente ecuación:

$$V = L \cdot W \cdot D + (L + W) \cdot Z \cdot D^2 + \frac{4}{3} \cdot Z^2 \cdot D^3$$

Donde, tal como se muestra en la Figura 5-11, las dimensiones son las siguientes:

- V = Volumen almacenado a una altura de agua D , en m³
- D = Altura del agua medida desde la base
- W = Ancho de base
- L = Largo de base
- Z = Relación entre la componente horizontal y vertical de la pendiente lateral

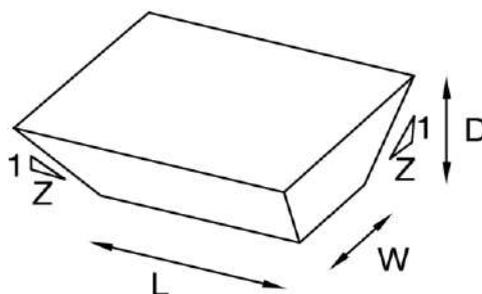


Figura 5-11. Dimensiones de estructura de almacenamiento

Para un caudal de descarga Q_d igual a $4 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtiene la siguiente configuración:

$$L = 87 \text{ m}$$

$$W = 72 \text{ m}$$

$$D = 2.5 \text{ m}$$

$$Z = 3.5$$

Este diseño da como resultado una vivienda afectada debido a las inundaciones, la cual persiste a medida que se itera con caudales menores, razón por la cual se deja la configuración mencionada. La mancha de inundación generada a partir de la implementación de la estructura se puede observar en la Figura 5-12.



Figura 5-12. Manchas de inundación con y sin presencia de estanque de almacenamiento - Tr100, horizonte 2050

De modo de cumplir con el objetivo, se considera expropiar el terreno afectado, teniendo en cuenta que el precio del mismo es igual a 269,840 USD.

Para considerar el costo asociado a la implementación del estanque se considera que este está ubicado sobre un padrón rural. Para este caso, en cuanto a la expropiación del terreno, se considera 100,000 USD por hectárea ocupada por la estructura (9353 m^2); 5 USD/ m^3 de terreno excavado; 100,000 USD para el aliviadero, obra de descarga, cercado y obras accesorias. Para la excavación se aprovechan las pendientes del terreno, por lo que se estima que deberá ser excavado únicamente un 70% del volumen de la estructura. De esta forma, el total de la obra equivale a 531,058 USD. Se detallan los costes de esta alternativa en la Tabla 5-8

Tabla 5-8 - Resumen de costos de Alternativa 8.

	Precio (USD)	Total (USD)
Expropiación	100,000 /ha	93,528
Excavación	5 /m ³	67,690
Aliviadero, obras de descarga, cercado y obras accesorias	100,000	100,000
Expropiación de terreno		269,840
	Costo total (USD)	531,058

5.2 Alternativas en Arachania

En el balneario de Arachania se proponen acciones para las inundaciones continentales encontradas en la cuenca 7. De la misma forma que lo descrito anteriormente en la cuenca 5, se estudia la eficiencia de implementar lagunas de amortiguación o el rediseño de alcantarillas. A continuación, se presentan las alternativas planteadas.

5.2.1 Alternativa 9: Rediseño de alcantarillas existentes y expropiación de padrones

La cuenca 7 presenta dos alcantarillas de diámetros de 90cm. De la misma forma que para la cuenca 5, se opta en primer lugar por re-diseñar las estructuras con diámetros de 1.2m, donde se observó que la cantidad de viviendas afectadas no disminuye en comparación con la situación actual.

En el caso de implementar alcantarillas cuadradas de 2x2m, el resultado es el presentado en la Figura 5-13, en donde se puede observar una mejora en cuanto a la infraestructura afectada en la zona de la alcantarilla 9. Sin embargo, no se observan mejoras en la zona alejada de la misma ni en los alrededores de la alcantarilla nº 10. Esto último se debe a la existencia de una depresión del terreno que no permite disminuir la mancha de inundación para ningún diámetro de alcantarilla que pueda ser colocada en el ancho del canal existente. Se observan en total 9 viviendas afectadas, concluyendo que esta alternativa por sí sola no logra cumplir con el objetivo planteado por lo que se es necesaria la expropiación de los padrones comprometidos de forma de comparar resultados equitativamente.



Figura 5-13. Manchas de inundación con alcantarillas actuales y rediseño - Tr100 años, horizonte 2050

Se estiman los costes totales de esta alternativa de la misma forma que en la alternativa 7, resultando que el costo final para la implementación de 2 alcantarillas cuadradas es de 92.400 USD. Por otro lado, el costo asociado a expropiar los nueve padrones comprometidos es de 288,459 USD. El resultado final se puede observar en la Tabla 5-9.

Tabla 5-9. Resumen de costos de Alternativa 9

Alcantarilla	Volumen hormigón (m³)	Precio (USD/m³)	Total (USD)
9	24.64	1,500	36,960
10	36.96		55,440
Expropiación de terrenos			288,459
		Costo total (USD)	380,859

5.2.2 Alternativa 10: Estructura de almacenamiento y expropiación de terrenos

Para el dimensionamiento de esta alternativa se utiliza la misma metodología empleada que para el balneario de Antoniópolis. Para minimizar el impacto producido en las viviendas, se diseña esta estructura con un caudal mínimo en su descarga de $0.3\text{m}^3/\text{s}$, obteniendo la mancha de inundación de la Figura 5-14 para eventos de periodo de retorno de 100 años en el horizonte 2050. El volumen de almacenamiento necesario para lograr descargar dicho caudal es de $12,545\text{ m}^3$, por lo que se propone la siguiente configuración que ocupa 5996 ha :

$$L = 85\text{ m}$$

$$W = 49\text{ m}$$

$$D = 2.5\text{ m}$$

$$Z = 2.5$$



Figura 5-14. Mancha de inundación con y sin estanque – Tr 100 años

Aunque el número de viviendas afectadas disminuye significativamente, la inundación sigue ocurriendo debido a que la alcantarilla que descarga a la costa no logra evacuar todo el caudal, causando la inundación de 5 viviendas, las cuales tienen un precio de expropiación aproximado de $1,006,878\text{ USD}$.

En cuanto a los costos asociados a la implementación del estanque, el mismo está constituida sobre un padrón urbano sin fraccionar. En este caso, para la expropiación del terreno se consideran $100,000\text{ USD}$ por hectárea. Luego de incorporar el resto de los insumos previamente mencionados en la alternativa 8, incluyendo una excavación del 70% del volumen del estanque, la obra total resulta en $1,750,410\text{ USD}$.

Tabla 5-10. Resumen de costos de alternativa 10

	Precio (USD)	Total (USD)
Expropiación para estructura	100,000 /ha	599,625
Excavación	5 /m ³	43,907
Aliviadero, obras de descarga, cercado y obras accesorias	100,000	100,000
Expropiación de terrenos		1,006,878
	Costo total (USD)	1,750,410

5.2.3 Alternativa 11: Estructura de almacenamiento y rediseño de alcantarillas

Se rediseñan las alcantarillas existentes utilizando estructuras prefabricadas, imponiendo el máximo diámetro posible de 1.2m. El rediseño propuesto es el planteado en la Tabla 5-11.

Tabla 5-11. Rediseño de alcantarillas

Alcantarilla	Dimensiones	
	Actual	Rediseño propuesto
9	2 circular (0.9m)	3 circular (1.2 m)
10	2 circular (0.9m)	3 circular (1.2 m)

Al mismo tiempo, se diseña una estructura de almacenamiento de volumen 11,194m³ y 5,365ha con las siguientes dimensiones:

$$L = 80 \text{ m}$$

$$W = 45.5 \text{ m}$$

$$D = 2.5 \text{ m}$$

$$Z = 2.5$$

Implementando estos cambios, la mancha de inundación resultante es la observada en la Figura 5-15. No existen viviendas afectadas implementando las modificaciones mencionadas.

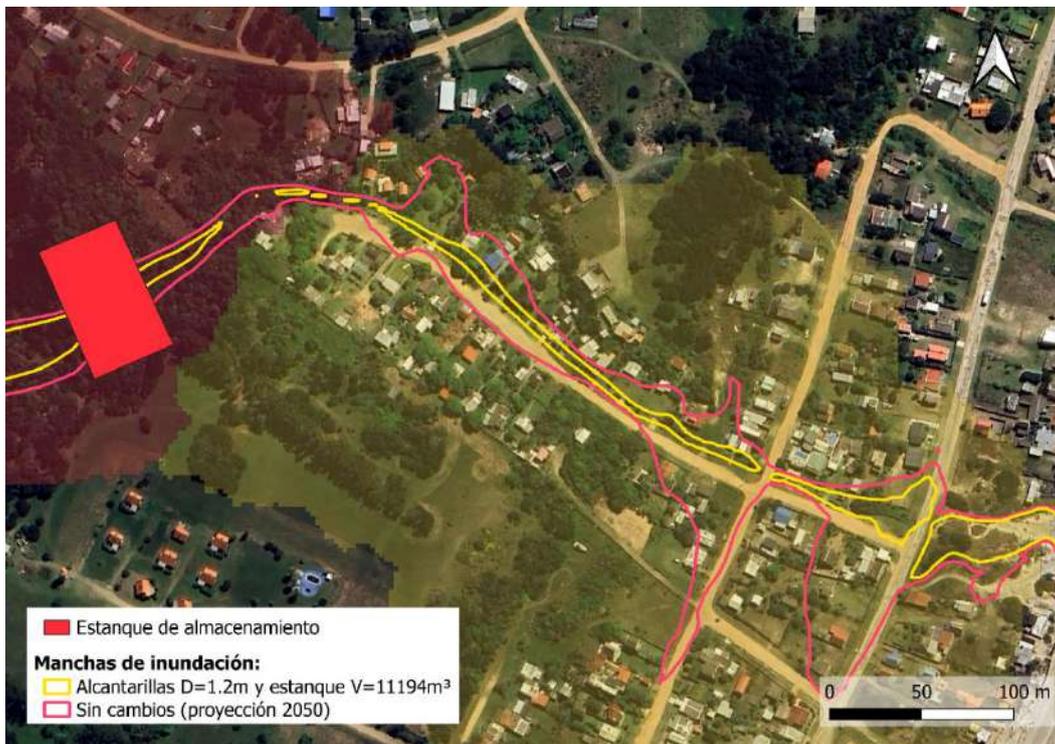


Figura 5-15. Manchas de inundación con y sin estanque ni rediseño de alcantarillas - Tr 100 años

El costo para la implementación de las alcantarillas resulta ser de 39,582 USD mientras que 675,679 USD para la estructura de almacenamiento.

Tabla 5-12. Resumen de costos de alternativa 11

	Precio (USD)	Total (USD)
Expropiación para estructura	100,000 /ha	536,500
Excavación	5 /m ³	39,179
Aliviadero, obras de descarga, cercado y obras accesorias	100,000	100,000
Alcantarillas	1,500 USD / m ³ hormigón colocado	39,582
	Costo total (USD)	715,261

5.3 Recomendación de buenas prácticas

Por otra parte, se presentan recomendaciones de buenas prácticas que de forma complementaria a las alternativas planteadas ayudarían a la mitigación de problemática. Estas recomendaciones no representan, por si solas, alternativas para cumplir los objetivos planteados.

5.3.1 Control de escorrentía en fuente

Una forma de reducir la escorrentía, y por ende el caudal descargado es a través de medidas de control en fuente.

Dentro de las medidas de dispositivos de control en fuente, en el manual de DINASA, se encuentran:

- Azoteas tradicionales
- Azoteas o terrazas verdes
- Instalación de mantos esponjosos
- Estanque de retención
- Zanjas de infiltración
- Espacios verdes con caminería
- Pavimientos permeables
- Espacios exteriores con acumulación transitoria

Hoy en día la zona de estudio no cuenta con grandes establecimientos que presenten grandes zonas impermeables. De todas formas, se propone la evaluación de estas medidas a pequeña escala y la recomendación de estas medidas a proyectos futuros que puedan resultar en grandes zonas impermeables.

5.3.2 Regeneración del sistema dunar

Se plantea la propuesta de crear medidas para la regeneración del sistema dunar a través de la creación de cercas captoras y plantación de vegetación que permita la fijación de la arena en las dunas.

Estas medidas pueden llevarse a cabo de forma complementaria a las distintas alternativas presentadas.

Para ejecutar estas obras no son necesarias grandes inversiones en materiales, pudiendo ser realizadas con mano de obra local y maquinaria de uso terrestre. Se presenta en la Figura 5-16 una imagen de regeneración dunar en Montevideo.



Figura 5-16 - Cercas captoras en la playa de Santa Catalina, Montevideo.

6. Selección de alternativas

6.1 Alternativas en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis

En la Tabla 6-1 se presenta un resumen de los costes aproximados de cada alternativa de la zona de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis.

Tabla 6-1 - Resumen de costos de alternativas en la zona de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis

Alternativa		Costos (millones de dólares)	Costo total (millones de dólares)
Alternativas para erosión costera			
1	Relleno de playa en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis	Inversión inicial: 22.5 Relleno anual: 7.5	223
2	Relleno de playa y rompeolas exento en playa formando tómbolos	Rompeolas: 6 Relleno de playa: 15	21
3	Relleno de playa y rompeolas emergido costero formando salientes	Rompeolas: 27.8 Relleno de playa: 15	43
4	Relleno de playa y rompeolas sumergido costero formando salientes	Rompeolas: 19.5 Relleno de playa: 15	35
5	Expropiación de terrenos	Primera línea: 33 Segunda línea: 18	51
6	Combinación de alternativas	6.1 Rompeolas: 2.4 Relleno de playa: 6 Expropiación: 16	25
		6.2 Rompeolas: 11.8 Relleno de playa: 6 Expropiación: 16	34
		6.3 Rompeolas: 13 Relleno de playa: 6 Expropiación: 16	35
Alternativas para las problemáticas asociadas a los cursos de agua			
7	Rediseño de alcantarillas y expropiación de 5 terrenos en Antoniópolis	-	1
8	Estanque de almacenamiento y expropiación de 1 terreno en Antoniópolis	-	0.53

6.2 Alternativas en Arachania

En la Tabla 6-2 se presenta la tabla resumen para la zona de Arachania.

Tabla 6-2 - Resumen de costos de alternativas en la zona de Arachania

Alternativa		Costos (millones de dólares)	Costo total (millones de dólares)
Alternativas para las problemáticas asociadas a los cursos de agua			
9	Rediseño de alcantarillas y expropiación de 9 terrenos	-	0.38
10	Estanque de almacenamiento y expropiación de 5 terrenos	-	1.80
11	Estanque y rediseño de alcantarillas	-	0.72

6.3 Análisis y conclusiones

En el presente análisis se evaluaron diversas opciones para cumplir con los objetivos planteados. Se presentan algunas consideraciones para la selección de la alternativa de diseño.

6.3.1 Acerca de las medidas de protección debido a erosión costera en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis

En primer lugar, se descarta la alternativa de relleno de playa sin obra de estabilización debido a los altos costos y la complejidad que implica. Asimismo, se excluyen las opciones que requieren la expropiación de terrenos debido a sus elevados costos y a los conflictos sociales y legales que conlleva.

Por otro lado, entre las alternativas de rompeolas exento sumergido y emergido, se descarta la opción del rompeolas emergido, ya que cumple la misma función, pero con un costo mayor y un mayor impacto estético negativo.

Entre rompeolas de playa formando tómbolos y rompeolas exento sumergido se presenta en la Tabla 6-3 una comparación entre ambas alternativas.

Tabla 6-3 - Comparación alternativas entre rompeolas de playa y rompeolas exento sumergido formando salientes.

	Rompeolas de playa formando tómbolos	Rompeolas exento sumergido formando salientes
Precio	21 millones de dólares	43 millones de dólares
Estético	<ul style="list-style-type: none"> • Forma tómbolos y playas de tipo “pocket” que generan rechazo. • Rompeolas visible 	<ul style="list-style-type: none"> • Respuesta de playa más “suave” • Rompeolas no visible la mayor parte del tiempo
Seguridad	Acceso a bañistas al rompeolas (no recomendado)	Peligrosa para pequeñas embarcaciones
Acceso	Rompeolas accesible desde la playa	Necesidad de embarcación para el acceso
Impacto en la morfología de la playa	Ampliamente estudiada	Metodología en desarrollo con discrepancias en su funcionamiento

Comparando ambas alternativas, se observa que los rompeolas exentos de playa formando tómbolos presentan ventajas económicas significativas en comparación con los rompeolas sumergidos costeros. Si bien estos últimos ofrecen una mejor integración estética con el entorno, la opción de rompeolas de playa exentos formando tómbolos ha sido seleccionada debido a su viabilidad constructiva y menor costo. Además, su ejecución puede llevarse a cabo con maquinaria disponible en Uruguay, evitando la necesidad de importar equipos especializados y personal capacitado del exterior. En cuanto al diseño del relleno de playa, se asumirán hipótesis sobre la zona de préstamos, considerando una calidad, cantidad y granulometría adecuadas para el proyecto. Por lo tanto, la alternativa que se desarrollará a nivel de anteproyecto, para la zona de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis, será la de **rompeolas exentos de playa que favorezcan la formación de tómbolos**.

6.3.2 Acerca de las medidas para las problemáticas asociadas a los cursos de agua en cuenca 5 (Antoniópolis) y cuenca 7 (Arachania)

En primer lugar, para el balneario de Antoniópolis, resulta aproximadamente medio millón de dólares más económica la propuesta de construir una estructura de almacenamiento (alternativa 8), en comparación con la alternativa de rediseñar las alcantarillas existentes (alternativa 7). Adicionalmente, esta última opción es menos beneficiosa debido a que se deben expropiar 4 terrenos más en comparación con la alternativa 8, lo cual genera un mayor impacto social.

En conclusión, para el balneario de Antoniópolis se decide realizar a nivel de proyecto ejecutivo una **estructura de almacenamiento junto a la expropiación de un padrón (alternativa 8)**.

Por otra parte, para el balneario de Arachania, la alternativa del rediseño de las alcantarillas y expropiación de terrenos afectados (alternativa 9) y la combinación del rediseño de alcantarillas y una estructura de almacenamiento (alternativa 11) son las opciones estudiadas más económicas. El coste de estas alternativas es aproximadamente un millón de dólares menos que la alternativa en la que solo se considera una estructura de almacenamiento y la consiguiente expropiación de padrones afectados (alternativa 10). Por esta razón se descarta la alternativa 10.

Entre las alternativas 9 y 11, se cuenta con la principal diferencia que en la 11 no es necesaria la expropiación de terrenos, haciendo esta alternativa más favorable desde el punto de vista social. Debido a estas razones, se decide implementar un **estanque de almacenamiento y el rediseño de alcantarillas para el balneario de Arachania (alternativa 11)**.

7. Anexo

7.1 Acerca de los rompeolas

7.1.1 Rompeolas exentos

Se presentan de forma general las distintas clasificaciones de rompeolas que se mencionan en el análisis de alternativas.

7.1.2 Ubicación del rompeolas

Una forma de clasificar los rompeolas es según su ubicación relativa a la posición de la zona de surf o *surf-zone*. Siendo x la distancia del rompeolas a la línea de costa, x_{80} el ancho de la *surf-zone*, y x^* el cociente entre ambas distancias ($x^* = x/x_{80}$), se definen entonces los siguientes tipos de rompeolas exentos:

- Rompeolas *offshore*: si $x^* > 3$
- Rompeolas costero: si $2 > x^* > 0.5$
- Rompeolas de playa: si $0.5 < x^*$

Los rompeolas *offshore* no se utilizan para defensa de playas, sino como resguardo para embarcaciones o similar.

7.1.3 Tipos de rompeolas

Los rompeolas se pueden clasificar también por:

- Emergidos
- Sumergidos
- Flotantes

7.1.4 Respuesta de la playa a un rompeolas

Un obstáculo frente a la costa, como lo es un rompeolas exento, reduce el oleaje entre el obstáculo y la costa, lo que conlleva a una reducción de la capacidad de transporte de sedimento. El material transportado se deposita en la zona abrigada formando patrones en la línea de costa, pudiendo formar salientes o tómbolos, cuya diferencia principal radica en que en los tómbolos la arena llega al rompeolas y en las salientes no.

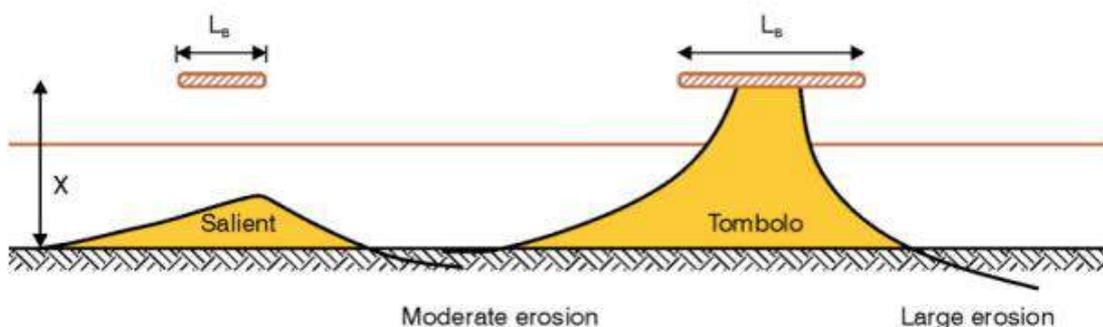


Figura 7-1 - Respuesta de la playa a un rompeolas. Extraído de *Shoreline Management Guidelines* (2017).

7.1.4.1 Rompeolas emergidos

Los efectos de los rompeolas emergidos en la línea de costa dependen principalmente de la relación entre la distancia del rompeolas a la línea de costa y la longitud del mismo.

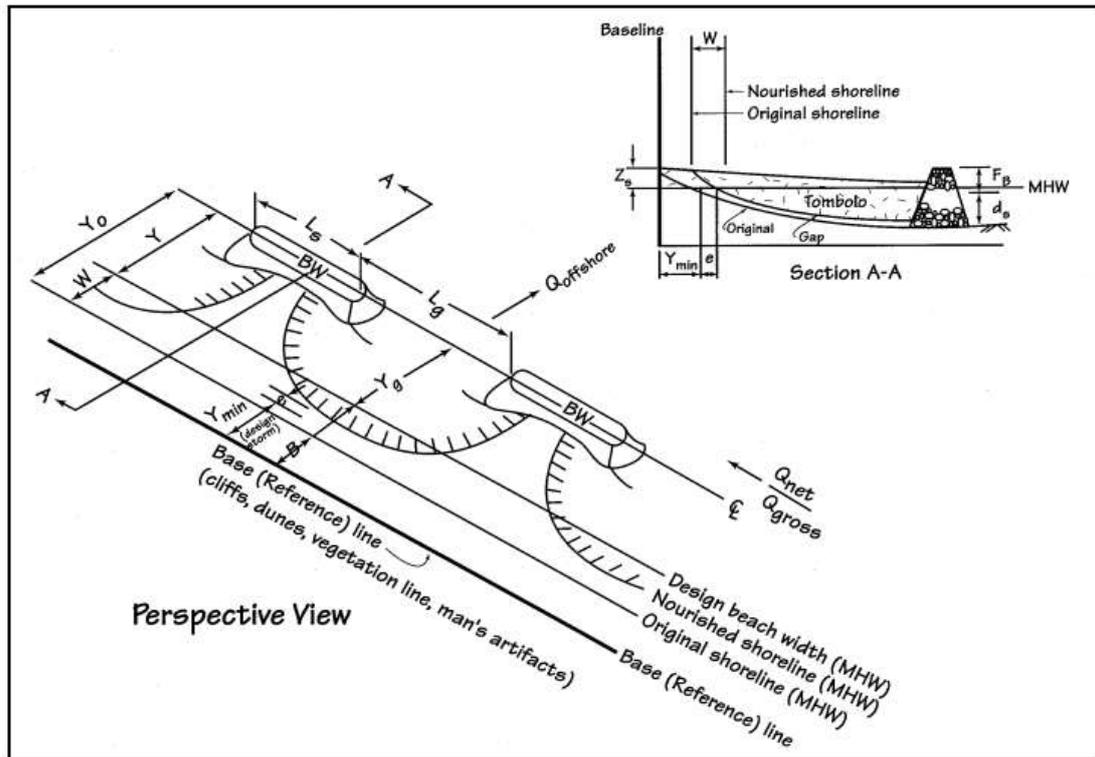


Figura 7-2- Rompeolas emergidos. Extraído del CEM.

Se presentan distintas relaciones planteadas por distintos autores para formación de salientes en rompeolas emergidos únicos o un conjunto de rompeolas:

Autor	Año	Relación	Comentarios
Gourlay	1981	$L_s/Y < 0.4 \text{ a } 0.5$	Formación de salientes
Shore Protection Manual	1984	$L_s/Y < 1$	No forma tómbolos
Dally & Pope	1986	$L_s/Y = 0.5 \text{ a } 0.67$	Formación de salientes para rompeolas únicos o segmentados
Suh & Darlympe	1987	$L_s/Y < 2 L_g/L_s$	No forma tómbolos, rompeolas segmentados
Ahrens and Cox	1990	$I_s = \exp(1.72 - 0.41 L_s/Y)$	$I_s = 3$ Salientes bien desarrolladas $I_s = 4$ Salientes suaves
Ahrens and Cox	1990	$L_s/Y < 1.5$	Salientes bien desarrolladas
Ahrens and Cox	1990	$L_s/Y < 0.8 \text{ a } 1.5$	Salientes suaves
Shoreline Management Guidelines	2017	$L_B^* = \frac{L_B}{x} < 0.6 \text{ a } 0.7$	

7.1.4.2 Rompeolas sumergidos

La respuesta de la playa frente a la implementación de rompeolas sumergidos se basa en la ubicación del rompeolas y el coeficiente de transmisión del mismo, que se define como el cociente de la altura de ola transmitida (H_T) sobre la altura de ola incidente (H_I) al rompeolas.

$$K_T = \frac{H_T}{H_I}$$

Las respuestas de la playa se pueden determinar con las relaciones propuestas por Pilarczyk en 2003, donde plantea que:

Para la formación de tómbolos:

$$\frac{L_S}{Y} > \frac{1 \text{ a } 1.5}{(1 - K_T)}$$

Para la formación de salientes:

$$\frac{L_S}{Y} < \frac{1}{(1 - K_T)}$$

Para la formación de salientes en múltiples rompeolas:

$$\frac{L_g Y}{L_S^2} > 0.5(1 - K_T)$$

Para calcular el coeficiente de transmisión de un rompeolas se puede utilizar las formulaciones propuestas por d'Angremond, Van Der Meer y De Jong en 1996:

$$K_t = -0.4 \frac{R_C}{H_i} + \left(\frac{B}{H_i}\right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5\xi})C$$

Dónde:

- R_C : distancia del coronamiento al nivel medio del mar
- H_i : altura de ola incidente
- B : ancho del rompeolas
- $C=0.64$ si la estructura es permeable y $C=0.80$ si es impermeable.
- ξ : Número de Iribarren.

El número de Iribarren se define como:

$$\xi = \frac{\tan(\alpha)}{(H_i/L_0)^{0.5}}$$

Siendo:

- α : La pendiente del talud
- L_0 : La longitud de onda en aguas profundas

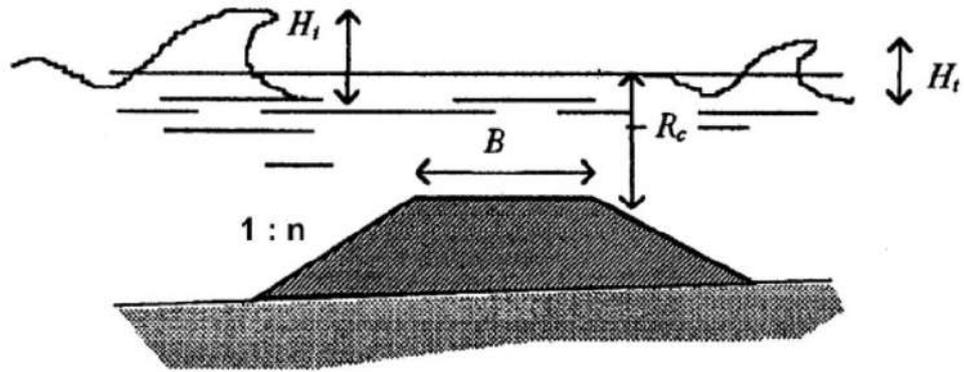


Figura 7-3 - Transmission characteristics, extraído de UDA, 1988.

7.2 Acerca del relleno de playa

7.2.1 Duración del relleno de playa

Para estimar la cantidad de relleno de playa que queda en función del tiempo se puede utilizar la fórmula planteada en el CEM:

$$p(t) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \left(\frac{\sqrt{\varepsilon t}}{a} \right) \left\{ \exp \left(- \left(\frac{a}{\sqrt{\varepsilon t}} \right)^2 \right) - 1 \right\} + \operatorname{erf} \left(\frac{a}{\sqrt{\varepsilon t}} \right)$$

Dónde:

- a : es la mitad del ancho de playa a rellenar
- ε : es la difusividad de la línea de costa (parámetro que depende de las condiciones de rotura del oleaje)
- t : tiempo

Para calcular la difusividad de la línea de costa se utiliza la ecuación planteada en el CEM:

$$\varepsilon = \frac{KH_b^2 C_{gb}}{8} \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right) \left(\frac{1}{1-n} \right) \left(\frac{1}{d_B + d_c} \right)$$

Dónde:

- K : es una constante
- H_b : es la altura de ola en la zona de rompientes
- C_{gb} : es la celeridad de la ola en la zona de rompientes
- ρ : es la densidad del agua
- ρ_s : es la densidad del sedimento
- n : es el índice de vacíos
- d_B : es la profundidad del agua en la zona de rompientes
- d_c : es la profundidad de cierre

Implementación de medidas de adaptación al cambio climático en el arco de playa La Paloma – La Pedrera

Tercer Entregable

Fariña, Paula

Piperno, Franco

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil.

Tutores

Sanguinetti, Juan

Solari, Sebastián

Tribunal

Díaz, Julieta

Lorenzo, Eugenio

Santoro, Pablo

Montevideo, Uruguay

Julio 2025

Contenido

1.	Introducción	4
2.	Obras de protección contra erosión costera	4
2.1	Introducción	4
2.2	Criterios generales del proyecto	4
2.2.1	Objetivo de la obra	4
2.2.2	Diseño conceptual	4
2.2.3	Carácter general de la obra.....	6
2.2.4	Periodo de retorno de fallo.....	8
2.3	Diseño de la obra.....	11
2.3.1	Diseño de los rompeolas.....	11
2.3.2	Dimensionamiento del rompeolas.....	24
2.3.3	Proceso constructivo de los rompeolas	38
2.3.4	Relleno de playa	41
2.3.5	Restauración de dunas.....	50
2.3.6	Estimación de costos	53
3.	Obras de mitigación de las problemáticas asociadas a los cursos de agua en Arachania	55
3.1	Introducción	55
3.2	Objetivos de la obra	55
3.3	Tipología de la presa	55
3.3.1	Clasificación de la obra de almacenamiento.....	55
3.3.1.1	Clasificación según Decreto N°123/999	56
3.3.1.2	Clasificación según SPANCOLD	56
3.3.2	Avenida de proyecto.....	57
3.3.3	Niveles del embalse	57
3.4	Ubicación del punto de cierre	58
3.5	Volumen de almacenamiento	61
3.5.1	Hidrograma de entrada	62
3.5.1.1	Método Racional Modificado	62
3.5.1.2	Método de bloque alterno	62
3.5.2	Modelación en SWMM	63
3.5.3	Volumen adoptado	64
3.5.4	Cota de vertido	69

3.6	Diseño del aliviadero	69
3.6.1	Ubicación y tipo de aliviadero.....	69
3.6.2	Diseño del canal excavado	70
3.6.3	Canal natural.....	73
3.6.4	Escenarios críticos de crecida	75
3.6.5	Resumen de las dimensiones del aliviadero	75
3.6.6	Volumen excavado	76
3.6.7	Proceso constructivo del aliviadero	76
3.7	Diseño de la presa	77
3.7.1	Cota de coronamiento de la presa.....	77
3.7.2	Niveles del embalse	77
3.7.3	Ancho de coronamiento	77
3.7.4	Volúmenes y áreas embalsados.....	77
3.7.5	Material utilizado.....	78
3.7.6	Estudios geotécnicos de la presa	78
3.7.7	Volumen necesario de material	83
3.7.8	Resumen de las dimensiones de la presa	84
3.8	Obras complementarias	84
3.8.1	Tubería.....	84
3.8.2	Obra de toma.....	85
3.8.3	Estructura de disipación de energía.....	85
3.9	Velocidades en las alcantarillas	86
3.10	Expropiación de los terrenos.....	87
3.11	Estimación de costos.....	88
4.	Problemáticas asociadas a los cursos de agua en Arachania.....	90
4.1	Diseño de alcantarilla	91
4.2	Velocidades en el canal	94
4.3	Procedimiento constructivo	95
5.	Síntesis del proyecto	96
6.	Láminas de diseño de Obras Hidráulicas	98

1. Introducción

En este entregable se presentan los diseños de las distintas obras seleccionadas. Como alternativa para la erosión costera se presenta el diseño de un relleno de playa con rompeolas de playa formando tómbolos. Por el lado de control de inundaciones continentales y erosión en alcantarillas se presenta el diseño de una estructura de almacenamiento en la cuenca 5, en el balneario de Antoniópolis, y la ampliación de una alcantarilla en la cuenca 7, en el balneario de Arachania, todas con un horizonte temporal 2050.

El entregable se divide en el diseño a nivel de anteproyecto de las obras contra la erosión costera en los balnearios de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis (Sección 2), y la obra contra la protección asociada a cursos de agua en el balneario de Antoniópolis (Sección 3). Finalmente, se presenta a nivel de proyecto básico (Sección 4), una obra de ampliación de alcantarillas en el balneario de Arachania, que si bien por sí sola no logra mitigar completamente los problemas asociados a los cursos de agua (inundaciones y erosión), permite disminuirlos considerablemente.

2. Obras de protección contra erosión costera

2.1 Introducción

En este capítulo se presenta el diseño a nivel de anteproyecto de la alternativa seleccionada para la mitigación de las problemáticas asociadas a la erosión costera: un relleno de playa con rompeolas costeros que forman tómbolos. Se analiza el carácter general de la obra, seguido del desarrollo del diseño preliminar de la alternativa, y el desarrollo a nivel de anteproyecto de la misma. Se estudia la configuración de los rompeolas, identificando una disposición capaz de cumplir con los objetivos planteados. En cuanto al relleno de playa, se estima el volumen de sedimento necesario para alcanzar la configuración deseada y se evalúan distintas zonas de préstamo. Finalmente, se diseñan las secciones estructurales que componen los rompeolas.

2.2 Criterios generales del proyecto

2.2.1 Objetivo de la obra

Los objetivos de la obra son:

1. Reducir el riesgo asociado a estados de mar de 100 años de periodo de retorno y horizonte temporal 2050 en los balnearios de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis.
2. Garantizar que el ancho de playa en La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis se mantenga, como mínimo, en su extensión actual para el horizonte temporal 2050, con el fin de preservar su función recreativa y ambiental.

2.2.2 Diseño conceptual

Se presenta esta sección un diseño conceptual de los rompeolas. En la Figura 2.1 se presenta un esquema ilustrativo dónde se presentan los principales parámetros a definir. Las distancias presentadas en la figura son:

- L_S : largo de cada rompeolas.
- L_G : distancia entre rompeolas.
- Y : distancia máxima de rompeolas a la línea de costa proyectada.
- Y_1 : distancia de la línea de costa a las viviendas, en la situación actual.

- Y_2 : ancho de playa adicional, sin considerar tómbolos.
- Y_3 : distancia estimada que necesita la playa para disipar la energía del oleaje.
- Y_4 : distancia de la línea de costa a las viviendas, en la situación proyectada.

Actualmente la playa tiene un ancho Y_1 , que corresponde a la distancia entre la línea de costa actual (promedio de las medianas anuales comprendidas entre el periodo 2020-2023) y la línea de viviendas (o infraestructura). Esta distancia incluye la berma y puede incluir dunas o enrocado. La distancia Y_3 corresponde a la distancia afectada por tormentas de oleaje de un periodo de retorno determinado, calculada para la situación actual. Debido a que $Y_1 < Y_3$ se desprende que en este ancho de playa Y_1 , la playa no es capaz de disipar completamente la energía del oleaje, por lo que existen viviendas afectadas.

Se propone entonces, a través de un aporte de arena y una obra de estabilización (rompeolas) alcanzar un ancho mínimo de playa Y_4 tal que las afectaciones por oleaje puedan ser disipadas antes de alcanzar la línea de viviendas. Cabe destacar que la distancia que la playa necesita para disipar la energía varía dependiendo de la configuración de la misma (ej.: No es lo mismo 100 metros de berma que 50 metros de berma y 50 metros de duna), por lo que no es necesariamente correcto decir que el ancho de playa resultante Y_4 deba ser mayor a Y_3 , sino que la distancia estimada que necesita la playa para disipar la energía del oleaje en la situación en la que se proyecta la playa debe ser menor a Y_4 . En resumen, se debe adicionar un ancho de playa en el cual se logre mitigar la energía del oleaje antes de que llegue a la infraestructura comprometida, y de forma que este relleno permanezca en el lugar proyectado, se diseña una estructura de estabilización: rompeolas de playa formando tómbolos.

Para lograr esto se deberá lograr un relleno de playa de ancho Y_2 , hasta alcanzar la posición de la línea de costa proyectada. A partir de esa línea proyectada se construyen rompeolas de largo L_s y espaciados L_g , a una distancia Y de la costa, que reducen el oleaje y permiten la acumulación de sedimentos.

Por lo tanto, el diseño de la obra implica (entre otras cosas) la obtención de las distancias Y_2 (y por ende Y_4), y las distancias L_s , L_g e Y .

Es importante aclarar que estas verificaciones se deben realizar en el año 2050, en el fin del horizonte del proyecto, de forma de garantizar que la obra cumpla con los objetivos planteados en todo el horizonte del proyecto.

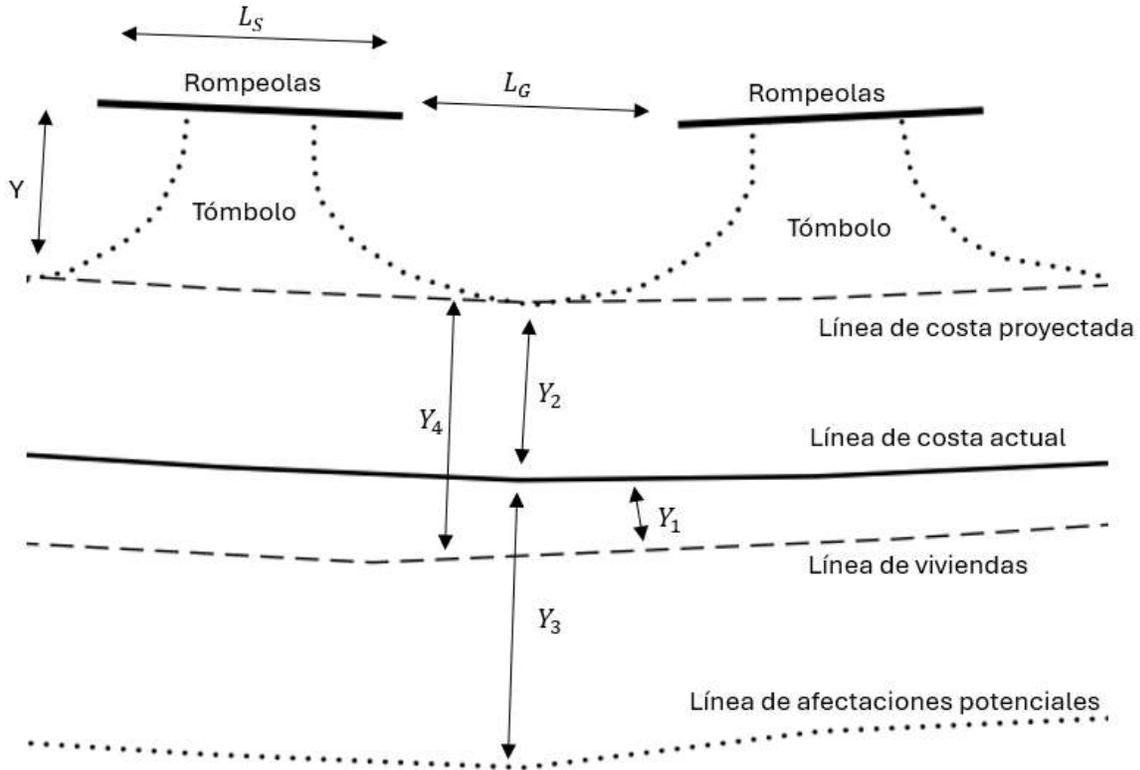


Figura 2.1 - Esquema diseño conceptual rompeolas.

2.2.3 Carácter general de la obra

La importancia de un tramo de obra marítima, su repercusión económica, social y ambiental generada en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad se valora en el carácter general de la obra. Para determinar el carácter general del proyecto se utilizan los procedimientos presentados en la ROM 0.0 “Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias” y la ROM 1.0-09 “Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo”, en dónde se utilizan los índices de repercusión económica (IRE) y de repercusión social y ambiental (ISA). Para ambos índices la ROM presenta una tabla especificando los valores dependiendo del tipo de área protegida o abrigada. En el caso del proyecto la protección es un área litoral para regeneración y protección de playas.

El IRE valora cuantitativamente las repercusiones económicas por reconstrucción de las obras y por cese o afectación de las actividades económicas directamente relacionadas con ella. En la Figura 2.2 se presentan los valores propuestos por la ROM de IRE en función del tipo de área abrigada. Además de esto, se presenta la vida útil mínima recomendada para este proyecto. En función del IRE se clasifican las obras marítimas en r1, r2 y r3, dónde r1 corresponde a obras con repercusión económica baja y r3 repercusión económica alta.

Por otra parte, el ISA estima de manera cualitativa el impacto social y ambiental esperado en caso de que se produzca una destrucción o pérdida de operatividad total de la obra, valorando la

posibilidad y alcance de pérdidas de vidas humanas, daños en el medio ambiente y en el patrimonio artístico histórico; y valorando también la alarma social generada, considerando que el fallo se produce una vez que las actividades económicas directamente relacionadas con la obra están consolidadas. Se presenta entonces la Figura 2.3, dónde se presenta además del ISA la probabilidad de fallo para el estado límite último y el estado límite de servicio. En función del ISA se clasifican las obras marítimas en S1, S2, S3 y S4, dónde S1 corresponde a obras sin repercusión social y ambiental significativa, y S4 a obras con repercusión muy alta.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE IRE ⁷		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V _m) ⁷ (años)
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ⁴	r ₃	Alto	50
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO	r ₂ (r ₃) ⁵	Medio (alto) ⁵	25 (50) ⁵
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES	r ₁ (r ₃) ⁶	Bajo (alto) ⁵	15 (50) ⁷
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS	r ₁	Bajo	15

Figura 2.2 - IRE y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada. Figura 2.2.33 de la ROM 1.0-09

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE ISA	P _{fELU}	P _{fELS}
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ³	s ₄ Muy alto	0.0001	0.07
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO	s ₂ (s ₃) ⁴ Bajo (alto) ⁴	0.10 0.0001	0.10 0.07
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES	s ₂ (s ₄) ⁵ Bajo (muy alto) ⁵	0.10 0.0001	0.10 0.07
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS	s ₁ No signif.	0.20	0.20

Figura 2.3 - ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y p_{fELS}. Figura 2.2.34 de la ROM 1.0-09

De acuerdo con los índices anteriores de IRE e ISA, se recomienda adoptar, como mínimo, los siguientes valores de proyecto:

- Vida útil mínima: 15 años
- Máxima probabilidad conjunta de fallo: 0.2

Debido a que el horizonte temporal del proyecto es el año 2050, y no se considera un remplazo de la obra, se opta por diseñar los rompeolas con una vida útil de 25 años.

2.2.4 Período de retorno de fallo

Para determinar el estado de mar de diseño del relleno de playa, se calcula el período de retorno que garantiza que la probabilidad de fallo durante la vida útil no supere el valor admisible previamente definido. A partir de la vida útil de la estructura y de la probabilidad de fallo asociada al Estado Límite Último (ELU), se obtiene el período de retorno del evento extremo que debe considerarse en el diseño. Esto se realiza mediante la siguiente expresión:

$$T_R = \frac{1}{1 - (P_{f_{ELU}})^{1/V_{\text{útil}}}}$$

A partir de los índices de carácter general presentados en la subsección 2.2.1 se tiene que:

$$T_R \cong 113 \text{ años}$$

En el posterior análisis del impacto de las tormentas se estudian principalmente eventos extremos de nivel de mar y oleaje, siendo el nivel de mar el que genera mayor impacto sobre la costa.

A través del régimen extremal del punto LP04 (presentado en- Entregable 1 – Sección 7.1.4), que se puede ver en la Figura 2.4, se tiene que la altura de ola con 113 años de periodo de retorno es de 3.2 m, incluida en el intervalo de confianza 3.6 m y 2.9 m. Se presenta el análisis extremal en la Figura 2.5.

Por otra parte, en la Figura 2.6 se presenta el análisis extremal del nivel de mar en puerto, dónde se ve que el nivel de mar en puerto con un periodo de retorno de 113 años es de 1.9 m desde el cero oficial, incluido en el intervalo de confianza de 1.6 m y 2.2 m.

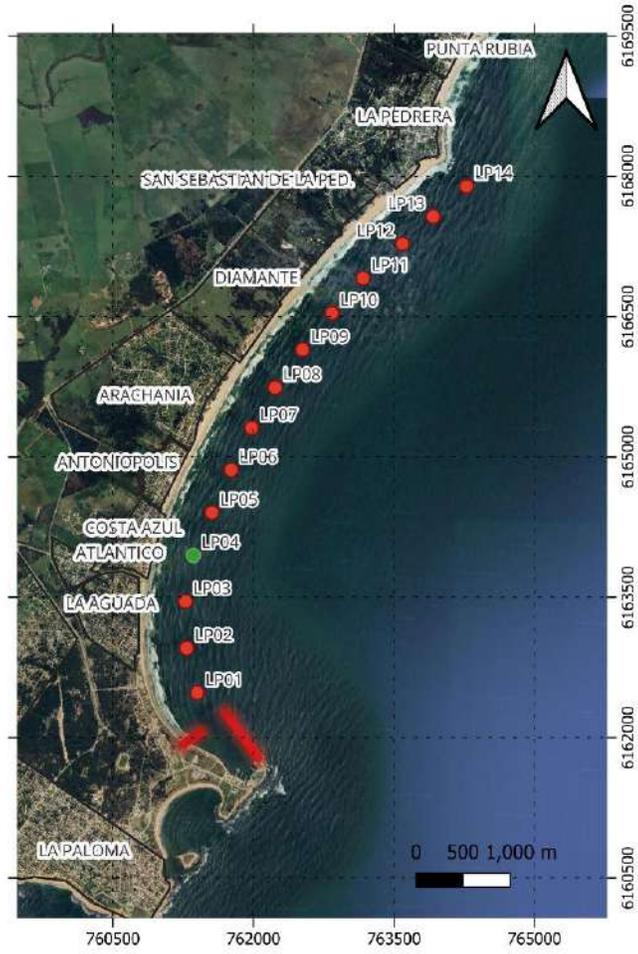


Figura 2.4 - Ubicación de punto LP04.

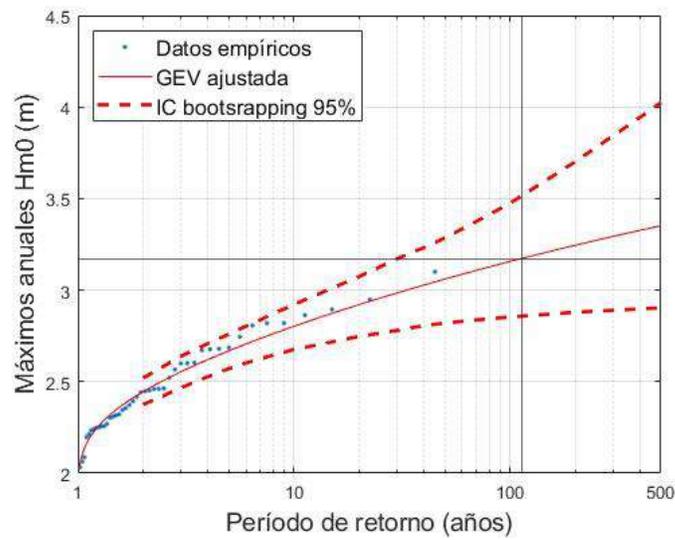


Figura 2.5 - Análisis extremal de altura de ola significativa H_{m0} en punto LP04.

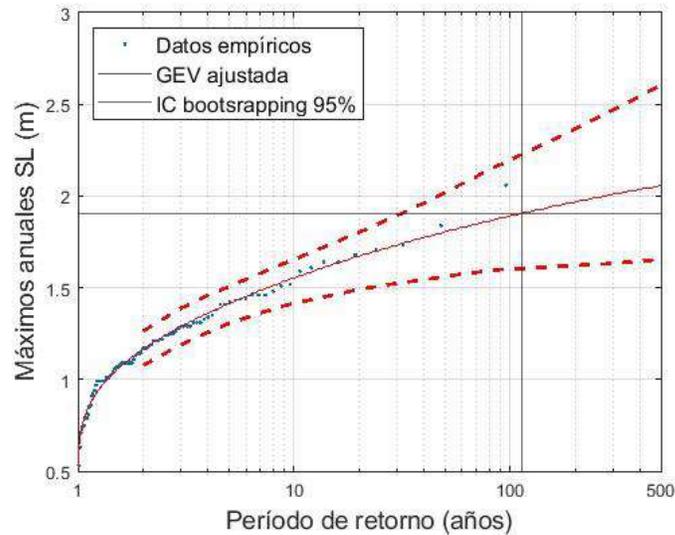


Figura 2.6 - Análisis extremo de nivel de mar (SL) en puerto.

Se evaluarán distintos estados de mar con el objetivo de que cumplan un periodo de retorno cercano a 113 años. En las Secciones 7.1.2 y 7.1.4 del Primer Entregable se analizaron los eventos extremos de nivel del mar y de altura significativa de ola, sin encontrarse una correlación clara entre ellos. Por lo tanto, se asume que ambos eventos son estadísticamente independientes.

Bajo esta hipótesis, la probabilidad conjunta de ocurrencia de un evento de altura significativa de ola y un evento de nivel del mar, ambos con un mismo periodo de retorno $Tr = i$, se calcula como:

$$P(Hm0_{Tr=i} \cap SL_{Tr=i}) = P(Hm0_{Tr=i}) \cdot P(SL_{Tr=i})$$

En la Tabla 2-1 se presentan los distintos estados de mar extremos que serán evaluados. Se consideran eventos con diferentes combinaciones de altura de ola y nivel del mar, y se analiza cómo estas combinaciones afectan en el diseño de los rompeolas.

Tabla 2-1 – Estados de mar extremos a estudiar.

Hm0 (Tr)	SL (Tr)	Prob. Conjunta (Tr)
113	2	226
2	113	226
10	10	100
10	50	500
10	100	1000
10	113	1130
50	10	500
50	50	2500
113	113	12769

2.3 Diseño de la obra

La obra consta de 3 grandes elementos que deben ser diseñados de forma conjunta. Estos son los rompeolas, el relleno de playa y las obras que favorezcan la preservación y crecimiento de las dunas. Todos estos elementos deben integrarse con el resto de los componentes que conforman la costa, que incluye bajadas a la playa, descarga de los cursos de agua sobre la playa y estacionamientos.

Se presentan a continuación los diseños a nivel de anteproyecto de cada uno de estos elementos, enfocándose particularmente en el diseño de los rompeolas y los rellenos de playa.

2.3.1 Diseño de los rompeolas

2.3.1.1 Introducción

En este capítulo se presenta la metodología empleada para definir la ubicación de los rompeolas, cumpliendo los requisitos que se presentaron en la Sección 2.2.2.

La metodología adoptada consiste en una primera aproximación basada en formulaciones empíricas y en diseños de rompeolas previamente existentes. La posición propuesta se evalúa posteriormente mediante el uso de la parábola de equilibrio y simulaciones con el modelo XBeach, con el objetivo de analizar su funcionalidad frente a los eventos de oleaje.

2.3.1.2 Integración con el entorno

La planificación de la obra busca no solo cumplir con los objetivos de mitigación de la erosión costera, sino también lograr una adecuada integración con el ecosistema de playa. En este sentido, se propone favorecer la formación de sistemas dunares en las zonas donde las condiciones lo permitan. Estas dunas actúan como elementos naturales de protección costera, reforzando la resiliencia del sistema litoral.

Debido a que las dunas son más propensas a crecer en las zonas por detrás de los tómbolos, se plantea una disposición de los rompeolas en la que los tómbolos se formen en la misma línea que las descargas continentales, de tal forma que las descargas recaigan en dunas, intentando minimizar el área de playa mojada por la conexión entre los cursos de agua y el océano.

Para favorecer el crecimiento de las dunas se plantean distintas alternativas, que serán desarrolladas en la sección 2.3.5.

Asimismo, se opta por conservar el enrocado en la zona de Costa Azul. A pesar de los inconvenientes que pueda tener este, se considera que conservarlo ayuda a mantener una capa más de seguridad frente a eventos extremos de oleaje.

Las bajadas a la playa y estacionamientos de vehículos no sufren modificaciones con la configuración actual.

2.3.1.3 Estudio de la posición de los rompeolas

El proceso del cálculo empleado para el estudio de la posición de los rompeolas implica un proceso iterativo que comienza suponiendo una distancia inicial de los rompeolas a la línea de costa, y una posterior evaluación del impacto de una tormenta sobre esta configuración inicial. A partir de esto se estudia si la distancia propuesta está bien diseñada, y en caso de no estarlo, se prueba con otra distancia, repitiendo el proceso hasta encontrar la distancia de diseño. En caso de que el ancho de playa sea suficiente, se itera disminuyendo el ancho del relleno buscando minimizar costes. Se busca

también maximizar el espaciado entre los rompeolas, de forma de utilizar la menor cantidad de rocas, pero garantizando la formación de tómbolos en el horizonte del proyecto.

En la sección 2.3.1.3.1 se presenta el procedimiento empleado para el estudio de la influencia del oleaje, que implica, además de una modelación XBeach para estudiar la distancia potencialmente afectada, la construcción de la topo batimetría resultante luego de la ejecución de las obras de relleno de playa y la construcción de los rompeolas.

2.3.1.3.1 Estudio de influencia del oleaje

Se presenta en esta sección los estudios para analizar los efectos de las tormentas de oleaje sobre el perfil de playa con la implementación de los rompeolas. De esta forma se puede confirmar si realmente el relleno de playa y el rompeolas logran reducir el riesgo asociado a las amenazas por eventos de oleaje.

Se presenta primeramente la construcción de la topo batimetría resultante, necesaria para poder simular los eventos de oleaje sobre un perfil teórico de playa con la implementación de los rompeolas. Posteriormente se presentan los resultados de modelaciones con el modelo XBeach.

Construcción de la topo batimetría resultante

Para poder modelar el efecto de las tormentas sobre la nueva configuración de la playa es necesaria la construcción de la topo batimetría resultante luego de la implementación de los rompeolas. Para esto se separa el perfil de playas en 4 zonas: Duna o enrocado, berma, batimetría desde la línea de costa hasta el rompeolas y batimetría luego del rompeolas. Todo este estudio se realiza para el horizonte temporal 2050.

Batimetría

La batimetría en la zona de estudio se divide en dos secciones: entre la línea de costa y los rompeolas, y la batimetría luego de los rompeolas. Para la primera sección se utilizan los perfiles de equilibrio de Dean para representar la forma del perfil de playa. Para esto se toma como hipótesis que el sedimento del relleno de playa tendrá una granulometría similar a la arena que existe hoy en día en la playa.

El perfil de equilibrio de Dean (1977)¹ plantea que los perfiles de playa siguen la siguiente relación:

$$h(x) = Ax^{2/3}$$

Dónde:

- h es la profundidad (m)
- x es la distancia desde la línea de costa
- A es un parámetro de forma que depende del tamaño de los sedimentos, que se puede estimar como:

$$A = 0.21d_{50}^{0.48}$$

Dónde:

¹ Dean, R.G. (1977). Equilibrium Beach Profiles: U.S. Atlantic and Gulf Coasts. Ocean Engineering Technical Report No. 12, Department of Civil Engineering, University of Delaware.

- d_{50} corresponde al diámetro medio de los sedimentos (mm)

En la región ubicada en el barlovento de los rompeolas, se utilizan los datos batimétricos presentados en el Primer Entregable (ver Sección 5.4). La integración entre ambos sectores se realiza cuidando la continuidad morfológica del fondo, evitando la generación de pozos o acumulaciones de sedimento que no tengan sentido físico. El resultado final se presenta en la Figura 2.7.

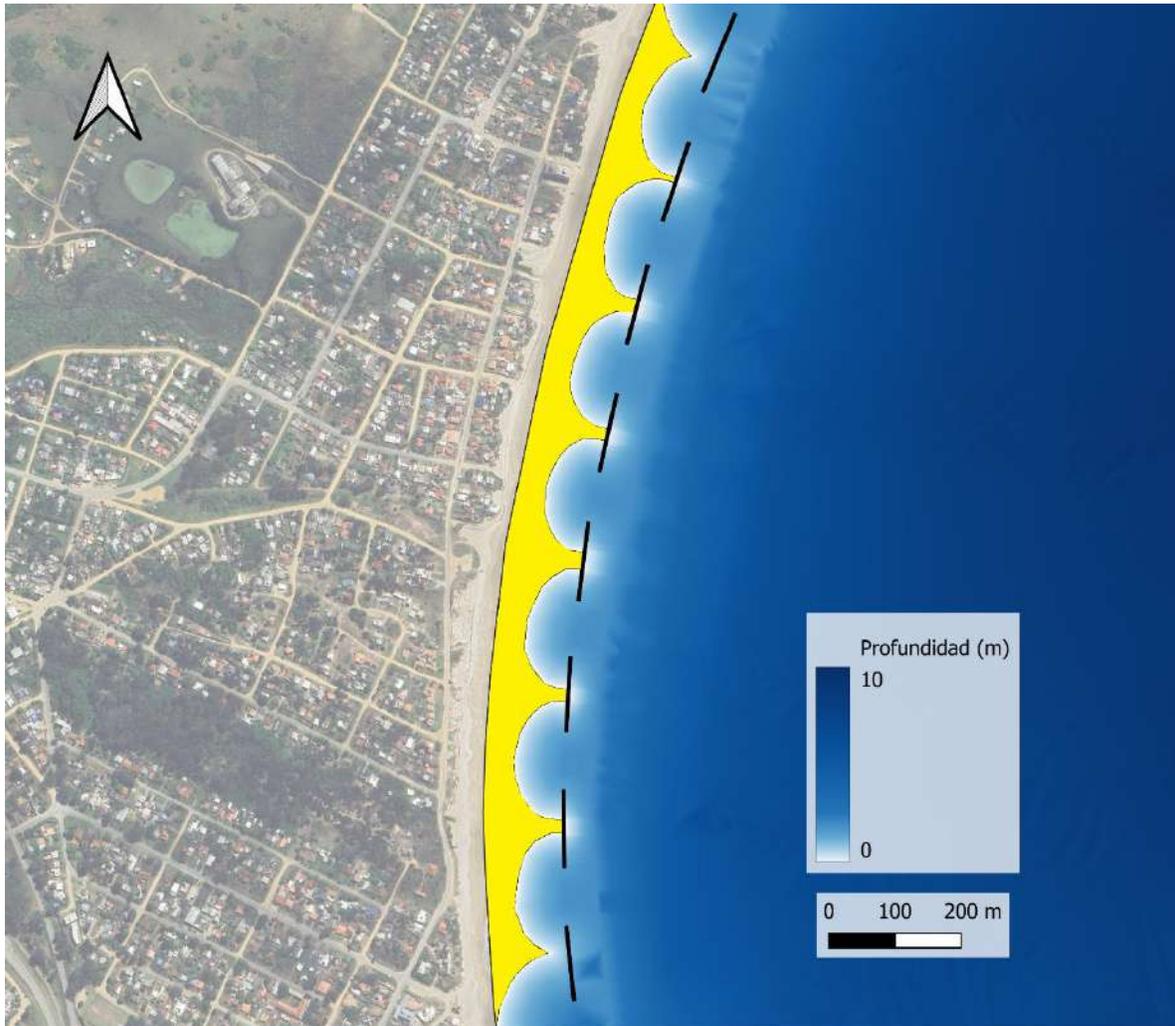


Figura 2.7 - Batimetría resultante. Horizonte 2050.

Topografía

Se presenta la metodología empleada para la reconstrucción de la topografía de las playas, conformada por la berma y las dunas o enrocado, dependiendo de la sección de la playa.

Para la reconstrucción de la berma de la playa se conserva la pendiente actual, obtenida a partir de perfiles topográficos relevados *in situ* por IMFIA (ver Entregable 1, Sección 5.5).

En cuanto a la formación de dunas, se analizan perfiles de playa “sanos”, ubicados cerca al área de estudio y que no presenta estructuras de enrocado. A partir de estos perfiles se determina la distancia entre la línea de costa y el pie de duna, la cual se considera representativa del espacio

necesario para el desarrollo natural de un sistema dunar. Esta distancia, que resulta del orden de los 80 metros, se proyecta sobre toda la zona de estudio, permitiendo identificar sectores con potencial para la formación de dunas. Se presenta un esquema en la Figura 2.8, dónde se representan las distintas zonas que conforman la topografía de la playa.

El análisis muestra que en la zona de La Aguada existe un entorno favorable para la presencia y desarrollo de dunas, lo que coincide con la situación actual de la playa. En cambio, en las zonas de Costa Azul y Antoniópolis, las condiciones sólo permiten la generación de dunas en los sectores donde se proyectaron tómbolos, los cuales fueron intencionalmente alineados con las desembocaduras de los cursos de agua. En la Figura 2.9 se presentan las zonas dónde potencialmente pueden crecer dunas.

La cota de coronamiento del enrocado y de las dunas corresponde a los valores medidos, habiéndose seleccionado, en ambos casos, las cotas más bajas registradas. La topografía tierra adentro del coronamiento se considera constante en la zona del enrocado, ya que no se pretende analizar los procesos que ocurren en esa área.

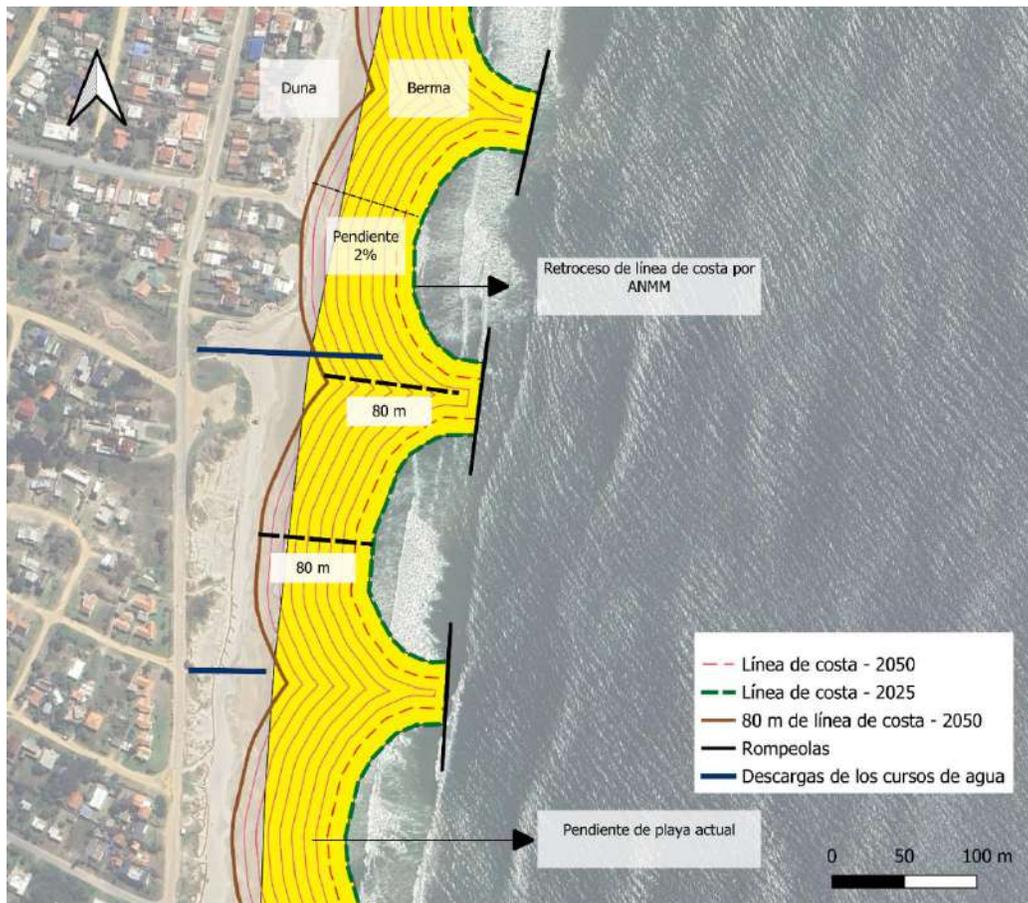


Figura 2.8 - Reconstrucción topografía en la zona de estudio.

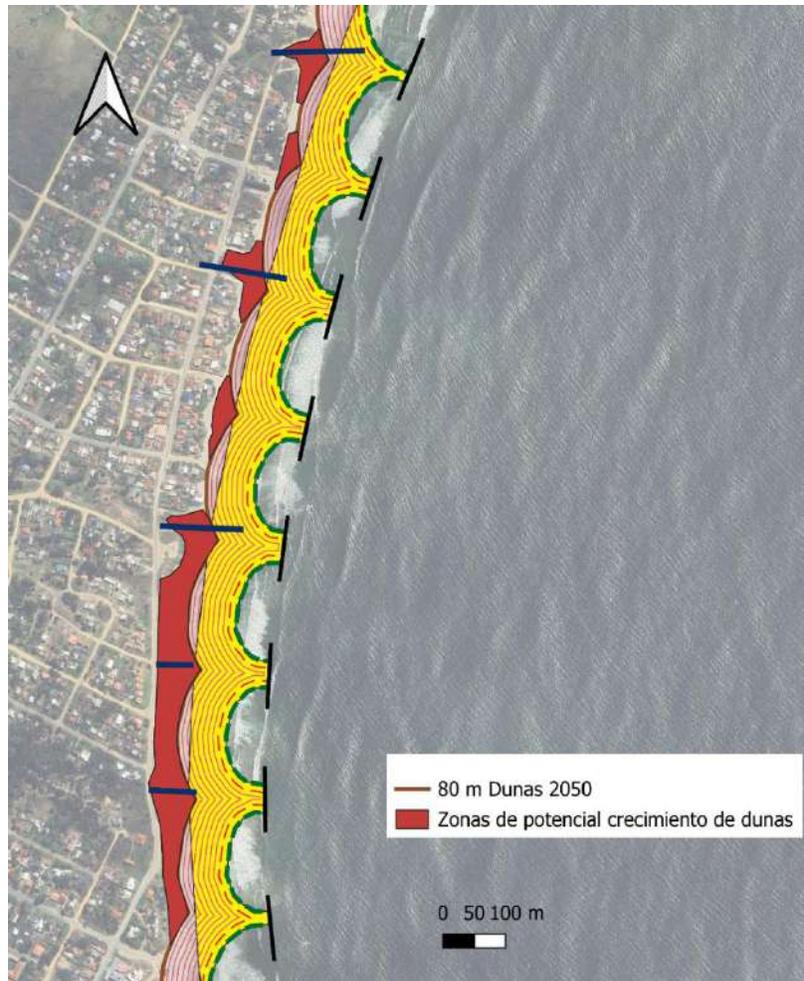


Figura 2.9 - Zonas de potencial crecimiento de dunas.

Perfiles resultantes

Se estudiarán 4 perfiles tipo, que representan las distintas formas que podemos encontrar la playa a partir de la configuración de rompeolas. En la Figura 2.10 se presenta la ubicación de los perfiles y en las Figuras 2.11, 2.12, 2.13 y 2.14 se presentan los perfiles resultantes. Se grafican con un rompeolas de 1 metro de francobordo, 4 metros de ancho y taludes 2H:1V.

1. Perfil sin rompeolas – Zona con enrocado (P1)
2. Perfil incluyendo rompeolas – Zonas con enrocado (P2)
3. Perfil incluyendo rompeolas – Zonas con dunas (P3)
4. Perfil sin rompeolas – Zonas con dunas (P4)

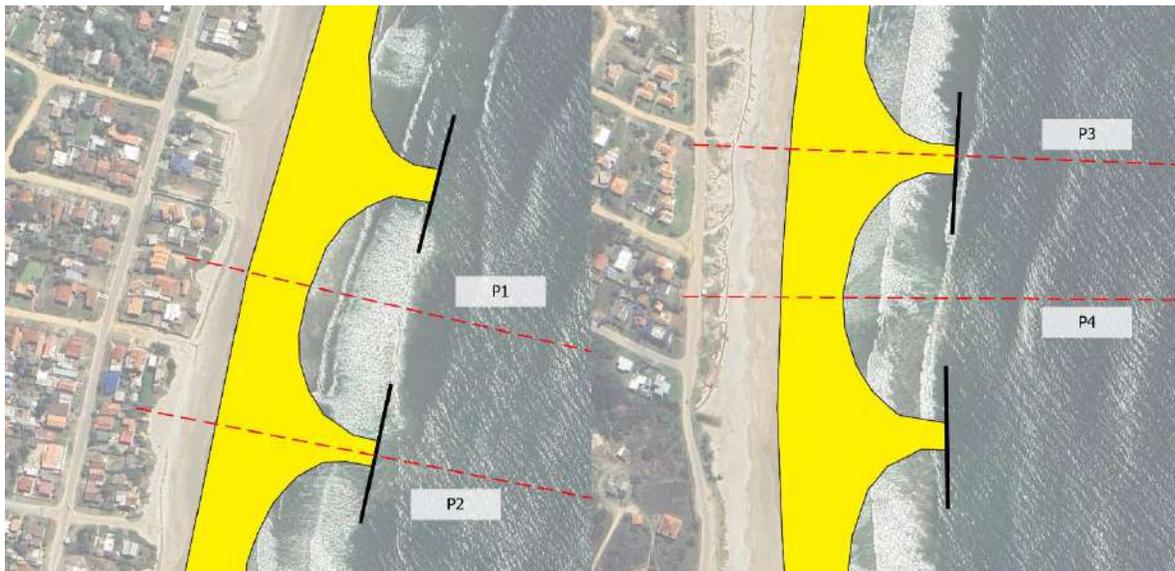


Figura 2.10 - Perfiles tipo de estudio.

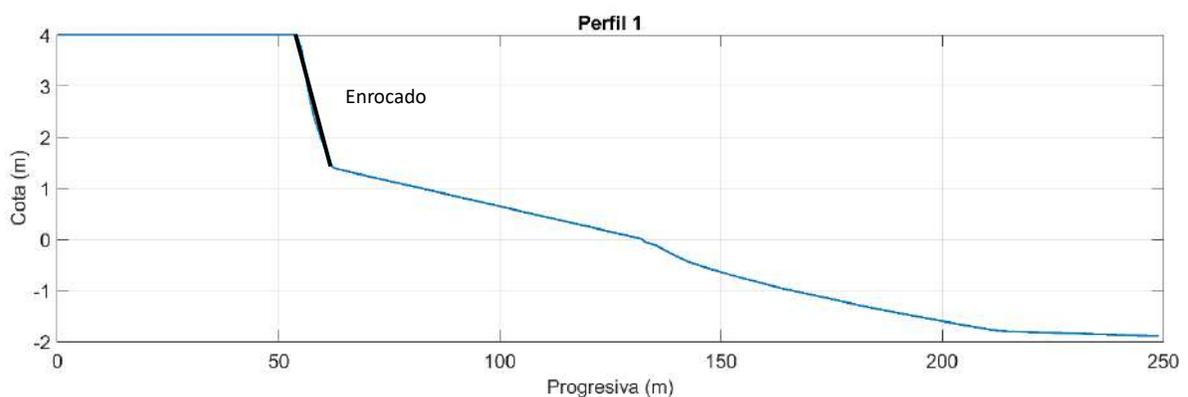


Figura 2.11 - Perfil 1: Zona sin rompeolas y con enrocado. Cota referida al cero oficial.

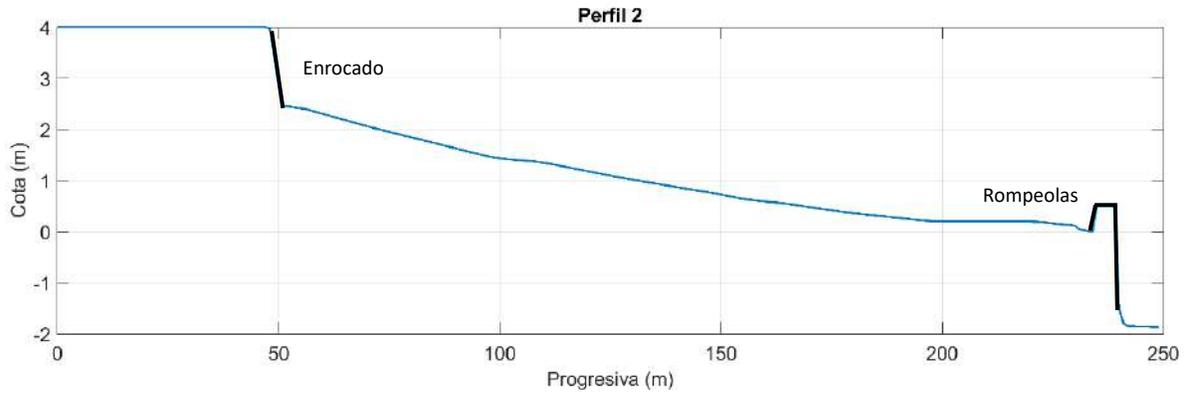


Figura 2.12 - Perfil 2: Zona con rompeolas y con enrocado. Cota referida al cero oficial.

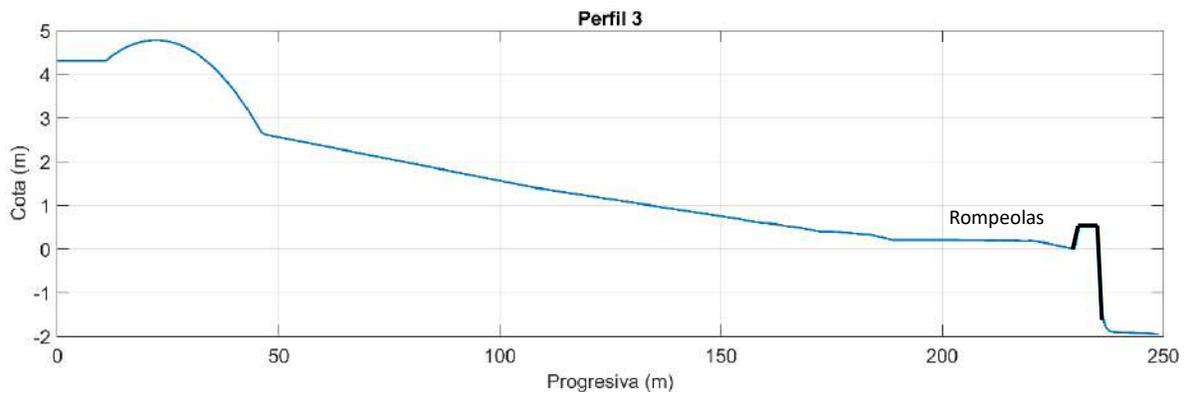


Figura 2.13 - Perfil 3: Zona con rompeolas y con dunas. Cota referida al cero oficial.

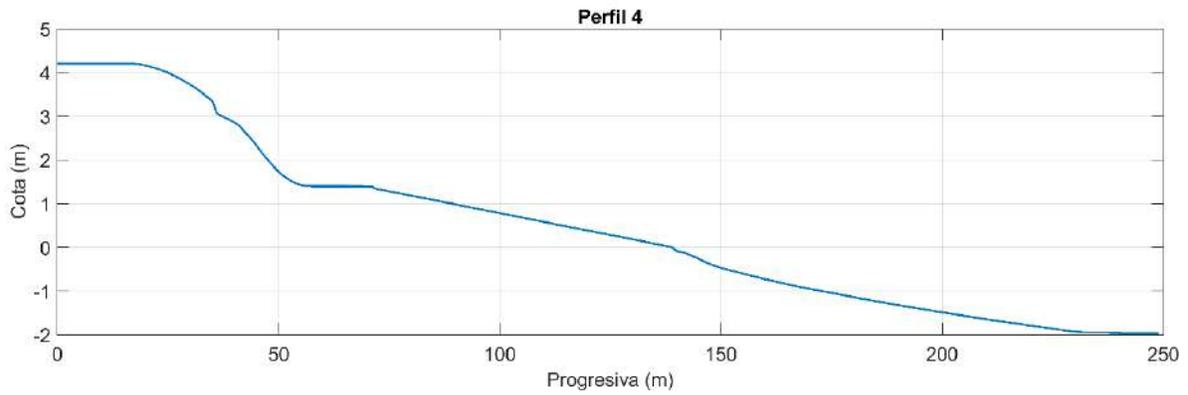


Figura 2.14 - Perfil 4: Zona sin rompeolas y con dunas. Cota referida al cero oficial.

2.3.1.3.2 Posición de los rompeolas con formulaciones empíricas

Tal como se presentó en el Segundo Entregable, la primera aproximación de la posición de los rompeolas se realiza con formulaciones empíricas.

Se utiliza la formulación planteada por Suh & Dalrymple (1987)², en dónde se dice que un tómbolo se forma cuando:

$$L_s/Y > 2 L_G/L_s$$

Dónde (ver Figura 2.15):

- L_s : es el largo del rompeolas
- Y : es la distancia del rompeolas a la línea de costa luego del relleno
- L_G : Es el largo del espaciado entre los dos rompeolas.

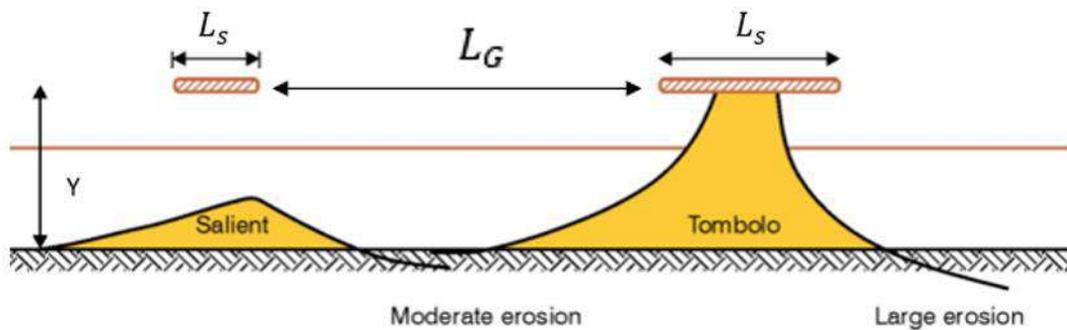


Figura 2.15 - Respuesta de la playa a un rompeolas. Extraído de *Shoreline Management Guidelines* (2017).

2.3.1.3.3 Impacto de tormentas sobre nuevo perfil

Con el objetivo de analizar el impacto de las tormentas de oleaje sobre el nuevo perfil de playa se estudian las mismas través de un modelo XBeach en 1D. Este modelo permite ver cómo se redistribuyen los sedimentos a lo largo de los perfiles de playa bajo la acción del oleaje, permitiendo observar, por ejemplo, la erosión en las dunas y si las afectaciones pueden alcanzar infraestructura construida. Las hipótesis son las mismas que en las presentadas en el Primer Entregable. Se estudian distintas tormentas, variando el nivel de mar y el periodo de retorno del oleaje.

Criterio para evaluar funcionamiento

Para evaluar si una tormenta afecta la infraestructura construida, se deben considerar dos criterios distintos según el tipo de protección existente: uno para las zonas con dunas y otro para las zonas con enrocado.

² Suh, K.-D., & Dalrymple, R. A. (1987). Offshore breakwaters in laboratory and field. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 113(2), 105–121. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(1987\)113:2\(105\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(1987)113:2(105))

En las áreas donde la playa cuenta con enrocado, el criterio de evaluación consiste en determinar si la altura de ola al pie del enrocado supera la altura de ola de diseño de las rocas que lo conforman. Este enfoque se basa en la hipótesis de que las rocas utilizadas en el enrocado de Costa Azul corresponden a las especificadas en el proyecto. Dado que el tamaño de las rocas varía según el sector del enrocado, se adopta como referencia el tamaño de roca más pequeño, con el fin de garantizar que no se produzca movimiento de material en ninguna parte del sistema. Se cuenta con el dato del tamaño (o peso) de las rocas planteadas en el proyecto, pero no se cuenta con la altura de ola en el pie del enrocado utilizada para el diseño, por lo tanto, se emplea una formulación que permita determinar la altura de ola que resisten rocas de ese tamaño. Para esto se utiliza la fórmula de Hudson³, utilizada para estudiar la estabilidad de rocas en taludes bajo la influencia del oleaje:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{(K_D \cot \alpha)^{1/3}}{1.27}$$

Dónde:

- H_s : La altura de ola significativa en el pie de la estructura
- Δ : es la densidad relativa de las rocas, determinada por:

$$\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1$$

- Siendo ρ_r y ρ_w las densidades de las rocas y la densidad del agua salada respectivamente.
- D_{n50} : El diámetro medio de las rocas
- α : El ángulo del talud
- K_D : Coeficiente de estabilidad ($K_D=2$ para olas rompiendo y $K_D=4$ olas sin romper).

Considerando rocas de $D_{n50}=0.33$ m, taludes 1V:2H ($\alpha=26.6^\circ$), densidad de las rocas 2650 kg/m^3 , densidad del agua salada como 1030 kg/m^3 , y olas rompiendo, se llega a que la altura de ola en el pie del enrocado H_s debe ser:

$$H_s < 66 \text{ cm}$$

Este enfoque, si bien conlleva importantes incertidumbres, permite establecer un criterio que, desde una perspectiva de seguridad, evita el sobredimensionamiento del relleno de playa y de los rompeolas, al permitir que parte de la energía del oleaje se disipe en el enrocado existente. Cabe destacar que, aunque en la actualidad el enrocado es percibido negativamente por buena parte de la población local, la implementación de los rompeolas podría contribuir a mejorar su imagen.

Actualmente, las principales críticas al enrocado son tres: en primer lugar, la ocurrencia periódica de movimientos de rocas; en segundo lugar, la formación de una “terrazza” frente a la primera línea de viviendas, que dificulta el acceso de los usuarios a la playa; y, en tercer lugar, el rechazo estético que genera.

³ Hudson, R. Y. (1959). Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *Journal of the Waterways and Harbors Division*, 85(3), 93–121. <https://doi.org/10.1061/JWHEAU.0000142>

La incorporación de los rompeolas busca reducir el desprendimiento de rocas al disminuir la energía del oleaje durante eventos de tormenta significativos. Además, se propone complementar la intervención con un relleno de arena sobre el enrocado, tal como se contemplaba en el proyecto original, con el objetivo de mejorar su integración con el entorno.

En las zonas donde existen dunas, el criterio adoptado consiste en verificar que las tormentas de oleaje no superen el coronamiento de las mismas. Esta medida se justifica en que parte de la infraestructura costera, en particular la rambla, se encuentra protegida por dichas dunas.

2.3.1.3.4 Resultados

Tal como fue mencionado previamente, se realizan modelaciones contemplando distintos periodos de retorno de nivel de mar y de oleaje. A través de los resultados hallados, se nota que la distancia potencialmente afectada por tormentas de oleaje se ve mayormente influenciada por aumentos en el nivel de mar, perdiendo importancia la altura de la ola. Esto se debe a que las olas rompen y recorren una gran distancia a poca profundidad, disipando la energía por acción de fondo. Se obtiene entonces que, dentro de los escenarios estudiados, los casos más críticos se dan con niveles de mar de 113 años, sin presentar grandes variaciones en el periodo de retorno de la ola. Por esta razón se presentan los resultados con nivel de mar de 113 años de periodo de retorno, y oleaje de 100 años de periodo de retorno.

De forma de evaluar la distancia afectada por eventos de oleaje se estudian principalmente los perfiles P1 y P4 que no cuentan con rompeolas, debido a que son los perfiles más críticos, ya que cuentan con menor distancia de playa para disipar energía. En la Figura 2.16 se presenta un ejemplo del resultado en el perfil P1, dónde se observa que el perfil final se interrumpe por el enrocado. Esto se debe a que, en el XBeach, para simular una estructura dura, tal como un rompeolas, o un enrocado, se considera un tramo del perfil de playa como no erosionable. Debido a esto, para evaluar si el enrocado está funcionando, se utiliza el criterio previamente mencionado.

En la Figura 2.17 se presenta un ejemplo de simulación para el perfil P4. En este perfil, debido a que no hay presencia de estructuras duras, es posible evaluar el funcionamiento de la obra únicamente con el perfil resultante. Se nota que, para eventos de oleaje de 10,25 y 100 años de periodo de retorno, con un nivel de mar en puerto de 113 años de periodo de retorno, la duna, con el ancho de playa proyectado, es capaz de amortiguar la tormenta.

Finalmente, estas verificaciones se realizan considerando un nivel del mar asociado a un periodo de retorno de 113 años, y oleajes con periodos de retorno de 10, 25 y 100 años, variando el ancho de la berma en incrementos de 10 metros, abarcando un rango que va desde los 30 metros (configuración actual) hasta los 80 metros (configuración inicial). A continuación, se presenta la configuración seleccionada, correspondiente al primer ancho de playa que logra disipar la energía del oleaje antes de alcanzar la infraestructura construida.

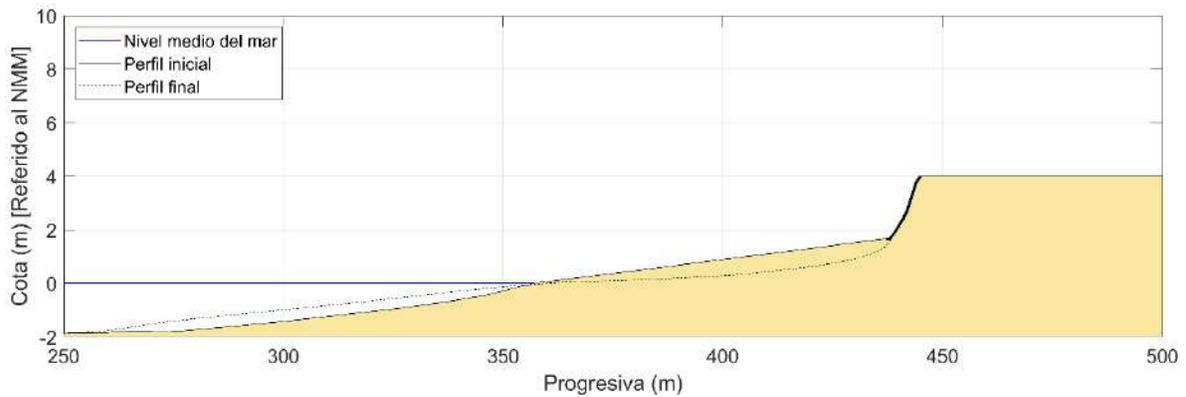


Figura 2.16 - Resultados modelo XBeach en perfil de playa P1, sin rompeolas y con enrocado. Relleno de playa de 60 metros. Oleaje de 100 años de período de retorno y nivel de mar en puerto de 113 años de período de retorno.

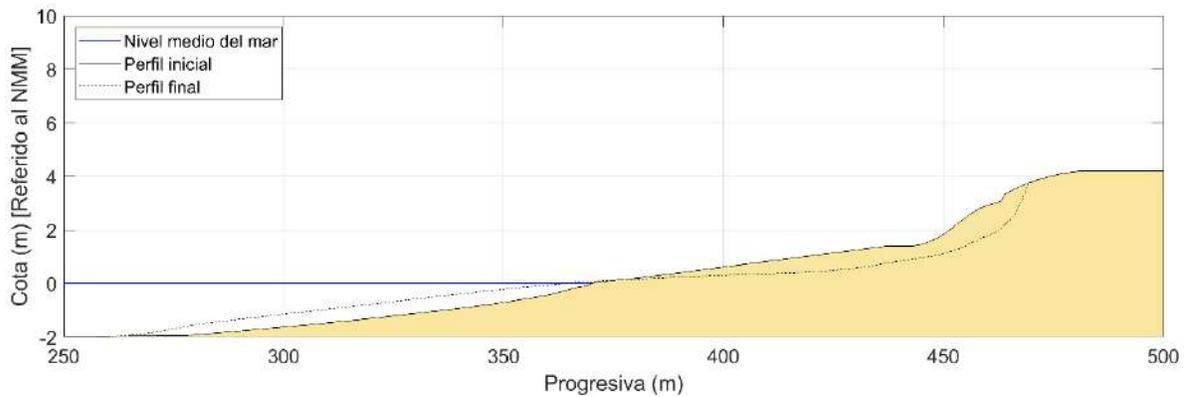


Figura 2.17 - Resultados modelo XBeach en perfil de playa P4, sin rompeolas y sin enrocado, con relleno de playa de 40 metros. Oleaje de 100 años de período de retorno y nivel de mar en puerto de 113 años de período de retorno.

Posición de los rompeolas:

A partir del proceso iterativo mencionado se llega a la configuración de diseño de los rompeolas, resultando:

- Largo de los rompeolas - L_S : 120 m
- Espaciado entre rompeolas - L_C : 100 m
- Distancia entre línea de costa proyectada y rompeolas - Y : 60 m
- Ancho de relleno de playa - Y_2 : 40 m
- Distancia mínima entre línea de viviendas y línea de costa proyectada - Y_4 : 70 m

2.3.1.3.5 Posición de equilibrio en planta

Se presenta en este capítulo la posición de equilibrio de la línea de costa para la configuración resultante utilizando la parábola de equilibrio. Según Hsu (2008)⁴ la parábola de equilibrio (ver

⁴ John R-C. Hsu, Lindino Benedet, Antonio H. F. Klein, André L. A. Raabe "Appreciation of Static Bay Beach Concept for Coastal Management and Protection," Journal of Coastal Research, 2008(241), 198-215, (1 January 2008)

Entregable 1 – Sección 8.3.1) es capaz de representar la posición de equilibrio en planta de la playa en el sotavento de rompeolas.

A través del software Mepbay se logra obtener las parábolas de equilibrio considerando cada extremo de rompeolas como un punto de difracción, y tomando una sección recta de línea de costa proyecta como sección recta no afectada por la difracción. Se presenta el resultado en la Figura 2.18, dónde se nota la formación de tómbolos.

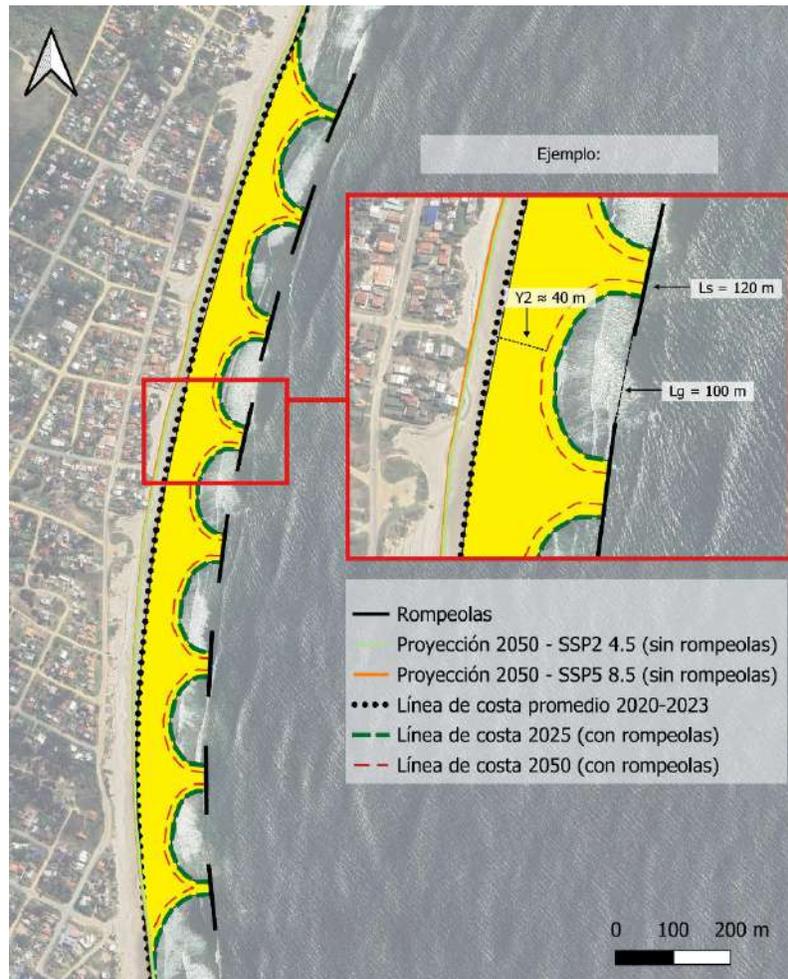


Figura 2.18 - Posición de equilibrio en planta de la línea de costa con los rompeolas exentos. Configuración final.

2.3.1.3.6 Influencia de la cota de coronamiento

A partir de estas modelaciones se estudia también la influencia de la altura de la cota de coronamiento de los rompeolas, para lo que se modelan distintas tormentas para dos alturas de coronamiento de rompeolas: 0.5 y 1 metro de francobordo.

Para evaluar la influencia de la altura de la cota de coronamiento se estudian principalmente los perfiles P2 y P3, aquellos que cuentan con rompeolas. En la Figura 2.19 se presentan los resultados para el rompeolas, en el perfil P2, con 0.5 metros de francobordo, medido desde el nivel medio del mar, mientras que en la Figura 2.20 se presentan los resultados para un rompeolas con 1m de francobordo, medido desde el nivel medio del mar. Se puede notar que, la principal diferencia radica

en el perfil de playa en sotavento del dique, existiendo mayor erosión con la disminución del tamaño del dique, erosionando el tómbolo, pero cumpliendo con los requisitos del proyecto. No se considera que esta erosión genere grandes dificultades para el funcionamiento ni vida útil del proyecto, por lo que se opta, de forma de minimizar costos, un francobordo de 0.5 m, sobre el nivel medio del mar.

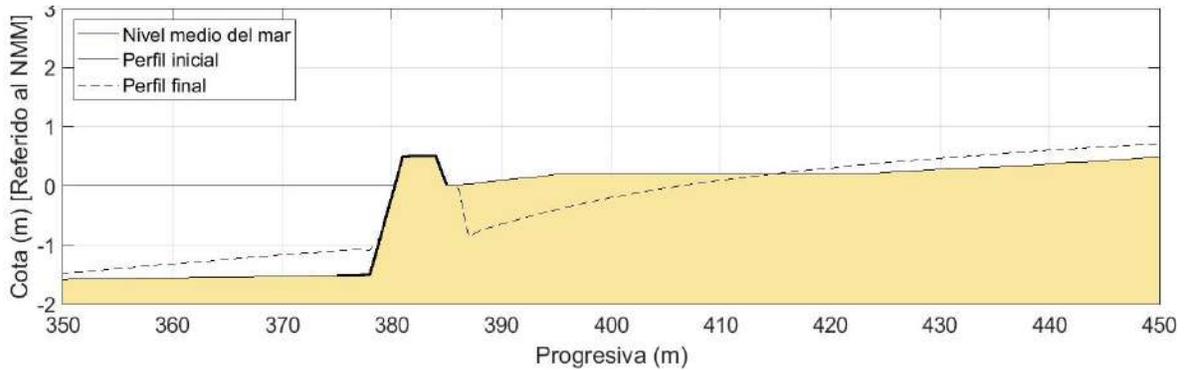


Figura 2.19 - Resultados modelo XBeach en perfil de playa P2. Rompeolas con 0.5 m de francobordo. Oleaje de 100 años de período de retorno y nivel de mar en puerto de 113 años de período de retorno.

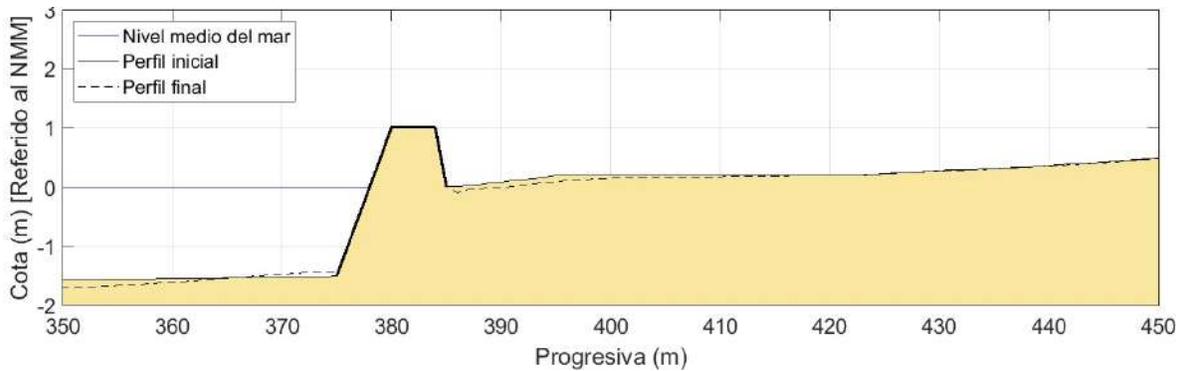


Figura 2.20 - Resultados modelo XBeach en perfil de playa P2. Rompeolas con 1 m de francobordo. Oleaje de 100 años de período de retorno y nivel de mar en puerto de 113 años de período de retorno.

2.3.2 Dimensionamiento del rompeolas

2.3.2.1 Materiales de construcción

La elección del material principal para la construcción del rompeolas constituye una de las decisiones más relevantes del diseño, ya que impacta directamente en la durabilidad, el costo y el impacto ambiental de la obra. Los materiales comúnmente utilizados en este tipo de estructuras son:

1. Rocas
2. Piezas de hormigón prefabricadas
3. Tubos de geotextil

El uso de roca natural de gran tamaño es el método más tradicional y robusto para la construcción de rompeolas. Consiste en la disposición de rocas de distintas granulometrías para formar un talud estable que disipe la energía del oleaje. Presenta la ventaja de tener alta durabilidad y bajo mantenimiento. En cuanto al apartado económico, su precio depende fuertemente de la existencia de canteras cercanas al punto dónde se construirá el enrocado. Puede también presentar desventajas desde el punto de vista logístico en la colocación.

Otra medida habitualmente utilizada en obras de ingeniería costera es el uso de bloques de hormigón prefabricado. Tienen como gran ventaja que se diseñan maximizando el trabado entre las piezas, minimizando el volumen total necesario para lograr la estabilidad. Como desventaja suelen tener un coste más elevado y que se debe garantizar una producción controlada en planta que garantice que el hormigón funcione correctamente en ambientes hostiles.

Los tubos de geotextil son bolsas rellenas de arena u otro material granular. Como gran ventaja presenta la simplicidad constructiva, ya que pueden ser rellenos *in situ*. Como desventaja se presenta su menor durabilidad, que puede hacer que se pierda material del relleno, perdiendo prácticamente la funcionalidad de la obra.

Se opta por el desarrollo de los rompeolas con rocas, debido a la gran experiencia que existe con la utilización de este material, y que garantizan, frente a un buen dimensionamiento, una alta durabilidad. Se debe evaluar la factibilidad económica de esta alternativa con un estudio sobre las posibles canteras para extracción de rocas.

2.3.2.2 Perfil del rompeolas

Existen muchas secciones tipo empleadas para la protección de las áreas litorales y portuarias. Para el diseño del rompeolas se opta por la tipología habitualmente empleada para este tipo de estructuras: dique en talud sin superestructura.

Esta tipología típicamente consta de un cuerpo central, una secuencia de mantos formando una transición entre un núcleo de todo uno (material extraído de una cantera sin clasificación ni procesamiento adicional) y el manto principal, elemento resistente de la acción del oleaje y que puede estar construido tanto por piezas naturales como artificiales. Para asegurar la estabilidad y la forma del talud es necesario construir una berma de pie que proteja adecuadamente el terreno, la cimentación y, además, proporcione apoyo a los mantos secundarios y principal (ROM 1.0-09).

Debido que la estructura está fundada a pocos metros del NMM (entre 1.5 y 2 metros), la configuración típica empleada para rompeolas de rocas sueltas presenta grandes dificultades desde el plano constructivo. Es por esta razón que se opta por un diseño de rompeolas con todo el perfil

cubierto por rocas uniformes dimensionadas para el manto principal, las cuáles se apoyan sobre una capa base de rocas más pequeñas, que actúan como soporte para las rocas del manto principal, y ayudan a la protección contra la socavación. La transición entre el lecho arenoso y la capa de rocas se realiza mediante geotextiles, que restringen el lavado del suelo. Se presenta un esquema en la Figura 2.21.

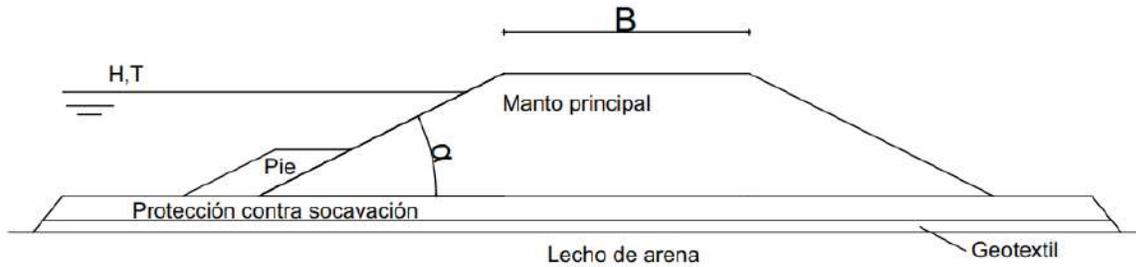


Figura 2.21 - Esquema del perfil del rompeolas.

2.3.2.3 Manto principal

El cálculo de la estabilidad de las rocas de una estructura se divide principalmente en 2 casos:

- Estructuras no sobrepasadas y ligeramente sobrepasadas
- Estructuras de cresta baja, que pueden estar
 - Sumergidas, si el francobordo $R_C < 0$
 - Emergidas, si el francobordo $R_C > 0$

La principal diferencia radica en que en el caso de que la estructura nunca sea sobrepasada es necesario calcular la estabilidad de las rocas únicamente del lado del barlovento de la estructura (I, en Figura 2.22), mientras que para el caso de estructuras de cresta baja es necesario calcular las dimensiones de las rocas tanto en el barlovento, como en la cresta (II, en Figura 2.22) y en el sotavento (III, en Figura 2.22). Como parte de la energía puede pasar por encima del rompeolas usualmente las rocas calculadas para estructuras de cresta baja suelen tener menor masa que las rocas calculadas para estructuras que nunca son rebasadas (CIRIA, CUR, & CETMEF, 2007)⁵.

En busca de que los rompeolas sean funcionales, pero a la vez generen la menor afectación a la playa desde el punto de vista estético, y sean más económicos, se diseñan como estructuras de cresta baja emergidas.

⁵ CIRIA, CUR, & CETMEF. (2007). *The Rock Manual: The use of rock in hydraulic engineering (2nd ed.)*. CIRIA, C683.

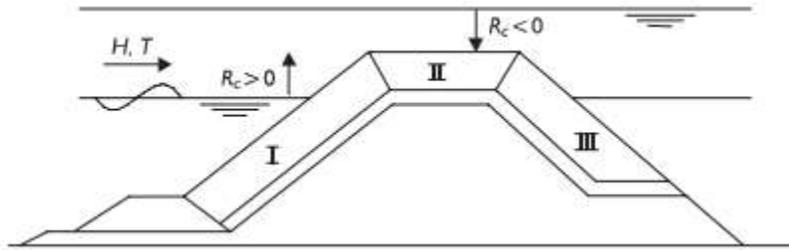


Figura 2.22 – Secciones que conforman el manto principal del rompeolas: barlovento (I), cresta (II) y sotavento (III).

El procedimiento para dimensionar las rocas del rompeolas de cresta baja requiere analizar dos condiciones de operación: la condición emergida y la condición sumergida. Para esto, se estudiará la estabilidad de las rocas en los escenarios planteados en la sección 2.2.4, y también eventos de oleaje extremo con niveles de mar cercanos al nivel medio, de forma de estudiar casos dónde la estructura se encuentra emergida.

Para la condición emergida, donde la cresta está sobre el nivel del agua, se calcula el tamaño de la roca utilizando las fórmulas para estructuras no rebalsables (Van der Meer (1998)⁶ y Hudson (1959)⁷, capítulos 2.3.2.3.1 y 2.3.2.3.2 respectivamente). Posteriormente, a este resultado se le aplica un factor de reducción (rD) que ajusta el diseño al considerar la energía que se disipa a través del rebase de la ola (capítulo 2.3.2.3.3).

Para la condición sumergida, se emplea una metodología (Vidal et al.⁸, capítulo 2.3.2.3.4) que evalúa la estabilidad de cada sección de la estructura (talud frontal, coronación y talud trasero) en función de un nivel de daño.

En cuanto al talud del rompeolas, la ROM recomienda para rocas sueltas ángulos de taludes en el intervalo $[1,5 \leq \cot \alpha \leq 3,0]$. En el Rock Manual, se recomienda no superar pendientes de 1.5H:1V. Se adoptará entonces un talud 1.5H:1V en busca de maximizar el peso de las rocas a utilizar, de forma de simplificar el proceso constructivo.

Para todas las formulaciones es necesario contar con las características del oleaje en el pie de la estructura. Para esto se propagan los estados de mar de estudio, planteados en la Sección 2.2.4, a través del modelo SWAN, utilizando la interfaz OneSWAN, que permite propagar estados de mar en 1D. Todos los estados de mar se simulan con un periodo de 8 y 10 segundos, quedándose con el más restrictivo, y con la dirección del oleaje perpendicular a los rompeolas.

Cabe destacar que la magnitud del proyecto amerita una evaluación en laboratorio del enrocado para optimizar el dimensionamiento de las rocas y la estabilidad de la estructura.

⁶ van der Meer, J. W. (1988). *Rock slopes and gravel beaches under wave attack* (Doctoral thesis, Delft University of Technology). Delft University of Technology Repository. <http://resolver.tudelft.nl/uuid:67e5692c-0905-4ddd-8487-37fdda9af6b4>

⁷ Hudson, R. Y. (1959). Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *Journal of the Waterways and Harbors Division*, 85(3), 93–121. <https://doi.org/10.1061/JWHEAU.0000142>

⁸ Vidal, C., Losada, M. A., & Mansard, E. P. D. (1995). Stability of low-crested rubble-mound breakwater heads. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 121(2), 114-122.

2.3.2.3.1 Cálculo de la armadura por el método de Van der Meer

Para la utilización de la fórmula de Van der Meer es necesario saber si se está en aguas profundas o en aguas poco profundas. Aguas profundas se define como $h > 3 \cdot H_{s\ Toe}$, siendo h el nivel de agua y $H_{s\ Toe}$ la altura de ola significativa en el pie de la estructura. Se observa que para todos los estados de mar simulados los rompeolas se encuentran en aguas poco profundas.

A partir de esto se presentan las fórmulas de Van der Meer para cálculo de enrocado en aguas poco profundas. Esta fórmula realiza una distinción entre olas de tipo *plunging* y olas de tipo *surging*. Para calcular que tipo de ola se tiene se puede utilizar el siguiente criterio, que depende del número de Iribarren $\xi_{s-1,0}$ (calculado con la altura de ola basada en el análisis del dominio de tiempo y el periodo medio de energía) y un valor crítico ξ_{cr} :

Las olas son de tipo *plunging* si:

$$\xi_{s-1,0} < \xi_{cr}$$

Las olas son de tipo *surging* si:

$$\xi_{s-1,0} > \xi_{cr}$$

El número de Iribarren $\xi_{s-1,0}$ se define como:

$$\xi_{s-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi}{g} \cdot \frac{H_{m0}}{T_{m-1,0}^2}}}$$

El valor crítico ξ_{cr} se define como:

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan\alpha} \right]^{\frac{1}{P+0.5}}$$

Dónde:

- $T_{m-1,0}$: El periodo de la energía media espectral
- H_{m0} : Es la altura de ola significativa
- g : la aceleración gravitacional de la tierra
- α : el ángulo del talud
- P : la permeabilidad hipotética de la estructura (considerada $P = 0.4$)

A partir de esta discretización se tienen las formulaciones de Van der Meer:

Condiciones de *plunging*:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$$

Condiciones de *surging*:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot\alpha} (\xi_{s-1,0})^P$$

Dónde:

- $c_{pl}=8.4-0.7$
- $c_s=1.3-0.15$
- Sd : parámetro de nivel de daño.
- P : la permeabilidad hipotética de la estructura (considerada $P = 0.4$)
- Δ : es la densidad relativa de las rocas, determinada por:

$$\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1$$

- Siendo ρ_r y ρ_w las densidades de las rocas y la densidad del agua salada respectivamente.
- N : cantidad de olas
- $H_{2\%}$: altura de ola excedida 2 por ciento de las veces que inciden las olas en el pie de la estructura.
- $\xi_{s-1,0}$: número de Iribarren usando la energía del periodo de ola

Para el diseño de la estructura se utilizará un parámetro de nivel de daño, Sd , igual a 3. Este valor representa un nivel de daño muy limitado, considerado como el "inicio del daño" para la mayoría de los taludes, donde solo se espera el desplazamiento de algunas rocas sin comprometer la función de la estructura. Se elige este valor porque es un criterio de diseño estándar y conservador para estructuras estáticamente estables, buscando garantizar la integridad a largo plazo y minimizar la necesidad de mantenimiento futuro bajo las condiciones de diseño.

Para la cantidad de olas, N , se considera una duración de tormenta de 8 horas. Para un período de ola de 10 segundos, el número total de olas resultante es de 2880.

A partir de estas formulaciones se obtiene el diámetro medio de las rocas sin considerar el factor de reducción, resultados que se pueden ver en la Tabla 2-3. Se puede notar la influencia que tiene el nivel de mar sobre el tamaño de las rocas.

2.3.2.3.2 Cálculo de la coraza por el método de Hudson

Se presenta nuevamente la fórmula de Hudson:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{(K_D cota)^{1/3}}{1.27}$$

Dónde:

- H_s : La altura de ola significativa en el pie de la estructura
- Δ : es la densidad relativa de las rocas, determinada por:

$$\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1$$

- Siendo ρ_r y ρ_w las densidades de las rocas y la densidad del agua salada respectivamente.
- D_{n50} : El diámetro medio de las rocas

- α : El ángulo del talud
- K_D : Coeficiente de estabilidad ($K_D=2$ para olas rompiendo y $K_D=4$ olas sin romper).

Los resultados del dimensionamiento de estas rocas se presentan en la Tabla 2-3.

La fórmula propuesta por Hudson presenta como gran ventaja la simplicidad de la misma, pero cuenta con desventajas tales como la no consideración del periodo ni de la duración de la tormenta y que no describe el daño de la estructura.

2.3.2.3.3 Factor de reducción

En caso de que la estructura sea emergida y rebalsable parte de la energía de ola impacta directamente contra el talud, y parte de la energía se transmite por encima de la cresta. De forma de dimensionar las rocas se calculan las rocas como si la estructura no fuera rebalsable, y se le aplica un factor de reducción (rD) para ajustar el tamaño requerido de las rocas.

Este factor depende del francobordo relativo de la cresta y de la pendiente de la ola. A continuación, se presenta la ecuación correspondiente (Van der Meer, 1990a)⁹:

$$rD = \left(1.25 - 4.8 \frac{R_C}{H_S} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} \right)^{-1}$$

Dónde:

- R_C : corresponde al francobordo de la estructura.
- s_{op} : pendiente de la ola en aguas profundas (calculada con el periodo pico):

$$s_{op} = \frac{2\pi H_s}{gT_p^2}$$

2.3.2.3.4 Cálculo del enrocado por método de Vidal

En caso de que la estructura quede sumergida, se debe considerar la estabilidad de todas las secciones que conforman al enrocado, frente, coronamiento y talud trasero, seleccionando la roca más grande resultante. Para esto se utiliza la formulación propuesta por Vidal et al., que se presenta a continuación:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B \frac{R_C}{D_{n50}} + C \left(\frac{R_C}{D_{n50}} \right)^2$$

Dónde:

- R_C : corresponde al francobordo de la estructura.
- D_{n50} : El diámetro medio de las rocas
- Δ : es la densidad relativa de las rocas
- H_s : La altura de ola significativa en el pie de la estructura
- A, B y C son coeficientes de ajuste que dependen de la sección de la estructura y el nivel de daño. En la Tabla 2-2 se presentan los coeficientes de ajuste para inicio de daño.

⁹ van der Meer, J. W., & Pilarczyk, K. W. (1990). *Stability of low-crested and reef breakwaters* (Proceedings of the 22nd International Conference on Coastal Engineering, pp. 1375–1388). Delft, The Netherlands: ASCE.

Tabla 2-2 - Coeficientes de ajuste para inicio de daño. Extraído de Vidal et al (2000)¹⁰

Sección	A	B	C
Frente	1.831	-0.245	0.0119
Cresta	1.652	0.0182	0.1590
Talud trasero	2.575	-0.5400	0.1150
Total	1.544	-0.230	0.053

2.3.2.3.5 Resultados

En la Tabla 2-3 se presentan los resultados para cada estado de mar analizado. Se presenta la condición de operación del rompeolas, si se encuentra sumergido o emergido, y los diámetros resultantes dependiendo del método utilizado. En la última columna se presenta la masa de roca máxima para cada estado de mar.

A partir de estos resultados, se tiene que la roca más grande resulta:

$$D_{n50} = 0.57 \text{ m}$$

Para transformar el diámetro medio nominal a peso se tiene que:

$$W_{50} = \rho_{roca} \times D_{n50}^3$$

Por lo tanto:

$$W_{50} = 480 \text{ kg}$$

¹⁰ Vidal, C., Medina, R., & Losada, M. A. (2000). A methodology to assess the armour unit of low-crested and submerged rubble mound breakwaters. En I. J. Losada (Ed.), *Proceedings of the 3rd international coastal structures conference* (Vol. 2, pp. 721-725). Rotterdam, Netherlands: AA Balkema.

Tabla 2-3 - Resultados dimensionamiento rocas armadura principal.

Hm0 (m)	SL (m)	Hm0 (m)	SL (m)	Cond. Operación	rD	Reducidos		D_{n50} (m) - Vidal	W_{50} Res (kg)
						D_{n50} (m)- Van der Meer	D_{n50} (m)- Hudson		
113	2	3.17	1.16	Sumergido	-	-	-	0.55	433
2	113	2.44	1.91	Sumergido	-	-	-	0.51	351
10	10	2.8	1.55	Sumergido	-	-	-	0.54	428
10	50	2.8	1.8	Sumergido	-	-	-	0.52	379
10	100	2.8	1.89	Sumergido	-	-	-	0.52	362
10	113	2.8	1.91	Sumergido	-	-	-	0.51	360
50	10	3.06	1.55	Sumergido	-	-	-	0.54	427
50	50	3.06	1.8	Sumergido	-	-	-	0.52	378
113	113	3.17	1.91	Sumergido	-	-	-	0.51	360
113	-	3.17	-0.5	Emergido	0.87	0.39	0.44	-	224
113	-	3.17	0	Emergido	0.87	0.39	0.44	-	223
113	-	3.17	0.25	Emergido	0.84	0.44	0.48	-	300
113	-	3.17	0.35	Emergido	0.83	0.46	0.50	-	335
113	-	3.17	0.5	Emergido	0.82	0.48	0.53	-	393
113	-	3.17	0.7	Emergido	0.80	0.50	0.57	-	479

2.3.2.3.6 Análisis de sensibilidad

El procedimiento planteado previamente es muy sensible a variaciones en los estados de mar. Se presenta en la Figura 2.23 los resultados de la formulación de Van der Meer para olas de tipo *plunging* variando la altura de ola significativa, y la relación entre la misma y la altura de ola $H_{2\%}$, con un periodo de la energía media espectral fijo. En la Figura 2.24 se presenta la misma formulación, con una altura de ola significativa fija (1 metro) y variando el periodo de la energía media espectral. A través de este análisis, se puede notar que pequeñas variaciones generan grandes variaciones en la masa del enrocado. Cabe destacar que este análisis se realiza únicamente para notar la sensibilidad de la formulación, existiendo combinaciones que no tienen sentido físico.

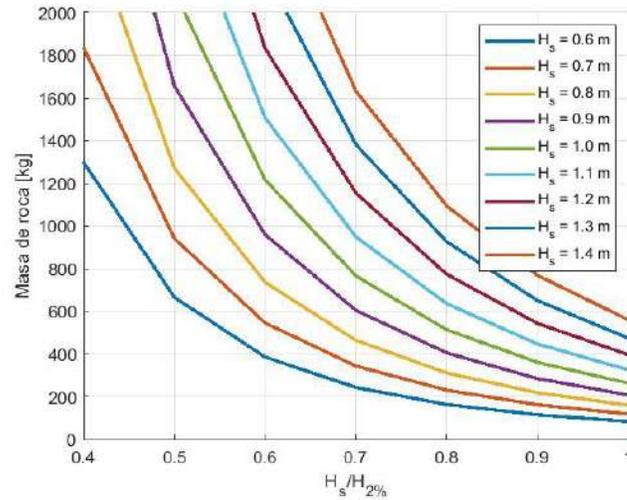


Figura 2.23 - Masa de rocas en función de la relación entre la altura de ola significativa y la altura de ola excedida 2 por ciento de las veces que inciden las olas en el pie de la estructura, variando la altura de ola significativa.

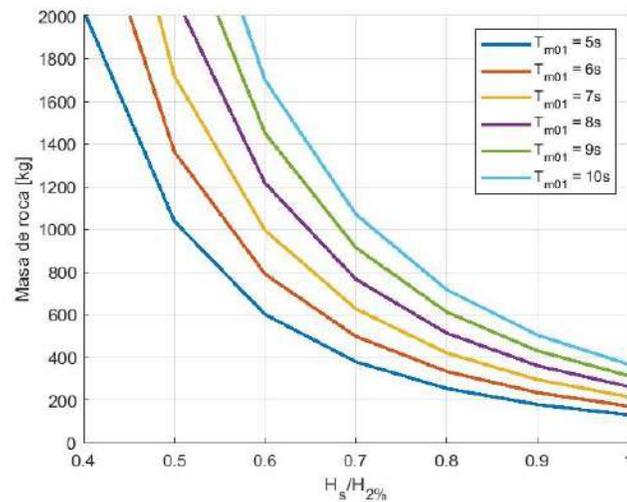


Figura 2.24- Masa de rocas en función de la relación entre la altura de ola significativa y la altura de ola excedida 2 por ciento de las veces que inciden las olas en el pie de la estructura, variando el periodo medio espectral.

2.3.2.3.7 Dimensionamiento de las rocas de la coraza

Al seleccionar el peso de las rocas para el rompeolas, no solo se considera la estabilidad estructural mencionada anteriormente, sino también el proceso constructivo en su totalidad. Cabe destacar que, como se explicó anteriormente, las formulaciones para calcular la estabilidad de las rocas son muy sensibles a pequeñas variaciones, lo que motiva a la elección de rocas más pesadas para garantizar un margen de seguridad adicional y prevenir fallos estructurales. Por otra parte, dado que cada roca debe depositarse de forma individual mediante maquinaria pesadas, el empleo de rocas más grandes reduce los tiempos de construcción al requerir un menor número de colocaciones.

Por esta razón se decide por utilizar rocas de $W_{n50} \cong 1000 \text{ kg}$, lo que representa diámetro de roca $D_{n50} \cong 0.75 \text{ m}$.

El ancho B del rompeolas queda determinado por el D_{n50} calculado. Según el Rock Manual, el ancho mínimo de la cresta del rompeolas debe ser entre 3 y 4 veces el valor de D_{n50} . Por esta razón se opta por un ancho $B=2.6 \text{ m}$.

De forma de lograr una gradación adecuada para las rocas se debe utilizar una gradación estrecha con rocas HM según el estándar EN 13383. Se propone una gradación no estandarizada que garantice que W_{n50} sea cercano a los 1000 kg con bajos porcentajes (<10%) de rocas menores a 500 kg y mayores a 1500 kg. Se propone también una selección en sitio de las rocas más pesadas para ser utilizada en los morros de los rompeolas, mientras que las rocas más livianas se utilicen en el lado del sotavento de la estructura.

2.3.2.4 Base del rompeolas

La base del rompeolas, dónde se depositarán las rocas del manto principal se calculan siguiendo las recomendaciones para mantos secundarios o *underlayer*. Estas rocas deben cumplir los criterios de filtros geoméricamente cerrados, que aseguren que las rocas sean lo suficientemente grandes para no escaparse por los espacios que dejan las rocas de la armadura principal. Sin embargo, se utilizan las recomendaciones del Shore Protection Manual (SPM) (U.S. Army Corps of Engineers, 1984)¹¹, dónde se plantean relaciones de los diámetros nominales medios de la capa de armadura y de la capa del manto secundario. Estas recomendaciones son más estrictas que los criterios de filtros, resultando en rocas más grandes. Esto significa ventajas debido a que rocas más grandes generan más entrelazado (en inglés *interlocking*), mejorando la estabilidad de la estructura. La relación utilizada es:

$$\frac{D_{n50a}}{D_{n50u}} = 2.2 \text{ a } 2.5$$

Dónde:

- D_{n50a} : es el diámetro medio nominal de la capa de armadura.
- D_{n50u} : es el diámetro medio nominal del manto secundario.

A partir de estas relaciones se obtiene que:

$$0.30 \text{ m} < D_{n50u} < 0.34 \text{ m}$$

Por lo que:

$$D_{n50u} = 0.34 \text{ m}$$

$$W_{50} = 100 \text{ kg}$$

Para calcular el grosor teórico tu de la capa base, se utiliza la siguiente fórmula, extraída del Rock Manual:

¹¹ U.S. Army Corps of Engineers. (1984). *Shore Protection Manual* (4th ed., Volumes I–II). Dept. of the Army, Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center.

$$tu = n \cdot kt \cdot D_{n50}$$

Dónde:

- n : es la cantidad de capas
- kt : es un coeficiente de espesor de capa
- D_{n50} : es el diámetro nominal medio de la roca de diseño

Este valor se obtiene para estimar el volumen de roca necesario, y para representar en los planos la capa base.

Se opta por un sistema de triple capa, lo que permite compensar la variabilidad en la forma y tamaño de las rocas irregulares utilizadas, y es factible desde el punto de vista constructivo.

El valor del coeficiente de espesor de capas depende de la forma de la roca, medido por el valor de *blockiness*, que compara la forma de la roca con un cubo. Suponiendo un valor de *blockiness* de 0.5, y rocas irregulares, se tiene un valor $kt = 0.87$. Por lo tanto, se tiene que el ancho teórico de la capa base es aproximadamente:

$$tu \cong 0.90 \text{ m}$$

2.3.2.5 Volúmenes de rocas

En este capítulo se presenta una estimación de los volúmenes de roca requeridos para la construcción de cada rompeolas.

El volumen necesario para el manto principal y la base se calcula primero determinando el volumen bruto de rocas, el cual incluye los espacios vacíos entre las rocas. A continuación, se obtiene el volumen neto, que representa el volumen sólido de las rocas excluyendo dichos espacios. A partir del volumen neto y conociendo el tamaño medio de las rocas, se estima la cantidad de unidades (N) necesarias para construir el rompeolas. Finalmente, se calcula la cantidad total de rocas y el volumen para los ocho rompeolas. Es importante aclarar, que el número de rocas toma importancia para el manto principal y el pie, ya que las rocas son colocadas individualmente.

Los resultados estimativos se presentan en la Tabla 2-4.

Tabla 2-4 - Estimación de volumen y cantidad de rocas de cada rompeolas.

Sección	D_{n50} (m)	Único rompeolas		8 rompeolas		
		Volumen bruto (m ³)	Volumen neto (m ³)	N	Vol. Total (m ³)	N total
Base	0.34	1300	780	19845	10400	158762
Manto principal	0.75	750	450	1067	6000	8533
Pie	0.75	246	148	350	1969	2800

2.3.2.6 Geotextiles

De forma de retener los sedimentos arenosos del lecho se opta por la utilización de geotextiles, un textil permeable fabricado con fibras sintéticas artificiales, como propileno o poliéster. Tienen la capacidad de retener las partículas finas del lecho marino, permitiendo que pase el agua. De esta

manera, actúan como una barrera que previene la erosión y el escape del material del lecho marino por debajo de la estructura del rompeolas, garantizando su estabilidad.

Se opta por la utilización de filtros de poliéster, que son los geotextiles más resistentes (Schiereck,2003)¹².

Considerando que se cubre toda el área por debajo de la base, se estima que se necesita en el entorno de 1400 m² de geotextil por rompeolas, lo que representa un aproximado de 11200 m² para los 8 rompeolas.

2.3.2.7 Pie de la estructura

La principal función del pie de la estructura es prever un soporte a la armadura del manto principal. Si bien existen formulaciones utilizadas para dimensionar las rocas del pie, que permiten la utilización de rocas más pequeñas, se utilizarán las rocas de la armadura, de forma de garantizar la estabilidad y simplificar la metodología constructiva.

El pie de la estructura se debe construir extendiendo una capa extra de rocas sobre el talud del barlovento del ancho de dos rocas. Por lo tanto, el ancho B_{pie} resulta aproximadamente:

$$B_{pie} = 2 \cdot D_{n50} = 2 \times 0.75 \text{ m} = 1.5 \text{ m}$$

En la Figura 2.25 se presenta un esquema de la configuración del rompeolas.

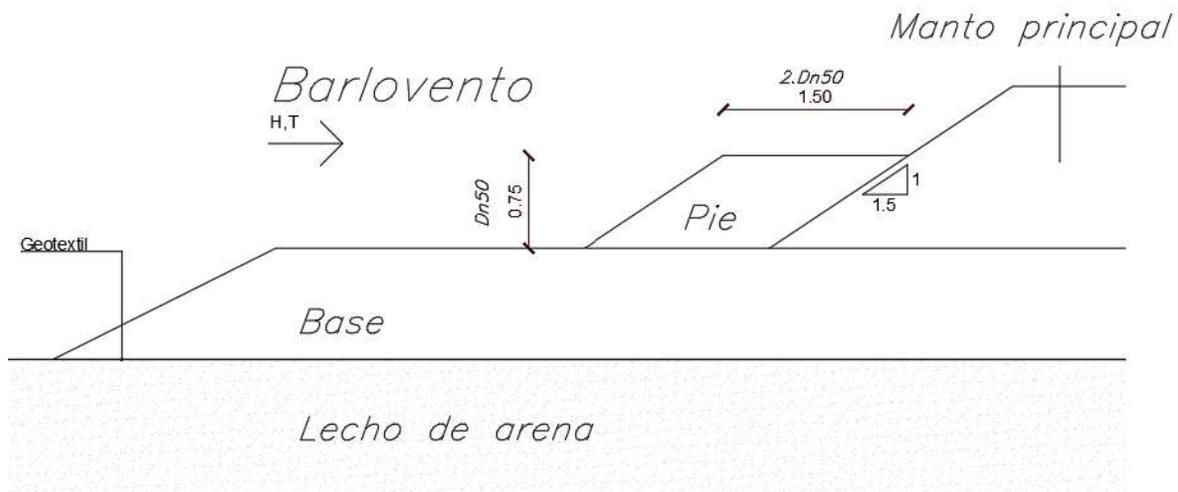


Figura 2.25 - Esquema del pie del rompeolas.

2.3.2.8 Protección contra el socavamiento

De forma de proteger a la estructura contra el socavamiento se pone una capa de rocas formando un delantal por delante de la estructura. La socavación depende de la reflexión del oleaje, por lo

¹² Schiereck, G. J. (2003). *Introduction to bed, bank and shore protection: Engineering the interface of soil and water*. Taylor & Francis.

tanto, cuanto más tendido sea el rompeolas, menor será la socavación (Summer, 2000)¹³. De forma de determinar el ancho del dental para proteger al rompeolas, se calcula el ancho de socavamiento propuesto por Summer, dónde para taludes 1:1.75, se utiliza la siguiente ecuación:

$$l = 0.3\left(\frac{L}{4}\right)$$

Dónde:

- l : es el ancho del delantal
- L : es la longitud de onda de las olas incidentes

Los resultados en función del estado de mar se presentan en la Tabla 2-5.

Tabla 2-5 - Anchos de socavamiento para distintos estados de mar.

Hm0 (m)	SL (m)	l (m)
3.17	1.16	3.64
2.44	1.91	3.77
2.8	1.55	3.68
2.8	1.8	3.76
2.8	1.89	3.78
2.8	1.91	3.79
3.06	1.55	3.7
3.06	1.8	3.77
3.17	1.91	3.81
3.17	-0.5	3.34
3.17	0	3.34
3.17	0.25	3.37
3.17	0.35	3.39
3.17	0.5	3.4

Debido a estos resultados, se decide proyectar el ancho de delantal en 4 metros. Por otra parte, en el lado del sotavento de la estructura, se opta por colocar un metro de delantal.

2.3.2.9 Morros de los rompeolas

Los morros del rompeolas están sometidos a mayores esfuerzos que el tronco de la estructura debido a su exposición a las olas difractadas. Por esta razón, se diseña el talud del morro con una protección uniforme en todo su perímetro, extendiendo las características del lado de barlovento también al de sotavento. En consecuencia, tanto el pie del talud como la protección contra la socavación, originalmente presentes solo en el lado de barlovento, se continua a lo largo de toda la circunferencia del morro. En la Figura 2.26 se presenta un esquema de la configuración de los morros, dónde se puede ver que la protección contra la socavación (base) de 4 metros, que protege el barlovento, se extiende hasta el sotavento. Lo mismo ocurre con el pie de la estructura,

¹³ B.M Sumer, J Fredsøe, Experimental study of 2D scour and its protection at a rubble-mound breakwater, Coastal Engineering, Volume 40, Issue 1, 2000, Pages 59-87, ISSN 0378-3839

extendiéndose desde el barlovento al sotavento. Tanto el pie como la base, se extienden conservando la misma distancia desde los extremos del coronamiento.

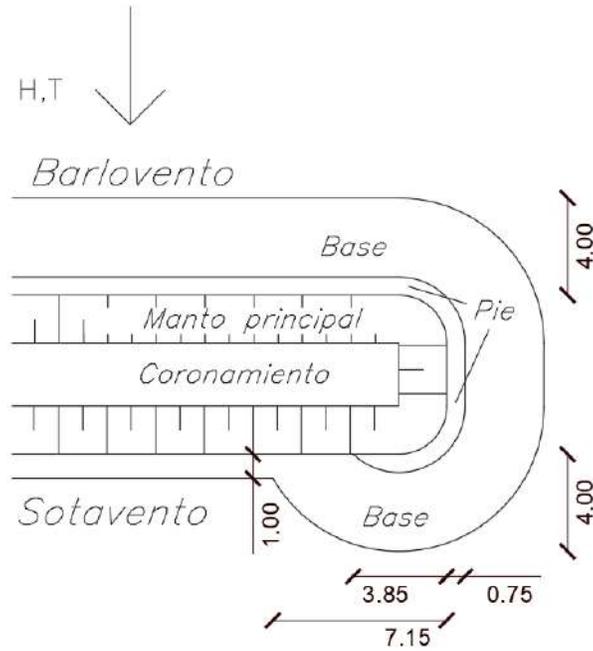


Figura 2.26 - Ejemplo de morro de rompeolas, con protección contra socavación.

2.3.3 Proceso constructivo de los rompeolas

En este capítulo se presenta brevemente el proceso constructivo necesario para la construcción de los rompeolas.

2.3.3.1 Secuencia constructiva

Se presenta la secuencia paso a paso presentada en el Rock Manual para la construcción de diques exentos, adaptada al diseño de los rompeolas propuestos. Este procedimiento fue consultado con el Ing. Marcelo Espósito, gerente de Puentes y Puertos en Saceem.

1. El primer paso consiste en construir una calzada o terraplén temporal desde la costa hasta la ubicación del rompeolas. Esta calzada debe tener un ancho suficiente para permitir el paso seguro de dos camiones o el cruce de un camión junto a una grúa, lo que implica un ancho de 8.5 m. Se proyecta en el eje del rompeolas, permitiendo que la construcción avance desde el centro hacia los extremos. La cota de coronamiento de la calzada debe ser tal que permita el acceso de maquinaria con orugas desde la playa y permita que la maquinaria no quede sumergida. Se opta entonces por una cota de coronamiento de 50 cm sobre el NMM. Esta calzada, debe ser construida con rocas estables, para lo que se utilizan rocas del mismo tamaño que las dimensionadas para el rompeolas. Para que los camiones y las retroexcavadoras puedan transitar, se deberá incluir una capa de arena de forma de nivelar el terreno.
2. Una vez construida la calzada, se inicia la construcción del rompeolas con la colocación del geotextil y la capa base. Para ello, se comienza extendiendo el geotextil en el lecho con rocas sujetando los extremos del mismo. Para este proceso puede ser necesaria la ayuda de buzos. Posteriormente, se depositan las rocas que conforman la base, asegurando la protección del geotextil. Este proceso se realiza desde el centro de la calzada hasta donde alcance la maquinaria utilizada.

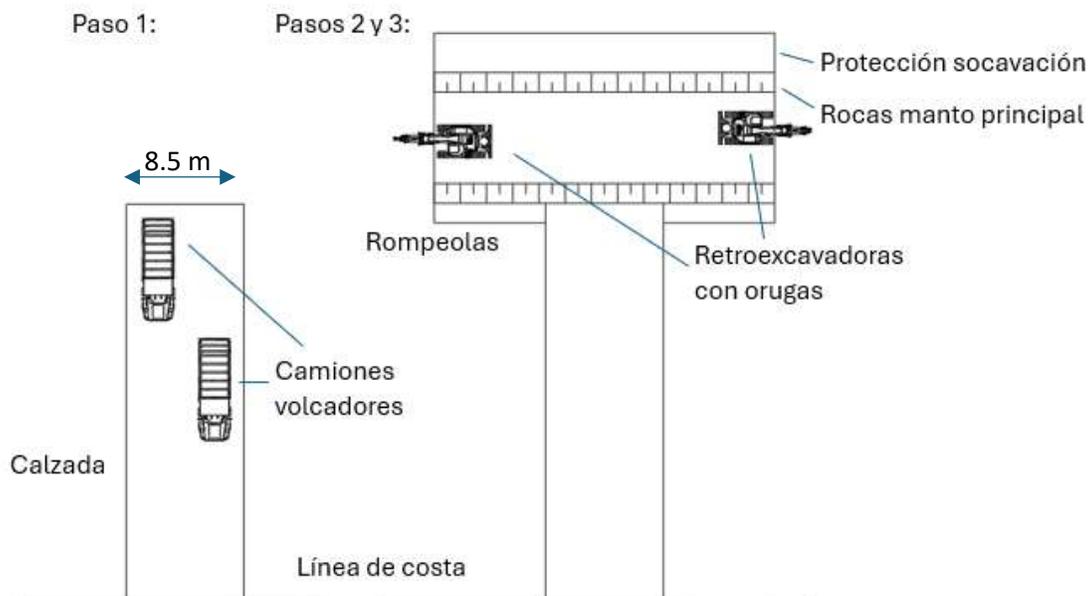


Figura 2.27 – Esquema de los pasos 1, 2 y 3 de la construcción de los rompeolas.

3. Con parte de la base ya instalada, se comienza a colocar el manto principal de rocas y el pie de la estructura, siempre sobre la capa base. Las rocas se disponen en el talud hasta alcanzar la cota de la calzada, de manera que la maquinaria pueda continuar circulando.
4. Este proceso se repite desde el punto 2 hasta completar la longitud total del rompeolas. Los camiones descargan las rocas en zonas de acopio ubicadas entre la calzada y el rompeolas, mientras que una pala sobre orugas se encarga de extender progresivamente la estructura, colocando primero el geotextil y la capa base, y luego el manto principal.

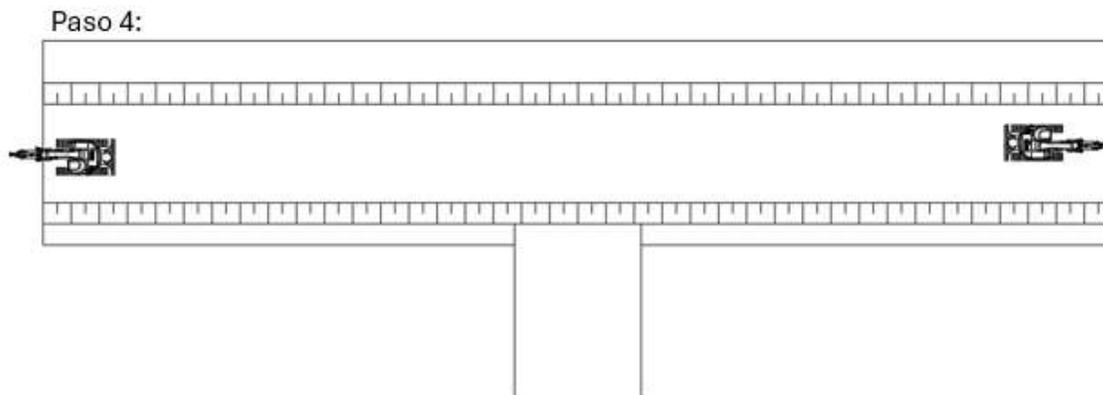


Figura 2.28 - Esquema del paso 4.

5. Una vez alcanzada la longitud total (120 metros), se procede a completar la estructura hasta la cota de coronamiento proyectada. Esta etapa se realiza desde ambos extremos hacia el centro del rompeolas.

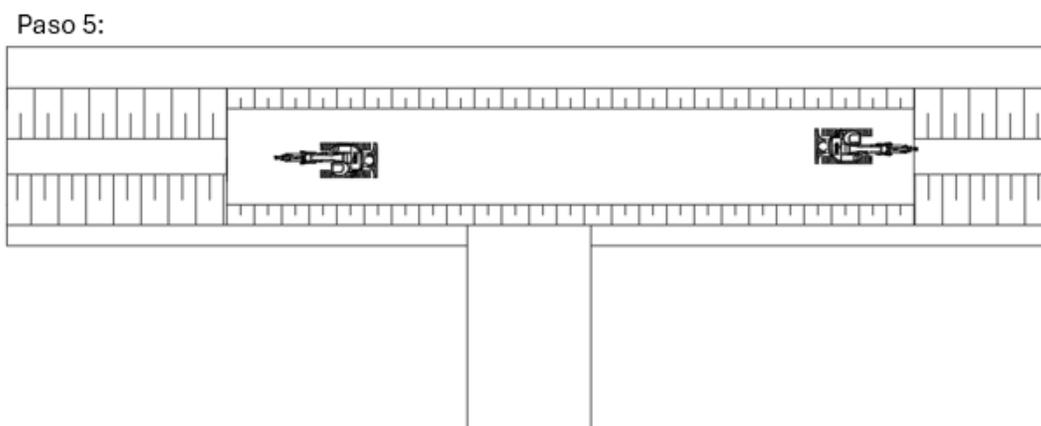


Figura 2.29 - Esquema del paso 5.

6. Finalizada la colocación de las rocas, se retiran las empleadas en la calzada temporal. Simultáneamente, se realiza el relleno con arena para conformar el tómbolo que unirá la playa con el rompeolas.

Paso 6

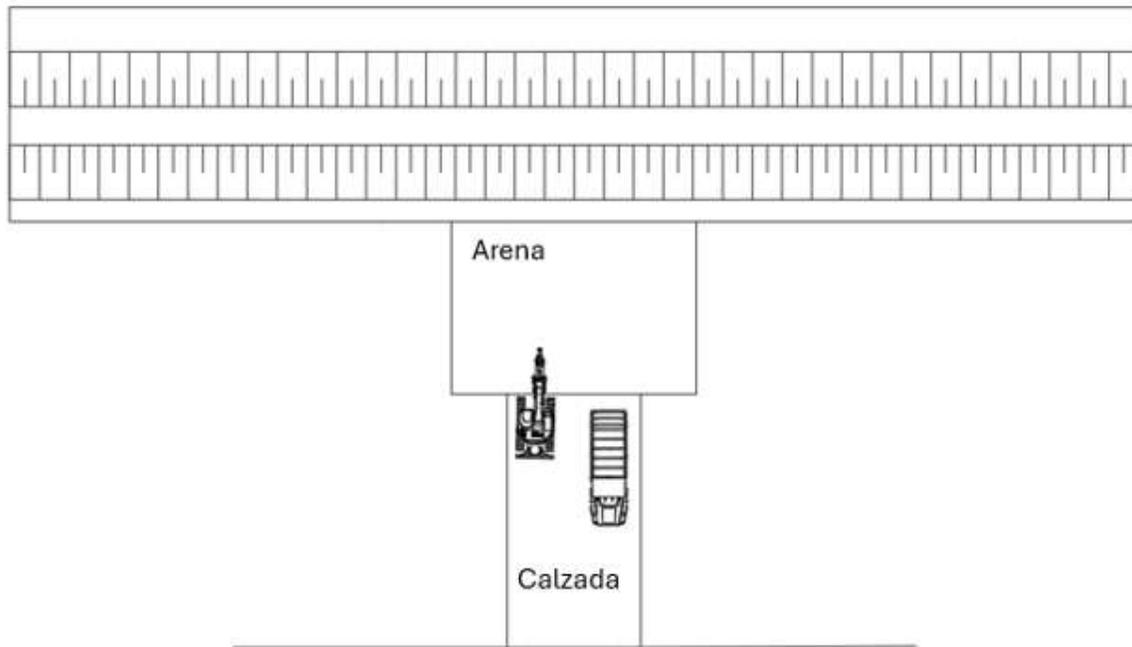


Figura 2.30 -Esquema del paso 6

2.3.3.2 Ventana temporal

Para determinar el mejor momento del año para la construcción de los rompeolas, se analiza el porcentaje de horas en las que el nivel del agua se encuentra por debajo de un umbral establecido. Dicho umbral se define en la cota de coronamiento de la calzada, permitiendo así el tránsito de la maquinaria por la misma. En la Figura 2.31 se presenta el estudio del ciclo anual, donde se observa que los meses con mayor porcentaje de horas por debajo del umbral son enero y agosto. Para este cálculo, se consideran únicamente las horas comprendidas entre las 8:00 y las 18:00, correspondientes a horarios dentro de horarios laborales. Por otro lado, debido al carácter turístico del balneario, se busca alejar la construcción lo máximo posible de los meses de verano. Por esta razón, se opta por iniciar la obra en el mes de julio.

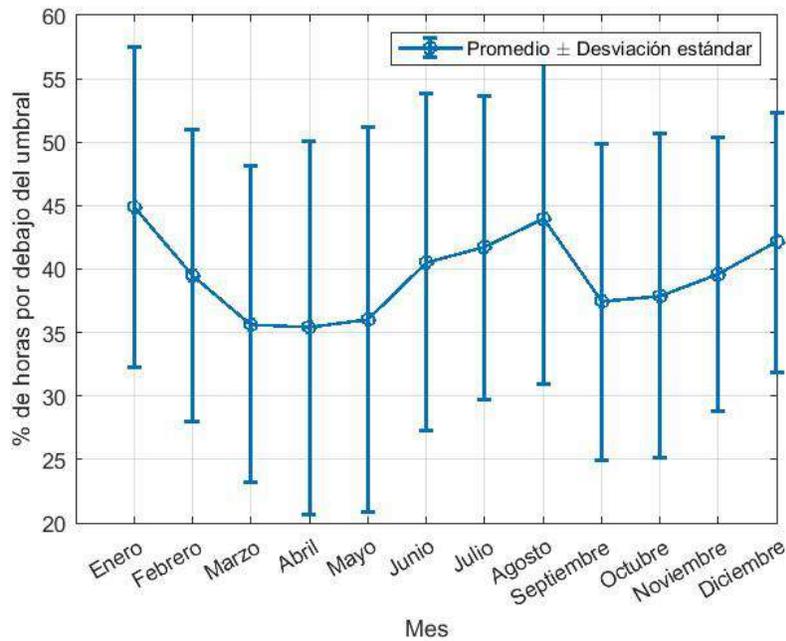


Figura 2.31 - Ciclo anual de porcentaje de horas por debajo del umbral.

Considerando que las maquinarias necesarias para la colocación de las rocas pueden colocar en el entorno de 200 m³ de rocas por día, dos palas trabajando al mismo tiempo, y el porcentaje de horas por debajo del umbral, se estima que, para la construcción de cada rompeolas, se necesitan aproximadamente 20 días desde la calzada ya colocada, lo que significa en el entorno de 10 días de trabajo. Por lo tanto, se estima, de forma simplificada, que se necesita en el entorno de 30 días hábiles para la construcción de cada rompeolas. Este proceso puede ser realizado en paralelo, construyendo varios rompeolas al mismo tiempo, por lo que la duración total de la obra depende de la cantidad de maquinaria y la capacidad de las canteras y camiones para suministrar las rocas.

2.3.4 Relleno de playa

Como se estudió previamente, se necesita un relleno de playa de ancho 40 metros de forma de cumplir con los objetivos del proyecto, más la arena necesaria para rellenar los tómbolos. En caso de no colocar la arena necesaria, la obra de estabilización retendrá un porcentaje del sedimento del transporte litoral, generando erosión en la playa aguas abajo corriente litoral.

Se presentan los cálculos para estimar los volúmenes necesarios de relleno, así como también una evaluación del puerto de La Paloma como fuente de sedimentos.

2.3.4.1 Zona de préstamo

La proximidad de una zona de préstamo que cuente con sedimentos de la granulometría buscada en cantidad y calidad determinará la viabilidad económica del proyecto. Los sitios de préstamo se clasifican en:

1. Fuentes terrestres
2. Puertos, canales de navegación o vías navegables

3. Fuentes *offshore*

Las fuentes terrestres suelen implicar mayores costos por metro cúbico de arena debido a los costos operacionales y las distancias entre la fuente y la playa. Por otra parte, los puertos, canales de navegación y vías navegables suelen necesitar de operaciones de dragado y depósito de sedimento en zonas *offshore*. En el caso de que el sedimento dragado sea de buena calidad se puede utilizar para el relleno de playas, creando un beneficio doble, abaratando los costos del dragado (ya que la draga debe recorrer menor distancia para depositar el material dragado) y abaratando los costos del relleno de playa. La última alternativa, las fuentes *offshore*, quedan sujetas a la proximidad de un depósito de arena a la playa. En Uruguay no se cuenta con gran cantidad de datos, a excepción de algunas exploraciones al Banco de Arquímedes, ubicado a aproximadamente 35 km de las costas de Montevideo, que no tiene sentido en este proyecto desde el punto de vista económico.

Debido a la escasez de datos surgen dos alternativas para las zonas de préstamo. En primer lugar, la exploración de la alternativa de utilización de sedimentos dragados del puerto de La Paloma, y en segundo lugar la exploración de fuentes *offshore* relativamente cercanas a la playa. Los principales aspectos a estudiar son: ubicación, accesibilidad, morfología del sitio, la estratigrafía, el volumen disponible de arena, junto con la composición y granulometría.

2.3.4.2 Evaluación del puerto de La Paloma como zona de préstamo

Una posible zona de préstamo es el puerto de La Paloma, ubicado en el extremo sur del arco de playa. En esta zona portuaria se realizan dragados periódicos del lecho, los cuales podrían funcionar como sedimentos para el relleno de playa.

Se cuenta con datos batimétricos relevados en 2022 por la Administración Nacional de Puertos de Uruguay. Con el fin de estimar el volumen de sedimentos potencialmente extraíble, se dividió el área del puerto en sectores con profundidades similares, considerados como posibles áreas de préstamo. Estas zonas, representadas con valores del 1 al 5 y representadas en la Figura 2.32, fueron analizadas individualmente para calcular su profundidad media. Asumiendo un dragado hasta los 7.5 metros, la profundidad promedio del canal de acceso al puerto, se estimó el volumen de sedimentos que podría extraerse en cada sector. Se presenta en la Tabla 2-6 el cálculo de la estimación del volumen de los sedimentos. Este procedimiento simplificado no tiene en cuenta la calidad de la arena del puerto, y depende fuertemente tanto de las capacidades de la draga, como de la posibilidad de dragar sedimentos en zonas próximas a fundaciones de obras anexas.

Tabla 2-6 - Volumen aproximado de sedimentos en el Puerto de La Paloma.

Zona	Área (m ²)	Prof. Media actual (2022) (m)	Volumen potencialmente disponible para préstamo (m ³)
1	36211	0.3	260718
2	29944	2.0	164691
3	9687	2.5	48434
4	18030	0.5	126209
5	14436	3.8	53411
			653462

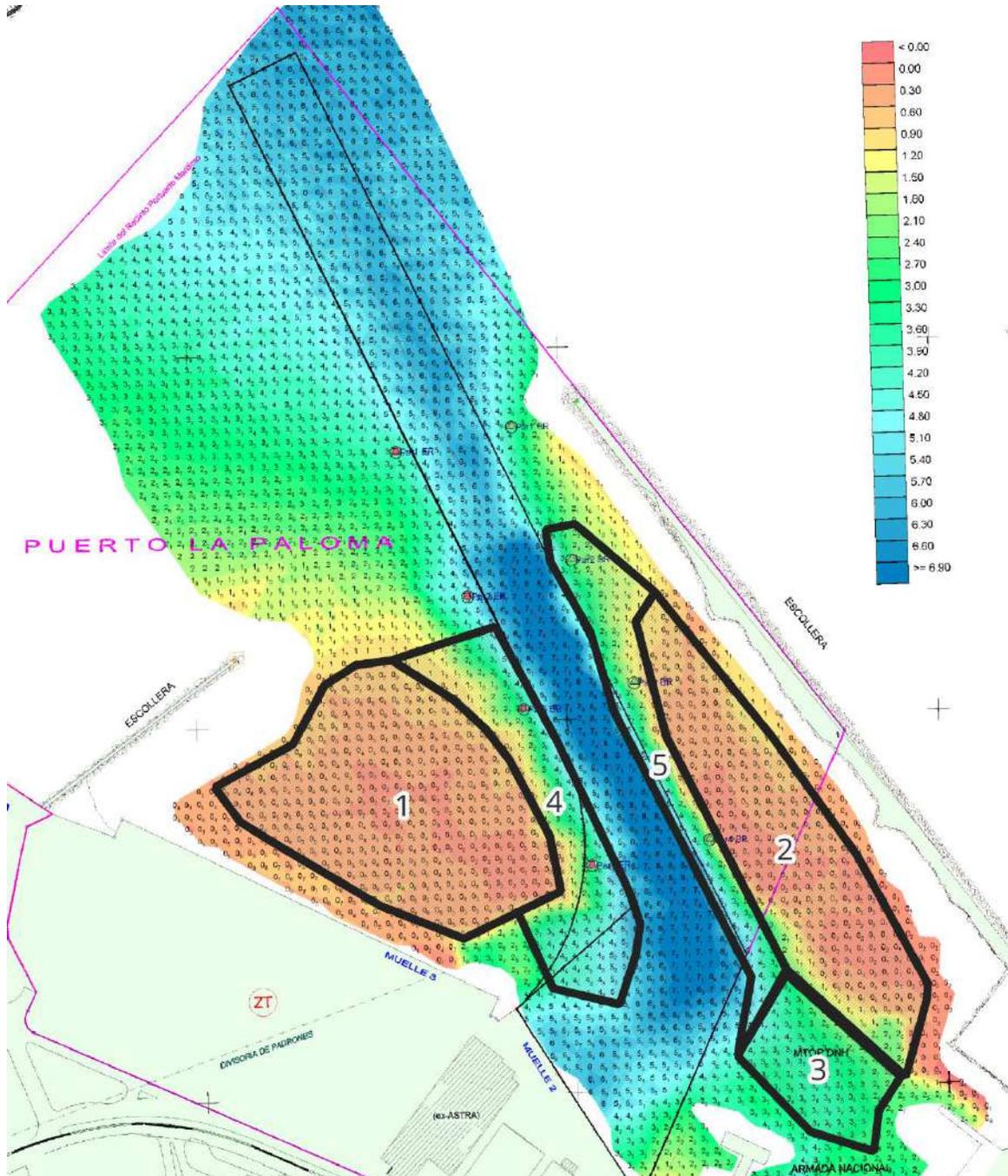


Figura 2.32 - Extracto plano 22039 - Batimetría Monohaz 200 kHz - Puerto La Paloma, ANP, octubre 2022.

2.3.4.3 Volumen inicial necesario para el relleno

Para estimar el volumen de sedimentos a depositar en la playa se sigue el método del perfil en equilibrio (Dean, 1991¹⁴), que permite calcular el volumen de arena de determinada granulometría para lograr un avance de playa seca determinado.

En esta metodología se propone que el perfil de playa sigue una forma parabólica, de la forma:

$$d = Ax^{2/3}$$

Dónde:

- d: es la profundidad del agua
- x: es la progresiva medida desde la línea de costa

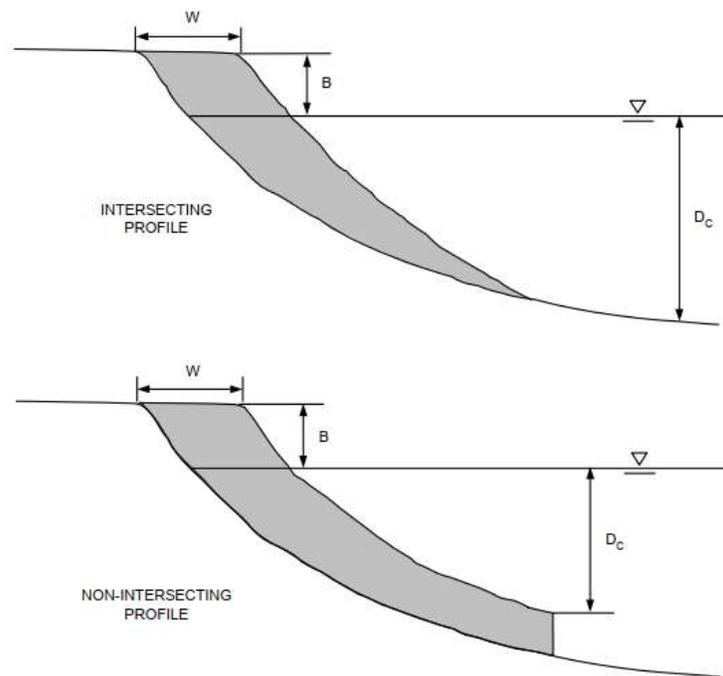


Figura 2.33 - Método del perfil en equilibrio de Dean. Extraído del CEM.

La constante A queda determinada por el tamaño medio de los sedimentos:

$$A = 0.21D^{0.48}$$

Para calcular el volumen necesario se distinguen dos casos, cuando el perfil de playa del relleno interseca con el perfil de playa existente, o cuando no. Para calcular si sucede esto, se utiliza:

$$Y \left(\frac{A_N}{d_{oc}} \right)^{3/2} + \left(\frac{A_N}{A_R} \right)^{3/2} < 1, \quad \text{perfiles intersecan}$$

¹⁴ Dean, R.G. (1991). Equilibrium beach profiles: Characteristics and applications. Journal of Coastal Research, Volume 7, No. 1, pp. 53-84.

$$Y \left(\frac{A_N}{d_{oc}} \right)^{3/2} + \left(\frac{A_N}{A_R} \right)^{3/2} > 1, \quad \text{perfiles no intesechan}$$

Siendo:

- Y : el ancho de playa seca que se quiere incrementar
- R_C : la altura de la cresta de la berma
- A_R y A_N : las constantes asociadas al sedimento de relleno y el nativo respectivamente
- d_{oc} : la altura de cierre

Para calcular A_R y A_N se utilizan los diámetros de la zona de préstamo y del material nativo respectivamente. No se dispone de información granulométrica específica de los sedimentos presentes en el puerto de La Paloma. Por lo tanto, se asume que su composición es similar al de la playa La Aguada ubicada próxima al puerto, la cual presenta una granulometría media de $D_{50}=0,18$ mm, valor utilizado para el cálculo de A_R . Por otro lado, se utiliza el sedimento de la zona de Costa Azul como material nativo, en donde $D_{50} = 0.17$ mm.

Para calcular el volumen por metro lineal de playa, se calcula el volumen utilizando:

Si los perfiles intersecan:

$$V = R_C Y + \frac{A_N Y^{5/3}}{\left[1 - \left(\frac{A_N}{A_R} \right)^{3/2} \right]^{2/3}}$$

Si los perfiles no intersecan:

$$V = R_C Y + \frac{3}{5} d_{oc}^{5/2} \left\{ \left[\frac{Y}{d_{oc}^{3/2}} + \left(\frac{1}{A_R} \right)^{3/2} \right]^{5/3} A_N - \left(\frac{1}{A_R} \right)^{3/2} \right\}$$

A partir de estas formulaciones, considerando que la altura de la berma $R_C = 1$ m, y el ancho de playa a rellenar $Y = 40$ m, se obtiene para distintos D_{50} de relleno, los resultados que se presentan en la Tabla 2-7, donde se observa la variabilidad del volumen total dependiendo del tamaño de sedimento.

Tabla 2-7 - Volúmenes de relleno de playa variando el D_{50} del sedimento de la zona de préstamo.

D_{50} relleno	V tot (m ³)
0.15	663309
0.17	512327
0.18	453096
0.19	402080
0.21	350689
0.23	296206
0.25	266289
0.27	247139
0.29	233733

Otra forma de estimar la cantidad de sedimentos necesarios para el relleno de playa es con la utilización de la fórmula propuesta en el CEM, que supone sedimentos del mismo tamaño:

$$V = Y(Rc + d_{oc}).L$$

Siendo:

- Y : El ancho de playa a recuperar
- d_{oc} : La altura de cierre
- Rc : la altura de la cresta de la berma
- L : Largo de playa dónde se quiere hacer el relleno

Se obtiene que el volumen calculado por la fórmula propuesta en el CEM es de 356824m³. Esta formulación no tiene en cuenta el valor del tamaño de los sedimentos, pero ayuda a comprobar que los resultados están en el mismo orden. Además, como el valor obtenido mediante esta metodología es menor al calculado previamente para $D_{50}=0.18m$, se utiliza el volumen presentado en la Tabla 2-7 (453096 m³). Este valor no contempla el volumen necesario de arena para rellenar los tómbolos. Para su estimación, se considera el ancho promedio de cada tómbolo y la profundidad a la que están fundados los rompeolas. A partir de esto, y sabiendo que los tómbolos se encuentran a 60 metros de la línea de costa proyectada, se estima un valor de sedimentos necesario por tómbolo:

$$V_{relleno} = ancho_{tombolo} \times distancia\ a\ costa \times profundidad$$

$$V_{relleno} = 35\ m \times 60\ m \times 1.2\ m = 2520\ m^3$$

Mediante estos resultados, y teniendo en cuenta que se diseñan 8 tómbolos, el volumen inicial estimado para todo el relleno de playa es de 473256 m³.

Para tener en cuenta las diferencias entre el material nativo y el material de préstamo, las cuales pueden generar pérdidas de sedimento hacia el mar, es necesario calcular un factor de sobrellenado. Este será determinado en el siguiente apartado.

2.3.4.4 Factor de sobrellenado

El factor de sobrellenado, R_A , desarrollado por James (1975)¹⁵, es un parámetro que indica la cantidad de material de préstamo que se necesita para producir una unidad de volumen de material de relleno estable con las mismas características granulométricas que la arena de la playa nativa. Este concepto asume que el material de préstamo depositado en una playa se clasificará por la acción de los procesos costeros y, con el tiempo, su distribución granulométrica se asemejará a la de la playa nativa. Se calcula comparando el diámetro medio del sedimento y los valores de clasificación de los sedimentos de la playa nativa y del material de préstamo. Las relaciones utilizadas para el cálculo son:

$$\frac{\sigma_{\phi b}}{\sigma_{\phi n}} = \frac{\left[\frac{(\phi_{84} - \phi_{16})}{4} + \frac{(\phi_{95} - \phi_5)}{6} \right]_b}{\left[\frac{(\phi_{84} - \phi_{16})}{4} + \frac{(\phi_{95} - \phi_5)}{6} \right]_n}$$

$$\frac{M_{\phi b} - M_{\phi n}}{\sigma_{\phi n}} = \frac{\left[\frac{(\phi_{16} + \phi_{50} + \phi_{84})}{3} \right]_b - \left[\frac{(\phi_{16} + \phi_{50} + \phi_{84})}{3} \right]_n}{\left[\frac{(\phi_{84} - \phi_{16})}{4} + \frac{(\phi_{95} - \phi_5)}{6} \right]_n}$$

Dónde:

- $\sigma_{\phi b}$: medida de clasificación de material de préstamo
- $\sigma_{\phi n}$: medida de clasificación de material nativo
- $M_{\phi b}$: diámetro medio de sedimento del material de préstamo
- $M_{\phi n}$: diámetro medio de sedimento del material nativo

Considerando la arena de la playa de Costa Azul como nativa, y la arena de la playa La Aguada como material de préstamo, asumiendo que se asemeja al material presente en el puerto de La Paloma se obtiene entonces que:

Tabla 2-8 – Granulometría material nativo

Material nativo	
ϕ	Diámetro (mm)
ϕ_5	0.15
ϕ_{16}	0.17
ϕ_{50}	0.22
ϕ_{84}	0.35
ϕ_{95}	0.65

¹⁵ James, J. R. 1975. "Techniques in Evaluating Suitability of Borrow Material for Beach Nourishment," Technical Memorandum No. 60, Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Tabla 2-9 - Granulometría material de préstamo

Material de préstamo	
ϕ	Diámetro (mm)
ϕ_5	0.12
ϕ_{16}	0.14
ϕ_{50}	0.18
ϕ_{84}	0.30
ϕ_{95}	0.40

Por lo que:

$$\frac{\sigma_{\phi b}}{\sigma_{\phi n}} \cong 0.68$$

$$\frac{M_{\phi b} - M_{\phi n}}{\sigma_{\phi n}} \cong -0.31$$

A través del gráfico “Isolíneas del coeficiente de sobrellenado ajustado (R_A) para valores de la diferencia media de ϕ y del coeficiente de uniformidad de ϕ (Shore Protection Manual, 1984)” (Figura V-4-9 – CEM), presentado en la Figura 2.34, se obtiene que $R_A \approx 1.03$.

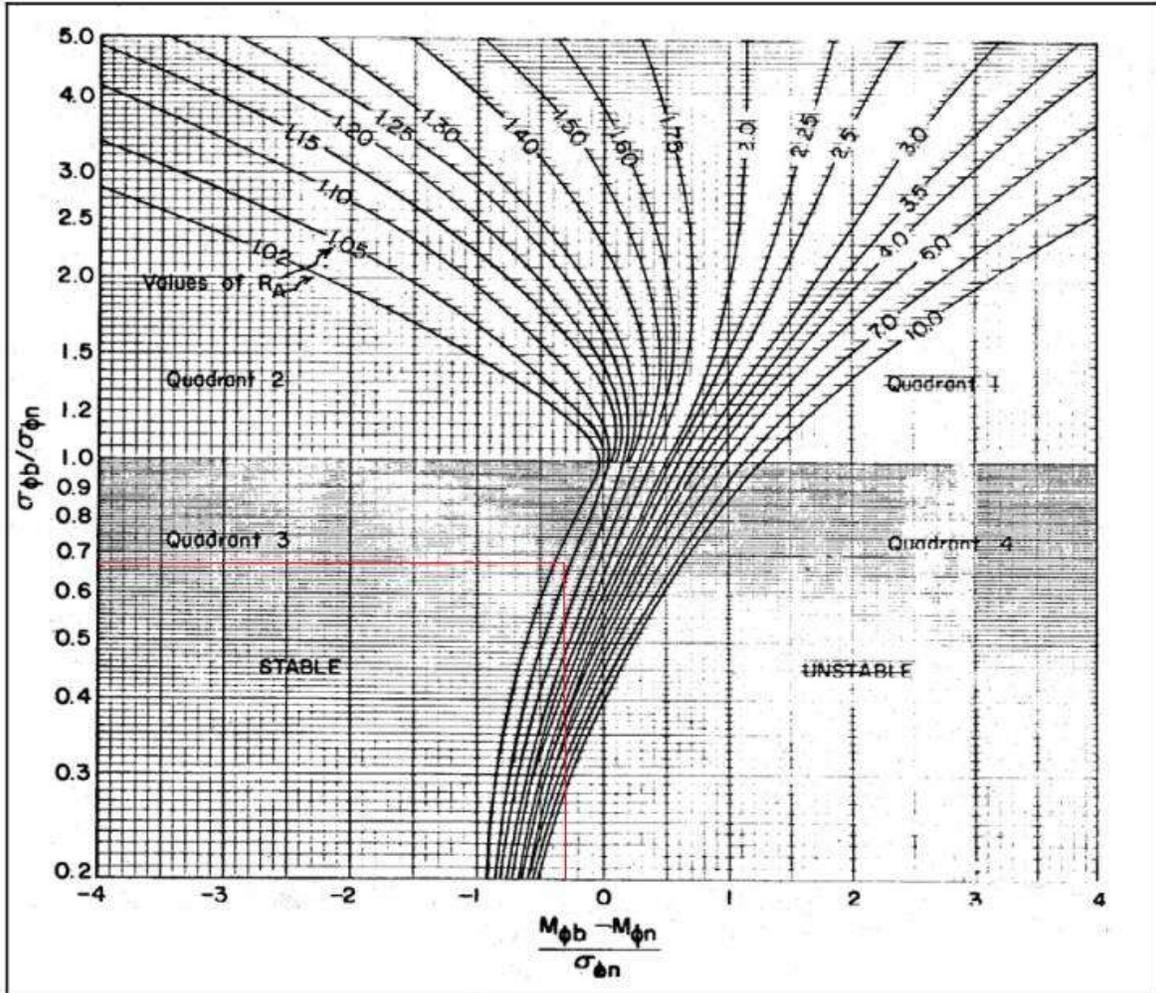


Figura 2.34 - Isolíneas del coeficiente de sobrelleado ajustado (R_A) (Shore Protection Manual, 1984). Extraído de Figura V-4-9 – CEM.

2.3.4.5 Volumen necesario total

Sumando el volumen de arena necesario para alcanzar la línea de costa proyectada, más la arena necesaria para los tómbolos, y considerando el factor de sobrelleado se tiene que:

$$V_{Tot} = 487454 \text{ m}^3$$

En las obras de relleno de playa, es común colocar un volumen de sedimento superior al estrictamente necesario, usualmente en el orden del 40% (CEM). Este sobrelleado se realiza como medida de seguridad para compensar posibles pérdidas durante la colocación, como dispersión por oleaje o corrientes, y para contemplar el asentamiento natural del material con el tiempo. Además, permite mitigar los efectos de eventos de oleaje que puedan ocurrir durante el transcurso de la obra. Se tiene entonces que el volumen total necesario para la obra es aproximadamente:

$$V_{Tot,obra} = 682500 \text{ m}^3$$

La cantidad de sedimento necesaria calculada es levemente superior al volumen estimado como disponible en el puerto de La Paloma en el capítulo 2.3.4.2, por lo que en una primera instancia se

considera al puerto como una posible fuente de sedimentos. Es importante señalar que dicha estimación no considera ni la granulometría ni la calidad de los sedimentos presentes en el puerto, y que tampoco fue evaluada la viabilidad de las operaciones de dragado en dicha área, por lo que será necesario realizar estudios y cálculos más detallados de esta fuente. También es posible analizar otras zonas cercanas al puerto donde puede haber depósitos de sedimentos.

2.3.4.6 Exploraciones y ensayos necesarios para zonas de préstamo

A continuación, se presentan brevemente algunos de los pasos necesarios para la exploración de nuevas zonas de préstamo, siguiendo la metodología propuesta en el Coastal Engineering Manual (CEM).

El primer paso consiste en identificar áreas con potenciales depósitos de sedimentos. Esto se puede lograr mediante el análisis de imágenes aéreas, cartas náuticas o fuentes similares, como mapas topográficos y literatura existente, para delimitar sitios potenciales de préstamo.

Posteriormente, se avanza a una etapa de exploración de campo general, en la que se emplean equipos de reflexión sísmica para detectar cuerpos de sedimentos. Estos levantamientos sísmicos se realizan mediante patrones en zigzag para una cobertura inicial amplia o en grillas detalladas para áreas específicas.

Una vez identificados los sitios potenciales de área de préstamo compatibles con el relleno de playa, se procede a una investigación más detallada. Esta incluye levantamientos batimétricos precisos para mapear la morfología submarina, estimar volúmenes disponibles y definir límites de excavación.

Los ensayos realizados en los sedimentos deben enfocarse en determinar su composición y granulometría (tamaño mediano de grano, desviación estándar y distribución). Estas pruebas permiten calcular la compatibilidad con la arena nativa de la playa, ajustando factores como el factor de sobrellenado (sección 2.3.4.4) para minimizar pérdidas post colocación.

Se deben adoptar precauciones para mitigar impactos ambientales durante todo el proceso. Entre las principales consideraciones figuran:

1. Selección de sitios: Evitar áreas sensibles como arrecifes, pastos marinos o hábitats activos de biota. Ubicar zonas de préstamo en profundidades superiores al doble de la profundidad de cierre para no alterar la propagación de olas ni generar puntos erosionables.
2. Control de turbidez: Limitar la extracción en fuentes con alto contenido de limos y arcillas (>10-15%), de forma de no alterar la turbidez en la zona de relleno.
3. Protección de ecosistemas: Realizar muestreos biológicos pre y post-extracción para evaluar modificaciones en hábitats de organismos en las áreas de préstamo y relleno.

2.3.5 Restauración de dunas

Además de las obras de estabilización y el relleno de playa, se contempla la restauración del sistema dunar. Tal como se mencionó previamente, se identifican sectores del arco de playa con potencial para el desarrollo de dunas de arena. Para ello, se analizan perfiles de playa considerados “sanos”,

es decir, que presentan dunas existentes, y se determina la distancia mínima desde la línea de costa necesaria para su formación.

Los rompeolas, y en consecuencia los tómbolos generados, fueron diseñados para ubicarse por delante de los cursos de agua, con el objetivo de favorecer la formación de dunas y cuencos de amortiguación que actúen como zonas de descarga para los cursos de agua sobre la playa.

Para alcanzar este objetivo, se propone una fase inicial de importación de sedimentos mediante acopios de arena conformados con maquinaria terrestre en las zonas identificadas (sección 2.3.5.1). Adicionalmente, se prevé la instalación de cercas captoras de arena y la plantación de vegetación autóctona, con el fin de promover y estabilizar el desarrollo del sistema dunar (sección 2.3.5.2).

También se propone la instalación de cercas captoras en sectores de la playa dónde ya se tengan dunas, no siendo necesario en estos casos la importación de sedimentos.

2.3.5.1 Restauración de dunas con relleno de playa

Con el objetivo de acelerar el desarrollo del sistema dunar se propone la importación de sedimentos para la formación de dunas como parte del relleno de playa. Esta estrategia busca adelantar un proceso que, de manera natural, requeriría varios años, y permite que la obra esté en funcionamiento en sus primeros años.

La fuente de sedimentos será la misma utilizada para el relleno de playa, no siendo crítico el diámetro de los sedimentos, pero si la calidad de la arena en cuanto a factores ambientales.

En las zonas adyacentes a las descargas de cursos de agua, se proyectan dunas de mayor dimensión, con un ancho de base de 20 metros y una altura de 1,5 metros, de modo de formar cuencos naturales de amortiguación. En el resto del frente costero, se plantea la construcción de dunas más pequeñas, con un ancho de 5 metros y una altura de 1 metro.

De forma estimativa, se prevé la necesidad de aproximadamente 10.000 m³ de arena para la conformación de las dunas proyectadas. Esta arena será distribuida mediante maquinaria terrestre en los sectores definidos.

2.3.5.2 Restauración de dunas con cercas captoras

Según los Lineamientos para la restauración del cordón dunar del Departamento de Gestión Costera y Marina (Dirección Nacional de Biodiversidad y Servicios Ecosistémicos) ¹⁶, el proceso de reconstrucción dunar comienza con la instalación de cercas captoras de arena, una técnica de bajo costo que utiliza preferentemente restos de podas vegetales frescas y con abundante follaje, como ramas de acacia o eucalipto. También se emplean mallas sombra biodegradables o tablestacados, opciones valoradas por su menor impacto visual, pero de mayor coste.

Estas estructuras funcionan como barreras que promueven la acumulación de arena transportada por el viento, dando inicio a la formación de protodunas. Las podas se trasladan manualmente hasta el sitio de intervención y se disponen con una altura inicial recomendada de 0.5 metros. Para su

¹⁶ Ministerio de Ambiente. (s.f.). *Lineamientos para la restauración del cordón dunar*. Dirección Nacional de Biodiversidad y Servicios Ecosistémicos. Departamento de Gestión Costera y Marina.

fijación, se utilizan ramas enterradas a ambos lados de la cerca, amarradas con hilo sisal en forma de zigzag, lo que asegura su estabilidad frente a la acción del viento y el oleaje.

Una vez que las cercas acumulan una cantidad significativa de arena y la duna comienza a desarrollarse, se inicia la etapa de revegetación para estabilizar la nueva estructura. La vegetación herbácea, a través de su sistema radicular, forma una red que retiene la arena, promueve el crecimiento de la duna y le da estabilidad. En Uruguay, se recomiendan especies nativas como *Hydrocotyle bonariensis* ("Redondita de agua"), *Panicum racemosum* ("Pasto dibujante") y *Senecio crassiflorus* ("Margarita de la arena"). Idealmente, los plantines deben provenir de ejemplares recolectados en el mismo sitio de restauración, debiendo ser necesario un vivero capaz de cultivar y conservar los plantines durante las épocas donde se están formando las dunas. El proceso incluye la extracción de plantas, la preparación de rizomas, su cultivo en viveros y posterior trasplante al sitio intervenido luego de un período mínimo de dos meses. Se estima que estas especies demoran entre 2 y 5 años en fijar sus raíces, y aproximadamente una década en alcanzar su máxima capacidad de protección.

Para asegurar la eficacia y sostenibilidad de la intervención, es fundamental implementar un sistema de monitoreo continuo y fortalecer la comunicación con la comunidad local. Se deben realizar mediciones del perfil de playa y registros fotográficos antes y después de la instalación de las cercas, con el fin de evaluar los cambios morfológicos y establecer una línea de base previa a la intervención. Asimismo, la instalación de cartelería informativa y la difusión de las acciones entre la población local son indispensables para promover la comprensión de las medidas, evitar daños a las estructuras y fomentar la participación comunitaria en la conservación del sistema dunar.

En este contexto, se propone instalar cercas captoras de arena, elaboradas con podas vegetales, en las zonas de descarga de los cursos de agua hacia la playa. Estas áreas, ubicadas aguas abajo de los tómbolos proyectados, presentan condiciones favorables para la formación y consolidación de nuevas dunas.

En la Figura 2.35 se presenta la ubicación de las cercas captoras, junto a la longitud aproximada necesaria.



Figura 2.35 - Zonas para favorecer crecimiento de dunas.

2.3.6 Estimación de costos

De forma de tener un primer estimativo de los costes totales del proyecto, se estiman los costos de los rompeolas y los costos del relleno de playa.

Para el relleno de playa se considera un precio de 15 USD el metro cúbico de arena, sin considerar costes de exploración de zonas de préstamo. Esta estimación parte del coste del dragado del puerto de Montevideo.

En cuanto a los costes de los rompeolas se considera 300 dólares el metro cúbico de roca colocado, siendo el coste total calculado para el volumen bruto de rocas. El precio del metro cúbico de geotextil colocado se estima en 20 USD, y surge de precios en el extranjero con un porcentaje adicional asociado al coste de importación. Es importante aclarar que esta estimación de costos se presenta únicamente para obtener un número aproximado del coste de la obra, siendo necesario un análisis más detallado de los costes. En la Tabla 2-10 se presenta una tabla con los costes estimados para cada elemento que conforma la solución contra la erosión costera.

Tabla 2-10 - Estimación de costos para las obras costeras.

Elemento	Cantidad	unidad	Precio unitario (USD)	Precio total (USD)
Rocas	18369	m3	\$ 300	\$ 5,510,625
Geotextil	1392	m2	\$ 20	\$ 27,840
Relleno de playa	682500	m3	\$ 15	\$ 10,237,500
Cercas captoras	600	m	\$ 5	\$ 3,000
Gastos extra		gl		\$ 50,000
Total				\$ 15,828,965

3. Obras de mitigación de las problemáticas asociadas a los cursos de agua en Arachania

3.1 Introducción

Se presenta el diseño a nivel de anteproyecto hidráulico de la alternativa propuesta para el balneario de Antoniópolis: una estructura de almacenamiento destinada a mitigar las inundaciones provocadas por eventos de lluvia con un período de retorno de 100 años.

El objetivo de la estructura de amortiguación es modificar el hidrograma de esorrentía afluente para reducir el pico de caudal en la salida. Esto se logra mediante el almacenamiento temporal de parte del caudal afluente durante la tormenta y el control del caudal de salida, generando así un hidrograma de salida con menor pico pero de mayor duración.

El diseño comienza con el análisis de distintos puntos de cierre para optimizar la ubicación de la estructura. Una vez definida su localización, se determina el volumen máximo de almacenamiento y, a partir de este, se calcula la cota de vertido. Luego se establece la cota de coronamiento, asegurando la estabilidad de la presa. Finalmente, se abordan los aspectos necesarios como el diseño de los taludes, las dimensiones del aliviadero de excedencias y de la tubería de salida, la obra de toma y la estructura de disipación de energía.

3.2 Objetivos de la obra

Los objetivos de la estructura de almacenamiento son:

1. Eliminar afectación a viviendas comprometidas por eventos de inundaciones continentales para un periodo de retorno de 100 años y horizonte temporal 2050.
2. Mitigar la erosión en las descargas de los cursos de agua sobre la playa para el horizonte 2050.

3.3 Tipología de la presa

Con el objetivo de establecer conceptos básicos necesarios para el posterior diseño de la presa, se definen a continuación dos tipos de clasificaciones de presas junto a los criterios a considerar en las avenidas de diseño. Ambos conceptos serán de utilidad para justificar, posteriormente, las decisiones adoptadas respecto a la altura del coronamiento de la presa y la profundidad del aliviadero.

3.3.1 Clasificación de la obra de almacenamiento

Se clasifica la obra de almacenamiento según el criterio establecido por el Decreto uruguayo N° 123/999¹⁷ y por la Guía Técnica de Seguridad de Presas propuesta por SPANCOLD¹⁸ en España, la

¹⁷ Poder Ejecutivo (Uruguay). (28 de abril de 1999). Decreto N° 123/999: Código de Aguas. Reglamentación del artículo 4 de la Ley 14.859: sanciones e infracciones. Diario Oficial de la República Oriental del Uruguay.

¹⁸ SPANCOLD. Comité Nacional Español de Grandes Presas. Guía Técnica de Seguridad de Presas propuesta N° 1: Seguridad de Presas

cual permite obtener una clasificación que depende además del riesgo potencial generado aguas abajo de la estructura.

3.3.1.1 Clasificación según Decreto N°123/999

El Decreto N° 123/999, define a estas obras en función del área de la cuenca de aporte, la altura de la obra y el volumen máximo embalsado de agua. Los criterios establecidos por este Decreto se visualizan en la Tabla 3-1.

El área de la cuenca de aporte al embalse es de aproximadamente 9.3 hectáreas. La cota de coronamiento de la estructura calculada resulta de 6.0 metros (cálculos presentados en el apartado 3.7.1) mientras que el volumen máximo almacenado, el cual corresponde a un evento de periodo de retorno de 5000 años, es de aproximadamente 50700 metros cúbicos (resultados obtenidos en el apartado 3.7.4). A partir de estos valores, y según el Decreto Uruguayo, la obra de almacenamiento se puede clasificar como Tajamar Grande.

Tabla 3-1. Criterios adoptados para la clasificación de una obra de almacenamiento según Decreto 123/999. H en metros, Volumen en m³, A en ha.

	A<4	4≤A<40	40≤A<200	200≤A<500	500≤A<1000	1000≤A<5000	5000≤A<15000	A≥15000
H<3	V<12.000 = Tajamar Chico							
	12.000≤V<120.000 = Tajamar Mediano							
	V≥120.000 = Tajamar Grande							
3≤H<5	Tajamar Chico	Tajamar Mediano	Tajamar Grande	120.000≤V<600.000 = Represa Chica				
				V≥600.000 = Represa Mediana				
5≤H<15	V<120.000 = Tajamar Grande			Represa Chica	Represa Mediana	Represa Grande I	Represa Grande II	
H≥15	V≥120.000 = Represa Chica						Represa Grande II	Represa Grandelll

3.3.1.2 Clasificación según SPANCOLD

La guía propuesta por SPANCOLD establece las siguientes 3 categorías:

Categoría A: Corresponde a presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

Categoría B: Corresponde a presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.

Categoría C: Corresponde a presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso, a esta última categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las categorías A o B.

Debido a la baja densidad poblacional en la zona de estudio, pero considerando que existe la posibilidad de afectar a un grupo reducido de personas en caso de falla, se clasifica la presa dentro de la **Categoría B**.

3.3.2 Avenida de proyecto

En función de la clasificación emitida por SPANCOLD, 2015, el mismo define dos tipos de avenidas afluentes al embalse:

1. **Avenida de Proyecto:** *Máxima avenida que debe tenerse en cuenta para el dimensionamiento del aliviadero, los órganos de desagüe y las estructuras de disipación de energía, de forma que funcionen correctamente.*
2. **Avenida Extrema:** *La mayor avenida que la presa puede soportar. Supone un escenario límite al cual puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura, si bien admitiendo márgenes de seguridad más reducidos.*

La Guía Técnica ofrece recomendaciones acerca de los periodos de retorno a tomar para cada avenida en función de las categorías previamente mencionadas, las mismas se visualizan en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2. Periodos de retorno para las avenidas, en años

Categoría	Avenida de Proyecto	Avenida Extrema
A	1000	5000-10000
B	500	1000-5000
C	100	100-500

Debido a que la presa está comprendida dentro de la Categoría B, se tomará como periodo de retorno de Avenida de Proyecto y Avenida Extrema a 500 y 5000 años respectivamente.

Para el diseño de una presa de materiales sueltos se considera que no existirá sobrepasamiento, ya que de lo contrario se tendrá riesgo de rotura de la estructura. Es por esta razón que el aliviadero será diseñado para una Avenida Extrema (TR 5000 años), amortiguando en el embalse únicamente tormentas de 100 años de periodo de retorno de forma de cumplir con el objetivo planteado.

3.3.3 Niveles del embalse

Los niveles del embalse que define SPANCOLD, 2015, son los siguientes:

1. **Nivel Máximo Normal (NMN):** Es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en un régimen normal de explotación. Dado que el objetivo del proyecto es eliminar las afectaciones en las viviendas para **100 años** de periodo de retorno, se amortiguará en la presa eventos de este período de retorno. Por esta razón, se considera como NMN aquel que se alcanza inmediatamente antes del inicio del vertido por el aliviadero, es decir, el nivel correspondiente a la cota de vertido.
2. **Nivel para la Avenida de Proyecto (NAP):** Es el máximo nivel que se alcanza en el embalse, considerando la acción laminadora, cuando recibe la Avenida de Proyecto, razón por la cual se toma como NAP al nivel de **500 años** de periodo de retorno.
3. **Nivel para la Avenida Extrema (NAE):** Es el máximo nivel que se alcanza en el embalse si se produce la Avenida Extrema, teniendo en cuenta la acción laminadora. Se utiliza para

verificar que no hay vertido por el coronamiento. Este nivel es el correspondiente a **5000** años de periodo de retorno.

En resumen, los periodos de retorno asociados a los niveles/avenidas de proyecto que se utilizarán se muestran a continuación:

Tabla 3-3 - Períodos de retorno asociados al nivel máximo normal (NMN), nivel de avenida de proyecto (NAP) y nivel de avenida extrema (NAE) recomendados en SPANCOLD, 2015.

NIVEL	TR (años)
NMN	100
NAP	500
NAE	5000

3.4 Ubicación del punto de cierre

Con el objetivo de determinar la ubicación del punto de cierre del dique, se lleva a cabo un análisis de distintos puntos de cierre, evaluando principalmente la efectividad de la obra y costos. Para ello, se seleccionaron cuatro posibles ubicaciones, partiendo de zonas en las que las curvas de nivel convergen y se aproximan entre sí. Desde una perspectiva económica, en un principio, la mejor ubicación para un dique es aquella que permite almacenar el volumen de agua deseado con el menor movimiento de suelo posible, siempre y cuando se cumplan con los objetivos de la obra. Esto se traduce en menores costos de excavación, relleno y construcción, ya que se aprovechan al máximo las condiciones topográficas naturales del terreno.

Para cada posible punto de cierre se generan las curvas H-A-V (altura, área, volumen). A partir de estas curvas y de un volumen de almacenamiento requerido, es posible determinar la altura mínima necesaria para la presa. Se presentan los cuatro puntos de cierre que se evalúan en la Figura 3.1.

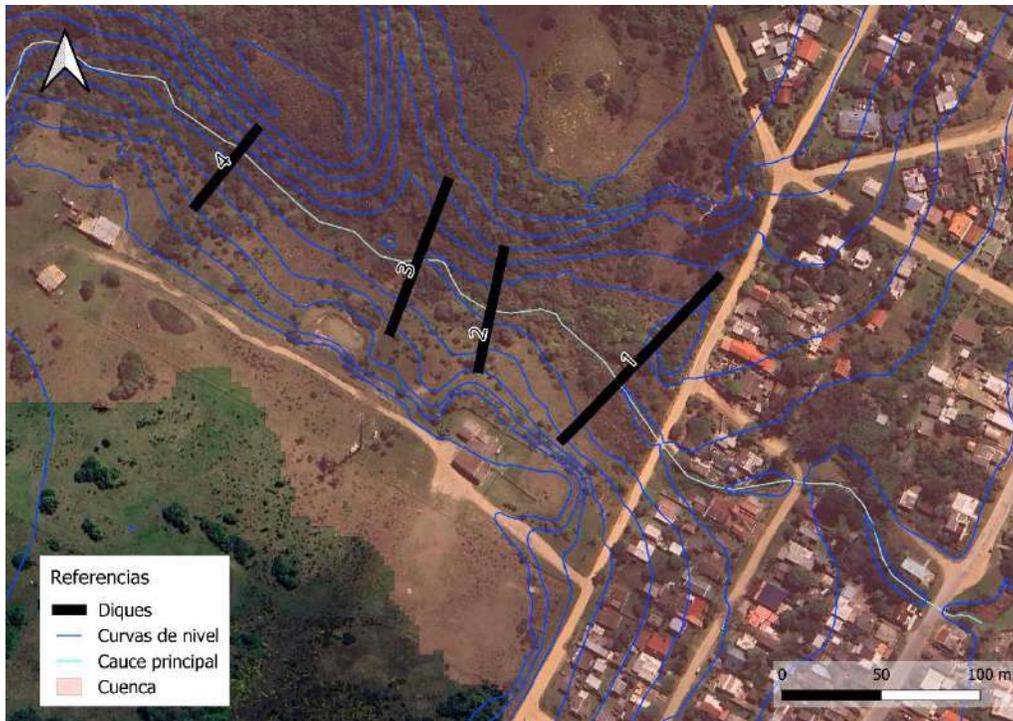


Figura 3.1. Posibles alternativas de la ubicación del dique

Se observa que, al encontrarse el punto 4 aguas arriba de los otros tres, el área de la cuenca que aporta escurrimiento a la estructura de almacenamiento es menor. Esta diferencia se traduce en una reducción de aproximadamente 15.4 ha en el área de aporte, lo que implica un volumen de agua que ingresa a la zona poblada sin ser amortiguada. El área de aporte en los puntos 1, 2 y 3 se considera la misma debido a que la variación es mínima. En la Figura 3.2 se presenta el área de la cuenca que aportaría a la laguna en caso de elegirse como punto de cierre alguno de los puntos 1, 2 o 3, y que no formaría parte del área de aporte a la estructura en caso de elegirse el punto 4.

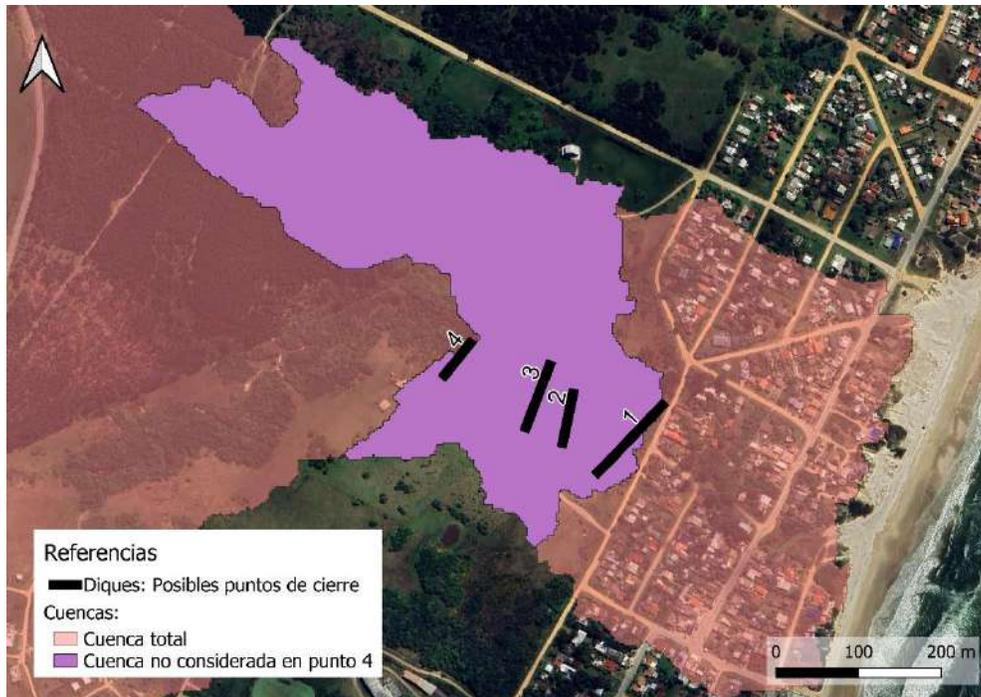


Figura 3.2. Sub-cuenca de aporte a la zona poblada

Bajo las mismas condiciones establecidas en el Segundo Entregable, se aplica el Método Racional para calcular el caudal máximo admisible en la entrada a la zona urbana (similar a punto de cierre 1) sin que se generen afectaciones en las viviendas. Se prueban distintos valores de caudales hasta lograr el objetivo, para precipitaciones de 100 años de periodo de retorno. A partir de este cálculo se obtiene que el caudal máximo admisible es de aproximadamente $4 \text{ m}^3/\text{s}$. Este caudal será el caudal objetivo en la entrada a la urbanización.

Para los puntos de cierre 1, 2 y 3 se considera que el caudal en la salida de la estructura debe ser menor o igual al caudal objetivo. Para el punto 4 se debe considerar, además del caudal de salida de la estructura, el caudal que se genera en la cuenca no amortiguada por la estructura. Utilizando las mismas consideraciones que en el resto de la cuenca se obtiene que el caudal de aporte de esta sección de cuenca es $1.8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Considerando simultaneidad de picos, se tiene que:

$$Q_{salida} (\text{puntos 1,2 y3}) = Q_{objetivo} = 4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{salida} (\text{punto 4}) = Q_{objetivo} - 1.8 \text{ m}^3/\text{s} = 2.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

El volumen de almacenamiento estimado en el Segundo entregable que cumple con un caudal de salida de $4 \text{ m}^3/\text{s}$ resultó ser igual a 19340 m^3 , el cual se considera aproximado y tiene carácter preliminar, siendo útil principalmente para comparar las distintas ubicaciones posibles del dique. Con el fin de comparar equitativamente todas las ubicaciones propuestas, se obtiene que se debe aumentar el volumen almacenado a 21954 m^3 para analizar el punto 4. Tal como se puede observar en la Tabla 3-4, el punto 4 requiere una menor cantidad de volumen de suelo en comparación con

los demás puntos, lo cual resulta favorable en términos económicos. Por otro lado, también genera una menor superficie inundada para Tr 100 años, lo cual puede resultar beneficioso para la preservación del ecosistema existente. Para estimar el volumen de suelo necesario para la construcción del dique se supuso un talud H:V=3:1.

Tabla 3-4. Dimensiones preliminares para el punto de cierre nº4

Dique	Altura (m)	Largo (m)	Volumen embalsado (mil m ³)	Área inundada (ha)	Volumen de suelo (m ³)
1	3.4	118	19	1,60	1005
2	3.4	62	19	1,55	847
3	3.3	80	19	1,47	1008
4	3.6	49	22	1,40	609

En la Figura 3.3 se presentan los perfiles del terreno y la altura mínima del dique para los distintos puntos de cierre analizados, con cotas referidas al cero oficial.

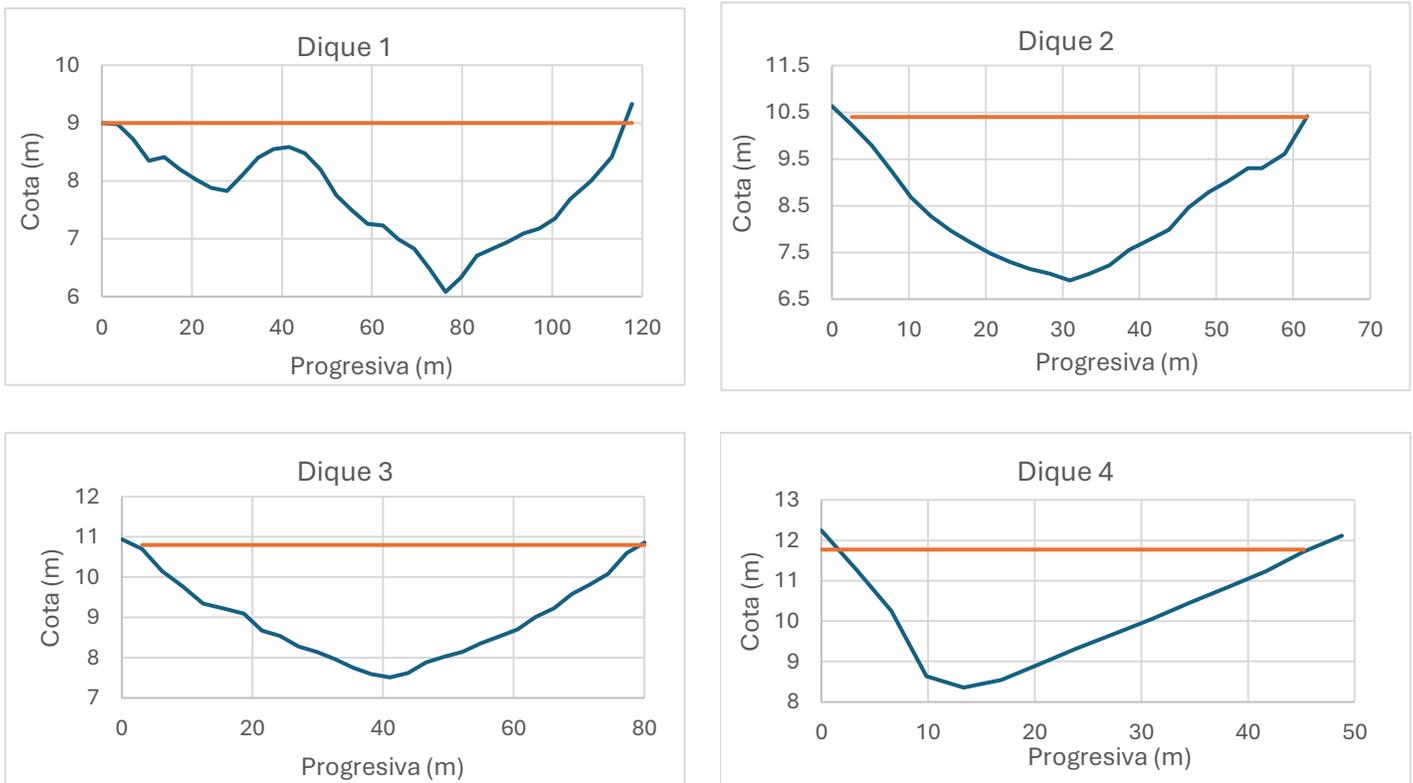


Figura 3.3 - Perfiles longitudinales de los posibles diques. En azul perfil del terreno y en naranja cota de la estructura.

3.5 Volumen de almacenamiento

Para obtener el volumen definitivo de agua necesario a almacenar, y por consiguiente la cota de vertido de la estructura, se genera en primer lugar el hidrograma de entrada a la presa por dos

metodologías distintas: Método Racional Modificado, empleando hidrogramas trapezoidales¹⁹, y el Método de Bloque Alterno, planteados en la sección 3.5.1. Por otro lado, se calcula el hidrograma de salida a través del software SWMM, cuyo procedimiento se detalla en la sección 3.5.2. Finalmente, la determinación del volumen de almacenamiento surge a partir del área comprendida entre el hidrograma de entrada y el de salida, tomando como referencia aquella metodología que arroje el mayor volumen requerido. Estos resultados se disponen en la sección 3.5.3. Todos los hidrogramas de entrada al embalse presentados en esta sección, y por ende los volúmenes almacenados, son calculados para un periodo de retorno de 100 años (asociado al NMN).

3.5.1 Hidrograma de entrada

3.5.1.1 Método Racional Modificado

Este método propone construir hidrogramas trapezoidales donde el caudal aumenta en forma lineal hasta el caudal Q_p en el instante t_c , dónde Q_p se obtiene a través de la fórmula del método Racional. A partir de este instante, el caudal se mantiene constante hasta el tiempo d , la duración de la tormenta, dónde el caudal cae a 0 en un tiempo igual a t_c . Se simulan 12 tormentas, con duración total $d = i \times t_c$, con $i \in [0,12]$. El procedimiento descrito se puede observar en la Figura 3.4.

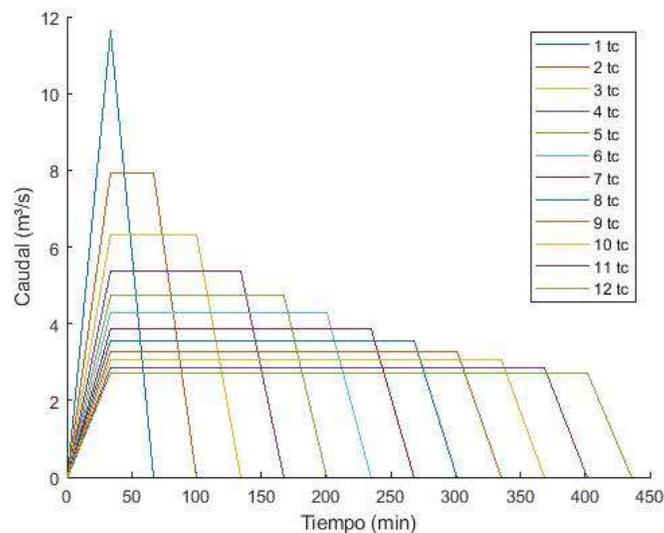


Figura 3.4 - Hidrogramas de entrada a estructura de almacenamiento variando la duración de la tormenta.

3.5.1.2 Método de bloque alternativo

El método de bloque alternativo es una forma estándar para desarrollar un hidrograma de diseño en donde se simula de una forma más realista una tormenta, con la mayor concentración de precipitación hacia la mitad del evento y menores intensidades en los extremos. Este método permite construir un hidrograma de diseño que es válido para analizar cualquier duración intermedia

¹⁹ Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA), & Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento (DINASA). (2009). Diseño de sistemas de aguas pluviales urbanas (Versión 1.0). Montevideo, Uruguay: MVOTMA.

del evento que cumpla con las curvas IDF, manteniendo el pico inicial definido, a diferencia del Método Racional Modificado en donde se consideró una intensidad de lluvia constante.

El procedimiento comienza con la elección de un período de retorno de 100 años y el cálculo de la precipitación máxima para distintas duraciones, mayores o iguales al tiempo de concentración, a partir de las curvas IDF. Estos valores constituyen la altura de cada bloque del hietograma, los cuales se representan como bloques de igual duración, fijada como el tiempo de concentración, generando intervalos con intensidades constantes. Siendo n el número total de bloques, la duración total de la tormenta será igual a $n \cdot T_c$. Una vez obtenidos todos los bloques, se procede a reordenarlos de forma que el bloque de mayor intensidad se ubique en el centro del hietograma. Los bloques restantes se distribuyen alternadamente a la izquierda y derecha del bloque central, en orden descendente de magnitud.

Para cuantificar el caudal resultante producido por el aporte de lluvia, se utiliza la ecuación del cálculo del caudal proveniente del Método Racional. De esta forma, se genera un hidrograma triangular para cada bloque del hietograma, ordenándolos de la misma forma descrita anteriormente. El hidrograma de entrada a la presa será el conformado por los picos de los n hidrogramas triangulares, tal como se puede observar en la Figura 3.5. De esta forma, se mantiene el caudal pico diseñado inicialmente de $11.59 \text{ m}^3/\text{s}$, a diferencia del método Racional Modificado.

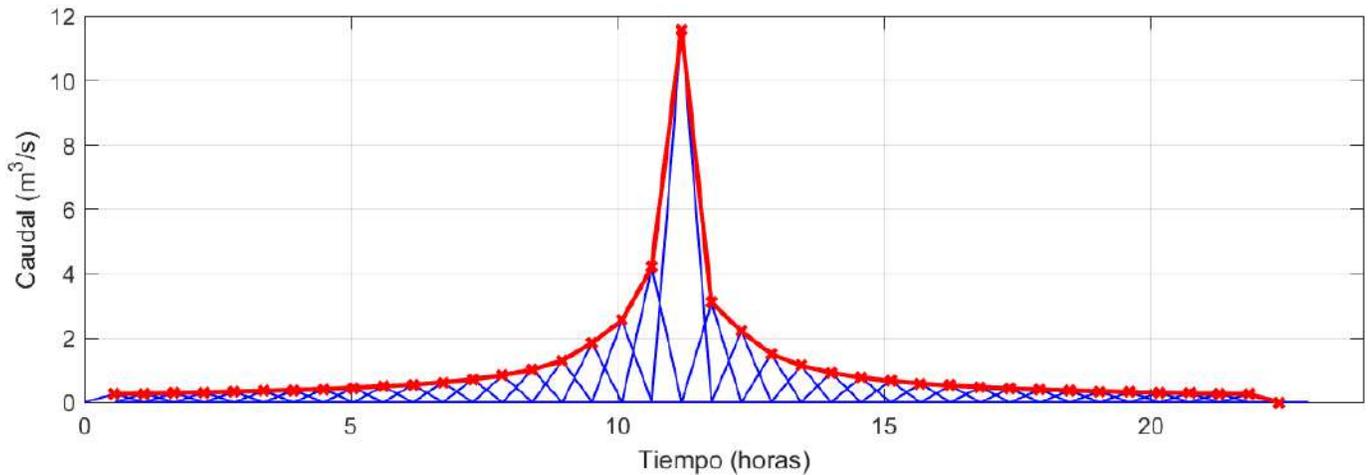


Figura 3.5 - Hidrogramas triangulares e hidrograma de entrada a la presa resultante.

3.5.2 Modelación en SWMM

Con el objetivo de determinar el caudal de salida para ambas metodologías se utiliza el Software SWMM. Se modela la estructura de amortiguación imponiendo las curvas H-A-V (ver Figura 3.6), las cuales fueron generadas en el punto de cierre del dique y la cota de fondo, la resulta igual a 8.1 metros respecto al cero oficial. El programa realiza la simulación del comportamiento hidráulico de la presa mediante el método de Piscina Nivelada, el cual resuelve la ecuación de continuidad para el volumen almacenado en la unidad:

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_{out}$$

En donde:

- V es el volumen almacenado [m^3]
- Q_{in} es el caudal entrante [m^3/s]
- Q_{out} es el caudal saliente [m^3/s]

Este método asume que el pelo de agua en el embalse se mantiene horizontal en todo momento, sin considerar presiones ni variaciones espaciales de flujo.

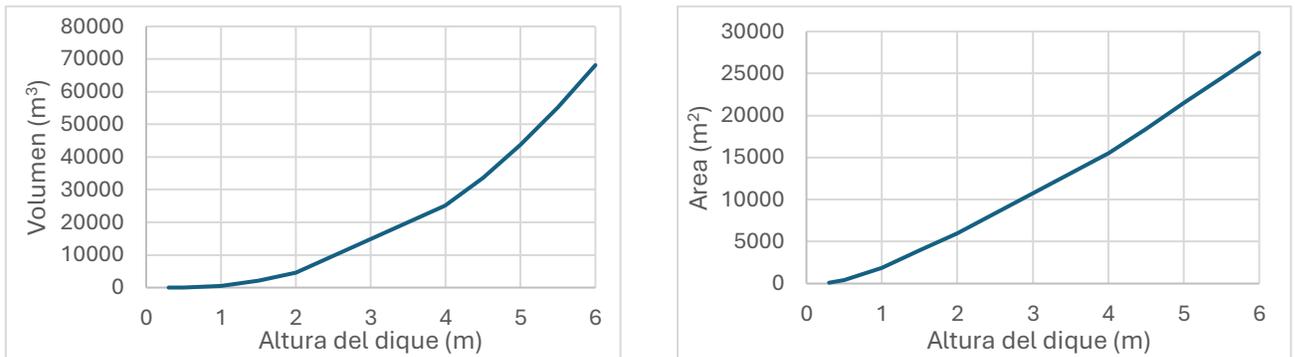


Figura 3.6 - Curvas H-A-V utilizadas para el diseño del dique

Por otro lado, se considera que la descarga se da a través de una tubería apoyada sobre el fondo del canal, imponiendo un número de Manning de 0.013, correspondiente a una tubería de hormigón. Se considera inicialmente un diámetro de $\Phi=500$ mm y largo 10 m, los cuales son empleados únicamente de forma aproximada para decidir que metodología utilizar para la generación del hidrograma de entrada. Estas dos dimensiones son elegidas con mayor precisión en el próximo apartado, para obtener el volumen de almacenamiento final.

La tubería de hormigón descarga en el canal natural presente en la zona, en donde las secciones fueron las mismas utilizadas para la modelación del software HEC-RAS en el Primer Entregable: un número de Manning de 0.15 y 0.07 para el margen izquierdo y derecho respectivamente, y 0.04 para el cauce principal.

Tanto para los conductos como en los canales abiertos, SWMM utiliza las ecuaciones de Saint-Venant (modelo de Onda Dinámica) para resolver el comportamiento hidráulico.

Se corre inicialmente el software con una tormenta de entrada de 100 años de periodo de retorno, de forma de no obtener descargas por el aliviadero, obteniendo simplemente la cota de vertido de la presa. Se repite el procedimiento con los hidrogramas de entrada generados por ambas metodologías.

3.5.3 Volumen adoptado

Luego de obtener los hidrogramas de entrada y salida, se calculan dos volúmenes de almacenamiento correspondientes a cada metodología. De ellos, tal como fue mencionado previamente, se selecciona el mayor ya que representa el caso más exigente. Los resultados se plantean a continuación.

Método Racional modificado:

Se obtienen 12 volúmenes de almacenamiento correspondiente a las 12 tormentas simuladas. En la Figura 3.7 y 3.8 se presenta, a modo de ejemplo, los hidrogramas asociados a tormentas de duraciones iguales a t_c y $5.t_c$. Por otra parte, en la Figura 3.9 se presentan los resultados de volumen almacenado, variando la duración de la tormenta, encontrándose que el máximo volumen se da para una tormenta de duración de 5 tiempos de concentración.

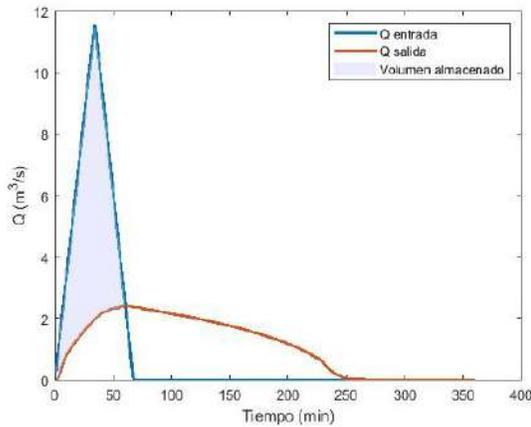


Figura 3.7 - Hidrogramas en la estructura de almacenamiento para una tormenta de 100 años de periodo de retorno y una duración de tormenta de t_c .

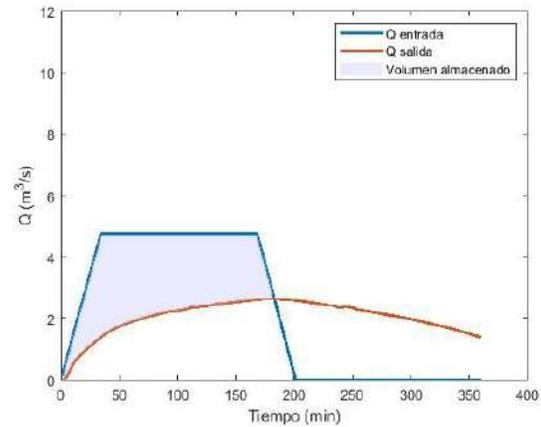


Figura 3.8- Hidrogramas en la estructura de almacenamiento para una tormenta de 100 años de periodo de retorno y una duración de tormenta de $5t_c$.

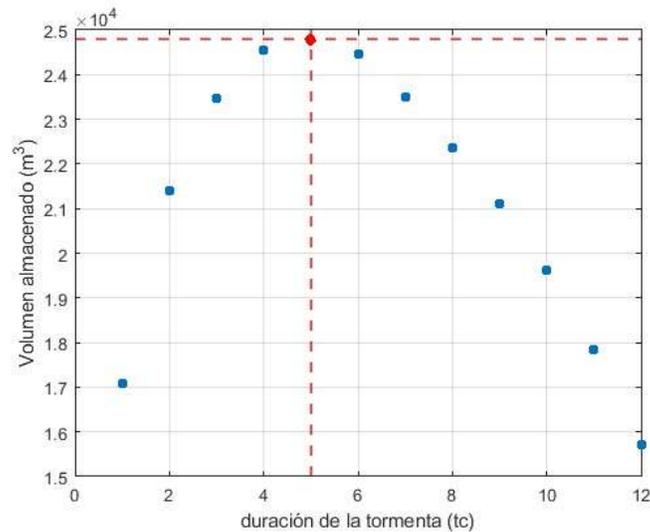


Figura 3.9 - Volumen almacenado en función de la duración de la tormenta. En rojo el máximo volumen, asociado a una tormenta de duración $5t_c$.

Se obtiene que el volumen necesario de agua a almacenar, calculado por esta metodología, resulta:

$$V_{alm} = 24800 m^3$$

Método de bloque alterno:

Se verifica que el volumen no varía en función de la duración de la tormenta de entrada, optando por modelar el problema con una duración de 22 horas, tal como se observa en la Figura 3.10.

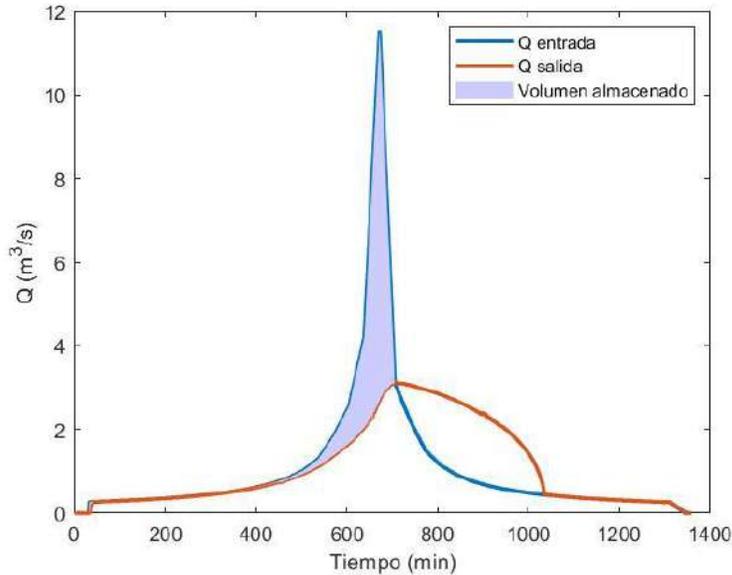


Figura 3.10. Hidrograma de entrada y salida para una duración de 22 horas

El volumen necesario a almacenar por esta metodología resulta:

$$V_{alm} = 25740 \text{ m}^3$$

Selección del Volumen:

Entre ambos métodos resulta que el volumen calculado con el bloque alterno es el más restrictivo, por lo que resulta ser la metodología seleccionada para la construcción del hidrograma de entrada.

El volumen obtenido a partir de este método fue alcanzado suponiendo, como primera aproximación, una tubería de largo de 10m y 500 mm de diámetro. El largo de la tubería depende del talud elegido, de la altura máxima de la presa z y del ancho de coronamiento w ; y se obtiene mediante la siguiente ecuación, en donde se utiliza un talud 3H:1V:

$$L = w + 2 \cdot (3z)$$

El ancho w se calcula siguiendo las recomendaciones propuestas por “Diseño de Pequeñas Presas” (U.S.B.R, 2007)²⁰, en donde se plantea la siguiente ecuación en donde tanto w como z se expresan en metros:

$$w = \frac{z}{5} + 3$$

²⁰ U.S. Bureau of Reclamation. (2007). *Design of small dams* (3rd ed.). Denver, CO: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

Como el largo de la tubería depende de la altura z de la presa, se debe ajustar el valor del largo supuesto en el SWMM luego de obtener el valor definitivo de la cota de coronamiento. Por esta razón se procede a realizar un proceso iterativo, obteniendo distintos valores para el volumen almacenado y finalmente la altura de la estructura. Se parte del volumen obtenido por el método de bloque alterno, con la suposición de 10 metros en el largo de la tubería, y se detiene la iteración cuando la altura se mantiene constante luego de dos iteraciones. Se obtiene como resultado final que, para un largo de tubería de 30.7 metros y altura 4.5 metros, un ancho de coronamiento igual a 3.9 metros. Si bien w es calculado con mayor exactitud en el apartado 3.7.3, luego de obtener la cota de coronamiento definitiva (es decir, posterior a sumar la sobrelevación del aliviadero y una cierta altura de revancha, en el apartado 3.7.1), se utiliza en esta instancia únicamente la sobrelevación hallada a partir del volumen de almacenamiento, observando que no se obtienen grandes variaciones. Por otro lado, el largo de la tubería definitivo se detalla en el apartado 3.8.1.

Con un diámetro de 500mm se obtiene un caudal de descarga de $1.9 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual cumple ser menor al objetivo planteado inicialmente. De forma de obtener menor altura de coronamiento, y por ende menor movimiento de suelos y material necesario, se corrobora si es posible aumentar el diámetro de la tubería sin obtener mayor cantidad de viviendas afectadas. Modelando la presa con una tubería de 600 mm se obtiene un total de 3 viviendas afectadas. Finalmente, considerando los diámetros disponibles por proveedores locales²¹, se opta por diseñar la presa con tuberías de **500 mm de diámetro** interno y 7 cm de espesor.

Se presenta la mancha de inundación resultante en la Figura 3.11, en donde se observa una única vivienda afectada. Es importante recalcar que en la modelación se considera adicionalmente el hidrograma de la subcuenca obtenida en el apartado 3.4, el cual no queda retenido por el embalse diseñado.

Esta medida implica mantener el riesgo de inundación en el padrón nº 308, que se puede ver en la Figura 3.12. Según lo informado por los propietarios de este padrón durante la visita realizada, una lluvia intensa ocurrida años atrás provocó la rotura parcial de la estructura. Dado este antecedente, su localización en una zona de riesgo y la incapacidad de mitigar esta problemática mediante la implementación de una laguna de amortiguación, se considera a este padrón como inundable.

²¹ Catálogo técnico de tuberías de hormigón en masa con junta elástica. Disponible en <https://rocco.com.uy/wp-content/uploads/2024/06/Tubos-Rocco.pdf>. Último acceso: 2 de julio de 2025.



Figura 3.11. Mancha de inundación para Tr 100 años.

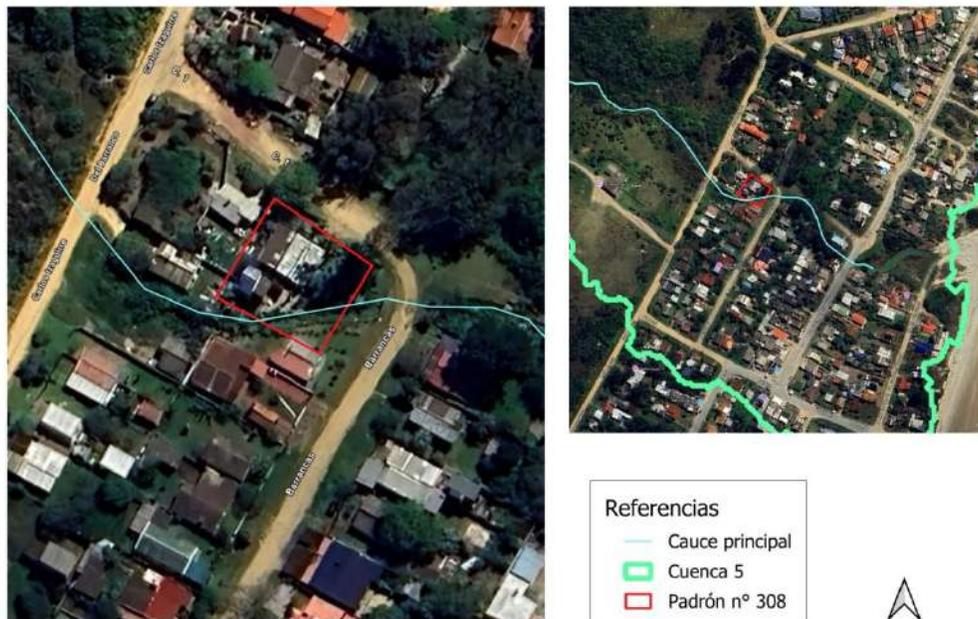


Figura 3.12. Padrón inundable en cuenca 5.

Finalmente, el hidrograma de entrada y salida se puede observar en la Figura 3.13, en donde el volumen embalsado según esta metodología resulta:

$$V_{alm} = 34200 \text{ m}^3$$

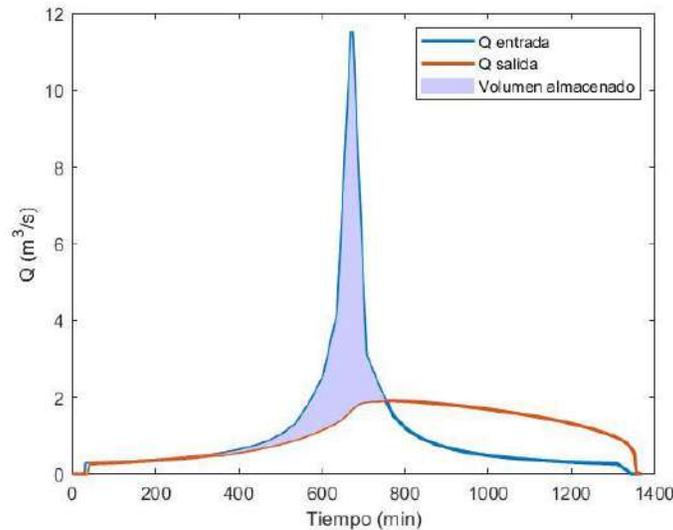


Figura 3.13 - Hidrogramas para duración total de 22 horas

3.5.4 Cota de vertido

A partir de las curvas H-A-V y el volumen obtenido por el método de bloque alterno se obtiene, para un periodo de retorno de 100 años, una cota de vertido igual a **4.5 metros**, en donde el **NMN resulta ser igual a 12.6 m** respecto al cero oficial. El resto de los niveles (NAP y NAE) son calculados de forma análoga (mediante método de bloque alterno) pero utilizando en la fórmula del Método Racional el periodo de retorno que corresponda según el nivel. Los resultados se resumen en el apartado 3.7.2.

3.6 Diseño del aliviadero

De forma de obtener la cota de coronamiento de la presa, es necesario diseñar en primer lugar el aliviadero, el cual permitirá evacuar los caudales excedentes durante eventos de crecida. Tal como fue mencionado en el apartado 3.3.2, se diseñará el aliviadero para **5000 años** de periodo de retorno (asociado a la Avenida Extrema).

A continuación, se desarrollan los criterios adoptados para su ubicación, las características geométricas consideradas y la metodología empleada para el diseño hidráulico del canal.

3.6.1 Ubicación y tipo de aliviadero

El aliviadero se ubica en el margen izquierdo de la presa de forma de aprovechar una depresión natural del terreno existente, la cual dirige el agua hacia el cauce principal. Además, se descarta realizar el aliviadero por el margen derecho debido a la existencia de una calle, la cual debería ser atravesada para volver a incorporar el agua en el cauce principal.

Dadas las pendientes existentes, se consideran dos tramos para el diseño del canal, las cuales se describen a continuación y se puede observar en las curvas de nivel en la Figura 3.14:

1. Canal excavado: Ubicado al inicio del aliviadero, con una longitud de 90 metros.

2. Canal natural: Se aprovechan las pendientes del terreno de forma que el canal excavado desemboque en el canal natural, a una cota de 12.3m con respecto al cero oficial.

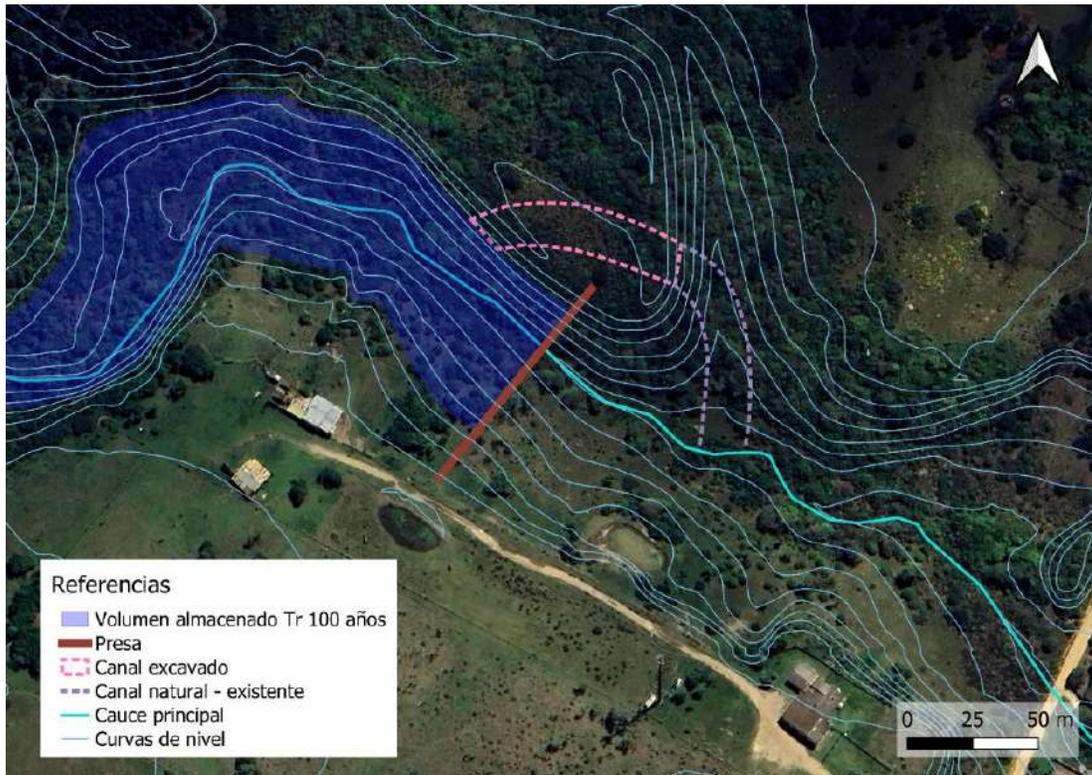


Figura 3.14. Ubicación del aliviadero.

3.6.2 Diseño del canal excavado

En el diseño del canal excavado se definen parámetros como el ancho, la longitud, la pendiente longitudinal, la pendiente de los taludes y la rugosidad de fondo. Se asume una sección transversal con geometría trapezoidal. Debido a que se trata de un canal abierto, para la determinación de los parámetros mencionados se utilizan las ecuaciones de flujo gradualmente variado (FGV). Dado de que se trata de un canal natural con presencia de vegetación, es fundamental considerar el riesgo de erosión potencial, razón por la que se busca diseñar el canal bajo condiciones de flujo subcrítico, de forma de obtener velocidades bajas. De esta forma, la entrada al aliviadero quedará determinada por el flujo normal, con una curva tipo M2. Por lo que al inicio del canal se asumirá flujo uniforme, determinando los parámetros de forma que en esta sección la sobrelevación sea igual al tirante normal. A continuación, se describen las condiciones de diseño aplicadas en el modelo de FGV.

Talud, pendiente, número de Manning:

Se diseña la sección transversal con un talud 2H:1V y un número de Manning de 0.04, valor análogo al seleccionado en el Segundo Entregable, en donde el cauce principal también estaba conformado por cunetas con pasto en su pendiente lateral. Se utiliza una pendiente de fondo de 0.3%, valor que genera velocidades dentro de rangos admisibles.

Ancho de fondo y profundidad:

En primer lugar, con el objetivo de determinar el ancho del canal, se calcula la sobreelevación E en la presa para un periodo de retorno de 500 años. En este caso, se define a E como la diferencia de altura entre el NMN y el NAP. Debido al cambio en las condiciones del flujo, tal como se observa de forma esquemática en la Figura 3.15, el pelo de agua (y) disminuye al entrar al aliviadero, el cual se denota de aquí en más como y .

Para determinar el ancho de fondo b , se procede a iterar con distintos valores en el software SWMM, en donde, a partir de las ecuaciones de Saint Venant, se obtienen resultados para E y el caudal de vertido al aliviadero Q_v . Utilizando este último valor, se implementa una función en Matlab que resuelve el FGV para las velocidades a lo largo del canal excavado. El valor óptimo de b será aquel que no genere erosión, dados los valores máximos de velocidad admitidos en un canal. Chow (1959)²² propone distintos rangos dependiendo el tipo de pasto que se coloque en suelos fácilmente erosionables, siendo esta igual a 0.76 m/s para cubierta de “Lespedeza sericea, pasto amor lloroso, ischemum, kudém, alfalfa y pasto cangrejo” o 1.5 m/s por suelo conformado por “Pasto bufalo, Pasto azul Kentucky, pasto bromo liso, pasto azul”. Dado que no se cuenta con información del tipo de suelo presente en la zona, se itera hasta obtener valores de velocidad dentro del rango.

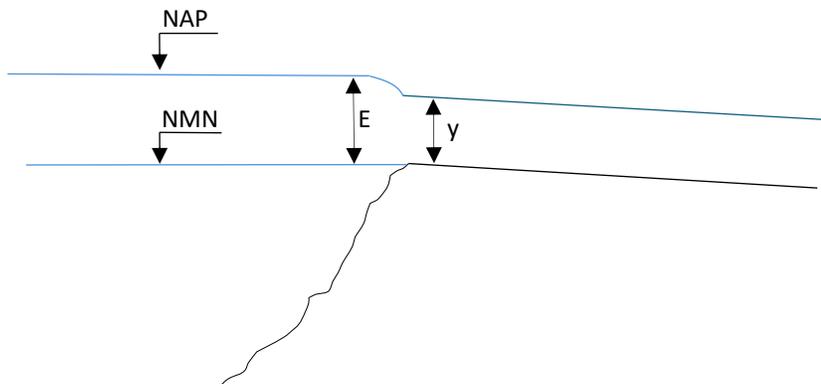


Figura 3.15. Esquema transición presa-aliviadero

La iteración realizada variando al ancho b se observa en la Tabla 3-5, en donde se obtienen los distintos valores de la sobreelevación E en el embalse, el caudal y la velocidad de vertido en el aliviadero (Q_v y v_v respectivamente). También se dispone la velocidad máxima v_{max} que se da en la parte final del canal, correspondiente al tirante crítico.

²² Chow, V. T. (1959). Hidráulica de canales abiertos (Traducido por Saldarriaga, J). Mc.Graw-Hill

Tabla 3-5. Iteración variando el ancho del aliviadero para Tr 500 años

b (m)	E (m)	Q_v (m³/s)	v_v (m/s)	v_{max} (m/s)
8	0.38	0.12	0.53	1.01
12	0.35	1.4	0.50	0.95
16	0.33	1.65	0.48	0.91
20	0.32	1.88	0.46	0.88

Con el fin de equilibrar velocidades moderadas y reducir al mínimo el volumen de excavación, se opta por un ancho de fondo de **12 metros**. Esta elección se basa en que la diferencia de velocidad entre anchos de 12 y 16 metros es poco significativa, mientras que la reducción en el ancho genera un menor movimiento de suelos, lo que implica una disminución considerable en los costos de construcción. Para dicho ancho la sobreelevación E en el embalse para 500 años de periodo de retorno será de 0.35 metros, mientras que la altura en el aliviadero y resulta ser igual a **0.2 metros**, valores que se resumen en la Tabla 3-6.

Tabla 3-6. Caudal y sobreelevación para Avenida Proyecto (AP)

Caudal vertido (m³/s)	E (m)	y (m)
1,4	0,35	0,2

La variación de las velocidades a lo largo del canal se puede observar en la Figura 3.16, mientras que los tirantes obtenidos mediante la función FGV se observan en la Figura 2.15.

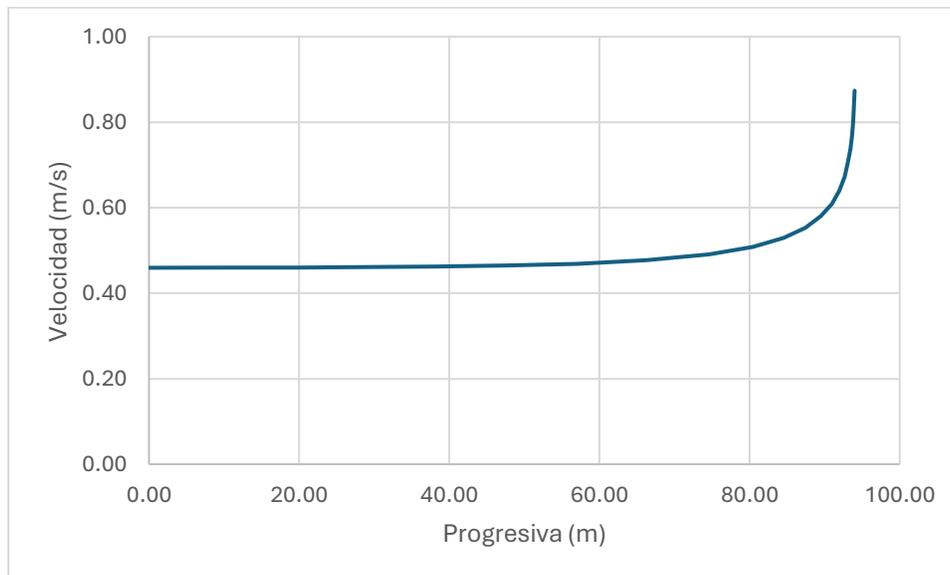


Figura 3.16 - Velocidades a lo largo del canal excavado – Tr 500 años

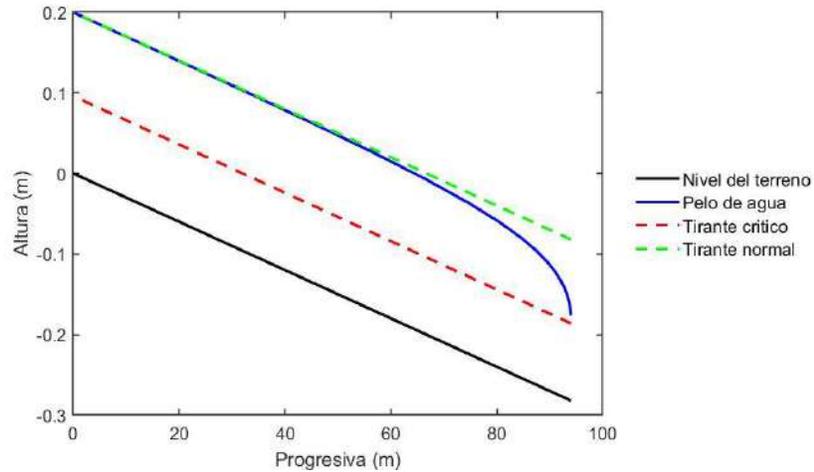


Figura 3.17 - Tirantes en el canal excavado – Tr 500 años

Finalmente, se obtienen los valores de la sobreelevación que la Avenida Extrema genera en el embalse (E) y en el aliviadero (y), los cuales se observan en la Tabla 3-7.

Tabla 3-7. Caudal y sobreelevación para Avenida Extrema (AE)

Caudal vertido (m ³ /s)	E (m)	y (m)
4,97	0,71	0,41

Teniendo en cuenta una revancha de 0.5 metros, se concluye que la profundidad mínima a excavar del aliviadero será de **0.9 metros**, cuyo valor en cada sección dependerá de la topografía del terreno.

3.6.3 Canal natural

El canal natural presentado previamente, el cual conducirá el agua desde el canal excavado hacia el cauce principal, consta de dos tramos de pendientes diferenciadas, tal como se puede observar en la Figura 3.18. El primer tramo posee una pendiente aproximada del 20% y el segundo una de 3%, la cual contribuye a amortiguar las velocidades previo a su llegada al cauce principal, razón que justifica la ubicación elegida del aliviadero.

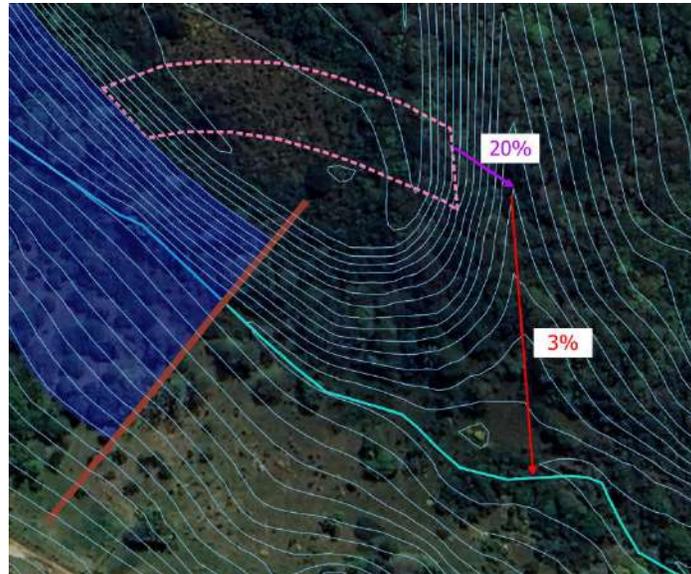


Figura 3.18. Pendientes del canal natural

En el primer tramo, la elevada pendiente genera un flujo de tipo supercrítico, lo cual representa una condición desfavorable desde el punto de vista del diseño hidráulico ya que alcanza velocidades de hasta 2.3 m/s para un periodo de retorno de 1000 años. Debido al marcado contraste entre las pendientes de ambos tramos, en la zona de transición se produce una descarga libre con un tirante crítico. Por esta razón, el control del flujo se sitúa precisamente en la transición entre ambos tramos, sitio donde será necesario colocar un empedrado de forma de controlar la erosión.

Para el diseño del tamaño medio de las rocas D_{50} aguas abajo de la estructura se utiliza la siguiente ecuación (FHWA, 2006)²³:

$$D_{50} = \frac{0.692}{S - 1} \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

En donde:

- D_{50} = tamaño medio de rocas [m]
- v = velocidad en la salida de la alcantarilla [m/s]
- S = Gravedad específica de la roca
- g = aceleración gravitatoria [m/s²]

Según bibliografía se recomienda utilizar una gravedad específica de 2.65 correspondiente al granito, el cual se considera un valor conservador. Se utiliza para el cálculo la velocidad correspondiente a un Tr 5000 igual a 1.55 m/s, de donde se obtiene que D_{50} deberá ser igual a 5cm. Para estar del lado

²³ Federal Highway Administration (FHWA). (1985). *Hydraulic design of energy dissipators for culverts and channels* (HDS-5). Washington, DC: U.S. Department of Transportation.

de la seguridad, se colocan rocas de 15 cm de diámetro. Se recomienda que el espesor de la capa de rocas sea, como mínimo, dos veces el tamaño medio de rocas, por lo que se coloca una capa de 30 cm de rocas.

Por otro lado, la velocidad máxima en el tramo de menor pendiente es de 1.6 m/s. Si bien la velocidad máxima supera ligeramente el valor admisible informado por Chow (1959), el riesgo de erosión es mínimo y se considera aceptable, ya que solo se esperaría bajo condiciones extremas asociadas a eventos con un periodo de retorno de 1000 años. Además, esta posible erosión ocurriría lejos de la presa, sin comprometerla en lo absoluto.

3.6.4 Escenarios críticos de crecida

De acuerdo con la Guía Técnica N.º 5 de SPANCOLD (2015), se proponen una serie de factores a considerar en el análisis de posibles averías y/o obstrucciones que afecten el correcto funcionamiento de una presa. En particular, se señala lo siguiente:

- a) *La coincidencia de una avería con la Avenida Extrema, aunque posible, es de una probabilidad muy inferior a la de la Avenida Extrema, que se supone límite, por lo que no es a considerar.*
- b) *Podría contemplarse el bloqueo de una compuerta simultáneo a la Avenida de Proyecto, o de dos o más compuertas con una Avenida Normal, con vertido en ambos casos sobre la o las compuertas averiadas, dándoles el tratamiento de situaciones extremas y comprobando que el nivel del embalse no rebasa el NAE.*

De forma de adaptar estas recomendaciones a las características del proyecto, se opta por verificar el funcionamiento para una tormenta de 500 años de periodo de retorno (Avenida de Proyecto) con la tubería de desagüe completamente obstruida. Los resultados se observan en la Tabla 3-8, los cuales reflejan una diferencia de 0.5 metros con respecto a la cota de coronamiento definida posteriormente en el apartado 3.7.1, el cual se considera una revancha aceptable.

Tabla 3-8. Caudal y sobreelevación para tubería obstruida y tormenta Tr 500

Caudal vertido (m^3/s)	E (m)	y (m)
8.47	0.95	0.53

3.6.5 Resumen de las dimensiones del aliviadero

Se resume a continuación las dimensiones del aliviadero previamente mencionadas:

- Profundidad mínima: 0.9 m
- Ancho inferior: 12 m
- Taludes: 2H:1V
- Pendiente en tramo excavado: 0.3%
- Largo de excavación: 90m
- y (AP): 0.2 m
- y (AE): 0.41m

3.6.6 Volumen excavado

Dada la superficie del terreno, se obtiene una profundidad máxima de excavación de 3.10 metros, no siendo necesario en ningún tramo la colocación de material de relleno. Finalmente, el volumen necesario a excavar en todo el largo del canal es de 2900 m³.

3.6.7 Proceso constructivo del aliviadero

En primer lugar, se deben retirar los árboles presentes en la ubicación elegida del aliviadero con una máquina retroexcavadora. Se debe retirar la totalidad del material orgánico superficial (raíces, restos vegetales), asegurando la limpieza del terreno. Posteriormente, se debe realizar el reperfilado del sitio, dejándolo en condiciones óptimas para comenzar con las tareas de excavación.

En general, el fondo de la excavación debe estar constituido por el terreno natural no removido. En caso de que este fuera removido, debe extraerse cualquier suelo suelto o poco firme que haya quedado como consecuencia del exceso de excavación, verificando que la superficie final presente una compactación adecuada.

En caso de que el material proveniente de las excavaciones no sea utilizado en la implementación de la presa inmediatamente y se deba depositar en las inmediaciones de la obra, de deberá depositar de tal forma que no generen obstáculos y se constatare que no exista riesgo de desmoronamiento.

Sobre el aliviadero se proyecta una sección de 3.5 metros con un talud de 3H:1V de forma de poder atravesar el alivio sin dificultades. El detalle de esta se plantea en la Figura 3.19 (sección extraída del plano OF 4).

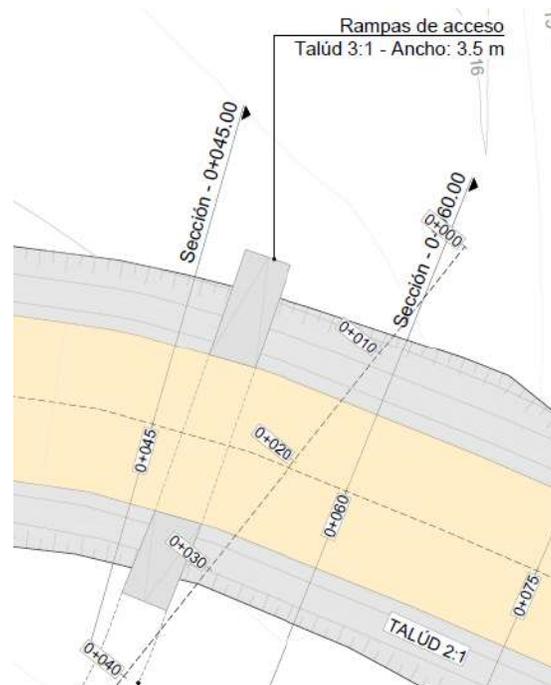


Figura 3.19. Rampas de acceso al aliviadero de talud 3H:1V

Finalizadas las obras correspondientes, se recubrirán los taludes y superficies expuestas con tepes de pasto, con el objetivo de proteger el terreno frente a la erosión y favorecer su integración con el entorno. Al finalizar esta etapa, se replantarán árboles en las inmediaciones del aliviadero.

3.7 Diseño de la presa

3.7.1 Cota de coronamiento de la presa

Se resumen las sobreelevaciones en el embalse halladas previamente para la Avenida de Proyecto y Avenida Extrema:

Avenida	Sobreelevación E (m)
Avenida de Proyecto	0.35
Avenida Extrema	0.71

La altura total del dique está compuesta por la sumatoria de la cota de vertido, la sobreelevación en el embalse debido al aliviadero para una Avenida Extrema y una cierta altura de revancha, es decir que:

$$H_{coron} = CV + E (AE) + Revancha$$

Dadas las recomendaciones por SPANCOLD, 2015, se toma una revancha de 0.75 metros para las presas clasificadas dentro de la Categoría B. De esta manera, se obtiene que la altura de coronamiento se da a un nivel de 14.06 metros con respecto al cero oficial, la cual es de:

$$H_{coron} = 6.0 \text{ m}$$

3.7.2 Niveles del embalse

Dados los niveles previamente definidos en el apartado 3.3.3, se obtienen los siguientes valores:

Tabla 3-9. Niveles del embalse

NMN (m)	NAP (m)	NAE (m)	N _{coron} (m)
12.6	12.95	13.31	14.06

3.7.3 Ancho de coronamiento

Habiendo obtenido la altura de coronamiento final igual a 6.0 metros, se desprende que el ancho del coronamiento será de **4.2 metros** (U.S.B.R, 2007). Este ancho se considera adecuado, ya que una senda vehicular requiere un mínimo de 3.0 metros, permitiendo así el tránsito de maquinarias o vehículos en caso de ser necesario.

3.7.4 Volúmenes y áreas embalsados

A raíz de los distintos niveles establecidos, se obtienen los volúmenes y superficies embalsados para los distintos escenarios, los mismos se presentan en la Tabla 3-10.

Tabla 3-10. Volumen y área embalsada para diversos niveles

	Area (ha)	Volumen (mil m ³)
NMN	1.9	35.6
NAP	2.1	42.6
NAE	2.3	50.6

3.7.5 Material utilizado

Según la Carta Geológica del Uruguay, la zona de implantación de la presa se encuentra sobre la unidad denominada Arenas Litorales y Fluviales, correspondiente al Holoceno. Esta unidad se caracteriza por una sedimentación mixta, con predominio de origen continental. Los depósitos fluviales presentes se desarrollan en un área de topografía suave, principalmente asociada a cursos de agua en su tramo inferior. La carta geológica describe estos sedimentos como materiales finos, compuestos por arcillas limosas y arenas finas, con contenido de materia orgánica, y colores predominantes grises oscuros y pardos.

Si bien la descripción general permite obtener una aproximación preliminar al tipo de material presente en la zona, será necesario realizar estudios específicos de caracterización geotécnica para confirmar las propiedades mecánicas antes del diseño definitivo.

En el presente estudio se considera que el material será lo suficientemente impermeable como para asegurar la retención del agua y reducir al mínimo las infiltraciones, razón por la cual será construida con un solo tipo de material resultando en un diseño de presa tipo homogéneo.

Se entiende necesario compactar el material con un grado de compactación de 95% respecto al PUSM en el ensayo Proctor basado en recomendaciones por SPANCOLD, de forma de estar del lado de la seguridad y priorizar la seguridad del terraplén

Para los terraplenes se deberán utilizar materiales inorgánicos, libres de raíces, tierra vegetal y materias extrañas. Se revestirán con tepes de pasto, los cuales deberán de ser regados periódicamente al inicio de la obra, de forma de preservar la humedad del suelo hasta tener la certeza de que el césped se haya establecido adecuadamente.

El talud elegido para el diseño es de 3H:1V. En el siguiente apartado se verifica su estabilidad, considerando la incertidumbre en la composición del material presente en la zona.

3.7.6 Estudios geotécnicos de la presa

En esta sección se presenta el análisis de estabilidad de la presa, considerando distintas condiciones del terreno y utilizando el software Geostudio. Se emplean específicamente los módulos Seep, para analizar el flujo a través del material granular, y Slope, para el análisis de la estabilidad de taludes. Cabe destacar que debido a la falta de datos de las propiedades del suelo estos cálculos son preliminares.

Se verifica la estabilidad de la presa con taludes 3:1. Dada la incertidumbre que se tiene en la composición del terreno, se evaluará la estabilidad de taludes tanto el caso donde la presa esté compuesta por arena, como por material con presencia de finos. Se utiliza para todas las situaciones un peso unitario de 20 KN/m³.

Para estudiar la estabilidad de taludes se utiliza el método de equilibrio límite. Este método parte de la hipótesis de que la masa de suelo potencialmente inestable se desliza a lo largo de una superficie de falla definida. Se asume que dicha superficie está completamente desarrollada, es decir, que toda la zona de falla ha alcanzado el estado plástico, lo que implica que el suelo llega a su resistencia máxima al corte a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Se emplea dentro del equilibrio límite el método de Morgenstern-Price, el cual satisface tanto las condiciones de equilibrio de fuerzas como las de momentos. En este contexto, el factor de seguridad (FS) indica el grado de

estabilidad de una masa de suelo frente a una posible falla, al comparar la resistencia disponible con las sollicitaciones que actúan sobre ella:

$$FS = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Sollicitaciones motoras}}$$

Se definen valores de FS en función de la probabilidad de ocurrencia de distintas condiciones de carga, agrupando dos situaciones posibles: situación normal y accidental. Los valores se resumen en la Tabla 3-11 (SPANCOL, 2015).

Tabla 3-11 Factores de seguridad para cada situación (SPANCOL, 2015)

Situación	FS
Normal	1.4
Accidental	1.2

Se estudia la estabilidad de taludes en tres escenarios desfavorables, los cuales se resumen en la Tabla 3-12, caracterizando cada escenario según un tipo de situación.

Tabla 3-12. Características de los escenarios estudiados

Escenario	Descripción	Material	Superficie de falla	Situación
1	Desembalse rápido	Arena con comportamiento arcilloso	Aguas arriba	Normal
2	Obstrucción de tubería	Arena con comportamiento arcilloso	Aguas abajo	Accidental
3	Obstrucción de tubería	Arena	Aguas abajo	Accidental

Dentro de lo que se define por bibliografía como situación normal se presenta el caso del embalse lleno constante a NMN, situación que no ocurre habitualmente por ser una estructura de amortiguación, salvo en casos accidentales de obstrucción de la tubería de descarga, razón por la cual no se estudia ese caso. La obstrucción de la tubería se estudiará tanto para arenas arcillosas (Escenario 2) como para arena (Escenario 3), los cuales deberán verificar tener, como mínimo, el factor de seguridad correspondiente a una situación accidental.

Por otro lado, para el caso del material con comportamiento arcilloso, se considera también un escenario posible de desembalse rápido, en donde el agua escurre por la tubería inferior más rápidamente que lo que el suelo arcilloso es capaz de liberar (Escenario 1). Esto generaría un incremento de las presiones de poros ya que el agua atrapada entre ellos no tiene tiempo suficiente para disiparse, situación que puede comprometer la estabilidad de los taludes de la presa. A partir de la definición del Bureau of Reclamation, 2007²⁴, un vaciado se denomina rápido cuando las velocidades de descenso del nivel del agua son, al menos, de 15cm/día, después de un prolongado almacenamiento con niveles altos en el embalse. Si bien esto último no sucede por tratarse de una estructura de amortiguación, se verificará de todas formas el escenario con una situación normal.

²⁴ Federal Highway Administration (FHWA). (1985). *Hydraulic design of energy dissipators for culverts and channels* (HDS-5). Washington, DC: U.S. Department of Transportation.

La velocidad de descenso para NAE es de 509 cm/día, valor que supera al mínimo recomendado para considerar un desembalse rápido.

Para el análisis de estabilidad de taludes, se considera la resistencia al corte del suelo a partir del criterio de Mohr-Coulomb, expresado como:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$$

En donde:

- c = cohesión del material [Pa]
- σ = tensión normal actuante sobre el plano de falla [Pa]
- φ = ángulo de fricción interna del material [°]

Esta expresión permite estimar la capacidad del suelo para resistir esfuerzos de corte ante distintas condiciones de carga. A partir de estos parámetros, el software determina el factor de seguridad del talud evaluando la relación entre dicha resistencia y las solicitaciones motoras del sistema.

Los valores de los parámetros utilizados en cada escenario se presentan a continuación.

Escenario 1:

Para el estudio a corto plazo correspondiente al desembalse rápido es necesario aplicar el criterio de resistencia no drenada del suelo, en donde, a raíz de que el ángulo de fricción interna es cero, se obtiene por Mohr-Coulomb que la cohesión del suelo es igual a la resistencia al corte no drenado S_u . Este valor depende de la compactación que el suelo arcilloso presenta, tal como se observa en la Tabla 3-13. Estos valores de resistencia para la arcilla pueden ser considerados también para casos con contenidos de arena en proporciones menores del 70% (ROM 0.5-5, 2005). En otras palabras, con un 30% de contenido de arcilla (como mínimo) alcanza para considerar condiciones no drenadas de la presa, razón por la cual resulta fundamental considerar este escenario.

Tabla 3-13. Valores de la resistencia al corte no drenada (ROM 05)

Arcilla	S_u (KPa)
Muy blanda	20
Blanda	40
Medianamente compacta	80
Dura o firme	> 100

Se considera que el material arcilloso será mínimamente compactado ya que de lo contrario no soportaría la acción de cargas sin deformarse. Se diseña el Escenario 1 con los parámetros resistentes de la Tabla 3-14, a partir de los cuales se obtiene un coeficiente de seguridad de 2.4 con una superficie de falla mostrada en la Figura 3.20. El modelo se genera creando una línea piezométrica sobre la presa con la silueta que tendría la línea de flujo para ese mismo nivel con embalse lleno, pero considerando embalse vacío. Se puede observar que el resultado cumple con los límites establecidos por la situación normal.

Tabla 3-14. Parámetros resistentes del Escenario 1

$c=S_u$ (KPa)	φ (°)
80	0

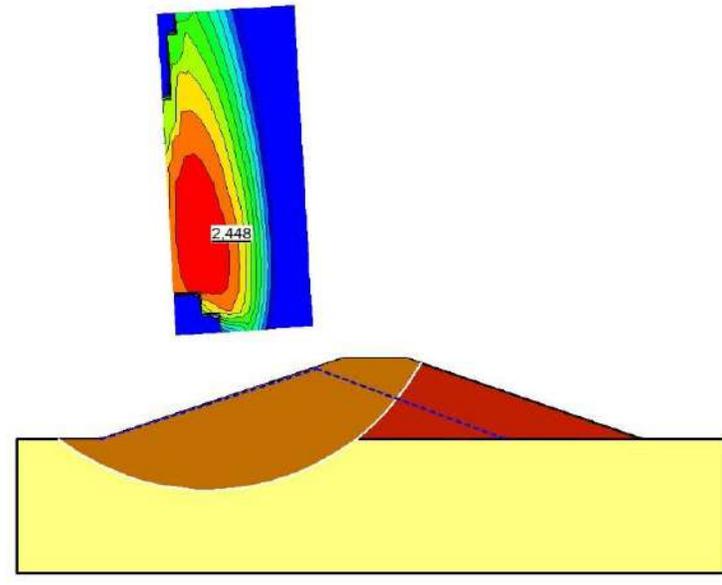


Figura 3.20 - Estabilidad de taludes en Escenario 1. Se indica línea de saturación y superficie de falla

Definida la línea piezométrica se obtienen las presiones de poros en la Figura 3.21

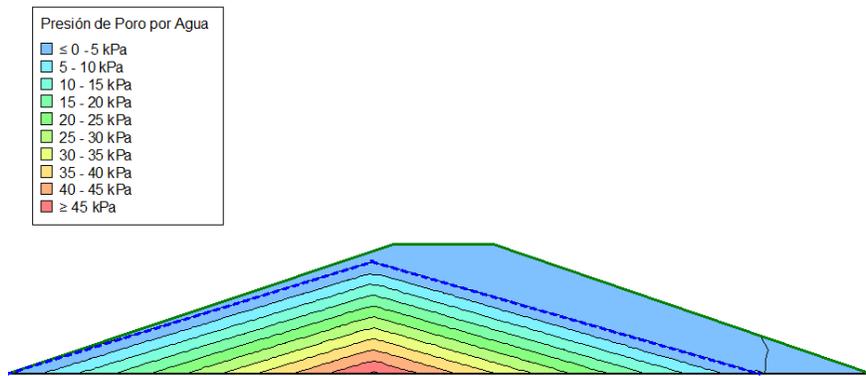


Figura 3.21 - Presiones de poros - Escenario 1. Se indica la línea piezométrica en línea punteada.

Escenario 2:

El estudio del escenario 2 es a largo plazo con presencia de arena y material fino. Se utilizan los parámetros resistentes de la Tabla 3-15 y una conductividad hidráulica k igual a 2×10^{-9} m/seg, obteniendo un factor de seguridad de 2.6, tal como se puede observar en la Figura 3.22

Tabla 3-15. Parámetros resistentes en el Escenario 2

c (KPa)	ϕ (°)
20	23

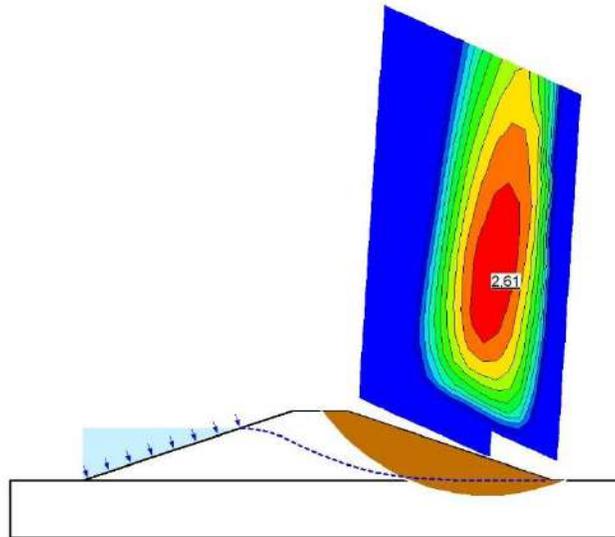


Figura 3.22 - Estabilidad de taludes en Escenario 2. Se indica línea de saturación y superficie de falla

Para el escenario conformado por un embalse lleno y material de arena y arcilla, el factor de seguridad resultó superior al mínimo exigido para garantizar la estabilidad. Se obtiene el flujo de agua de la Figura 3.23.

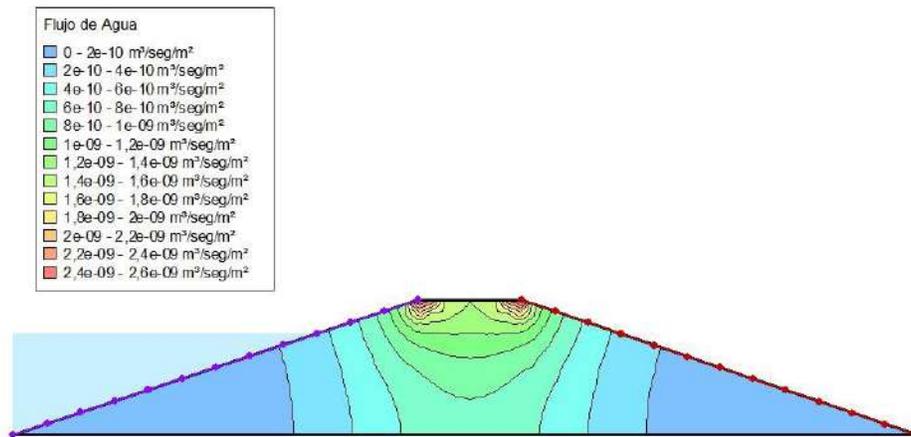


Figura 3.23 - Flujo de agua - Escenario 2

Escenario 3:

En tercer lugar, tal como fue mencionado previamente, ante la situación en donde todo el suelo está compuesto por arena/materiales no finos solo se considera una situación a largo plazo en donde el nivel permanece constante en NMN. La altura de la presa bajo esta avenida queda definida por 4.5 metros. Para este caso, se diseña la presa con un cierto ángulo de fricción interna ϕ y factor de cohesión c correspondiente a la arena. El ángulo ϕ interna para este material está comprendido entre 27,5 y 33°, mientras que el factor de cohesión será igual a 0 (Terzagui, y otros, 1978). Para estar del lado de la seguridad, los valores finalmente adoptados son los presentados en la Tabla 3-16, a partir de los cuales se obtiene un factor de seguridad igual a 2.0, cuya superficie de falla superficial se muestra en la Figura 3.24

Tabla 3-16. Parámetros resistentes para el Escenario 3

c (KPa)	ϕ (°)
0	30

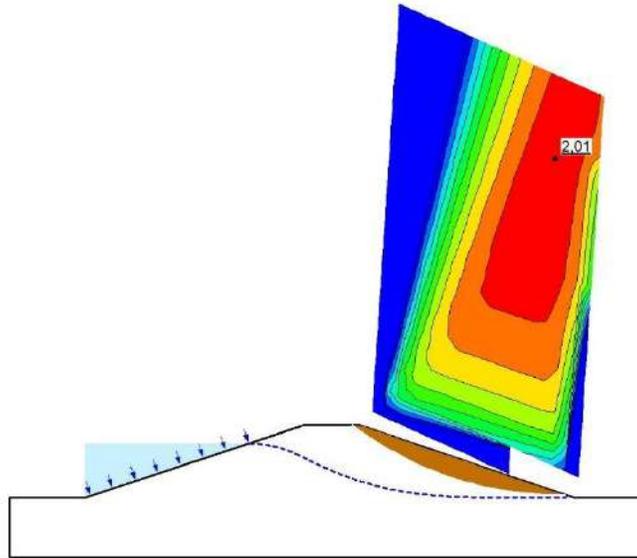


Figura 3.24 - Estabilidad de taludes en Escenario 3. Se indica línea de saturación y superficie de falla

Dada una conductividad hidráulica k de 5×10^{-4} m/seg, se obtienen el siguiente flujo de agua

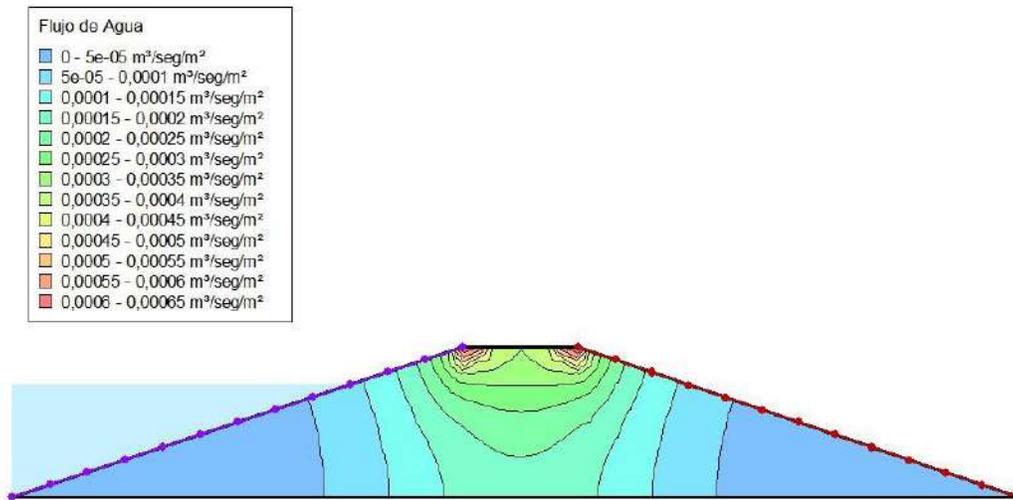


Figura 3.25 - Flujo de agua - Escenario 3

3.7.7 Volumen necesario de material

A continuación, se detalla el volumen de material requerido para la construcción de la presa, en función de la geometría definida y el terreno natural. Considerando el terreno existente y habiendo definido la altura de coronamiento, se obtiene que el largo del dique es igual a 78 metros. Dado los taludes previamente definidos, el volumen necesario de material es de 3450 m^3 . El volumen necesario en cada corte transversal de la presa se observa en la Figura 3.26. Dado el volumen de material obtenido a raíz de la excavación del aliviadero, se tiene que para la construcción de la presa

son necesarios 550 m³ adicionales. El sitio de extracción de este material restante será definido in situ luego de hacer los cateos correspondientes. Con el fin de optimizar el uso de la maquinaria ya operativa en la zona del aliviadero y reducir los costos asociados, se plantea extraer el material de un sector próximo al aliviadero, siempre que este cumpla con las condiciones geotécnicas requeridas (como por ejemplo, bajo contenido de materia orgánica y granulometría adecuada). Esta extracción se realizará manteniendo una distancia segura respecto al aliviadero, para no comprometer su estabilidad ni interferir en el funcionamiento hidráulico.

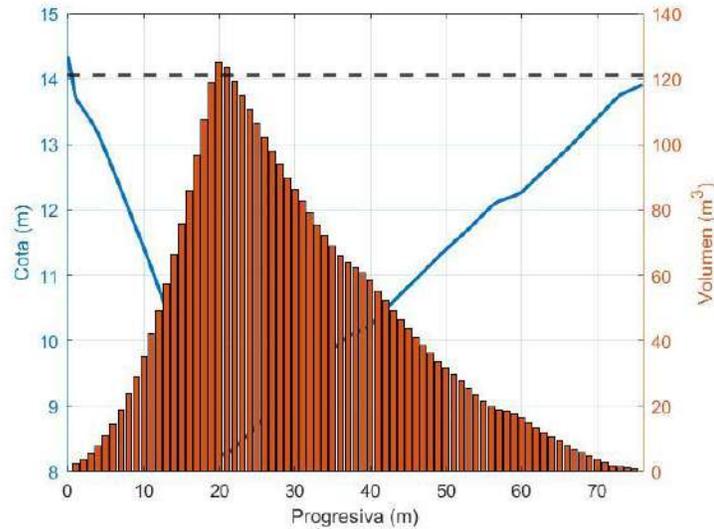


Figura 3.26 - Volumen necesario de material en el largo del dique.

3.7.8 Resumen de las dimensiones de la presa

Se presentan a modo de resumen, en la Tabla 3-17, las dimensiones principales de la presa:

Tabla 3-17. Dimensiones de la presa

Cota de coronamiento (m)	6.0
Ancho de coronamiento (m)	4.2
Talud	3H:1V
NMN (m)	12.6
NAP (m)	12.95
NAE (m)	13.31

3.8 Obras complementarias

En este capítulo se presenta el diseño de las obras complementarias para la ejecución de la obra: la tubería de descarga, la obra de toma, y la estructura de disipación de energía.

3.8.1 Tubería

Tal como fue mencionado previamente, se diseña la tubería de hormigón con un diámetro interno de 500mm y un espesor de 50cm, según catálogo de proveedor. Se considera para el diseño un coeficiente C de Hazen-Williams de 120 y un número de Manning igual a 0.013.

Por otra parte, para resistir las presiones externas se opta por realizar un recubrimiento de hormigón en todo el largo de la tubería. Este se diseña con forma trapezoidal para evitar asentamientos diferenciales en los materiales de la presa y evitar caminos preferenciales del agua. Por esta misma razón, se decide colocar 3 collarines de hormigón a lo largo de la tubería de forma de evitar flujos preferenciales. Las dimensiones de la tubería y el recubrimiento se presentan en la Figura 3.27.

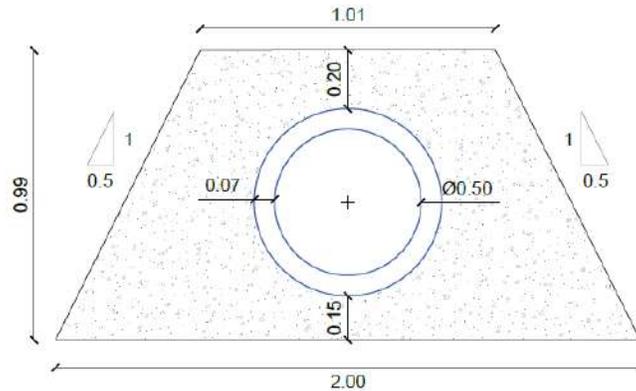


Figura 3.27. Protección de tubería. Dimensiones en metros

Se adoptará la pendiente natural del terreno, correspondiente a 0.7%. Definida la ubicación de la obra de toma y la estructura de disipación, incorporadas en el cuerpo de la presa, se obtiene una longitud de tubería de 31,3 metros.

3.8.2 Obra de toma

Para la obra de toma se diseña una estructura de hormigón que soporta una reja metálica. La reja, diseñada para retener sólidos groseros y evitar que se obstruya la cañería, se proyecta con separación de rejas de 50 y 100mm (ver Detalle 04), con un ángulo de inclinación de 45 grados, permitiendo un mantenimiento sencillo. A través de esta estructura se busca ampliar el área de la reja, de forma de disminuir las posibilidades que la misma se obstruya. Las dimensiones de la estructura se pueden observar en la Lamina OF 3.

La limpieza de las rejas se deberá realizar periódicamente y luego de eventos de precipitaciones.

3.8.3 Estructura de disipación de energía

Dada la alta velocidad del flujo a la salida de la estructura de amortiguación, es necesario diseñar un dissipador de energía que prevenga la socavación del lecho aguas abajo. Con este fin se opta por el diseño de una estructura de disipación de energía de tipo impacto, en la cual la principal pérdida de energía se da cuando el chorro choca contra un deflector vertical que disipa la energía cinética. Cuenta con la ventaja de no depender de ningún nivel de agua, funcionando tanto para eventos periódicos como para eventos extremos.

El diseño se fundamenta en la estructura estandarizada “BASIN VI”, presentada en “Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators” de A.J.Peterka (1958)²⁵. El diseño de la estructura está

²⁵ Peterka, A. J. (1958). *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators* (Engineering Monograph No. 25). Denver, CO: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

estandarizado para distintos caudales, por lo que se opta diseñar la estructura con el caudal mayor más próximo a eventos de 100 años de periodo de retorno ($Q_{Salida,Tr=100} \approx 1.96 \text{ m}^3/\text{s}$). Por esta razón se opta por la estructura estandarizada para caudales de 2,41 m³/s. Este diseño contempla también el caudal de salida en la avenida extrema ($Q_{Salida,Tr=5000} \approx 2.13 \text{ m}^3/\text{s}$). Se presenta un ejemplo de una estructura de este tipo en la Figura 3.28.

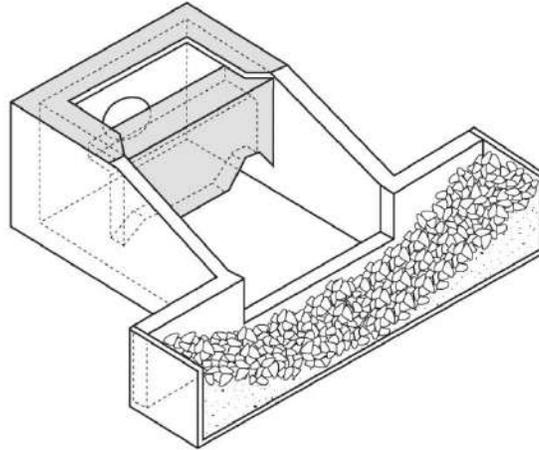


Figura 3.28 - Estructura de disipación de energía de tipo impacto. Fuente: Association of State Dam Safety Officials (ASDSO), "Outlet & Erosion Control Structures". Recuperado de: <https://damsafety.org/dam-owners/outlet-erosion-control-structures>

Se prevé la colocación al pie de la estructura de una capa de espesor de 50 cm de rocas de $D_{50}=25$ cm (valores recomendados por bibliografía), lo que corresponde a rocas de peso $W_{50}=40$ kg. Esta se apoya sobre una capa de 40cm de pedregullo. Los detalles se pueden observar en la *Lamina OF 3*.

3.9 Velocidades en las alcantarillas

A partir de la construcción de la laguna de amortiguación se busca también reducir las velocidades aguas abajo de las alcantarillas presentes en la zona urbana, de forma de disminuir la erosión en las cunetas. Las velocidades admisibles dependen del tipo de pasto, de suelo y de la pendiente del terreno. Para la pendiente presente en la zona (entre 0 y 5%) las velocidades admisibles son las presentadas en la Tabla 3-18. Por otro lado, en la Tabla 3-19 y 3-20 se presentan las velocidades en las secciones aguas abajo de las distintas alcantarillas. Se presentan los valores obtenidos considerando la implementación de la presa y sin ella, para un periodo de retorno de 10 y 100 años, de forma de obtener una amplia ventana de referencia.

Tabla 3-18. Velocidades admisibles (Chow et al, 1993)

Tipo de pasto	Velocidad admisible (m/s)	
	Suelo fácilmente erosionable	Suelo resistente a la erosión
Mezcla de pastos	1.22	1.52
Lespedeza sericea, pasto amor lloroso, <i>ischaemum</i> (amarilla tallo azul), Kudzú, alfalfa, pasto cangrejo	0.76	1.07

Tabla 3-19. Velocidades en la descarga de alcantarillas antes y después de la implementación de la presa – Tr 10

Nº alcantarilla	Velocidad en la descarga (m/s)	
	Sin presa Tr10	Con presa Tr 10
6	2.36	1.44
7	1.89	1.27
8	2.26	1.40

Tabla 3-20. Velocidades en la descarga de alcantarillas antes y después de la implementación de la presa – Tr 100

Nº alcantarilla	Velocidad en la descarga (m/s)	
	Sin presa Tr100	Con presa Tr 100
6	2.37	1.56
7	2.5	1.45
8	2.89	1.62

Para un periodo de retorno de 10 años se tiene que, para la velocidad admisible menos estricta igual a 1.52 m/s, todas las descargas cumplen estar por debajo de lo recomendado de forma de evitar erosión. Por otro lado, si se considera el caso más crítico en donde el suelo es fácilmente erosionable, se tiene que todas las descargas exceden los valores recomendados. Por otro lado, para un periodo de retorno de 100 años, se obtiene que todas las velocidades en la descarga superan los valores admisibles.

Dada la incertidumbre en la composición del suelo es recomendable realizar cateos en la salida de las estructuras, y en caso de presentar un suelo poco firme, se sugiere colocar rocas de forma de disipar la energía para evitar procesos erosivos. El cálculo del tamaño medio de las rocas D_{50} se realiza de forma análoga que en el apartado 3.6.3. Se utiliza la velocidad más crítica correspondiente a un Tr 100 igual a 1.62 m/s, en donde se obtiene que D_{50} deberá ser igual a **5.6 cm**. Se recomienda que el espesor de la capa de protección con rocas sea al menos el doble del tamaño medio de las rocas utilizadas. En este caso, se considera un mínimo de 11.2 cm, valor sujeto a ajuste según las condiciones del suelo en el sitio.

3.10 Expropiación de los terrenos

El talud y el aliviadero quedan comprendidos en el padrón urbano 47256 (11 hectáreas) y el padrón rural 68282 (5 hectáreas), tal como se observa en la Figura 3.29. Estos terrenos deberán ser expropiados para ejecutar la obra, bajo el amparo de la ley N° 3958. Se cuenta con la información del precio estimado de cada padrón, precios estimados por Albín²⁶, 2019, que parten del valor de catastro proporcionado por la Dirección Nacional de Catastro y tienen una serie de ajustes considerando los precios promedio de compraventas reales de tierras. A estos valores, se le ajusta la inflación en pesos uruguayos desde enero de 2019 a la fecha (junio, 2025):

- Padrón rural nº 68282: 2850 USD
- Padrón urbano nº 47256: 93000 USD

²⁶ Albín, S., & López, N. (2019). *Valoración económica de activos en la zona costera uruguaya: Informe final*. Plan Nacional de Adaptación de la Zona Costera, Proyecto PNUD-URU/18/G31.

De todas formas, se considera que estos precios están desactualizados y son incorrectos, debido al bajo precio que estos presentan. De forma de estimar el coste de la expropiación de los mismos, se tomará un valor de 25.000 USD la hectárea. De esta forma, se obtienen los siguientes valores:

- Padrón rural 68282: 125000 USD
- Padrón urbano 47256: 275000 USD



Figura 3.29. Padrones a expropiar.

3.11 Estimación de costos

Se presenta en la Tabla 3-21 los costos asociados a la implementación de la presa. En el caso del rubro “Excavación”, se considera de forma integrada tanto la maquinaria como la mano de obra necesaria para su ejecución. En los restantes ítems, la mano de obra requerida se encuentra agrupada de forma global en el ítem “Mano de obra”. Posteriormente, en la Tabla 3-22 se incluyen los costos asociados al mantenimiento anual de la presa.

Tabla 3-21. Costos asociados a la implementación de la presa

	Unidad	Metraje	Precio unitario (USD)	Total
1. Laguna de amortiguación				
Tubería				
1.1. Suministro y colocación de tubería hormigón Ø500	gl	15	148	2220
1.2. Collarines	m3	1.2	1500	1800
1.3. Protección de hormigón para tubería	m3	37	1500	55500
Obra de toma				

1.4. Suministro y colocación de obra de toma	gl	1	10000	10000
Estructura de disipación				
1.5. Suministro y colocación de estructura de disipación	gl	1	20000	20000
1.6. Enrocado	kg	10	5	50
Aliviadero				
1.7 Enrocado	kg	35	5	175
Movimiento de suelo				
1.8. Excavación	m3	3970	5	19850
1.9. Relleno	m	3450	3.5	12075
Subtotal (Laguna de amortiguación)				121670
2. Desmote y reposición				
2.1. Limpieza preliminar del terreno	m2	730	2	1460
2.2. Tepes de pasto	m2	1700	6	10200
2.3. Retiro de árboles	gl	1	2500	2500
2.4. Replantado de árboles	gl	1	2800	2800
Subtotal (Desmote y reposición)				16960
3. Imprevistos				
3.1. Imprevistos (10%)	gl	1	13863	13863
Subtotal (Imprevistos)				13863
4. Mano de obra				
4.1. Mano de obra	gl	1	10671	10671
Subtotal (Mano de obra)				10671
5. Terrenos				
5.1. Expropiación de terreno rural	ha	5	25000	125000
Subtotal (terrenos)				125000
			Total s/IVA s/leyes sociales	288164
			IVA (22%)	63396
			Leyes sociales (12%)	34580
			TOTAL GENERAL (USD)	386139
			TOTAL redondeo (mil USD)	390

Tabla 3-22. Cotos asociados al mantenimiento anual de la presa

Costos de mantenimiento anual				
1.1 Conservación y limpieza del entorno (2%)	gl	1	2773	2773
1.2. Desobstrucción de obra de toma y estructura de disipación (2%)	gl	1	2773	2773
			Total (USD)	5545

4. Problemáticas asociadas a los cursos de agua en Arachania

En este capítulo se presenta a nivel de proyecto básico el rediseño de una alcantarilla ubicada en el balneario de Arachania con el objetivo de disminuir las viviendas afectadas por eventos de precipitaciones en la zona aledaña a la misma.

Tal como se presentó en el primer entregable para la cuenca 7, se observa únicamente una alcantarilla afectada para periodo de retorno de 10 años (alcantarilla n°9), la cual genera afectaciones en las viviendas aguas arriba de la estructura. Con el objetivo de solucionar esta problemática, en este capítulo se presenta el rediseño de la estructura sin obtener una disminución total en el número de viviendas afectadas. Lo anterior se debe a que, tal como fue mencionado en el Segundo Entregable, el rediseño de la alcantarilla por sí solo no resulta suficiente para alcanzar el objetivo planteado inicialmente. Es necesario complementar con la implementación de una laguna de amortiguación u otro elemento de control de escorrentía, debido a la existencia de una depresión en el terreno que impide reducir la mancha de inundación aguas debajo de la alcantarilla n° 9, para cualquier diámetro de alcantarilla que pueda instalarse en el ancho del canal actual. Por otro lado, las velocidades registradas en la cuneta a la salida de la alcantarilla superaron los valores recomendados para evitar erosión, por lo que se tendrá en cuenta este proceso en el diseño.

La alcantarilla a rediseñar se encuentra en la intersección de las calles Lumaquelas y Calle 5, en el balneario de Arachania. Se presenta su ubicación en la Figura 4.1 y la alcantarilla actual en la Figura 4.2, compuesta por dos bocas de secciones circulares de 0.9 metros. El largo de la estructura, el cual está dado por el ancho de la calle de tosca, es de 7 metros.



Figura 4.1. Ubicación de la alcantarilla a rediseñar



Figura 4.2. Alcantarilla a rediseñar. Imagen tomada en visita a campo.

4.1 Diseño de alcantarilla

De forma de rediseñar la alcantarilla, se procede a agrandar el área de esta y evaluar su comportamiento mediante un modelado en HEC-RAS. Se busca agrandar el área de la alcantarilla, buscando minimizar el área excavada. Para esto, se diseña la alcantarilla de hormigón armado de sección rectangular, de 2 metros de ancho y 1 metro de alto, siendo esta última similar al diámetro de la alcantarilla actual. De esta forma, se mantiene la cota de zampeado y tapada actual de 0.5 metros. La cota de zampeado aguas arriba y abajo es de 3.4 m y 3.3 m respectivamente, referidas al cero oficial, resultando en una pendiente del 1.5%

Para el diseño de la alcantarilla se tomaron de guía planos realizados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas para alcantarillas tipo H de 2 bocas. El perfil obtenido es el presentado en la Figura 4.3, en donde es posible observar que es necesario excavar en los laterales del canal, un volumen aproximado de 22 m³.

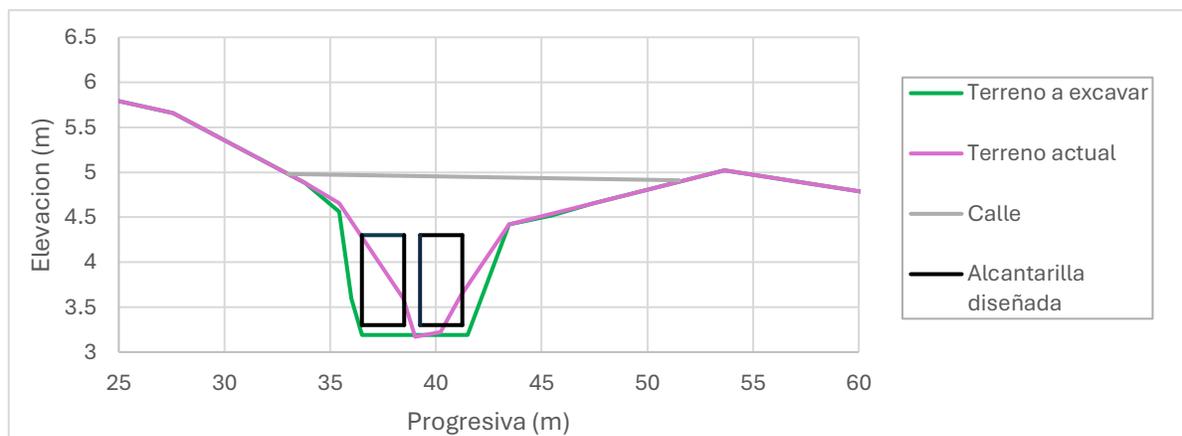


Figura 4.3 - Alcantarilla a diseñar y terreno a excavar

La alcantarilla se diseña con cabezales de espesores de 20 cm y ángulo de 45°, tanto aguas arriba como aguas debajo de la estructura. En función de este ángulo se definen los coeficientes de pérdida de carga a la entrada y salida, con valores de 0.4 y 1 respectivamente, considerando bordes cuadrados (FHWA, 1985)²⁷. Las pérdidas de carga en la entrada a la estructura se calculan con la siguiente ecuación:

$$h_{en} = k_{en} \frac{v_{en}^2}{2g}$$

Donde:

- h_{en} es la pérdida de carga en la entrada
- k_{en} es el coeficiente de pérdida de carga en la entrada igual a 0.4
- v_{en} es la velocidad a la entrada de la alcantarilla
- g es la aceleración gravitatoria

Por otro lado, la pérdida de carga en la salida se calcula con la siguiente ecuación:

$$h_{sal} = k_{sal} \left(\frac{v_{sal}^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right)$$

Donde:

- h_{sal} es la pérdida de carga a la salida
- k_{sal} es el coeficiente de pérdida de carga en la salida igual a 1
- v_{sal} es la velocidad en la salida de la alcantarilla
- v_2 es la velocidad en el canal inmediatamente aguas abajo de la estructura.
- g es la aceleración gravitatoria

Finalmente, se utiliza un número de Manning igual a 0.016. La pérdida de carga por fricción se calcula mediante la ecuación de Manning, resolviendo la siguiente ecuación:

$$h_{fricc} = \frac{n^2 v^2 L}{R^{4/3}}$$

Donde:

- n es el número de Manning
- v es la velocidad del flujo en la alcantarilla
- L es la longitud de la alcantarilla
- R es el radio hidráulico

Las pérdidas de carga obtenidas en la alcantarilla para un periodo de retorno de 10 y 100 años se muestran en la Tabla 4-1.

²⁷ Federal Highway Administration (FHWA). (1985). *Hydraulic design of energy dissipators for culverts and channels* (HDS-5). Washington, DC: U.S. Department of Transportation.

Tabla 4-1. Pérdidas de carga para Tr 10 y 100 años

Tr (años)	h_{en} (m)	h_{sal} (m)	h_{fricc} (m)	H (m)
10	0.09	0.09	0.02	0.20
100	0.09	0.17	0.05	0.31

Las velocidades que fueron utilizadas para el cálculo son las expresadas en la Tabla 4-2. Se disponen también los caudales que atraviesa una boca, para un periodo de retorno de 10 y 100 años.

Tabla 4-2. Velocidades y caudales para un periodo de retorno de 10 y 100 años

Tr (años)	v_{en} (m/s)	v_{sal} (m/s)	Q (m3/s)
10	2.08	1.55	2.175
100	2.67	2.15	3.89

La mancha de inundación con el diseño propuesto para Tr 10 y 100 años se puede observar en la Figura 4.4 y Figura 4.5 respectivamente. Se observa que, a partir del diseño propuesto, se obtiene un aumento del área inundada aguas abajo de la alcantarilla, el cual no genera nuevas viviendas afectadas.



Figura 4.4. Manchas de inundación para Tr 10 años y horizonte 2050.



Figura 4.5. Manchas de inundación para Tr 100 años y horizonte 2050

Mediante esta propuesta se logra reducir **6 viviendas** afectadas por inundaciones para Tr10 años, mientras que para Tr 100 años **9 viviendas**, con respecto a la situación actual.

Cabe aclarar, que tal como fue mencionado, este rediseño por sí solo no logra mitigar completamente las problemáticas asociadas a los cursos de agua. De construirse otra obra, por ejemplo, un estanque de amortiguación, el rediseño de la alcantarilla puede no ser necesario o puede necesitar una menor área de alcantarilla.

4.2 Velocidades en el canal

Se estudia la velocidad en el canal aguas abajo de la alcantarilla para el diseño propuesto y se la compara con la alcantarilla existente. Los resultados para Tr 10, 100 y 500 años se pueden observar en la Tabla 4-3. Se obtienen valores aceptables dentro de los recomendados por la bibliografía (ver Tabla 3-18).

Tabla 4-3. Velocidades en el canal inmediatamente aguas abajo de la alcantarilla en m/s

Tr (años)	Alcantarilla actual	Rediseño propuesto
10	1.65	0.84
100	2.07	1.18
500	2.36	1.38

Por otro lado, se verifica la velocidad del flujo en la tubería con el objetivo de estimar la velocidad con la que esta descarga en la cuneta. Se obtiene, para un periodo de retorno de 100 años, una velocidad de 2.15 m/s, valor considerado alto desde el punto de vista de la erosión, razón por la cual

se decide proteger la salida con la implementación de rocas. Debido a que el costo asociado a la reparación de la calle en caso de que la alcantarilla se rompa es mucho mayor al costo asociado a proteger la alcantarilla contra socavación para eventos de periodo de retorno más altos, se decide diseñar las rocas para un periodo de retorno de 500 años. El diseño de las rocas se realiza de forma análoga al presentado en el apartado 3.6.3, por lo que, con una velocidad de 2.37 m/s se obtiene que el diámetro mínimo D_{50} es de 12 cm. Se decide colocar rocas de diámetro de **15cm** en un espesor de 30 cm, basado en recomendaciones mínimas sugeridas.

4.3 Procedimiento constructivo

Previo a la colocación de la tubería en la cota de zampeado definida en el apartado 4.1, se colocará una capa de arena compactada de 20 cm de espesor, cuyo objetivo es permitir un buen asiento de la tubería. Luego de ubicar la tubería, se colocará material de excavación de la forma descrita a continuación:

1. Se coloca material hasta la mitad del caño, la cual debe ser apisonado con especial cuidado para evitar que se desplacen las tuberías.
2. Se sigue el relleno hasta 30 cm por encima del extradós del caño, volviendo a apisonar el material cuidadosamente. Se debe evitar tierra con material vegetal y se recomienda regar esta base para asegurar una correcta compactación.
3. Se continua con el relleno de la presa hasta llegar a la cota de coronamiento

5. Síntesis del proyecto

Como resultado del análisis de las problemáticas de erosión costera en el litoral del departamento de Rocha, presentado en los entregables anteriores, se propone una intervención que permite reducir significativamente el riesgo asociado a eventos extremos de oleaje con un período de retorno de 100 años y un horizonte temporal del año 2050. La solución propuesta tiene como objetivo no solo mitigar la erosión costera, sino también recuperar y preservar el ancho de playa en los balnearios de La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis, manteniendo sus funciones recreativas y ambientales.

La obra diseñada consiste en un relleno de playa con rompeolas costeros que forman tómbolos, que contribuyen a estabilizar el sedimento aportado, reduciendo el transporte litoral y minimizando la necesidad de mantenimiento futuro.

El proceso de diseño incluyó un enfoque iterativo, mediante el cual se evaluaron distintas configuraciones de rompeolas hasta alcanzar una solución que cumpliera con los objetivos de protección costera, procurando al mismo tiempo la optimización del uso de materiales. Una vez definida la configuración final, se procedió al dimensionamiento estructural de los rompeolas, evaluando la estabilidad de los distintos componentes que lo constituyen. Asimismo, se analizó una posible metodología constructiva, considerando tanto aspectos constructivos como operativos.

En paralelo, se desarrolló un estudio de los volúmenes requeridos para el relleno de playa, estimándose un volumen total del orden de 550.000 m³ de arena. Para ello, se identificó al puerto de La Paloma como una posible zona de préstamo, evaluando preliminarmente su viabilidad.

El costo estimado de la intervención se encuentra en el rango de 15 a 20 millones de dólares. Este valor representa una estimación preliminar orientativa, cuyo refinamiento dependerá principalmente de factores clave como la confirmación de zonas de préstamo cercanas y la localización de canteras con acceso logístico para el suministro de rocas.

En síntesis, el proyecto correspondiente a las obras costeras ofrece una solución para enfrentar la creciente y rápida erosión costera, con una solución que busca compatibilizar tanto la protección de la infraestructura como la mantención de la playa.

En segundo lugar, con el objetivo de mitigar las inundaciones en el balneario de Arachania asociadas a eventos de lluvia con un período de retorno de 100 años, se diseñó una estructura de almacenamiento que, además de reducir los caudales pico, disminuye la velocidad de descarga en las alcantarillas aguas abajo, atenuando así el riesgo de erosión.

La estructura se proyectó como una presa homogénea de 6 metros de altura, construida con material disponible en el sitio. Para su dimensionamiento, se determinó el volumen necesario de almacenamiento a partir del análisis de hidrogramas de entrada y salida.

El hidrograma de entrada se estimó mediante el Método del Bloque Alternativo, mientras que el hidrograma de salida fue obtenido a través de simulaciones hidráulicas realizadas con el software SWMM. A partir del área entre ambos hidrogramas se definió el volumen de almacenamiento requerido.

Este procedimiento permitió establecer la cota de vertido y las dimensiones definitivas de la estructura, asegurando la capacidad de atenuar adecuadamente las crecidas asociadas al escenario de diseño. Se diseñó un aliviadero de excedencias para periodos de retorno mayores a 100 años, el cual será excavado en el margen izquierdo de la presa. Finalmente, se abordan los aspectos necesarios como el diseño de la tubería de salida, la obra de toma y la estructura de disipación de energía.

También se realizó un análisis de la estabilidad de la presa ante distintas condiciones del terreno, empleando el software GeoStudio. Este análisis aseguró que la estructura proyectada mantuviera márgenes adecuados de seguridad frente a posibles fallas por deslizamiento.

El costo estimado de inversión para la ejecución de la presa es de aproximadamente 760.000 dólares. Este valor puede variar según la disponibilidad y calidad del material en la zona, las condiciones geotécnicas del terreno, el método constructivo adoptado y las fluctuaciones en los precios de mercado al momento de la ejecución.

Como complemento a la solución principal planteada mediante la construcción de una presa, se propone el rediseño de una alcantarilla ubicada en el balneario de Arachania, con el objetivo de reducir el número de viviendas afectadas por precipitaciones intensas en su entorno inmediato.

En particular, se interviene la alcantarilla ubicada entre las calles Lumaquelas y Calle 5, identificada como crítica para un período de retorno de 10 años. Mediante el rediseño propuesto se obtiene una reducción de 6 y 9 viviendas afectadas para Tr 10 y 100 años respectivamente.

6. Láminas de diseño de Obras Hidráulicas

En la Tabla 6-1 se presentan las láminas entregadas. La lámina L00 corresponde a una lámina general dónde se presenta la ubicación de otras láminas.

Tabla 6-1. Láminas presentadas

#	Nombre	Ubicación	Descripción
Lámina general			
1	L 00	General	Ubicación láminas fluviales y costeras
Obras Costeras			
1	OC 01	Costa Azul y La Aguada	Posición general - Rompeolas
2	OC 02	Costa Azul y La Aguada	Planta y Corte - Rompeolas
3	OC 03	Costa Azul y La Aguada	Relleno de playa
Obras fluviales			
1	OF 1	Cuenca 5 - Antoniópolis	Planta general - Presa
2	OF 2	Cuenca 5 - Antoniópolis	Planta y Corte Longitudinal - Presa
3	OF 3	Cuenca 5 - Antoniópolis	Corte transversal y Detalles - Presa
4	OF 4	Cuenca 5 - Antoniópolis	Planta y Cortes - Aliviadero
5	OF 5	Cuenca 7 - Arachania	Planta y Cortes - Alcantarilla

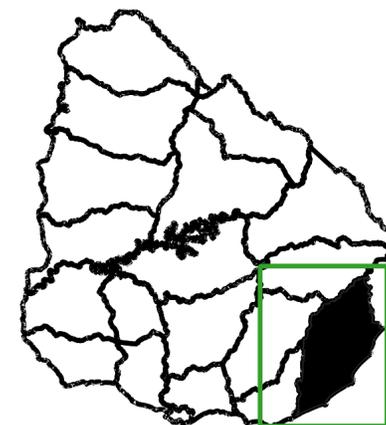
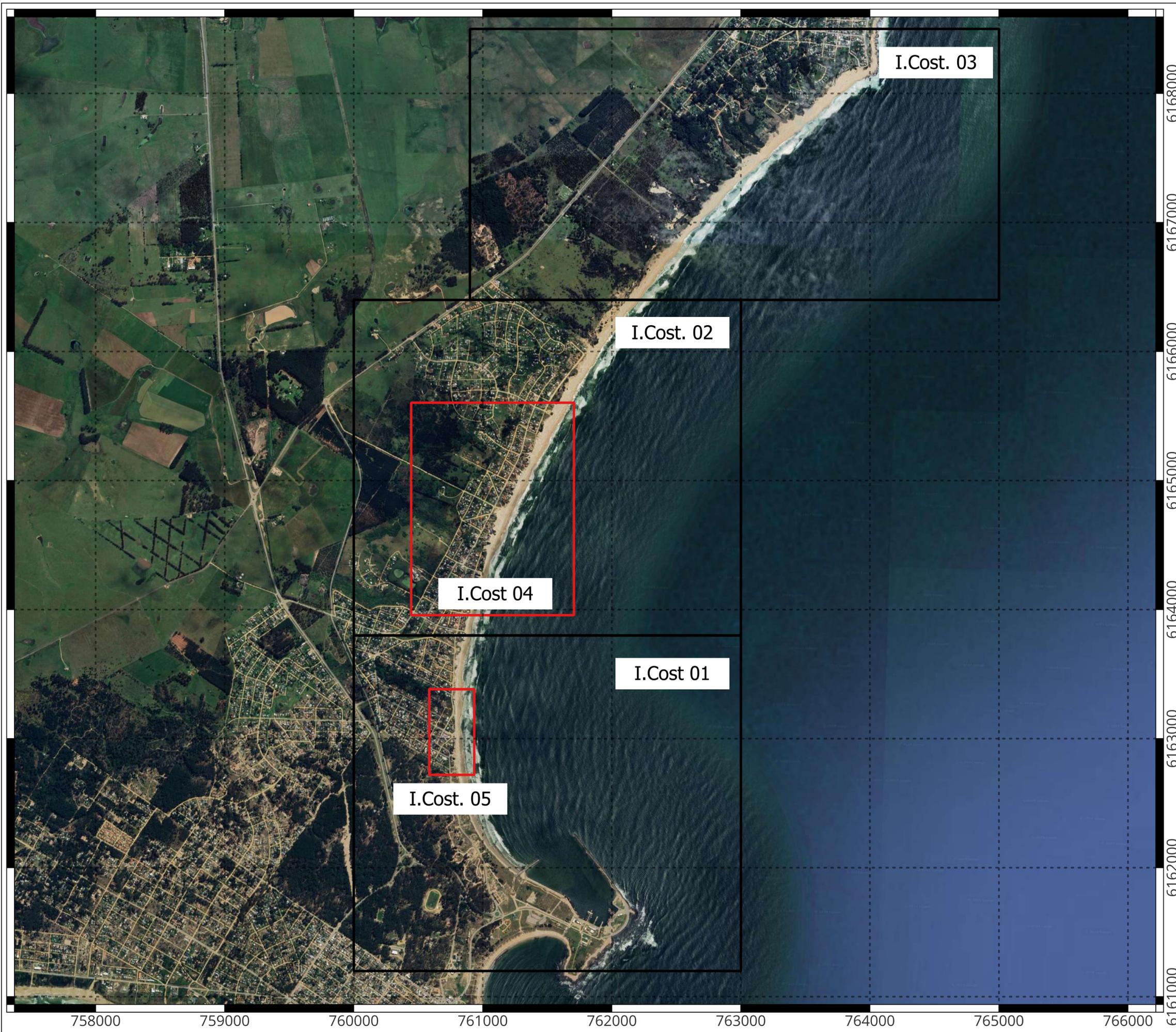


UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR

Láminas Primer Entregable



Referencias

-  Mapas generales
-  Detalles

Notas

Ubicacion de las láminas presentadas.
Amenazas de inundaciones por dinámicas costeras.



Mapa de amenazas, inundaciones costeras

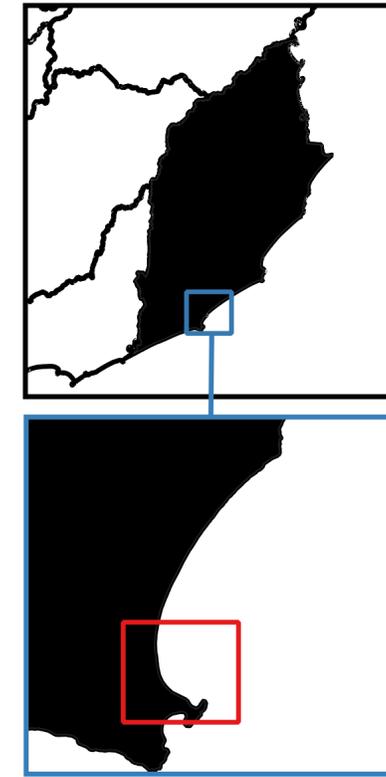
Diciembre 2024

Escala: 1:20000

I.Cost 00

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

- Escenario actual
 Nivel de mar en playa:
- Tr 10 años
 - Tr 25 años
 - Tr 100 años
 - Tr 500 años

Notas

Inundaciones costeras para nivel de mar en playa de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
 Escenario actual.



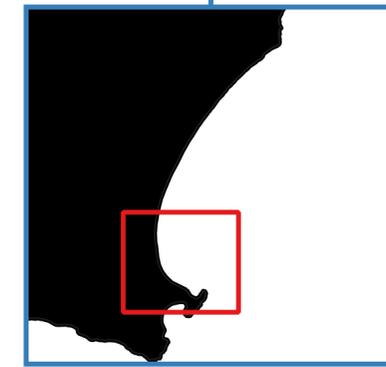
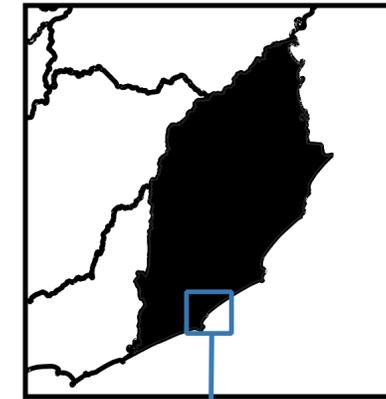
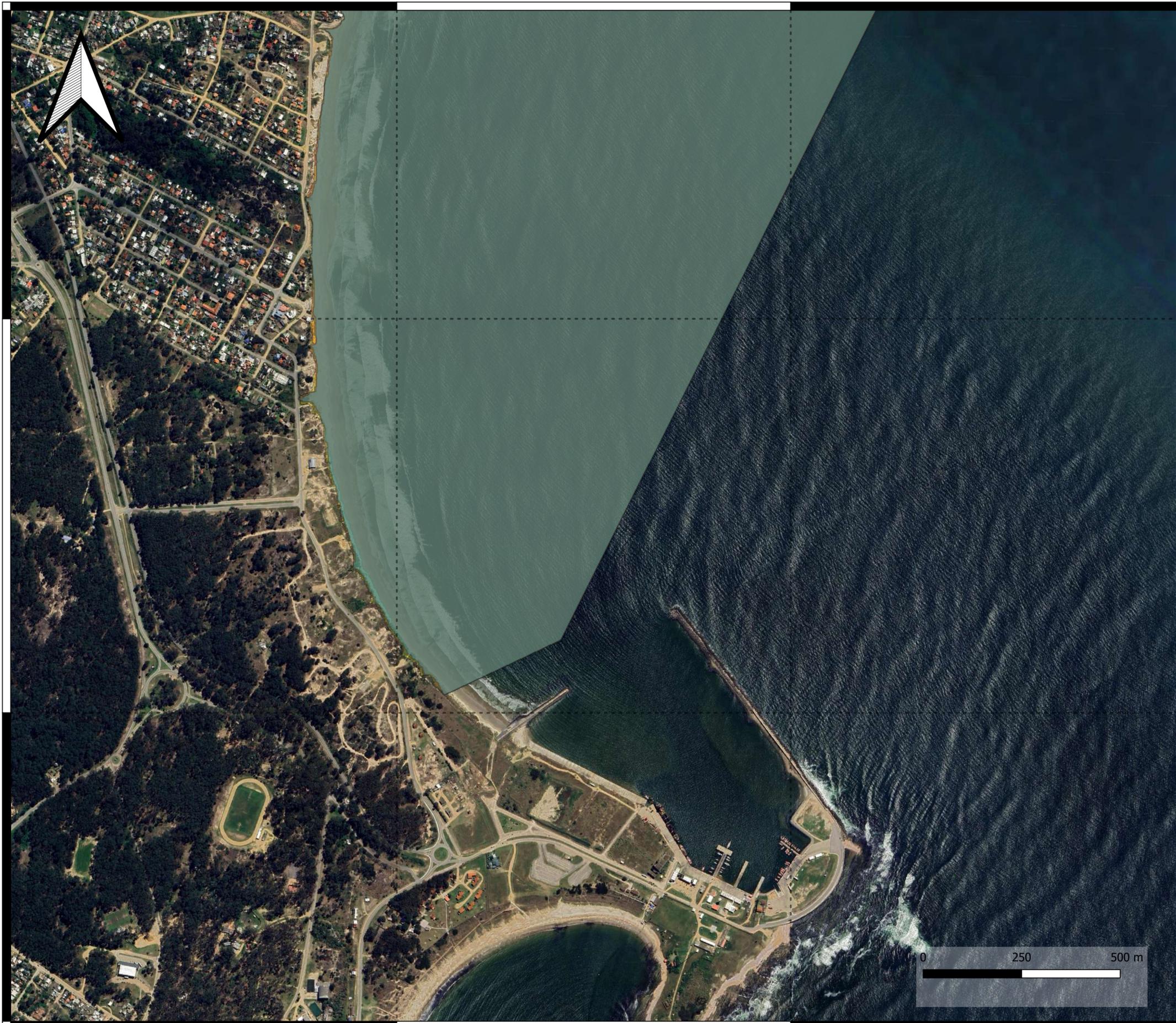
Mapa de amenazas, inundaciones costeras

Diciembre 2024

Escala: 1:7000

I.Cost 01 - a

Estudiantes	Tutores
Paula Fariña	Juan Sanguinetti
Franco Piperno	Sebastián Solari



Referencias

- Horizonte 2100 - SSP5 8.5
- Tr 10 años
 - Tr 25 años
 - Tr 100 años
 - Tr 500 años

Notas

Inundaciones costeras para nivel de mar en playa de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
Horizonte 2100. Escenario SSP5 8.5.



Mapa de amenazas, inundaciones costeras

Diciembre 2024

Escala: 1:7000

I.Cost 01 - b

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari

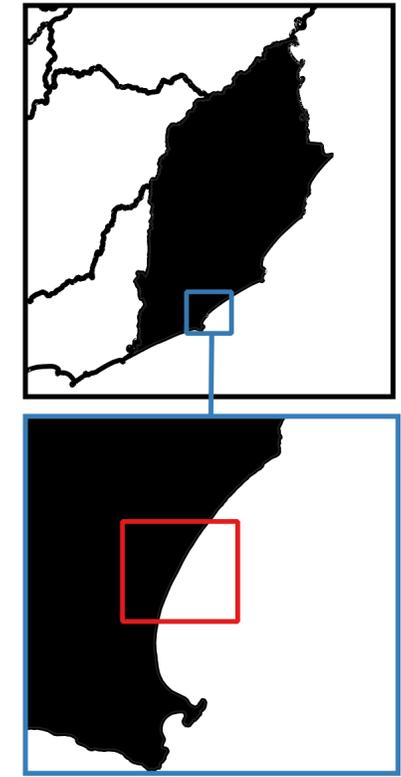
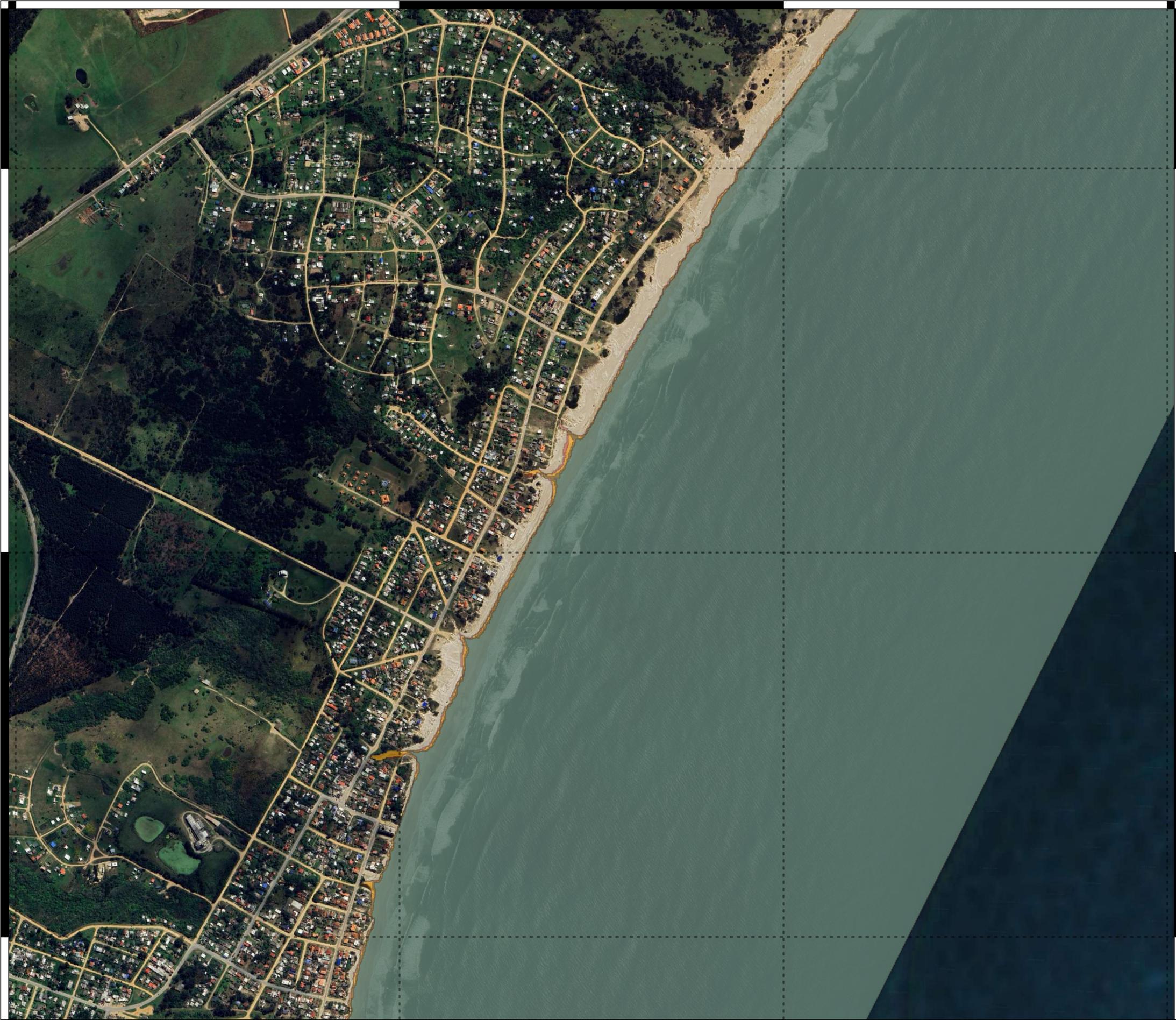
761000

762000

6163000

6162000

0 250 500 m



Referencias

- Escenario actual
 Nivel de mar en playa:
- Tr 10 años
 - Tr 25 años
 - Tr 100 años
 - Tr 500 años

Notas

Inundaciones costeras para nivel de mar en playa de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
 Escenario actual.



Mapa de amenazas, inundaciones costeras

Diciembre 2024

Escala: 1:4500

I.Cost 02 - a

Estudiantes
 Paula Fariña
 Franco Piperno

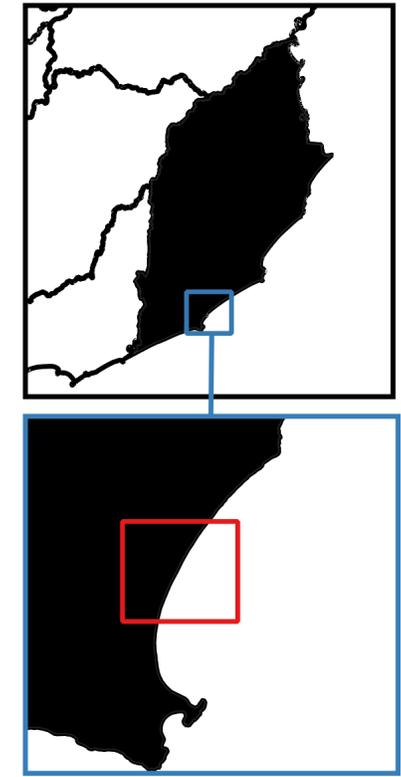
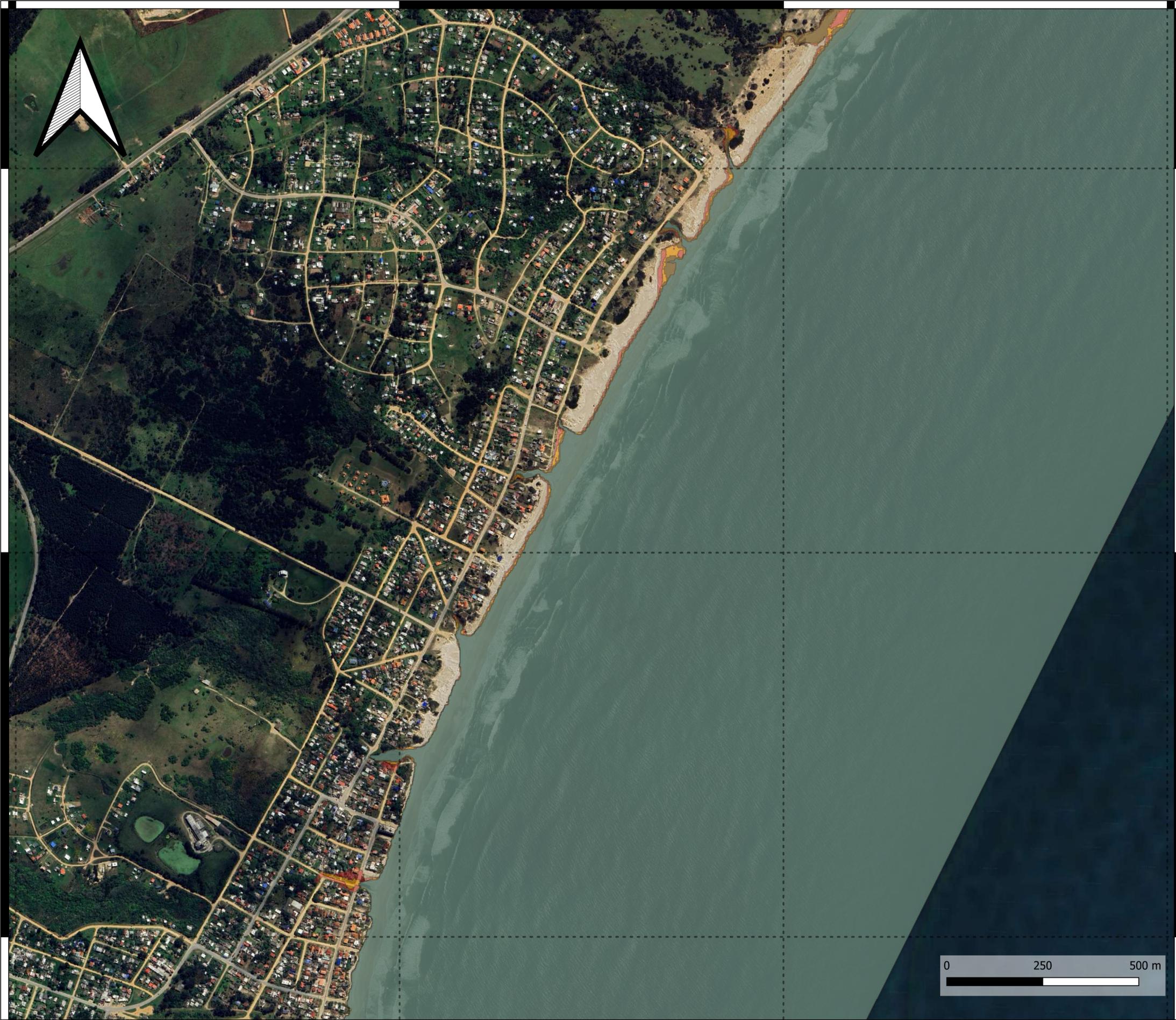
Tutores
 Juan Sanguinetti
 Sebastián Solari

760000 761000 762000 763000

6166000

6165000

6164000



Referencias

- 2100 - SSP5 8.5
- Nivel de mar en playa:
 - Tr 10 años
 - Tr 25 años
 - Tr 100 años
 - Tr 500 años

Notas

Inundaciones costeras para nivel de mar en playa de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
 Horizonte 2100. Escenario SSP5 8.5.



Mapa de amenazas, inundaciones costeras

Diciembre 2024

Escala: 1:7000

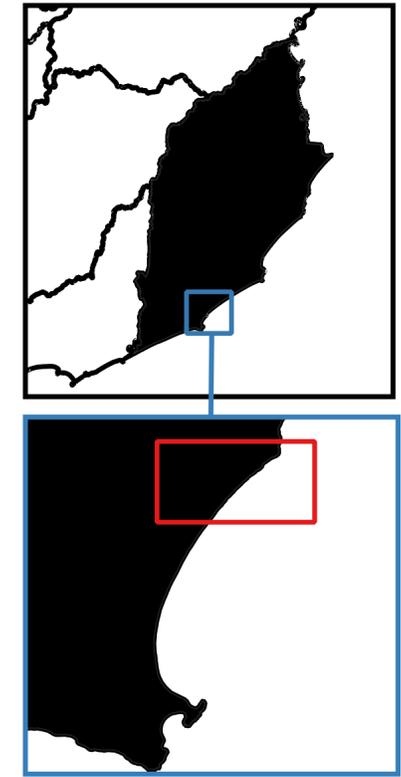
I.Cost 02 - b

Estudiantes	Tutores
Paula Fariña	Juan Sanguinetti
Franco Piperno	Sebastián Solari

760000 761000 762000 763000

6166000
6165000
6164000





Referencias

- Actual
 Nivel de mar en playa:
- Tr 10 años
 - Tr 25 años
 - Tr 100 años
 - Tr 500 años

Notas

Inundaciones costeras para nivel de mar en playa de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
 Escenario actual.



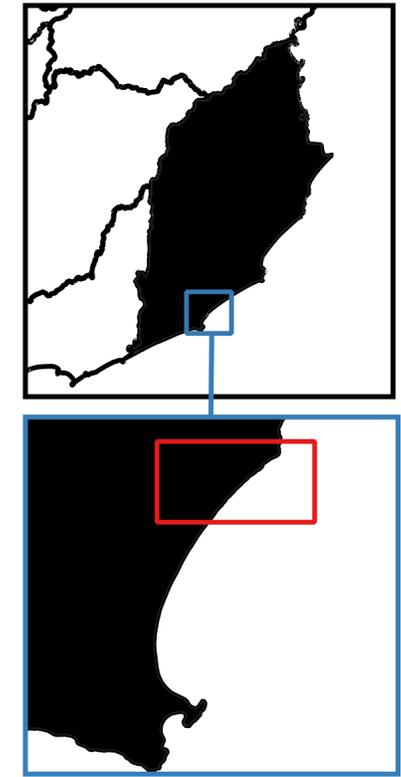
Mapa de amenazas, inundaciones costeras

Diciembre 2024

Escala: 1:9500

I.Cost 03 - a

Estudiantes	Tutores
Paula Fariña	Juan Sanguinetti
Franco Piperno	Sebastián Solari



Referencias

- 2100 - SSP5 8.5
 Nivel de mar en playa:
- Tr 10 años
 - Tr 25 años
 - Tr 100 años
 - Tr 500 años

Notas

Inundaciones costeras para nivel de mar en playa de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
 Horizonte 2100 escenario SSP5 8.5.



Mapa de amenazas, inundaciones costeras

Diciembre 2024

Escala: 1:9500

I.Cost 03 - b

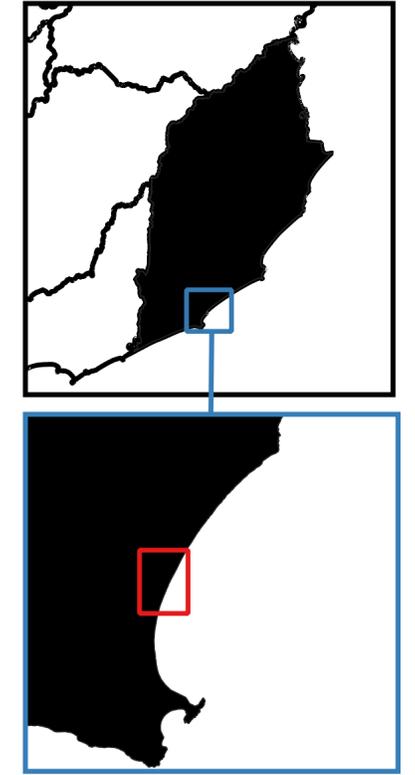
Estudiantes	Tutores
Paula Fariña	Juan Sanguinetti
Franco Piperno	Sebastián Solari



6165000

6164000

761000



Referencias

Tr 100 años

- Actual
- 2050 SSP2 4.5
- 2050 SSP5 8.5
- 2100 SSP2 4.5
- 2100 SSP5 8.5

Notas

Inundaciones costeras para nivel de mar en playa de 100 años de período de retorno. Comparación entre escenarios y horizontes



Mapa de amenazas, inundaciones costeras

Diciembre 2024

Escala: 1:4500

I.Cost 04 - b

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

Tr 100 años

- Actual
- 2050 SSP2 4.5
- 2050 SSP5 8.5
- 2100 SSP2 4.5
- 2100 SSP5 8.5

Notas

Inundaciones costeras para nivel de mar en playa de 100 años de período de retorno. Comparación entre escenarios y horizontes



Mapa de amenazas, inundaciones costeras

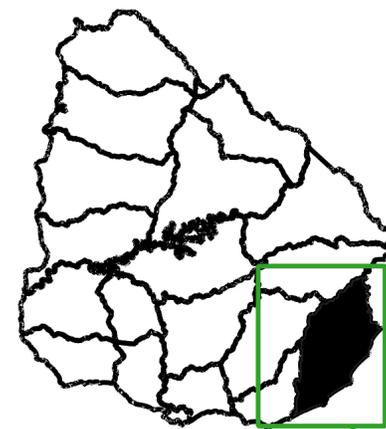
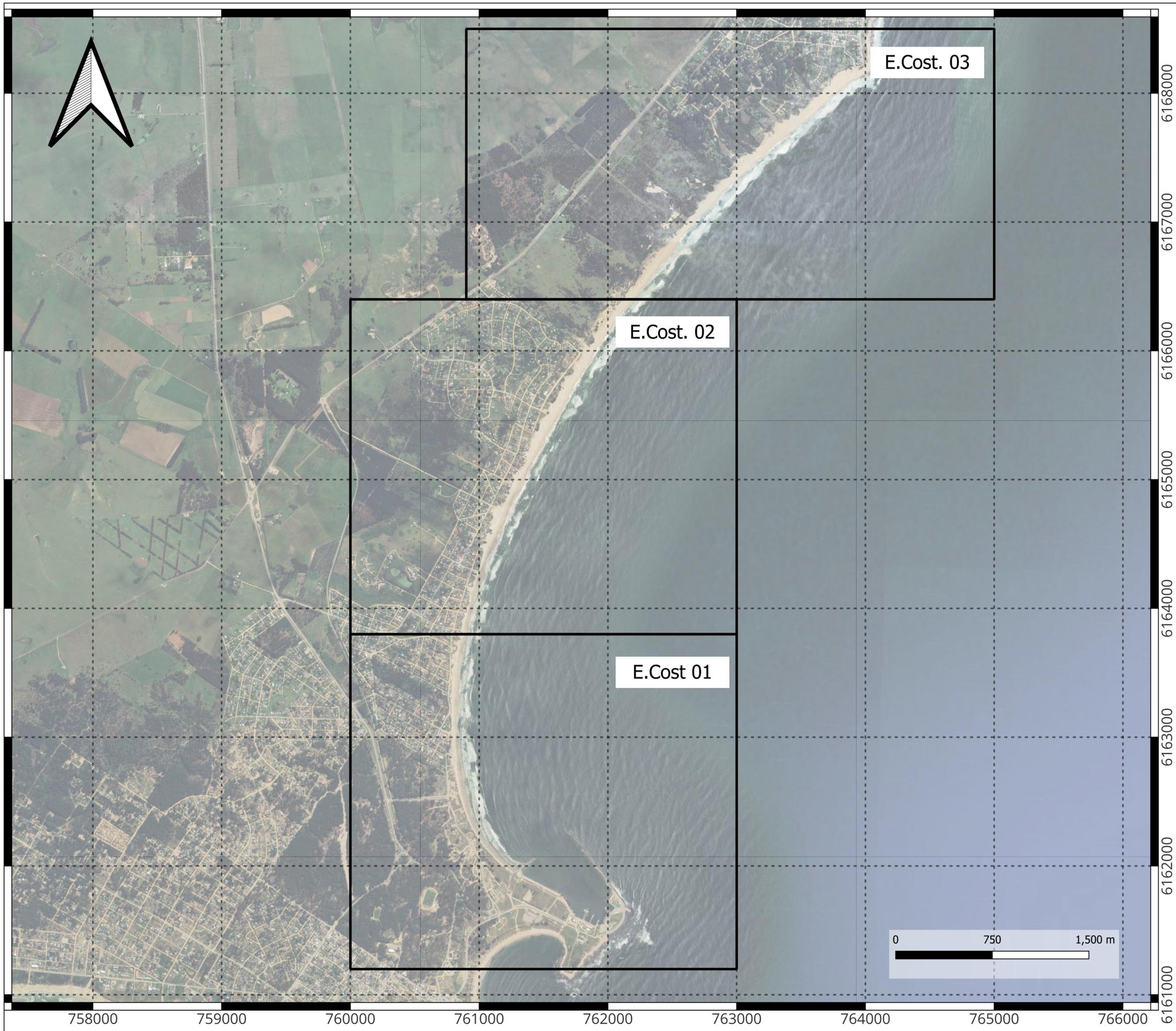
Diciembre 2024

Escala: 1:2000

I.Cost 05 - a

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

- Mapas generales
- Detalles

Notas

Ubicacion de las láminas presentadas para representar las amenazas por erosión.



Mapa de amenazas, erosión costera

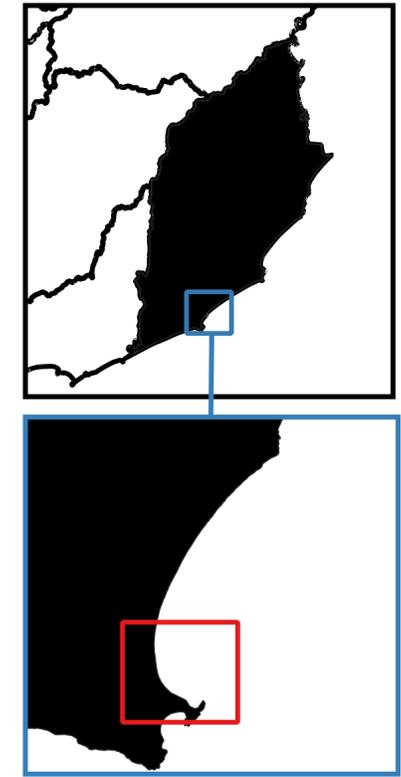
Diciembre 2024

Escala: 1:20000

E. Cos 00

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

- SSP2 4.5 2050
- SSP2 4.5 2100
- SSP5 8.5 2050
- SSP5 8.5 2100
- Área afectada Tr 10
- Línea de costa 2020-2023

Notas

Erosión costera en horizontes 2050 y 2100 bajo distintos escenarios de cambio climático, y línea de área afectada en un evento de oleaje de 10 años de periodo de retorno, escenario actual.



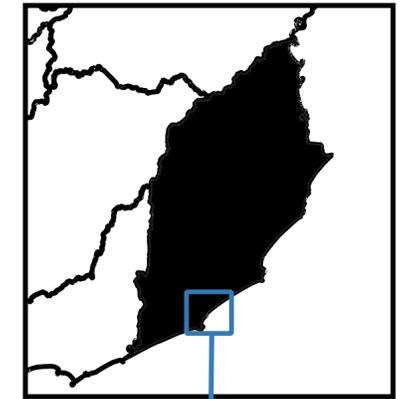
Mapa de amenazas, erosión costera.

Diciembre 2024

E.Cost 01 - a

Escala: 1:7000

Estudiantes	Tutores
Paula Fariña	Juan Sanguinetti
Franco Piperno	Sebastián Solari



Referencias

- SSP2 4.5 2050
- SSP2 4.5 2100
- SSP5 8.5 2050
- SSP5 8.5 2100
- Área afectada Tr 10
- Línea de costa 2020-2023

Notas

Erosión costera en horizontes 2050 y 2100 bajo distintos escenarios de cambio climático, y línea de área afectada en un evento de oleaje de 10 años de periodo de retorno, escenario actual.



Mapa de amenazas, erosión costera.

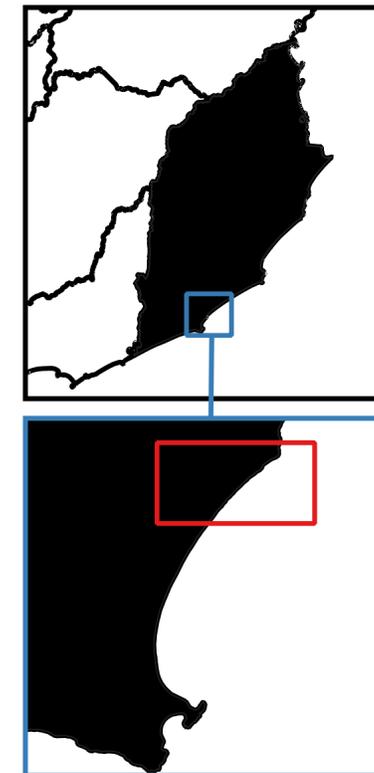
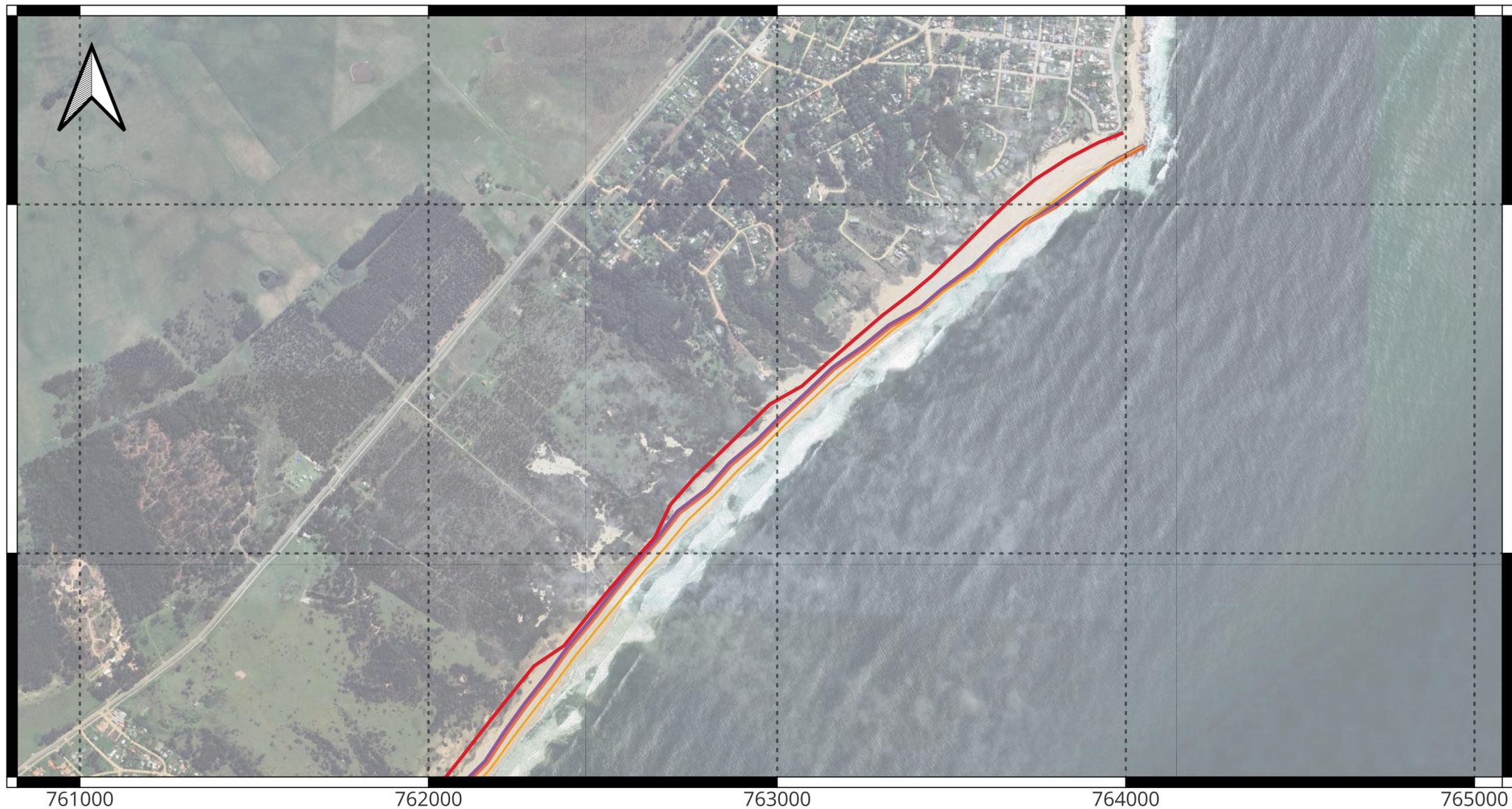
Diciembre 2024

Escala: 1:7000

E.Cost 02 - a

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

- SSP2 4.5 2050
- SSP2 4.5 2100
- SSP5 8.5 2050
- SSP5 8.5 2100
- Área afectada Tr 10
- Línea de costa 2020-2023

Notas

Erosión costera en horizontes 2050 y 2100 bajo distintos escenarios de cambio climático, y línea de área afectada en un evento de oleaje de 10 años de periodo de retorno, escenario actual.



Mapa de amenazas, erosión costera

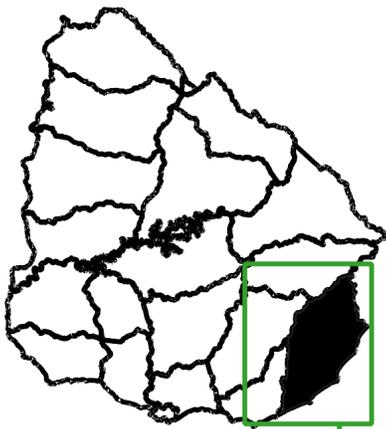
Diciembre 2024

Escala: 1:10000

E.Cost 03 - a

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

 Detalles

Notas

Mapa de referencia de ubicación de láminas de detalle. Amenazas de inundaciones por dinámicas continentales.



Mapa de amenazas, inundaciones continentales

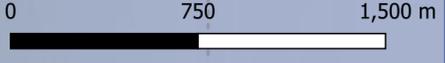
Diciembre 2024

Escala: 1:20000

I.Cont 00

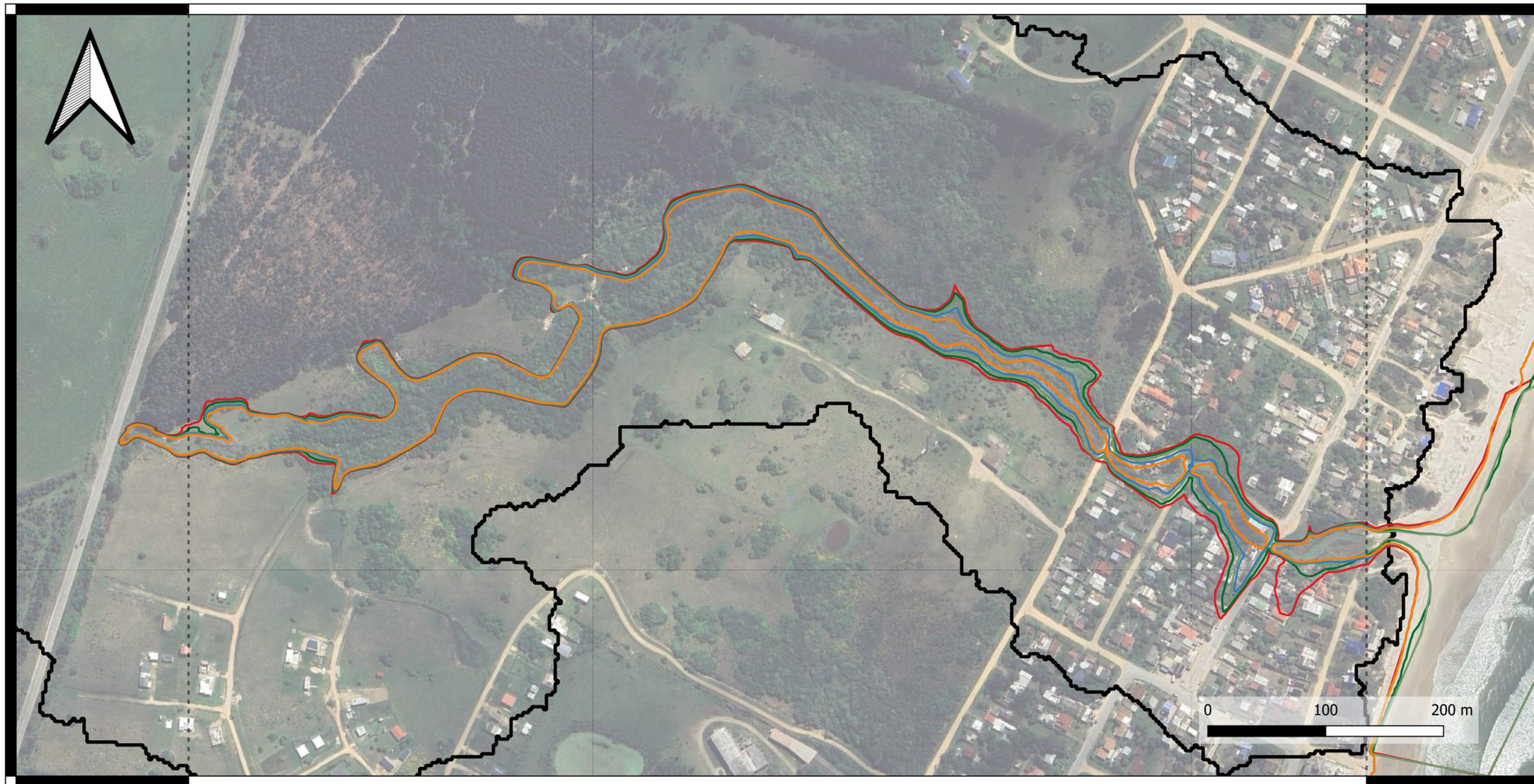
Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



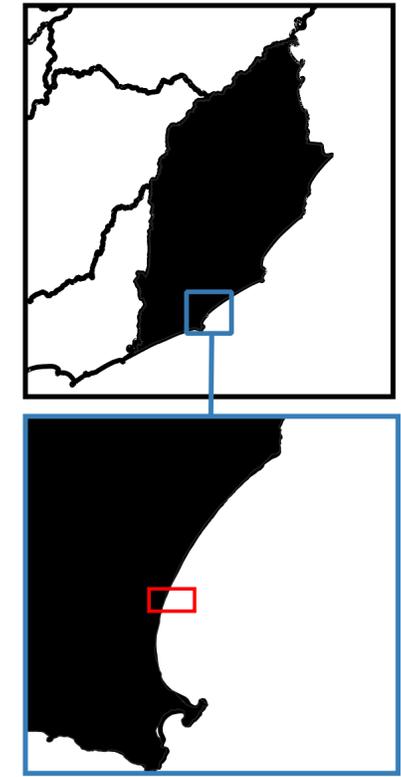
6168000
6167000
6166000
6165000
6164000
6163000
6162000
6161000

758000 759000 760000 761000 762000 763000 764000 765000 766000



760000

761000



Referencias

- ▭ Cuenca 5
- Inundaciones
- ▭ Tr 2
- ▭ Tr 10
- ▭ Tr 25
- ▭ Tr 100
- ▭ Tr 500

Notas

Inundaciones continentales para eventos de 2, 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
Escenario actual.



Mapa de amenazas, inundaciones continentales

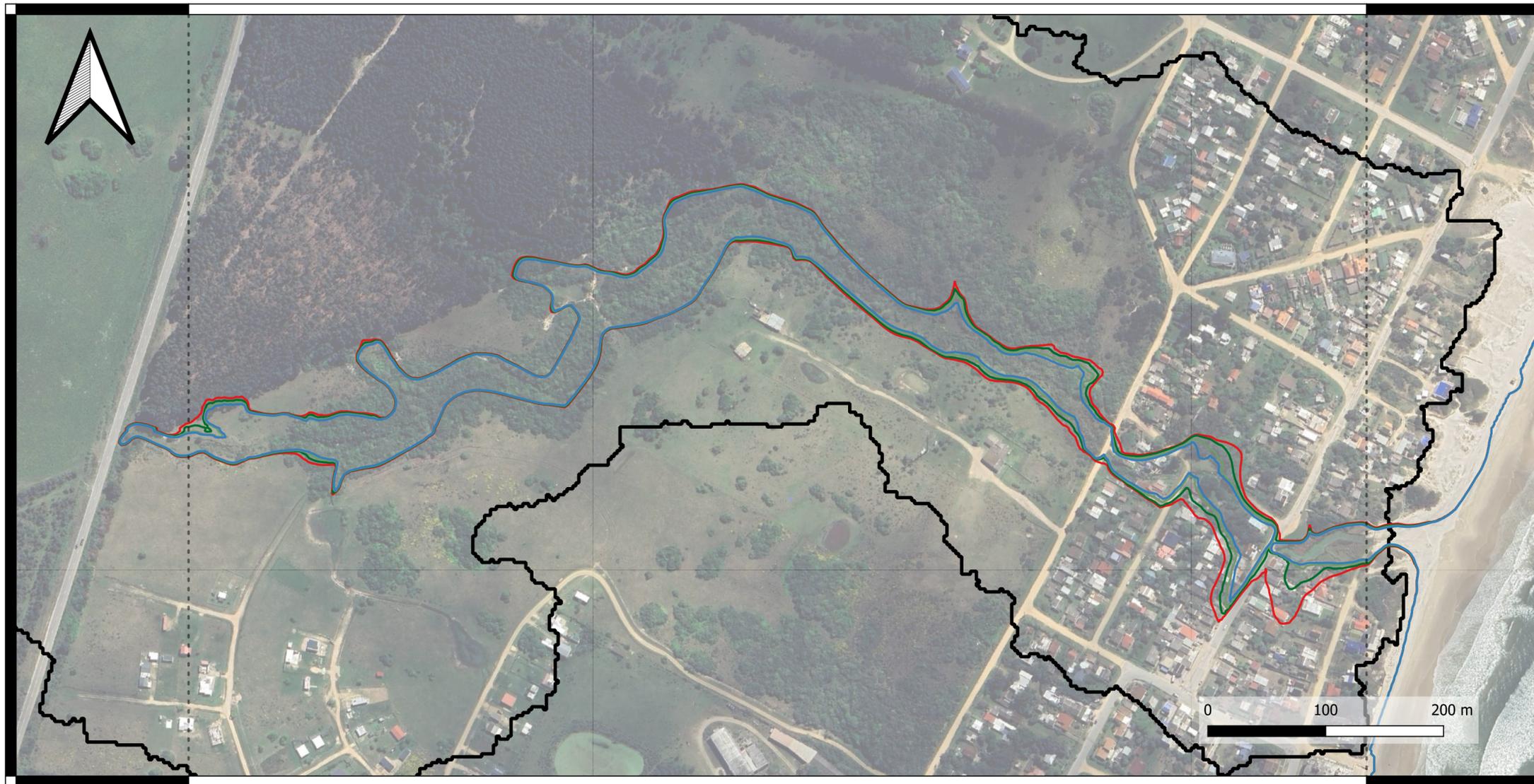
Diciembre 2024

Escala: 1:3000

I. Cont 01 - a

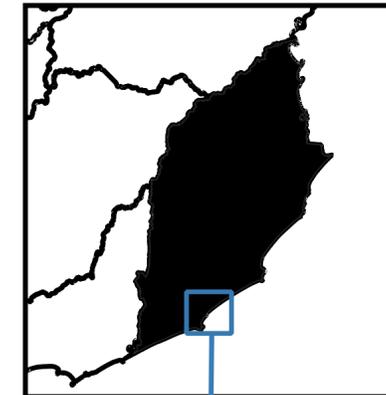
Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



760000

761000



Referencias

- ▭ Cuenca 5
- Inundaciones hor. 2050
- ▭ Tr 10
- ▭ Tr 25
- ▭ Tr 100
- ▭ Tr 500

Notas

Inundaciones continentales para eventos de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
Horizonte 2050.



Mapa de amenazas, inundaciones continentales

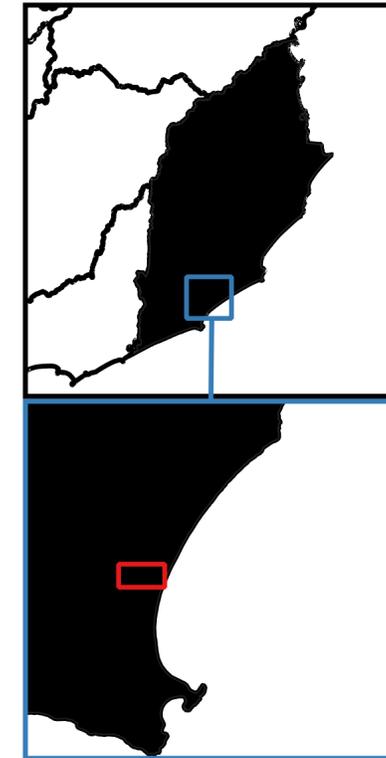
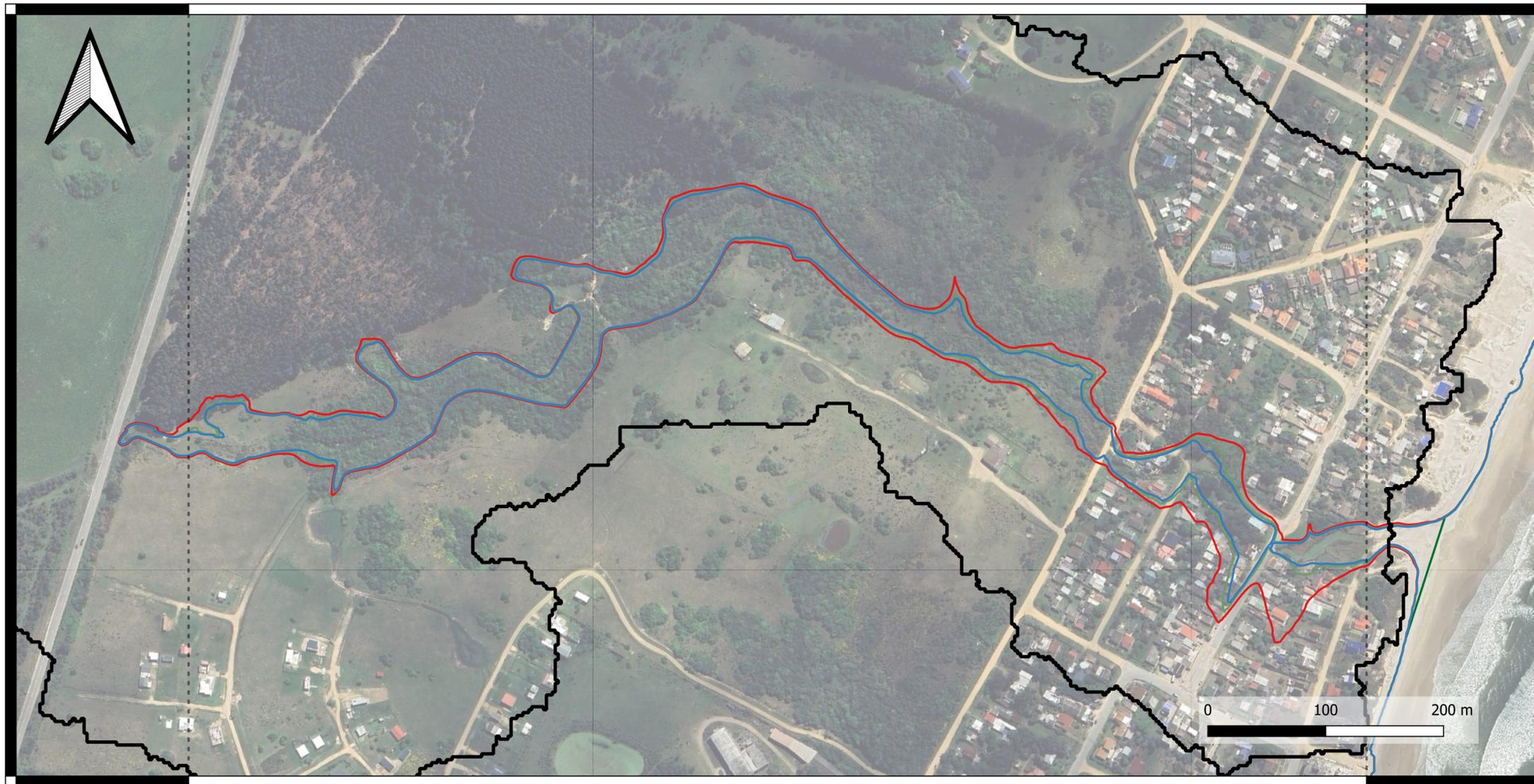
Diciembre 2024

Escala: 1:3000

I. Cont 01 - b

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

- ▭ Cuenca 5
- Inundaciones hor. 2100
- ▭ Tr 10
- ▭ Tr 25
- ▭ Tr 100
- ▭ Tr 500

Notas

Inundaciones continentales para eventos de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
Horizonte 2100.



Mapa de amenazas, inundaciones continentales

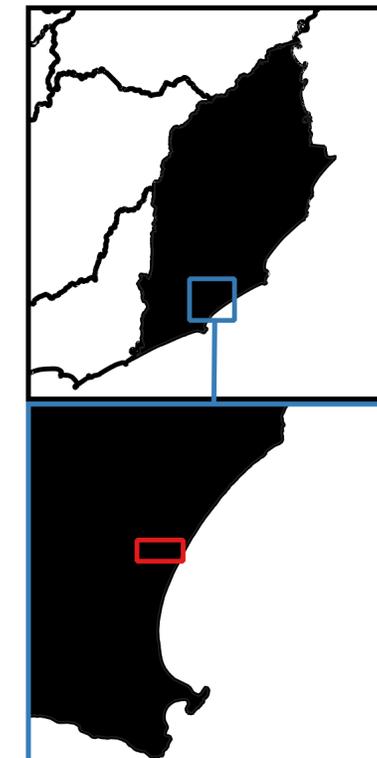
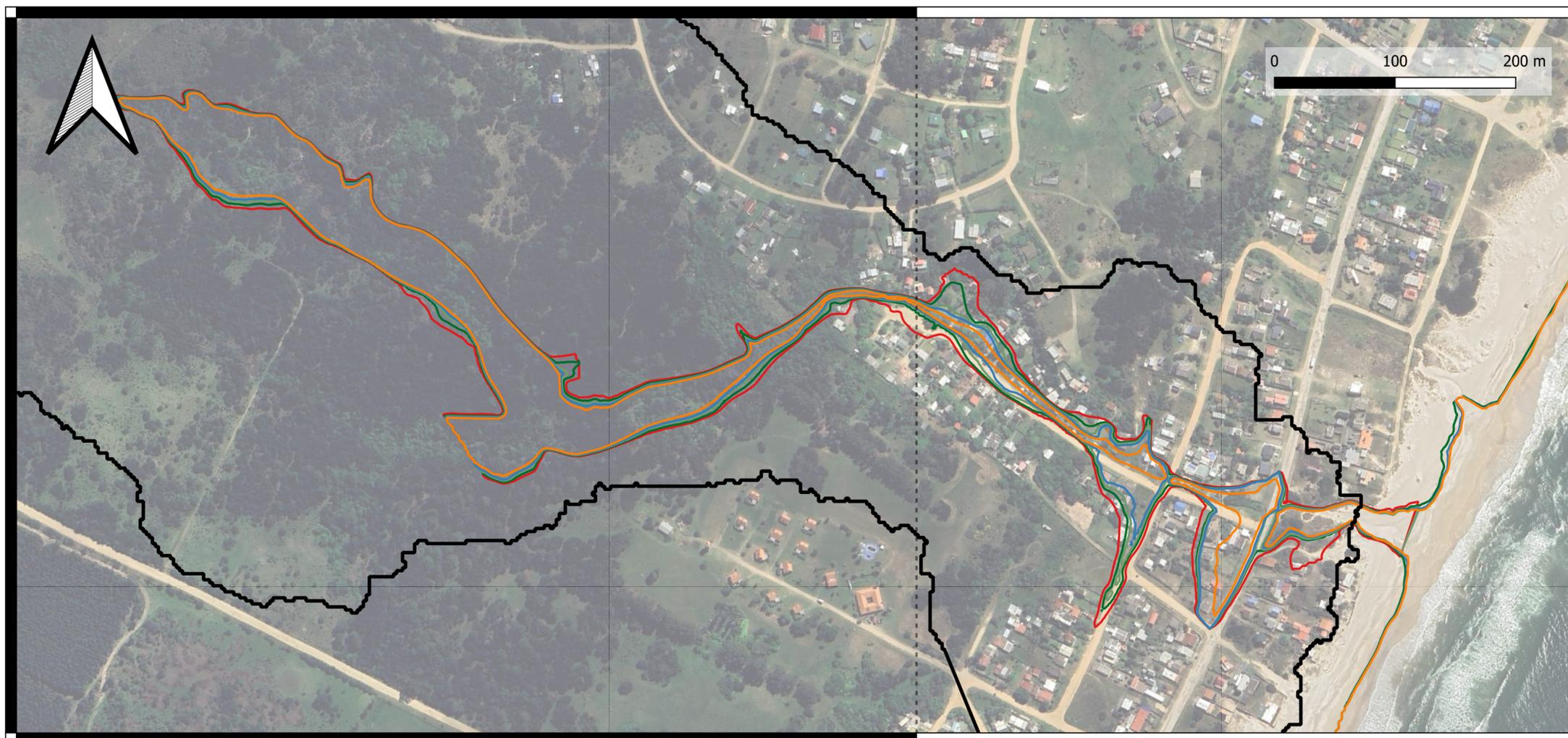
Diciembre 2024

Escala: 1:3000

I. Cont 01 - c

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

- ▭ Cuenca 7
- Inundaciones
- ▭ Tr 2
- ▭ Tr 10
- ▭ Tr 25
- ▭ Tr 100
- ▭ Tr 500

Notas

Inundaciones continentales para eventos de 2, 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
Escenario actual.



Mapa de amenazas, inundaciones continentales

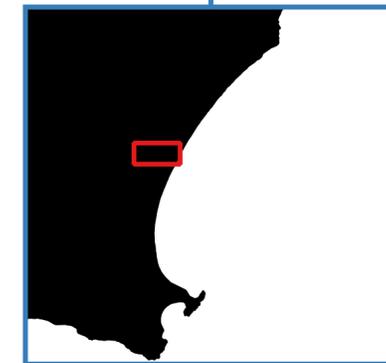
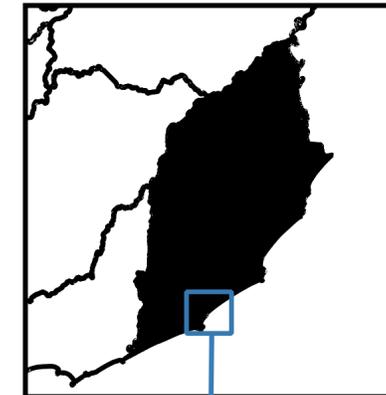
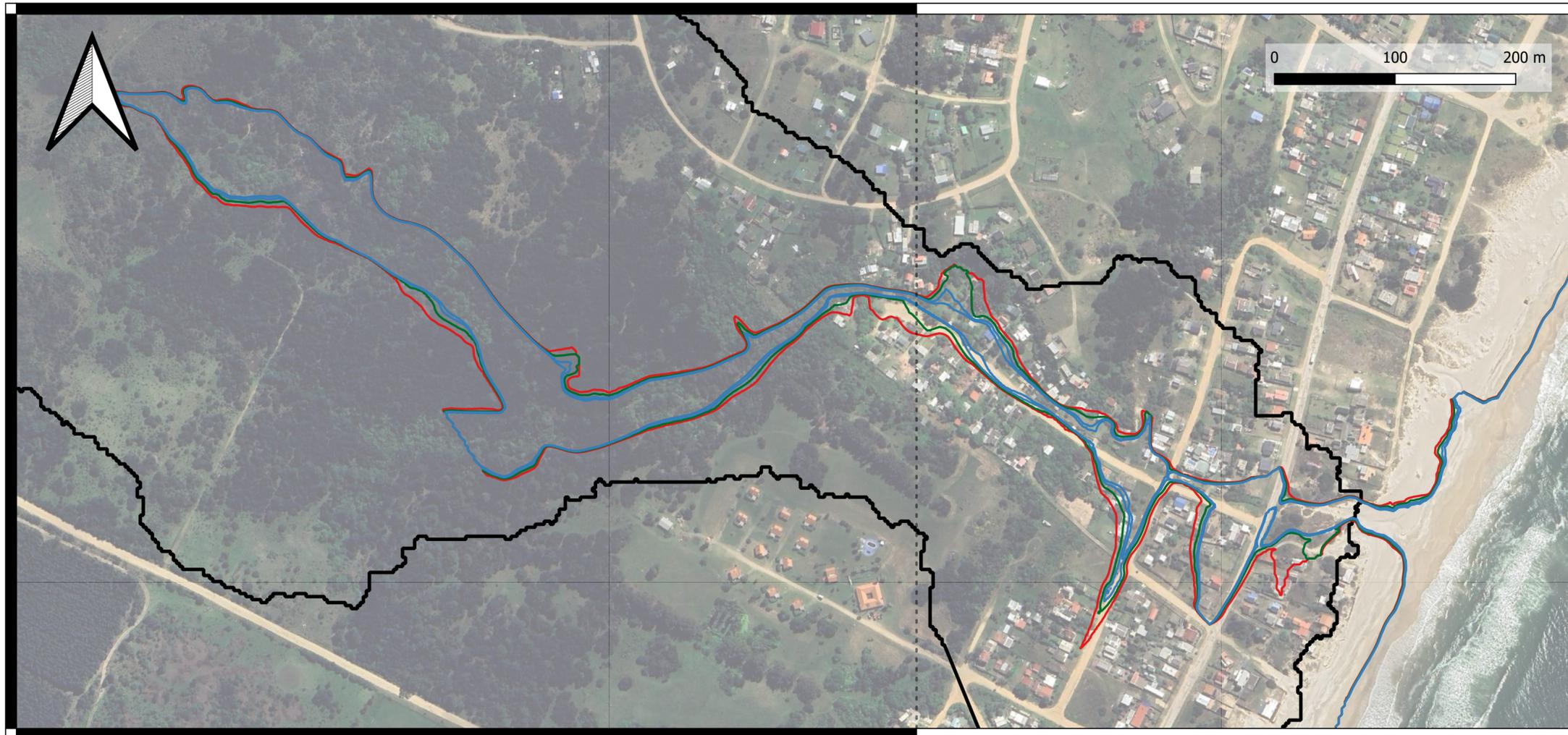
Diciembre 2024

Escala: 1:3000

I. Cont 02 - a

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

- ▭ Cuenca 7
- Inundaciones
- ▭ Tr 10
- ▭ Tr 25
- ▭ Tr 100
- ▭ Tr 500

Notas

Inundaciones continentales para eventos de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
Horizonte 2050.



Mapa de amenazas, inundaciones continentales

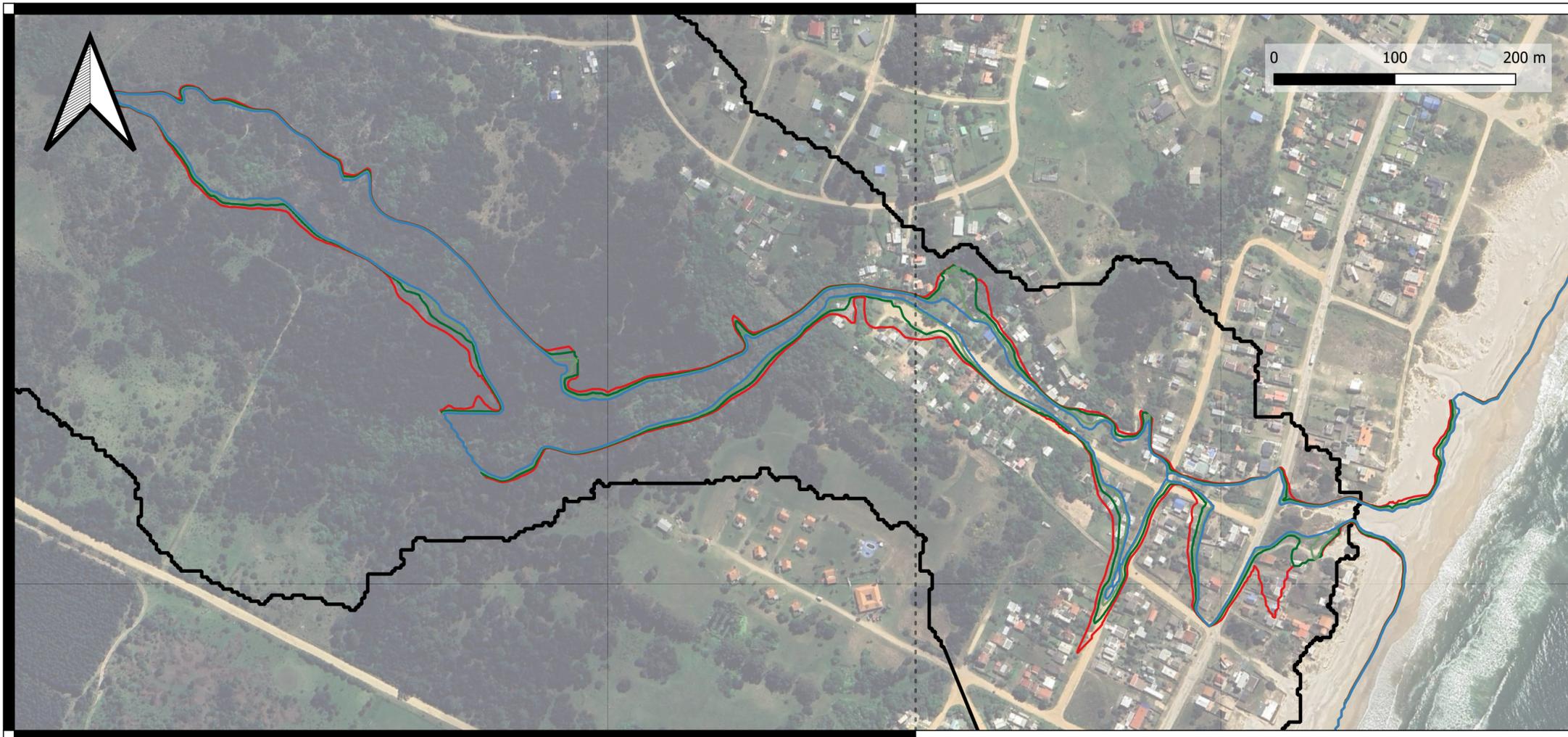
Diciembre 2024

Escala: 1:3000

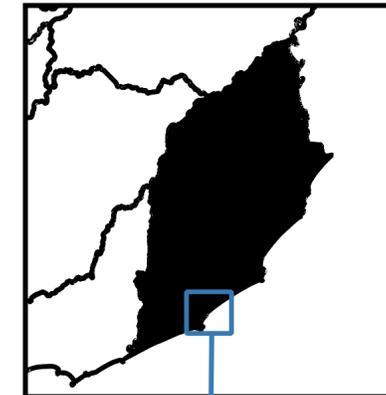
I. Cont 02 - b

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



761000



Referencias

- ▭ Cuenca 7
- Inundaciones
- ▭ Tr 10
- ▭ Tr 25
- ▭ Tr 100
- ▭ Tr 500

Notas

Inundaciones continentales para eventos de 10, 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.
Horizonte 2100.



Mapa de amenazas, inundaciones continentales

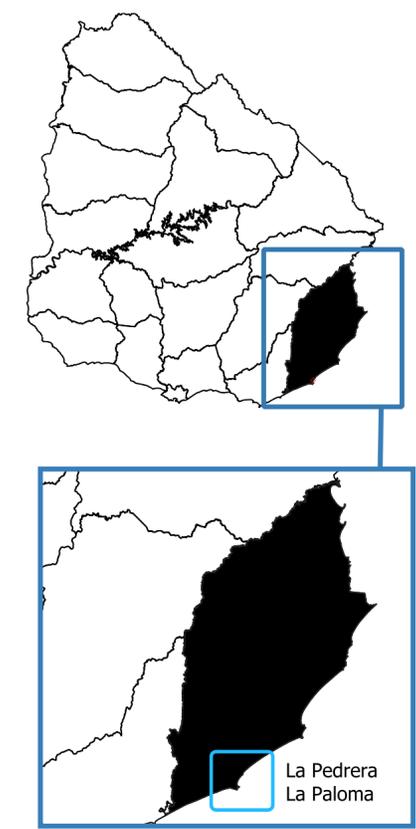
Diciembre 2024

Escala: 1:3000

I. Cont 02 - c

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

 Detalles

Notas

Mapa de referencia de ubicación de láminas de detalle.
Resumen diagnóstico de inundaciones continentales



Resumen Diagnóstico, inundaciones continentales

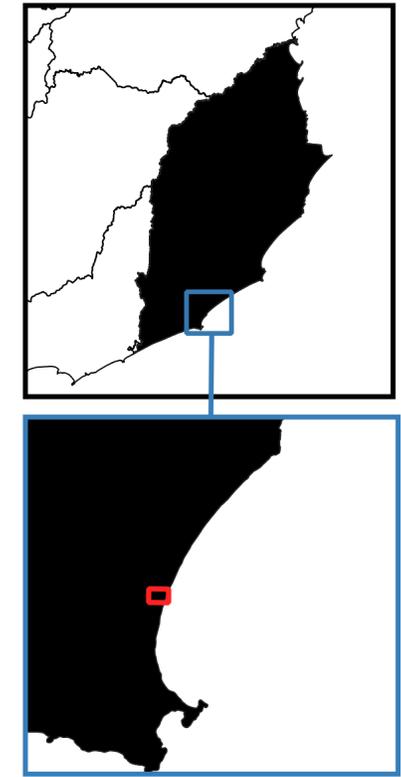
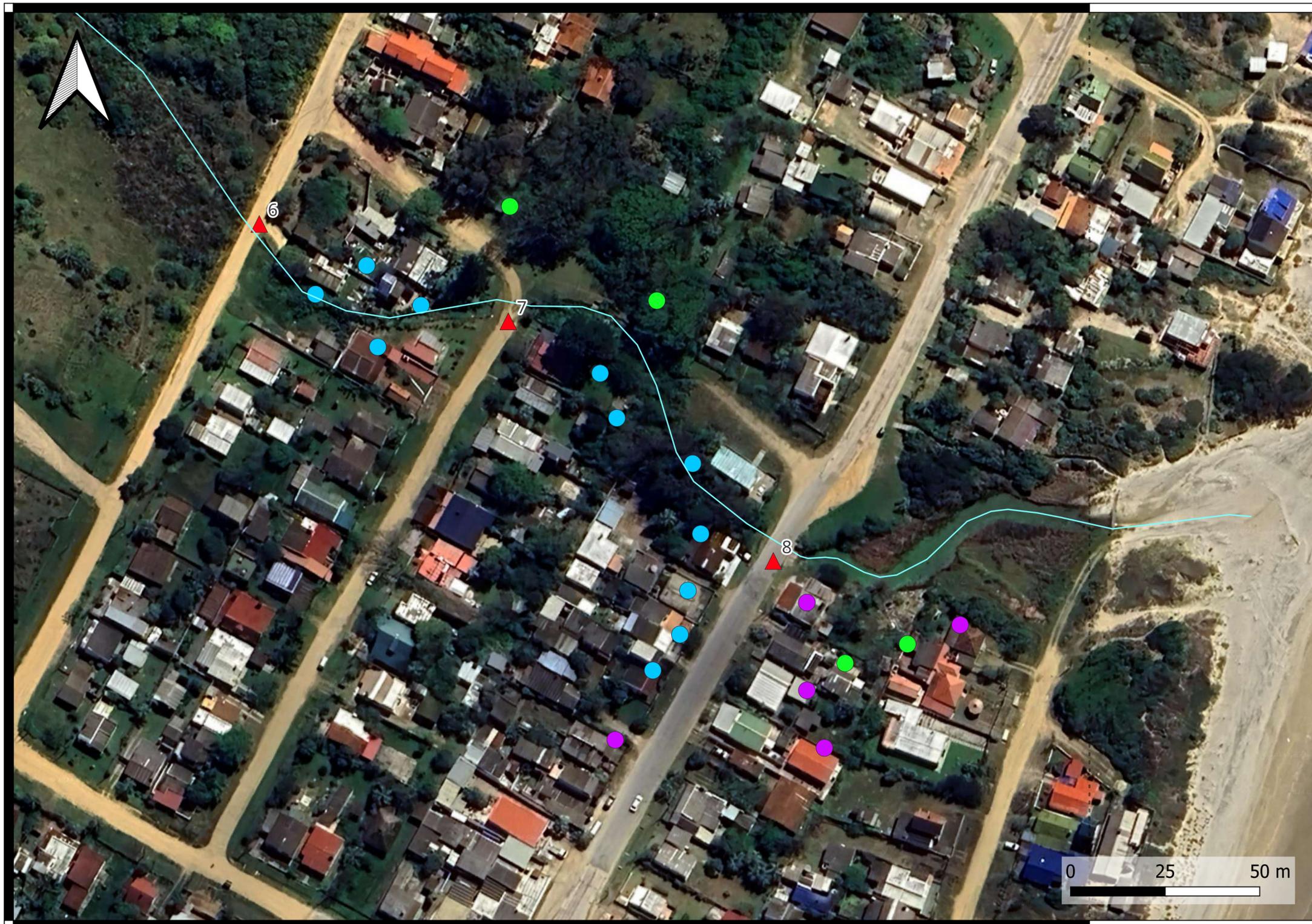
Diciembre 2024

Escala: 1:18000

D. Cont 00

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari



Referencias

- Cauce principal
- ▲ Alcantarillas
- Viviendas afectadas Tr 100 años:
- Situación actual
- Horizonte 2050
- Horizonte 2100

Notas

Alcantarilla nº6: Se sobrepasa para Tr2 años en todos los escenarios.
 Alcantarilla nº7: Se sobrepasa para Tr2 años en todos los escenarios.
 Alcantarilla nº8: Se sobrepasa para Tr10 años en escenario actual y Tr2 años únicamente en 2100.
 Velocidad máxima superada en todas las descargas para Tr 2 años en situación actual.
 Los predios afectados se determinan en base a imágenes satelitales de Google (2024)



Resumen Diagnóstico, inundaciones continentales

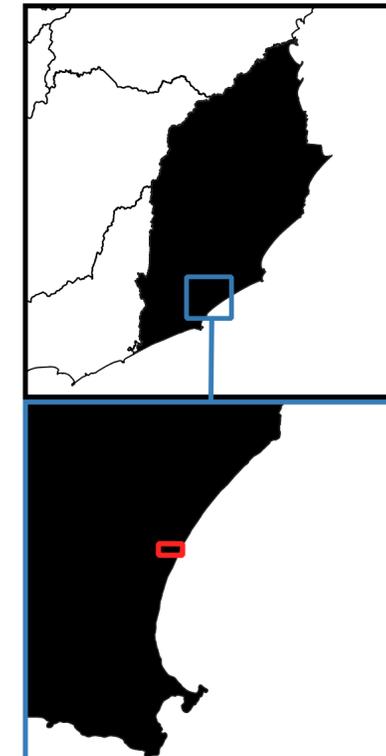
Diciembre 2024
 Escala: 1:800
D. Cont 01

Estudiantes	Tutores
Paula Fariña	Juan Sanguinetti
Franco Piperno	Sebastián Solari

761000



761000



Referencias

- Cauce principal
- ▲ Alcantarillas

Viviendas afectadas Tr 100 años:

- Situación actual
- Horizonte 2050
- Horizonte 2100

Notas

Alcantarilla nº9: Se sobrepasa para Tr10 años en situación actual, 2050 y 2100. Velocidad máxima superada en la descarga para Tr2 años en todos los escenarios.

Alcantarilla nº10: Se sobrepasa para Tr10 años únicamente en 2100

Los predios afectados se determinan en base a imágenes satelitales de Google (2024)



Resumen Diagnóstico, inundaciones continentales

Diciembre 2024

Escala: 1:2000

D. Cont 02

Estudiantes
Paula Fariña
Franco Piperno

Tutores
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari

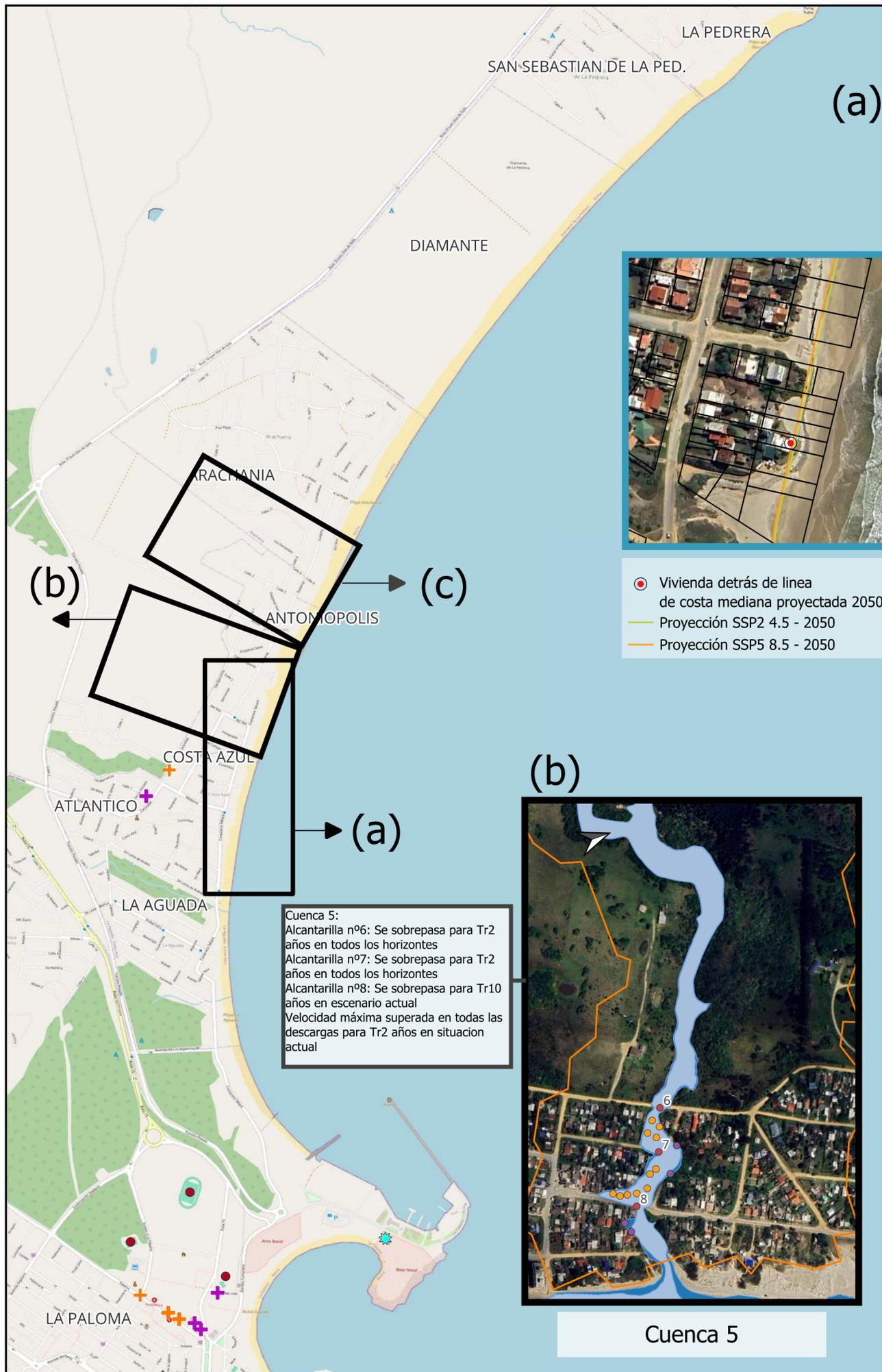


UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR

Láminas Segundo Entregable



Erosión Costera

Playa La Aguada, Costa Azul y Antoniópolis
 Situación Actual:
 -Riesgo de destrucción de infraestructura comprometida por eventos de oleaje de 10 años de período de retorno.
 -68 padrones construidos en zona potencialmente afectada
 -Tendencias de retroceso de línea de costa 0.5 m/año en Costa Azul

Horizonte 2050:
 -Escenario SSP2 4.5: Retroceso de 15 metros (respecto al periodo 2020-2023) en Costa Azul y Antoniópolis.
 -Escenario SSP5 8.5: Retroceso de 20 metros (respecto al periodo 2020-2023) en Costa Azul y Antoniópolis.

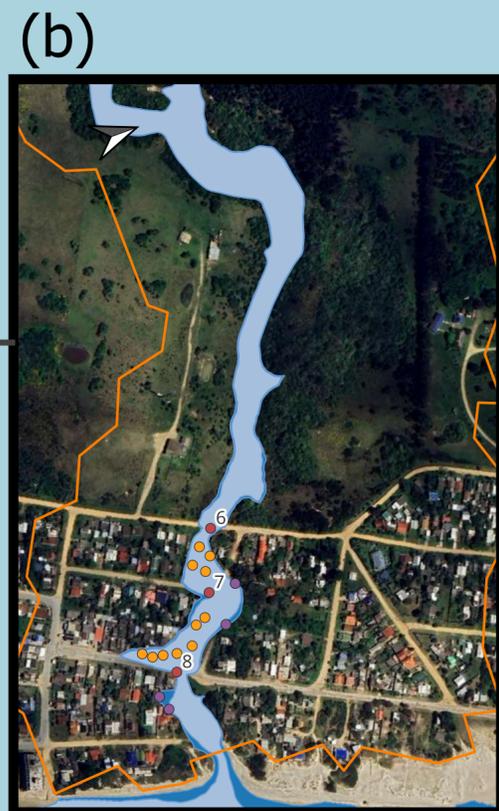
- Padrones con viviendas comprometidos
- Padrones sin viviendas comprometidos
- Línea de costa promedio 2020 - 2023
- Línea de costa retrocediendo
- Línea de costa estable
- Línea de costa avanzando

Zonas

- Zona 4
- Zona 3
- Zona 2

Infraestructura crítica

- Educación
- Deporte
- Puerto
- Salud



Cursos de agua: Inundaciones y erosión en descarga

Manchas de inundaciones

- Tr 100 - Actual
- Tr 100 - 2050

- Cuenca 5
- Viviendas afectadas Tr 100 - Actual
- Viviendas afectadas Tr 100 - 2050
- Alcantarillas

- Cuenca 7
- Viviendas afectadas Tr 100 -Actual
- Viviendas afectadas Tr 100 - 2050
- Alcantarillas

Cuenca 7:
 Alcantarilla nº9: Se sobrepasa en Tr 10 años únicamente para 2050. Velocidad máxima superada en la descarga para Tr 2 años en todos los escenarios
 Alcantarilla nº10: No presenta problemáticas estudiada

Notas

Mapa resumen de las principales amenazas en arco de playa de La Paloma - La Pedrera asociadas a dinámicas de erosión costera, inundaciones por dinámicas continentales y erosión en las descargas de cursos de agua en el océano.



Mapa resumen amenazas

Estudiantes
 Paula Fariña
 Franco Piperno

Tutores
 Juan Sanguinetti
 Sebastián Solari

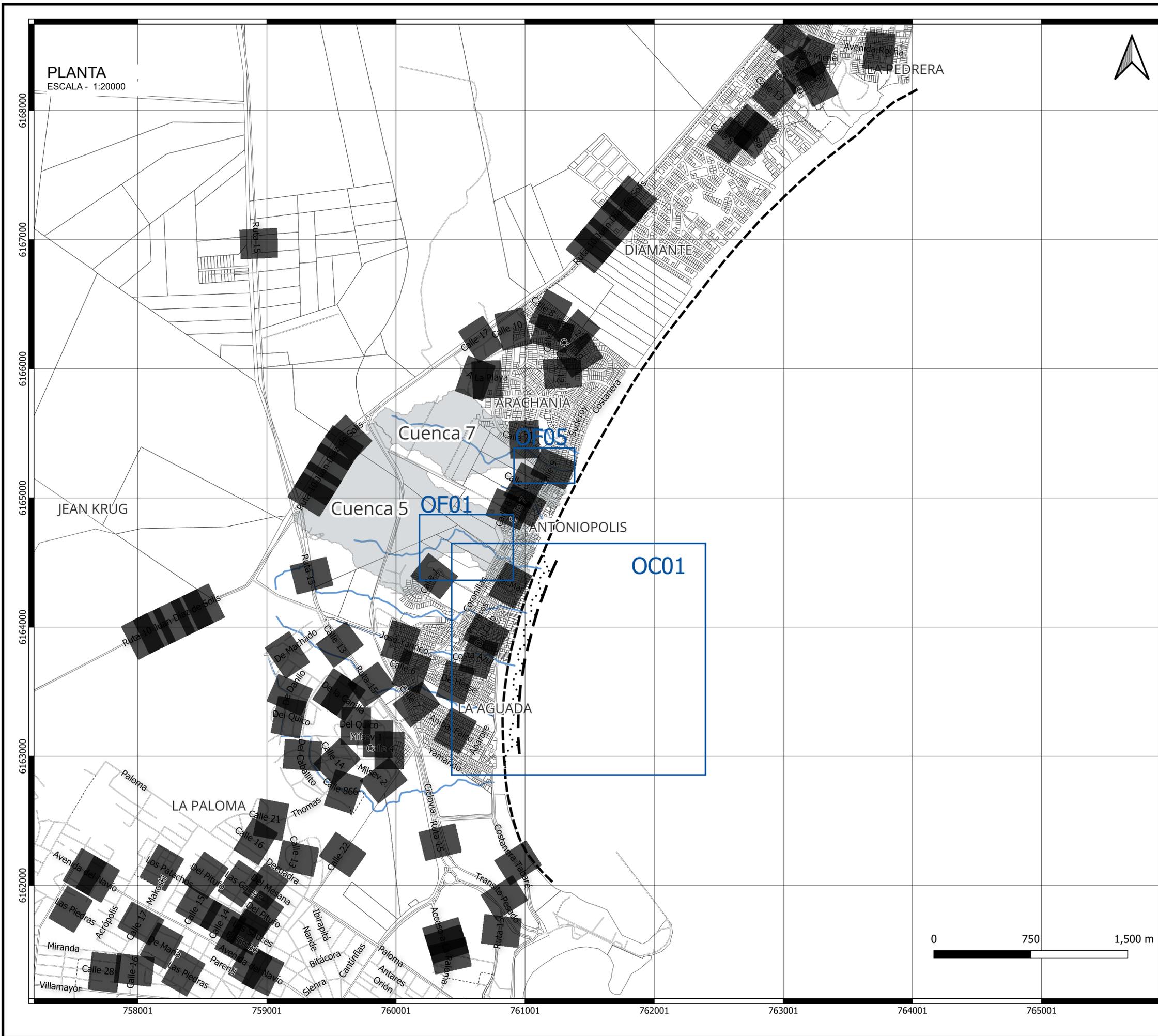


UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR

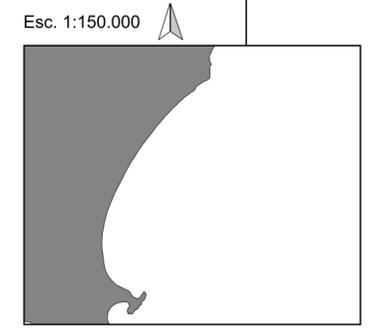
Láminas Tercer Entregable



PLANTA
ESCALA - 1:20000



UBICACIÓN Esc. 1:10.000.000



REFERENCIAS

- Rompeolas
- Línea de costa actual 2020 - 2023
- Línea de costa proyectada
- Cursos de agua en zona de estudio
- Cuencas estudiadas

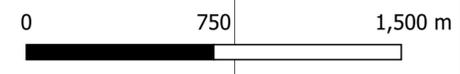
NOTAS

1. Sistema de referencia: SIRGAS-ROU98 / UTM 21S



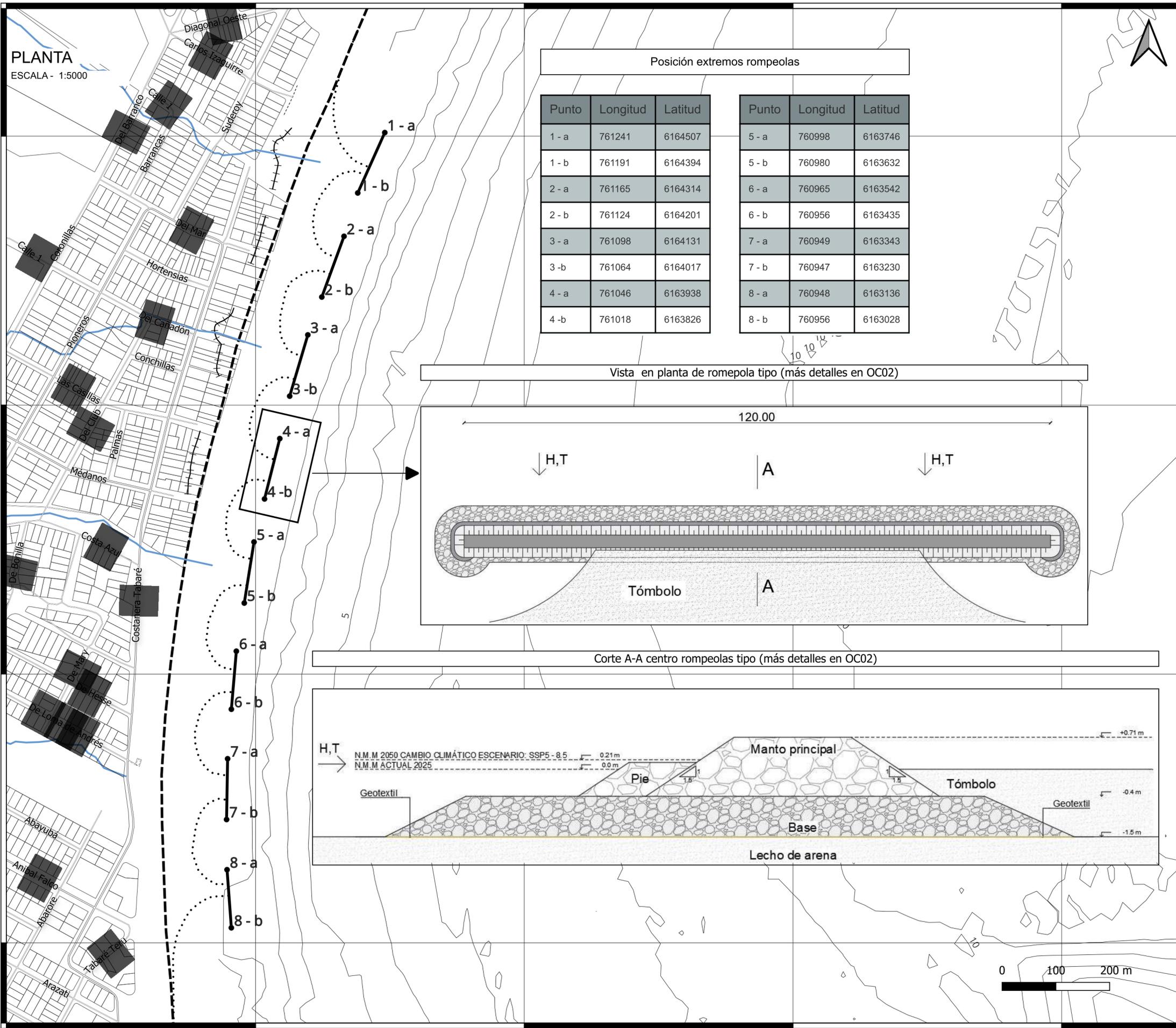
Lámina general

Julio 2025	L00	
ESCALA: indicada		
ESTUDIANTES	TUTORES	VER.
Paula Fariña Franco Piperno	Juan Sanguinetti Sebastián Solari	01



PLANTA
ESCALA - 1:5000

6164500
6164000
6163500
6163000

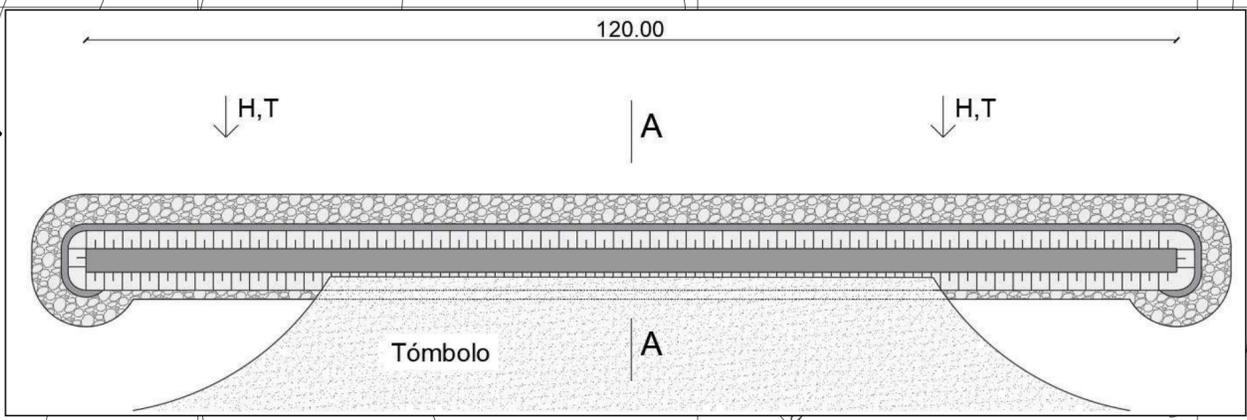


761001 761501 762001 762501

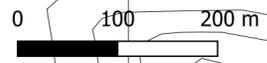
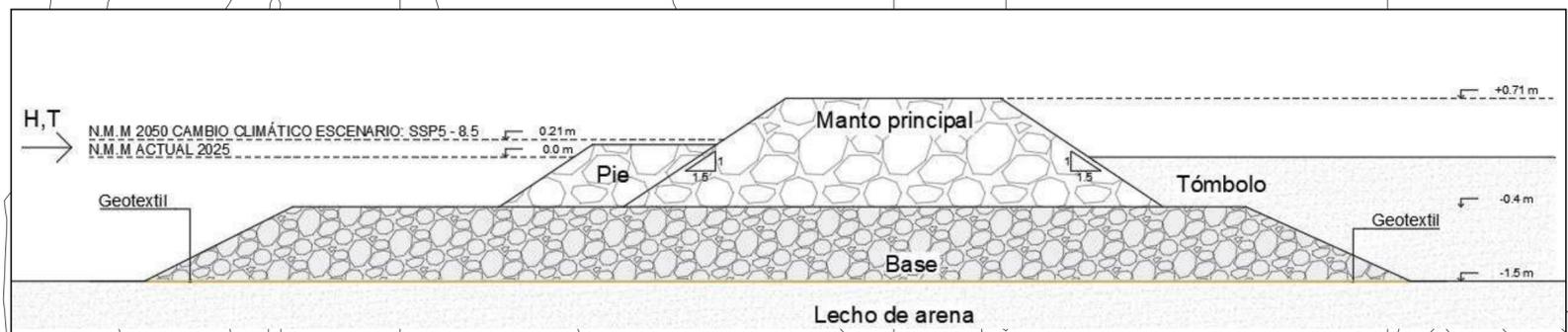
Posición extremos rompeolas

Punto	Longitud	Latitud	Punto	Longitud	Latitud
1 - a	761241	6164507	5 - a	760998	6163746
1 - b	761191	6164394	5 - b	760980	6163632
2 - a	761165	6164314	6 - a	760965	6163542
2 - b	761124	6164201	6 - b	760956	6163435
3 - a	761098	6164131	7 - a	760949	6163343
3 - b	761064	6164017	7 - b	760947	6163230
4 - a	761046	6163938	8 - a	760948	6163136
4 - b	761018	6163826	8 - b	760956	6163028

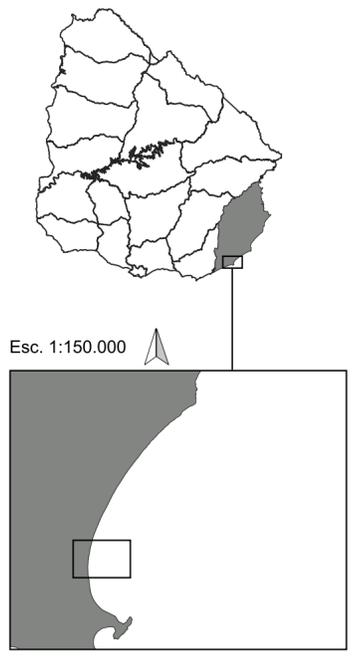
Vista en planta de rompeola tipo (más detalles en OC02)



Corte A-A centro rompeolas tipo (más detalles en OC02)



UBICACIÓN Esc. 1:10.000.000



REFERENCIAS

- Rompeolas
- Extremos rompeolas
- Línea de costa actual 2020 - 2023
- Línea de costa proyectada
- Descargas cursos de agua
- Cercas captoras y relleno de duna

NOTAS

1. Las cotas están referidas al cero oficial.
2. Sistema de referencia: SIRGAS-ROU98 / UTM 21S

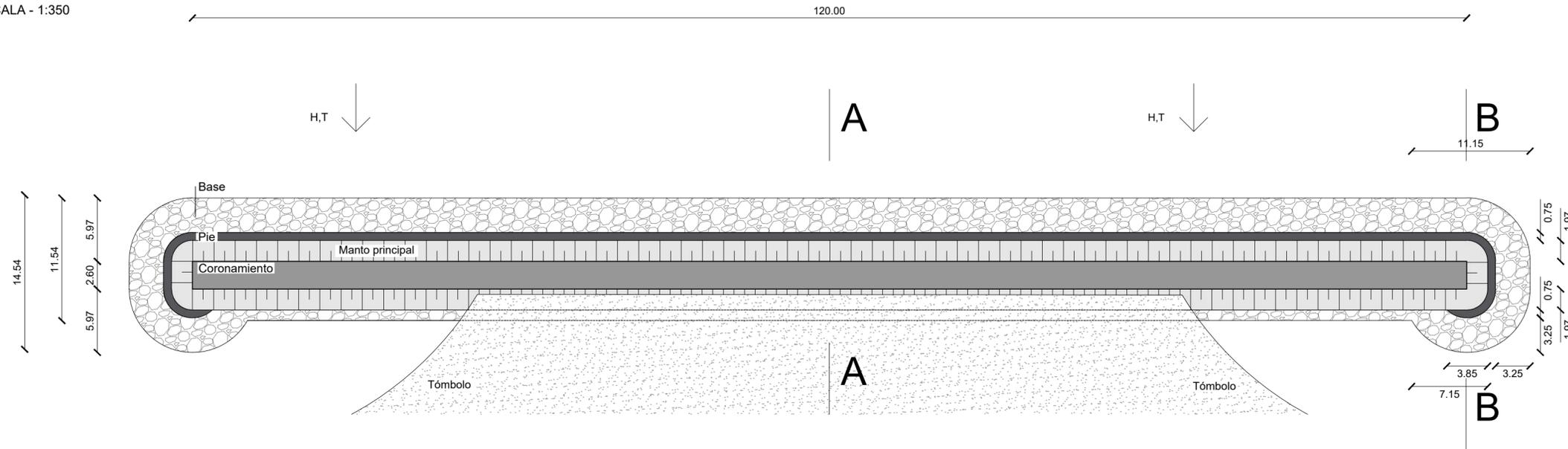


Posición en planta rompeolas

Julio 2025	OC01	
ESCALA: indicada		
ESTUDIANTES	TUTORES	VER.
Paula Fariña Franco Piperno	Juan Sanguinetti Sebastián Solari	03

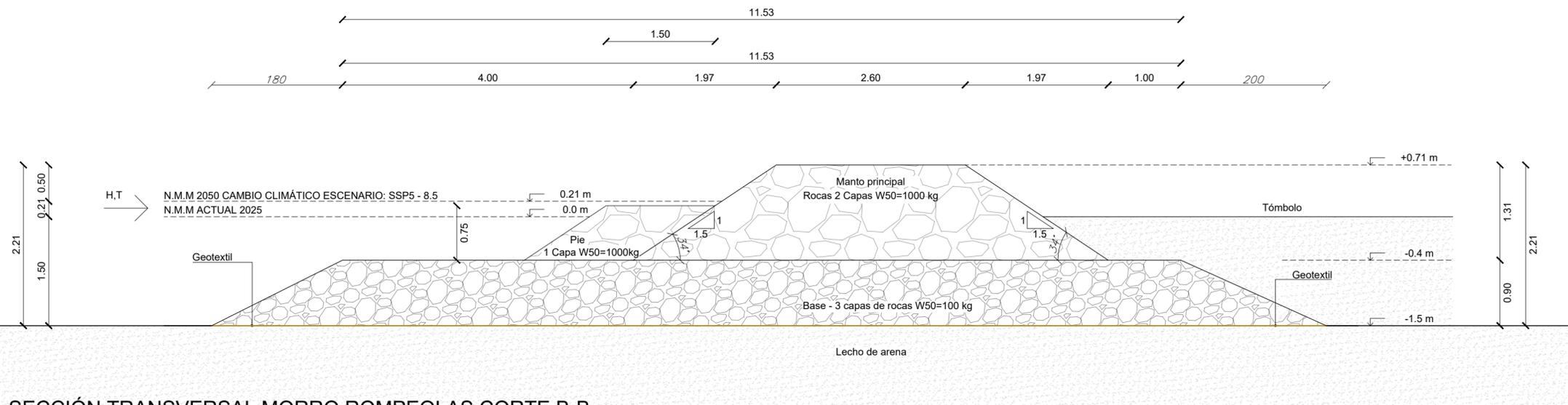
PLANTA ROMPEOLAS

ESCALA - 1:350



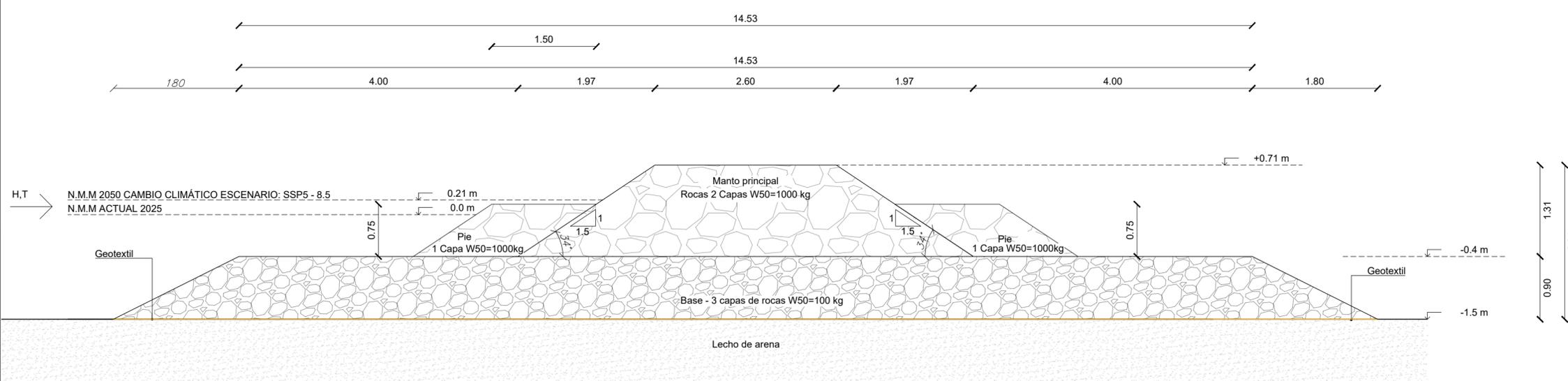
SECCIÓN TRANSVERSAL CENTRO ROMPEOLAS CORTE A-A

ESCALA - 1:50



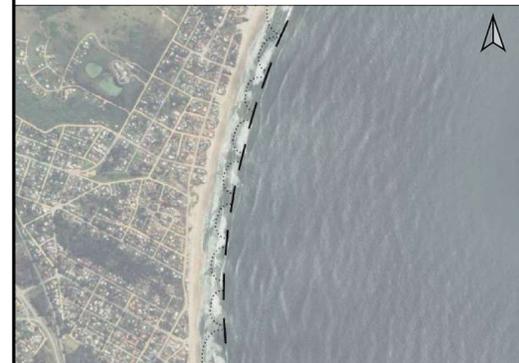
SECCIÓN TRANSVERSAL MORRO ROMPEOLAS CORTE B-B

ESCALA - 1:50



UBICACIÓN

Esc. 1:2.000.000



REFERENCIAS

- Coronamiento rompeolas
- Talúd de rompeolas
- Arena
- Pie
- Rocas W50=100 kg
- Rocas W50=1000 kg

NOTAS

- Las cotas están referidas al cero oficial.
- Las unidades están en metros.



ROMPEOLAS TIPO

Julio 2025

ESCALA: indicada

ESTUDIANTES

Paula Fariña
Franco Piperno

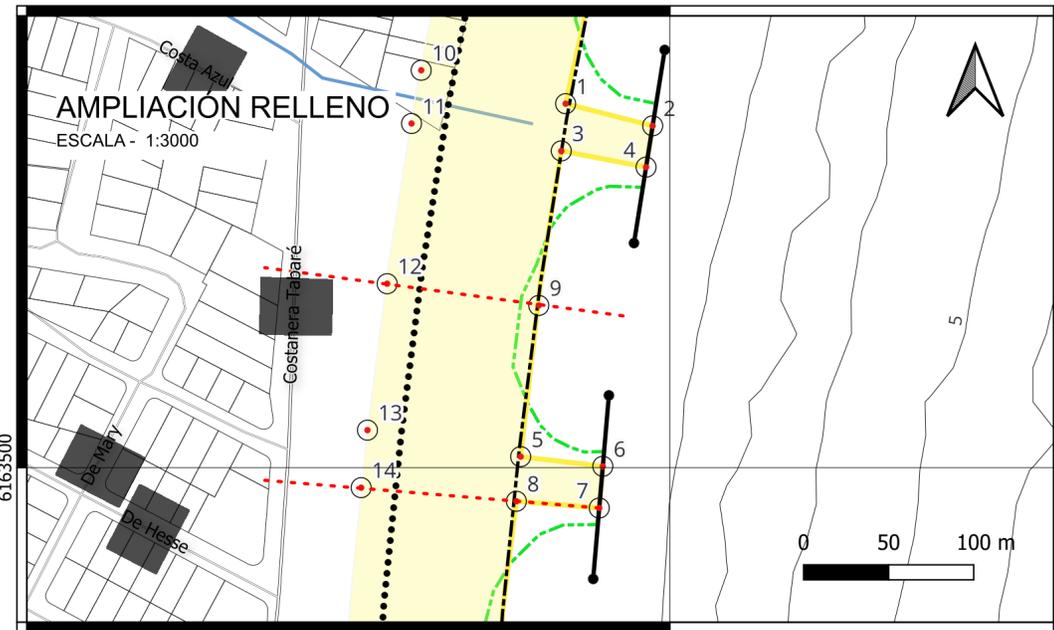
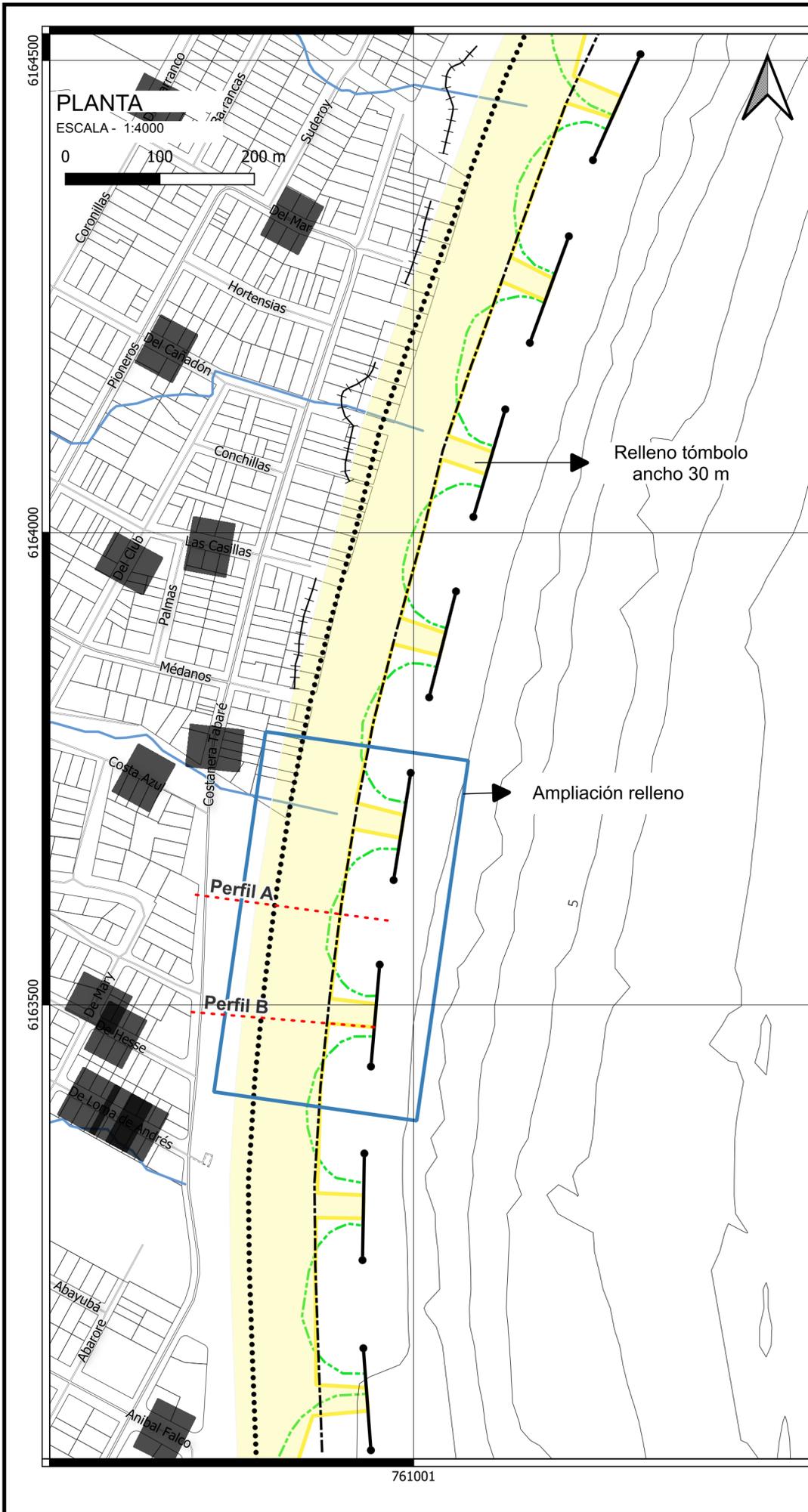
TUTORES

Juan Sanguinetti
Sebastián Solari

VER.

04

OC02

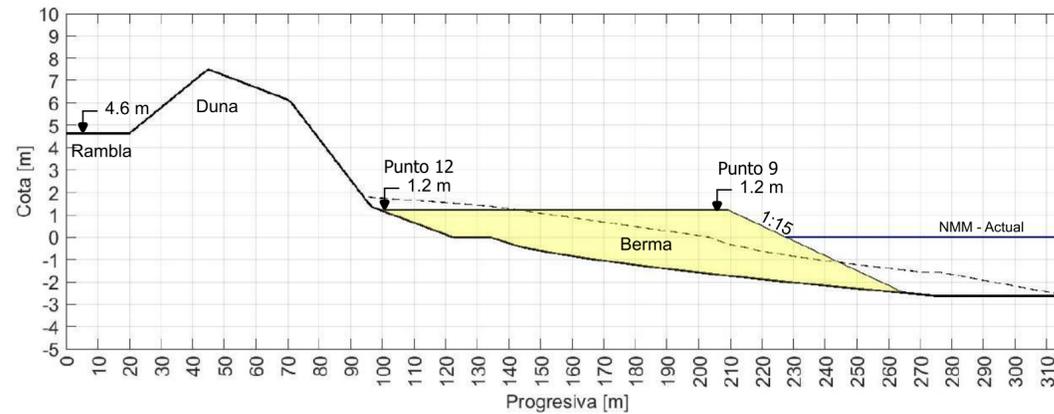


COORDENADAS RELLENO

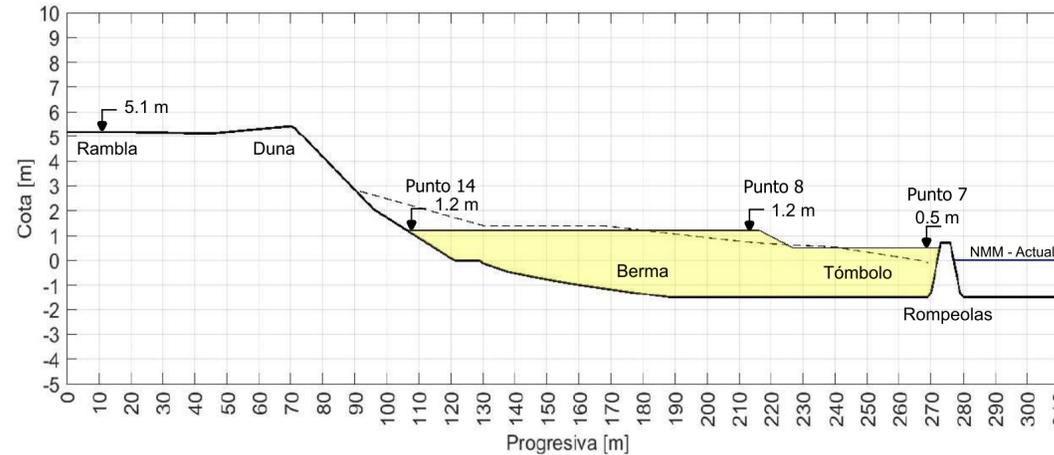
Punto	Longitud	Latitud	Cota act. (m)	Cota rel. (m)	Punto	Longitud	Latitud	Cota act. (m)	Cota rel. (m)
1	760940	6163714	-1.4	1.200	8	760911	6163480	-1.4	1.200
2	760991	6163701	-1.5	0.5	9	760924	6163595	-1.9	1.200
3	760937	6163686	-1.4	1.200	10	760855	6163734	1.2	1.200
4	760987	6163677	-1.5	0.5	11	760849	6163702	1.2	1.200
5	760913	6163506	-1.4	1.200	12	760835	6163608	1.2	1.200
6	760962	6163501	-1.5	0.5	13	760823	6163522	1.2	1.200
7	760959	6163476	-1.5	0.5	14	760819	6163488	1.2	1.200

PERFILES TIPO

Perfil A - Perfil sin tómbolo. Volumen de relleno estimado 280 m³/m



Perfil B - Perfil con tómbolo. Volumen de relleno estimado 340 m³/m

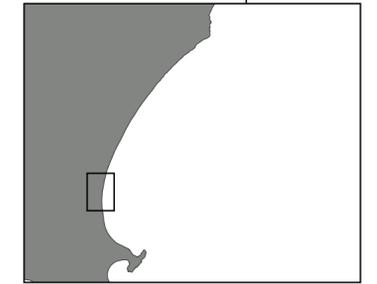


UBICACIÓN

Esc. 1:10.000.000



Esc. 1:150.000



REFERENCIAS

Referencias planta

- Línea de costa actual (2020 - 2023)
- Relleno
- - - Perfiles ejemplo
- Curvas de nivel batimetría
- Rompeolas
- ++ Cercas captoras
- Cauces principales
- Línea de costa proyectada (2025)
- Línea de relleno
- Puntos referencia

Referencias perfil

- - - Perfil proyectado
- Perfil actual
- Relleno de playa
- Nivel medio del mar

NOTAS

1. Las cotas están referidas al cero oficial.
2. Sistema de referencia: SIRGAS-ROU98 / UTM 21S
3. La arena destinada al relleno debe ajustarse a las especificaciones del proyecto (Dn50=0.18 mm).



Relleno de playa

Agosto 2025

ESCALA: indicada

OC03

ESTUDIANTES

Paula Fariña
Franco Piperno

TUTORES

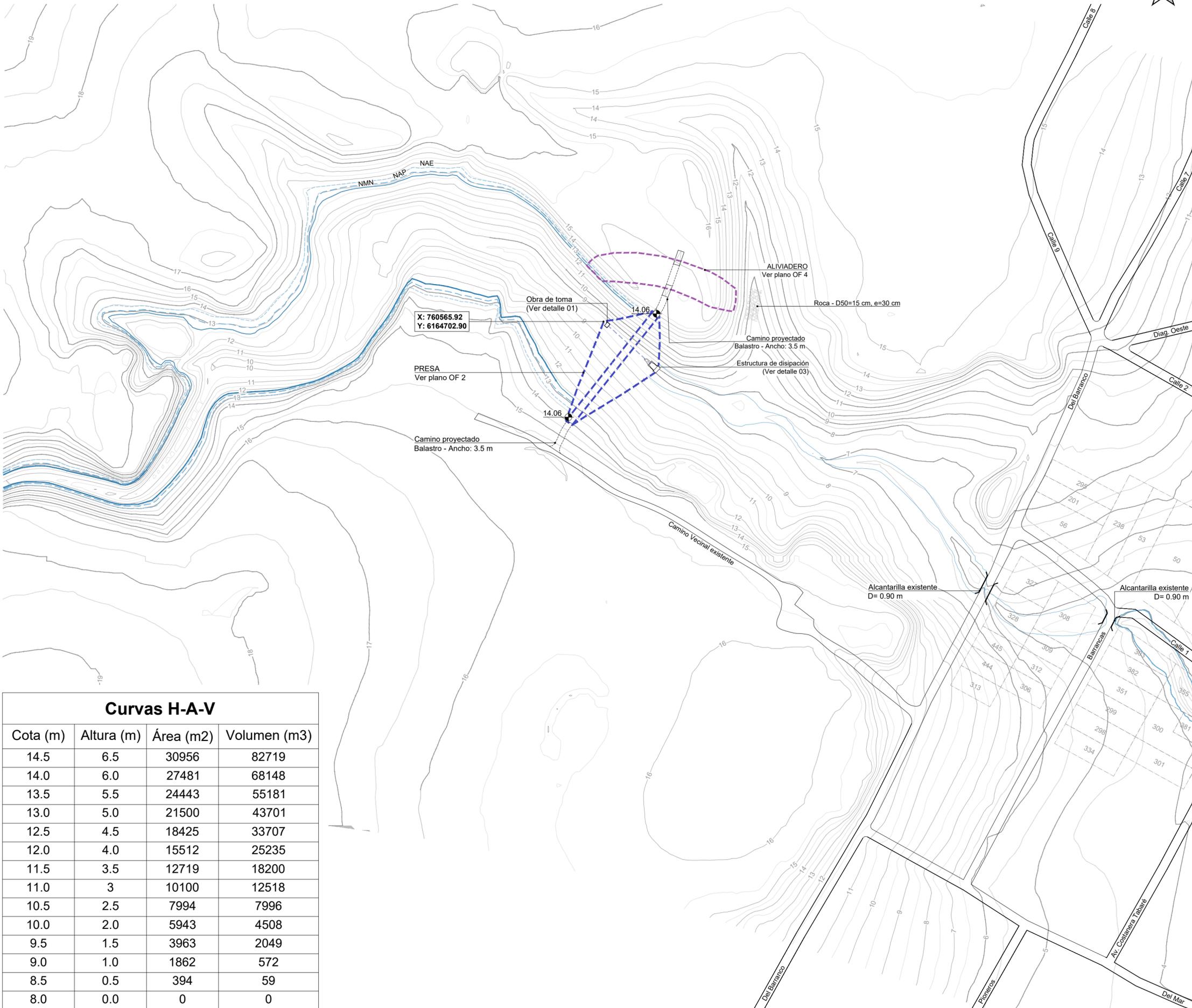
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari

VER.

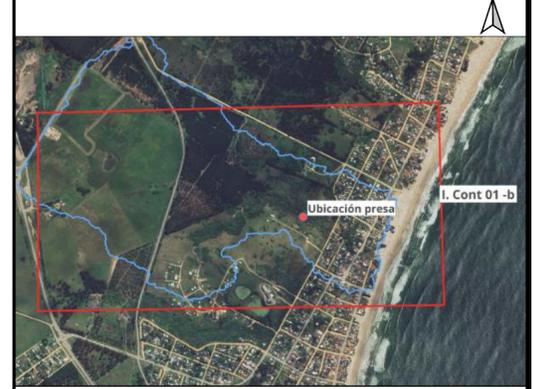
04

UBICACIÓN DE ÁREA INUNDADA

ESCALA - 1:1500



UBICACIÓN Esc. 1:2.000.000



REFERENCIAS

- Padrones
- Curso de agua
- Nivel Máximo Normal:Mancha de inundación para TR100 años
- Nivel Máximo Normal:Mancha de inundación para TR500 años
- Nivel Máximo Normal:Mancha de inundación para TR5000 años
- Silueta vertedero
- Silueta presa
- Alcantarilla existente

NOTAS

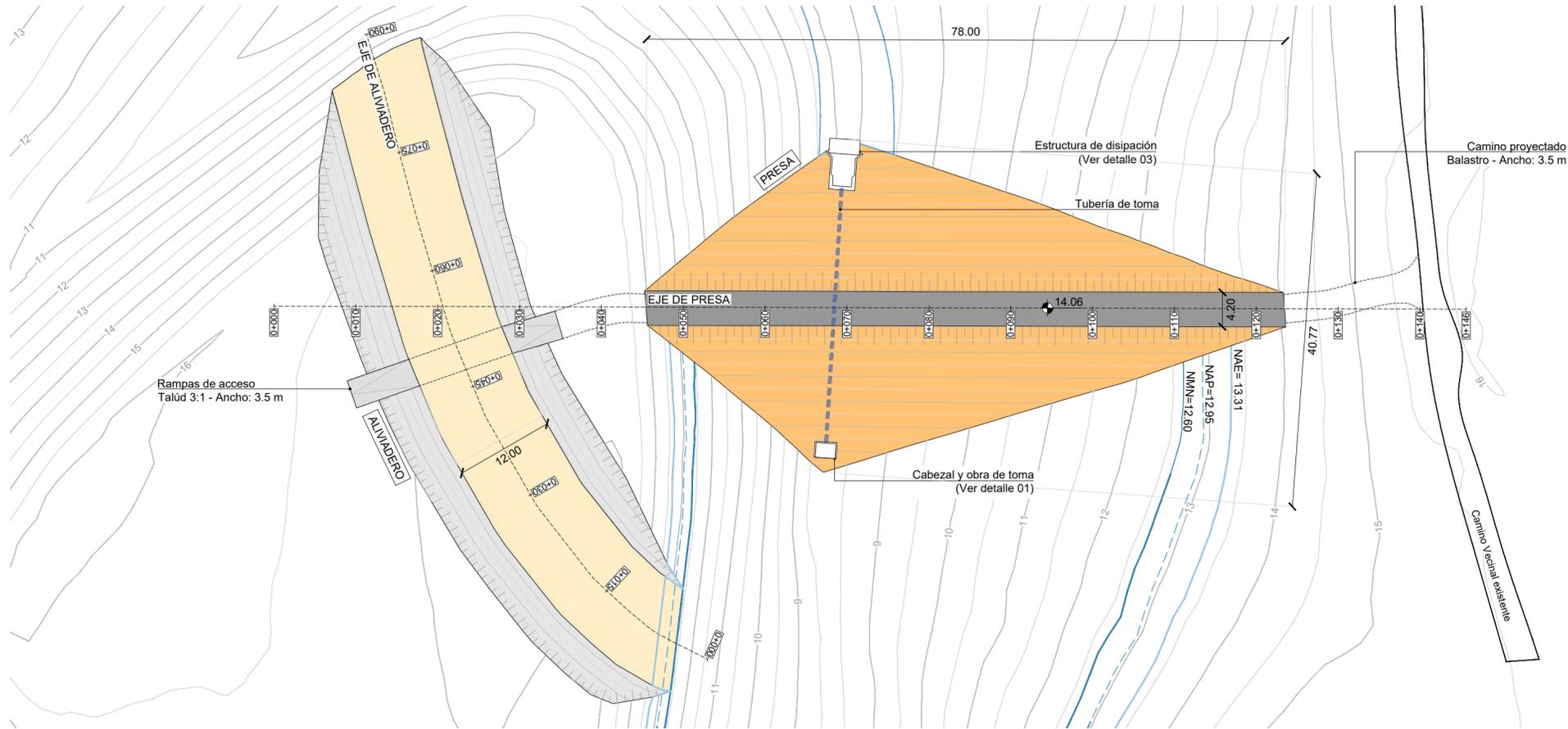
1. Las cotas están referidas al cero oficial.
2. Las unidades están en metros.

Curvas H-A-V			
Cota (m)	Altura (m)	Área (m2)	Volumen (m3)
14.5	6.5	30956	82719
14.0	6.0	27481	68148
13.5	5.5	24443	55181
13.0	5.0	21500	43701
12.5	4.5	18425	33707
12.0	4.0	15512	25235
11.5	3.5	12719	18200
11.0	3	10100	12518
10.5	2.5	7994	7996
10.0	2.0	5943	4508
9.5	1.5	3963	2049
9.0	1.0	1862	572
8.5	0.5	394	59
8.0	0.0	0	0

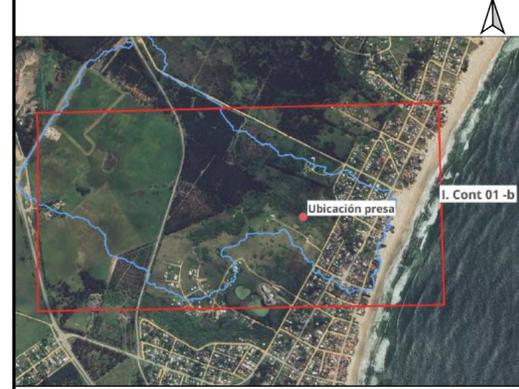


PLANTA GENERAL	
Julio 2025	OF 1
ESCALA: 1:1500	
ESTUDIANTES	TUTORES
Paula Fariña Franco Piperno	Juan Sanguinetti Sebastián Solari

PLANTA PRESA
ESCALA - 1:500



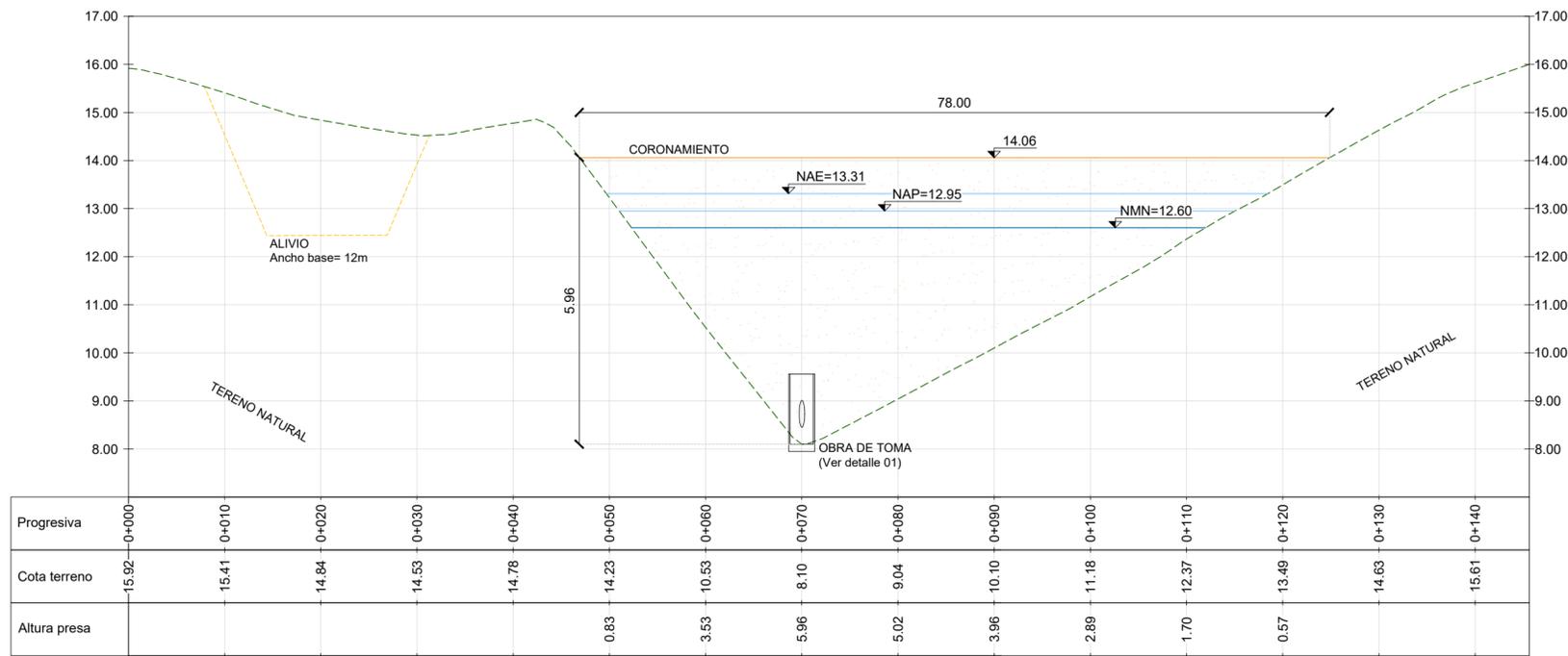
UBICACIÓN Esc. 1:2.000.000



REFERENCIAS

- Eje de estructura
- Curvas de nivel cada 1 m
- Curvas de nivel cada 0.50 m
- Nivel Máximo Normal: Mancha de inundación para TR100 años
- Nivel Máximo Normal: Mancha de inundación para TR500 años
- Nivel Máximo Normal: Mancha de inundación para TR5000 años
- Perfil de coronamiento presa
- Curso de agua
- Fondo de aliviadero
- Talúd de aliviadero
- Coronamiento presa
- Faldones
- Relleno de faldones de presa

PERFIL LONGITUDINAL PRESA
ESCALA - H 1:500 / V 1:100



NOTAS

1. Las cotas están referidas al cero oficial.
2. Las unidades están en metros.



PRESA

Julio 2025

ESCALA: indicada

ESTUDIANTES

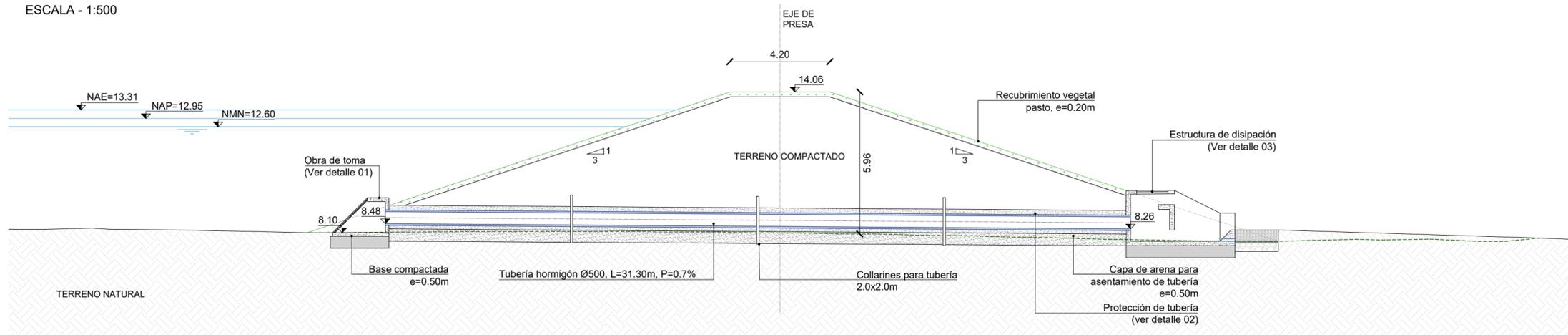
Paula Fariña
Franco Piperno

OF 2

TUTORES
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari

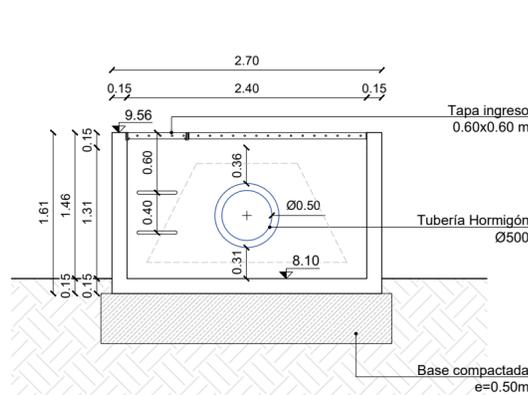
CORTE TRANSVERSAL PRESA

ESCALA - 1:500

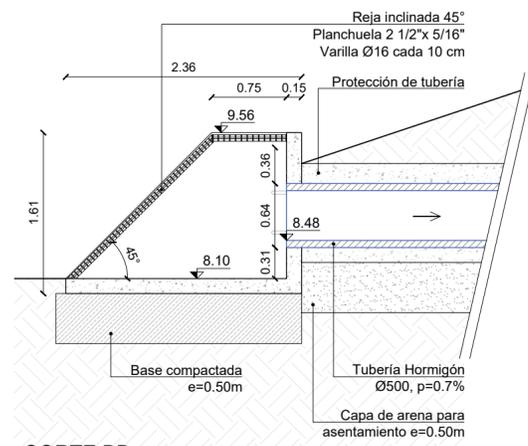


DETALLE 01 - OBRA DE TOMA CON CABEZAL

ESCALA - 1:50



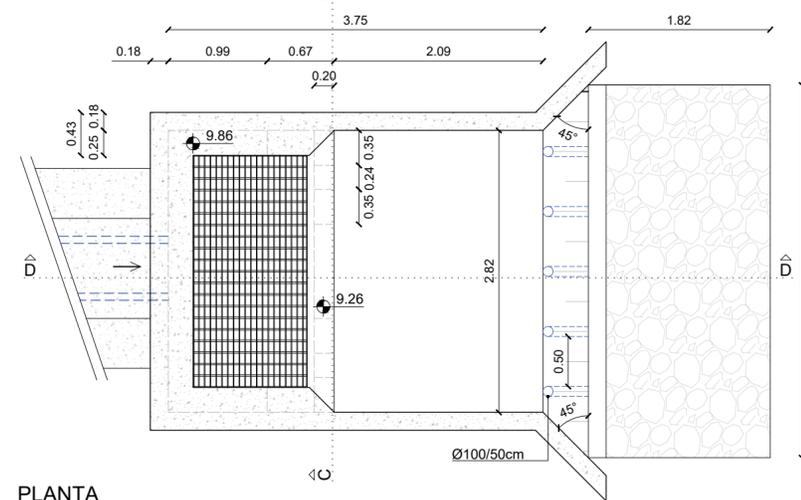
CORTE AA



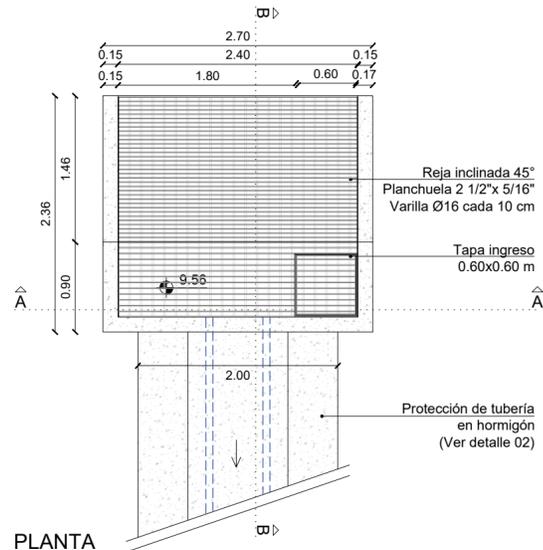
CORTE BB

DETALLE 03 - ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN

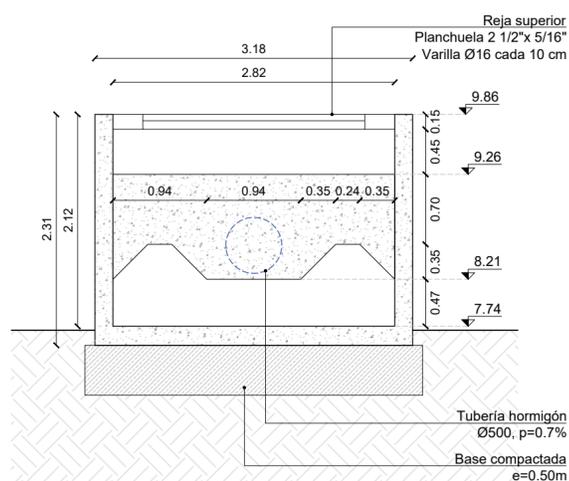
ESCALA - 1:50



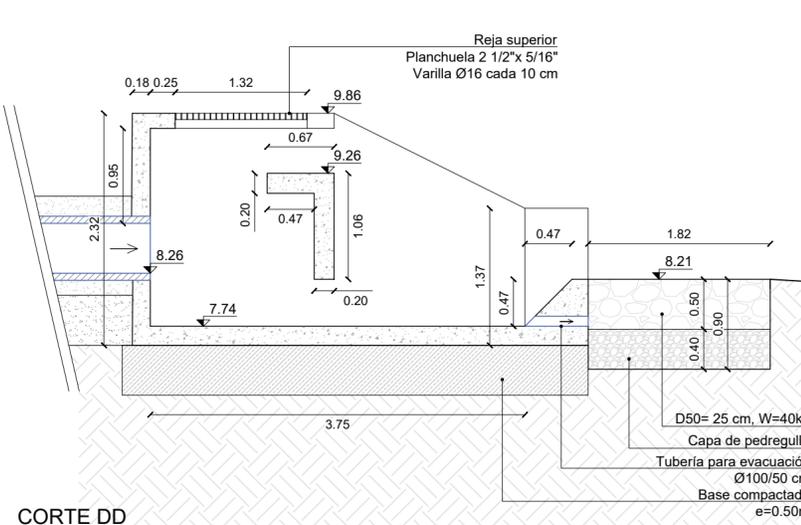
PLANTA



PLANTA



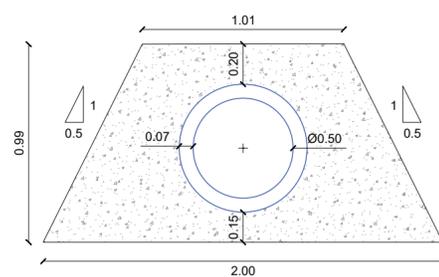
CORTE CC



CORTE DD

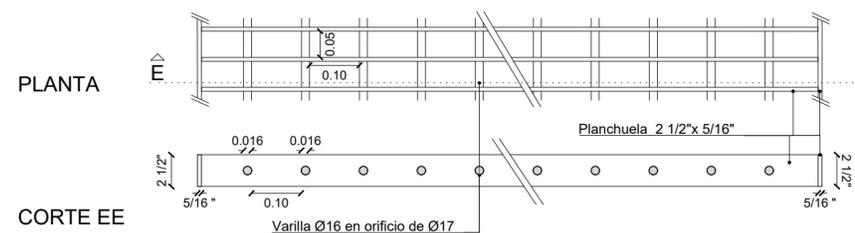
DETALLE 02 - PROTECCIÓN DE TUBERÍA

ESCALA - 1:25



DETALLE 04 - COMPOSICIÓN DE REJA

ESCALA - 1:10



PLANTA

CORTE EE

UBICACIÓN

Esc. 1:2.000.000



REFERENCIAS

- Eje de estructura
- Perfil del terreno
- Tubería de toma
- NMN: Nivel Máximo Normal
- NAP: Nivel Avenida Proyecto
- NAE: Nivel Avenida Extremo
- Terreno compactado
- Recubrimiento vegetal
- Protección de tubería en hormigón
- Estructura en hormigón armado
- Tubería de hormigón
- Terreno natural

NOTAS

- Las cotas están referidas al cero oficial.
- Las unidades están en metros.



CORTE Y DETALLES PRESA

Julio 2025

ESCALA: indicada

ESTUDIANTES

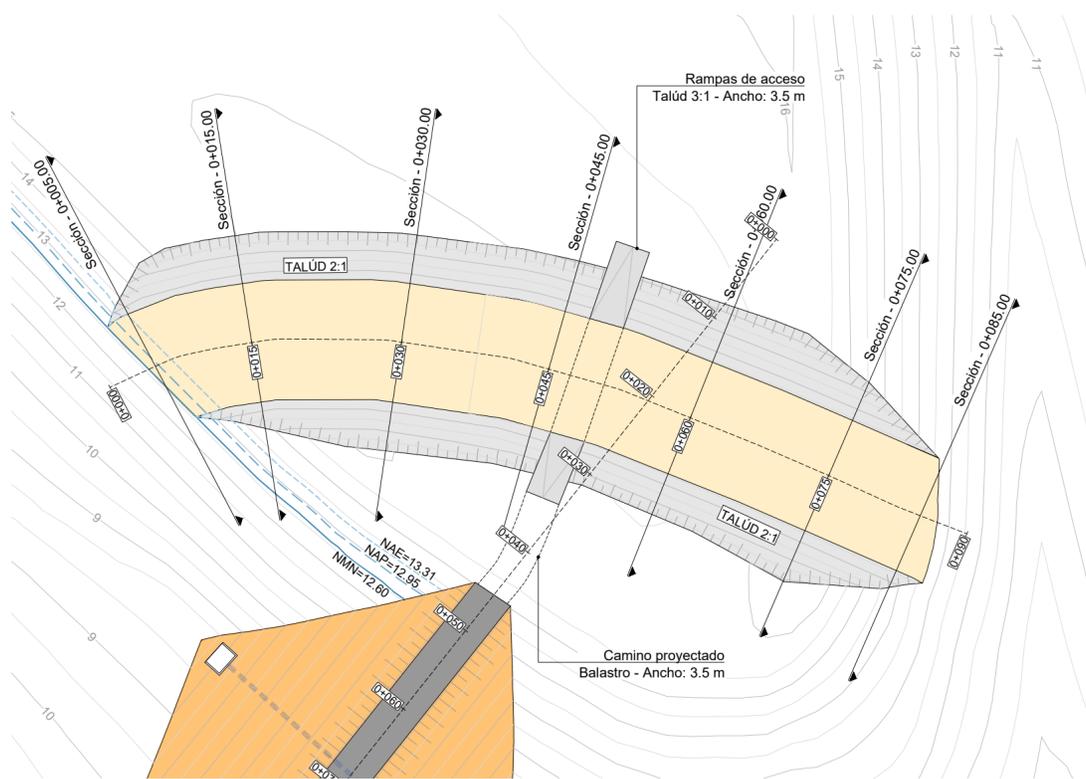
Paula Fariña
Franco Piperno

OF 3

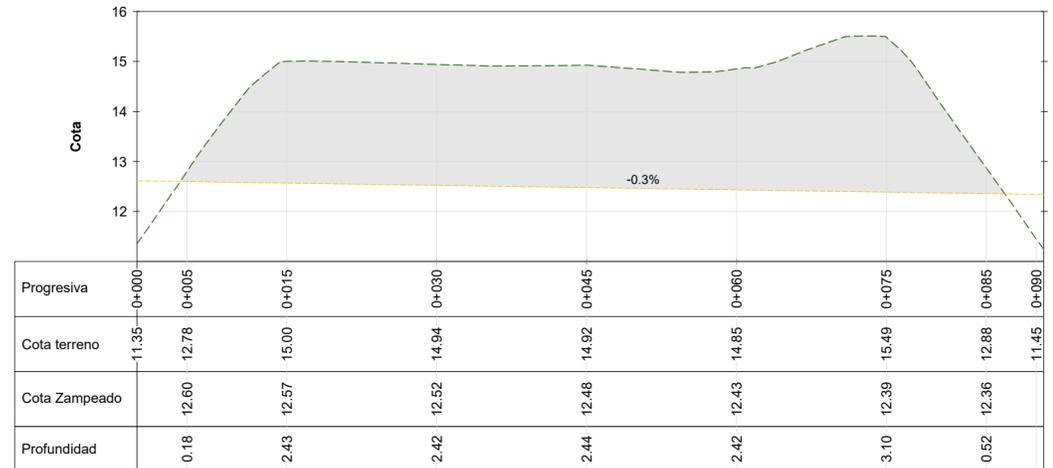
TUTORES

Juan Sanguinetti
Sebastián Solari

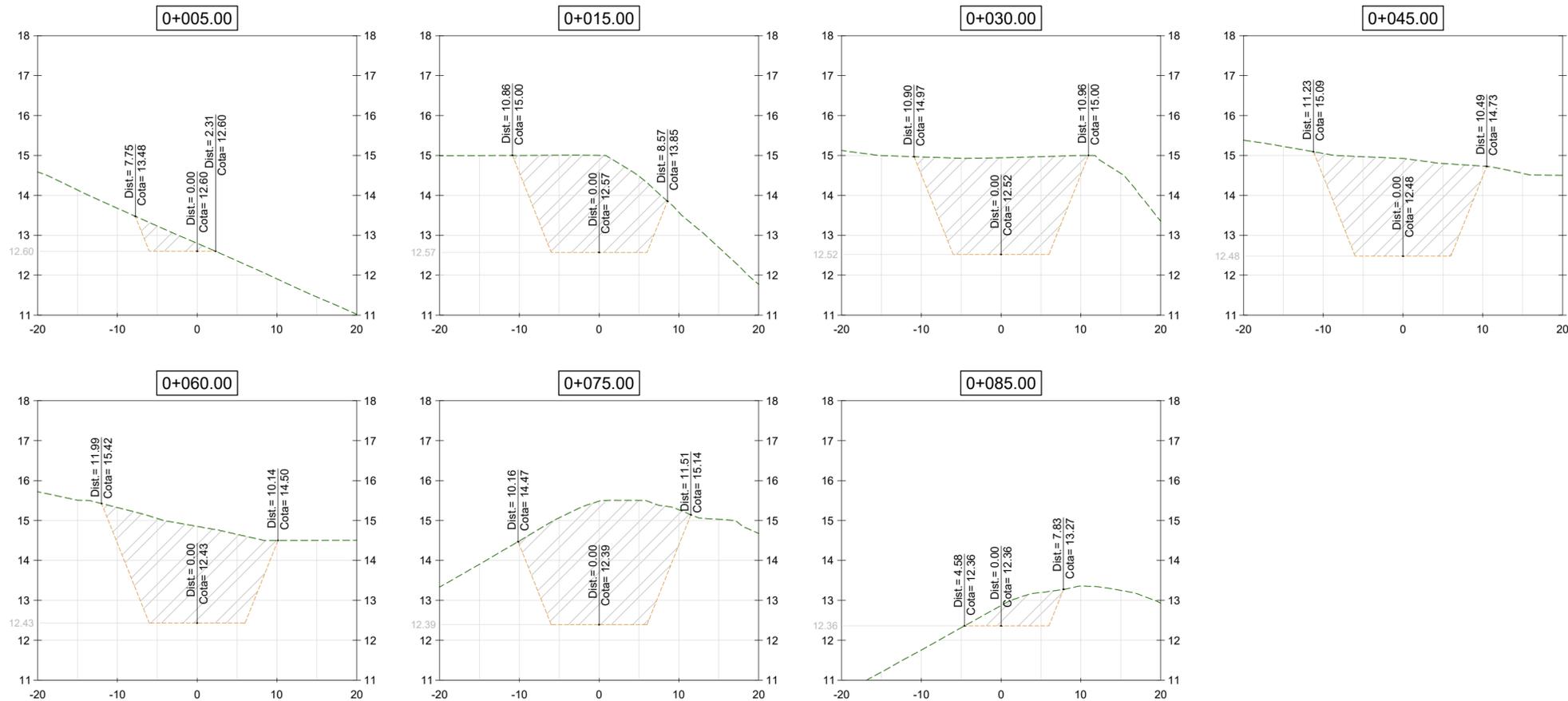
PLANTA ALIVIADERO
ESCALA - 1:500



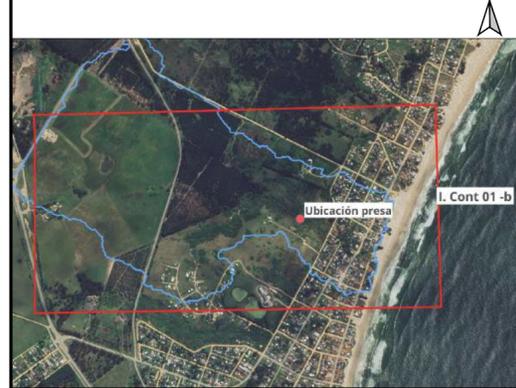
PERFIL ALTIMÉTRICO ALIVIADERO
ESCALA - H 1:500 / V 1:100



PERFILES TRANSVERSALES ALIVIADERO
ESCALA - H 1:500 / V 1:100



UBICACIÓN Esc. 1:2.000.000



REFERENCIAS

- Eje de estructura
- Curvas de nivel cada 1 m
- Curvas de nivel cada 0.50 m
- Nivel Máximo Normal: Mancha de inundación para TR100 años
- Nivel Máximo Normal: Mancha de inundación para TR500 años
- Nivel Máximo Normal: Mancha de inundación para TR5000 años
- Perfil del terreno
- Perfil de terreno proyectado
- Fondo de aliviadero
- Talud de aliviadero
- Coronamiento presa
- Faldones

NOTAS

- Las cotas están referidas al cero oficial.
- Las unidades están en metros.



ALIVIADERO

Julio 2025

ESCALA: indicada

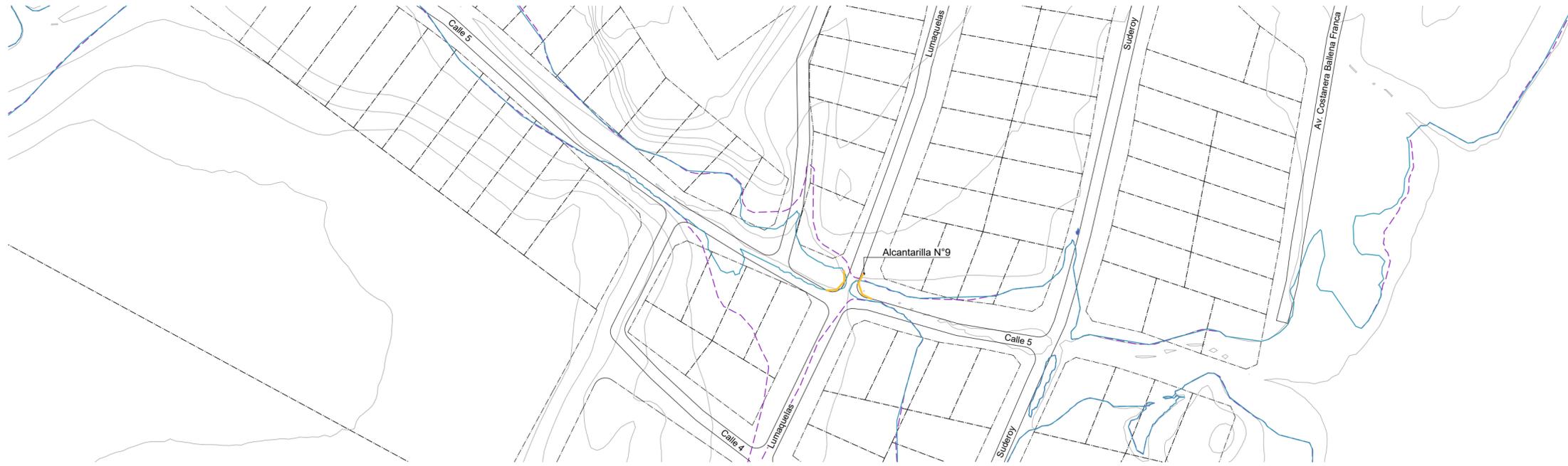
ESTUDIANTES

Paula Fariña
Franco Piperno

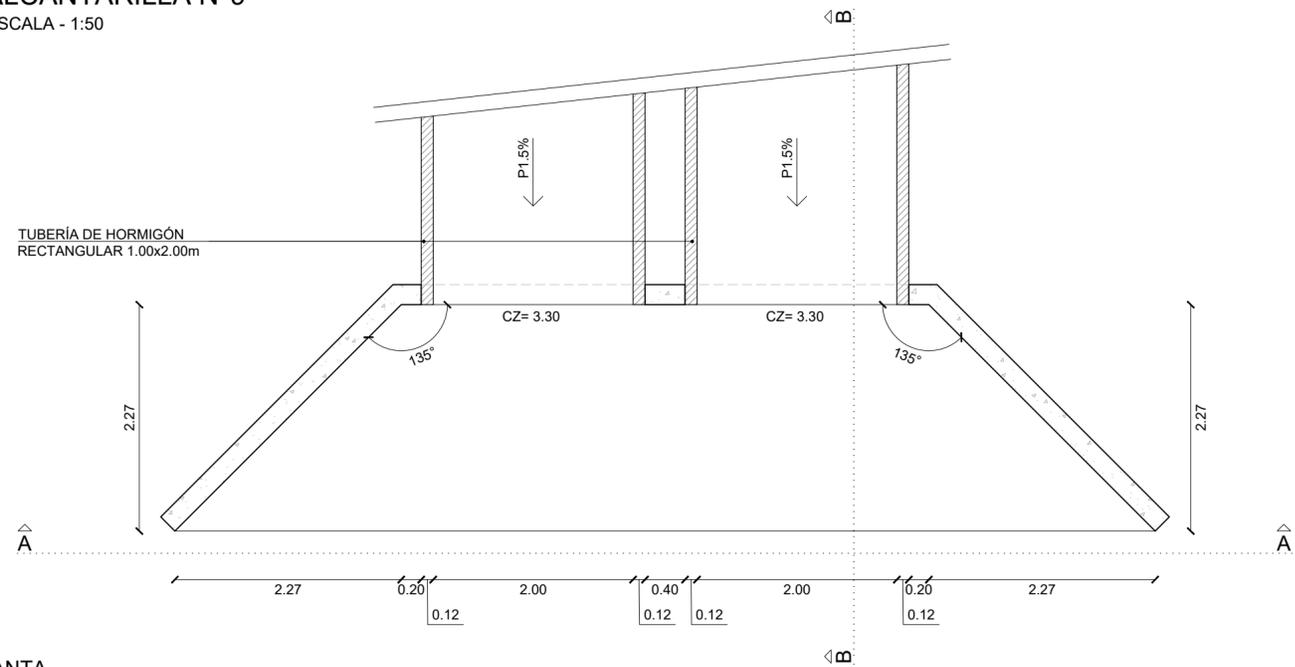
OF 4

TUTORES
Juan Sanguinetti
Sebastián Solari

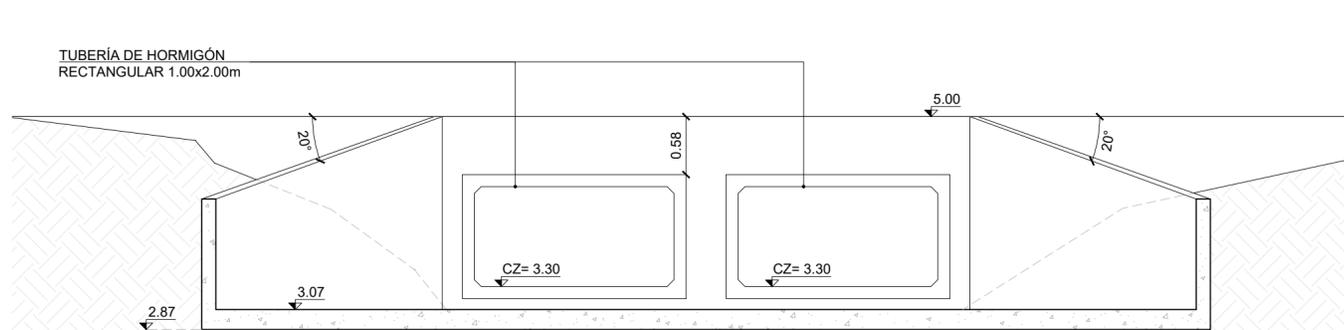
PLANTA GENERAL
ESCALA - 1:1500



ALCANTARILLA N°9
ESCALA - 1:50

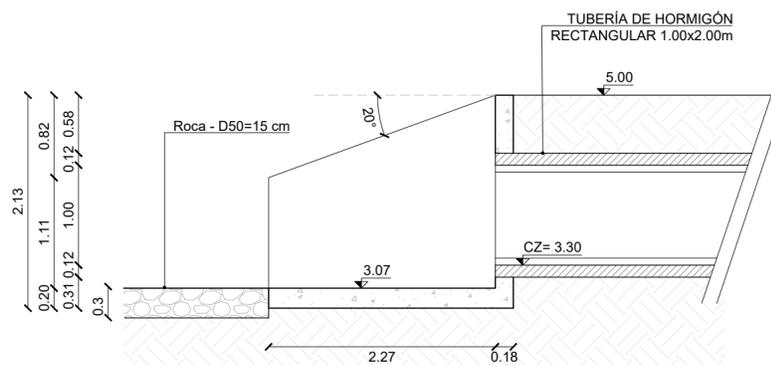


PLANTA



CORTE AA

CORTE BB



UBICACIÓN

Esc. 1:2.000.000



REFERENCIAS

- Curvas de nivel
- Mancha de inundación TR100 - Alcantarilla actual
- Mancha de inundación TR100 - Alcantarilla proyectada
- Alcantarilla proyectada
- Padrones
- Cabezal de hormigón
- Tubería de hormigón
- Terreno natural

NOTAS

1. Las cotas están referidas al cero oficial.
2. Las unidades están en metros.



ALCANTARILLA N°9

Julio 2025

ESCALA: indicada

ESTUDIANTES

Paula Fariña
Franco Piperno

OF 5

TUTORES

Juan Sanguinetti
Sebastián Solari