Universidad de la República
Facultad de Ingeniería
Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental

Proyecto de grado de Ingeniería Civil perfil Hidráulico Ambiental

Estudios hidráulicos para la adaptación de la zona costera de Piriápolis a la erosión e inundación considerando el efecto del cambio climático

Estudiantes:

Sofía Dalmao 4.699.156-8
Malena López 5.393.794-5
Silvina Mattei 4.748.429-5

Tutores:

Dr. Ing. Rodrigo Alonso
Dra. Ing. Mónica Fossati
Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

Mayo 2021

Siglas y acrónimos

ANP: Adiministración Nacional de Puertos

CAIF : Centros de Atención a la Infancia y la Familia

CEDEX : Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España

DINAGUA : Dirección Nacional de Aguas

DINAMA : Dirección Nacional de Medio Ambiente

DINASA : Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento

DNH : Dirección Nacional de Hidrografía

DNV : División Nacional de Vialidad

FING : Facultad de Ingeniería

GH : Grupo Hidrológico

GIS : Sistemas de Información Geográfica

IDE : Infraestructura de Datos Espaciales de Uruguay

IdM : Intendencia de Maldonado

IET : Instituto de Estructuras y Transporte (FING-UdelaR)

IMFIA : Instituto de Mecánica de los Fluídos e Ingeniería Ambiental (FING-UdelaR)

INUMET : Instituto Uruguayo de Meteorología

IPCC : Grupo Intergubernamental de Expertos sobre Cambio Climático

MTOP : Ministerio de Transporte y Obras Públicas

MVOTMA : Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente

NAP Costas : Plan Nacional de Adaptación Costera de Uruguay

NMM : Nivel Medio del Mar

SIG : Servicio de Información Geográfica

SOHMA : Servicio de Oceanografía, Hidrografía y Meteorología de la Armada

UDELAR : Universidad de la República

UTM : Universal Transverse Mercator (Sistema de coordenadas universal transversal de Mercator)

NOTA: En el desarrollo de este informe se nombra $Herramienta\ SIG$ para hacer referencia al uso tanto del software *ArcGIS* como *QGIS*.

Resumen ejecutivo

Piriápolis es uno de los balnearios más tradicionales del departamento de Maldonado, cuenta con un puerto deportivo y su playa se extiende 3 km sobre el Río de la Plata. La mayor parte de la costa de Piriápolis está limitada por un muro marítimo que da lugar a la rambla costera. Esto hace del balneario un lugar atractivo con un valor turístico muy importante para el país. Sin embargo, su playa es angosta, carente de dunas y susceptible a un proceso erosivo que ya ha sido abordado con una batería de espigones. De todas formas, este proceso ocasiona poco espacio para el uso recreativo, expone al muro al impacto frecuente del oleaje y no representa una suficiente protección contra las inundaciones costeras. Por otro lado, la población local debe afrontar las inundaciones ocurrentes sobre las márgenes del arroyo Zanja Honda, arroyo que atraviesa la localidad de Piriápolis y desemboca en el Río de la Plata sobre el lado oeste de la Plaza Armenia.

Los objetivos específicos de este trabajo fueron: realizar el diagnóstico integrado y actualizado de las problemáticas actuales en cuanto a erosión costera e inundaciones sobre la playa y zona urbana, y el diseño a nivel de anteproyecto de una alternativa para abordar la problemática costera del balneario, considerando los efectos del cambio climático.

El abordaje del diagnóstico consistió en: una modelación hidrológica e hidrodinámica del arroyo Zanja Honda para identificar las zonas afectadas ante diferentes escenarios de tormentas extremas, y el análisis de la evolución de la línea de costa en distintas escalas temporales: largo, mediano y corto plazo.

A través de la modelación del arroyo Zanja Honda se pudo constatar que la zona urbanizada sobre sus márgenes se ve afectadas ante crecidas a partir de escenarios de tormentas superiores a 5 años de período de retorno. De esta forma, como resultado del proyecto se tiene una valoración cuantitativa del problema de inundación fluvial del balneario.

El análisis a largo plazo para caracterizar la forma a la que tiende la playa en planta fue realizado a partir de parábolas de equilibrio, y en perfiles transversales por medio de perfiles de equilibrio. El análisis a mediano plazo se realizó a partir de la evolución histórica de la línea de costa determinada por imágenes satelitales y fotos aéreas. El estudio a corto plazo consistió en la modelación de perfiles transversales de playa sometidos a tormentas históricas, por medio de un modelo morfodinámico unidimensional. Cabe destacar que se realizó previamente la propagación del oleaje desde la boya virtual donde se encuentran los datos extraídos del hindcast del IMFIA (2018) hasta la costa de Piriápolis.

A partir de estos estudios se comprobó que la playa de Piriápolis es una unidad fisiográfica, por lo que los sedimentos quedan comprendidos entre el puerto y la Punta de los Burros. Además, el tramo central-oeste del arco de playa presenta una tendencia al retroceso de la línea de costa, ocasionado por el transporte de sedimentos desde el centro hacia el extremo oeste del arco, proceso mitigado por la presencia de los espigones, y por el

transporte de sedimentos desde el centro hacia el este, influenciado por la ampliación de la escollera del puerto en el año 1997. En la actualidad, la zona este del arco de playa se encuentra estable. A su vez, la falta del sistema dunar debido a la construcción del muro costero sobre éste, imposibilita la recarga natural de sedimentos en eventos erosivos, provocando la degradación del ecosistema costero.

La solución propuesta para abordar la problemática costera descrita, consistió en un relleno de playa. El material de préstamo es obtenido del Banco Arquímedes, por ser el yacimiento de arena conocido, con dimensiones suficientes y a una distancia relativamente cercana. Con este sedimento, el volumen de relleno necesario para cumplir el objetivo de reproducir perfiles saludables en todo el arco de playa, similares a la zona oeste, con un ancho de playa seca de aproximadamente 100 metros, resultó de 3.150.000 m^3. Este valor contempla el volumen de sedimento que se perderá por las diferencias entre las características físicas del material de aporte con el material nativo, producidas por la acción del oleaje. El material de aporte será dragado por una draga hidráulica estacionaria y trasladada a la costa por medio de barcazas para ser colocada a lo largo del arco de playa.

El comportamiento de la playa nutrida se evaluó verificando la evolución de los perfiles regenerados ante tormentas de diferentes períodos de retorno, comprobando que el pie de duna no se ve erosionado para eventos de 100 años de período de retorno. En planta, se evaluó el comportamiento del relleno a partir de un modelo de una línea. Debido a que la vida útil de las obras de regeneración y defensas de playa según la ROM 1.0-09 es de 15 años, se analizó su comportamiento sometido a 15 años de oleaje. De todos modos, el relleno de playa será acompañado por un monitoreo continuo para conocer su evolución, y poder anticiparse a eventuales problemas de erosión que requieran ser mitigados.

También se evaluó la evolución del relleno de playa para distintas zonas de disposición del material, buscando aprovechar la dinámica de la costa para retener el material por más tiempo, quedando en evidencia que la redistribución del material se efectúa de forma rápida, pocos años después de realizar el vertido. Este comportamiento llevó a pensar en medidas de estabilización, y como estrategia se decidió reconstruir siete de los catorce espigones ya existentes en la playa. De esta forma se logra la estabilización del relleno. Los espigones diseñados son de materiales sueltos, de 110 metros de longitud y una cota de coronamiento igual a la cota de la berma $+2{,}5$ mWh, constante a lo largo de la estructura.

Sobre el muro marítimo se encuentran las descargas pluviales de la localidad. Debido a los cambios que provoca la solución propuesta del relleno de playa y para evitar la erosión ocasionada por el flujo, se diseñaron: redirecciones, muros de contención, delantales de hormigón y disipadores de energía.

Por otro lado, se evaluó el comportamiento del relleno de playa al escenario 2050, contemplando el aumento del nivel medio del mar ocasionado por el cambio climático. Este estudio se realizó aplicando la Regla de Bruun en perfiles transversales y en planta, evidenciando un posible retroceso de la línea de costa de aproximadamente 10 m para el año 2050.

Asimismo, de acuerdo con el Artículo 2 del Decreto 349/005, el presente proyecto está comprendido dentro de aquellos que requieren obtención de Autorización Ambiental Previa, por lo que se realizó el Estudio de Impacto Ambiental correspondiente.

Por último, se realizó la cotización de las obras diseñadas, resultando un monto total de USD 37.500.000. Aproximadamente el 85 % de este monto corresponde exclusivamente al relleno de playa. Es importante destacar que este valor se podría reducir si se dispone de un yacimiento de material similar al nativo, para reducir el volumen requerido para la regeneración, y más próximo a la costa de Piriápolis, para reducir los costos de transporte. Asumiendo el mismo costo considerado por metro cúbico de material ya colocado en la playa, pero reduciendo el volumen necesario a un millón de metros cúbicos (volumen necesario de material determinado para una granulometría similar a la presente en la zona oeste del arco de playa), el costo del relleno de playa tendría una influencia del 63 % en el total de las obras, el cual se reduciría a un total de USD 16.000.000.

Índice

1. Introducción **11**
1.1. Presentación del documento . . . 11
1.2. Antecedentes . . . 12
1.2.1. Estudio de la zona costera del balneario Piriápolis. (2009) *IMFIA* 12
1.2.2. Caso piloto. Piriápolis (2019) *NAPCostas* . . . 14
1.3. Justificación . . . 18
1.4. Objetivos . . . 20
1.5. Metodología general . . . 21
1.5.1. Información disponible . . . 24

2. Marco conceptual **26**
2.1. Modelación y propagación del oleaje . . . 27
2.1.1. Ecuación de balance de la densidad de acción del oleaje . . . 27
2.1.2. Interacción no lienal de ondas . . . 27
2.1.3. Disipación . . . 29
2.1.4. Espectro JONSWAP . . . 29
2.2. Evolución de la línea de costa . . . 30
2.2.1. Largo Plazo . . . 30
2.2.1.1. Equilibrio en planta . . . 30
2.2.1.2. Perfil transversal . . . 32
2.3. Modelo de una línea . . . 34
2.3.1. Modelación numérica para la evolución de la línea de costa . . . 38
2.3.1.1. Evolución de la costa . . . 39
2.3.1.2. Condiciones de borde . . . 40
2.3.1.3. Transformación del oleaje . . . 41
2.3.1.4. Difracción del oleaje . . . 43
2.3.1.5. Transporte de sedimentos . . . 46
2.3.1.6. Zonas de sombra . . . 48
2.4. Regla de Bruun . . . 49
2.5. Transporte eólico de sedimentos . . . 50
2.6. Inundación fluvial . . . 52
2.6.1. Método del NRCS . . . 52
2.6.1.1. Tiempo de concentración . . . 53
2.6.1.2. Precipitación máxima de tres horas de duración y 10 años de período de retorno ($P_{3,10}$) . . . 53
2.6.2. Flujo unidimensional en régimen no permanente . . . 53
2.7. Disipación de energía en descargas pluviales . . . 55
2.7.1. CSU Rigid Boundary Basin . . . 55

3. Descripción de la zona de estudio 62

4. Caracterización de los agentes 68
4.1. Nivel de Mar . . . 68
4.1.1. Estación 113 puerto de Piriápolis . . . 68
4.1.1.1. Régimen extremal . . . 71
4.1.2. Reanálisis . . . 77
4.2. Oleaje . . . 78
4.2.1. Características del oleaje cercano al área de estudio . . . 78
4.2.2. Relación entre altura de ola significante y nivel de mar . . . 83
4.2.3. Propagación del oleaje . . . 84
4.2.3.1. Implementación del modelo . . . 84
4.2.3.2. Resultados . . . 88
4.3. Viento . . . 91
4.4. Precipitación . . . 94
4.4.1. Régimen extremal . . . 95
4.4.2. Relación entre precipitaciones y nivel de mar . . . 97

5. Diagnóstico de la zona en estudio 98
5.1. Evolución de la costa . . . 98
5.1.1. Largo plazo . . . 99
5.1.1.1. Equilibrio en planta . . . 99
5.1.1.2. Equilibrio del perfil transversal . . . 100
5.1.2. Mediano plazo . . . 104
5.1.2.1. Metodología . . . 104
5.1.2.2. Resultados . . . 109
5.1.2.3. Análisis de resultados . . . 119
5.1.3. Corto plazo . . . 124
5.1.3.1. Metodología . . . 124
5.1.3.2. Resultados obtenidos . . . 126
5.1.3.3. Análisis de resultados . . . 138
5.2. Estudio de inundaciones . . . 139
5.2.1. Inundación fluvial . . . 140
5.2.1.1. Determinación de cuenca . . . 141
5.2.1.2. Modelo hidrológico . . . 143
5.2.1.3. Modelación hidrodinámica . . . 146
5.2.1.4. Manchas de inundación . . . 159
5.2.2. Inundación costera . . . 164
5.2.3. Análisis integrado de inundaciones . . . 167
5.3. Síntesis del diagnóstico . . . 169

6. Posibles alternativas para mitigar la erosión costera 173

7. Diseño del relleno de playa 176
7.1. Diseño de sección transversal de la playa . . . 177
7.1.1. Perfil saludable . . . 179
7.1.2. Fuentes de sedimentos . . . 181
7.1.3. Perfiles de regeneración . . . 182
7.2. Volumen de relleno . . . 184
7.2.1. Factor de sobrellenado . . . 185
7.3. Evaluación de perfiles ante tormentas de verificación . . . 188
7.3.1. Análisis de resultados . . . 196
7.4. Evolución de la línea de costa a mediano plazo: modelación numérica. . . . 197
7.4.1. Implementación y calibración del modelo . . . 197
7.4.1.1. Línea de costa inicial, estructuras y condiciones de borde. 197
7.4.1.2. Datos de oleaje . . . 199
7.4.1.3. Datos de entrada de la modelación . . . 202
7.4.2. Difracción . . . 203
7.4.3. Calibración del modelo . . . 208
7.4.3.1. Análisis de resultados . . . 210
7.4.4. Evaluación del relleno de playa . . . 211
7.5. Evaluación de espigones existentes . . . 217
7.5.1. Diseño de espigones . . . 221
7.5.1.1. Forzantes de diseño . . . 222
7.5.1.2. Dimensionado de los elementos de la coraza . . . 225
7.5.1.3. Dimensionado de los elementos del filtro . . . 228
7.5.1.4. Dimensionado de los elementos del núcleo . . . 229
7.5.1.5. Dimensionado del morro . . . 230
7.5.1.6. Dimensionado protección de pie . . . 230
7.6. Evaluación escenario 2050 . . . 231
7.6.1. Perfiles ante tormentas de verificación . . . 232
7.6.1.1. Análisis de resultados . . . 240
7.6.2. Línea de costa . . . 240
7.6.2.1. Análisis de resultados . . . 241

8. Obras complementarias 241
8.1. Regeneración de dunas . . . 242
8.1.1. Cercas captoras . . . 243
8.1.2. Vegetación . . . 244
8.1.3. Pasarelas de acceso . . . 246
8.2. Descargas pluviales . . . 246
8.2.1. Estudio hidrológico e hidráulico . . . 247

8.2.2. Redireccionamiento de descargas pluviales . . . 253
8.2.3. Disipadores de energía . . . 253
8.2.4. Muros de contención . . . 257

9. Anteproyecto 258
9.1. Estudios previos a realizar para el diseño . . . 258
9.1.1. Relevamiento batimétrico y topográfico . . . 258
9.1.2. Determinación de la granulometría en playa seca y sumergida . . . 259
9.1.3. Exploración de sitios de préstamo de sedimento . . . 259
9.1.4. Caracterización del sitio de préstamo . . . 260
9.1.5. Estudio de impacto ambiental de la zona de préstamo . . . 262
9.1.6. Evaluación de los espigones existentes . . . 263
9.2. Alternativa para mitigar la erosión costera . . . 263
9.2.1. Métodos constructivos . . . 266
9.2.1.1. Relleno de playa . . . 267
9.2.1.2. Espigones . . . 271
9.2.2. Monitoreo y seguimiento del relleno de playa . . . 272
9.2.2.1. Estudios de perfil de playa . . . 273
9.2.2.2. Muestreos de sedimento . . . 274
9.2.2.3. Fotogrametría a través de vuelos con dron . . . 274
9.2.2.4. Plan de monitoreo . . . 275
9.2.2.5. Análisis de los datos recogidos . . . 277
9.3. Obras complementarias . . . 278
9.3.1. Estabilización de dunas . . . 278
9.3.2. Descargas pluviales . . . 280
9.4. Evaluación ambiental . . . 283
9.4.1. Marco normativo . . . 283
9.4.2. Fases del proyecto . . . 283
9.4.2.1. Fase de construcción . . . 283
9.4.2.2. Fase de operación . . . 284
9.4.2.3. Fase de abandono . . . 284
9.4.3. Caracterización del medio . . . 284
9.4.3.1. Medio físico . . . 284
9.4.3.2. Medio biótico . . . 285
9.4.3.3. Medio antrópico . . . 286
9.4.4. Identificación de impactos ambientales . . . 287
9.5. Presupuesto . . . 302
9.6. Planos . . . 305

Referencias 306

Anexos **309**

A. Trabajo de campo **309**
A.1. Relevamiento con GPS diferencial 309
A.1.1. Comparación con relevamientos del CEDEX 311
A.2. Ensayo granulométrico 313

B. Caracterización de la altura de ola utilizada en la modelación de perfiles transversales de playa a corto plazo **320**

C. Modelación hidráulica del arroyo Zanja Honda **323**
C.1. Ajuste y validación del modelo 323
C.2. Estudios de sensibilidad 332
C.2.1. Cota del nivel de mar en la descarga del arroyo Zanja Honda . . . 332
C.2.2. Condición de borde aguas arriba del modelo 335

D. Tormentas de verificación para la evaluación del relleno de playa en perfiles transversales **338**
D.1. Escenario actual 338
D.2. Escenario 2050 345

1. Introducción

1.1. Presentación del documento

En este documento se presenta el proyecto de grado de la carrera Ingeniería Civil perfil Hidráulico Ambiental donde se desarrollan los estudios hidráulicos para la adaptación de la zona costera de Piriápolis a la erosión e inundación costera, considerando el efecto del cambio climático.

Piriápolis es uno de los principales centros turísticos del departamento de Maldonado, con más de 3 km de costa sobre el Río de la Plata. En las últimas décadas se han realizado varios estudios sobre la playa de Piriápolis y se ha constatado que afronta problemas de inundaciones y pérdidas de playa desde el año 1987. Los estudios realizados en este informe se enfocan en el arco principal de playa del balneario, limitado por la Punta de los Burros (al oeste) y por la Punta Imán (al este) y sobre las márgenes del arroyo Zanja Honda, arroyo que desemboca sobre el lado oeste del arco.

El documento se divide en 9 capítulos, comenzando con el capítulo de introducción donde se presentan los antecedentes y la justificación, los objetivos y la metodología general del proyecto. En el capítulo 2 se presenta el marco conceptual, donde se describen los conceptos principales utilizados y algunas formulaciones de interés para los diferentes cálculos que se realizan en el trabajo. Se presenta en el capítulo 3 una descripción de la zona de estudio, con una breve reseña histórica y se ponen en contexto las problemáticas actuales. En el capítulo 4 se hace una caracterización de los principales forzantes relevantes: nivel de mar, oleaje y precipitación. En el capítulo 5, se presenta el diagnóstico de la zona en estudio, en el cual se incluye el análisis de la evolución de la costa y el estudio de inundaciones tanto fluvial como costera. En el capítulo 6 se presentan las posibles alternativas para mitigar los problemas de erosión en la zona costera, y en el capítulo 7 se desarrollan los cálculos y resultados de la alternativa elegida, la cual consiste de un relleno artificial de playa estabilizado por medio de la reconstrucción de algunos de los espigones existentes. A su vez se presenta la evaluación para el escenario 2050. En el capítulo 8 se detallan las obras complementarias, asociadas a las descargas pluviales y a la regeneración de dunas y finalmente en el capítulo 9 se encuentra el anteproyecto.

Luego se presentan los Anexos donde se encuentra información complementaria de cálculos y el detalle de las salidas de campo realizadas.

Adjunto al documento se encuentran las láminas generadas con los antecedentes y con la solución proyectada para mitigar la erosión costera.

1.2. Antecedentes

Para este estudio se tuvieron en cuenta los estudios antecedentes:

- Dr. Ing. L. Teixeira, Ing. G. López e Ing. R. Mosquera. (2009). **Estudio de la zona costera del balneario Piriápolis.** *Instituto de Mecánica de los Fluídos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.*
- IH-CANTABRIA. (2019). **Casos piloto. Piriápolis (Maldonado). Desarrollo de herramientas tecnológicas para evaluar los impactos, vulnerabilidad y adaptación al cambio climático en la zona costera de Uruguay.** *Producto realizado en el marco del Plan Nacional de Adaptación Costera, MVOTMA - CTCN - AECID.*

A continuación se presentan los detalles relevantes de los estudios antecedentes para este proyecto.

1.2.1. Estudio de la zona costera del balneario Piriápolis. (2009) IMFIA

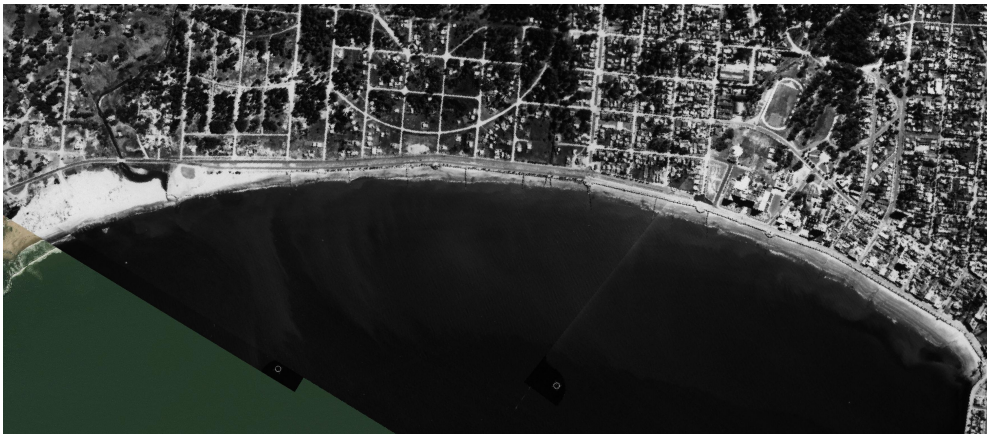
El estudio de la zona costera del balneario Piriápolis fue realizado en el marco de un convenio entre la UdelaR y la IdM titulado "Estudios de Problemas Costeros". El objetivo del mismo fue realizar el diagnóstico de las causas de la pérdida de playa del arco principal del balneario, presentando alternativas para revertir el proceso.

Se califica al tramo de costa como una unidad fisiográfica debido a las limitantes naturales, salientes rocosas y la profundidad de cierre, la cual es indicada como 7,5 m (0Wh).

Para realizar el estudio se utilizaron datos de nivel de mar y oleaje. Los datos de nivel de mar fueron tomados de la Estación 113 ubicada en el puerto de Piriápolis, el período abarcado fue entre 1971-2007 y el nivel medio resultó 0,92 m referido al cero Wharton. Respecto al oleaje, construyeron un régimen medio a partir del oleaje generado por la acción del viento y de la propagación del oleaje con alturas de ola medidas directamente.

Se analizó la evolución de la costa realizando un estudio a largo plazo incluyendo, la curva de equilibrio de la forma en planta establecida por Hsu y Evans y el estudio del perfil transversal de equilibrio. En este último, se partió de un relevamiento batimétrico realizado en el "Estudio de la protección y regeneración de la playa de Piriápolis"del CEDEX y con granulometría estimada. También se analizó la evolución a mediano plazo mediante la evolución histórica de la línea de costa a partir de la superposición de fotos aéreas de los años 1966, 1980, 1984, 1994, 1999, 2004 y 2005. Se concluyó que en el período de 1980-2005, la línea de costa "No presenta un retroceso o avance generalizada entre la Punta de Burros y la Punta Imán"pero constatan un retroceso al este y oeste del arco entre los años 1980-2004.

Por otra parte implementaron el modelo de una línea: GENESIS, para estudiar la evolución de la línea de costa y la afectación por las distintas estructuras. Con los resultados del modelo confirmaron el reacomodo de la arena observado en la playa de Piriápolis a partir de la ampliación del puerto (1997-1998). Además, observaron que como el avance en la línea de costa necesita de una fuente de arena, la misma habría sido extraída del tramo vecino, implicando el retroceso en la costa cercana al Hotel Argentino. Esta transformación puede observarse en Figura 1.1 donde se presenta una foto aérea del año 1984 y una imagen satelital posterior, del año 2005.



(a) Foto aérea del arco principal en el año 1984 (Fuente: Fuerza Aérea)



(b) Imagen satelital del arco principal en el año 2005 (Fuente: Google Earth)

Figura 1.1: Imágenes del arco principal de la playa de Piriápolis

Además, realizaron un estudio a corto plazo de la evolución del perfil transversal de la playa frente a eventos de tormenta, a través de la implementación del programa PETRA del paquete computacional del SMC[1]. Del análisis concluyen que el perfil no tiene capacidad de adaptarse a los eventos de tormenta, ya que la disponibilidad de

[1]Sistema de Modelado Costero desarrollado por la Dirección General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente de España y la Universidad de Cantabria

arena se ha visto reducida de manera significativa por la construcción del muro costero delante de la primera línea de dunas.

Respecto a la dinámica sedimentológica se menciona que tanto el aporte como la extracción antrópica de arena al sistema es nulo, y que el transporte eólico y por erosión dunar no son relevantes por las infraestructuras existentes. El único aporte de sedimentos al sistema sería el correspondiente al arroyo Zanja Honda, aunque a partir de la cuantificación de su capacidad de transporte de sedimentos concluyen que no es una fuente de sedimento significativa.

Por último, en el estudio se presentan posibles estrategias, medidas y obras a implementar para controlar la erosión de la playa. La solución propuesta es un relleno de playa y evaluaron su disposición en planta, su evolución temporal y su influencia sobre la infraestructura existente, puntualmente sobre las descargas pluviales debido al aumento de la cota de playa. El relleno de playa propuesto consiste en agregar un volumen de 740000 m^3 de arena en los 1400 metros de costa adyacente al puerto con un material de D_{50} similar al existente (200 micras).

1.2.2. Caso piloto. Piriápolis (2019) NAPCostas

Este estudio forma parte del proyecto "Desarrollo de herramientas tecnológicas para la evaluación de los impactos, la vulnerabilidad y la adaptación al cambio climático en la zona costera de Uruguay".

En el mismo se realizó la evaluación de los efectos del cambio climático determinando los impactos de inundación y erosión costera, combinando el uso de bases de datos climáticos de alta resolución con modelos numéricos y formulaciones semi-empíricas. Además, combinando los impactos con información de exposición y vulnerabilidad se determinó el riesgo frente al cambio climático en la costa uruguaya.

El estudio considera tres horizontes temporales: el clima presente, 2050 y 2100; y dos escenarios de cambio climático: un escenario intermedio (RCP4.5) y un escenario con nivel alto de emisiones (RCP8.5). A su vez, dado que las proyecciones de aumento del nivel medio del mar (ANMM) divergen considerablemente a partir de la mitad del siglo XXI en función del escenario de emisiones considerado, se toman el valor medio de los RCPs disponibles para el año 2050, y para el 2100 consideran las proyecciones del RCP4.5 y RCP8.5.

En relación al incremento del nivel medio del mar, el estudio señala un valor medio y un rango de incertidumbre dado por los percentiles 5 % y 95 % para cada escenario. Para el RCP promedio al 2050 se espera un aumento de 0,26 [0,21 - 0,31] metros; para el RCP4.5 al 2100 se espera un aumento de 0,58 [0,48 - 0,67] metros y para el RCP8.5 al 2100 0,80 [0,66 - 0,93] metros.

A partir de las proyecciones de oleaje y del residuo del nivel de mar concluyen para la costa de Piriápolis que:

a) Se esperan aumentos máximos del percentil 95 % de la altura de ola significante del 4 %, una disminución máxima del periodo de pico del orden de 3 %, un giro de la dirección media del oleaje hacia el E del orden de los $3 - 4°$.

b) La magnitud de los cambios de altura de ola significante es del orden de 0,03-0,04 m para los incrementos y 0,04-0,05 m para las disminuciones.

c) Los cambios en el residuo del nivel del mar son del orden de 0,01-0,015 metros.

En el estudio se tuvieron en cuenta solamente las proyecciones de aumento del nivel medio del mar para determinar los impactos de inundación y erosión costera en el futuro. Además, se realiza un diagnóstico de la situación en el presente. Las principales conclusiones del estudio se describen a continuación:

- Riesgo de inundación costera:

  En el presente (Figura 1.2) , las únicas zonas en riesgo potencial de inundación son la Rambla de los Argentinos, en los tramos comprendidos entre las calles Joaquín Muñoz y Julián Álvarez y entre las calles Gregorio Sanabria y Atanasio Sierra, las parcelas que bordean el arroyo Zanja Honda y el muelle del puerto.En el futuro (Figura 1.3, Figura 1.4 y Figura 1.5), se incrementa el riesgo potencial de la rambla, siendo potencialmente inundada en su totalidad por eventos con probabilidad de ocurrencia media-baja (probabilidad de ocurrencia media: Tr=25 y 50 años, baja: Tr=100 años).

  También se prevé un aumento en la intensidad de los eventos extremos debido al aumento del nivel medio del mar. De esta manera, el riesgo de inundación para eventos con probabilidad alta de ocurrencia (eventos con Tr=5 años), será en el futuro equiparable al riesgo de inundación en el presente para eventos con probabilidad muy baja de ocurrencia (eventos con Tr=500 años). En 2050 la superficie inundada por un evento con período de 100 años tendrá una extensión similar a la producida en el presente por un evento de período de 500 años.

  La afección de la inundación costera sobre la población es pequeña (menor a 500 personas). No obstante, el riesgo de inundación sobre la población pasará de afectar a 25 personas a más de 300 personas.

  Respecto al riesgo sobre los activos construidos, los daños que se experimentan en el presente resultan relativamente reducidos, por debajo de los 100.000 USD, incluso para eventos de período de retorno elevado. En el futuro, para eventos de período de retorno por encima de los 50 años, los daños empiezan a ser considerablemente mayores, llegando a poder dispararse por encima del millón de USD para eventos de

período por encima de los 100 y 500 años al final de siglo en los peores escenarios previstos.

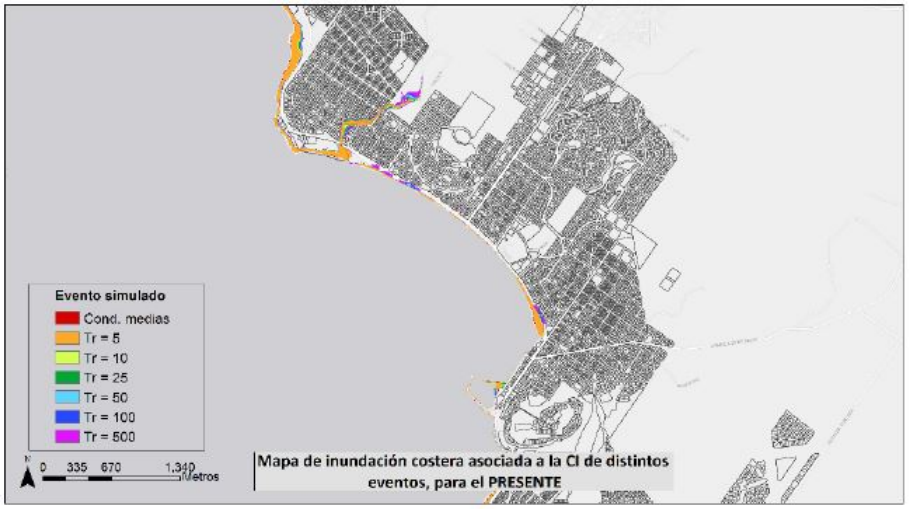


Figura 1.2: Inundación en el escenario actual para distintos eventos. Imagen extraída de (IH-CANTABRIA (i), 2019)

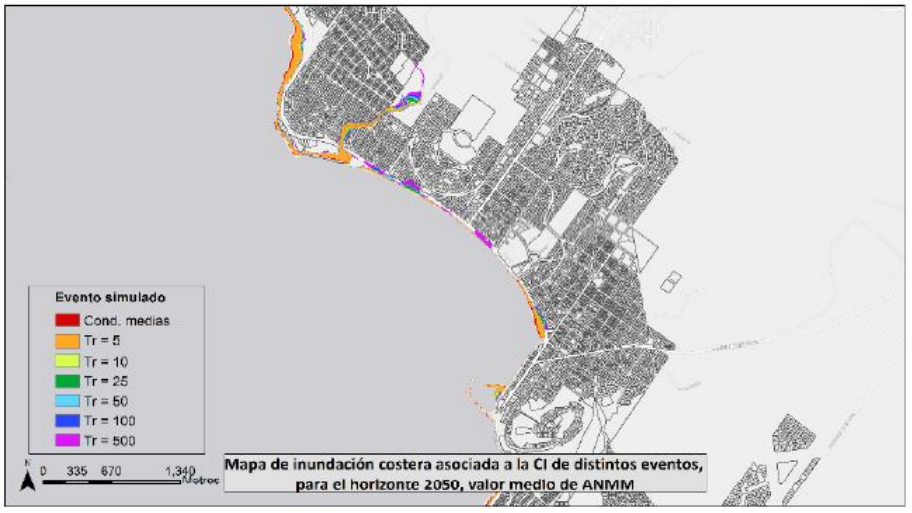


Figura 1.3: Inundación en el escenario prevista para el 2050 para distintos eventos. Imagen extraída de (IH-CANTABRIA (i), 2019)

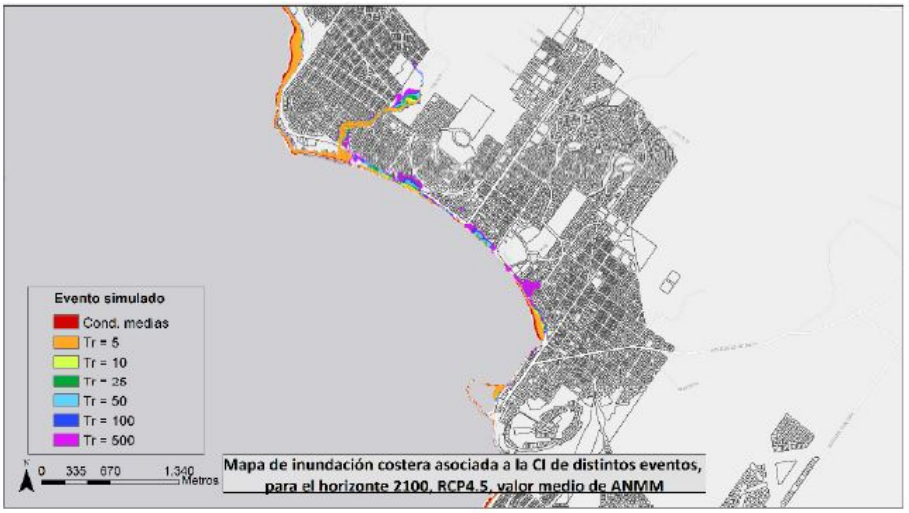


Figura 1.4: Inundación para eventos con distinto período de retorno en el escenario proyectado por RCP4.5 para el año 2100. Imagen extraída de (IH-CANTABRIA (i), 2019)

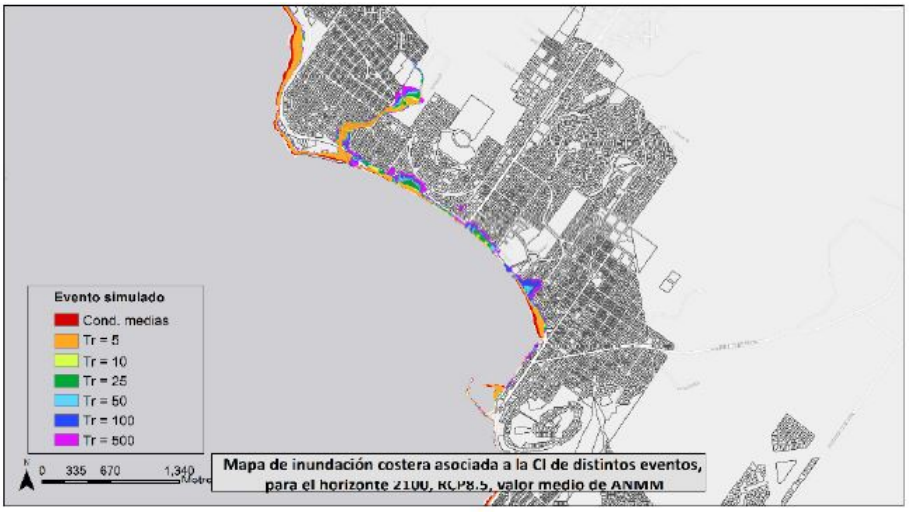


Figura 1.5: Inundación para eventos con distinto período de retorno en el escenario proyectado por RCP8.5 para el año 2100. Imagen extraída de (IH-CANTABRIA (i), 2019)

- Riesgo de erosión costera:

  El valor total de la playa se estima en más de 62 millones de USD anuales, 3,1 millones de USD anuales por hectárea.

En el futuro se esperan pérdidas de playa mayores que los que se experimentan en el presente, aproximadamente de 7 veces más. Debido al retroceso estructural de la línea de costa, se perderán de forma permanente entre 9 y 12 metros de playa en 2050, y 28 metros de playa en 2100 (Figura 1.6).

El valor acumulado de estos, daños desde el presente hasta el año 2050, se estima en unos 26,79 millones de USD (valor presente de los daños, percentil 50 %, con una tasa de descuento del 4 %).

El valor acumulado desde el presente hasta el final de siglo (2100), se estima en 74,66 millones de USD para el escenario RCP4.5, y puede llegar a alcanzar los 90,91 millones de USD en el escenario RCP8.5 (en ambos casos, percentil 50 %, tasa de descuento del 4 %).

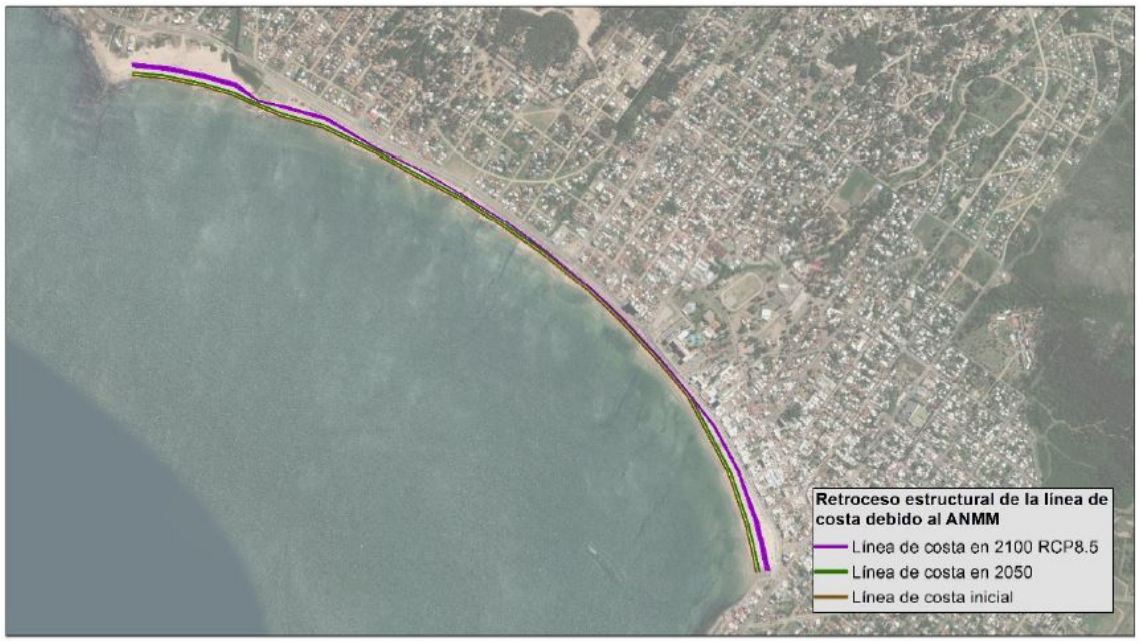


Figura 1.6: Retroceso estructural de la línea de costa debido al ANMM en 2050 y 2100 en la playa de Piriápolis. La línea marrón representa la línea de costa inicial, la línea verde (2050, RCP promedio) y moradas (2100, RCP8.5) representan la línea de costa en el futuro debido al ANMM. Imagen extraída de (IH-CANTABRIA (i), 2019)

1.3. Justificación

Piriápolis es uno de los balnearios más importantes del país. Por sus grandes playas, sus paisajes históricos y sus atracciones turísticas, recibe miles de visitantes por año, siendo

el turismo su principal fuente económica.

En los estudios antecedentes se concluye que la playa de Piriápolis enfrenta grandes problemas de erosión e inundación costera. El arco principal ha retrocedido en su tramo central, volviéndose muy estrecho y quedando sumergido con frecuencia. En consecuencia, en las temporadas estivales las necesidades recreativas de los turistas se ven insatisfechas. A su vez, los problemas de erosión se ven potenciados por la falta de entrada de sedimentos al sistema. Como consecuencia del retroceso de la línea de costa también se ve perjudicado el muro costanero de la ciudad, el cual presenta daños estructurales con frecuencia.

Las autoridades y técnicos de la Intendencia de Maldonado expresan gran preocupación por la problemática mencionada. Además, manifiestan que actualmente ocurren eventos de inundación sobre las márgenes del arroyo Zanja Honda, afectando a los habitantes de la zona.

Si bien los antecedentes proporcionan un diagnóstico de la zona y presentan posibles soluciones, es de interés actualizar el diagnóstico incorporando información adicional, principalmente del oleaje, nivel de mar y precipitaciones.

Respecto al oleaje, hoy en día se cuenta con resultados del hindcast realizado en el año 2018 por el IMFIA, que comprende el período entre 1985 y 2016 con frecuencia horaria (IMFIA, 2018). Se considera que el clima de olas obtenido de dicho hindcast es una mejora respecto al clima de olas utilizado en el estudio del IMFIA del 2009, determinado a partir de la propagación del oleaje de la Boya de Hidrovía y la generación de olas a partir de los vientos registrados en la estación Pontón de Recalada.

Para caracterizar el nivel de mar, se cuenta con el hindcast de niveles de mar con frecuencia horaria desarrollado en el IMFIA (IMFIA, 2018), y con la serie medida en la Estación 113 de DINAGUA ubicada en el puerto de Piriápolis (656124,3; 6130057,6), comprendida entre los años 1969 y 2019 (con frecuencia variable). En el estudio del 2009 se trabajó con la serie de datos de la misma estación pero con medidas entre 1971 y 2007.

Respecto a la batimetría, se utilizaron las Cartas Náuticas del SOHMA, relevamiento de campo y los perfiles relevados por el estudio del CEDEX (CEDEX, 1990) al igual que en el estudio del 2009 realizado por el IMFIA.

Por último, es de interés incorporar en el diagnóstico las inundaciones fluviales del arroyo Zanja Honda, lo que no fue considerado en los trabajos previos.

Por otro lado, en base al diagnóstico y los forzantes actualizados se diseña y desarrolla una posible solución para mitigar la erosión costera.

1.4. Objetivos

Este estudio tiene como objetivo general generar un anteproyecto de la/s obra/s costeras que permitan mitigar la erosión y la inundación costera sobre la playa de Piriápolis, considerando los efectos del cambio climático.

Los objetivos específicos son:

- Elaborar un diagnóstico integrado y actualizado de la erosión, inundación costera e inundación fluvial del arroyo Zanja Honda.
- Realizar el diseño de una alternativa que mitigue la erosión costera considerando en el mismo el efecto del cambio climático.

1.5. Metodología general

En la presente sección se describe la metodología empleada para conseguir los objetivos del proyecto.

Para la primera etapa, que consiste en diagnosticar la zona en estudio se lleva adelante la siguiente metodología que se resume de manera esquemática en la Figura 1.7.

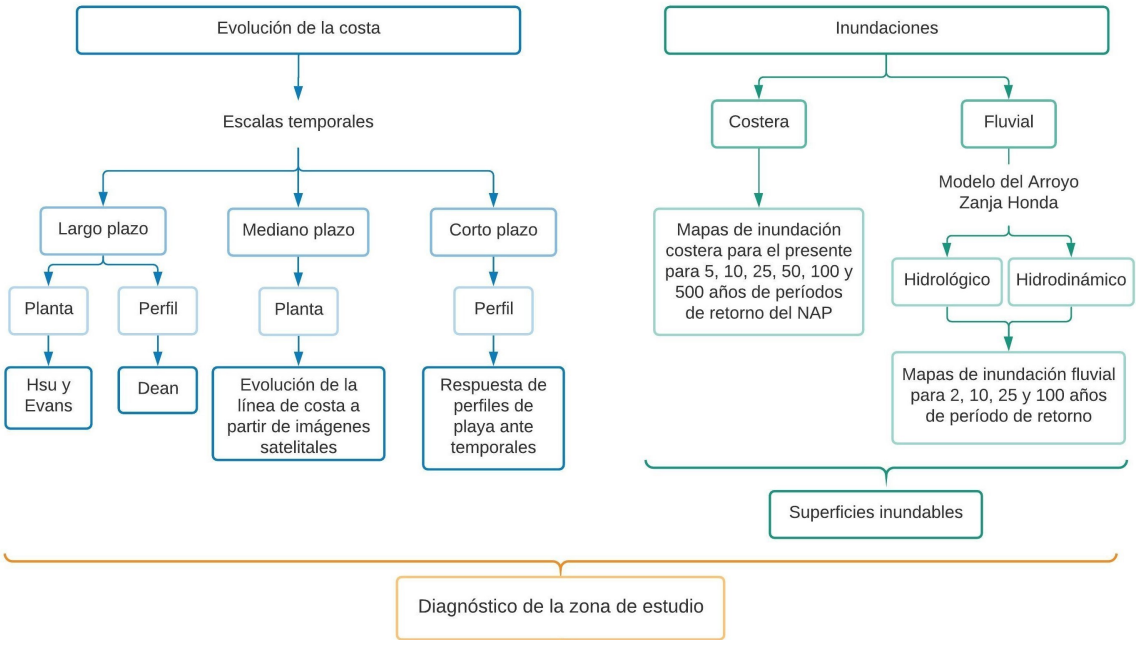


Figura 1.7: Metodología general desarrollada para diagnosticar la zona de estudio.

En primer lugar se realiza una búsqueda exhaustiva de información histórica de la ciudad de Piriápolis, estudios antecedentes realizados en la zona y datos relevantes de los forzantes y parámetros principales (Tabla 1.1). Además, se realizan entrevistas, entre las que se destacan a los ingenieros Gonzalo Zorrilla y Federico Steffenino de la IdM y al señor Carlos Méndez, colaborador del Municipio de Piriápolis, que permitieron conocer la problemática actual del balneario.

El diagnóstico de la situación actual de la zona de estudio se realiza teniendo en cuenta dos ejes de trabajo, uno de inundaciones costeras y fluviales, y otro enfocado a la evolución de la costa.

Se procesan y analizan los datos de nivel de mar. El nivel medio del mar se utiliza para la propagación del oleaje hasta la zona costera y como condición de borde en la modelación

hidrodinámica del arroyo Zanja Honda. También se realiza el ajuste de extremos de niveles de mar para determinar los períodos de retorno asociados. El procesamiento de los datos de precipitación es necesario para obtener la condición de borde aguas arriba en el ajuste y la validación del modelo hidrodinámico del arroyo Zanja Honda. Para este análisis también se determinan los parámetros geomorfológicos e hidrológicos de la cuenca correspondiente.

La evolución de la línea de costa se analiza a distintas escalas temporales. En principio un análisis a largo plazo para caracterizar la forma a la que tiende la playa en planta y perfil. Luego un análisis a mediano plazo, a partir de la evolución histórica de la línea de costa mediante fotos aéreas de la Fuerza Aérea, imágenes satelitales de *Google Earth* y de la ortofoto del IDE. Este análisis permitirá la implementación de un modelo de mediano plazo para poder prever su comportamiento una vez planteada la obra de mitigación propuesta en el anteproyecto. Por último, para el estudio a corto plazo, se realiza un modelo morfológico unidimensional en distintos perfiles transversales, simulando tormentas para evaluar sus efectos sobre la costa. A priori, para realizar todos estos estudios se propaga el oleaje desde la ubicación de la boya virtual donde se encuentran los datos del hindcast del IMFIA hasta la costa.

En cuanto a las inundaciones costeras, se toma como base de datos los resultados obtenidos en el estudio realizado por IH-CANTABRIA (i) (2019), en el marco del Plan Nacional de Adaptación Costera.

El estudio de inundaciones fluviales se realiza enfocado en las márgenes del arroyo Zanja Honda, para lo que se implementa una modelación hidrológica e hidrodinámica para obtener las machas de inundación para diferentes escenarios. Con los resultados obtenidos y los antecedentes evaluados, se realiza un diagnóstico integrado de inundaciones en el que se caracteriza la amenaza de los eventos de inundación.

Se entiende que el estudio de las inundaciones debería abordarse contemplando tanto las inundaciones costeras y fluviales, como las urbanas, teniendo en cuenta el drenaje pluvial existente. Esto último implica conocer la configuración y diseño del drenaje urbano para evaluar las zonas críticas del sistema, pero debido al alcance de este proyecto y la poca información de base disponible, dicho análisis no se incluye en este trabajo.

A partir del diagnóstico de las problemáticas, se proponen alternativas para mitigar la erosión costera. La alternativa diseñada a nivel de anteproyecto consiste en un relleno de playa en conjunto con obras de estabilización. La metodología empleada para el diseño se presenta de modo esquemático en la Figura 1.8.

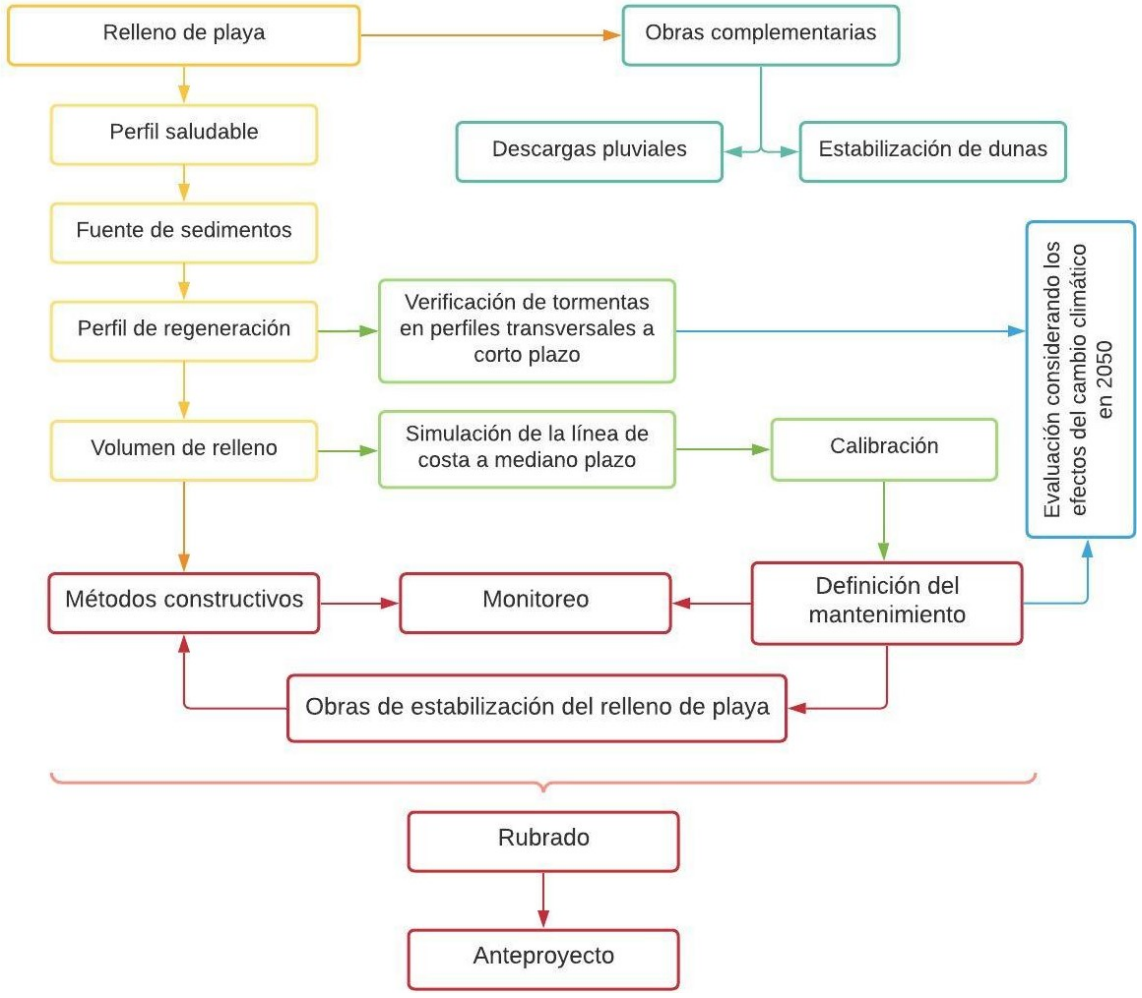


Figura 1.8: Metodología general desarrollada para llevar a cabo el anteproyecto del relleno de playa.

El diseño del relleno de playa implica determinar el volumen de sedimento que se debe aportar al sistema para su regeneración. Posteriormente se evalúa la regeneración, a corto plazo en perfiles transversales por medio del modelo morfodinámico unidimensional y a mediano plazo con el modelo de una línea, para conocer su evolución a lo largo de los años y determinar la extensión que se necesitará de los espigones existentes para estabilizar el relleno. También se evalúa como se comporta el relleno de playa en el año 2050 teniendo en cuenta los efectos del cambio climático, considerando las conclusiones del estudio del NAP Costas.

Debido a los cambios que provoca la solución propuesta en la dinámica actual de las

descargas pluviales y para encauzarlas con el fin de mitigar la erosión que ocasionan, se diseñan: muros de contención, delantales de hormigón y en las descargas con altas velocidades de flujo, disipadores de energía. Para esto previamente se determinan las cuencas pluviales a partir del MDT del IDE y de la información brindada por la Intendencia de Maldonado.

También se diseñan cercas captoras para retener la arena que se transporta con el viento, por lo que implica determinar el transporte eólico al que está sometida la playa.

Por último, se realiza el anteproyecto, en el cual se presenta el diseño determinado, los métodos constructivos para llevarlo a cabo, el estudio de impacto ambiental y su rubrado y cotización.

1.5.1. Información disponible

En la Tabla 1.1 se presenta el listado de la información disponible, su fuente y una breve descripción. En la Figura 1.9 se muestra la ubicación espacial de las fuentes de información.

Tabla 1.1: Información disponible.

Información	Fuente	Descripción	¿En qué se usa?
Nivel de mar	Estación 113 de DINAGUA	Registro desde 1969 al 2019 frecuencia de muestreo variable	Propagación del oleaje, evolución de costa e inundación
	Reanálisis IMFIA	Desde 1985 al 2016 con frecuencia horaria	
Batimetría	SOHMA	Carta Náutica N°30 Ed.2008. Punta Rasa hasta Isla de Flores y Banco Inglés	Propagación del oleaje y evolución de la costa
		Carta Náutica N°32 Ed.2016. Puerto de Piriápolis desde Punta Rasa hasta Punta de Burros	
	CEDEX	Relevamiento de perfiles transversales	Evolución de la costa
Oleaje	Reanálisis IMFIA	Registro de altura de ola significante, periodo medio, frecuencia pico y dirección con frencuencia horaria, entre 1985 y 2016	
Relevamiento	Propio	Realizado con GPS diferencial el 26/06/2020	
Granulometría		Ensayos realizados entre el 02-06/07/2020 en el IET	
Precipitaciones	INUMET	Estación Balneario Solís	Inundación fluvial
		Estación Cuchilla Alta	
		Estación Escuela de Policia	
		Estación Laguna del Sauce	
		Estación Pan de Azúcar	
		Estación Punta del Este	
Topografía	IDE	Modelo digital del terreno	
Cobertura del suelo	MVOTMA		
Usos del suelo	MTOP		
Plano de la Alcantarilla sobre el Arroyo Zanja Honda	MTOP	Realizado en agosto de 1970	
Viento	IMFIA	Reanálisis del CFSR desde 1985 a 2016	Transporte eólico

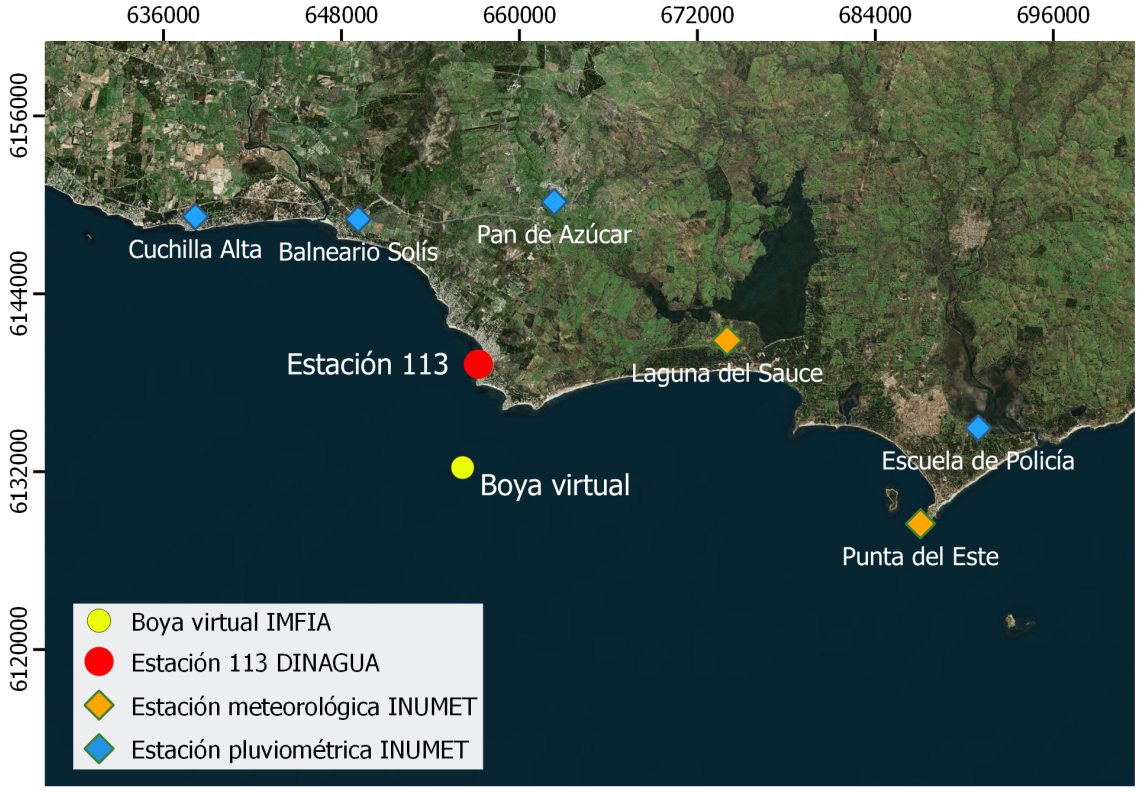


Figura 1.9: Ubicación de las fuentes de información

2. Marco conceptual

En esta sección se presenta una revisión de los conceptos más importantes a partir de los cuales se sustenta el estudio realizado, así como las técnicas y teorías que permitieron su desarrollo.

Las definiciones básicas que enmarcan este proyecto y que permiten cumplir con los objetivos pueden separase en dos áreas de la ingeniería, por un lado la ingeniería marítima y costera, estudiando la evolución de la línea de costa, los procesos y los agentes involucrados, por otro lado, la ingeniería hidráulica, permitiendo el estudio de cuencas fluviales y modelaciones hidráulicas e hidrológicas para la evaluación de inundaciones.

2.1. Modelación y propagación del oleaje

2.1.1. Ecuación de balance de la densidad de acción del oleaje

El oleaje se propagó mediante el modelo de ondas SWAN, modelo espectral basado en la ecuación de balance de acción del oleaje. Describe la evolución espacial y temporal del espectro mediante la ecuación del balance de energía del oleaje (Delft University of Technology, 2020). A partir de la relación entre la acción del oleaje y la energía, detallada en la Ecuación 1, la ecuación de variación en coordenadas cartesianas toma la expresión de la Ecuación 2.

$$A(f,\theta) = \frac{E(f,\theta)}{f} \tag{1}$$

Donde:

- $A(f,\theta)$: densidad de acción del oleaje
- $E(f,\theta)$: energía del oleaje

  (Ambos términos son en función de la frecuencia relativa f y la dirección del oleaje θ).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial c_x A}{\partial x} + \frac{\partial c_y A}{\partial y} + \frac{\partial c_f A}{\partial f} + \frac{\partial c_\theta A}{\partial \theta} = \frac{S}{f} \tag{2}$$

El primer término de la Ecuación 2 es la tasa de cambio de la densidad de acción del oleaje en el tiempo t; el segundo y tercero representan la propagación rectilínea en el espacio geográfico x-y con velocidades c_x y c_y respectivamente. El cuarto término describe el desplazamiento de la frecuencia relativa debido a corrientes y profundidades que varían con el tiempo con velocidad de propagación c_f en el espacio espectral; el quinto término representa la refracción inducida por la profundidad y por la corriente con velocidad de propagación c_θ también en el espacio espectral. El término del lado derecho de la ecuación es el término fuente, el cual representa los efectos de la generación, las interacciones no lineales entre ondas y los procesos de disipación (Holthuijsen, 2007).

2.1.2. Interacción no lienal de ondas

Uno de los mecanismos que afecta el crecimiento de las onda en aguas profundas es la transferencia de energía de un componente de onda a otro por resonancia. Cuando dos ondas con distinta frecuencia y dirección interactúan, las ondas resultantes crean un patrón de diamante de crestas y valles con longitud de onda, velocidad y dirección propia (por ende, también propio número de onda). Este patrón descrito interactuaría con

una tercer onda solo si ésta tuviera misma velocidad, dirección y longitud de onda que el patrón de diamante, resultando una interacción de tres ondas (tríada), denominada resonancia.

En aguas profundas, las condiciones de resonancia (coincidencia de la velocidad, longitud y dirección de la onda) no pueden satisfacerse por tres componentes de ondas que se propagan libremente. Sin embargo, es posible entre cuatro componentes de onda (un par de componentes de onda interactuando con otro par) si los números de onda y las frecuencias de los dos patrones de diamante coinciden (Figura 2.1).

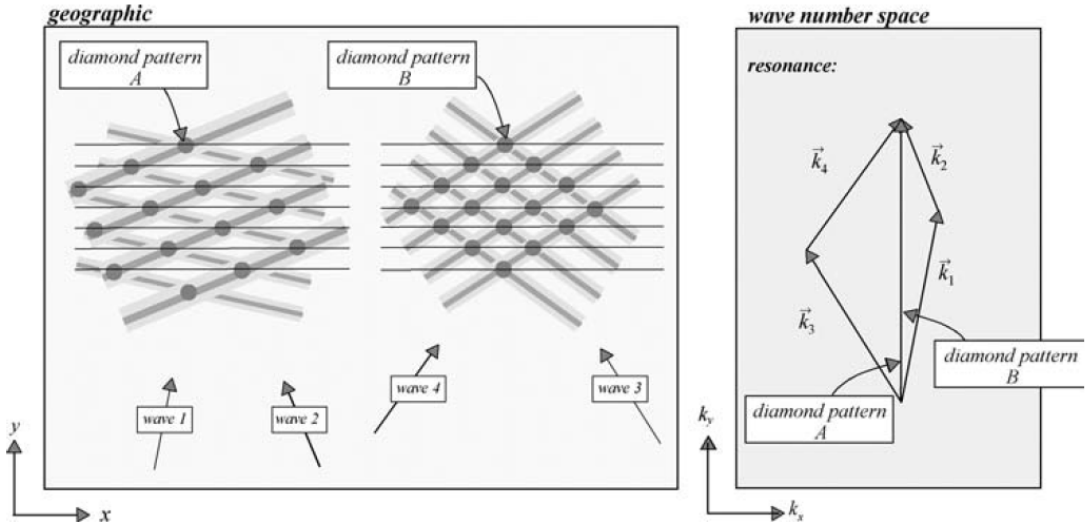


Figura 2.1: Interacción de ondas cuádruples, en la imagen a la derecha se muestran los vectores número de ondas de las cuatro componentes. (Fuente: (Holthuijsen, 2007))

Los cálculos de las interacciones de ondas cuádruples, el modelo de propagación *SWAN* las realiza mediante la aproximación de interacción discreta (DIA por sus siglas en inglés). Por otor lado, los cálculos de las interacciones de tríadas, las lleva a cabo a través de la aproximación de tríada global (LTA también por sus siglas en inglés).

Las interacciones no lineales entre componentes de ondas pueden producir efectos significativos en la evolución del espectro. En aguas profundas, los cuadrupletes transfieren energía entre la componente del oleaje con frecuencia pico hacia las bajas frecuencias y también hacia las altas. Por otro lado, en aguas poco profundas, las tríadas transfieren energía desde las bajas frecuencias hacia las altas. Estos procesos son los realizados por las aproximaciones mencionadas (Holthuijsen, 2007).

2.1.3. Disipación

El modelo de propagación representa la disipación de energía a través de los siguientes procesos:

- *White-capping*
- Fricción de fondo
- Rotura inducida por profundidad

El proceso de disipación de energía por *white-capping* en aguas profundas es resuelto siguiendo el modelo basado en el pulso de Hasselmann (1974). Respecto a la fricción por fondo, existen grandes variaciones en las características del fondo de las diferentes zonas costeras (material, rugosidad, ondulaciones, etc) por lo que el modelo de propagación implementado se basa en tres modelos diferentes que difieren en la estimación del coeficiente de fricción: el modelo de ley de arrastre de Collins (1972), el modelo de vórtice-viscosidad de Madsen et al. (1988) y el modelo empírico JONSWAP de Hasselmann et al. (1973). El proceso de disipación de energía inducida por el fondo, debido a la rotura , es resuelto a través de la teoría de Battjes and Janssen (1978).

2.1.4. Espectro JONSWAP

El espectro de oleaje empleado para la propagación es JONSWAP, en condiciones ideales de la generación de ondas el espectro evoluciona de las altas a las bajas frecuencias, como característica de esta evolución el espectro conserva su forma a lo largo del fetch (distancia en la que actúa el viento que genera el oleaje, sin cambios significativos de dirección y sin obstáculos).

La expresión de este espectro se obtiene multiplicando el espectro de Pierson-Moskowitz por una función que depende de los parámetros de forma del pico. Pierson-Moskowitz representa un oleaje totalmente desarrollado en el océano a diferencia de JONSWAP que es un oleaje limitado por fetch o por tiempo (Holthuijsen, 2007).

$$E_{JONSWAP}(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right] \gamma^{\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\frac{f}{f_p}-1}{\sigma}\right)^2\right]} \quad (3)$$

Donde:

- α y f_p provienen del espectro de Pierson-Moskowitz y dependen del estado de desarrollo del oleaje.

- γ y σ son los parámetros de forma, dependen de la dispersión de los datos, γ es el factor de aumento del pico y σ es el parámetro de ancho del pico.

2.2. Evolución de la línea de costa

A la hora de analizar la evolución de la línea de costa es importante abordar distintas escalas temporales, teniendo en cuenta que la playa cambia constantemente bajo la acción del oleaje. Los procesos costeros que se desarrollan durante cientos y miles de años proporcionan una base para la interpretación de los forzantes que generan la forma de playa.

La línea de costa puede presentar un retroceso, lo que implica la pérdida de material sedimentario, es decir, erosión costera, o un avance de la línea de costa que se da con la acumulación de sedimentos, generando playa seca.

2.2.1. Largo Plazo

En el análisis a largo plazo se estudia la morfología de la playa en escalas temporales de décadas a siglos y en escalas espaciales de km a decenas de km. Con este estudio se caracteriza la forma en planta y los perfiles de playa a los que tiende la playa a largo plazo.

2.2.1.1. Equilibrio en planta

Para el estudio de la predicción de la forma en planta que adquirirá la playa a largo plazo se presenta el modelo parabólico de Hsu y Evans. Este modelo establece que los cambios en planta surgen a consecuencia de la presencia de elementos no erosionables, naturales o artificiales, limitando la playa, considerando que el intercambio de sedimentos con el exterior es despreciable.

Para la aplicación del modelo es necesario conocer la dirección media del oleaje incidente, un punto de control de difracción y un punto de control aguas abajo del sistema (donde la línea de costa se puede interpretar como rectilínea).

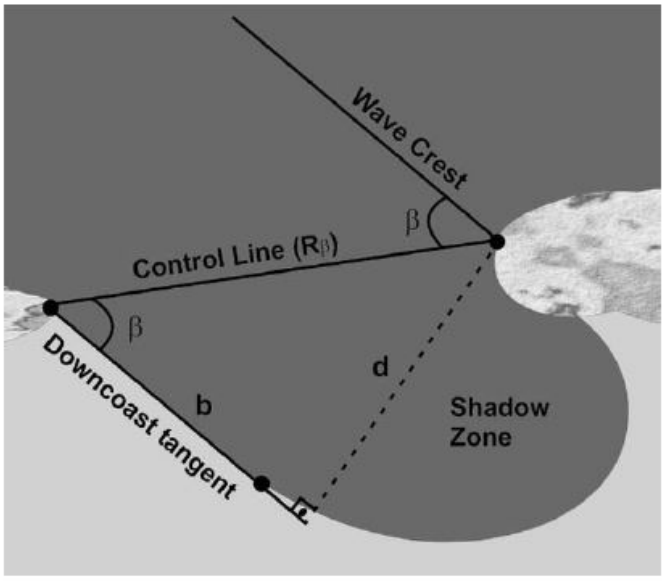


Figura 2.2: Parámetros necesarios para el modelo (Da Fontoura Klein et al., 2003)

.

La ecuación de la parábola propuesta por el modelo se detalla a continuación (Ecuación 4):

$$\frac{R_n}{R_\beta} = C_0 + C_1\left(\frac{\beta}{\theta_n}\right) + C_2\left(\frac{\beta}{\theta_n}\right)^2 \tag{4}$$

Donde:

- R_n: distancia a cualquier punto de la línea de costa.
- θ_n: ángulo entre la línea de crestas de ola y la línea de distancia a los diferentes puntos.
- R_β: distancia al punto de control aguas abajo.
- β: ángulo entre la línea de crestas de ola y línea de control.
- C_1, C_2 y C_3: constantes en función del ángulo de incidencia del oleaje β.

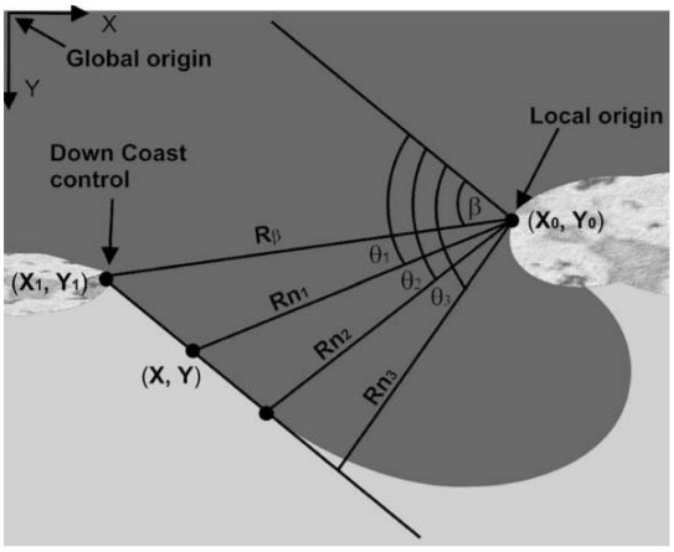


Figura 2.3: Esquema del modelo (Da Fontoura Klein et al., 2003).

A partir de los resultados obtenidos mediante el modelo parabólico y a partir de su comparación con la posición de la línea de costa y cómo ésta ha venido evolucionando, se pueden diferenciar distintos casos:

- Playa en equilibrio estático,el intercambio de sedimentos con el exterior del arco es despreciable. No se dan procesos de erosión ni deposición de sedimentos a largo plazo, excepto en eventos puntuales de tormenta.
- Playa en equilibrio dinámico, existe un balance entre la entrada y salida de sedimentos al sistema, lo cual permite establecer un régimen de equilibrio en ella.
- Playa inestable, presenta gran variabilidad temporal en su morfología, se generan zonas de erosión y acumulación dada la existencia de transporte longitudinal de sedimentos que, en este caso, varía el volumen de entrada y salida.

2.2.1.2. Perfil transversal

El perfil transversal de la playa es la curva que relaciona la profundidad del cuerpo de agua con la distancia a la línea de costa, perpendicular a la misma. Debido a la variabilidad de la playa por las distintas escalas espaciales y temporales se define el perfil de equilibrio, que es el perfil al que tiende una playa que fue sometida durante un largo período de tiempo a forzantes hidrodinámicos constantes.

El denominado perfil de equilibrio en realidad no existe en la naturaleza como tal, pero es una herramienta utilizada para los cálculos como un perfil promedio, ya que, como

los forzamientos en la playa están acotados, el perfil tiene una acotada variabilidad (Martínez Sánchez, 2013).

Se presenta a continuación, para el estudio del perfil de equilibrio transversal, las formulaciones de Dean. Las hipótesis consideradas para determinar el perfil de equilibrio transversal de la formulación son las siguientes:

- Disipación de energía por unidad de volumen constante en la zona de rompiente
- Transporte longitudinal nulo o constante
- Tamaño de sedimento uniforme
- No existen variaciones del nivel medio del mar

El perfil de playa de Dean se determina a partir de la Ecuación 5:

$$h(x) = Ax^n \tag{5}$$

Siendo $h(x)$ la profundidad a una distancia x de la línea de costa, $n = 2/3$ lo que indica que el perfil tiene forma cóncava y A el parámetro de escala.

Existe una relación entre el parámetro de escala y el tamaño efectivo de grano, por lo que A se puede determinar a partir de la velocidad de caída del sedimento w (Ecuación 6):

$$A = 0{,}067w^{0{,}44} \tag{6}$$

Donde A tiene dimensiones de $m^{1/3}$ y w, cm/s.

Esta ley tiene inconvenientes, la pendiente de la playa llega a valores infinitos en la costa, es decir, el perfil de playa tiende a ser vertical, lo cual no se verifica experimentalmente. Por este motivo, a partir de una progresiva determinada, la pendiente del frente de playa se calcula mediante la expresión de Sunamura (1984). El parámetro de escala es dimensional y el perfil se profundiza a medida que se aleja de la costa, por lo que no se representan los bancos de arena.

Los perfiles transversales se calculan hasta alcanzar la profundidad de cierre de la playa. Se denomina así al límite a partir del cual las variaciones en el perfil son despreciables, es decir, el transporte neto no produce cambios significativos. Para determinarlo existe la formulación (Ecuación 7) de Birkemeier (1985):

$$h_c = 1{,}75H_{s_{12}} - 57{,}9\left(\frac{H^2_{s_{12}}}{gT^2_{s_{12}}}\right) \tag{7}$$

Donde $H_{s_{12}}$ es la altura de ola que no es superada mas de 12 horas en el año, y $T_{s_{12}}$ su período de ola asociado (R. Dean y Dalrymple, 2004).

2.3. Modelo de una línea

En esta sección se desarrolla en primer lugar la teoría analítica del modelo una línea y luego la teoría implementada en el modelo numérico utilizado en este proyecto.

Existen varios modelos numéricos que permiten entender y predecir la evolución de la morfología de la costa, cuantificando los cambios producidos a lo largo del tiempo. Estos modelos simulan cambios morfológicos en respuesta a los procesos hidrodinámicos que tienen lugar en la zona costera. Se basan en cuantificar la capacidad de transporte de sedimentos de los procesos hidrodinámicos involucrados y modificar la morfología en base a una ecuación de conservación de sedimento. Uno de los modelos más utilizados para analizar cambios morfológicos cuyas escalas se corresponden con el mediano plazo es el modelo de una línea.

El modelo de una línea asume que la dinámica del perfil de playa responde a una escala temporal menor, por lo que lo caracteriza por un perfil promedio. Esta teoría supone que el perfil de playa permanece constante, el cambio de la línea de costa a medida que la playa se acrecienta o erosiona se interpreta a través del movimiento del perfil paralelo a sí mismo y esto está relacionado con el cambio del volumen de sedimentos en la misma. Por este motivo, un contorno conocido de la línea de costa basta para describir los cambios en la forma en planta de la playa y en el volumen de sedimentos. Para obtener las soluciones analíticas, el modelo parte de varias suposiciones:

- La forma del perfil de playa se mantiene constante en el tiempo y está determinada por el perfil de equilibrio.
- El transporte longitudinal de sedimentos es provocado por la acción de las olas rompientes y de las corrientes litorales.
- El transporte de sedimentos sobre el perfil tiene lugar hasta una profundidad límite (profundidad de cierre).

El modelo se basa en la ecuación de conservación del sedimento dentro de un volumen de control como se muestra en la Figura 2.4, considerando un par de ejes cartesianos donde el eje x es orientado de forma paralela a la tendencia de orientación de la línea de costa y el eje y se orienta mar adentro.

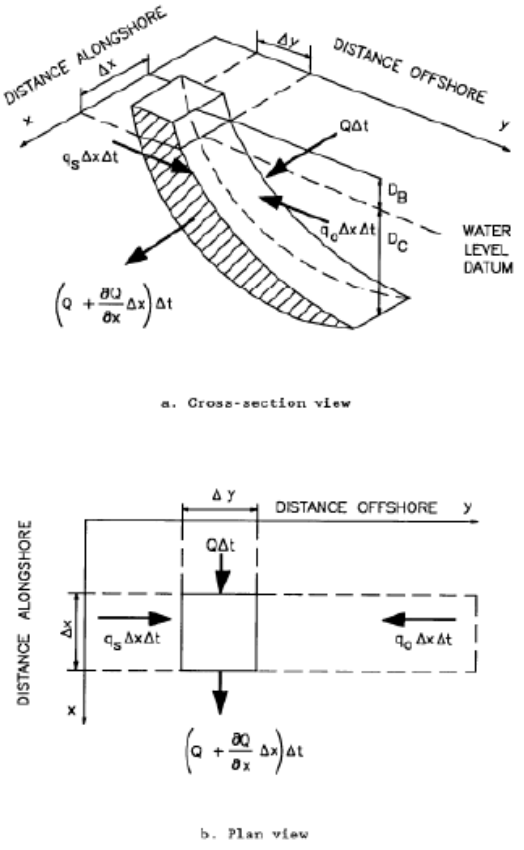


Figura 2.4: Esquema en sección transversal (figura a) y vista en planta (figura b) del balance de sedimento para el cálculo de la evolución de costa (Genesis, *US Army Corps of Engineers, 1984*) .

Aplicando las ecuaciones al sistema se obtiene que:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \tag{8}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + D\frac{\partial y}{\partial t} = 0 \tag{9}$$

Donde:

- Q: transporte longitudinal de sedimentos (m^3/s)
- A: área de la sección transversal, zona sombreada de la Figura 2.4 (m^2)

- x: coordenada a lo largo de la costa (m)
- D: altura del perfil de playa (m)
- t: tiempo (s)

Cuando D se divide entre la altura media de la berma D_B y entre la profundidad de cierre D_C y además, se agrega un término q el cual representa las fuentes o sumideros a lo largo de la costa, la Ecuación 9 se convierte en:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \left(\frac{\partial Q}{\partial x} + q\right) / (D_B + D_C) = 0 \tag{10}$$

La tasa de transporte de sedimentos a lo largo de la costa puede ser expresada a partir de la condición de incidencia del oleaje:

$$Q = Q_0 \sin 2\alpha_e \tag{11}$$

$$\alpha_e = \alpha_b - \alpha_s \tag{12}$$

Donde:

- Q_0: amplitud de la tasa de transporte de arena a lo largo de la costa (m^3/s)
- α_e: ángulo entre las crestas de las olas rompientes y el eje x
- $\alpha_s = \tan^{-1}(\frac{\partial y}{\partial x})$: ángulo entre la línea de costa y el eje x

Entonces, sustituyendo en la Ecuación 11:

$$Q = Q_0 \sin 2\left(\alpha_b - \tan^{-1}\left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)\right) \tag{13}$$

La Ecuación 13 puede ser simplificada asumiendo que el ángulo α_b de la ecuación de transporte de sedimento es muy pequeño:

$$\sin 2\alpha_b \approx 2\alpha_b \tag{14}$$

Por lo tanto:

$$Q = 2Q_0 \left(\alpha_b - \tan^{-1}\left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)\right) \tag{15}$$

Existen varias formulaciones para el cálculo del transporte de sedimentos a lo largo de la costa. Se presenta a continuación la formulación del CERC (U.S Army corps of Engineers, 1984):

$$Q_0 = \frac{\rho}{16} H_b^2 C_{gb} \frac{K}{(\rho_s - \rho)\lambda} \tag{16}$$

Donde:

- ρ: densidad del agua
- H_b: altura de olas en la rompiente
- C_{gb}: celeridad de grupo en la línea de rompiente
- K: constante empírica adimensional
- ρ_s: densidad del sedimento
- λ: porosidad del sedimento

La Ecuación 16 y el ángulo de las ondas rompientes son independientes de las variables x e y en el modelo de una línea, entonces, derivando la Ecuación 15 y sustituyendo en la Ecuación 10, se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \varepsilon \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \tag{17}$$

Donde:

$$\varepsilon = \frac{2Q_0}{D} \tag{18}$$

La Ecuación 17 es conocida como la ecuación de difusión. A partir de esta ecuación, es posible obtener varias soluciones analíticas aplicando ciertas analogías entre las condiciones iniciales y de borde de la evolución de la línea de costa y los procesos de conducción y difusión del calor.

Esta solución analítica permite conseguir una estimación preliminar de la evolución de la costa pero para el análisis integral, un modelado numérico es esencial (Elghandour, 2018).

2.3.1. Modelación numérica para la evolución de la línea de costa

Para el estudio del comportamiento de la línea de costa en el marco de este proyecto fue utilizado un nuevo modelo desarrollado por Roelvink (2017), *Shoreline Simulation model (ShorelineS)*. El modelo representa la línea de costa a partir de una grilla undimensional de puntos (Figura 2.5) que pueden moverse libremente, aumentar la cantidad de puntos o eliminarse, sobre el espacio 2D.

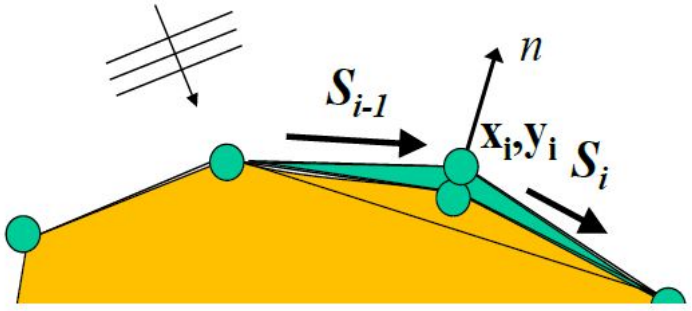


Figura 2.5: Sistema de coordenadas de seguimiento de la línea de costa (Roelvink et al., 2018).

La ecuación gobernante del cambio en la línea de costa se basa en la conservación del sedimento:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = -\frac{1}{D}\left[\frac{\partial Q_s}{\partial_s} + \sum q_i\right] \tag{19}$$

Donde:

- n: Coordenada transversal a la costa
- s: Coordenada longitudinal
- D: Profundidad del perfil activo (m)
- Q_s: Transporte longitudinal de sedimento $(m^3/año)$
- q_i: Término relacionado a fuentes y sumideros $(m^3/m/año)$ debido al transporte longitudinal, overwash, rellenos, extracción de arena y a los intercambios con ríos y mareas

2.3.1.1. Evolución de la costa

En cada uno de los puntos de la grilla se determina la dirección local de la costa a partir de sus puntos adyacentes (línea de referencia) y luego, se calcula el transporte litoral para cada segmento. La Ecuación 19, ecuación diferencial parcial, se resuelve utilizando un esquema explícito escalonado en el tiempo y central en el espacio (Figura 2.5) para lograr la estabilidad numérica:

$$\Delta n_i^j = -\frac{1}{D_c}\frac{2(Q_{s,i}^j - Q_{s,i-1}^j)}{L_i}\Delta t \tag{20}$$

Donde:

- $j=$ índice de pasos de tiempo
- $\Delta t=$ paso del tiempo
- $i=$ índice de puntos de la grilla
- $L_i = \sqrt{(x_{i+1} - x_{i-1})^2 + (y_{i+1} - y_{i-1})^2}$

A partir del desplazamiento normal se deduce que el cambio de la posición del punto i se convierte en:

$$\Delta x_i^j = -\Delta n_i^j (y_{i+1} - y_{i-1})/L_i \tag{21}$$

$$\Delta y_i^j = \Delta n_i^j (x_{i+1} - x_{i-1})/L_i \tag{22}$$

$$x_i^{j+1} = x_i^j + \Delta x_i^j \tag{23}$$

$$y_i^{j+1} = y_i^j + \Delta y_i^j \tag{24}$$

- **Estabilidad numérica**

  El enfoque de discretización del tiempo de la modelación como ya fue mencionado es el explícito. La nueva posición de la línea de costa se calcula a partir de la posición anterior en un paso de tiempo. La solución a partir de este enfoque se vuelve inestable cuando el paso del tiempo seleccionado es mayor que un valor determinado. Dicho valor es determinado a partir del criterio de estabilidad de la solución y de las características físicas de la variable que se debe definir.

Para el caso de la ecuación de difusión (Ecuación 17), de primer orden y discretización central, el criterio de estabilidad es:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x^2}{2\varepsilon} \rightarrow \frac{\Delta t \varepsilon}{\Delta x^2} \leq 0,5 \tag{25}$$

Donde ε es el coeficiente de difusión positivo.

- **Paso de tiempo adaptativo**

  Es de interés en la práctica, determinar el mayor paso de tiempo posible para el cual el modelo se mantiene estable en todos los puntos de la grilla, reduciendo así, los tiempos de cálculo. *ShorelineS* calcula el mayor paso del tiempo mediante el criterio de estabilidad mencionado a partir de una rutina de generación automática.

2.3.1.2. Condiciones de borde

El modelo numérico ofrece la posibilidad de aplicar diferentes condiciones de borde, logrando representar distintos entornos costeros. A continuación se realiza una breve descripción de las condiciones de borde utilizadas.

- **Condición de borde de Neumann:** La posición de la línea de costa permanece constante.

  Esta condición impone sobre los puntos de la grilla indicados, por ejemplo, en el caso del inicio $Q_{s,1}$=$Q_{s,2}$ (primer y segundo punto) o, en el final, Q_{sn}=Q_{sn-1} (último y penúltimo). Esto indica que no existirá a lo largo de esos puntos un gradiente en el transporte de sedimentos, proporcionando una línea de costa fija.

- **Condición de borde Constante**

  Esta condición establece el transporte de sedimentos en los límites indicados con un valor fijo para toda la simulación, en función del transporte inicial relacionado con la orientación inicial de la línea de costa, fijando la orientación de la línea de costa.

- **Condición de borde de Dirichlet**

  Esta condición de contorno permite definir el transporte de sedimentos a lo largo de la costa en un tiempo específico, utilizando un valor constante o una función en el tiempo, por ejemplo, por la existencia de un suministro conocido. También puede ser fijado en 0 para el caso de espigones. Este último caso es denominado como condición de borde de muro.

2.3.1.3. Transformación del oleaje

Los parámetros de las olas de rotura derivan de un clima de olas definido en un punto fijo en aguas profundas, no influenciado por la línea de costa. $ShorelineS$ tiene en cuenta los efectos de asomeramiento, refracción y obtiene las características del oleaje en la línea de rotura a partir de cálculos simplificados. De esta forma, suponiendo contornos de profundidad paralelos a la línea de costa, la ola se transforma desde aguas profundas hasta la línea de rotura en dos pasos:

1. **Desde aguas profundas hasta aguas poco profundas utilizando la Ley de Snell y la relación de dispersión:**

   El primer paso consiste en determinar el ángulo y la altura de las olas cerca de la costa utilizando el ángulo y la altura de las olas en alta mar. El cálculo parte del ángulo local Φ_{loc}, ángulo entre la ola en aguas profundas Φ_0 y la dirección normal a la orientación de la línea de costa Φ_c (Figura 2.8), para obtener el ángulo local en aguas poco profundas Φ_{loc1}.

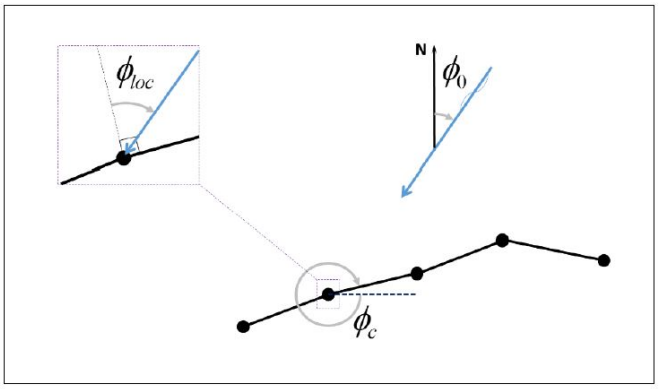


Figura 2.6: Definición de ángulos para la transformación del oleaje (Elghandour, 2018)

2. **Desde aguas poco profundas hasta la profundidad de rotura:**

   El segundo paso consiste en la transformación de la línea de costa a la línea de rompiente. La ola es refractada hasta la profundidad de rotura calculando la altura de ola en la zona de rompiente a partir de la Ecuación 30 para luego mediante la Ecuación 31 obtener la profundidad asociada. Finalmente, usando la Ley de Snell, obtener el ángulo local $\Phi_{loc,br}$ de la ola rompiente.

En resumen, la transformación del oleaje desde aguas profundas hasta la zona de rompiente se calcula a partir de la teoría lineal del oleaje.

- Ley de Snell para el cálculo de la refracción del oleaje:

$$\sin \alpha_2 = \frac{c_2}{c_1} \sin \alpha_1 \tag{26}$$

Donde :

- α_1, α_2 Son los ángulos en las posiciones 1 y 2
- c_1, c_2 son las celeridades en las posiciones 1 y 2 (Ecuación 29)

Las posiciones 1 y 2 indican aguas profundas y aguas poco profundas respectivamente.

- Dispersión lineal (aproximación Guo (2002)):

$$kd = \frac{\omega^2 d}{g} \left(1 - \exp^{-(\omega\sqrt{d/g})^{5/2}}\right)^{-2/5} \tag{27}$$

Donde:

- k: Número de onda $(1/m)$
- d: Profundidad (m)
- g: Aceleración gravitatoria (m/s^2)
- ω: Frecuencia angular (1/s) dada por la Ecuación 28:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \tag{28}$$

- T: Período de al ola (s)
- c: Celeridad de la onda (m/s) dada por la Ecuación 29:

$$c = \frac{\omega}{k} = \omega \frac{kd}{d} \tag{29}$$

- Altura de ola (Ecuación 30) y profundidad en zona de rompiente (Ecuación 31):

$$h_{br} = \left[\frac{(H_{s,o}^2 c_o \cos \theta_o)}{(\alpha \gamma^2 \sqrt{g})}\right]^{0,4} \tag{30}$$

$$d = \frac{h_{br}}{\gamma} \tag{31}$$

Donde γ es un parámetro de rotura.

2.3.1.4. Difracción del oleaje

Las ondas difractadas por la presencia de una estructura costera se ven afectadas tanto en su altura como en su ángulo de incidencia sobre las proximidades de la misma. Se desarrolla a continuación un nuevo enfoque propuesto por Roelvink (Elghandour, 2018), el cual trata los ángulos de las olas difractadas detrás de un dique exento. En cuanto a la afectación del fenómeno en las alturas de las olas, se presenta la definición de los coeficientes de difracción propuestos por Kamphuis (Kamphuis, 2000).

El esquema del enfoque de Roelvink se observa en la Figura 2.8 y para su mejor entendimiento se presenta un esquema general con los parámetros de interés Figura 2.7:

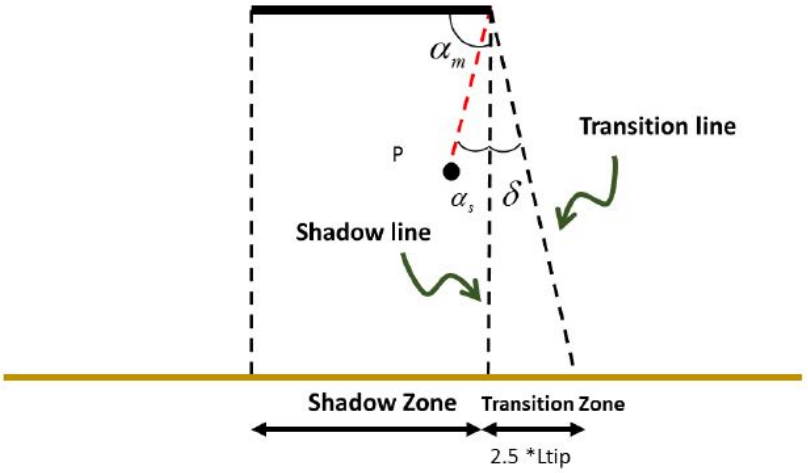


Figura 2.7: Esquema de definición de parámetros relevantes para el enfoque presentado de Roelvink (Elghandour, 2018).

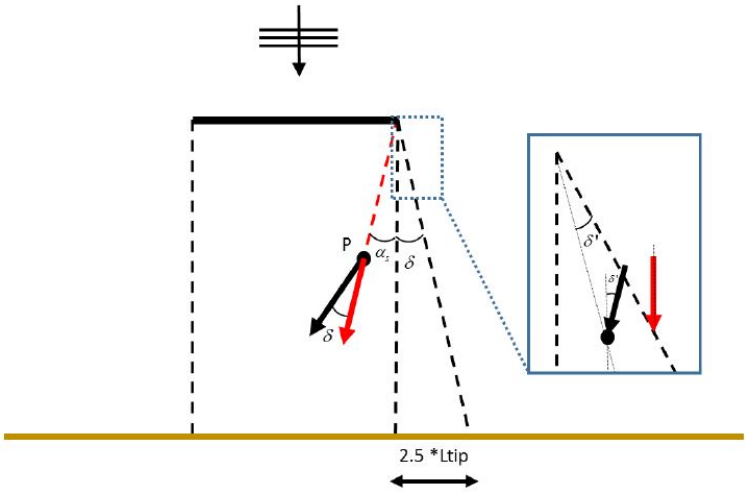


Figura 2.8: Esquema del enfoque de Roelvink para el tratamiento de los ángulos detrás de un dique (Elghandour, 2018).

Este enfoque permite suavizar el cambio de los ángulos desde la zona no protegida hasta la zona de sombra. Este cambio se realiza en dos pasos:

- En primer lugar, en la zona de transición, el ángulo cambia desde la zona no protegida hacia la protegida sumando un ángulo δ'. Dicho ángulo se forma a partir de la línea de transición y el punto analizado.
- En segundo lugar, ya sobre la zona de sombra, se define α_s como el ángulo entre el punto analizado P y el punto de difracción. Considerando también el ángulo δ, se termina de definir el ángulo del punto P en la zona de sombra como $\alpha_s + \delta$

En la figura Figura 2.9 se puede observar el resultado del enfoque de Rolevink para un dique exento.

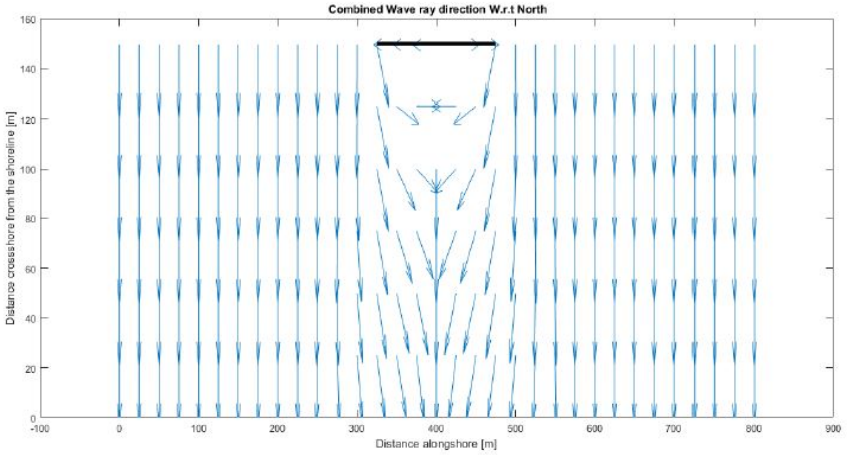


Figura 2.9: Ángulos de las olas detrás de un rompeolas (Elghandour, 2018).

En cuanto al cambio de altura de las olas difractadas, (Kamphuis, 2000) presenta una serie de ecuaciones simplificadas basadas en Goda (1985) para calcular el coeficiente de difracción en la zona de sombra causada por una estructura costera. En la Figura 2.10 se puede observar el rayo incidente de una onda que se aproxima a una estructura de largo S_S perpendicular a la costa. El rayo forma un ángulo α_s con el espigón y un ángulo θ respecto a la línea de sombra para la dirección de la onda media (AO).

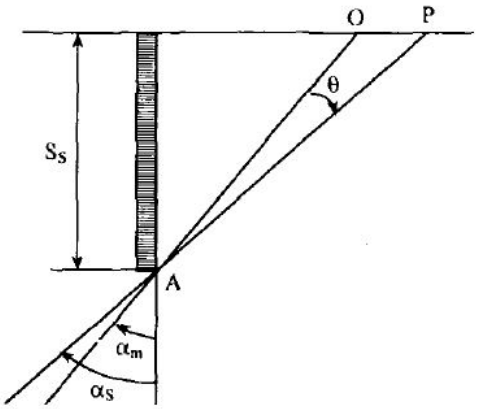


Figura 2.10: Definición de ángulos cerca del espigón (Kamphuis, 2000).

Se presenta entonces los coeficientes de difracción (ecuaciones 32, 33 y 34) para la onda

que llega a un punto P con ángulo θ:

$$K_d = 0,71 - 0,0093\theta + 0,000025\theta^2 \quad \text{para} \quad 0 \geq \theta \geq -90 \tag{32}$$

$$K_d = 0,71 + 0,37 \sin\theta \quad \text{para} \quad 40 \geq \theta \geq 0 \tag{33}$$

$$K_d = 0,83 + 0,17 \sin\theta \quad \text{para} \quad 90 \geq \theta \geq 40 \tag{34}$$

Por lo tanto, sobre la línea de rotura en la grilla de puntos pertenecientes a la zona de sombra de la estructura, la altura de ola rompiente puede ser calculada como la Ecuación 35:

$$H_{sb} = K_d H_{sbr} \tag{35}$$

Siendo H_{sbr} la altura de ola existente debido a procesos tales como la refracción, el asomeramiento y rotura, sin considerar la difracción.

2.3.1.5. Transporte de sedimentos

Como ya fue mencionado antes, el transporte de sedimentos se modela a partir de la ecuación de conservación de masa. El modelo puede calcular este transporte a partir de varias formulaciones indicadas en la Tabla 2.1:

Tabla 2.1: Formulaciones para el cálculo del transporte de sedimentos (Elghandour, 2018).

Author	Notation	Formula	
(U. S. Army corps of Engineers, 1984) *Introduced (A. D. Ashton & Murray, 2006a)	CERC1	$Q_s = bH_{S0}^{5/2} \sin 2(\phi_{loc})$	$b = \frac{k\rho\sqrt{g/k}}{16(\rho_s - \rho)(1-p)}$
	CERC2*	$Q_s = K_2 H_{S0}^{\frac{12}{5}} T^{\frac{1}{5}} \cos^{\frac{6}{5}}(\phi_{loc}) \sin(\phi_{loc})$	$(\phi_{loc})_i^j = \arctan 2\left(\frac{\sin(\phi_c - \phi_w)}{\cos(\phi_c - \phi_w)}\right)_i^j$
	CERC3	$Q_s = bH_{sb}^{5/2} \sin 2(\phi_{locb})$	$K_2 = (\frac{\sqrt{g\gamma}}{2\pi})^{\frac{1}{5}} K_1$, $K_1 \sim 0.4 m^{1/2}/s$ H_{sb} : Significant breaking wave height
(Kamphuis, 1992)	KAMP	$Q_s = 2.33 H_{sb}^2 T^{1.5} m_b^{0.75} D_{50}^{-0.25} \sin^{0.6}(2\phi_{locbr})$	D_{50} : median grain diameter [m] m_b : Mean bed slope (beach slope in the breaking zone) α_b : breaking wave angle

En base al (US Army Corps of Engineers, 2002) se desarrolla a continuación la formulación del *CERC 3*, la cual relaciona el transporte de sedimentos a lo largo de la costa (P_l) con el flujo o potencia de la energía de las olas.

$$P_l = (EC_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \tag{36}$$

Donde E_b es la energía del oleaje (Ecuación 37) y C_{gb} la celeridad de grupo en la línea de rompiente:

$$E_b = \frac{\rho g H_b^2}{8} \tag{37}$$

$$C_{gb} = \sqrt{g d_b} = \left(g \frac{H_b}{\kappa} \right)^{\frac{1}{2}} \tag{38}$$

Donde:

- κ es el índice de rotura calculado a partir de la relación entre la altura de ola y la profundidad en la línea de rompiente.
- El término $(EC_g)_b$ es el flujo de energía del oleaje evaluado en la zona de rompiente.
- α_b es el ángulo del oleaje rompiente relativo a la línea de costa.

Se define la tasa de transporte expresada en peso sumergido, la cual tiene las mismas unidades que la componente litoral del flujo de energía. De esta forma surge la "Fórmula CERC", donde K representa un coeficiente de proporcionalidad empírica, adimensional.

$$I_l = K P_l \tag{39}$$

La Ecuación 39 puede ser escrita como:

$$I_l = K P_l = K (EC_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \tag{40}$$

Asumiendo aguas poco profundas en la zona de rompiente, combinando y simplificando las ecuaciones desarrolladas, se tiene que:

$$I_l = K \left(\frac{\rho g^{\frac{3}{2}}}{16 \kappa^{\frac{1}{2}}} \right) H_b^{\frac{5}{2}} \sin (2\alpha_b) \tag{41}$$

Definiendo la tasa de transporte de sedimentos a lo largo de la costa expresada como una tasa de transporte de volumen en el tiempo Ecuación 42 y utilizando la Ecuación 39, se deduce la Ecuación 43.

$$Q_l = \frac{I_l}{(\rho_s - \rho)g(1-n)} \tag{42}$$

Donde:

- $\rho_s =$ densidad de masa del sedimento (kg/m^3)
- $\rho =$ densidad de masa del agua (kg/m^3)
- $n =$ porosidad

$$Q_l = \frac{K}{(\rho_s - \rho)g(1-n)} P_l \tag{43}$$

Por lo tanto:

$$Q_l = K \left(\frac{\rho\sqrt{g}}{16\kappa^{\frac{1}{2}}(\rho_s - \rho)(1-n)} \right) H_b^{\frac{5}{2}} \sin(2\alpha_b) \tag{44}$$

2.3.1.6. Zonas de sombra

Algunas zonas de la costa quedan protegidas por estructuras presentes en el sistema o por otras secciones de la misma. De esta forma se forman distintas zonas de sombra sobre la línea de costa como se puede apreciar en la Figura 2.11. El modelo comprueba en cada nodo el rayo incidente de onda, si este atraviesa una estructura o sección de costa, el transporte de sedimentos en él se establece igual a cero.

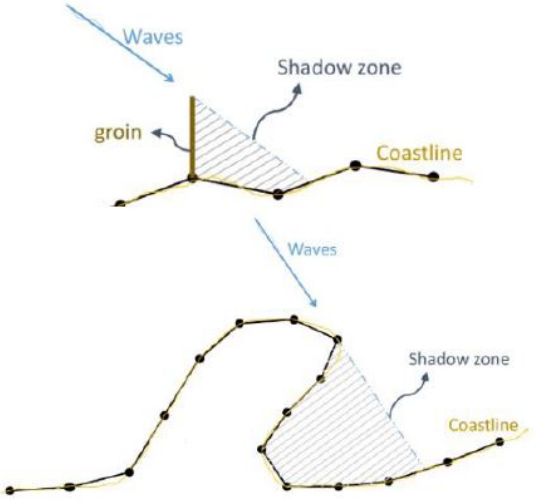


Figura 2.11: Áreas de sombra generadas por estructuras y secciones de la línea de costa (Roelvink, 2017)

2.4. Regla de Bruun

La respuesta del perfil de playa al aumento del nivel de agua fue presentada por Bruun (1962). Esta respuesta implica la recesión horizontal del perfil R y la subida del nivel de mar S. La regla de Bruun está basada en dos hipótesis:

- La forma del perfil no cambia respecto al nivel medio del mar.
- Se conserva el volumen de arena en el perfil.

Por lo tanto, se considera que el perfil se traslada hacia la tierra y hacia arriba sin cambiar de forma, conservando su volumen, como se muestra en el esquema de la Figura 2.12 (R. Dean y Dalrymple, 2004).

El volumen requerido es el producto entre el aumento del nivel de mar S y el ancho del perfil activo L, es decir:

$$Vol_{requerido} = SL \tag{45}$$

El volumen generado por la recesión del perfil horizontal R, es el producto de este por la altura del perfil activo que se estima como: $h^* + B$, siendo h^* la profundidad dada en la progresiva L y B la altura de la berma.

$$Vol_{generado} = R(h^* + B) \tag{46}$$

Igualando las ecuaciones 45 y 46 se obtiene:

$$R = S\frac{L}{h^* + B} \tag{47}$$

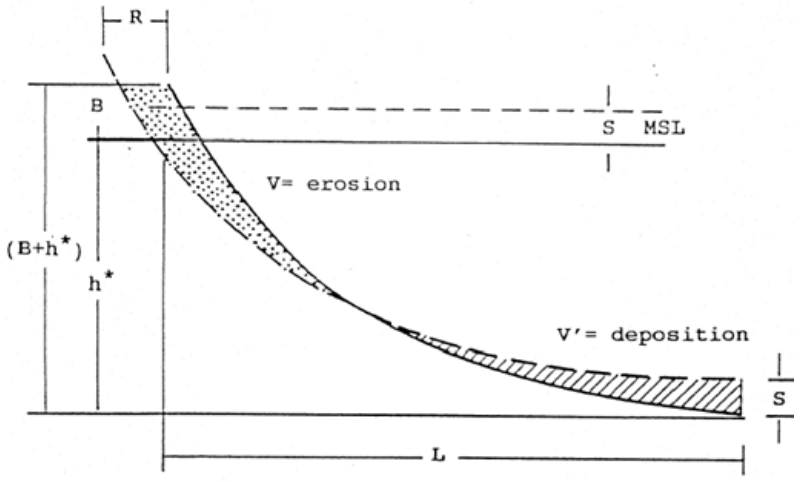


Figura 2.12: Esquema de la regla de Bruun.

2.5. Transporte eólico de sedimentos

El transporte eólico es el transporte de arena producido por el viento y se puede determinar a través de diferentes relaciones desarrolladas a lo largo del tiempo, a continuación se detallan algunos conceptos básicos.

La velocidad de corte crítica o velocidad de corte umbral es la velocidad a la cual se comienza a dar el transporte eólico. Esta velocidad según Bagnold (1941) se determina a partir de la Ecuación 48, en esta formulación no se considera la humedad del suelo.

$$u_{*c} = A\left(\frac{(\rho_s - \rho_a)gD}{\rho_a}\right)^{1/2} \tag{48}$$

Donde $A = 0{,}118$ es una constante adimensionada, ρ_s la densidad de la arena, ρ_a la densidad del aire, g la aceleración gravitatoria y D el diámetro medio del material.

La velocidad del viento tiene una distribución logarítmica dada por:

$$U(Z) = \frac{u_*}{\kappa} Ln\left(\frac{Z_0 + Z}{Z_0}\right) \tag{49}$$

Donde u_* es la velocidad de corte y se define como $u_* = \sqrt{\tau/\rho_a}$, siendo τ el esfuerzo cortante que actúa sobre la arena y ρ_a la densidad del aire, $\kappa = 0{,}4$ es la constante de Von Karman, Z_0 la altura de un elemento de rugosidad que caracteriza la superficie sobre la cual sopla el viento y Z es la altura correspondiente al viento (US Army Corps of Engineers, 2002).

Debido a que Z_0 es despreciable respecto a Z, la Ecuación 49 se aproxima como:

$$U(Z) = \frac{u_*}{\kappa} Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \tag{50}$$

Aplicando esta velocidad a dos alturas (Z_2 y Z_1) y haciendo cálculos se determina una relación entre dos velocidades a diferente altura:

$$u_* = \frac{\kappa(U_{Z2} - U_{Z1})}{Ln\left(\frac{Z_2}{Z_1}\right)} \tag{51}$$

La relación en playa seca de la velocidad de corte y la velocidad del viento medida a 2 metros de altura fue determinada por Hsu (1977) como:

$$u_* = 0{,}044 U_{2m} \tag{52}$$

El transporte eólico se puede hallar de varias formas, algunas de ellas son:

- Hsu (1986)

$$q = K\left(\frac{u_*}{\sqrt{gD}}\right)^3 \tag{53}$$

  Siendo $K = \exp -9{,}63 + 4{,}91D$ en unidades de $g/cm/s$, D el diámetro medio en milímetros, y la tasa de transporte de sedimentos expresada en $g/cm/s$ (US Army Corps of Engineers, 2002).

- Kawamura (1951)

$$q = C\frac{\rho_a}{g}(u_* - u_{*c})(u_* + u_{*c})^2 \tag{54}$$

  Donde, $C = 2{,}78$, el tamaño de sedimento está implícito en la ecuación a través de las velocidades de corte (R. Dean y Dalrymple, 2004).

- Lettau & Lettau (1977)

$$q = C\frac{\rho_a}{g}\sqrt{\frac{d}{d_{ref}}}(u_* - u_{*c})u_*^2 \tag{55}$$

  $C = 4{,}2$ y $d_{ref} = 0{,}25$ mm es un diámetro de sedimento de referencia (R. Dean y Dalrymple, 2004).

Las dos últimas formulaciones son validas para las velocidades de corte mayores a la velocidad de corte crítica, es decir, a partir de la velocidad en la que se comienza a producir el transporte eólico del sedimento.

2.6. Inundación fluvial

2.6.1. Método del NRCS

Este método fue desarrollado para estimar el volumen de escurrimiento asociado a un evento extremo y el hidrograma de crecidas para cuencas no aforadas a partir de la precipitación, las características del suelo, cobertura de la cuenca y condiciones antecedentes de humedad.

La tormenta tiene intensidad variable y su duración es de aproximadamente el doble del tiempo de concentración. El método del NRCS tiene tres etapas, primero se construye la tormenta de diseño por medio del método del bloque alterno que depende del tiempo de concentración y del período de retorno, segundo, se estima la precipitación efectiva a partir del numero de curva de la cuenca y por último, se determina el hidrograma unitario dependiendo de la duración de cada intervalo de la tormenta, del tiempo de concentración y del área de la cuenca (Chow, Maidment, y W.Mays, 2000).

Los grupos hidrológicos clasificados por el NRCS, método que permite estimar hidrogramas de crecidas son los siguientes:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

El grupo hidrológico asociado a cada unidad de suelo permite distinguir fundamentalmente la capacidad de percolación/infiltración de los suelos de la cuenca. Cuanto mayor es el porcentaje de arenas de un suelo (grupo A) menor es el volumen de escurrimiento. Por el contrario, suelos arcillosos presentan bajos niveles de permeabilidad, baja infiltración y por tanto altos volúmenes de escurrimiento (grupos C o D).

2.6.1.1. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración de una cuenca, es el tiempo en que viaja una partícula de agua que recorre el trayecto hidráulicamente más largo hasta la salida de la cuenca, es decir, el tiempo en que comienza a llegar la precipitación de todos los puntos de la cuenca (Chow et al., 2000).

- Método de Ramser y Kirpich (1940)

  Esta formulación determina el tiempo de concentración en cuencas con flujo concentrado (Ecuación 56).

$$T_c = 0,4\frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \tag{56}$$

  Donde:

  - T_c: tiempo de concentración (hs).
  - L: longitud hidráulica en planta del cauce principal (km).
  - S: Pendiente del cauce principal (%)=$\frac{\Delta H\ (m)}{L\ (km)/10}$.

2.6.1.2. Precipitación máxima de tres horas de duración y 10 años de período de retorno ($P_{3,10}$)

La $P_{3,10}$ es una constante que depende del lugar geográfico del país y se determina a partir de las curvas IDF. Dichas curvas asocian la precipitación extrema a una duración y frecuencia. Pero dado que al día de hoy estas curvas no han sido actualizadas se considerará para el territorio una precipitación de referencia de 83 mm como indica el Artículo R.2.3 del Digesto Departamental de Maldonado: "Hasta tanto no se actualicen las IDF de Maldonado, se considerará para todo el departamento, que la precipitación de referencia, para 3 horas de duración y 10 años de período de retorno sea de 83 milímetros"(IdM, Digesto Departamental, 2015).

2.6.2. Flujo unidimensional en régimen no permanente

Para la modelación matemática del flujo de agua en un canal para el caso en que las condiciones del flujo varían en el tiempo y el espacio, se debe recurrir a las ecuaciones

empleadas para modelar el flujo a superficie libre, considerado como unidimensional, gradualmente variado y en régimen no permanente, aplicando balance de masa y de momento, de donde se obtienen las ecuaciones de Saint-Venant.

El modelo *HEC-RAS* incluye un módulo que permite hacer el análisis del flujo unidimensional en régimen no permanente, que aunque representa una simplificación importante del fenómeno de propagación de una avenida, en muchos casos es una aproximación suficientemente adecuada para predecir niveles de agua; además permite incluir almacenamientos que forman parte de un sistema hidráulico, con ello se puede calcular la variación del nivel de la superficie libre en un almacenamiento. El método de solución que emplea para resolver las ecuaciones de continuidad (Ecuación 57) y momento (Ecuación 59) es el esquema en diferencias finitas implícito conocido como esquema de Preissmann (US Army Corps of Engineers (2016)).

La versión diferencial conservativa de la ecuación de continuidad para un flujo del tipo unidimensional en régimen no permanente se expresa mediante la Ecuación 57:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{57}$$

Donde:

- Q, caudal que conduce el canal (m^3/s)
- A, área hidráulica de la sección transversal del canal (m^2)
- q, caudal lateral unitario (m^3/s)
- x, progresiva en la dirección del flujo (m)
- t, tiempo (s)

La ecuación diferencial de momento para flujo unidimensional en régimen no permanente, en su versión conservativa se expresa como (Ecuación 58):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A} + gl_1\right) = gA\left(S_0 + S_f\right) + gl_2 + V_x q \tag{58}$$

Donde:

- l_1, es la integral de fuerzas de presión hidrostática
- l_2, es la integral de fuerzas de presión que actúan sobre el volumen de control, incluye la proyección en dirección x de la fuerza hidrostática que se genera al cambiar el área hidráulica a lo largo del canal, a través de la integral del cambio

de ancho a lo largo del cauce debido al cambio de la geometría de la sección transversal

- g, aceleración de la gravedad (m/s^2)
- V_x componente de la velocidad del flujo lateral en la dirección x
- S_0 pendiente longitudinal del canal
- S_f pendiente de fricción

La versión no conservativa de la ecuación diferencial de momento se escribe como la Ecuación 59:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\left(\frac{\partial H}{\partial x} + S_f\right) = V_x q \tag{59}$$

2.7. Disipación de energía en descargas pluviales

Los disipadores de energía son estructuras diseñadas para generar importantes pérdidas hidráulicas en flujos de alta velocidad. Su fin principal es lograr controlar la erosión en las descargas que se estén analizando, ya sea sobre el lecho de un cauce, bases de estructuras o en las estructuras mismas de conducción.

2.7.1. CSU Rigid Boundary Basin

El cuenco de límites rígidos de la Universidad del Estado de Colorado (*CSU Rigid Boundary Basin*), se esquematiza en la Figura 2.13.

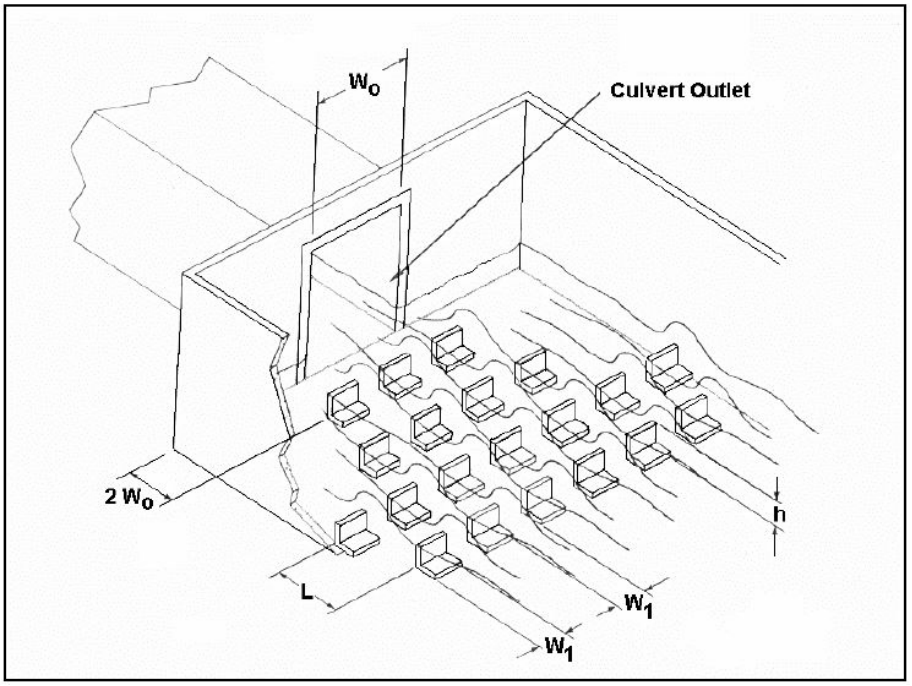


Figura 2.13: Esquema de un disipador CSU Rigid Boundary Basin. (Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006)

La CSU probó una serie de cuencos con diferentes configuraciones de rugosidad para determinar el coeficiente de arrastre medio sobre la parte rugosa. Los efectos de los elementos de rugosidad se reflejan en un coeficiente de arrastre que se derivó empíricamente para cada configuración de rugosidad. El procedimiento experimental consistió en medir las profundidades y las velocidades en cada extremo del volumen de control ilustrado en la Figura 2.14, y calcular el coeficiente de arrastre de la cuenca, CB, a partir de la ecuación del momento equilibrando las fuerzas que actúan sobre el volumen de fluido (Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006).

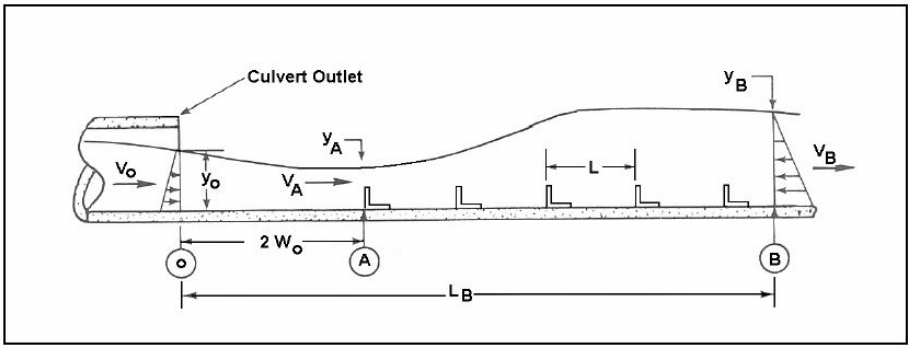


Figura 2.14: Esquema de la definición de la ecuación del momento. (Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006)

Las configuraciones de los cuencos de rugosidad ensayados y los resultados de las pruebas correspondientes para la CB se muestran en la Figura 2.15 y en la tabla de la Tabla 2.2, respectivamente.

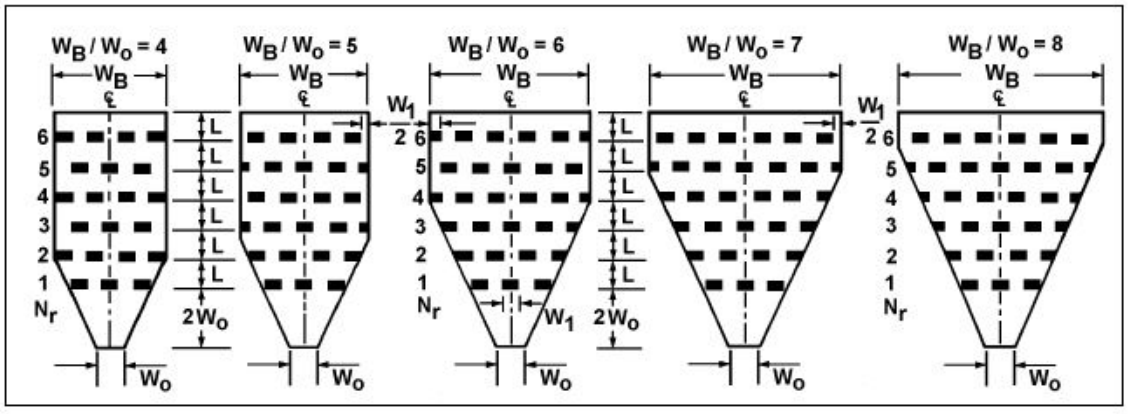


Figura 2.15: Configuraciones de cuencos de rugosidad. (Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006)

Tabla 2.2: Valores de diseño para los elementos de rugosidad.

W_B/W_o			2 to 4			5			6			7		8
W_1/W_o			0.57			0.63			0.6			0.58		0.62
Rows (N_r)			4	5	6	4	5	6	4	5	6	5	6	6
Elements (N)			14	17	21	15	19	23	17	22	27	24	30	30
	h/y_A	L/h	Basin Drag Coefficient, C_B											
RECTANGULAR	0.91	6	0.32	0.28	0.24	0.32	0.28	0.24	0.31	0.27	0.23	0.26	0.22	0.22
	0.71	6	0.44	0.40	0.37	0.42	0.38	0.35	0.40	0.36	0.33	0.34	0.31	0.29
	0.48	12	0.60	0.55	0.51	0.56	0.51	0.47	0.53	0.48	0.43	0.46	0.39	0.35
	0.37	12	0.68	0.66	0.65	0.65	0.62	0.60	0.62	0.58	0.55	0.54	0.50	0.45
CIRCULAR	0.91	6	0.21	0.20	0.48	0.21	0.19	0.17	0.21	0.19	0.17	0.18	0.16	
	0.71	6	0.29	0.27	0.40	0.27	0.25	0.23	0.25	0.23	0.22	0.22	0.20	
	0.31	6	0.38	0.36	0.34	0.36	0.34	0.32	0.34	0.32	0.30	0.30	0.28	
	0.48	12	0.45	0.42	0.25	0.40	0.38	0.36	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	
	0.37	12	0.52	0.50	0.18	0.48	0.46	0.44	0.44	0.42	0.40	0.38	0.36	

(Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006)

Para el diseño se utiliza en la Ecuación 60 el valor de CB seleccionado de la Tabla 2.2, para determinar la velocidad en la última fila de elementos del cuenco, V_B.

La Ecuación 60 es aplicable para cuencos con pendientes inferiores al 10 %.

$$\rho V_0 Q + C_p \gamma (y_0^2/2) W_0 = C_B A_F N (\rho V_A^2/2) + \rho V_B Q + \gamma Q^2/(2V_B^2 WB) \qquad (60)$$

Donde,

- y_0: profundidad en la salida de la alcantarilla, m
- V_0: velocidad en la salida de la alcantarilla, m/s
- W_0: ancho de la descarga a su salida, m
- V_A: velocidad de aproximación a una distancia igual a dos anchos de la descarga a la salida de la misma, m/s
- V_B: velocidad de salida, justo aguas abajo de la última fila de elementos de rugosidad, m/s
- W_B: ancho del cuenco, justo aguas abajo de la última fila de elementos de rugosidad, m
- N: número total de elementos de rugosidad en la cuenca

- A_F: área frontal de un elemento de rugosidad completo, m^2
- CB: coeficiente de arrastre del cuenco
- C_p: coeficiente de corrección del momento para la presión en la salida de la descarga (Figura 2.16)
- γ: peso unitario del agua, N/m^3
- ρ: densidad del agua, kg/m^3

Los valores de C_B indicados son para relaciones de dilatación, W_B/W_0, de 4 a 8 basadas en las configuraciones ensayadas.Los valores de CB desarrollados para la configuración $W_B/W_0 = 4$ son válidos también para relaciones de dilatación inferiores a 4, pero mayores o iguales a 2, siempre que se coloque el mismo número de elementos de rugosidad, N, en el cuenco.

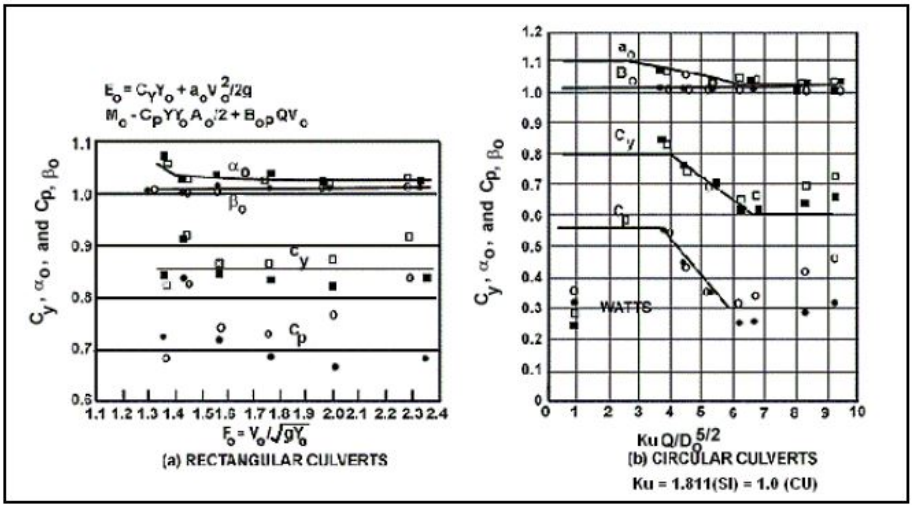
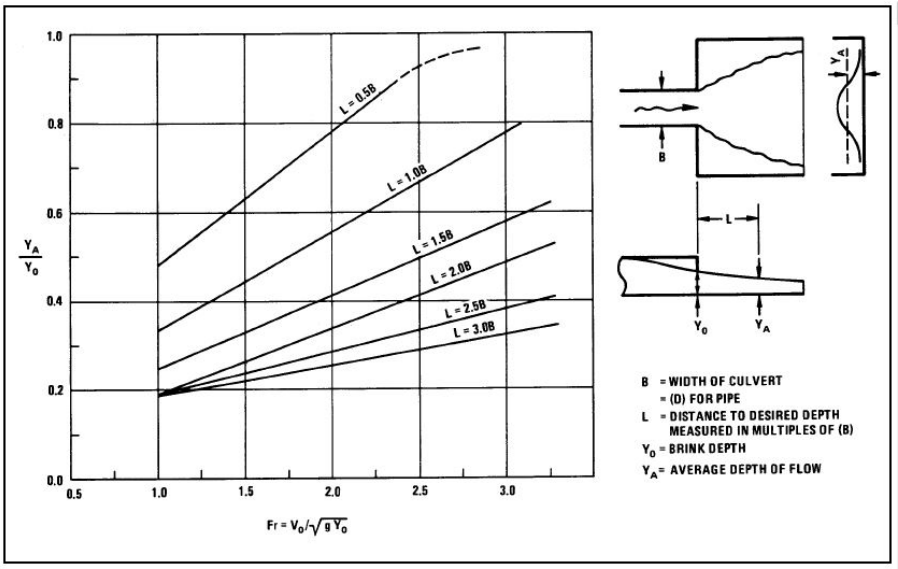
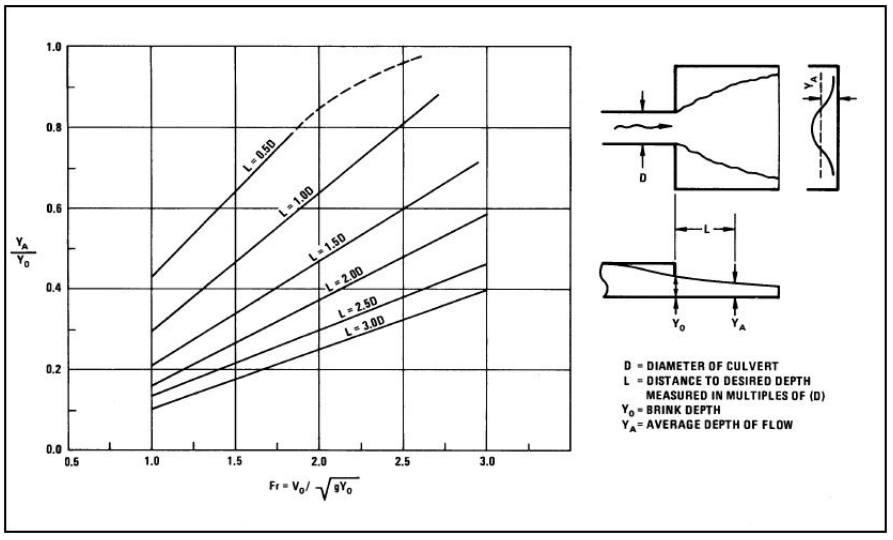


Figura 2.16: Coeficientes de energía y de momento. (Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006)

El tirante y_A al inicio de los elementos de rugosidad se determinan a partir de la Figura 2.17, que se basan en pendientes inferiores al 10 %.



(a) Profundidad media de la expansión brusca por debajo de la salida de la alcantarilla rectangular



(b) Profundidad media de la expansión brusca por debajo de la salida de la alcantarilla circular

Figura 2.17: Profundidad media de la expansión brusca

Estas curvas fueron desarrolladas por Watts (1968) para Froude de 1 a 3 y relacionan el número de Froude con la relación profundidad media/tirante de salida (y_A/y_0). La velocidad V_A se determina con las ecuaciones 61 o 62, también desarrolladas por Watts

(1968):

$$\frac{V_A}{V_0} = 1{,}65 - 0{,}3F_r \tag{61}$$

$$\frac{V_A}{V_0} = 1{,}65 - 0{,}45\frac{Q}{\sqrt{gD^2}} \tag{62}$$

Para el caso de pendiente superior, o para los casos en que las relaciones W_B/W_0 del cuenco sean menores a 4, V_A e y_A pueden calcularse utilizando la ecuación 63 de energía escrita entre la salida de la descarga (sección 0) y aguas abajo en la primer fila de elementos de rugosidad (sección A), (Figura 2.14).

$$2W_0S_0 + Y_A + (0{,}25)(Q/(W_A y_A))^2/2g = y_0 + 0{,}25(V_0/2g) \tag{63}$$

Donde,

$$W_A = W_0[(4/3Fr) + 1] \tag{64}$$

La Ecuación 64 se adapta a partir de las ecuaciones 61 y 62.

3. Descripción de la zona de estudio

Piriápolis es una ciudad balnearia del departamento de Maldonado, ubicada a 90 km de la ciudad de Montevideo (Figura 3.1). Cuenta con una población estable de 8830 habitantes según el censo del INE del 2011. Con más de 3 km de costa sobre el Río de la Plata, es una ciudad que tiene un gran peso histórico por su diseño urbano y arquitectura, siendo el turismo su principal fuente económica.

Para describir la zona de estudio y sus problemáticas se recurrió a estudios previos, recopilación de información, entrevistas a autoridades competentes y a profesionales idóneos en la temática.

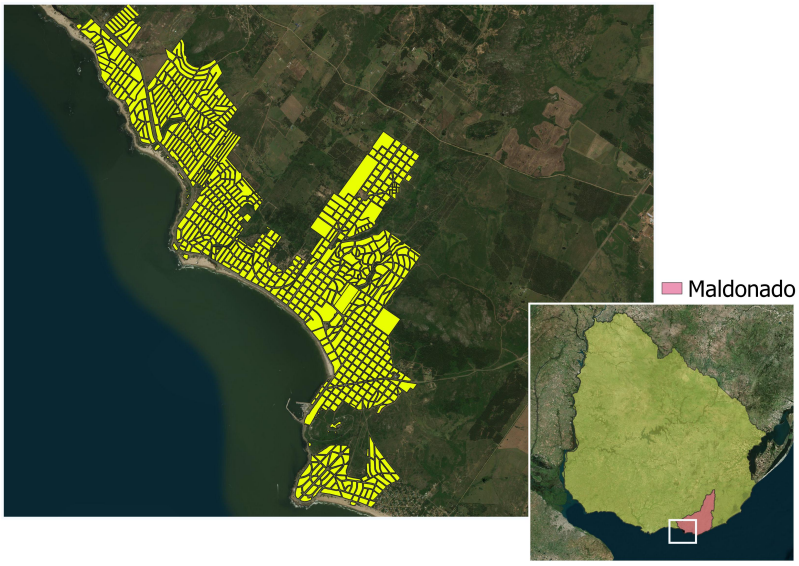


Figura 3.1: Ubicación de la ciudad de Piriápolis

Este estudio está enfocado al arco principal de la ciudad, el cual se encuentra confinado por dos puntas rocosas, al este por la Punta Imán y al oeste por la Punta de los Burros. Desde la fundación del balneario en 1897, Piriápolis ha sufrido grandes intervenciones antrópicas que afectaron directamente dicho arco. Entre las obras más importantes se encuentra el puerto, construido en 1916 y años después, en 1920, la rambla costanera. El levantamiento de la rambla fue posible gracias a un muro de contención construido por delante del primer cordón de dunas que existía en ese entonces, lo que afectó la estabilidad de la playa en perfil y planta (Teixeira, López, y Mosquera, 2009).

En 1944 la DNH construyó una batería de 9 espigones de 30 y 40 metros de largo, con una separación aproximada de 200 metros para estabilizar la playa contra la erosión

causada por la construcción del muro. Luego, en la década del 60, se construyó un nuevo espigón en el extremo suroeste y se prolongaron los existentes.

Posteriormente, en los años 1997-1998, se realizó una ampliación del puerto la cual fue una de las causas del retroceso de la línea de costa en la zona central del arco, en las cercanías del Hotel Argentino, y el avance de la misma en la zona este, extremo que se encuentra a la sombra del puerto (Teixeira et al., 2009).

Para conocer las problemáticas desde el punto de vista de la intendencia departamental de Maldonado, se realizaron entrevistas a dos ingenieros, Federico Steffenino y Gonzalo Zorrilla. Ambos indicaron que el mayor problema hoy en día son las inundaciones en las inmediaciones del arroyo Zanja Honda, pero al tratarse de una localidad balnearia, donde la principal fuente económica es el turismo estival, recuperar el frente de playa es de carácter fundamental. También expresaron que en eventos extremos el mar avanza hasta el muro costero produciendo roturas en el mismo.

En las últimas décadas se han registrado varios eventos extremos que produjeron inundaciones urbanas y costeras, afectando a la población y ocasionando daños estructurales. Algunos de los eventos más relevantes se mencionan a continuación:

- Ciclón extra tropical que se vivió entre el 23 y 24 de agosto del año 2005, el cual provocó el deceso de dos personas, grandes pérdidas materiales y rotura de la rambla.



Figura 3.2: Roturas en la rambla en la zona al este del puerto provocadas por la tormenta del 23 de Agosto de 2005 (Teixeira et al., 2009).

- El 23 de octubre de 2012, se dieron grandes vientos en la localidad provocando la rotura del paseo costero a la altura de la Rambla de los Ingleses.

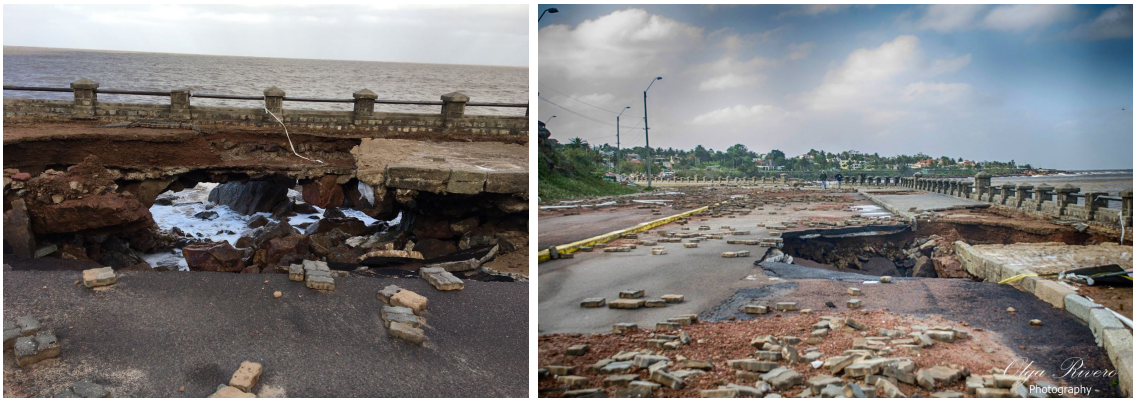
- El 17 de setiembre de 2013 se registró otro ciclón extra tropical en el que el oleaje superó la escollera SW del puerto y se inundó la zona costera. (Ver Figura 3.3)



(a) Muro costero (b) Puerto

Figura 3.3: Temporal del día 17/07/2013 en el puerto [2]

- El 28 de octubre de 2016, producto de la fuerte tormenta, se registraron daños en la rambla al este del puerto (Ver Figura 3.4).



(a) Muro costero (b) Rambla costanera

Figura 3.4: Roturas provocadas por la tormenta del 28/10/2016 [3]

- Durante una tormenta en 2019 se volvieron a registrar daños en la rambla costera al este del puerto pero en menor medida que los eventos antes mencionados.

[2] $http://bcpsalto.blogspot.com$
[3] $http://bcpsalto.blogspot.com$

El colaborador del Municipio de Piriápolis, Carlos Méndez, en respuesta al mantenimiento de la playa y del muro costero, mencionó que la pérdida de arena por voladura hacia la rambla en sudestadas es significativa pero prácticamente la totalidad del volumen es devuelto a la playa, a excepción de la parte contaminada. En la foto mostrada en la Figura 3.5 se puede observar una gran cantidad de arena sobre la Rambla de los Argentinos luego de una tormenta.



Figura 3.5: Arena acumulada en la rambla costera (Foto tomada el 07/06/2020).

Por otro lado, puso en conocimiento que el muro costero no tiene mantenimiento periódico y se observa la falta de mortero (Figura 3.6) a causa de la erosión, ya que se trata de un muro mampuesto.



Figura 3.6: Ausencia de mortero en el muro costero (Foto tomada el 07/06/2020).

En cuanto al drenaje urbano, la IdM busca laminar los pluviales y entubar lo menos posible para lograr un mayor tiempo de concentración para minimizar los cortes que se

generan en la playa por las numerosas descargas pluviales. De todos modos, existen 24 descargas sobre el muro costero incluyendo la alcantarilla del arroyo Zanja Honda.

En base a la recopilación de información de la zona se realiza la Figura 3.7 donde se sintentiza la evolución histórica de la ciudad de Piriápolis.

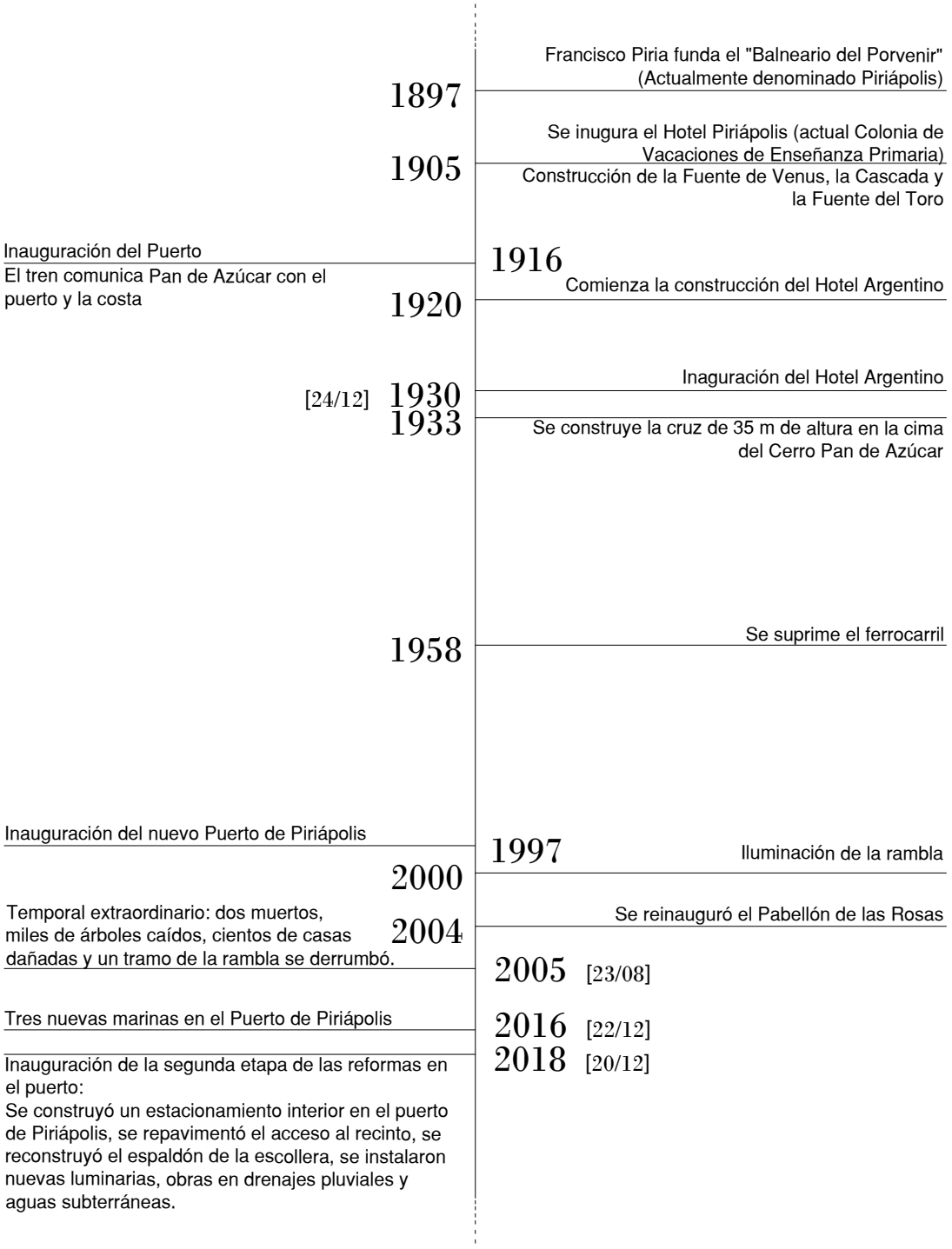


Figura 3.7: Evolución histórica de la ciudad de Piriápolis.

4. Caracterización de los agentes

En esta sección se presenta la caracterización de los forzantes más relevantes para el desarrollo del proyecto, nivel de mar, oleaje, viento y precipitación.

4.1. Nivel de Mar

Para la caracterización del nivel de mar en la zona de estudio se utilizó información medida en la estación de DINAGUA más cercana a Piriápolis, la estación 113, ubicada en el Puerto de Piriápolis e información del reanálisis de niveles de mar realizado por el IMFIA (IMFIA, 2018).

4.1.1. Estación 113 puerto de Piriápolis

La estación 113 de DINAGUA se encuentra en el puerto de Piriápolis como se puede observar en la Figura 1.9. El registro de dicha estación cuenta con 51 años medidos en distintas frecuencias y con datos faltantes. Las distintas frecuencias de muestreo se indican en la Figura 4.1.

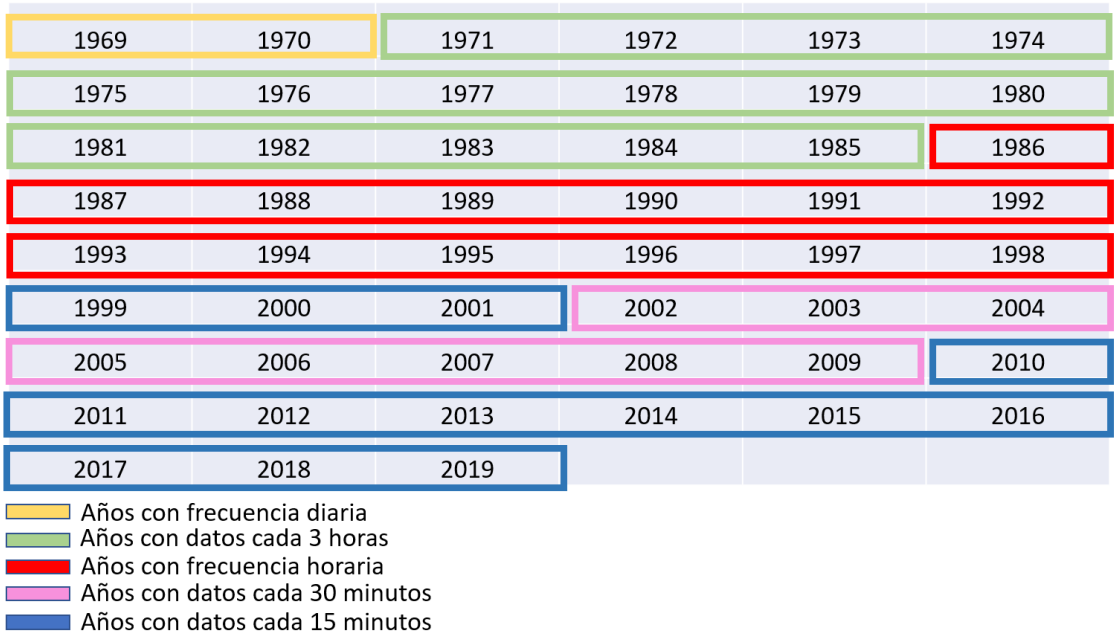


Figura 4.1: Frecuencias de muestreo originales de la serie de nivel en la Estación 113.

Fueron considerados como completos todos aquellos años en los cuales el número de

datos faltantes resultaron menores al 15 % del total anual. En consecuencia, se trabajó con una serie de 21 años completos y frecuencia horaria indicados en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Años considerados completos de nivel de mar con frecuencia horaria, Estación 113.

1987	2003	2012
1988	2004	2013
1989	2006	2014
1990	2008	2015
1994	2009	2016
2001	2010	2017
2002	2011	2018

Se muestra en la Figura 4.2 el total de datos de la estación y los años considerados completos con frecuencia horaria:

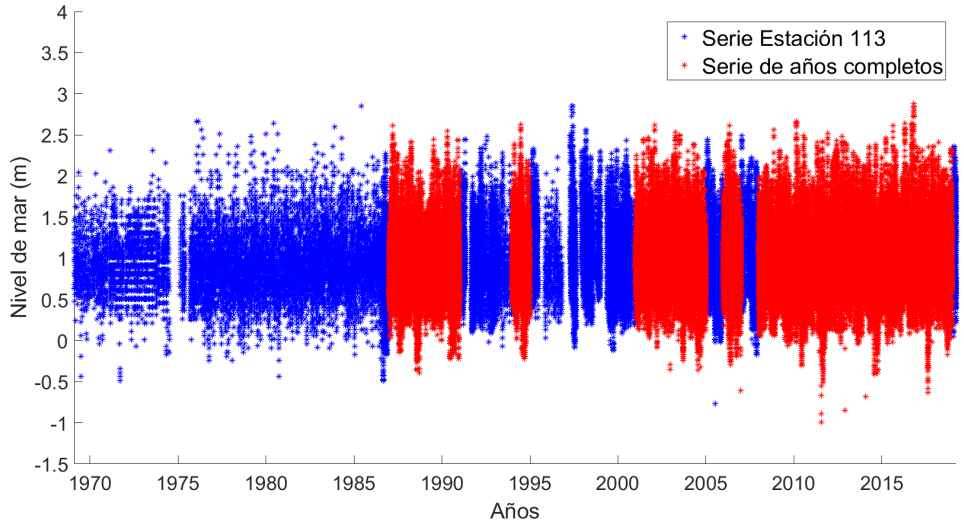


Figura 4.2: Nivel de mar medido en la Estación 113 con detalle de años completos en frecuencia horaria. Valores en metros respecto al cero Wharton.

Para la serie depurada de niveles de mar se calcularon los estadísticos presentados en la Tabla 4.2. En la Figura 4.3 se muestra el gráfico de la serie considerada completa indicando el nivel medio; en la Figura 4.4 la curva de permanencia y en la Figura 4.5 el histograma de frecuencia.

Tabla 4.2: Parámetros estadísticos del régimen medio de nivel de mar Estación 113. Valores en metros respecto al cero Wharton.

Máximo (m)	Mínimo (m)	Media (m)	Mediana (m)	Desviación estándar (m)
2.88	-0.99	0,97	0,94	0,36

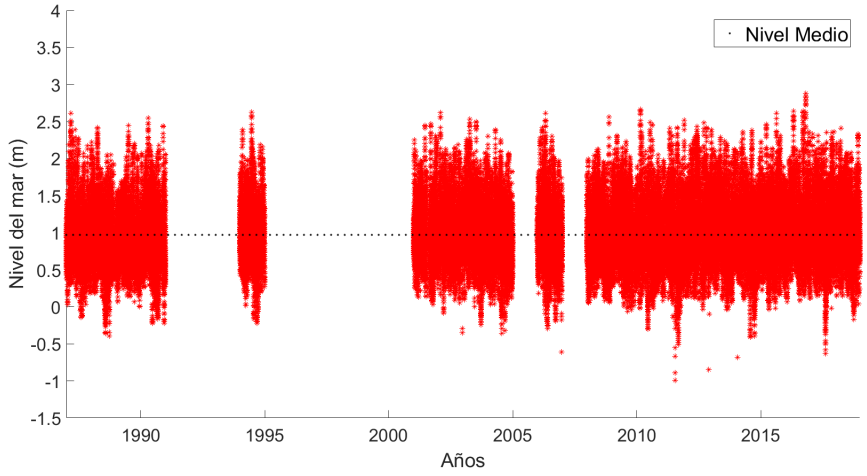


Figura 4.3: Serie de 21 años completos de nivel de mar, Estación 113. Nivel medio 0.97 m respecto al cero Wharton (0,06 m respecto al cero Oficial).

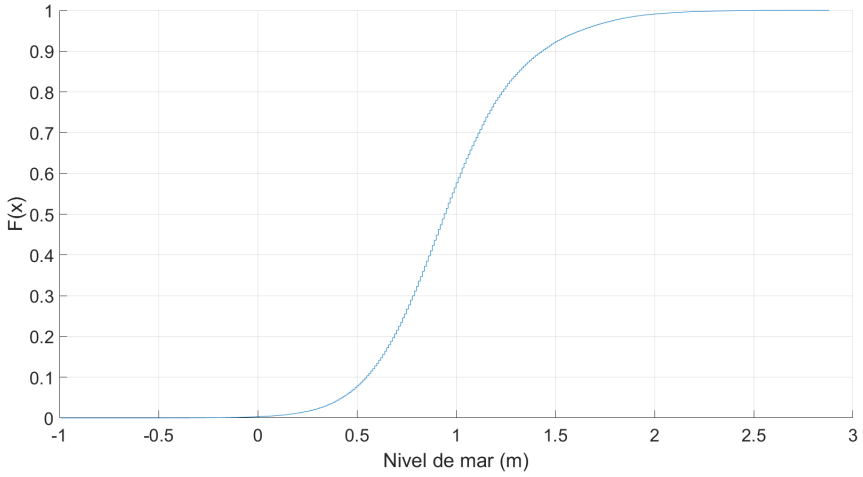


Figura 4.4: Curva de permanencia de niveles analizados, Estación 113. Valores referidos al cero Wharton.

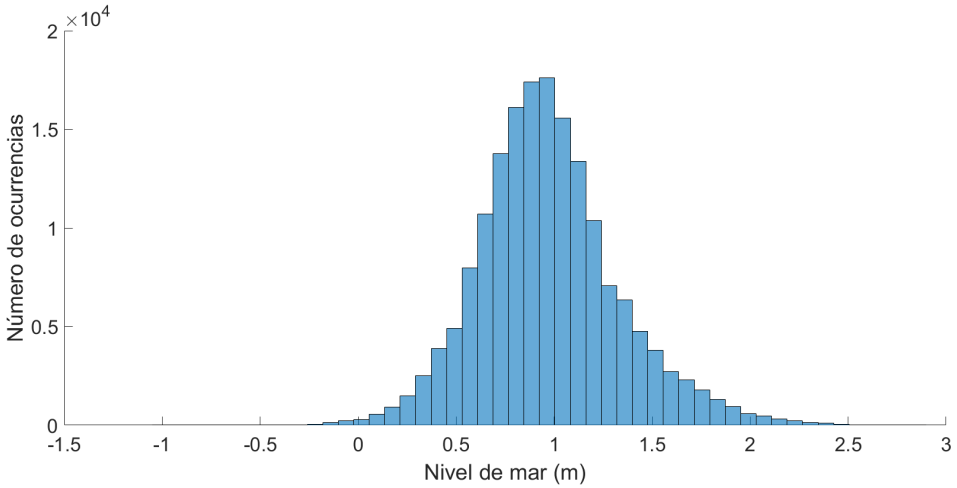


Figura 4.5: Histograma de frecuencias de niveles de mar. Valores referidos al cero Wharton.

4.1.1.1. Régimen extremal

La caracterización del régimen extremal de la serie de niveles medida en la Estación 113 se realizó por un lado tomando como extremos los máximos anuales de la serie depurada y por otro lado definiendo extremos como los picos sobre un umbral, considerando la serie entera (todos los datos medidos en la estación).

En la Figura 4.6 se presentan los máximos anuales, se observa que varían entre 2,31 m y 2,88 m respecto al cero Wharton (1,40 m y 1,97 m respecto al cero Oficial).



Figura 4.6: Máximos anuales de nivel de mar, Estación 113. Valores en metros referidos al cero Wharton.

Con el fin de cuantificar el comportamiento de los valores extremos de nivel de mar, la serie de máximos fue ajustada a una distribución Generalizada de Valores Extremos (GEV), resultando los parámetros que se presentan en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Parámetros de ajuste GEV con sus respectivos intervalos de confianza del 95 %, siendo ξ parámetro de forma, σ de escala y μ de posición.

Parámetros		Limite inferior	Límite superior
ξ	-0,0457	-0,3832	0,2918
σ	0,1073	0,0752	0,1531
μ	2,4585	2,4062	2,5108

Debido a que los intervalos de confianza del parámetro de forma comprenden al valor 0, se realizó el ajuste de los datos a una función de distribución Gumbel, caso particular de funciones GEV. Se muestra en la Tabla 4.4 los parámetros del ajuste, en la Figura 4.7 el gráfico correspondiente y en la Tabla 4.5 el resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 4.4: Parámetros de ajuste Gumbel con sus respectivos intervalos de confianza del 95 %, siendo μ el parámetro de posición y σ de escala.

Parámetros		Limite inferior	Límite superior
μ	-2,4559	-2,5036	-2,4082
σ	0,1057	0,0756	0,1477

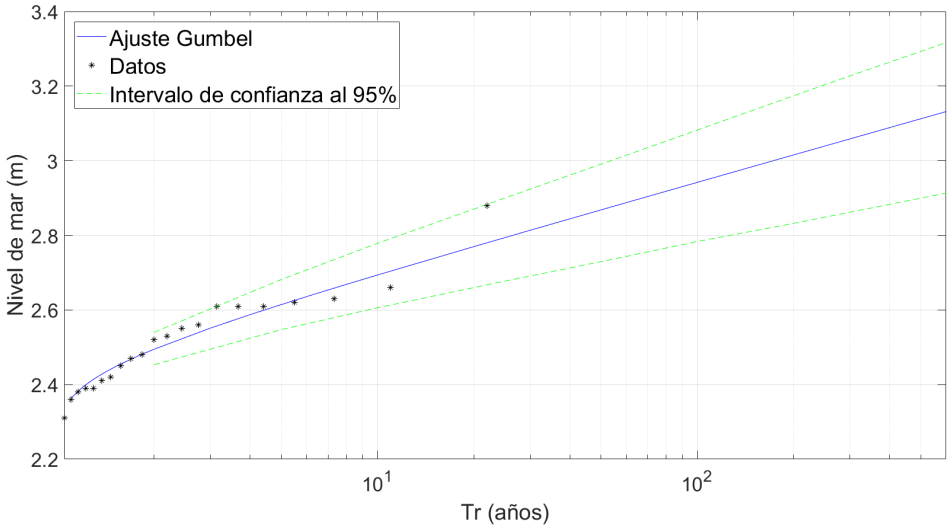


Figura 4.7: Ajuste de máximos anuales de nivel a distribución Gumbel, referidos al cero Wharton.

Tabla 4.5: Niveles de mar obtenidos mediante el ajuste de máximos anuales a la función de distribución Gumbel referidos al cero Wharton con sus respectivos intervalos de confianza al 95 %.

Período de retorno (m)	Niveles de mar (m)	Interalos de confianza 95 % (m)
10	2,69	[2,61 , 2,78]
25	2,80	[2,68 , 2,91]
50	2,87	[2,73 , 2,99]
100	2,94	[2,79 , 3,09]
500	3,11	[2,91 , 3,31]

Debido a que la serie de máximos anuales posee pocos datos, como ya fue mencionado,

se realizó el estudio de los valores que superan un determinado umbral en toda la serie medida en la Estación 113. Para realizar el análisis de picos sobre el umbral, primero fueron identificados eventos de tormenta, la duración fue determinada como el promedio de las duraciones de las tormentas en las que se dieron los máximos anuales de nivel de mar, indicados en el gráfico de la Figura 4.6, resultando la independencia entre tormentas de 72 horas.

Una vez identificados los eventos de tormenta con sus respectivos picos fue definido un valor umbral a través del gráfico MRLP (Mean Residual Life Plot), que se muestra en la Figura 4.8:

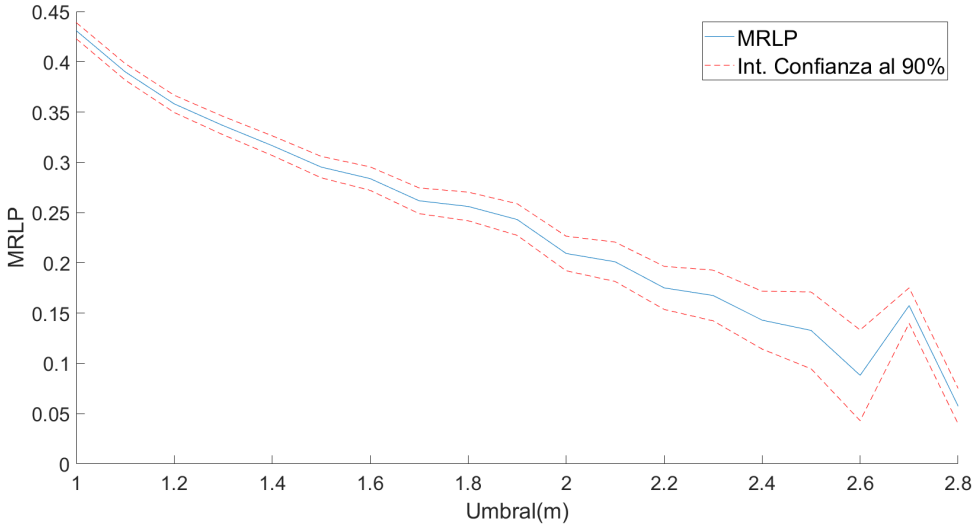


Figura 4.8: Mean Residual Life Plot obtenido a partir de los valores máximos de nivel de mar obtenidos en los eventos identificados.

Considerando el gráfico de la Figura 4.8 se definió el valor umbral de 1,7 m, valor a partir del cual existe cierta linealidad.

Finalmente, de cada uno de esos eventos se tomó el pico máximo de nivel superior al valor umbral definido, totalizando una serie de 860 datos (picos sobre el umbral). Dicha serie fue ajustada a una función de distribución de Pareto Generalizada y los parámetros de ajuste se presentan en la Tabla 4.6 (forma y escala).El gráfico del ajuste se presenta en la Figura 4.9 y el resumen de resultados en la Tabla 4.7.

Tabla 4.6: Parámetros de ajuste a distribución de Pareto Generalizada y sus intervalos de confianza del 95 %.

Parámetros		Limite inferior	Límite superior
ξ	-0,1863	-0,2479	-0,1247
σ	0,3111	0,2843	0,3404

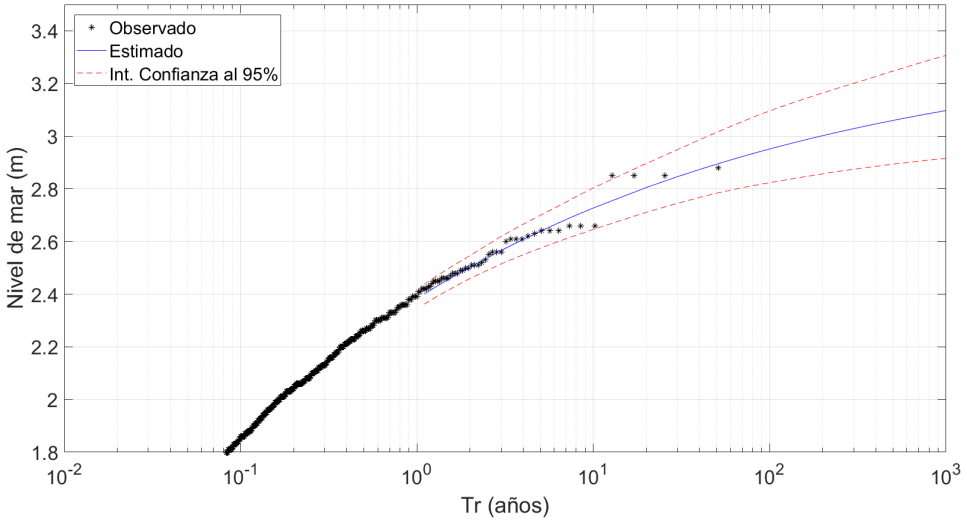


Figura 4.9: Ajuste de niveles pico a distribución de Pareto Generalizada, valores referidos al cero Wharton.

Tabla 4.7: Niveles de mar obtenidos mediante el ajuste de máximos anuales a función de distribución Pareto Generalizada con sus respectivos intervalos de confianza al 95 %, referidos al cero Wharton.

Período de retorno (m)	Niveles de mar (m)	Interalos de confianza 95 % (m)
10	2,73	[2,64 , 2,80]
25	2,83	[2,74 , 2,93]
50	2,89	[2,77 , 3,01]
100	2,95	[2,81 , 3,09]
500	3,06	[2,88 , 3,25]

Para evaluar la calidad del modelo ajustado fue realizado un gráfico de cuantiles QQplot

que se muestra en la Figura 4.10. En él se puede observar que los datos resultaron aproximadamente lineales indicando un ajuste razonable.

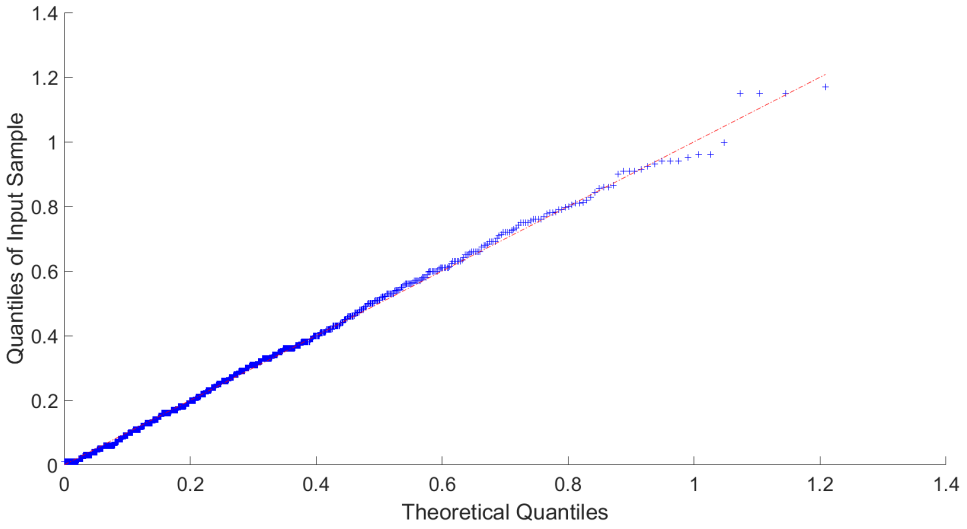


Figura 4.10: QQplot para el ajuste de picos sobre el umbral a distribución de Pareto Generalizada.

Finalmente se presenta a modo comparativo en la Tabla 4.8 los resultados obtenidos de nivel de mar en los dos ajustes realizados para los distintos períodos de retorno:

Tabla 4.8: Niveles de mar obtenidos mediante los ajustes realizados para distintos períodos de retorno, referidos al cero Wharton.

Período de retorno (años)	Nivel de mar (m)	
	Gumbel	Pareto Generalizada
10	2,69	2,73
20	2,77	2,80
50	2,87	2,89
100	2,94	2,95
500	3,11	3,06

Se puede observar en el resumen de resultados (Tabla 4.8) que los niveles del ajuste de Pareto Generalizada son mayores y tienden a igualarse a los valores obtenidos a partir del ajuste Gumbel para períodos de retorno grandes. Observando la Tabla 4.5 y la Tabla 4.7

se puede apreciar que los intervalos de confianza del ajuste de los picos sobre el umbral son apenas más estrechos. Si bien ambos ajustes presentan buenos resultados, se tomarán para los estudios posteriores los valores obtenidos a partir de la distribución de Pareto Generalizada.

4.1.2. Reanálisis

Fueron analizados los datos del reanálisis numérico del IMFIA obtenidos de la boya virtual (ver Figura 1.9) con el fin de compararlos con los datos medidos. Dicha serie abarca el período de 1985 al 2016 y refleja mediciones de profundidad.

Para comparar los datos de reanálisis con la serie de niveles medidos, en primer lugar se calculó la oscilación de nivel de mar respecto al nivel medio de la serie medida, 0,97 m (0Wh). En la Figura 4.11 se presenta la serie obtenida del reanálisis y la comparación con la serie medida.

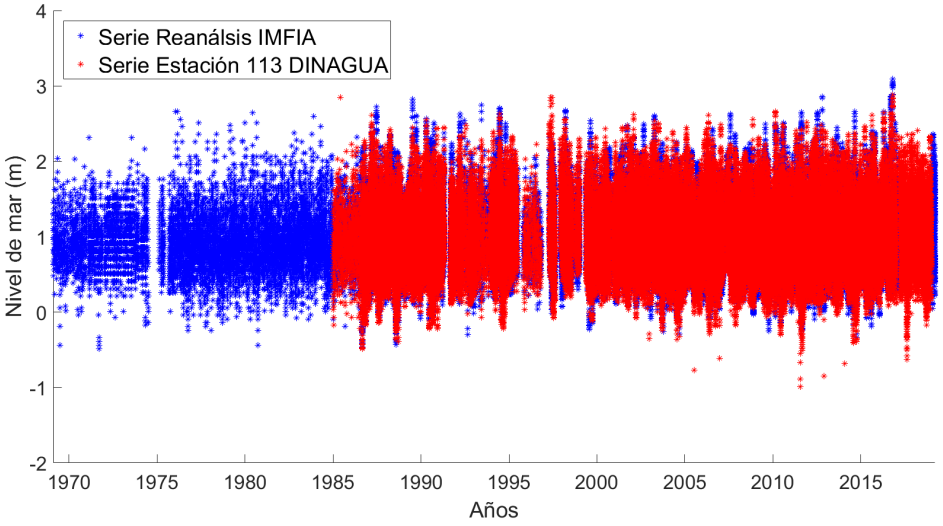


Figura 4.11: Serie de reanálisis vs. años considerados como completos de la Estación 113.

En segundo lugar fue realizado el diagrama de dispersión (ver Figura 4.12) del conjunto de datos simultáneos, medidos y modelados.

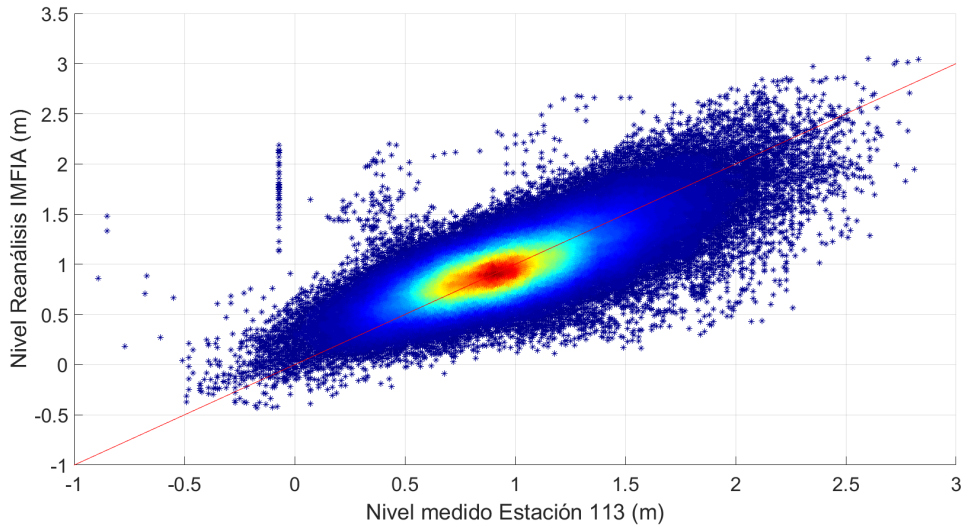


Figura 4.12: Diagrama de dispersión del conjunto de datos medidos en la estación y del reanálisis. El color rojo indica las parejas de datos que se presentan con mayor frecuencia.

Por último fue calculado el coeficiente de correlación y la raíz del error cuadrático medio entre las variables. Los resultados se detallan en la Tabla 4.9

Tabla 4.9: Coeficiente de correlación y error cuadrático medio de las variables

r	0,76
RMSE (m)	0,24

Los resultados obtenidos muestran que la serie de reanálisis representa adecuadamente los niveles medidos. Si bien el coeficiente de correlación resultó en un valor no muy cercano a 1, las variables presentan una correlación positiva. Por lo tanto, en este trabajo se utiliza la serie de reanálisis cuando no se cuenta con datos medidos de nivel de mar de la Estación 113.

4.2. Oleaje

4.2.1. Características del oleaje cercano al área de estudio

El oleaje se caracterizó a partir de la serie de datos extraídos del hindcast realizado por el IMFIA (IMFIA, 2018) en la boya virtual cercana al área de estudio (ver ubicación Figura 1.9).

En las figuras 4.13, 4.14 y 4.15 se presenta la variación temporal de la altura de ola significante en la boya, su histograma y su curva de permanencia.

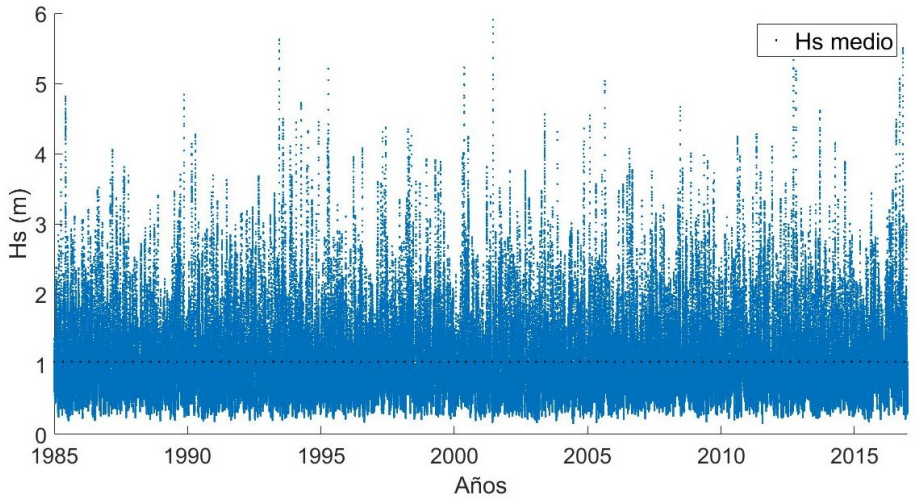


Figura 4.13: Variación temporal de la altura de ola significante (m) en la boya virtual.

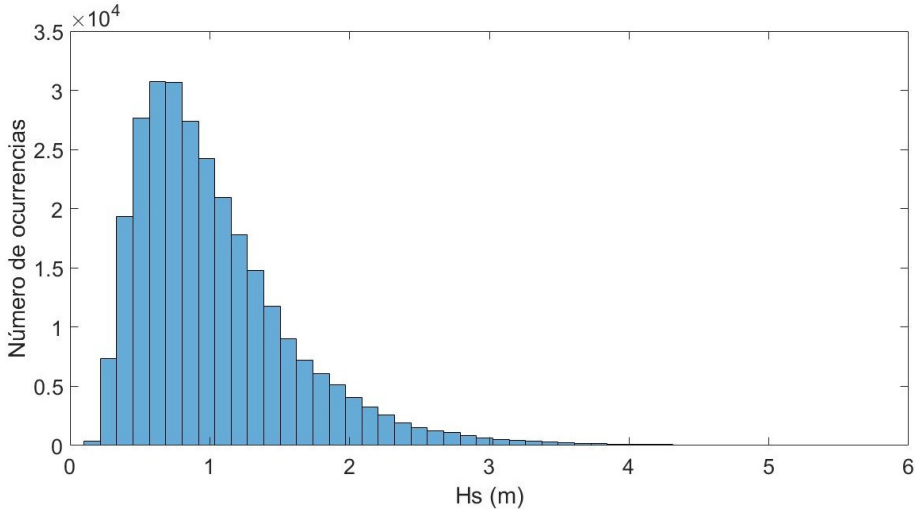


Figura 4.14: Histograma de altura significante en la boya virtual.

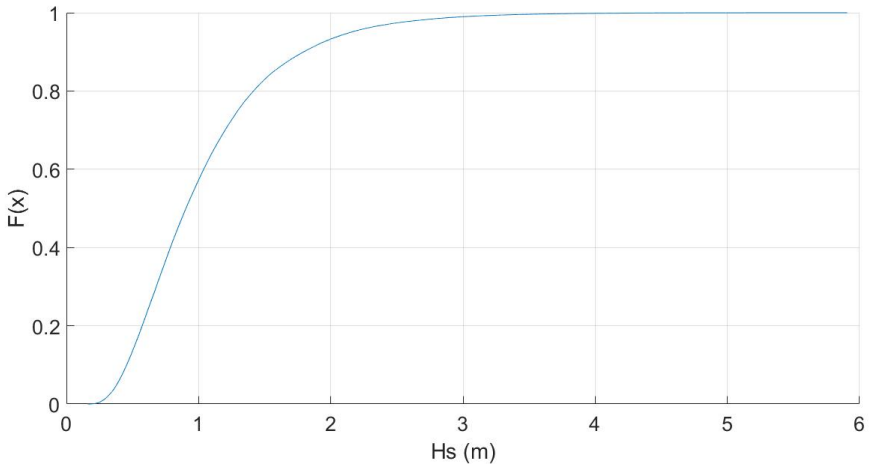


Figura 4.15: Curva de permanencia de la altura significante en la boya virtual.

En la Figura 4.16 se presenta el gráfico de dispersión de la altura de ola significante y el período pico, en rojo se señalan las parejas de valores de $T_p - H_s$ que se presentan con mayor frecuencia en la serie y las de menor coincidencia en azul. En la Tabla 4.10 se muestran los porcentajes con los que se da la ocurrencia conjunta de los parámetros, en sombreado rojo se indican las parejas que tienen una mayor frecuencia de ocurrencia.

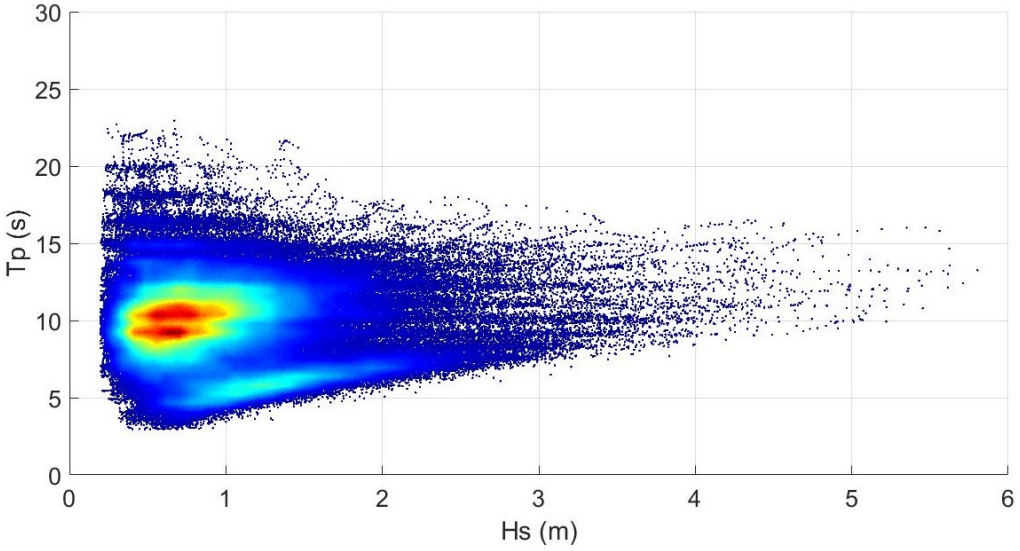


Figura 4.16: Altura de ola significante frente a período pico en la boya virtual.

Tabla 4.10: Frecuencias de ocurrencia de los valores $T_p - H_s$ en % del oleaje en la boya virtual.

		Hs (m)												
		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
Tp (s)	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0,102	0,020	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0,609	0,555	0,004	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0,003	1,066	2,991	0,591	0,008	0	0	0	0	0	0	0	0
	6	0,005	1,381	3,198	3,134	0,620	0,023	0,001	0	0	0	0	0	0
	7	0,031	2,107	1,969	1,782	1,634	0,478	0,034	0	0	0	0	0	0
	8	0,054	4,394	3,104	1,267	0,844	0,606	0,233	0,026	0,003	0	0	0	0
	9	0,086	6,488	4,382	1,385	0,515	0,284	0,205	0,068	0,019	0,003	0	0	0
	10	0,088	6,814	5,759	1,855	0,619	0,212	0,150	0,096	0,028	0,006	0,006	0	0
	11	0,056	5,260	5,741	2,375	0,731	0,227	0,099	0,055	0,037	0,014	0,004	0,001	0
	12	0,029	3,125	3,931	1,945	0,712	0,221	0,102	0,056	0,024	0,008	0,007	0,002	0
	13	0,035	1,596	2,018	1,179	0,555	0,181	0,067	0,035	0,013	0,012	0,002	0,003	0,001
	14	0,010	1,128	1,055	0,544	0,296	0,126	0,059	0,037	0,007	0,007	0,001	0	0
	15	0,027	0,982	0,741	0,288	0,150	0,073	0,044	0,019	0,015	0,008	0,001	0	0
	16	0,012	0,425	0,289	0,099	0,041	0,025	0,011	0,006	0,005	0,004	0,001	0,001	0
	17	0,008	0,268	0,125	0,024	0,020	0,005	0,001	0,001	0	0	0	0	0
	18	0,007	0,259	0,083	0,016	0,005	0,002	0	0	0	0	0	0	0
	19	0,001	0,053	0,019	0,005	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	20	0,002	0,086	0,018	0,006	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	21	0	0,011	0,004	0,002	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	22	0,001	0,020	0,001	0,002	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	23	0	0,001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	25	0	0,005	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Para el estudio de la pareja de valores $D_p - H_s$ se realizó el mismo procedimiento mostrado antes, el gráfico de dispersión se muestra en la Figura 4.17 y en la Tabla 4.11 se detallan las frecuencias de ocurrencia para las parejas de valores. También se presenta la rosa de oleaje en la Figura 4.18.

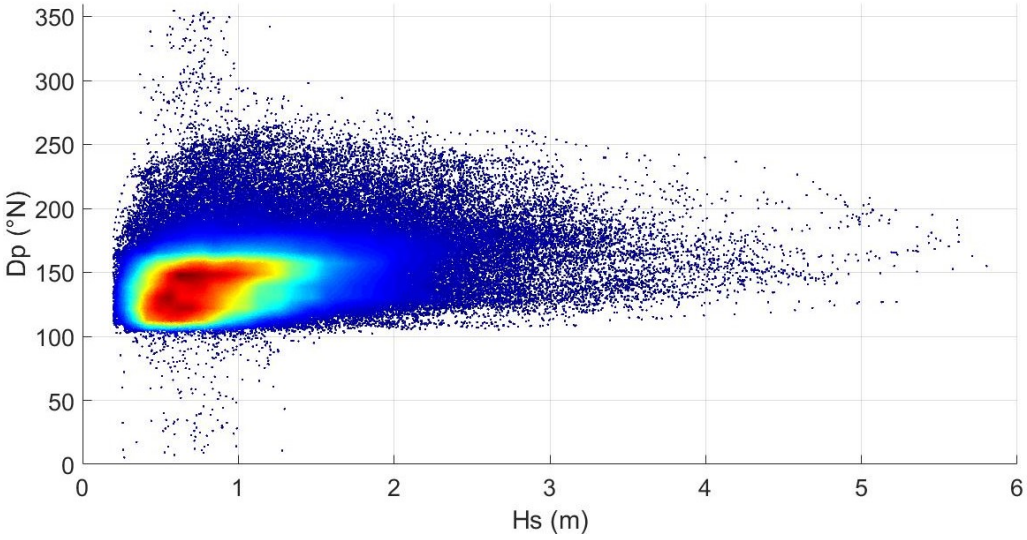


Figura 4.17: Altura de ola significante frente a la dirección pico en la boya virtual.

Tabla 4.11: Frecuencias de ocurrencia de los valores $D_p - H_s$ en % del oleaje en la boya virtual.

		Hs (m)												
		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
Dp (°N)	90	0	0,039	0,035	0,003	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	105	0,024	2,799	1,264	0,179	0,051	0,018	0,005	0	0	0	0	0	0
	120	0,164	10,020	7,231	1,897	0,502	0,145	0,058	0,021	0,004	0,002	0,002	0	0
	135	0,136	9,581	8,266	3,525	1,298	0,381	0,151	0,090	0,029	0,004	0,001	0	0
	150	0,066	8,659	11,004	4,978	1,472	0,383	0,134	0,075	0,041	0,029	0,004	0,001	0
	165	0,056	3,259	4,628	3,072	1,506	0,532	0,194	0,083	0,040	0,014	0,005	0,003	0
	180	0,006	0,899	1,662	1,458	0,939	0,467	0,245	0,080	0,019	0,008	0,002	0,003	0
	195	0,002	0,407	0,753	0,612	0,463	0,257	0,117	0,034	0,007	0,001	0,007	0,001	0
	210	0	0,238	0,458	0,370	0,247	0,135	0,055	0,011	0,007	0,003	0,002	0	0
	225	0	0,148	0,323	0,206	0,164	0,088	0,030	0,004	0,001	0,001	0	0	0
	240	0	0,071	0,224	0,135	0,073	0,052	0,011	0,003	0,001	0	0	0	0
	255	0	0,019	0,106	0,054	0,029	0,004	0,006	0	0	0	0	0	0
	270	0	0,042	0,046	0,014	0,005	0	0	0	0	0	0	0	0

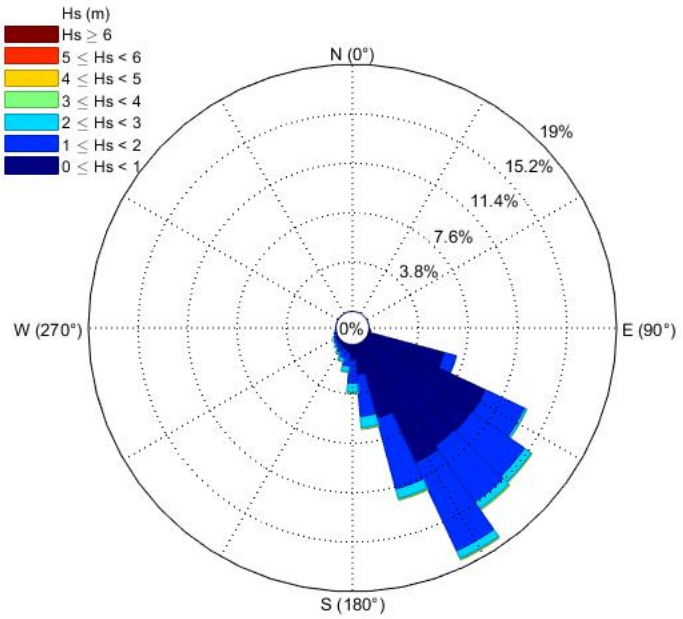


Figura 4.18: Rosa del oleaje en la boya virtual.

En la rosa se puede ver que el oleaje incide desde el sureste. Las alturas de ola en su mayoría toman valores de entre 0 y 3 metros.

4.2.2. Relación entre altura de ola significante y nivel de mar

En la Figura 4.19 se presenta el diagrama de dispersión del período en común de la altura de ola significante y la serie completa del nivel de mar medido en la Estación 113 de DINAGUA. En color rojo se encuentran las parejas de valores que se dan con mayor frecuencia. Se puede observar que para mayores niveles de mar (NM) se dan mayores alturas de ola, lo que indica una correlación entre ambos. En la Tabla 4.12 se encuentran los porcentajes correspondientes a la frecuencia con la que se dan las parejas de valores $H_s - NM$.

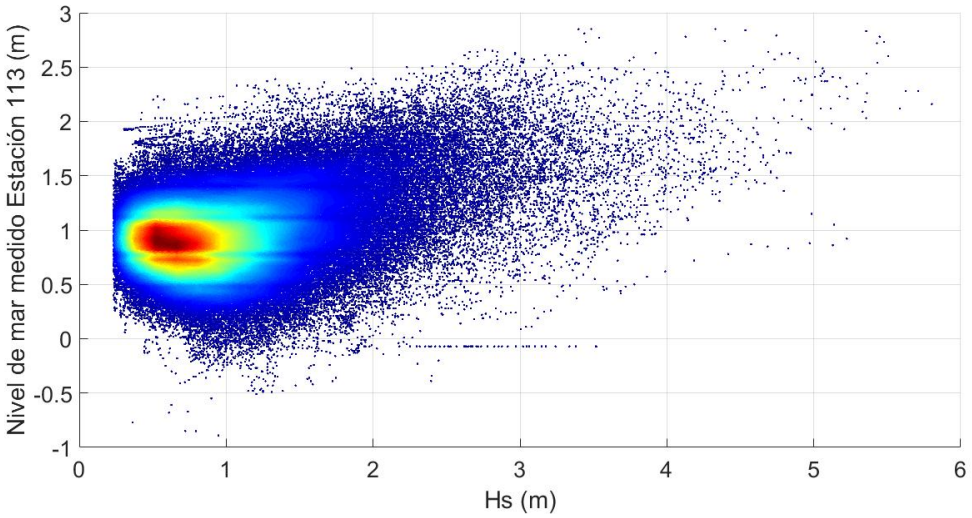


Figura 4.19: Altura de ola significante frente a nivel de mar.

Tabla 4.12: Frecuencias de ocurrencia de los valores $H_s - NM$ en %

		Hs (m)											
		0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
NM (m 0Wh)	-1,0	0	0,001	0,001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	-0,5	0	0,004	0,017	0,012	0	0,001	0	0	0	0	0	0	0
	0,0	0	0,222	0,842	0,317	0,089	0,018	0,012	0,002	0	0	0	0	0
	0,5	0,100	9,182	10,810	3,442	0,808	0,130	0,040	0,014	0,002	0	0	0	0
	1,0	0,280	23,956	19,210	7,791	2,474	0,670	0,192	0,087	0,017	0,001	0,003	0	0
	1,5	0,038	3,118	4,509	4,377	2,560	1,010	0,419	0,163	0,066	0,027	0,003	0	0
	2,0	0	0,126	0,207	0,494	0,743	0,617	0,323	0,127	0,062	0,019	0,007	0,002	0,001
	2,5	0	0	0,003	0,012	0,023	0,065	0,063	0,024	0,012	0,010	0,010	0,004	0
	3,0	0	0	0	0	0	0	0	0,002	0	0,001	0,001	0,001	0

4.2.3. Propagación del oleaje

Los datos de oleaje en la boya virtual se propagan hasta la zona de playa de Piriápolis. La propagación se llevó a cabo mediante el software de modelación *SWAN* (Simulating WAves Nearshore) desarrollado en la Universidad de Delft, University of Technology.

4.2.3.1. Implementación del modelo

SWAN es un modelo de tercera generación que resuelve la ecuación de balance de acción del oleaje. Permite obtener el oleaje sin imponer una forma definida del espectro y tanto la ecuación de energía como los términos no lineales se calculan explícitamente.

SWAN propaga el oleaje en el espacio y tiempo considerando los siguientes procesos de generación de oleaje: refracción, asomeramiento, disipación de energía por fondo, disipación por whitecapping, interacciones no lineales entre olas y rotura. Estos procesos se implementaron con sus parámetros dados por defecto en el modelo. (Delft University of Technology, 2020)

Se propagaron todos los estados de mar de la serie comprendida entre el 01/01/1985 al 31/12/2016, con frecuencia horaria, es decir, se propagaron en total 280512 estados de mar.

Se realizó una modelación cuasi-estacionaria que implica cálculos de *SWAN* estacionarios en una secuencia variable en el tiempo de condiciones estacionarias, asumiendo que un estado de mar se mantiene uniforme durante una hora. El nivel de mar se considera constante en la modelación, con el valor del nivel medio de mar (0,97 m 0Wh).

La propagación se efectúa en una grilla de cálculo, cuyos limites se determinan buscando que queden alejados de la costa donde se utilizarán los resultados y con uno de sus bordes en el sentido de la línea batimétrica en la que se encuentra la boya virtual. En las condiciones de contorno el modelo absorbe toda la energía del oleaje, estos bordes pueden ser con o sin oleaje incidente, en los casos en que el oleaje es incidente se propaga la serie mediante el espectro JONSWAP. Las celdas y los contornos de tierra no se consideran en el cálculo y son totalmente absorbentes, es decir, no reflejan el oleaje incidente.

Para comprobar que el tamaño de la grilla y su orientación generan resultados confiables, se variaron los límites y se analizó un estado de mar hasta que se obtuvo la grilla definitiva. En la evaluación se tuvo en cuenta que la energía del oleaje ingrese a la grilla por los bordes SE y SW, que el oleaje se difractara en las puntas rocosas que se incluyeron en el dominio de cálculo (Punta Fría y Punta Rasa) y que la altura de ola fuera disminuyendo a medida que la profundidad decrece. Respecto de la resolución adoptada para la modelación, se evaluaron tres espaciados entre nodos, en los que se notó que la diferencia de resultados no era sustancial y a los efectos de la utilidad que se les darán en el proyecto se determinó adoptar un espaciado intermedio de 250 m entre nodos. La grilla resultó de 13000 metros de ancho y 9500 metros de largo, con una orientación $346{,}5°N$ y una resolución de 250 metros entre nodos.

En la Figura 4.20 se presenta la grilla de cálculo, en amarillo se indican las condiciones de borde y en rojo se muestra la ubicación de la boya virtual que contiene los datos de oleaje del reanálisis del IMFIA. Las condiciones de borde de oleaje se introducen en los bordes sureste y suroeste.

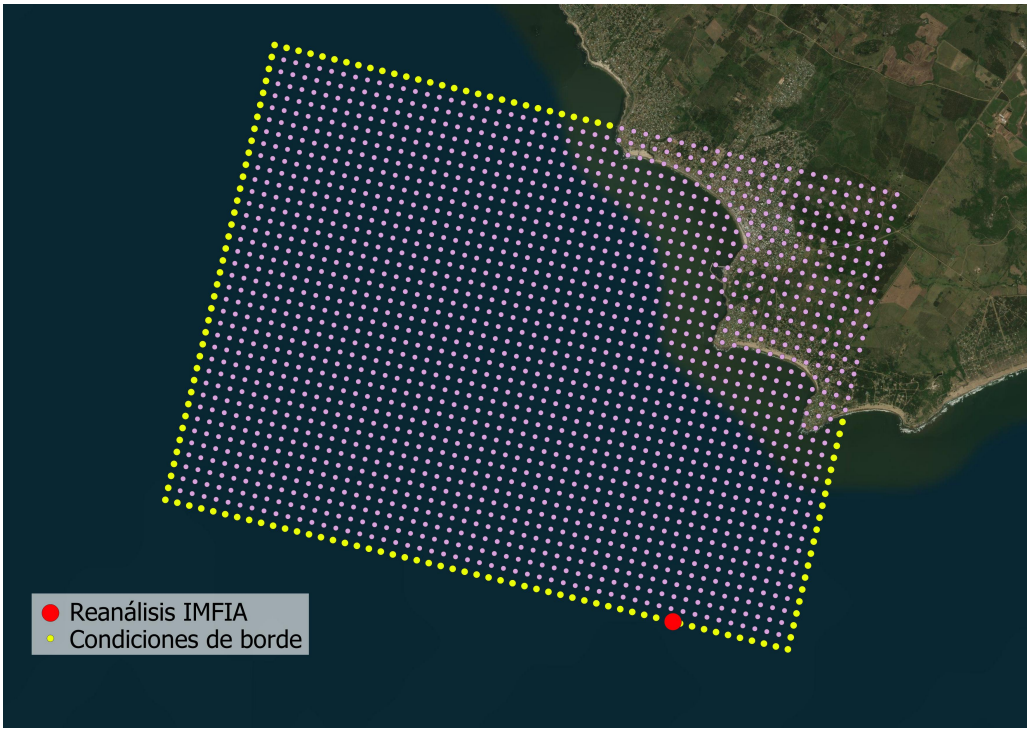
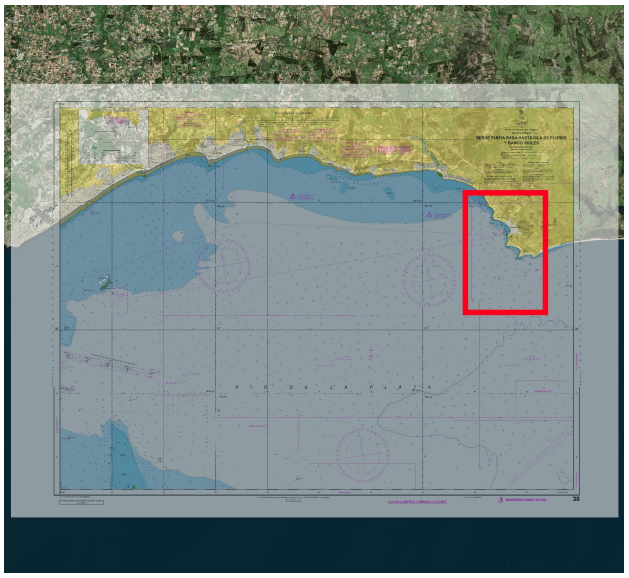
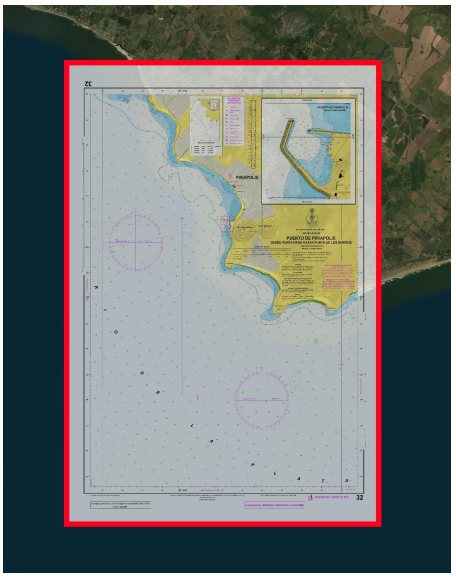


Figura 4.20: Grilla de cálculo utilizada en el modelo.

Otra entrada del modelo es la batimetría correspondiente al dominio de la grilla de cálculo. Se generó esta grilla de batimetría a partir de las Cartas Náuticas del SOHMA por medio de la herramienta GIS. Tiene las mismas dimensiones y orientación que la grilla de cálculo pero una resolución de 100 metros. En la Figura 4.21 se presentan las Cartas Náuticas utilizadas y en Figura 4.22 la batimetría ingresada en la modelación.



(a) Carta Náutica N°30 Ed.2008. Desde Punta Rasa hasta Isla de Flores y Banco Inglés.



(b) Carta Náutica N°32 Ed.2016. Puerto de Piriápolis desde Punta Rasa hasta Punta de Burros

Figura 4.21: Cartas Náuticas utilizadas para obtener la batimetría en la zona de estudio.

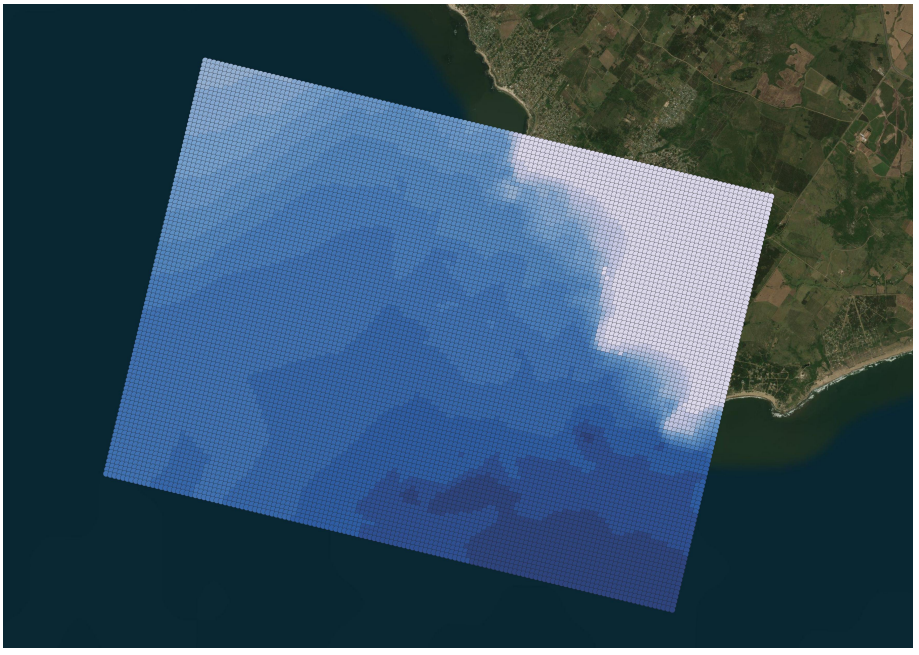


Figura 4.22: Grilla de batimetría ingresada al modelo.

En la Figura 4.23 se muestra el gráfico 2-D de la batimetría en coordenadas, en este caso se trabajó en el sistema UTM.

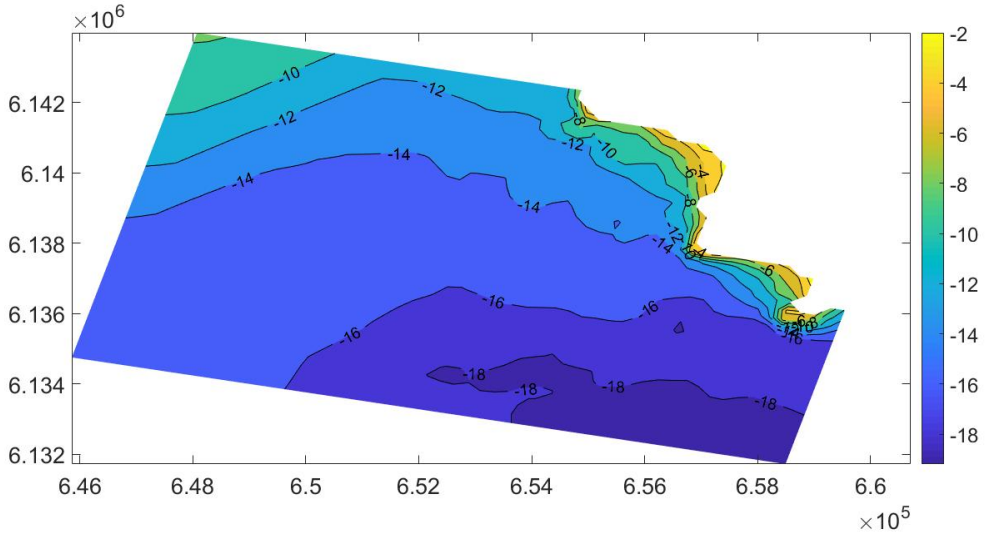


Figura 4.23: Batimetría (m) del área de estudio utilizada en el modelo *SWAN*

4.2.3.2. Resultados

En cada uno de los nodos de la grilla de cálculo se obtuvieron los resultados del modelo *SWAN*: altura significante de ola, dirección media y pico y períodos medios y pico.

A modo de ejemplo de los resultados obtenidos, se presenta la propagación del oleaje en el dominio de cálculo para dos estados de mar correspondientes al 27 de octubre de 2016, uno a las 19:00 horas de condiciones medias (Figura 4.25) y otro a las 22:00 horas de oleaje extremo (Figura 4.24). Se observa que la energía del oleaje ingresa por el sureste y se propaga hacia la costa, disminuyendo la altura de ola.

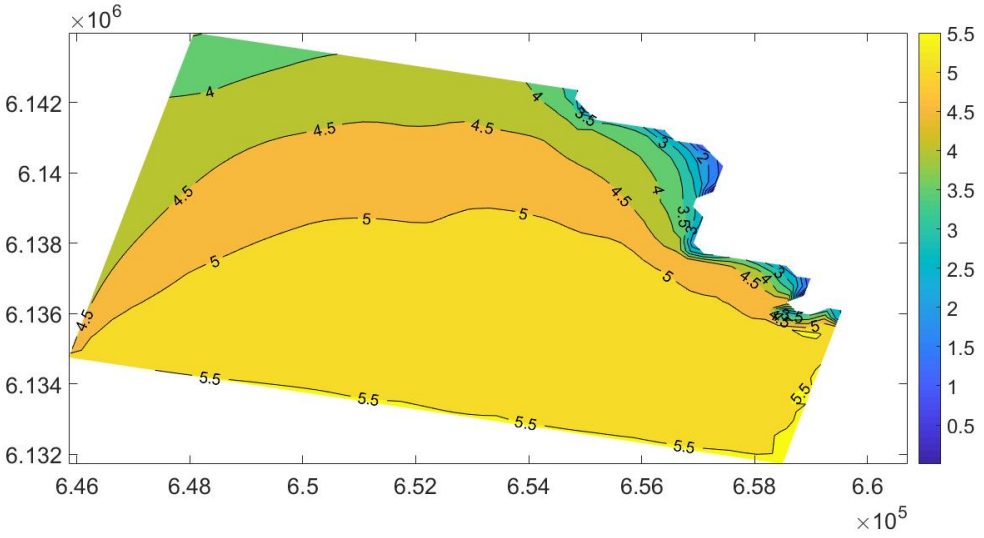


Figura 4.24: Altura de ola significante de la propagación del estado de mar correspondiente al 27 de octubre de 2016 a las 19:00 horas, horario en que se da el pico de la tormenta que se evalúa posteriormente.

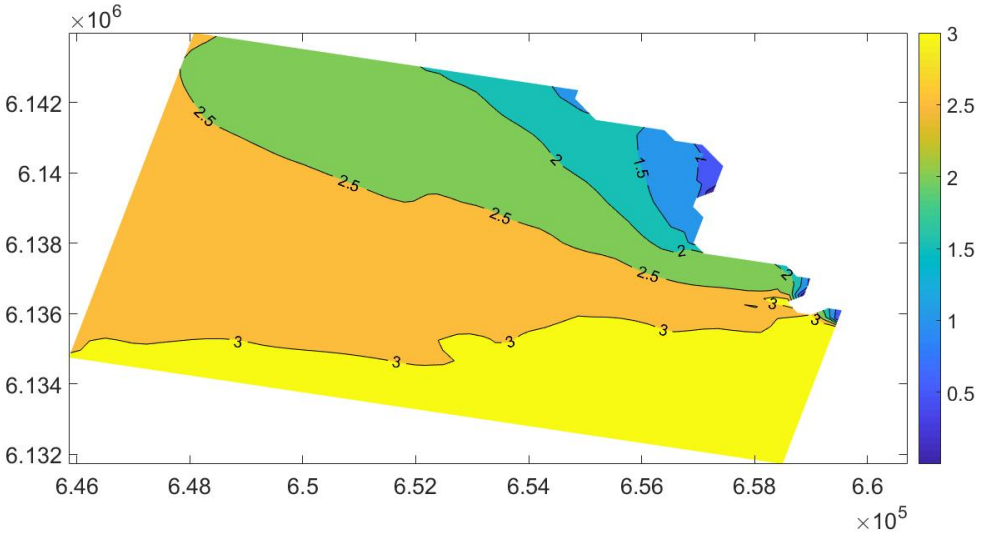


Figura 4.25: Altura de ola significante de la propagación del estado de mar correspondiente al 27 de octubre de 2016 a las 22:00 horas, horario en que se da la mínima H_s de la tormenta que se evalúa posteriormente.

Se definieron una serie de puntos de monitoreo en la costa, en sitios de interés para cálculos posteriores, en los cuales se extraen del modelo las series temporales de las variables del oleaje propagado. (Figura 4.26)



Figura 4.26: Puntos de monitoreo en cuales se extraen los resultados del modelo.

El oleaje obtenido en los puntos de monitoreo mencionados se utiliza en los diversos análisis realizados en el proyecto. En particular, se destaca el uso de la información extraída en los puntos 14 y 11 para el estudio de difracción del oleaje y los puntos 7, 8 y 9 para los perfiles transversales de equilibrio. En la Figura 4.27 se encuentran las rosas de oleaje en estos puntos de monitoreo, en las que se puede ver que el el oleaje cambia su dirección en la propagación.

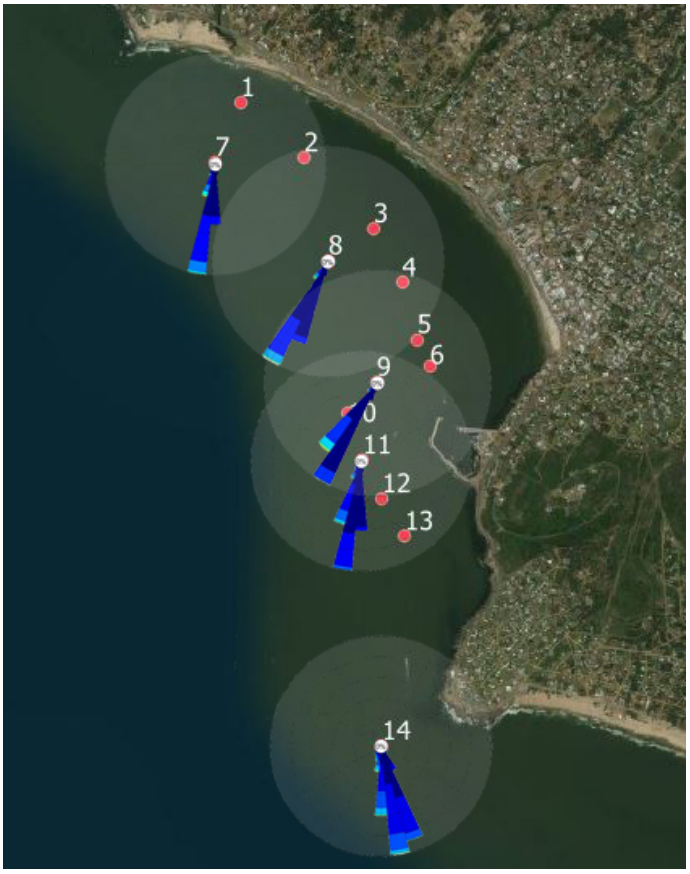


Figura 4.27: Rosas de oleaje en los puntos de monitoreo: 7, 8, 9, 11 y 14.

4.3. Viento

Los datos de viento trabajados corresponden a la serie del reanálisis CFSR. En las figuras 4.28, 4.29 y 4.30 se presenta la variación temporal de la intensidad del viento (Int), su histograma de frecuencia y su curva de permanencia.

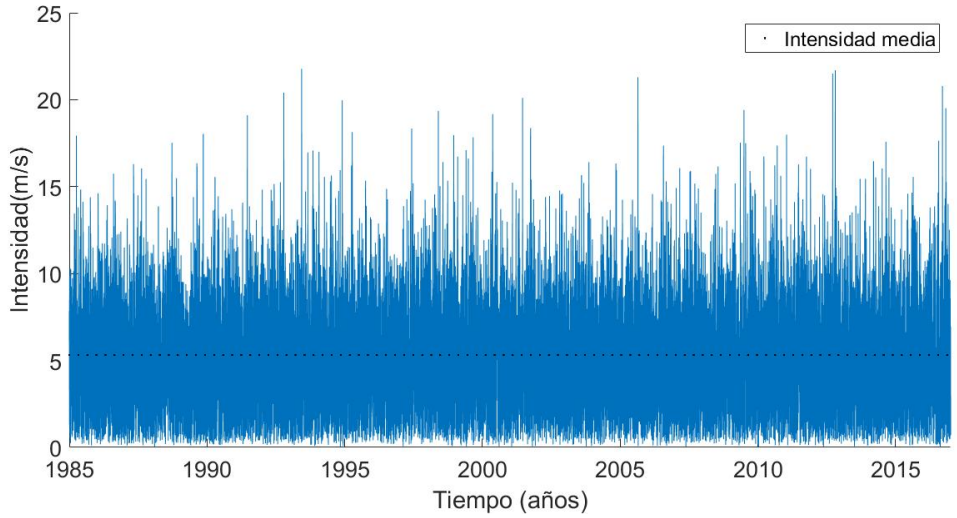


Figura 4.28: Variación temporal de la intensidad del viento.

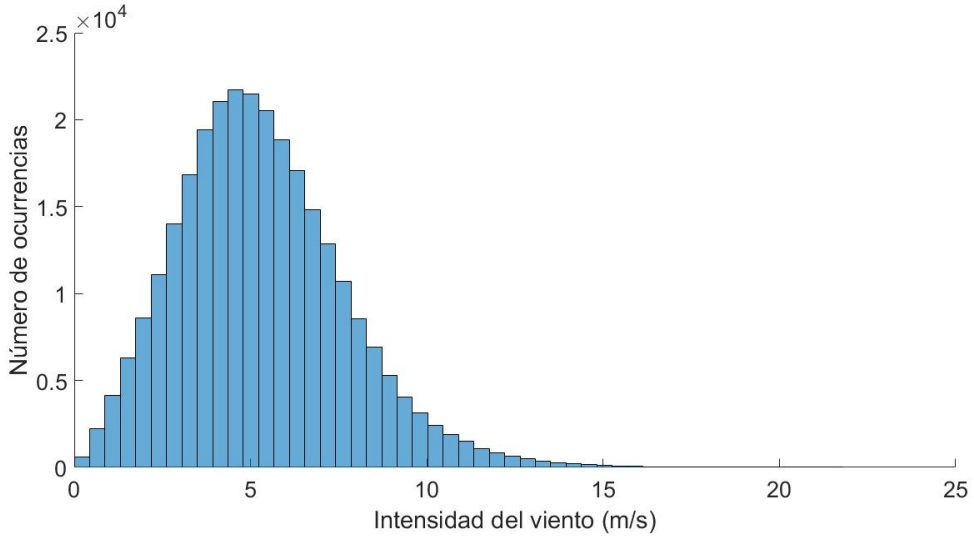


Figura 4.29: Histograma de la intensidad de los vientos.

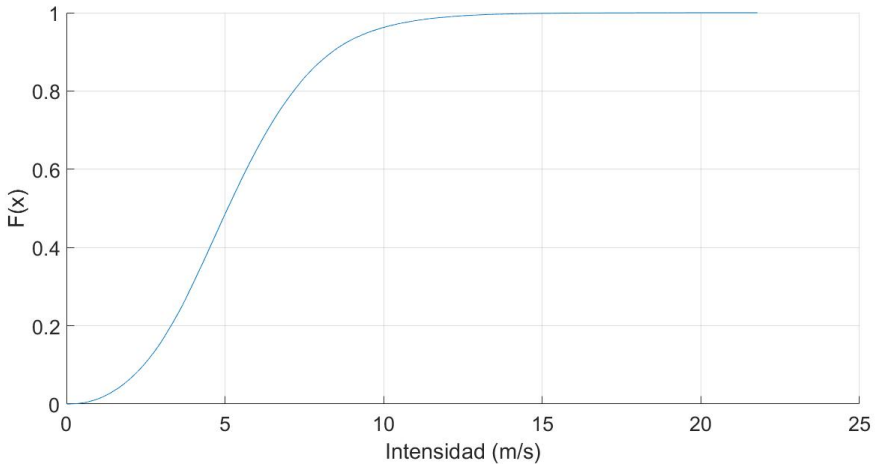


Figura 4.30: Curva de permanencia de la intensidad del viento.

Para el estudio de la pareja de valores de dirección e intensidad $(D - Int)$ se realiza el gráfico de dispersión, el cual se muestra en la Figura 4.32 y en la Tabla 4.13 se detallan las frecuencias de ocurrencia para las parejas de valores. También se presenta la rosa de vientos en la Figura 4.31.

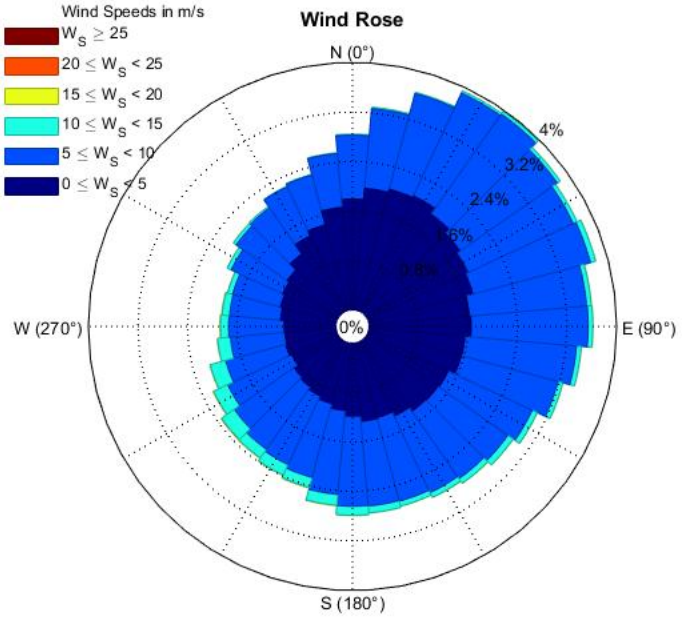


Figura 4.31: Rosa de vientos.

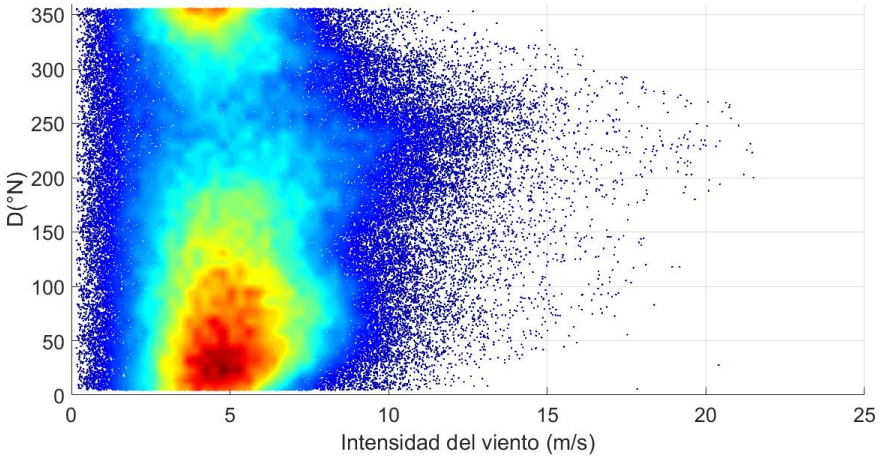


Figura 4.32: Intensidad frente a la dirección del viento.

Tabla 4.13: Frecuencias de ocurrencia de los valores $D - Int$ en % del reanálisis del viento.

		Intensidad del viento a 10 m de altura (m/s)								
		1	3	5	7	9	11	13	15	17
Dp (°N)	0	0,18	2,44	6,31	5,31	1,69	0,33	0,05	0,01	0,00
	30	0,12	1,45	3,82	3,60	1,85	0,43	0,08	0,02	0,00
	60	0,10	1,42	3,32	3,41	1,90	0,41	0,09	0,02	0,01
	90	0,11	1,29	3,01	2,88	1,38	0,39	0,10	0,03	0,01
	120	0,12	1,20	2,67	2,58	1,27	0,37	0,10	0,04	0,01
	150	0,10	1,14	2,30	2,34	1,49	0,57	0,18	0,04	0,01
	180	0,11	1,02	1,79	1,87	1,39	0,67	0,23	0,05	0,02
	210	0,11	0,90	1,54	1,64	1,22	0,79	0,34	0,09	0,01
	240	0,11	0,88	1,58	1,45	0,91	0,42	0,19	0,09	0,02
	270	0,12	0,97	1,85	1,66	0,86	0,31	0,08	0,02	0,01
	300	0,12	1,26	2,57	1,87	0,67	0,10	0,02	0,01	0,00
	330	0,06	0,74	1,74	1,07	0,26	0,05	0,00	0,00	0,00

4.4. Precipitación

Se cuenta con los datos de precipitaciones de seis estaciones de INUMET cercanas a la localidad de Piriápolis: Balneario Solís, Cuchilla Alta, Estación de Policía, Laguna del Sauce, Pan de Azúcar y Punta del Este, ubicadas en los puntos indicados en la Figura 1.9. En la Tabla 4.14 se muestran los períodos de datos correspondientes a los registros de las diferentes estaciones, con frecuencia diaria, medidos en milímetros.

Tabla 4.14: Estaciones pluviométricas

Estación	Tipo	Período de datos
Balneario Solís	Convencional Pluviométrica	2013-2020
Cuchilla Alta	Convencional Pluviométrica	2013-2020
Escuela de Policía	Convencional Pluviométrica	2013-2020
Laguna del Sauce	Convencional Meteorológica	2002-2020
Pan de Azúcar	Convencional Pluviométrica	1980-2020
Punta del Este	Convencional Meteorológica	1980-2020

Para determinar los pluviómetros que tienen influencia en la zona de estudio se aplicó el método de Thiessen, el resultado se presenta en la Figura 4.33, donde se indica el área de incidencia de cada pluviómetro. Debido a las grandes distancias entre las estaciones y al área de estudio que se indica en amarillo, solo dos estaciones tienen incidencia, un 10 % es de la estación Balneario Solís frente al 90 % de Pan de Azúcar, por lo que se trabajará únicamente con los datos de la estación pluviométrica Pan de Azúcar.



Figura 4.33: Método de Thiessen entre los pluviómetros.

4.4.1. Régimen extremal

Para la caracterización del régimen extremal de la serie de precipitación de la estación pluviométrica Pan de Azúcar se determinaron los máximos anuales, presentados en la

Figura 4.34.

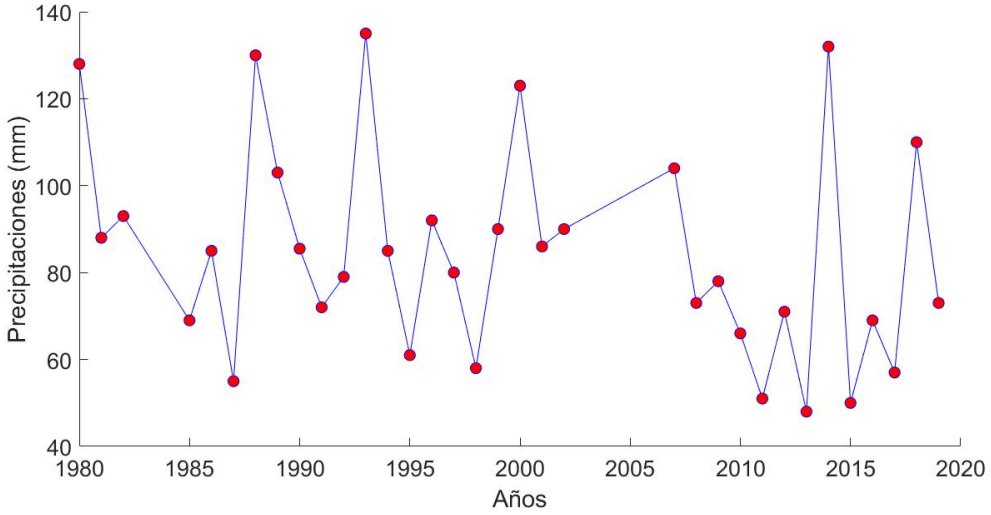


Figura 4.34: Máximos anuales de la serie de frecuencia diaria de precipitación de la Estación Pan de Azúcar.

Se ajusta la serie de máximos a una distribución Generalizada de Valores Extremos GEV, de lo que resultan los parámetros presentados en la Tabla 4.15.

Tabla 4.15: Parámetros de ajuste GEV.

	ξ	σ	μ
Parámetros	-0,042	19,9	73,5

En la Figura 4.35 se muestra el ajuste de las precipitaciones a la función de distribución Gumbel, y los resultados se resumen en la Tabla 4.16.

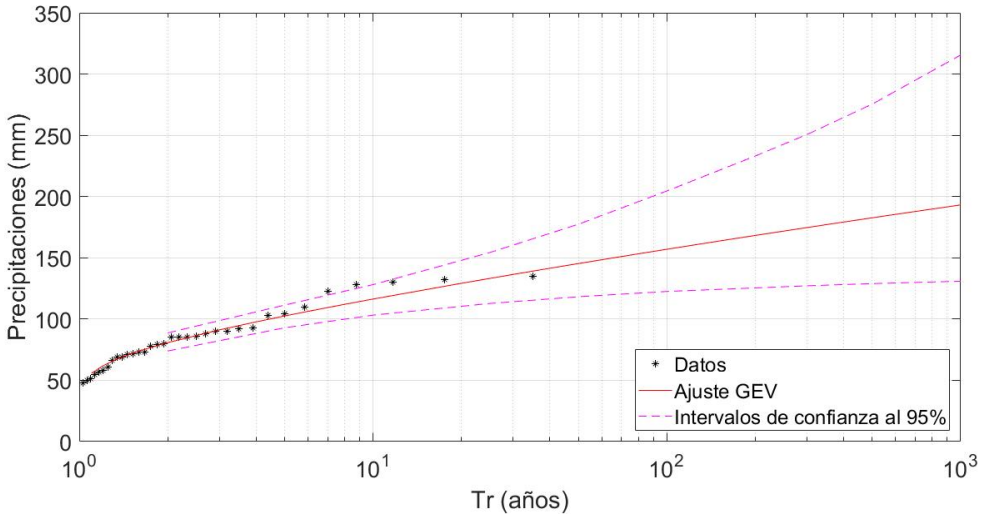


Figura 4.35: Ajuste de máximos anuales de precipitación a la distribución Gumbel, referidos al cero Wharton.

Tabla 4.16: Precipitaciones obtenidas mediante el ajuste de máximos anuales a la función de distribución Gumbel.

Período de retorno (años)	Precipitación (mm)
2	80
10	116
25	135
100	157

4.4.2. Relación entre precipitaciones y nivel de mar

Se realizó un análisis exploratorio de la relación entre precipitaciones extremas y niveles de mar elevados. En la Figura 4.36 se presenta un gráfico de precipitación vs nivel de mar. Se observa que no hay simultaneidad entre niveles de mar altos y precipitaciones altas.

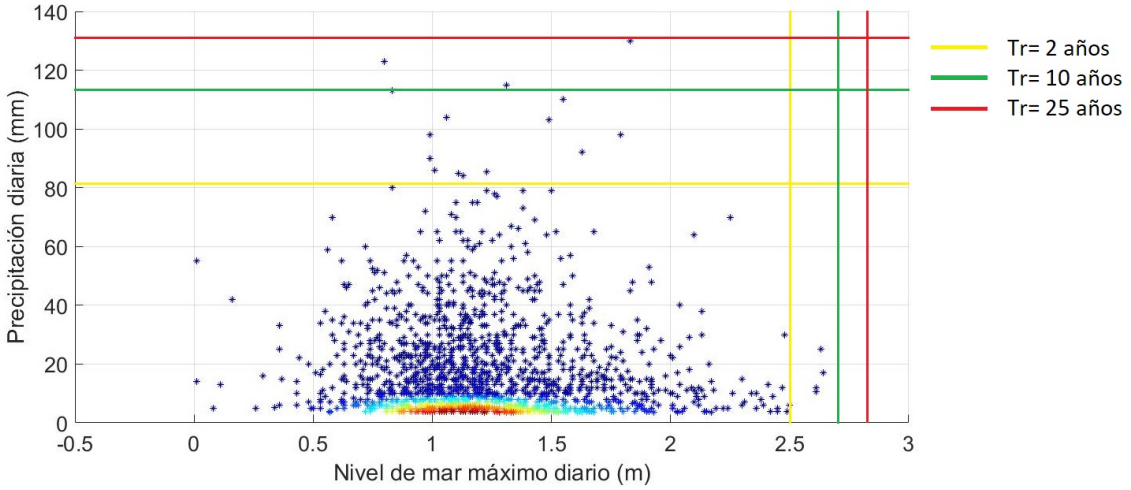


Figura 4.36: Gráfico de dispersión de niveles y precipitación en la estación pluviométrica Pan de Azúcar.

5. Diagnóstico de la zona en estudio

En este capítulo se desarrollan los estudios realizados para diagnosticar la zona en estudio respecto a la evolución de la costa y a las inundaciones fluviales y costeras.

5.1. Evolución de la costa

En esta sección se desarrollará el análisis de la evolución de la línea de costa abordando distintas escalas temporales, largo, mediano y corto plazo, comparando los resultados con el estudio realizado por el IMFIA en el año 2009 y sumando información, nuevas series de oleaje y nivel de mar e imágenes satelitales. Conocer la evolución histórica y la situación actual de la línea de costa es fundamental para posteriormente evaluar distintas alternativas que permitan mitigar la erosión costera.

En el estudio realizado en 2009 por el IMFIA se concluye que el arco principal del balneario ha cambiado su forma con el correr de los años, principalmente luego de la construcción del puerto que provocó la erosión de la zona central y el avance de la línea de costa en el extremo este de la playa.

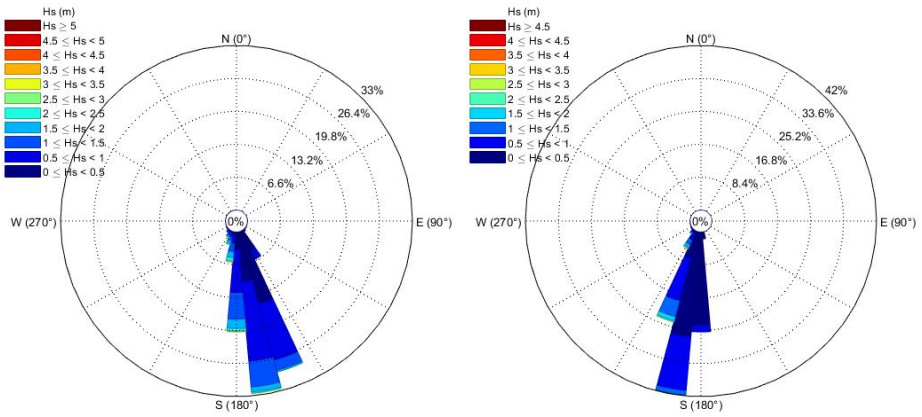
También se constata un retroceso generalizado de la línea de costa dejando la playa sumergida ante aumentos de nivel del mar ordinarios y con frecuencia se pueden visualizar roturas estructurales, principalmente sobre el muro por la exposición a la acción del oleaje a la cual se ve sometido.

5.1.1. Largo plazo

Con el fin de estudiar la morfología de la playa en escalas temporales de décadas a siglos, en esta sección se evalúa la forma a la que tiende la playa en planta y en perfiles transversales. El marco teórico de esta sección se encuentra en la Sección 2.2.1.

5.1.1.1. Equilibrio en planta

Para estudiar la forma en planta de la playa a largo plazo se realizó el modelo parabólico de Hsu y Evans. La parábola se construyó mediante la herramienta libre *MEPBAY* (Alice Raabe, da Fontoura Klein, González, y Medina, 2010), con la dirección media de la energía del oleaje calculada a partir de los resultados de la propagación realizada en *SWAN*. Los puntos de control de difracción en este caso son dos, la saliente rocosa de Punta Fría y la escollera SW del puerto. En la Figura 5.1 se muestran las rosas de oleaje en los puntos de difracción y en la Figura 5.2 el resultado del equilibrio en planta a largo plazo.



(a) Oleaje Punta Fría, punto 14 (Figura 4.26)

(b) Oleaje Puerto, punto 11 (Figura 4.26)

Figura 5.1: Rosas de oleaje en puntos de control de difracción.

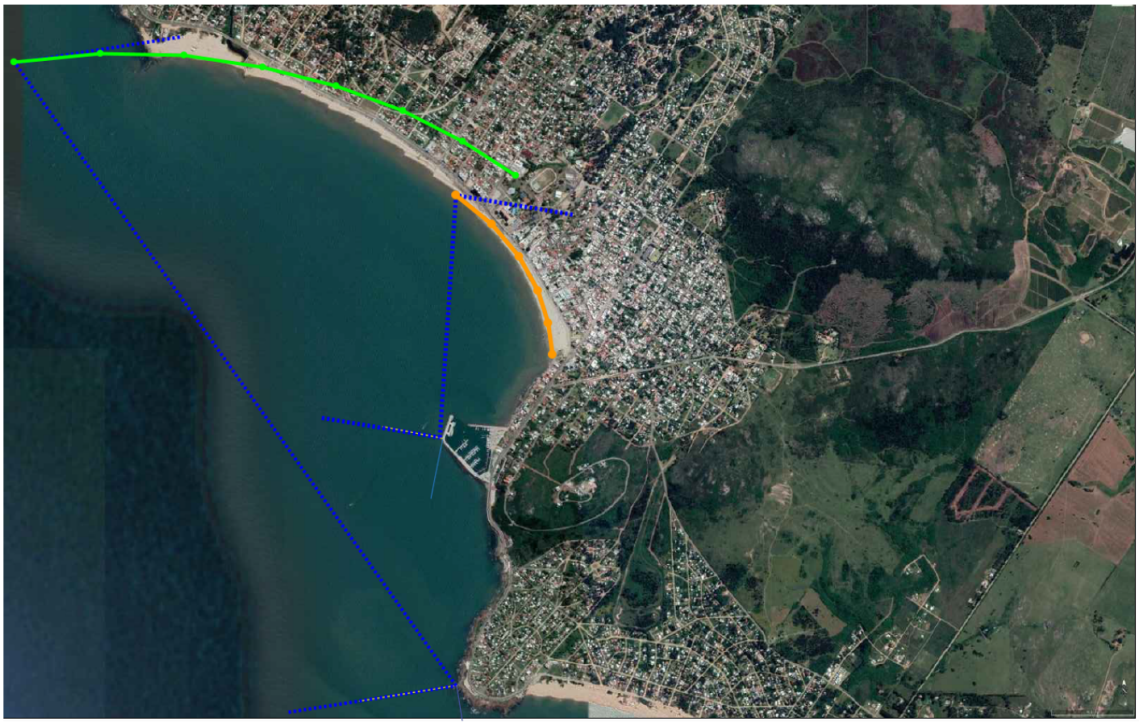


Figura 5.2: Parábola de equilibrio en la zona de estudio con puntos de control de difracción en Punta Fría y en la escollera suroeste del puerto.

Se puede observar que la posición de la línea de costa desde la Punta de los Burros (extremo oeste) hasta las cercanías del Hotel Argentino se encuentra por delante de la curva de equilibrio (parábola verde), esto indica un equilibrio dinámico con tendencia al retroceso de la misma. Por otro lado, en el centro del arco, la línea de costa acompaña la parábola (parábola naranja) indicando que el tramo este tiende al equilibrio y se concluye que esta configuración está dada por la presencia del puerto. Los resultados obtenidos coinciden con los expuestos por Teixeira et al. (2009).

5.1.1.2. Equilibrio del perfil transversal

Con el objetivo de conocer la situación actual de los perfiles transversales de la playa, respecto a su perfil de equilibrio, y la variación de los perfiles teóricos a lo largo del arco de playa, se estudiaron tres perfiles representativos de los tamaños de grano que existen a lo largo de la playa (Figura 5.3). La granulometría se determinó a partir de muestras de arena extraídas y posteriormente ensayadas (ver Sección A.2). El extremo oeste tiene un tamaño de grano mayor y disminuye hacia el extremo este.

Los perfiles de playa transversales a largo plazo se calcularon a partir de las formulaciones

de Dean (Ecuación 5) y la profundidad de cierre a partir de la formulación de Birkemeier (Ecuación 7). (R. Dean y Dalrymple, 2004)

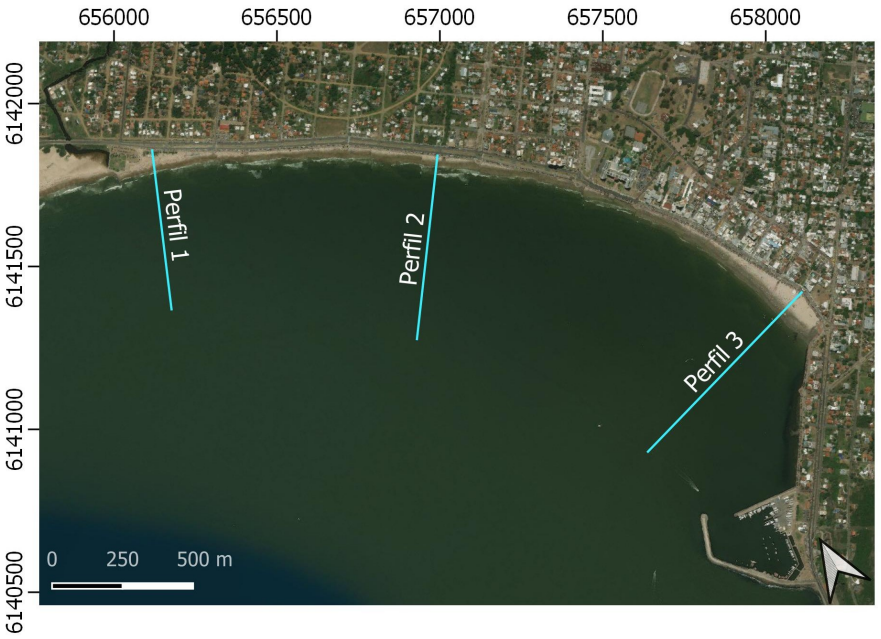


Figura 5.3: Ubicación de los perfiles de Dean evaluados.

Se presentan en la Tabla 5.1 los parámetros relevantes de cada perfil: D_{50}, el parámetro de escala (A), la altura de ola significante que no es superada más de doce horas al año ($H_{s_{12}}$) y su período asociado $T_{s_{12}}$, la profundidad de cierre (h_c) y la distancia a la costa en la que se da dicha profundidad (y_c). Los perfiles 1, 2 y 3 se corresponden con el punto 7, 8 y 9 respectivamente de la Figura 4.26.

Tabla 5.1: Datos de los perfiles transversales estudiados.

	Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3
D_{50} (mm)	0,437	0,305	0,208
A $(m^{1/3})$	0,147	0,123	0,101
$H_{s_{12}}$ (m)	2,85	2,40	2,25
$T_{s_{12}}$ (s)	11,04	10,59	10,39
h_c (m)	4,65	3,90	3,66
y_c (m)	178,10	177,94	218,76

En los gráficos presentados en las figuras 5.4, 5.5 y 5.6 se observa cada uno de los perfiles

de equilibrio transversal y su correspondiente batimetría extraída del estudio realizado por el CEDEX (1990).

A modo de comparación en la Figura 5.7 se encuentran los tres perfiles de equilibrio.

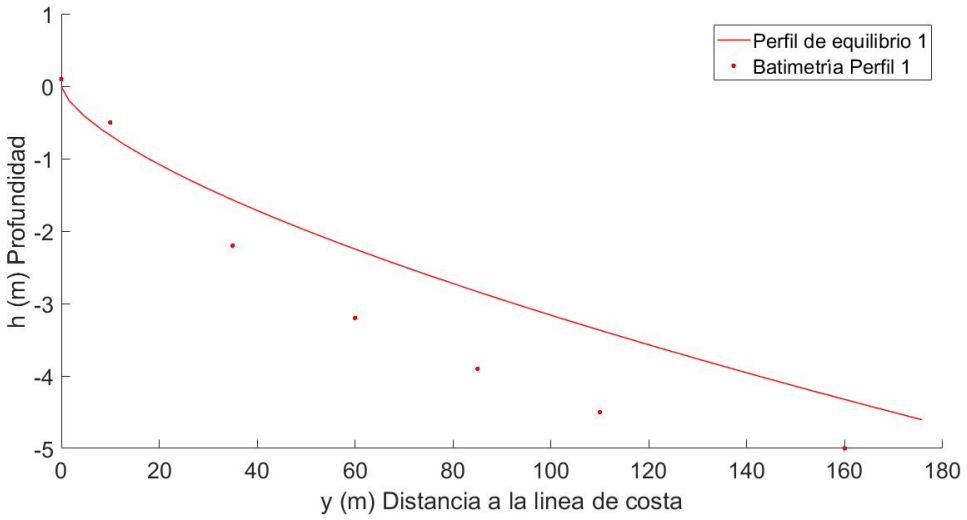


Figura 5.4: Perfil de equilibrio y batimetría del Perfil 1.

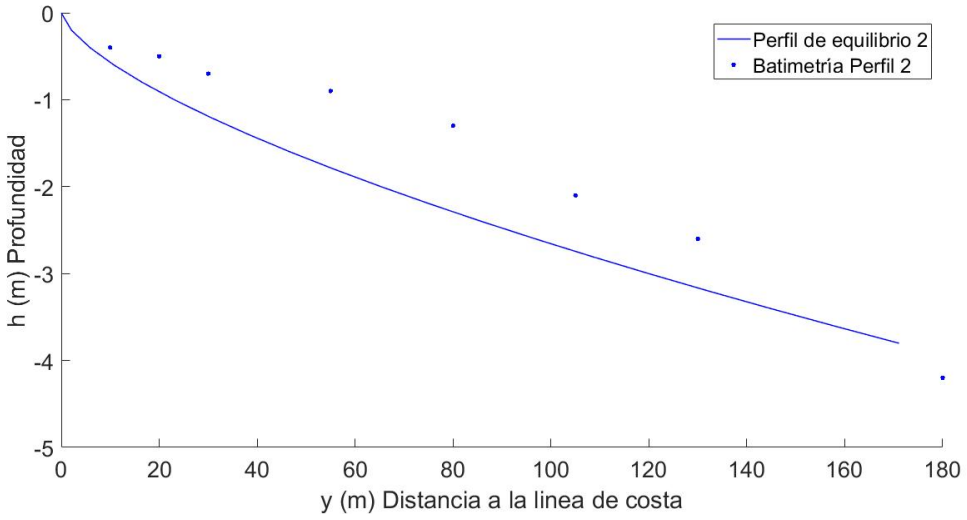


Figura 5.5: Perfil de equilibrio y batimetría del Perfil 2.

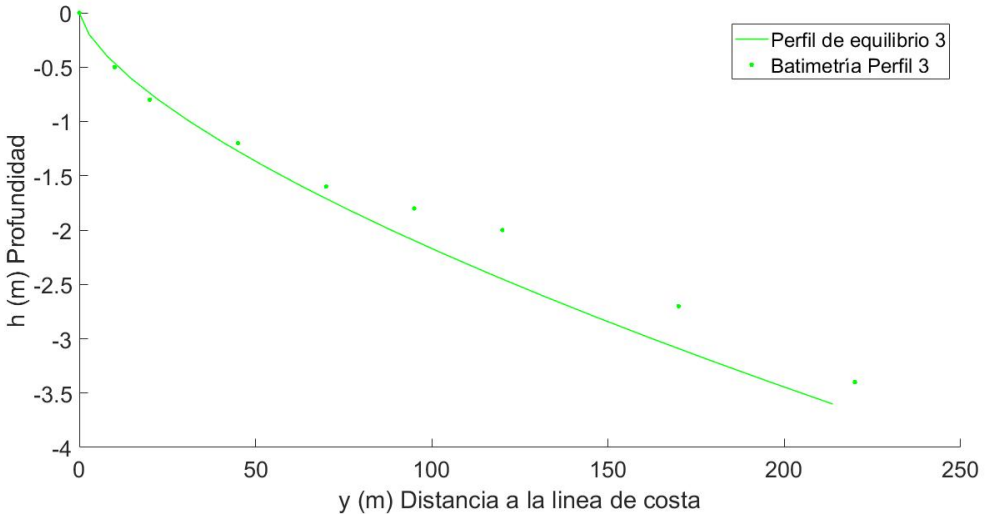


Figura 5.6: Perfil de equilibrio y batimetría del Perfil 3.

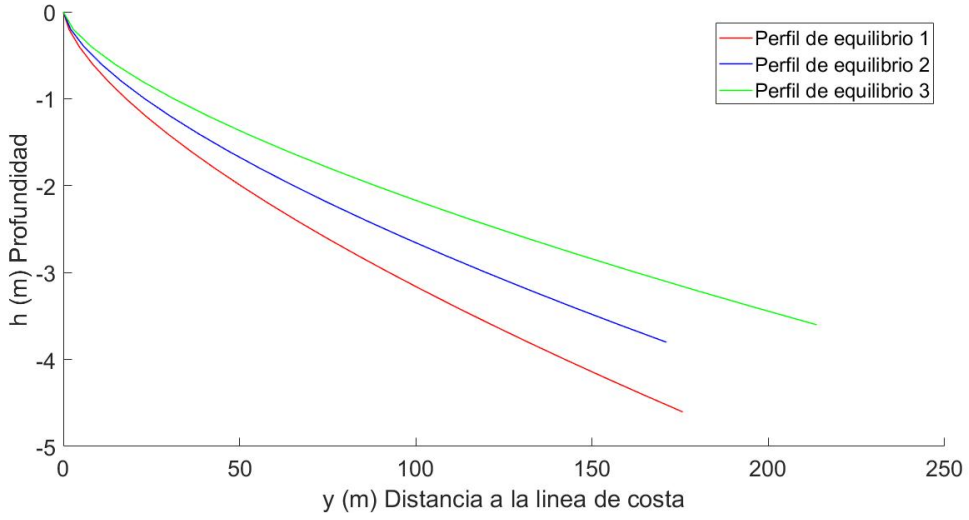


Figura 5.7: Perfiles de equilibrio.

Gráficamente se puede ver que en los tres perfiles la batimetría se encuentra aproximadamente en su posición de equilibrio. Se desconoce la fecha del relevamiento realizado por el CEDEX por lo que no se puede verificar si existieron eventos de tormenta de

oleaje y/o nivel de mar en los días previos, pero se observa que en los perfiles 2 y 3, se encuentra un banco de arena y en el perfil 1 no, lo que puede estar indicando que es un perfil con una mayor dinámica de sedimentos por lo que se recupera más rápido que los demás. En la Figura 5.7 se observa que el perfil 3 es el más tendido y el perfil 1 el de mayor pendiente debido a su mayor tamaño de grano.

5.1.2. Mediano plazo

Para conocer las dinámicas y los cambios dados en escalas temporales de años, fue evaluada la evolución de la línea de costa a partir del análisis de imágenes aéreas y satelitales. Los resultados obtenidos se utilizan como insumo para la evaluación de las obras de mitigación propuestas en este proyecto a partir de la implementación de un modelo de una línea. Si bien se cuenta con los resultados del estudio realizado por el IMFIA en al año 2009, el cual abarcó el período desde 1984 al 2005, ahora se cuenta con imágenes satelitales más actuales: 2010, 2013 y una ortoimagen del 2017.

5.1.2.1. Metodología

A continuación se detallan los pasos seguidos para realizar el análisis de la línea de costa del período 1984-2017.

1. Se recopilaron fotografías aéreas e imágenes satelitales las cuales se detallan en la Tabla 5.2 con sus respectivas fuentes:

Tabla 5.2: Datos de fotografías disponibles.

Fuente	Fecha
Fuerza Aérea	4/12/1984
Fuerza Aérea	16/11/1999
Google Earth	17/1/2005
Google Earth	17/1/2010
Google Earth	14/10/2013
Ortofoto IDE	4/8/2017

2. Todas las imágenes satelitales y las fotos aéreas fueron georreferenciadas de forma individual mediante herramientas GIS. La ortofoto del año 2017, perteneciente a la grilla urbana de la base de datos del IDE, tiene una mayor precisión y resolución (tamaño de pixel 10 cm) por lo que fue tomada como base para la georreferenciación. Dada la calidad de las imágenes y del procedimiento para georreferenciarlas, se calculó la raíz del error cuadrático medio (Tabla 5.3) de la distancia entre puntos

de control tomados sobres estructuras duras y manzanas que no sufrieron cambios a lo largo del tiempo y fueran reconocibles en todas las imágenes.

Tabla 5.3: Error cuadrático medio de georreferenciación entre fotografías aéreas e imágenes satelitales y ortoimagen 2017.

Fecha	Fuente	ECM (m)
4/12/1984	Fuerza aérea	6,0
16/11/1999	Fuerza aérea	4,8
17/1/2005	Google Earth	2,2
17/1/2010	Google Earth	1,9
14/10/2013	Google Earth	1,5

3. Fueron trazadas las líneas de costa a partir de las fotos aéreas e imágenes satelitales. En la Figura 5.8 se muestran las líneas de costa para los años 1984 y 1999, en la Figura 5.9 la de los años 2005 y 2010 y por último, en la Figura 5.10, los años 2013 y 2017.

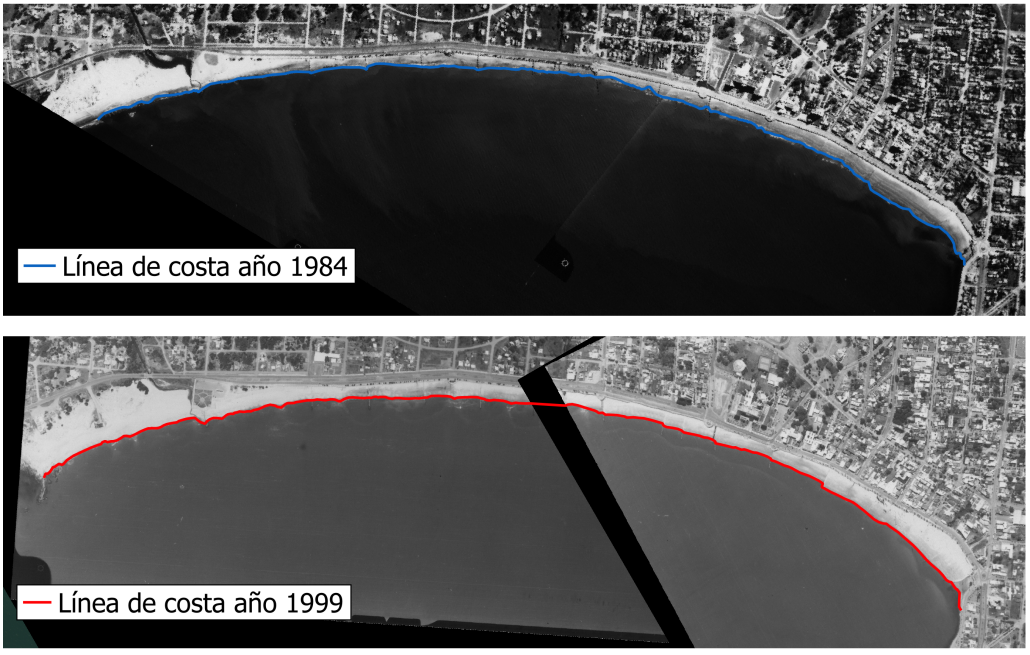


Figura 5.8: Líneas de costa de los años 1984 y 1999.

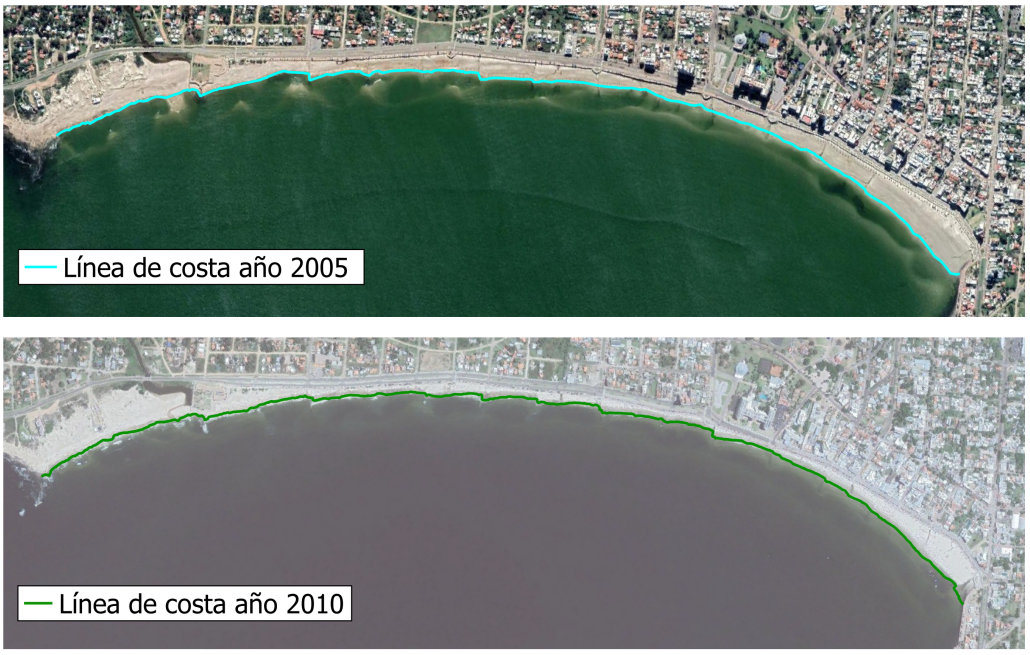


Figura 5.9: Líneas de costa de los años 2005 y 2010.



Figura 5.10: Líneas de costa de los años 2013 y 2017.

A las líneas trazadas se les calculó el margen de error, sumando y restando perpendicularmente el error cuadrático medio correspondiente. Si las líneas de costa y sus márgenes de error se encuentran superpuestas se considera que en ese período de tiempo no se dieron cambios significativos en la posición de las mismas.

4. Se dividió el arco de playa en diferentes zonas en las cuales el comportamiento de las líneas de costa fue considerado uniforme (ver Figura 5.11):
   - Sector A: Punta de los Burros, extremo oeste del arco.
   - Sector B: lado este de la Plaza Armenia.
   - Sector C: centro del arco.
   - Sector D: cercanías del Hotel Argentino
   - Sector E: extremo este del arco.



Figura 5.11: Sectores para el análisis de la evolución de la línea de costa.

Se presentan en la Tabla 5.4 los largos de cada tramo.

Tabla 5.4: Largos de los sectores considerados para el análisis de la evolución de la línea costera.

Sector	Zona	Largo (m)
A	Extremo oeste	415
B	Plaza Armenia	415
C	Zona central del arco	740
D	Hotel Argentino	740
E	Extremo este	545

5. Para realizar la comparación entre las imágenes se considera el nivel de mar del momento de la toma de cada una de las fotos. Se accedió a la hora exacta de las imágenes de los años 1984, 1999 y 2005. Para los años restantes no se pudo contar con dicha información por lo que fue tomado el nivel medio del mar medido entre las 7 hs y las 12 hs ya que las sombras sobre los edificios indican que las imágenes fueron tomadas antes del mediodía. En la Tabla 5.5 se muestran los datos de nivel utilizados para cada imagen:

Tabla 5.5: Niveles de mar en el momento de la toma de imágenes referidos al 0 Wharton.

Fecha imagen	Hora	Nivel (m)
4/12/1984	11:00	0,88
16/11/1999	10:55	0,55
17/1/2005	10:30	0,98
17/1/2010	Aproximada	0,81
14/10/2013	Aproximada	0,54
4/8/2017	Aproximada	0,97

Los niveles de mar en las imágenes satelitales de 2005 y 2017 son similares, por lo que la comparación de las líneas de costa fue directa. En el resto los niveles de mar difieren por lo que todas las líneas de costa fueron proyectadas a nivel de mar (0,97 m), valor tomado como marea de referencia. La traslación horizontal de cada línea se calculó mediante la Ecuación 65.

$$\Delta_x = \frac{Z_{ref} - Z_{nivel}}{m} \tag{65}$$

Donde Z_{ref} es el nivel de mar de referencia, Z_{nivel} es el nivel de mar correspondiente a cada imagen y m la pendiente media del perfil transversal de la playa.

Las pendientes consideradas para realizar la corrección fueron obtenidas a partir del relevamiento realizado en el el estudio realizado por el CEDEX (1990) y se detallan en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6: Pendientes por sector de los frentes de playa obtenidas del estudio realizado por el CEDEX (1990) (m/m).

Sector A	Sector B	Sector C	Sector D	Sector E
0,052	0,052	0,031	0,022	0,024

6. El avance o retroceso de las líneas de costa en cada período de tiempo se cuantificó a partir del área entre las líneas calcadas, calculando el avance/retroceso promedio perpendicular a la costa como el área sobre el largo del sector correspondiente.

Algunas de las fuentes de errores que tiene asociada esta metodología son:

- Inexactitud horizontal en la georreferenciación de imágenes individuales mediante herramientas GIS: este procedimiento se traduce en errores en el verdadero posicionamiento de las líneas de costa.
- Definición y trazado de las líneas de costa: a la hora de definir la interfaz agua/arena existe una fuente de error dado el avance de las olas instantáneo y localizado (marea, set up, run up) a lo largo del arco en el momento de la toma de la imagen.
- Proyección de las líneas de costa a nivel de mar de referencia:
  - No se contó con la hora exacta de la toma de las imágenes satelitales por lo que el nivel utilizado para realizar la corrección fue un valor medio del nivel de mar de horarios estimados.
  - Para realizar las proyecciones la pendiente impuesta es una pendiente característica del frente de playa invariante en el tiempo lo cual no coincide con la realidad. Para el análisis desarrollado las pendientes utilizadas fueron extraídas del relevamiento presentado en el estudio del CEDEX (CEDEX, 1990).

5.1.2.2. Resultados

En las figuras 5.12, 5.13, 5.15, 5.16 y 5.17 se detalla el análisis de la evolución de la línea de costa por sector. Las líneas indicadas en todas las imágenes ya se encuentran corregidas por nivel de mar y muestran el margen de error como líneas punteadas siguiendo el mismo código de color. En las tablas 5.7, 5.8, 5.9, 5.10 y 5.11 se presentan los resultados de avances y/o retrocesos medios perpendiculares a la costa y las áreas de playa seca

asociadas respecto a la línea de costa del año 1984. Los signos positivos indican el avance de la línea de costa y los negativos el retroceso.

- **Sector A**

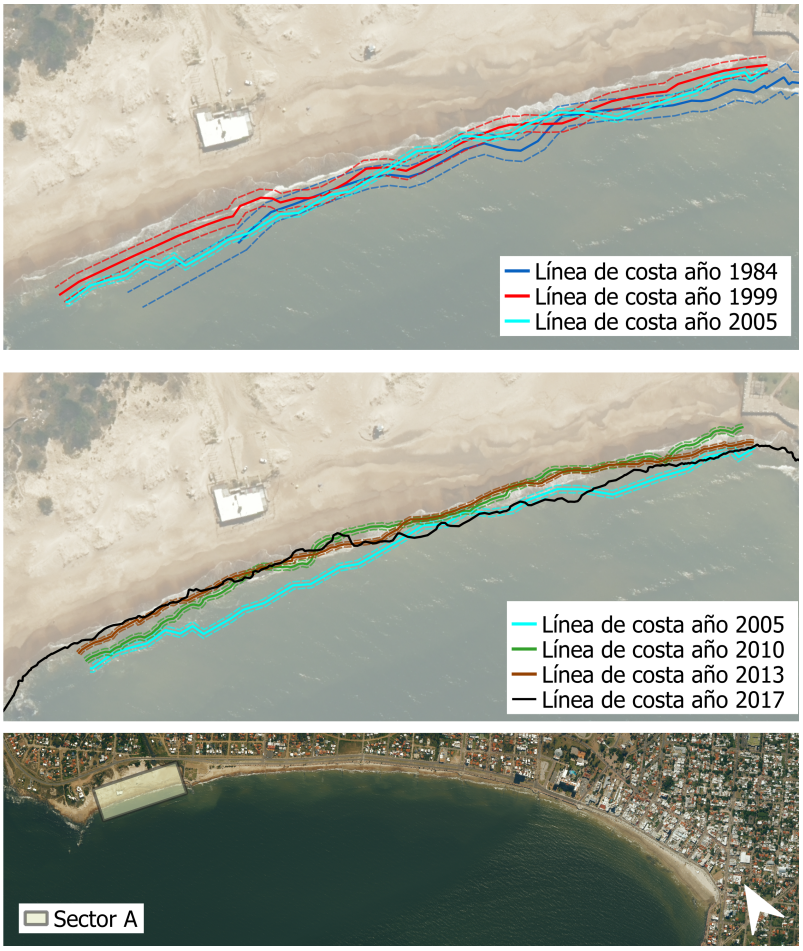


Figura 5.12: Evolución líneas de costa sobre el Sector A.

Tabla 5.7: Avance/retroceso de las líneas de costa del Sector A respecto a la del año 1984 con áreas asociadas de playa seca perdida/ganada.

Año	Área (m^2)	Distancia promedio (m)
1999	2890	-7
2005	∼0	∼0
2010	6845	-16
2013	6840	-16
2017	3960	-10

Entre 1984 y 2017 la línea de costa en el Sector A ha retrocedido y avanzado hasta observarse un retroceso de 10 m respecto a la línea de costa del año 1984 para el último año analizado (2017), observándose que el período 2010-2013 presentó el mayor retroceso registrado.

- **Sector B**

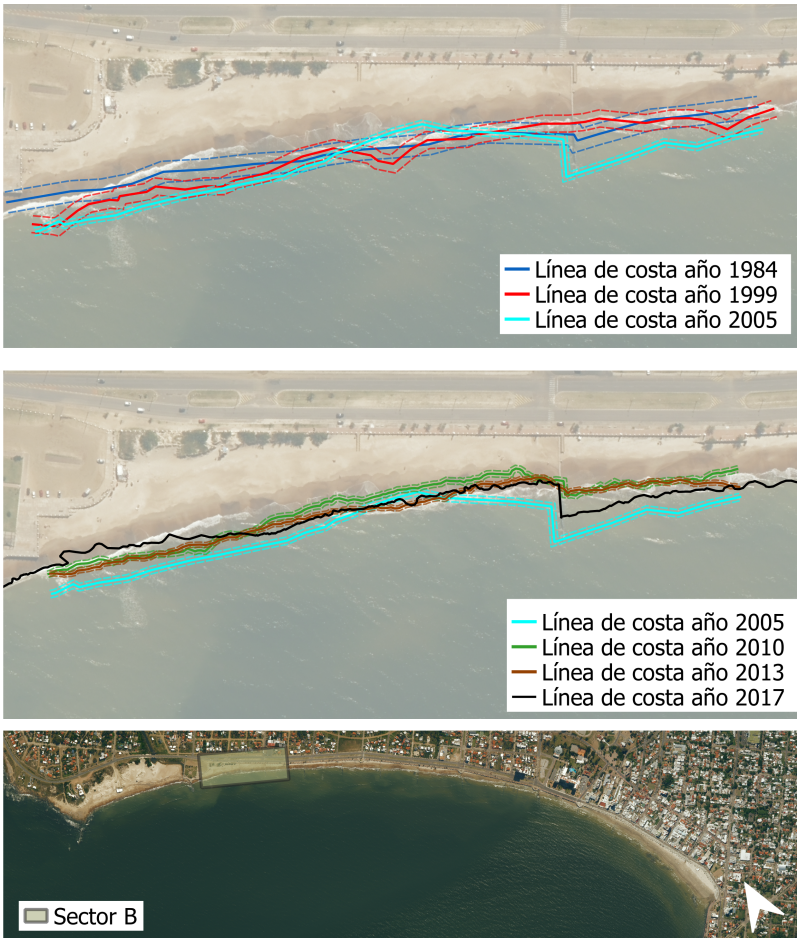


Figura 5.13: Evolución de las líneas de costa sobre el Sector B.

Tabla 5.8: Avance/retroceso de las líneas de costa del Sector B respecto a la del año 1984 con áreas asociadas de playa seca perdida/ganada.

Año	Área (m^2)	Distancia promedio (m)
1999	∼0	∼0
2005	3560	9
2010	2050	-5
2013	∼0	∼0
2017	∼0	∼0

Observando los márgenes de error se concluye que la línea de costa no se ha apartado con el correr de los años de la línea correspondiente al año 1984. Si bien hubieron algunas oscilaciones en torno a ella (2005-2010), la línea de costa se ha mantenido aproximadamente en la misma posición durante los últimos años (2013-2017), esto puede verse en la Figura 5.14:

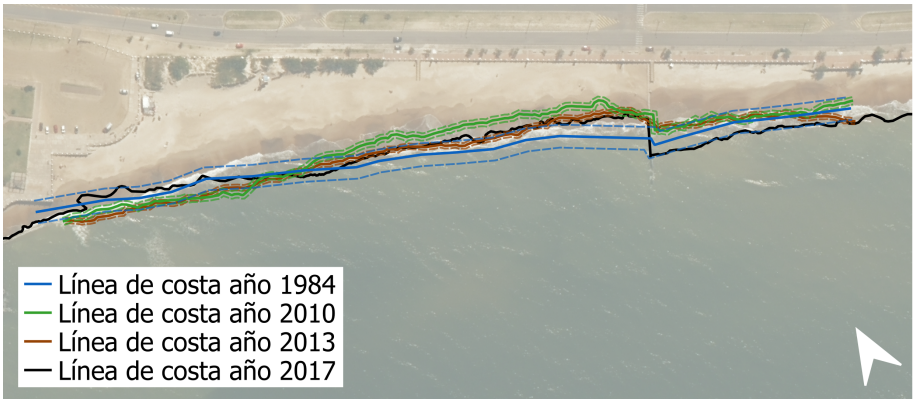


Figura 5.14: Comparación líneas de costa de los años 1984, 2010, 2013 y 2017.

- **Sector C**

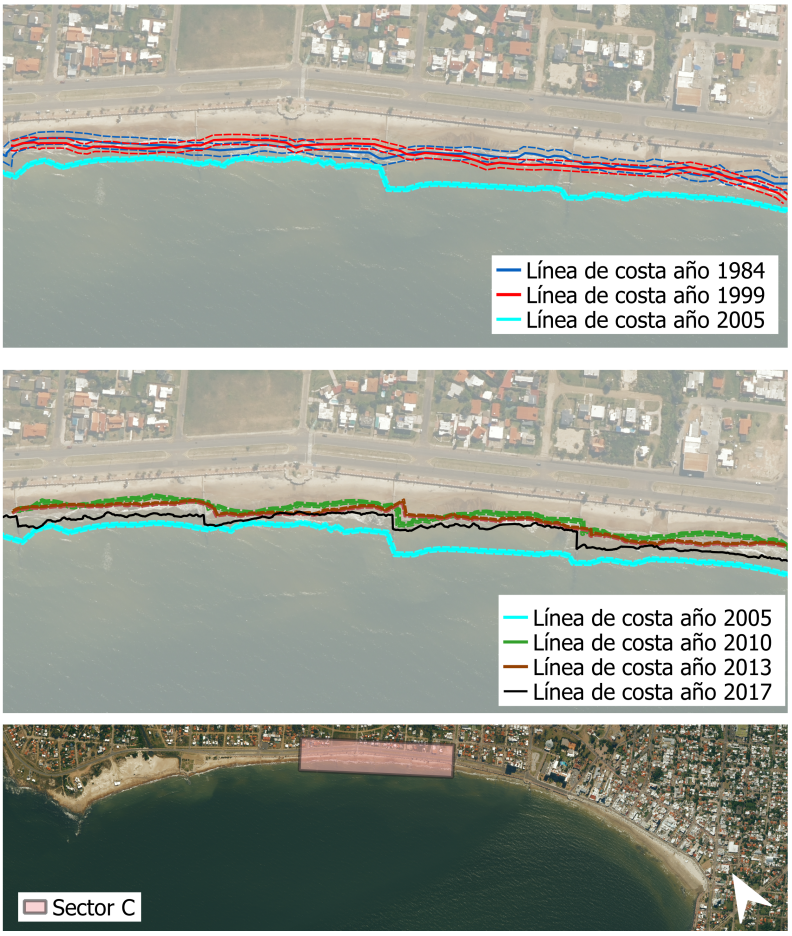


Figura 5.15: Evolución de las líneas de costa sobre el Sector C.

Tabla 5.9: Avance/retroceso de las líneas de costa del Sector C respecto a la del año 1984 con áreas asociadas de playa seca perdida/ganada.

Año	Área (m^2)	Distancia promedio (m)
1999	∼0	∼0
2005	16400	22
2010	∼0	∼0
2013	∼0	∼0
2017	4465	6

Para el sector C se observa un gran avance para el año 2005 y luego un retroceso que

posicionó a la línea de costa cercana a la correspondiente a 1984. Para el último año analizado (2017) se presenta una acreción de 6 m.

- **Sector D**

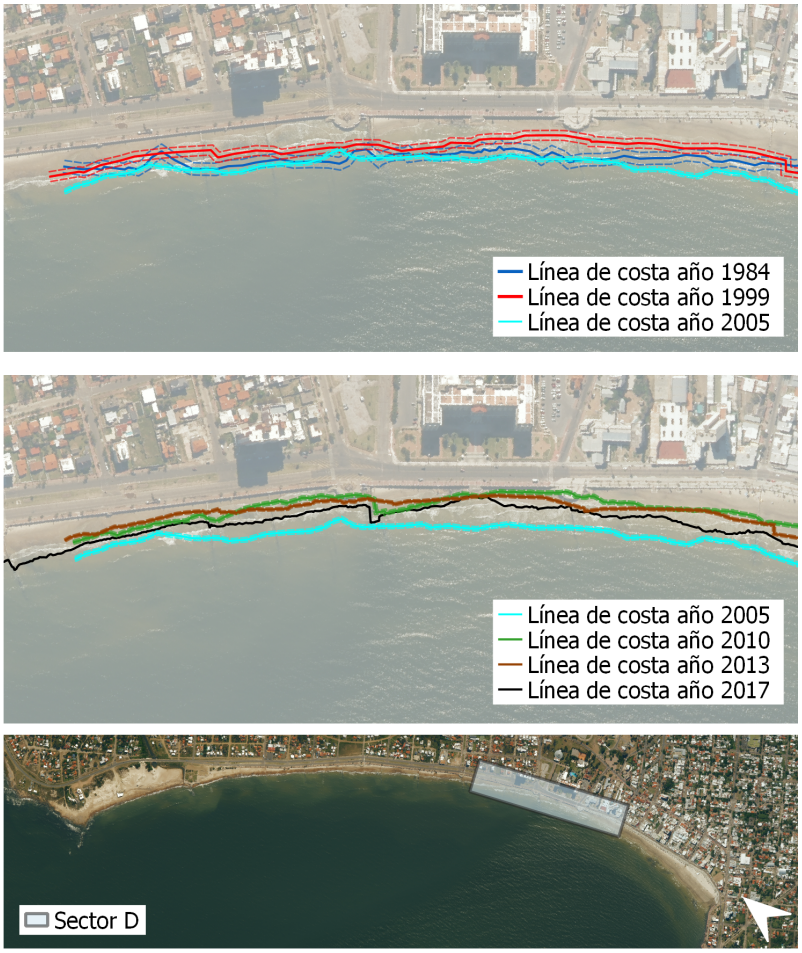


Figura 5.16: Evolución de las líneas de costa sobre el Sector D.

Tabla 5.10: Avance/retroceso de las líneas de costa del Sector D respecto a la del año 1984 con áreas asociadas de playa seca perdida/ganada.

Año	Área (m^2)	Distancia promedio (m)
1999	3550	-5
2005	3720	5
2010	14230	-19
2013	14100	-19
2017	6890	-9

En la Figura 5.16 se observa que la línea de costa entre los años 1999 y 2005 se desplazó algunos metros entorno a la correspondiente al año 1984. Para los años 2010 y 2013 la línea de costa presenta el mayor retroceso calculado, el cual resultó de 19 m y a partir de allí, se observa el avance de la misma hasta mostrar un retroceso de 9 m para el último año analizado (2017).

- **Sector E**

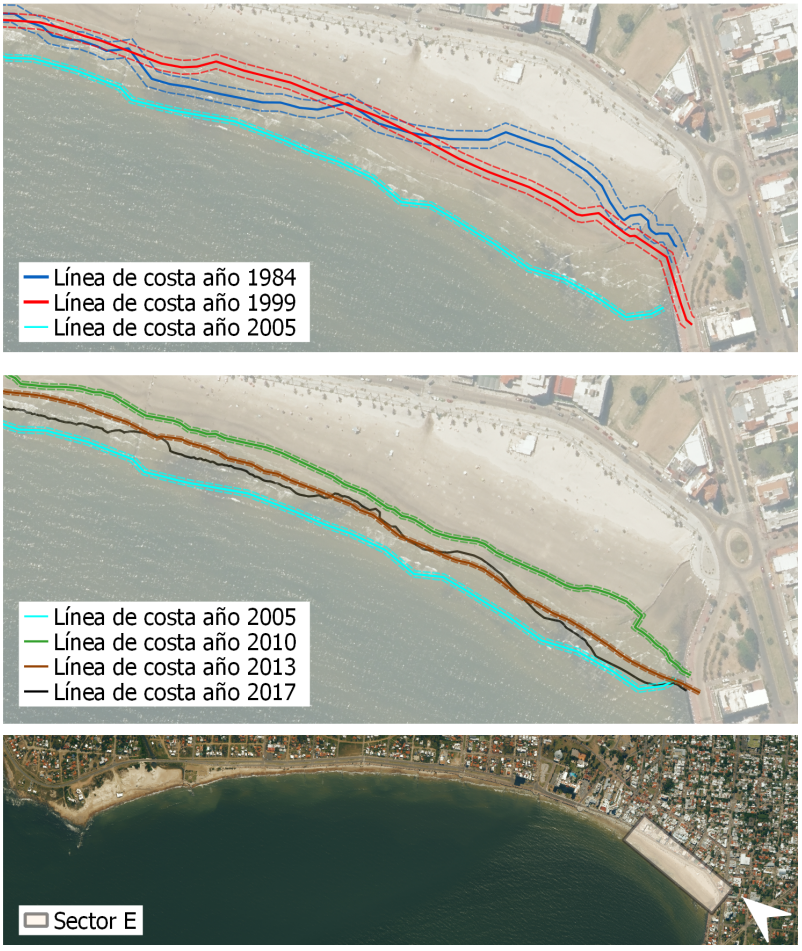


Figura 5.17: Evolución líneas de costa sobre el Sector E.

Tabla 5.11: Avance/retroceso de las líneas de costa del Sector E respecto a la del año 1984 con áreas asociadas de playa seca perdida/ganada.

Año	Área (m^2)	Distancia promedio (m)
1999	1000	2
2005	21100	39
2010	3620	7
2013	11500	21
2017	13670	25

En el sector E se presenta una acreción de la línea de costa (39 m) en el año 2005, producto de las reformas de ampliación del puerto. A partir de ese año se observa el retroceso de la misma para el año 2010 (retrocede aproximadamente 30 m respecto a la línea del 2005). Finalmente se registra que desde ese entonces hasta el 2017 la línea avanzó y se encuentra 25 m por delante de la correspondiente al 84.

5.1.2.3. Análisis de resultados

Respecto al análisis de la evolución de la línea de costa realizado a partir de imágenes aéreas y satelitales, se observa que en el período analizado (1984-2017) existió gran dinamismo en cuanto a períodos de avances y retrocesos de la línea de costa en la mayoría de los sectores. Los resultados se resumen en la Tabla 5.12.

Tabla 5.12: Avances/retrocesos perpendiculares a la costa respecto a la línea de costa del año 1984 (m).

Años	Sector A	Sector B	Sector C	Sector D	Sector E
1999	-7	~ 0	~ 0	-5	2
2005	~ 0	9	22	5	39
2010	-16	-5	~ 0	-19	7
2013	-16	~ 0	~ 0	-19	21
2017	-10	~ 0	6	-9	25

	Retroceso
	Avance
	Sin cambios

El sector B, correspondiente al lado este de la Plaza Armenia, resultó el sector más estable. En los años analizados no mostró desplazamientos significativos respecto a la línea de costa del año 1984 como se aprecia en la Figura 5.20.

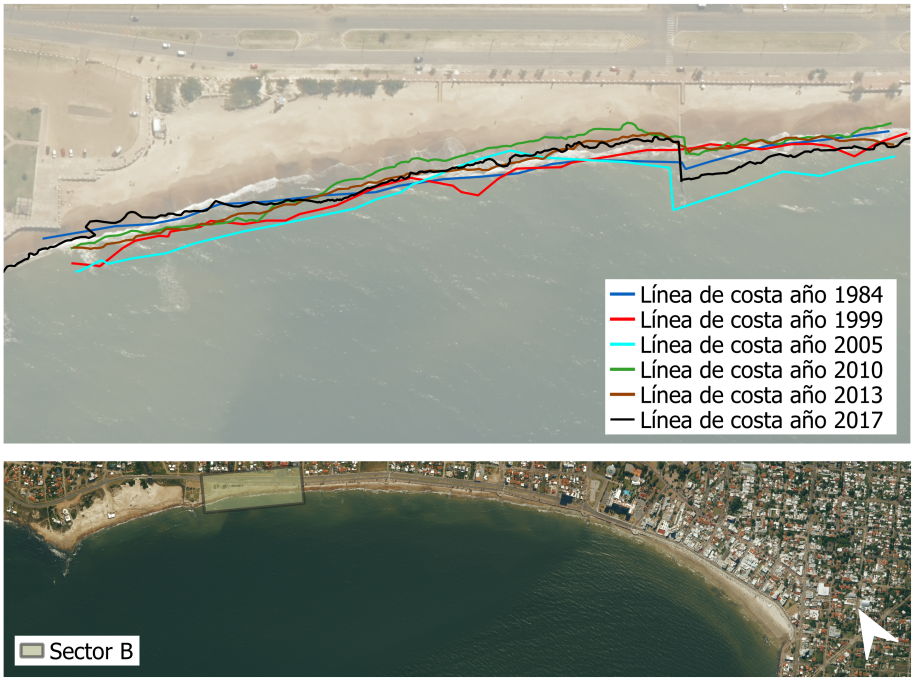


Figura 5.18: Líneas de costa período 1984-2017 sobre el sector B.

Sobre el sector central, sector C, la línea de costa presentó un avance de 22 m para el año 2005. Para los años 2010 y 2013 se presentó un retroceso donde la línea de costa volvió aproximadamente a la misma posición que la correspondiente al año 1984. Finalmente, para el último año analizado muestra un avance de 6 m como se puede apreciar en la Figura 5.19.

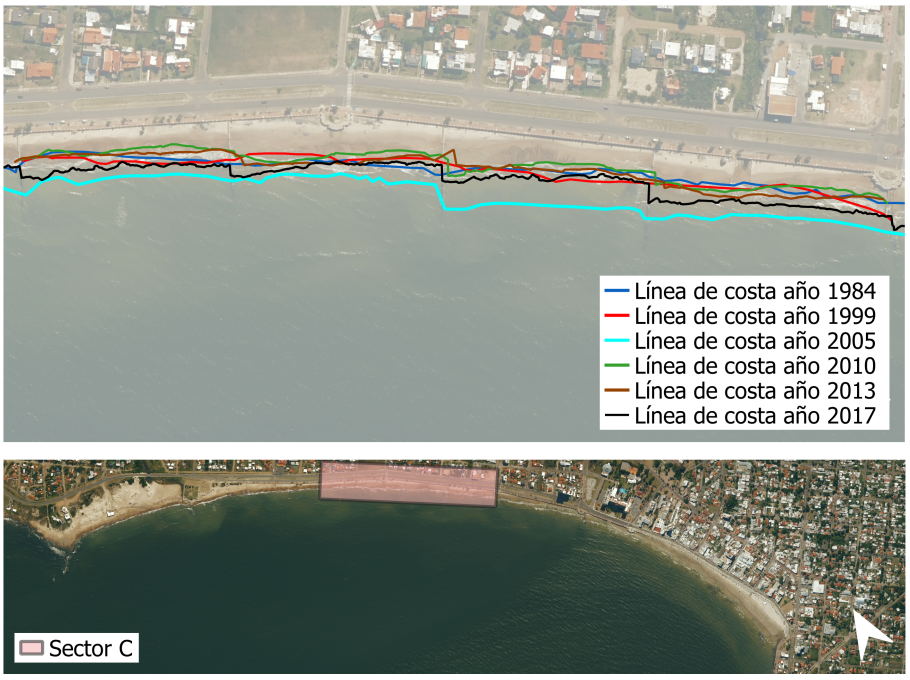


Figura 5.19: Líneas de costa período 1984-2017 sobre el sector C.

En los sectores A y D, extremo oeste del arco de playa (Figura 5.20) y cercanías del Hotel Argentino (Figura 5.21) respectivamente, se constató un avance de la línea de costa para el año 2005 y un retroceso significativo para los años 2010 y 2013 de aproximadamente 20 m respecto a la línea de costa correspondiente al 1984. Sin embargo, para el último año analizado (2017), se registra el avance de la línea de costa en ambos sectores hasta encontrarse retrocedida 10 m respecto al año 1984.

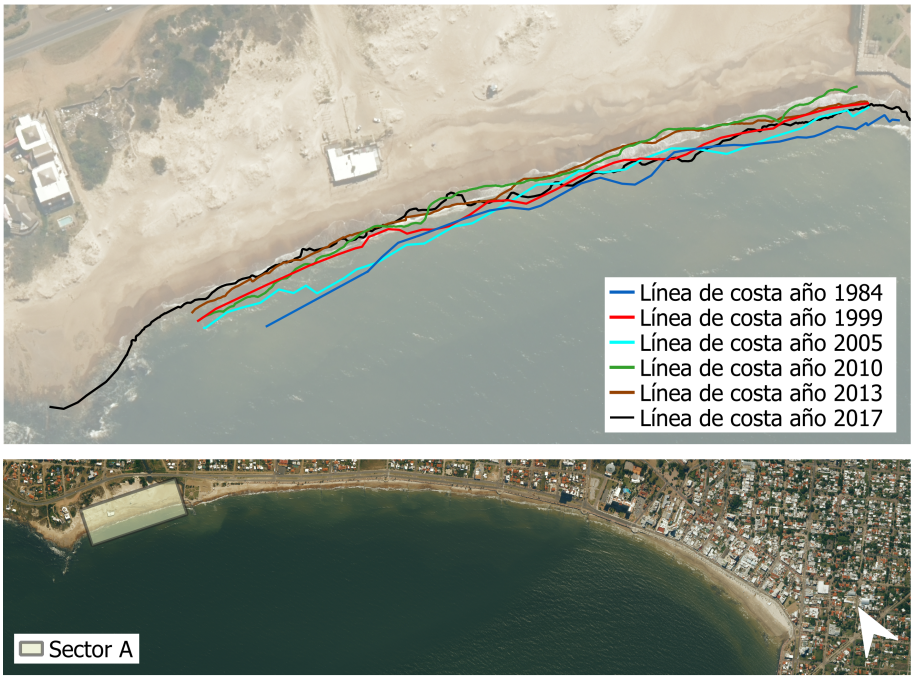


Figura 5.20: Líneas de costa período 1984-2017 sobre el sector A.

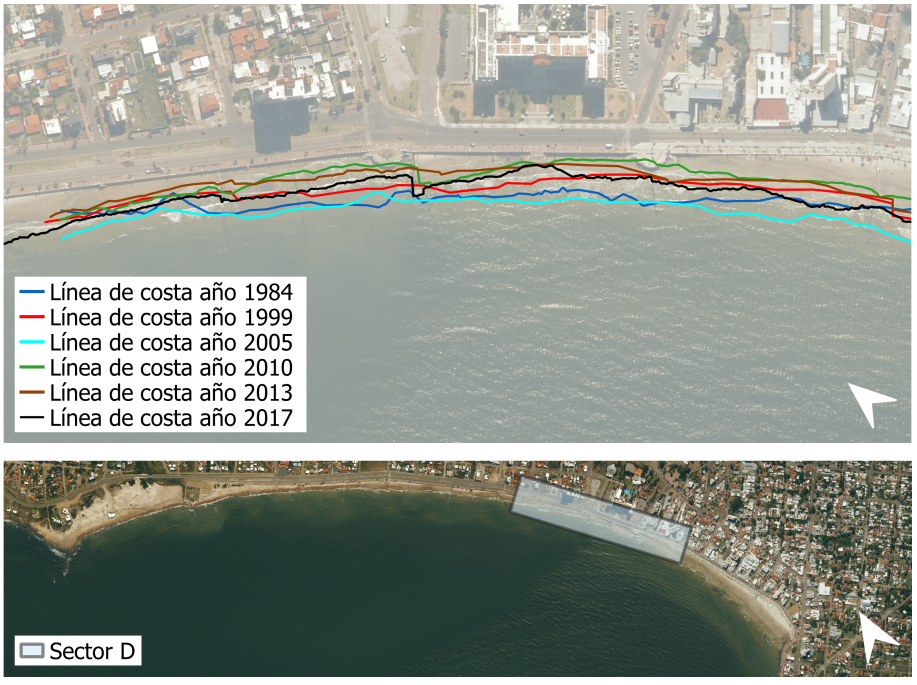


Figura 5.21: Líneas de costa período 1984-2017 sobre el sector D.

Sobre el sector E, extremo este del arco, la línea de costa ha avanzado respondiendo directamente a la ampliación del puerto realizada en el año 1997 como se puede ver en la Figura 5.22. La infraestructura portuaria genera una zona de sombra que favorece la sedimentación. Este sector es el que cuenta con el mayor ancho de playa seca y esto pudo ser observado también en las salidas de campo realizadas. Para el año 2005, los resultados indican un avance de aproximadamente 40 m respecto a la correspondiente del 84 y para el año 2010, un retroceso importante en el cual la línea de costa presentó un avance de solo 7 m. Para el último año analizado, la línea de costa presenta una acreción de 25 m respecto a la del año 1984.

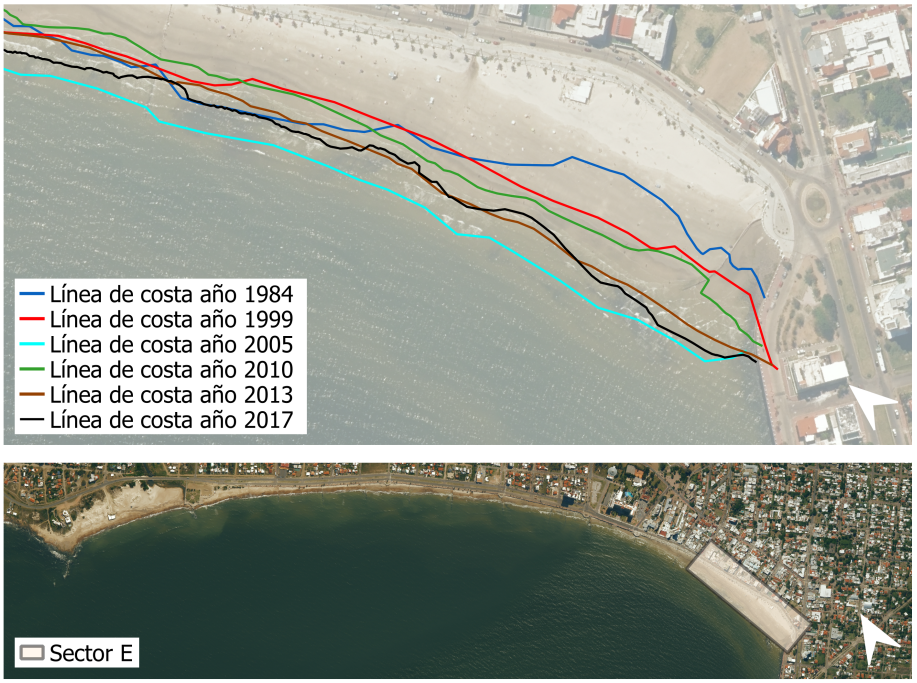


Figura 5.22: Líneas de costa período 1984-2017 sobre el sector E.

A modo de resumen en la Figura 5.23 se puede observar que el avance más significativo registrado, entre los años 1984 y 2017, se encuentra sobre el lado este del arco de estudio, dado por la existencia del puerto. Por otro lado, los retrocesos más notorios se presentan sobre la zona del Hotel Argentino y entre la Plaza Armenia y la Punta de los Burros (ver Tabla 5.12).

A partir del balance de áreas entre las líneas de costa evaluadas se constata que el volumen de sedimentos que sale del sistema es menor a 1.000 m^3, lo que indica que es una unidad fisiográfica, reafirmando la conclusión al respecto del estudio realizado por Teixeira et al. (2009). Al tratarse de una unidad fisiográfica, los cambios en la línea de

costa están dados por redistribuciones del sedimento en el largo de todo el arco principal.



Figura 5.23: Comparación líneas de costa de los años 1984 y 2017

5.1.3. Corto plazo

En esta sección se desarrolla la metodología y los resultados obtenidos del estudio a corto plazo realizado en distintos perfiles transversales de la playa de Piriápolis.

5.1.3.1. Metodología

Para determinar la respuesta de la playa ante la acción de un temporal se modelaron tres perfiles transversales de distintas características en *XBeach* ("XBeach Documentation", 2017). Se determinó la forma que toma el fondo después de la tormenta y el volumen de sedimento que se erosiona, calculado como la resta entre el perfil final y el inicial en los casos que éste queda por encima.

XBeach es un modelo numérico de código abierto que modela procesos hidrodinámicos, incluyendo: transformación del oleaje, de onda corta y larga; *setup*; corrientes; inundación y *overwash*, y procesos morfodinámicos en los que incluye: transporte de sedimentos en suspensión y en el lecho, y avalancha de dunas. ("XBeach Documentation", 2017)

La modelación de perfiles transversales se realiza en una dimensión, con oleaje y nivel de mar no estacionario, es decir, con las series temporales correspondientes a cada tormenta.

Se modelaron los tres perfiles de playa que se muestran en la Figura 5.24, con tres tormentas conocidas con distinto período de retorno asociado. Cada uno de los perfiles tiene distinto tamaño de grano, obtenidos en los ensayos granulométricos (Sección A.2). Las batimetrías son las correspondientes al relevamiento realizado por el CEDEX (1990) y la cota del muro marítimo del relevamiento elaborado en el marco de este proyecto. El oleaje de entrada impuesto en los extremos mar adentro de los perfiles es el obtenido de

la propagación de *SWAN* en los puntos del 1, 4 y 6 de la Figura 4.26 y el nivel de mar de las series de datos trabajadas.

El perfil 1 consta de dunas y tiene un tamaño de grano $D_{50} = 0,437mm$, los perfiles 2 y 3 cuentan con la presencia del muro costero y un tamaño $D_{50} = 0,305mm$ y $D_{50} = 0,208mm$ respectivamente.

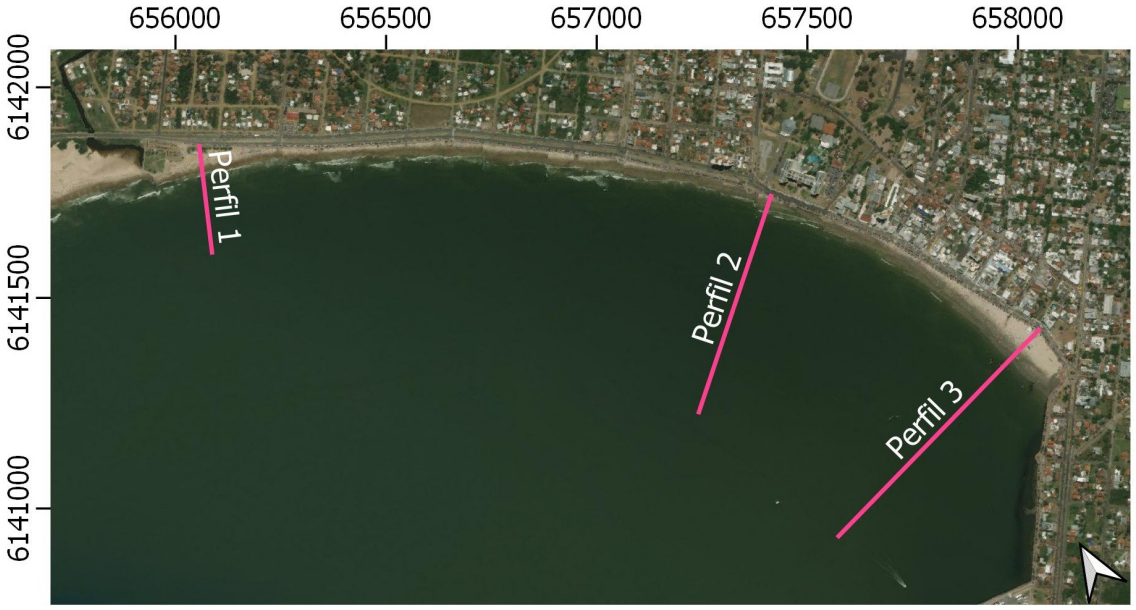


Figura 5.24: Perfiles transversales modelados en Xbeach.

Las tormentas modeladas son las ocurridas en las fechas:

- 23 y 24 de agosto de 2005
- 24 y 25 de febrero de 2010
- 27 y 28 de octubre de 2016

Los períodos de retorno asociado a cada una se determinaron a partir de los ajustes de valores de extremos. Según el análisis presentado en 4.1 para el nivel de mar y a partir del ajuste de picos sobre el umbral se determinan los T_r para el nivel de mar máximo ($N_{máx}$) de cada tormenta. De forma similar se calcularon los T_r para cada altura de ola máxima del oleaje ($H_{s_{máx}}$) cercano a cada perfil transversal utilizando los ajuste de la función de distribución de Pareto Generalizado que se presenta en el Anexo B.

Tabla 5.13: Períodos de retorno asociado a cada tormenta estudiada.

Tormenta	T_r asociado a $H_{s_{máx}}$ en años	T_r asociado a $N_{máx}$ en años
2005	20	1
2010	1	6
2016	20	45

La tormenta de 2010 es una tormenta de bajos períodos de retorno, a diferencia de las tormentas de 2005 y 2016 que tienen el mismo período de retorno de altura de ola significante pero una gran diferencia en nivel de mar, por lo que la tormenta de 2016 es la más extrema de las evaluadas en la modelación de perfiles transversales.

5.1.3.2. Resultados obtenidos

- Tormenta 2005

  El temporal del 23 y 24 de agosto de 2005 tuvo un nivel máximo de 2,46 m (0Wh), la serie fue obtenida a partir de los datos del reanálisis del IMFIA porque no existen datos de la fecha en la estación de DINAGUA. Su evolución se muestra en la Figura 5.25. El oleaje tiene similares características en los tres perfiles, los parámetros relevantes se muestran en la Tabla 5.14 y la evolución temporal de la altura de ola significante y de período pico en las Figuras 5.26 y 5.27 respectivamente.

Tabla 5.14: Datos de la tormenta del 23 y 24 de agosto de 2005

	$H_{s_{máx}}\ (m)$	$T_p\ (s)$	$D_m\ (°N)$
Perfil 1	3,27	12,91	199,40
Perfil 2	3,20	12,91	214,34
Perfil 3	3,32	12,90	219,12

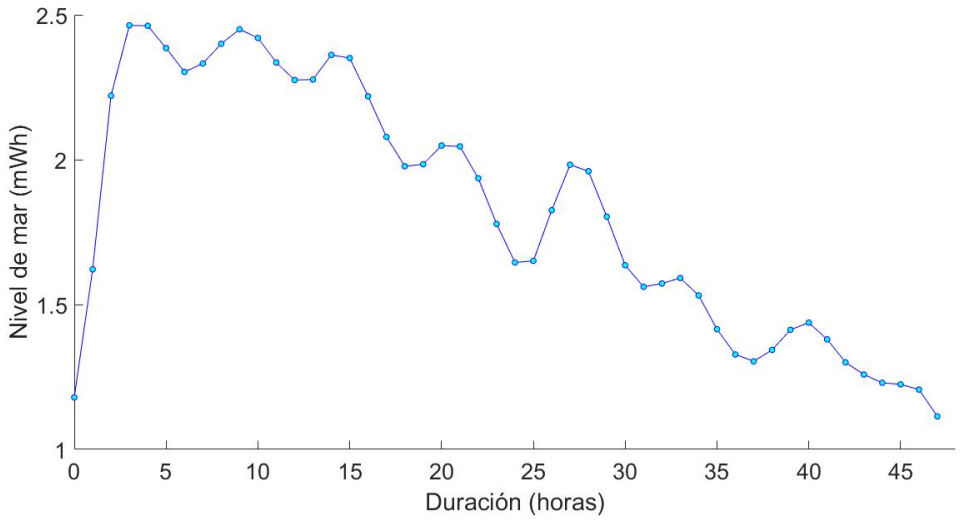


Figura 5.25: Evolución temporal del nivel de mar del temporal del 23 y 24 de agosto de 2005.

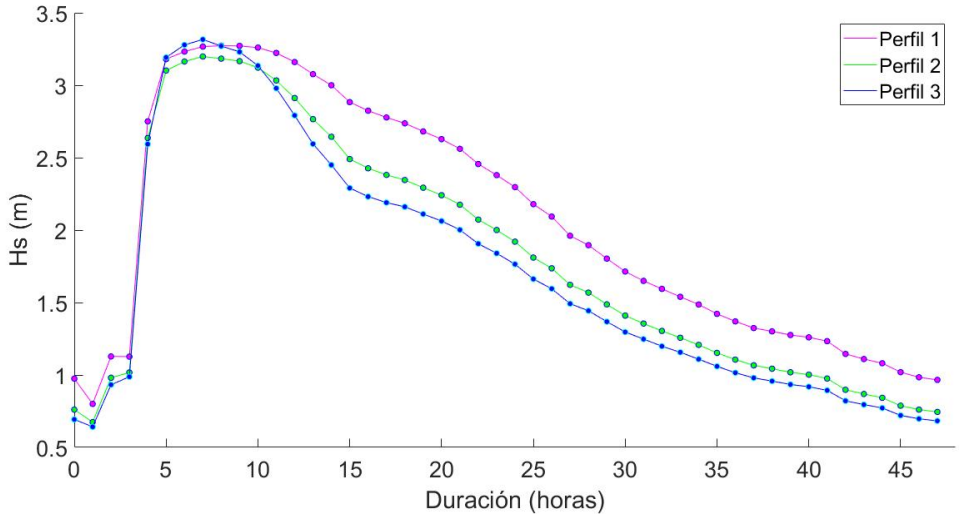


Figura 5.26: Evolución temporal de la altura de ola significante del temporal del 23 y 24 de agosto de 2005.

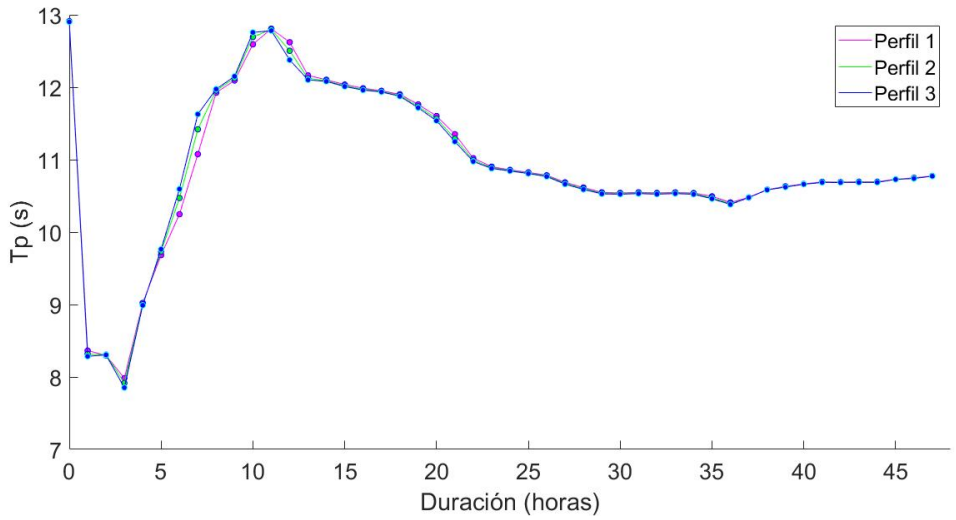
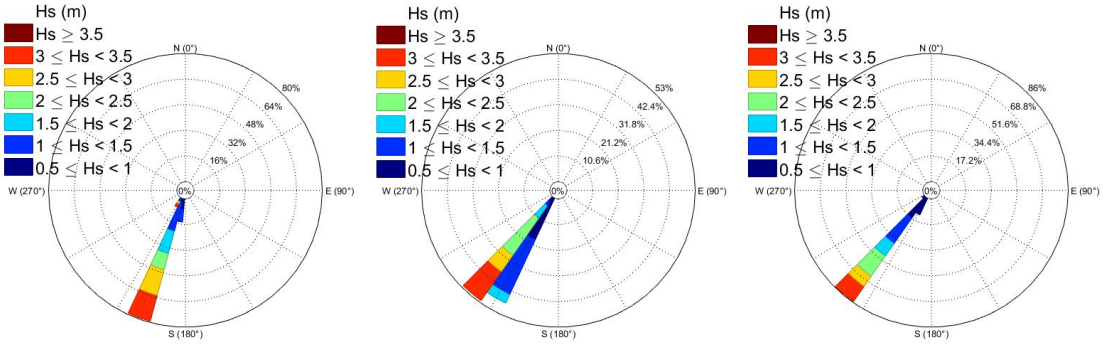


Figura 5.27: Evolución temporal del período pico del temporal del 23 y 24 de agosto de 2005.



(a) Perfil 1 (b) Perfil 2 (c) Perfil 3

Figura 5.28: Rosas de oleaje correspondientes a la tormenta del 2005.

Los resultados de la modelación para cada perfil se muestran en las figuras 5.29, 5.30 y 5.31, en verde se encuentra el nivel máximo, en línea continua de color azul el perfil inicial y en linea punteada el fondo después de la tormenta. Los volúmenes erosionados se encuentran en la Tabla 5.15.

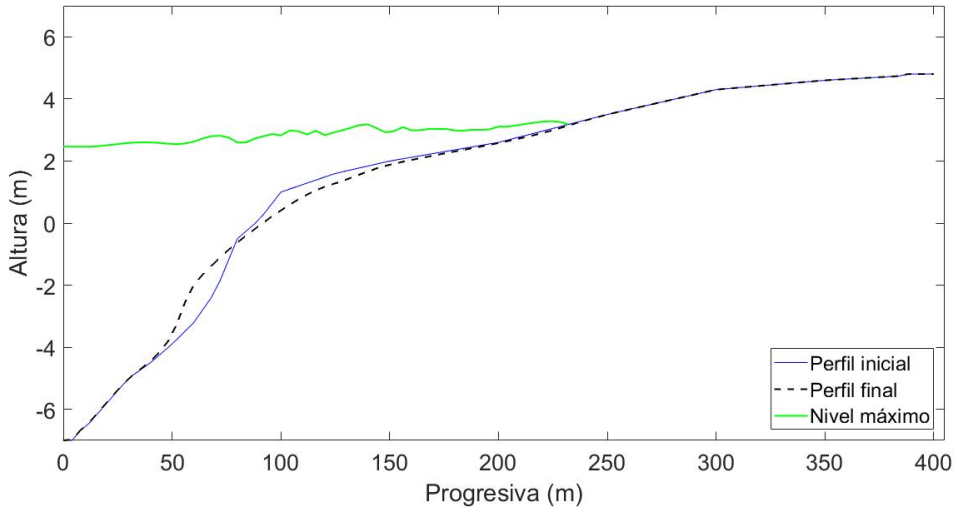


Figura 5.29: Perfil 1 - Tormenta 2005

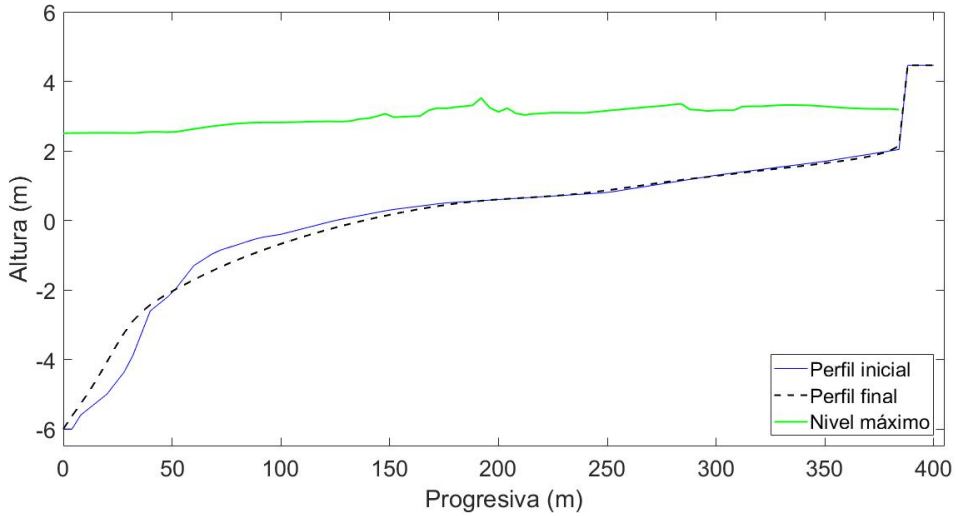


Figura 5.30: Perfil 2 - Tormenta 2005

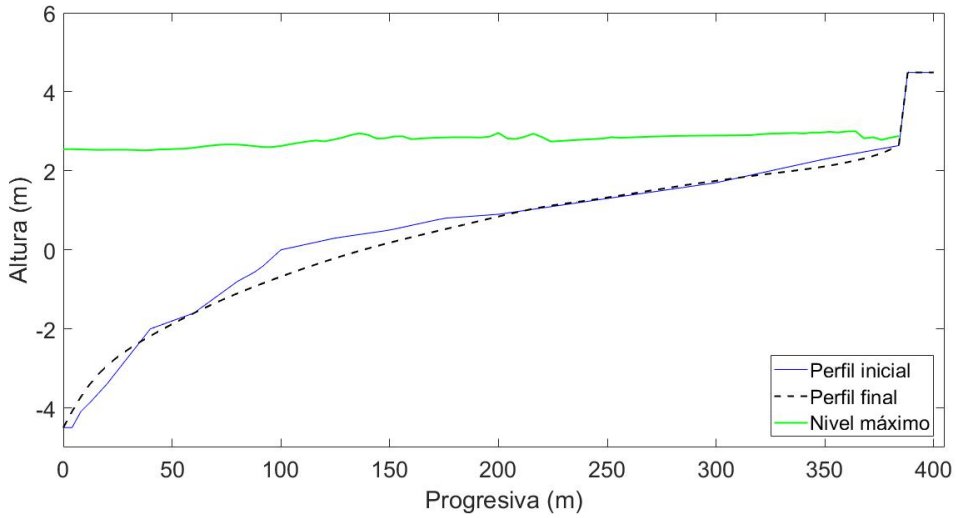


Figura 5.31: Perfil 3 - Tormenta 2005

Tabla 5.15: Volumen erosionado durante la tormenta del 2005

	Volumen erosionado (m^3/m)
Perfil 1	23,35
Perfil 2	32,22
Perfil 3	56,09

- Tormenta 2010

  El nivel máximo de la tormenta del 24 y 25 de febrero de 2010 fue de 2,66 m (0Wh), su evolución se muestra en la Figura 5.32. Los parámetros relevantes del oleaje se muestran en la Tabla 5.16 y la evolución temporal de la altura de ola significante y de período pico en las figuras 5.33 y 5.34 respectivamente.

Tabla 5.16: Datos de la tormenta del 24 y 25 de febrero de 2010

	$H_{s_{máx}}\ (m)$	$T_p\ (s)$	$D_m\ (^\circ N)$
Perfil 1	2,26	15,88	198,78
Perfil 2	1,90	15,88	213,75
Perfil 3	1,75	15,87	218,39

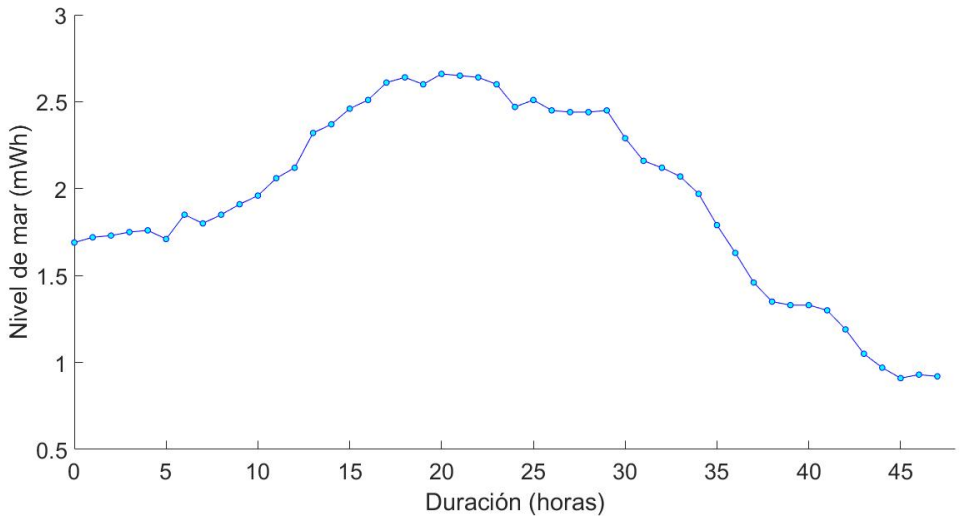


Figura 5.32: Evolución temporal del nivel de mar del temporal del 24 y 25 de febrero de 2010.

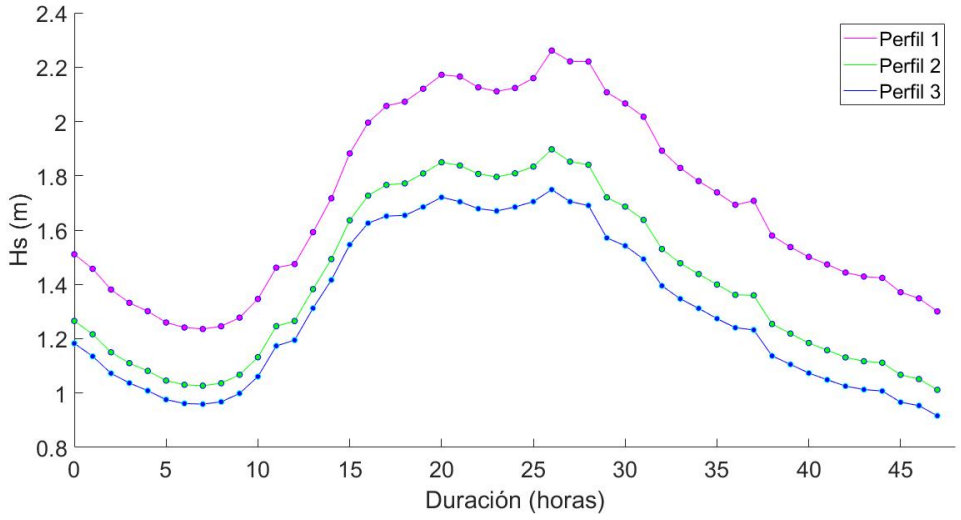


Figura 5.33: Evolución temporal de la altura de ola significante del temporal del 24 y 25 de febrero de 2010.

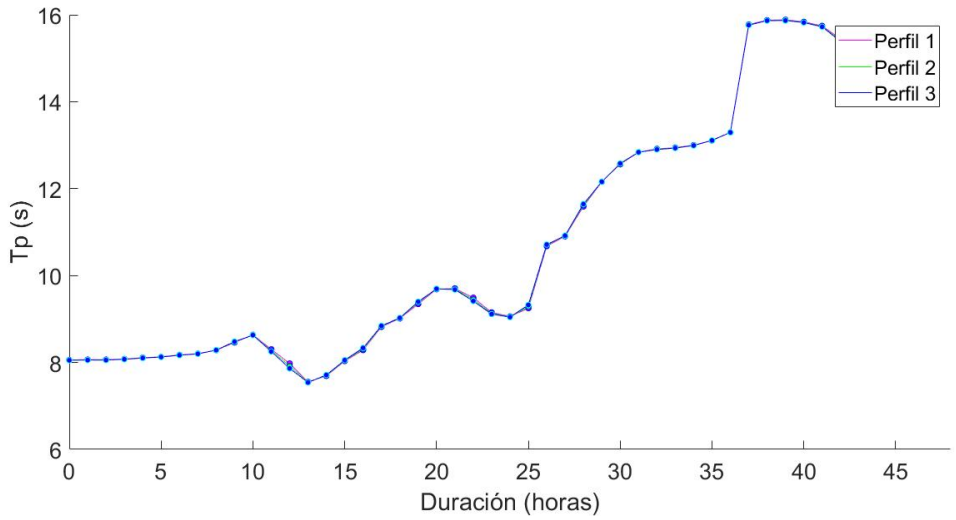
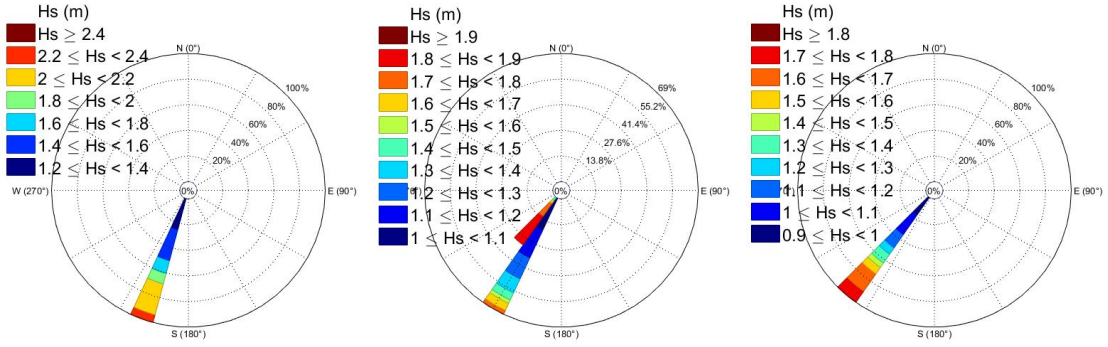


Figura 5.34: Evolución temporal del período pico del temporal del 24 y 25 de febrero de 2010.



(a) Perfil 1 (b) Perfil 2 (c) Perfil 3

Figura 5.35: Rosas de oleaje correspondientes a la tormenta del 2010.

En las figuras 5.36, 5.37 y 5.38 se encuentran los perfiles modelados y en la Tabla 5.17 los volúmenes erosionados.

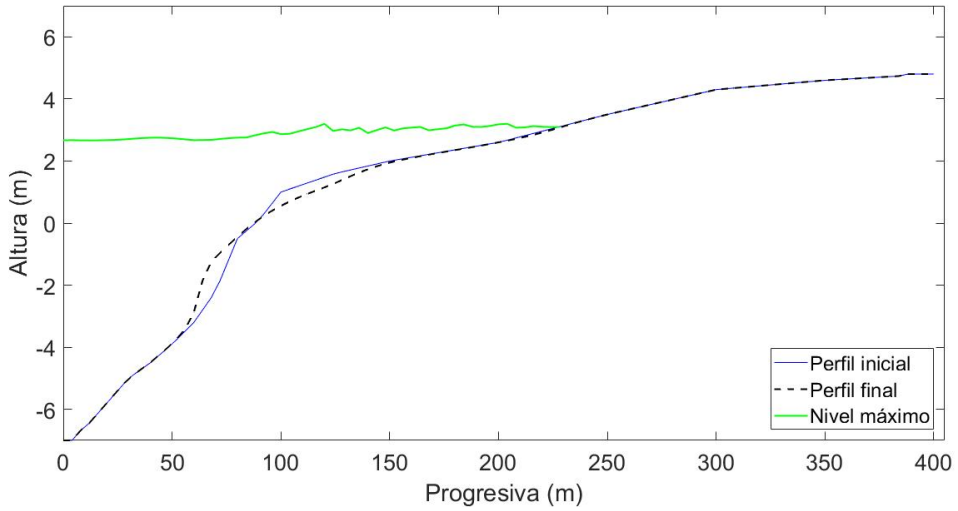


Figura 5.36: Perfil 1 - Tormenta 2010

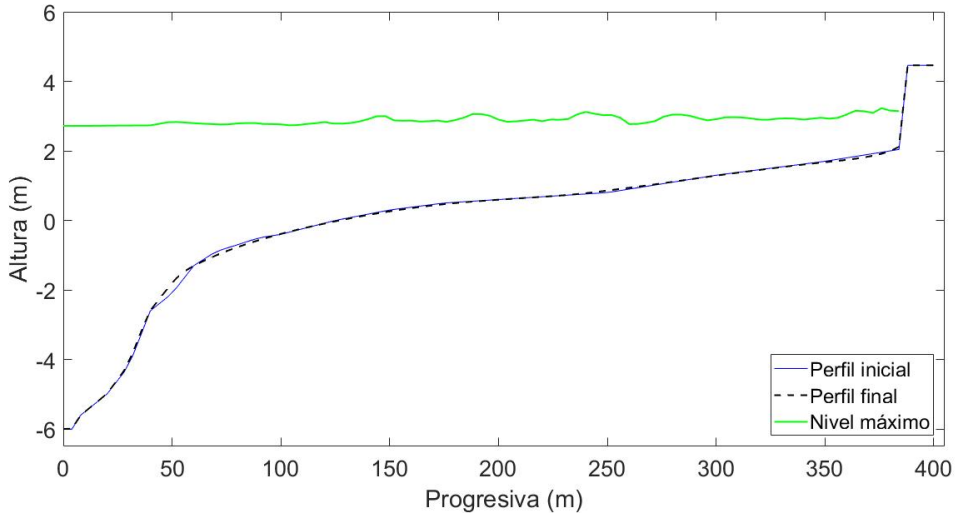


Figura 5.37: Perfil 2 - Tormenta 2010

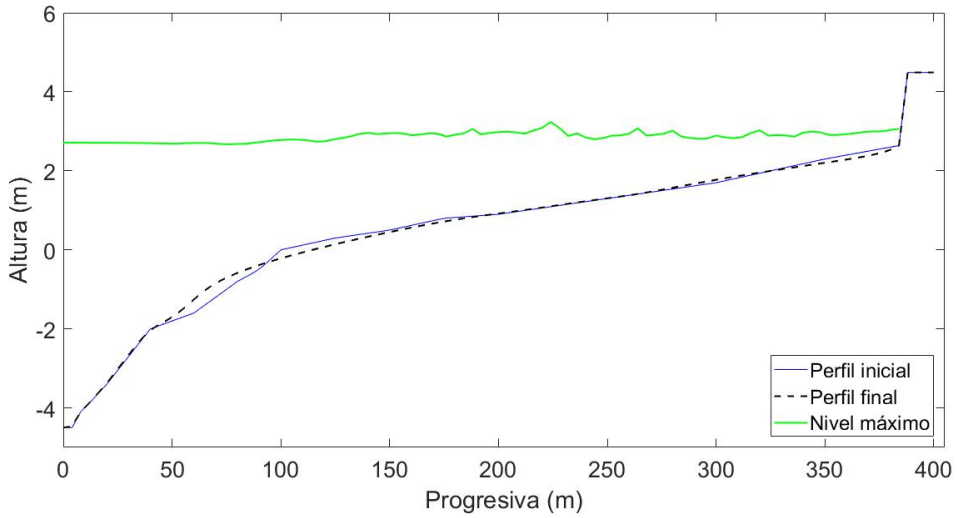


Figura 5.38: Perfil 3 - Tormenta 2010

Tabla 5.17: Volumen erosionado durante la tormenta del 2010

	Volumen erosionado (m^3/m)
Perfil 1	16,34
Perfil 2	4,64
Perfil 3	∼0

- Tormenta 2016

  El nivel de mar máximo en la tormenta del 27 y 28 de octubre de 2016 es de 2,88 m (0Wh) y los parámetros relevantes del oleaje se muestran en la Tabla 5.18. En las figuras 5.39, 5.40 y 5.41 están graficadas las evoluciones temporales del nivel de mar, de la altura de ola y del período.

Tabla 5.18: Datos de la tormenta del 27 y 28 de octubre de 2016

	$H_{s_{máx}}\ (m)$	$T_p\ (s)$	$D_m\ (^\circ N)$
Perfil 1	3,29	14,25	197,56
Perfil 2	3,20	14,25	212,59
Perfil 3	3,31	14,25	217,43

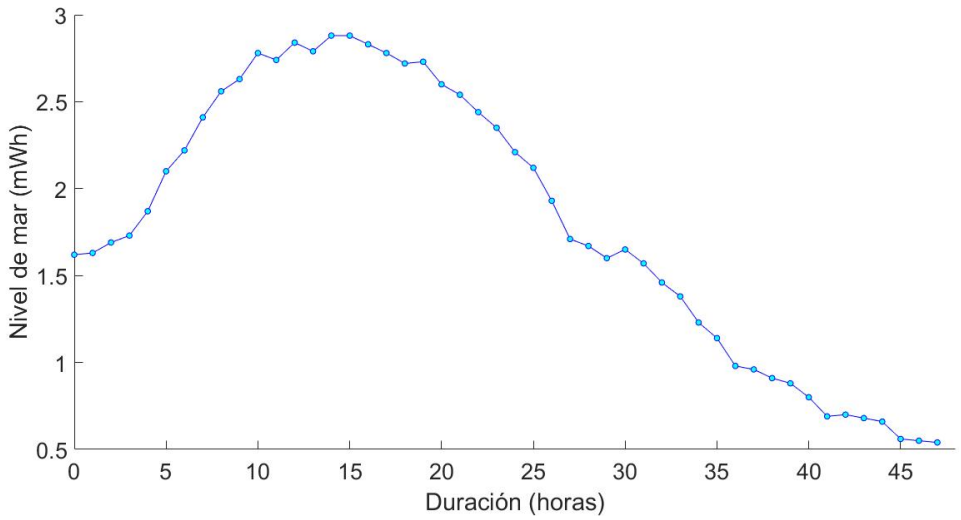


Figura 5.39: Evolución temporal del nivel de mar del temporal del 27 y 28 de octubre de 2016.

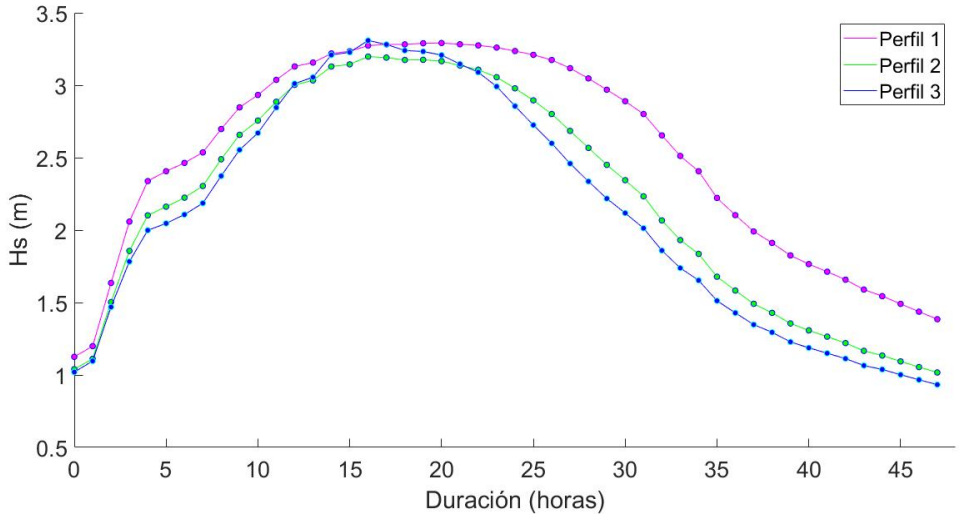


Figura 5.40: Evolución temporal de la altura de ola significante del temporal del 27 y 28 de octubre de 2016.

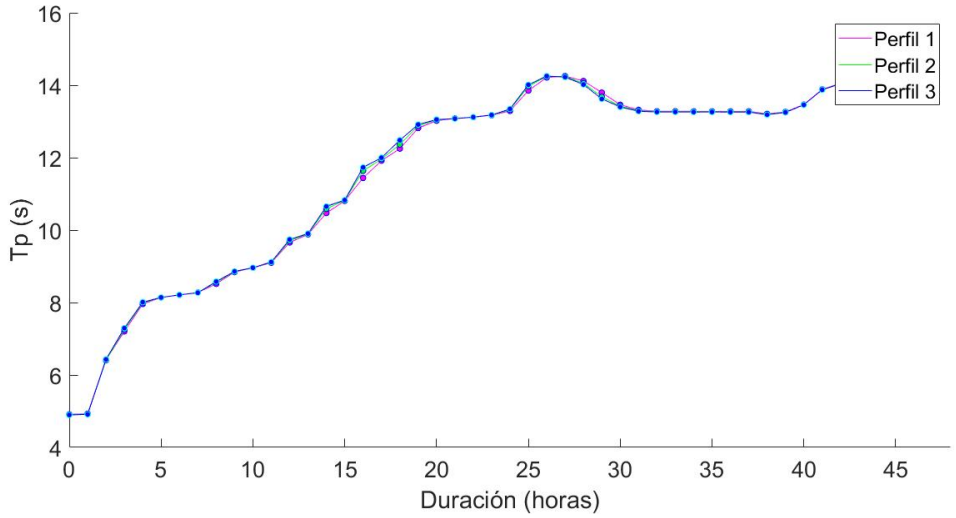
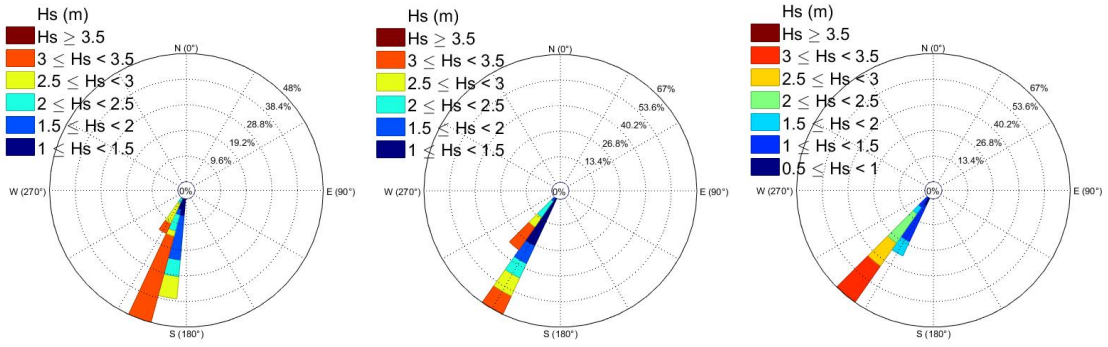


Figura 5.41: Evolución temporal del período pico del temporal del 27 y 28 de octubre de 2016.



(a) Perfil 1 (b) Perfil 2 (c) Perfil 3

Figura 5.42: Rosas de oleaje correspondientes a la tormenta del 2016.

Los resultados de la modelación para cada perfil se muestran en las figuras 5.43, 5.44 y 5.45 y los volúmenes erosionados en la Tabla 5.19.

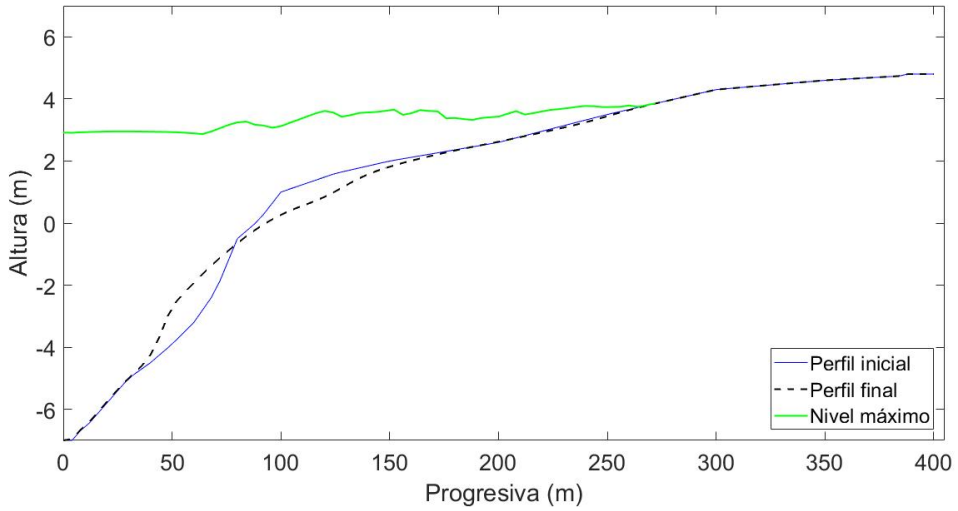


Figura 5.43: Perfil 1 - Tormenta 2016

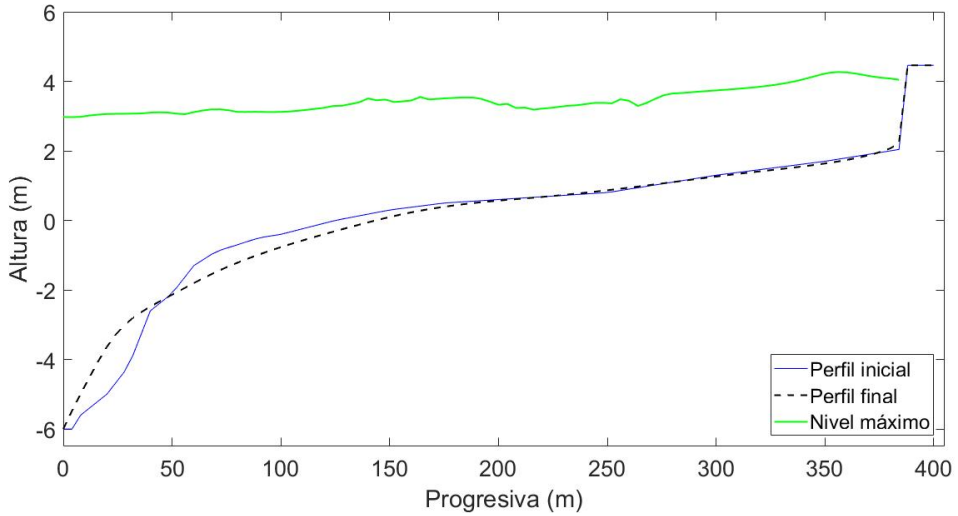


Figura 5.44: Perfil 2 - Tormenta 2016

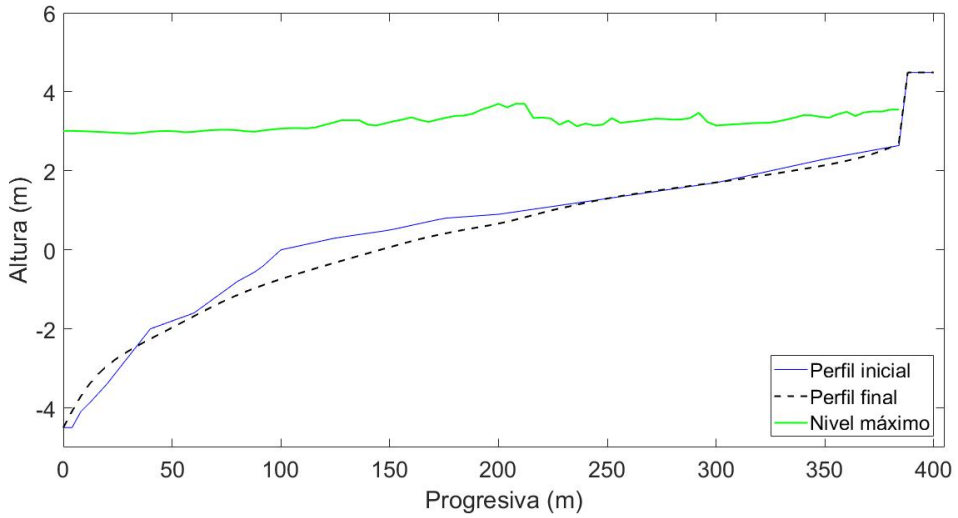


Figura 5.45: Perfil 3 - Tormenta 2016

Tabla 5.19: Volumen erosionado durante la tormenta del 2016

	Volumen erosionado (m^3/m)
Perfil 1	36,83
Perfil 2	45,35
Perfil 3	77,24

5.1.3.3. Análisis de resultados

A partir de la modelación de los perfiles se concluye que el muro costero es alcanzado por el nivel de mar máximo durante las tormentas evaluadas, en menor medida en la tormenta de 2010 que es la más leve estudiada y en mayor medida en la de 2016. En el perfil 2 el nivel máximo del mar es mayor contra el muro que en el perfil 3 en todos los casos.

Respecto a los volúmenes erosionados, por la magnitud de la tormenta de 2016 es la que provoca una mayor erosión en todos los perfiles, seguida por el 2005 que tiene un menor período de retorno de nivel de mar máximo.

Los perfiles antes y después del paso de la tormenta evaluada del 2010 son similares, es decir que para tormentas de período de retorno bajos, el cambio que le provoca a los perfiles de playa no es significativo, pero moja el ancho de playa en su totalidad para los perfiles 2 y 3.

5.2. Estudio de inundaciones

La ciudad de Piriápolis tiene la particularidad de tener varias cañadas que atraviesan la localidad, algunas entubadas y otras que se han rellenado a partir de la construcción de viviendas a lo largo de los años. A su vez, algunos de los cursos más importantes no fueron previstos en el fraccionamiento urbano como Trápani, G. Pereira, Canal Piria e incluso el arroyo Zanja Honda, todos protagonistas de la problemática actual de inundaciones de la ciudad (Figura 5.46). Como consecuencia de estas acciones, ante lluvias intensas o continuas el terreno se saturara rápidamente, el cauce principal se desborda alcanzando los terrenos circundantes, ocasionando inundaciones en diferentes puntos de la ciudad.



Figura 5.46: Ubicación de los principales arroyos y canales de la localidad de Piriápolis.

Por otro lado, la acción de temporales en los que el nivel del mar asciende combinado con el incremento de la altura de ola, producen desbordes del muro costero, con impactos en la rambla, acceso a la playa, y generando inundaciones de las infraestructuras más expuestas a la costa.

Si bien Piriápolis no se encuentra dentro de las localidades con mayores daños ocasionados por inundaciones, estos acontecimientos forman parte de la problemática que les toca atravesar, por lo que se analizan para poder pensar posteriormente en soluciones integradas.

La metodología empleada en esta sección consiste en el estudio del arroyo Zanja Honda aplicando un modelo hidrológico y un modelo hidrodinámico unidimensional, bajo condiciones actuales, con el objetivo de definir áreas y tirantes de inundación, lo que permitirá identificar las zonas amenazadas. Por otro lado, se recogen los resultados del estudio antecedente realizado por IH-CANTABRIA (c) (2019) sobre el riesgo de inundación costera con el fin de elaborar una reflexión integrada de esta problemática.

5.2.1. Inundación fluvial

Los desbordes del arroyo Zanja Honda se estudian a través de un modelo hidrológico e hidrodinámico. El arroyo se encuentra atravesando la localidad de Piriápolis y desemboca en el Río de la Plata sobre el lado oeste de la Plaza Armenia a la altura del km 96 de la Ruta 10, donde se encuentra la primer alcantarilla de tres que se ubican a lo largo del mismo, como se muestra en la Figura 5.47.



Figura 5.47: Ubicación del arroyo Zanja Honda y de las tres alcantarillas construidas sobre el mismo.

5.2.1.1. Determinación de cuenca

El análisis hidrológico tiene como punto de partida la delimitación de la cuenca dentro de la cual se localiza la zona de estudio. Para su trazado se toma como punto de cierre la desembocadura del arroyo Zanja Honda. Para ello se utilizó la herramienta GIS tomando como información topográfica de base el MDT del IDE, el cual representa la distribución espacial de la altitud de la superficie del terreno.

En la Figura 5.48 se presenta la cuenca del arroyo Zanja Honda la cual posee 12,38 km^2 de extensión y cuyo cauce principal tiene una longitud de 9,25 km.

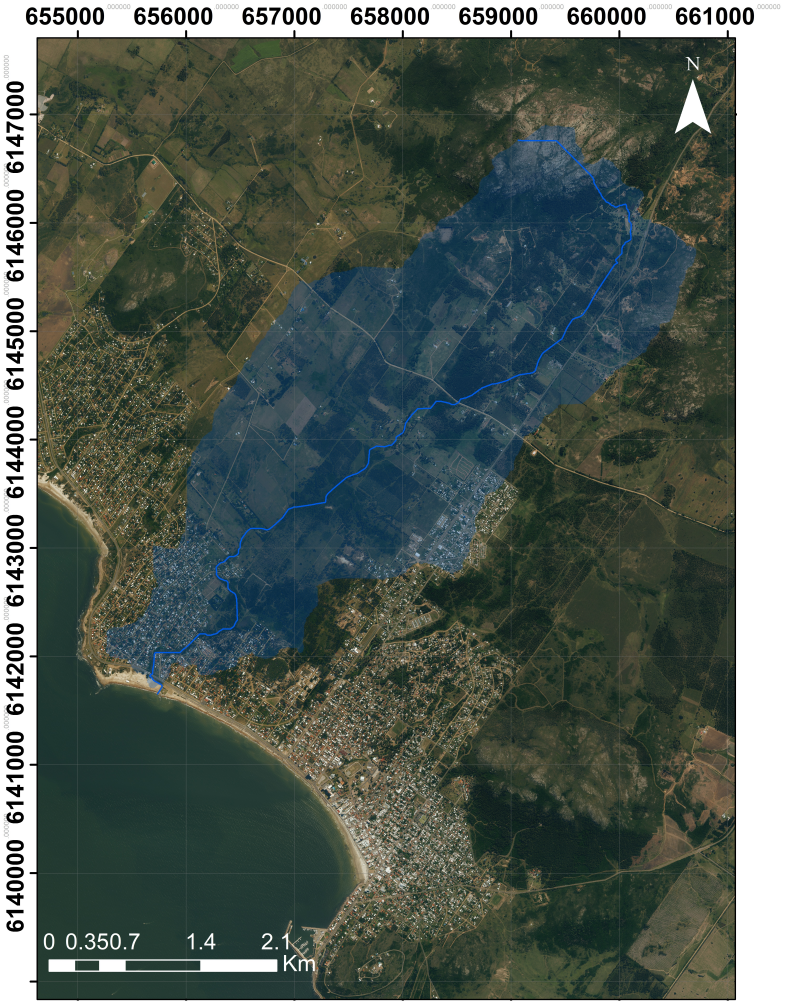


Figura 5.48: Cuenca del arroyo Zanja Honda.

Como se puede observar, 5 km aguas abajo de la cabecera comienza la zona urbanizada y el área que ocupa corresponde casi a un cuarto del área total de la cuenca. Una vez identificados los servicios, lugares de interés público, centros de salud y centros educativos, así como infraestructura relevante de la localidad, se determina que el uso del suelo urbano es residencial. Como se muestra en la Figura 5.49, en el área identificada solo se encuentran viviendas, y un CAIF, a más de 1 km del eje del cauce principal.

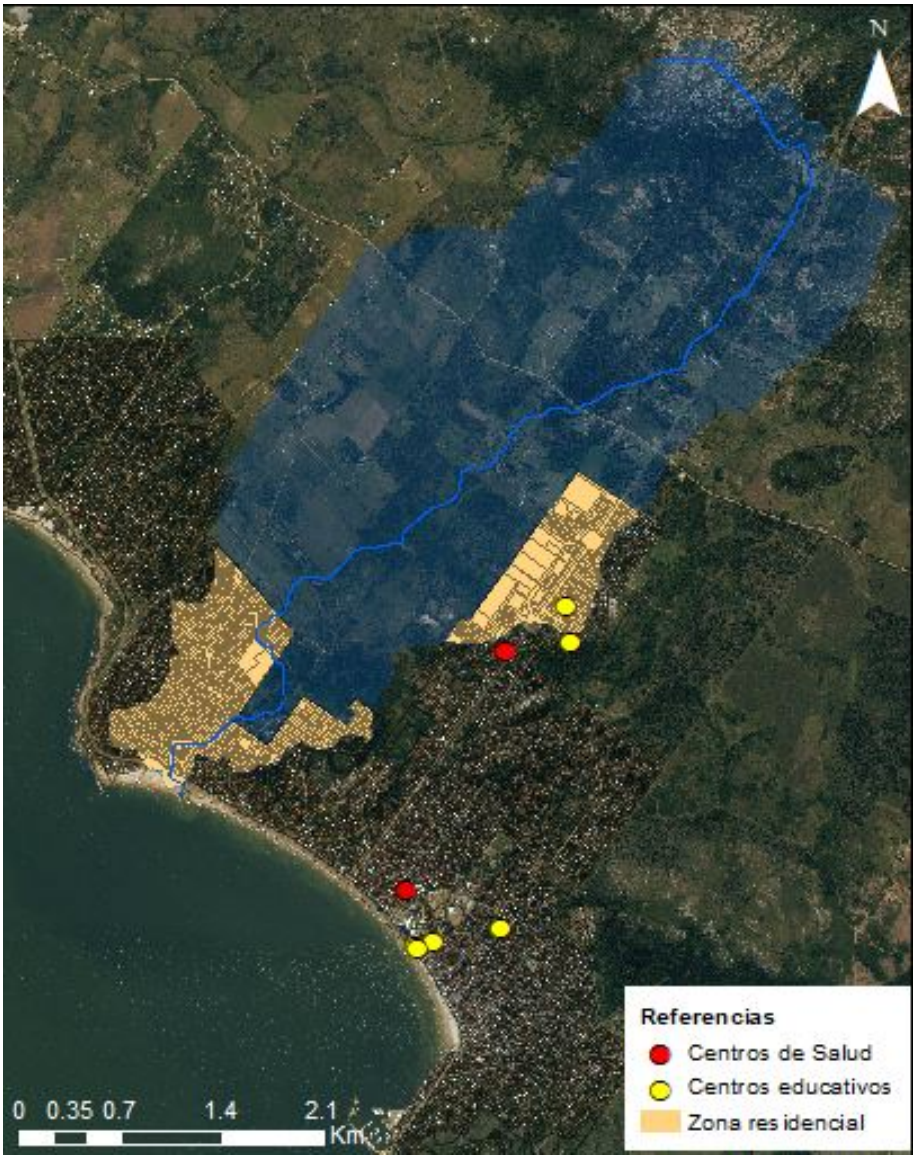


Figura 5.49: Identificación del uso del suelo urbano asociado a la cuenca.

5.2.1.2. Modelo hidrológico

El modelo hidrológico utilizado es el método del NRCS (ex SCS) desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los EE.UU, que requiere conocer: el número de curva, el tiempo de concentración, la precipitación máxima de tres horas de duración y 10 años de período de retorno.

- **Parámetros hidrológicos**
  - Tiempo de concentración

    En la cuenca en estudio se asume que el flujo es de tipo concentrado. Si bien en la zona de cabecera existe un tramo de flujo no concentrado, cuando éste alcanza un afluente del cauce principal se concentra, por lo que la longitud del tramo no concentrado pasa a ser despreciable frente al recorrido total. El tiempo de concentración fue calculado utilizando el método de Ramser y Kirpich: $T_c = 1,51$ hs.

  - Número de curva (NC)

    Se determinó el tipo de suelo para la cuenca del arroyo Zanja Honda. En la Figura 5.50 se presentan la proporción de área ocupada por cada suelo y el grupo hidrológico asociado, predominando la unidad José Pedro Varela que ocupa el 79 % del área total de la cuenca (ver Tabla 5.20).

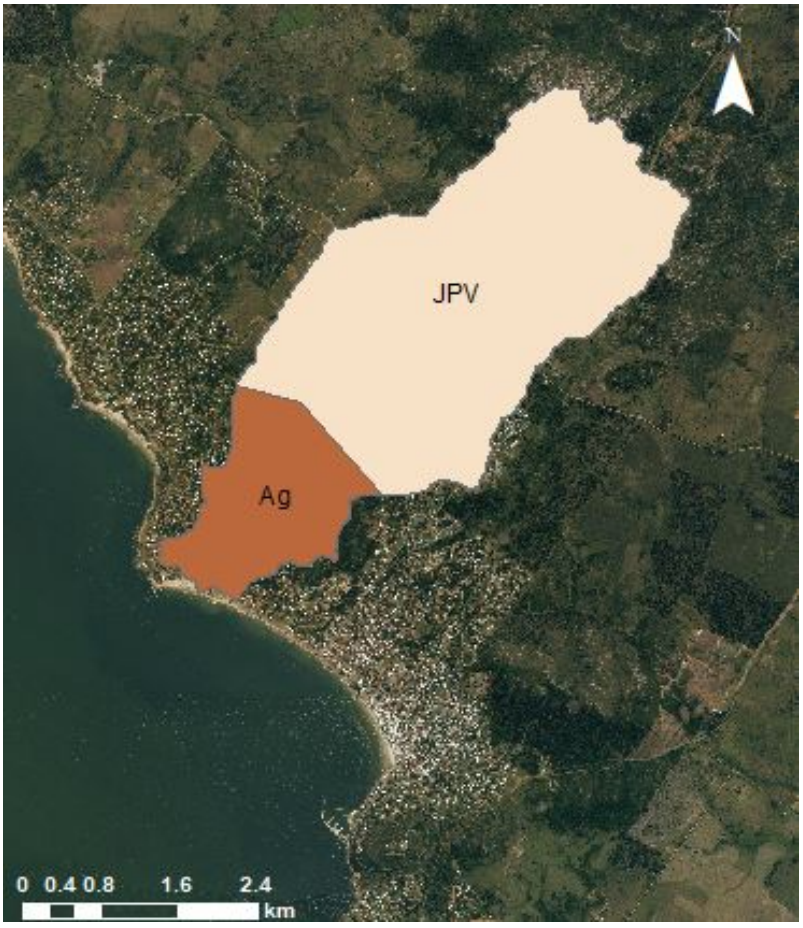


Figura 5.50: Tipos de suelo en la cuenca del arroyo Zanja Honda.

Tabla 5.20: Unidades del suelo y grupos hidrológicos de la cuenca Zanja Honda.

Unidad de suelo	% de área	Grupo hidrológico
José Pedro Varela (JPV)	79 %	C
Angostura (AG)	21 %	D

Dada la gran variabilidad de cobertura de suelo que presenta el área en estudio se decidió agrupar en un número menor de usos para poder trabajar esta información. En la Tabla 5.21 se resume las diferentes categorías presentes en la cuenca del arroyo Zanja Honda, presentadas en la Figura 5.51.

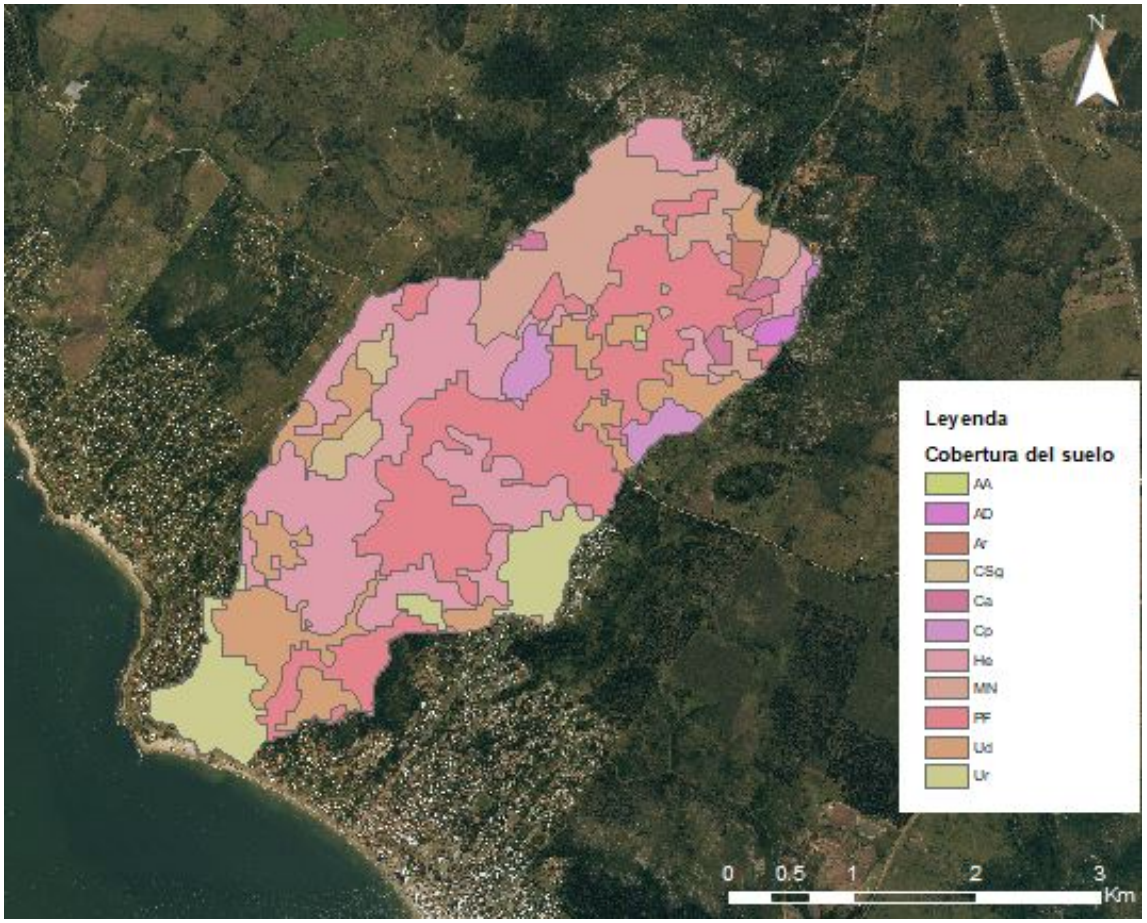


Figura 5.51: Cobertura de suelo de la cuenca del arroyo Zanja Honda.

Tabla 5.21: Cobertura del suelo de la cuenca Zanja Honda.

Cobertura de suelo	**% de área**
Arbustos (Ar)	0,7
Cultivos Regados y de Secano (CSg, Cp) <4-5 has	4,5
Herbáceo Natural (He)	27,7
Monte Nativo (MN)	13,2
Plantación Forestal	28,6 (PF)
Áreas Urbanas Dispersas (Ud)	14,3
Área Urbana (Ur)	9,2
Áreas Desnudas (AD)	0,8

Realizando una ponderación por el área de uso de suelo y grupo hidrológico se determinó finalmente un número de curva para la cuenca igual a $NC = 79$.

En la Tabla 5.22 se resumen los parámetros físicos e hidrológicos de la cuenca.

Tabla 5.22: Parámetros físicos e hidrológicos de la cuenca

Área de la cuenca (km^2)	12,3
Largo cauce (km)	9,25
Pendiente cauce principal (por extremos) %	2,70
Pendiente cauce principal (por velocidad) %	1,02
T_c Kirpich (hs)	1,51
Grupo Hidrológico	C y D
Numero de Curva	79
$P_{(3,10,p)}$ (mm)	83[4]

5.2.1.3. Modelación hidrodinámica

Para la modelación hidráulica del arroyo Zanja Honda se utilizó el software libre *HEC-RAS* versión 5.0.6. Este modelo fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos "U.S. Corp. of Engineers, Hydrological Engineering Center, HEC" y es uno de los modelos más utilizados para estudios hidráulicos, capaz de modelar perfiles de superficies de agua de regímenes de flujo mixto, subcrítico y supercrítico. Este requiere de una topografía detallada del cauce a partir de la cual es posible estimar los perfiles de flujo que circulan por el cauce, así como condiciones de borde.

En las secciones siguientes se desarrollará la aplicación del modelo unidimensional para el arroyo Zanja Honda con el objetivo de generar áreas de inundación para distintos períodos de retorno.

- **Implementación del modelo**

  El modelo *HEC-RAS* incluye un módulo que permite hacer el análisis del flujo unidimensional en régimen no permanente, que es el utilizado para el caso estudiado. Aunque representa una simplificación importante del fenómeno de propagación de una avenida, en muchos casos es una aproximación suficientemente adecuada para predecir niveles de agua; además permite incluir almacenamientos que forman parte de un sistema hidráulico. El método de solución que emplea para resolver las ecuaciones de continuidad y momentum, es el esquema en diferencias finitas implícito conocido como esquema de Preissmann.

[4](IdM, Digesto Departamental, 2015)

La elaboración del modelo hidráulico comprende principalmente los siguientes pasos:

- Definición de la geometría de cauce y planicies de inundación mediante perfiles transversales dispuestos de manera perpendicular a las líneas de corriente.
- Definición de la geometría de estructuras tales, como obstrucciones en la sección de flujo.
- Incorporación de elementos especiales como zonas no efectivas.
- Incorporación de elementos especiales como las obstrucciones que representan edificaciones.
- Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning obtenidos en el cauce a partir de su naturaleza y propiedades morfológicas. También en las llanuras de inundación en función de los usos del suelo.
- Adopción de coeficientes de contracción y expansión entre secciones y de desagüe en estructuras coherentes con las recomendaciones del modelo.
- Elección de las condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo.
- Condiciones iniciales del sistema al comienzo de la simulación que consisten en información de flujo.

- **Tramo y secciones del modelo**

Para la modelación se tomó el cauce principal de la cuenca asociada al arroyo Zanja Honda, por lo tanto se modelan los 9,25 km. En la zona de cabecera de la cuenca, se encuentra un cerro con cobertura vegetal, pastizales, pradera y algunas zonas de poca vegetación o vegetación corta. Continuando en el curso, 5 km aguas abajo comienza la zona urbanizada y el área que ocupa corresponde casi un cuarto del área total de la cuenca. Considerando tanto la variabilidad en uso de suelo como en cobertura vegetal, así como también los cambios en la dirección del cauce, se definen las distintas secciones del modelo. A su vez, se definen secciones donde existen alcantarillas que reducen la sección transversal.

Como se mencionó previamente se requiere de una topografía detallada del cauce, es decir, conocer la batimetría del cauce principal. Contar con esta información no es sencillo ya que no existe base de datos para el caso particular. Por tanto se llevó a cabo una salida de campo con el objetivo de realizar el relevamiento de la zona y tomar mediciones de algunos elementos clave (ver Apéndice A) en zonas donde fuera posible acceder. Se relevaron secciones entorno a las alcantarillas existentes, midiendo cotas con GPS diferencial y realizando mediciones manuales con regla métrica. Lamentablemente hubo problemas con la señal de GPS y el relevamiento

de algunos datos no fue satisfactorio. De todos modos se logró levantar varias secciones y la geometría de las alcantarillas existentes sobre la calle 5 y Misiones.

Las secciones que se utilizaron en el análisis hidrodinámico se presentan en la Figura 5.52.



Figura 5.52: Secciones trazadas en GIS consideradas en el modelo hidrodinámico.

Para la modelación es importante que las secciones dentro del cauce principal sean perpendiculares al cauce, puesto que el software utilizado interpreta que el ancho del arroyo es el largo de la sección.

A partir de las secciones se definen las planicies de inundación, las cuales deben ser representativas del área de inundación asociada a cada sección, evitando intercepción entre ellas. Las altimetrías de las planicies fueron definidas a partir del MDT.

Las distancias entre una planicie y la contigua aguas abajo debe ser indicada en el modelo. Estas distancias fueron medidas utilizando la herramienta SIG, conside-

rando la distancia entre los extremos de las mismas. También se tuvo que indicar la distancia entre secciones del cauce. El modelo utiliza esta información para calcular la pérdida de carga distribuida entre ellas y para definir el área de inundación asociada a cada una.

La selección del espaciamiento entre secciones transversales es una variable determinante en la modelación del flujo a superficie libre, debido a que la modelación en régimen no permanente está sujeta a inestabilidades. Al respecto no se cuenta con algún criterio publicado que se encuentre suficientemente validada, pero en la práctica común se recomiendan algunos aspectos a tener en cuenta para establecer la distancia entre secciones transversales. Estas recomendaciones mencionan que para tramos aproximadamente rectilíneos con pendientes suaves o moderadas y secciones con una variabilidad suave pueden ajustarse con distancias que podrían oscilar entre 50 y 200 m, para tramos con pendientes más pronunciadas es necesario establecer secciones más cercanas, menores a 50 m dependiendo la escala de trabajo. Para lograr estos espaciamientos entre las secciones trazadas se utiliza la herramienta de interpolación entre dos secciones propia del modelo *HEC-RAS*, y se le indica la máxima separación deseada.

El modelo unidimensional resultante en *HEC-RAS* puede apreciarse en la Figura 5.53. Se representan en color verde claro las secciones interpoladas.

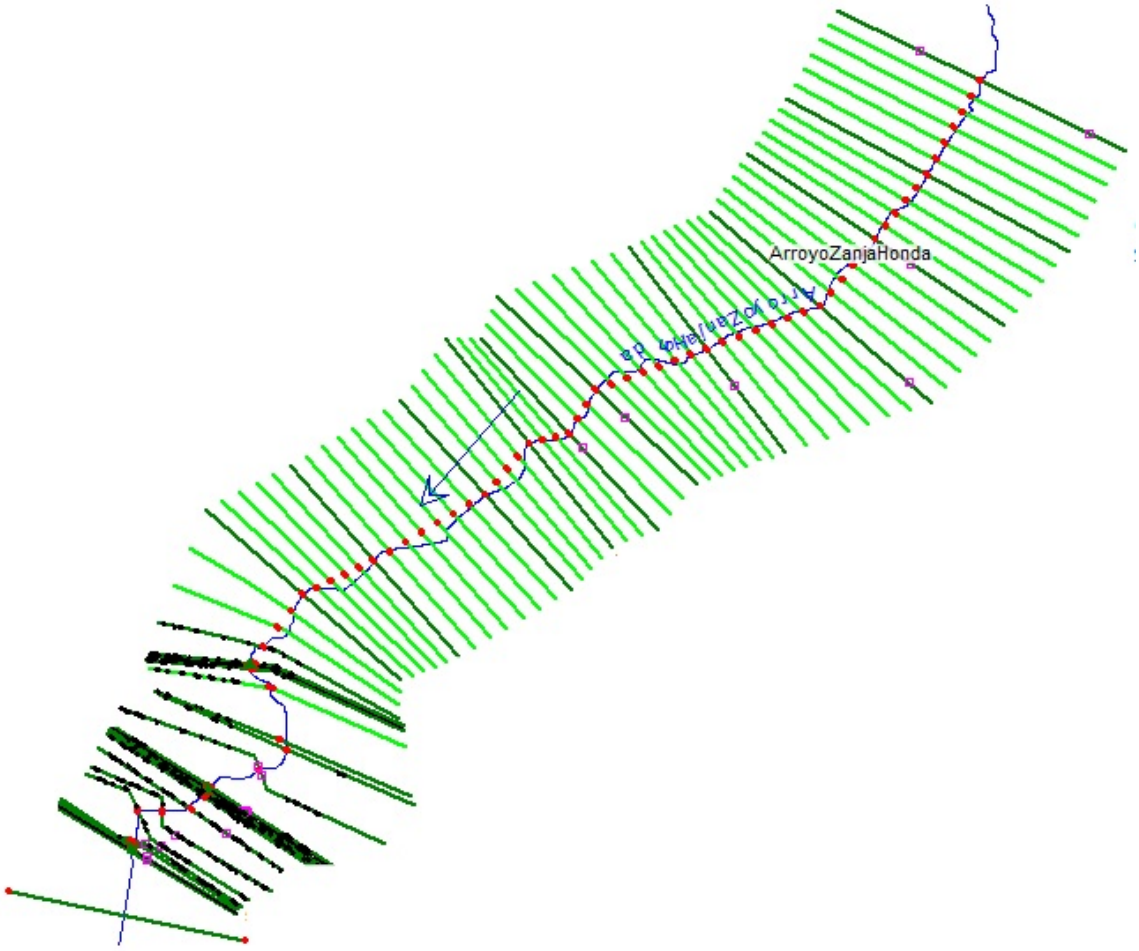


Figura 5.53: Total de secciones utilizadas en la modelación *HEC-RAS*.

- **Coeficiente de rugosidad**

  El programa utiliza varios tipos de coeficientes para evaluar las pérdidas de energía, entre ellos el número de Manning. La selección de valores apropiados es importante para tener una mejor precisión de las alturas de la superficie de agua calculadas por el modelo. Debido a la gran variabilidad de este parámetro y a la no existencia de datos calibrados se usa como guía tablas de referencias que presentan valores de Manning para canales típicos. El manual de *HEC-RAS* contiene extractos del libro "Hidráulica de canales abiertos" Chow (1994) para los tipos de canales más comunes. Basado en esto y en las características de cada sección de trabajo se determina un valor ponderado de Manning tanto para las zonas de planicies de

inundación como para el cauce principal.

En la Tabla 5.23 se presentan números de Manning para diferentes tipos de cauces que caracterizan al arroyo Zanja Honda en su descripción. Se presentan valores de Manning mínimo, normal y máximo y se promedian para obtener uno representativo al cauce modelado. Éstos fueron elegidos en base a visualizaciones realizadas en imágenes satelitales y observaciones en la salida de campo.

De igual forma se plantea para las planicies de inundación, en las cuales los coeficientes de Manning se definen según características similares de cobertura del suelo, diferenciando "zonas verdes"de las secciones que están dentro del área poblada donde el número de Manning aumenta. Para este caso se define un número de Manning elevado utilizando el rango de valores tabulados. Esto en parte busca representar las dificultades que tiene el agua en dicha zona para desplazarse.

Tabla 5.23: Números de Manning tomados como valores guía.

	n de Manning		
	Mínimo	**Normal**	**Máximo**
Tipo de canal y descripción			
Limpio, sinuoso, con algunos pozos, bancos de arena	0,033	0,040	0,045
Limpio, sinuoso, con algunos pozos, bancos de arena, malezas, piedras y secciones más ineficientes	0,040	0,048	0,055
Tramos lentos, malezas y pozos profundos	0,050	0,070	0,080
Características de la planicie de inundación			
Pasturas dispersas, malezas pesadas	0,035	0,050	0,070
Tierra despejada con árboles, sin brote	0,030	0,040	0,050
Montes tupidos, con brotes pesados	0,050	0,060	0,080
Zona urbanizada	0,080	0,100	0,120

En la Figura 5.54 se puede ver la clasificación que aparece en la Tabla 5.23 del coeficiente de rugosidad de Manning para las planicie de inundación en el área de la cuenca.

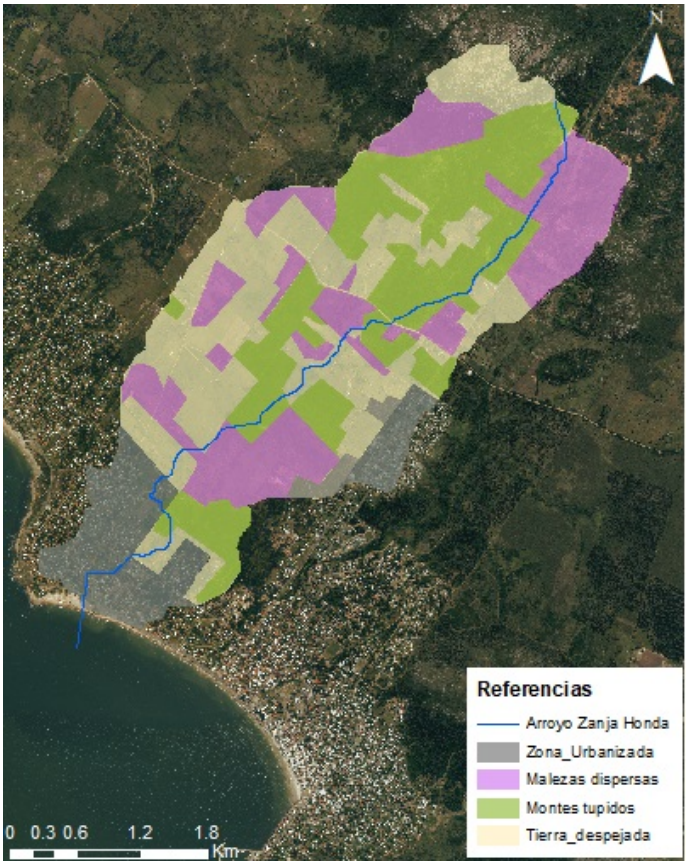


Figura 5.54: Clasificación del coeficiente de rugosidad de Manning para las planicie de inundación en el área de la cuenca

Como ya fue mencionado, lo que se hace es ponderar estos valores de coeficiente de rugosidad para obtener un único valor, utilizando los valores guías presentados en la Tabla 5.23, que se llama planicie verde, para asignárselo a las secciones de la modelación cuando corresponda. A continuación se presenta una imagen donde se identifican las secciones y el tramo de las mismas a las que se le fue asignado un coeficiente de Manning zona urbana, y otro para planicie verde (o zona verde), con los siguientes valores:

Tabla 5.24: Resultados de los niveles de agua alcanzados en las secciones de ajuste para los diferentes valores de Manning considerados.

	n Manning		
	Cauce principal	Planicie "verde´´	Zona Urbanizada
Mínimo	0,040	0,038	0,080
Normal	0,053	0,050	0,10
Máximo	0,060	0,067	0,12

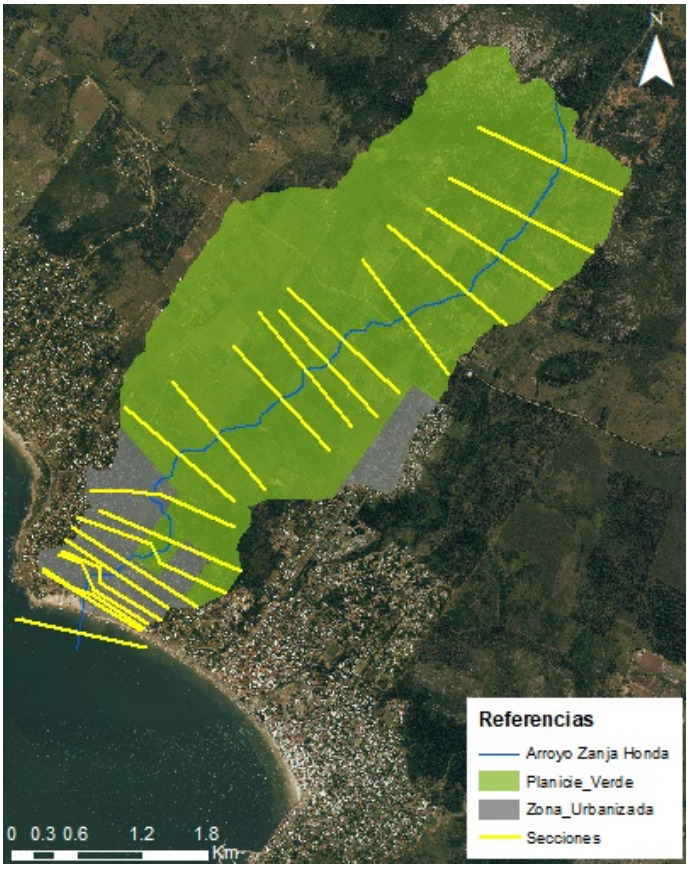


Figura 5.55: Clasificación del coeficiente de rugosidad de Manning para las planicie de inundación: zona urbanizada y planicie verde.

- **Zonas urbanizadas**

  Para poder representar las edificaciones o estructuras en las zonas pobladas de las secciones de trabajo, de forma de indicarle al modelo los lugares por donde el agua no puede fluir, se consideraron los elementos definidos como "obstrucciones". Las

obstrucciones generan una disminución de la sección útil en la cual el agua puede moverse. Además, el modelo considera un parámetro de adherencia cuando el agua alcanza una obstrucción, el cual es utilizado para calcular las pérdidas de carga. Esto afecta la cota máxima a la cual llega el agua en cada sección.

Para indicar la ubicación de cada obstrucción se trabajó con el visualizador satelital de la herramienta SIG, midiendo las distancias entre estructuras existentes. En la Figura 5.56 se muestra un ejemplo de una sección del modelo con sus respectivas obstrucciones.

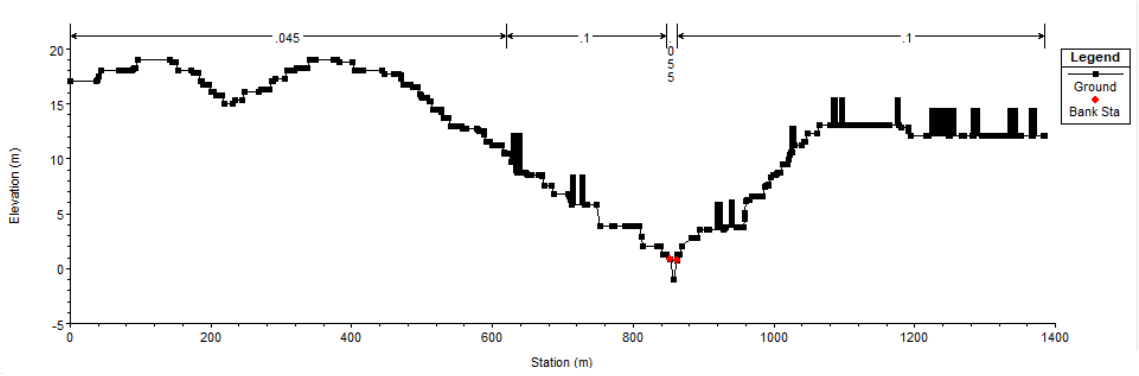


Figura 5.56: Sección con obstrucciones que representan estructuras existentes.

En las siguientes imágenes (Figura 5.57) se pueden apreciar viviendas ubicadas a pocos metros del arroyo, algunas de ellas elevadas respeto al nivel del terreno, previendo el ingreso de agua en crecidas.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.57: Viviendas ubicadas a pocos metros del arroyo Zanja Honda.

- **Condiciones de borde**

  Deben definirse condiciones de borde en los extremos abiertos del sistema, éstos corresponden a las secciones aguas arriba y aguas abajo del cauce que se está modelando. La condición de borde aguas abajo está dada por el nivel de mar ya que, el arroyo Zanja Honda, desemboca en el Río de la Plata. En secciones anteriores se determinó el valor medio para la serie de datos estudiada de nivel,

siendo éste 0,06 m referido al cero Oficial. Para modelar la desembocadura se buscó simular una sección rectangular de grandes dimensiones a 300 kilómetros de la costa sobre el Río de la Plata.

Para la condición de borde aguas arriba se consideran hidrogramas de flujo obtenidos a partir del modelo hidrológico presentado en la Párrafo 5.2.1.2, que permite estimar el hidrograma de crecidas asociado a un evento extremo para pequeñas cuencas no aforadas, a partir de la precipitación, las características del suelo, cobertura de la cuenca y condiciones antecedentes de humedad. Los hidrogramas obtenidos para los diferentes escenarios de período de retorno 2, 10, 25 y 100 años se presentan en la Figura 5.58.

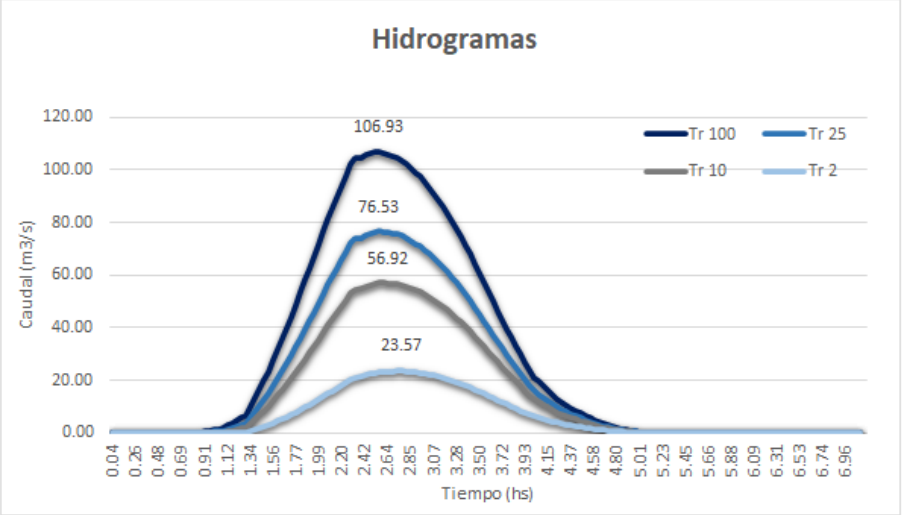


Figura 5.58: Hidrogramas para diferentes períodos de retorno.

- **Alcantarillas**

El arroyo Zanja Honda cruza tres alcantarillas (Figura 5.47), una de ellas sobre la Calle 5 aguas arriba del arroyo (alcantarilla 1), aguas debajo de ésta sobre la calle Misiones una segunda alcantarilla (alcantarilla 2), y la tercera ubicada en el tramo Playa Hermosa – Piriápolis sobre ruta 10 km 96 (alcantarilla 3). En la Figura 5.59 se presenta una imagen de cada alcantarilla.



(a) Alcantarilla 1



(b) Alcantarilla 2



(c) Alcantarilla 3

Figura 5.59: Fotos tomadas en campo de las alcantarillas existentes sobre el arroyo Zanja Honda.

El modelo calcula las pérdidas de energía causadas por estructuras, tales como las alcantarillas, en tres partes. La primer parte consiste en pérdidas que ocurren en el alcance inmediatamente aguas abajo de la estructura, donde se produce una expansión del flujo. La segunda parte consiste en pérdidas que ocurren cuando el flujo viaja hacia adentro, a través y fuera de la alcantarilla. La última parte

consiste en pérdidas que ocurren en el alcance inmediatamente aguas arriba de la estructura, donde el flujo se contrae hacia la apertura de la alcantarilla (US Army Corps of Engineers, 2016).

Para ingresar las estructuras en la modelación es necesario conocer la geometría y dimensiones de cada una de ellas. Se contó con planos de alzado de la alcantarilla 3, de planta y cortes que fueron brindados por la DNV del MTOP. Las alcantarillas 1 y 2 se obtuvieron del relevamiento realizado. La ubicación de la alcantarilla se observa en la Figura 5.47.

Las tres alcantarillas tienen secciones rectangulares y fueron construidas de hormigón armado.

Se deben definir en el modelo cuatro secciones que definen la aproximación y salida de cada alcantarilla: la sección donde comienza la contracción de la lámina de agua, la sección situada justo aguas arriba de la alcantarilla, la sección justo aguas abajo y la sección donde finaliza la expansión de la lámina de agua. En la tabla Tabla 5.25 se presenta la información asociada a cada alcantarilla, así como también las dimensiones de las mismas.

El comportamiento hidráulico de las alcantarillas es distinto en función de si el flujo es controlado por las condiciones de aguas arriba o de aguas abajo. *HEC-RAS* evalúa los dos escenarios y adopta la solución más conservadora, es decir, la que para un determinado caudal de diseño proporciona la mayor altura de agua, aguas arriba.

Tabla 5.25: Características geométricas de las alcantarillas.

	Alcantarilla 1	Alcantarilla 2	Alcantarilla 3
Tipo de alcantarillas	Caja	Caja	Caja
Cantidad de bocas	6	4	4
Dimensiones de bocas (ancho x alto) (m)	2,38 x 4,15	1,72 x 1,85 2,01 x 1,85 1,94 x 1,85 1,72 x 1,85	2,0 x 2,50 2,50 x 2,50 2,0 x 2,50 2,50 x 2,50
Separación entre ejes (m)	2,83	2,41 2,51 2,37	2,41 2,76 2,41
Ancho del tablero (m)	8,00	8,42	4,55
Pendiente de fondo (%)	1	1	1
Coeficiente de rugosidad de Manning	0,02	0,02	0,02

5.2.1.4. Manchas de inundación

Utilizando el modelo implementado y validado se realizaron las simulaciones con escenarios extremos de precipitación definidos para $T_r = 2$ años, $T_r = 10$ años, $T_r = 25$ años y $T_r = 100$ años. Como condición de borde aguas abajo se utilizó el nivel medio de mar 0,06 m referido al cero oficial. Los resultados obtenidos se presentan las figuras 5.60, 5.61, 5.62 y 5.63. En las secciones C.1 y C.2 se puede ver el ajuste realizado del modelo y un estudio de sensibilidad.

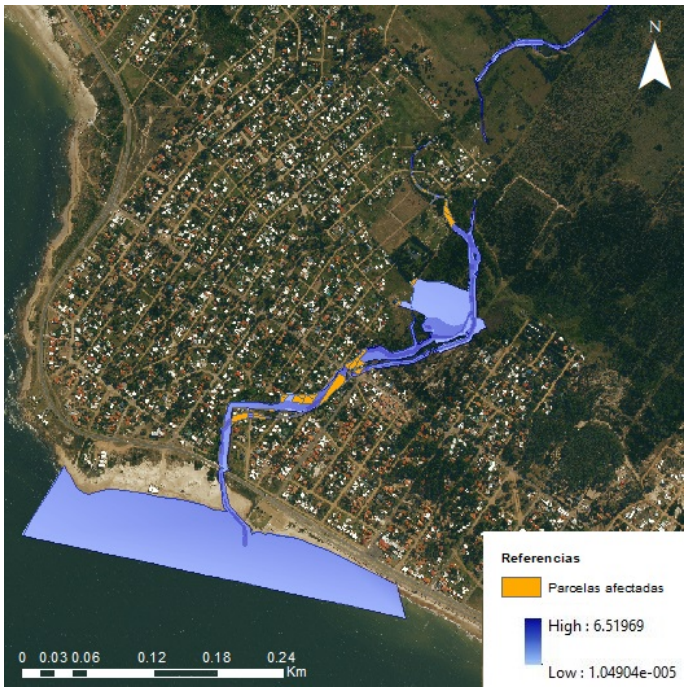


Figura 5.60: Mancha de inundación para $T_r = 2$ años con los padrones afectados.



Figura 5.61: Mancha de inundación para $T_r = 10$ años con los padrones afectados.

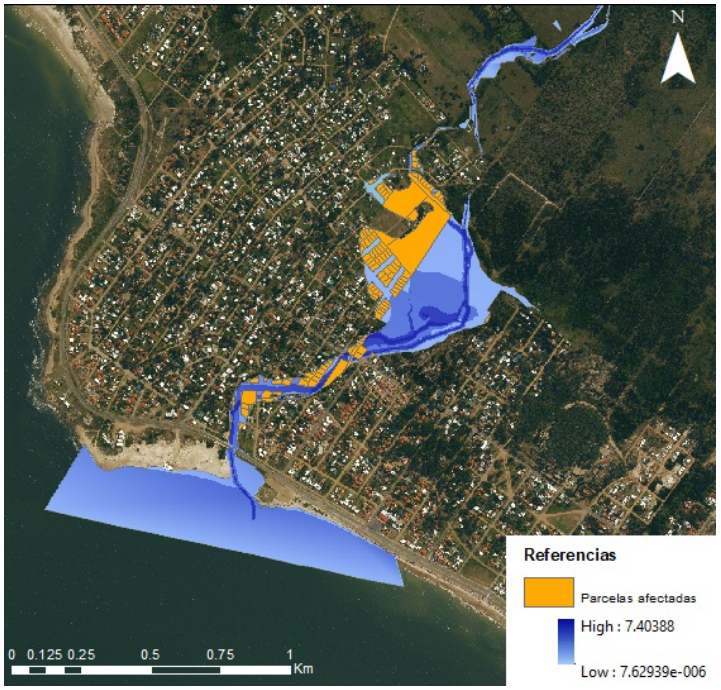


Figura 5.62: Mancha de inundación para $T_r = 25$ años con los padrones afectados.



Figura 5.63: Mancha de inundación para $T_r = 100$ años con los padrones afectados.

Los resultados obtenidos muestran que la superficie inundada tienen una tendencia a crecer sobre la calle Misiones y calle 5, entre las alcantarillas 3 y 2, resultando una mayor cantidad de viviendas afectadas cuanto mayor es el período de retorno. La amenaza de la inundación es en función de la probabilidad de ocurrencias de los eventos y de su intensidad, y esto se refleja en las áreas de las diferentes manchas. En la Tabla 5.31 se muestra el área total de inundación fluvial para cada evento.

Tabla 5.26: Superficie de inundación fluvial para escenario presente.

Años	Área (m^2)
$T_r = 2$	153.873
$T_r = 10$	155.255
$T_r = 25$	279.264
$T_r = 100$	321.743

En la Figura 5.64 se presenta la superposición de la manchas de inundación generadas, las cuales delimitan las zonas de mayor amenaza.



Figura 5.64: Superficies de inundación para eventos de periodo de retorno 2, 10, 25 y 100 años.

Se determinaron los niveles en las tres alcantarillas y si son sobrepasadas o no durante los eventos extremos simulados. Los resultados se presentan en la Tabla 5.27.

Tabla 5.27: Niveles alcanzados en las secciones de las alcantarillas para diferentes períodos de retorno y verificación de sobrepasamiento.

T_r (años)		Alcantarilla 1	Alcantarilla 2	Alcantarilla 3
2	Nivel del agua (m)	3,57	2,58	2,52
	Sobrepasamiento	NO	NO	NO
10	Nivel del agua (m)	3,70	3,73	2,74
	Sobrepasamiento	NO	SI	NO
25	Nivel del agua (m)	4,56	3,98	2,85
	Sobrepasamiento	SI	SI	NO
100	Nivel del agua (m)	5,30	4,61	3,24
	Sobrepasamiento	SI	SI	NO

En cuanto a la afectación sobre la población, se determinaron la cantidad de viviendas y se dedujo la cantidad de población afectada superponiendo información demográfica, extraída del INE (censo 2011), ortoimagen del IDE y las superficies de inundación. En la Tabla 5.28 se presentan en números las consecuencias sobre la población para los distintos eventos de período de retorno.

Tabla 5.28: Consecuencias sobre la población expresado en número de viviendas y personas afectadas.

Afectación	$T_r = 2$ años	$T_r = 10$ años	$T_r = 25$ años	$T_r = 100$ años
Viviendas	15	17	51	82
Población	40	45	135	217

Para caracterizar la exposición de la población se definen cuatro umbrales en función de la altura de inundación:

- Umbral 1: Inundación $\leq$ 0,10 m
- Umbral 2: 0,10 m $<$ Inundación $\leq$ 0,30 m
- Umbral 3: 0,30 m $<$ Inundación $\leq$ 0,80 m
- Umbral 4: Inundación $>$ 0,80 m

Para el umbral 4 se considera que los daños de la inundación son altos, disminuyendo hasta el umbral 1, con daños muy bajos. La cantidad de viviendas correspondientes a cada umbral para los distintos eventos se presenta en la Tabla 5.29

Tabla 5.29: Cantidad de viviendas afectadas en función de la altura de inundación

Umbrales	$T_r = 2$ años	$T_r = 10$ años	$T_r = 25$ años	$T_r = 100$ años
Inundación >0,80 m	5	9	11	18
0,30 m <Inundación $\leq$ 0,80 m	5	3	4	41
0,10 m <Inundación $\leq$ 0,30 m	3	2	8	14
Inundación $\leq$ 0,10 m	2	3	30	3

El número de viviendas afectadas para un eventos de período de retorno 100 años crece de forma considerable, en su mayoría dentro del umbral 2, donde se esperan daños medios dada la altura de inundación. En la Tabla 5.30 se presenta el número de personas afectadas para las diferentes alturas de inundación.

Tabla 5.30: Cantidad de personas afectadas en función de la altura de inundación.

Umbrales	$T_r = 2$ años	$T_r = 10$ años	$T_r = 25$ años	$T_r = 100$ años
Inundación >0,80 m	14	25	30	48
0,30 m <Inundación $\leq$ 0,80 m	14	9	12	108
0,10 m <Inundación $\leq$ 0,30 m	9	6	21	38
Inundación $\leq$ 0,10 m	6	9	80	9

Considerando las afectaciones a partir del umbral mayor a 0,30 m de altura de inundación, la población afectada aumentaría notoriamente para eventos de $T_r = 100$ años, con casi cuatro veces más en cantidad de personas afectadas que para eventos de períodos de retorno menores, llegando a 156 personas para $T_r = 100$ años, y 42 para $T_r = 25$ años.

5.2.2. Inundación costera

Se cuenta con estudios recientes elaborados por el IH-CANTABRIA (c) (2019), donde se plantea un análisis de inundación costera evaluando el riesgo asociado al cambio climático, que combina el análisis de las amenazas a las que está expuesta la costa de Piriápolis, con la exposición y la vulnerabilidad de los sistemas costeros. La metodología que utiliza se sustenta sobre el marco general establecido por el IPCC (Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático, 2014). El IPCC describe el riesgo de impactos relacionados con el clima como el resultado de la interacción de la peligrosidad asociada al clima con la vulnerabilidad y exposición de los sistemas humanos y naturales en la que la peligrosidad, la exposición y la vulnerabilidad se desarrollan de forma individual y se integran para obtener estimaciones del riesgo en términos económicos.

A modo de resumen, la metodología que fue empelada implicó construir en primera instancia, un conjunto de escenarios climáticos a simular, donde se combinaron eventos

extremos y cambios futuros a medio y largo plazo en el caso de dinámicas costeras, y un valor representativo, en el caso de las dinámicas continentales. Una vez conocidas las dinámicas se empleó un modelo para generar los mapas de inundación, alimentado con los escenarios de peligrosidad planteados. Como tercer paso, definieron la exposición a través de los sectores de población, vivienda y servicios junto a sus correspondientes indicadores socioeconómicos. Luego de esto, fue determinada, por medio de la aplicación de funciones de daños específicas, la vulnerabilidad de los activos. Por último, los mapas de inundación, los datos de exposición y las curvas de vulnerabilidad se integraron en un modelo de daños, obteniendo como resultado las consecuencias del cambio climático para un conjunto de escenarios de riesgo.

El indicador que se utilizó para definir la inundación es la denominada cota de inundación (CI), y se obtiene de sumar linealmente las dinámicas costeras que contribuyen al nivel del mar: la contribución del oleaje, la marea astronómica, la marea meteorológica y el aumento del nivel medio del mar, este último cuando se trata de dinámicas futuras. Por lo tanto, la CI es el nivel total que alcanza el mar que se obtiene de la suma de las series temporales de las contribuciones de cada componente, (IH-CANTABRIA (c), 2019).

Todos los resultados que se presentan a continuación son los obtenidos en el estudio de IH-CANTABRIA (c) (2019). Para el presente, los mapas de inundación costera que se obtuvieron para los diferentes escenarios de períodos de retorno: 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años se muestran en la Figura 5.65



Figura 5.65: Mapa de manchas de inundación en el presente para distintos períodos de retorno, elaborado a partir de información obtenida de IH-CANTABRIA (c) (2019).

En la Figura 5.65 puede observarse que las zonas principalmente afectadas se extienden hacia la zona oeste, avanzando por el arroyo Zanja Honda, para eventos de período de retorno bajo, incrementándose la superficie inundada para eventos de mayor período de retorno, inundando parcelas urbanizadas en las márgenes del arroyo. Sucede lo mismo en el muelle del puerto, y en la zona este de la playa, donde la superficie afectada incrementa a medida que aumenta el período de retorno de los eventos. A partir de eventos con período de retorno mayor a 50 años, se observa el sobrepasamiento del muro costero, generando inundaciones en la rambla entre la zona oeste (Plaza Armenia) y central. La superficie inundada para cada período de retorno se presenta en la Tabla 5.31.

Tabla 5.31: Superficie inundada en la costa de Piriápolis para escenario actual para cada período de retorno (T_r en años).

	Área (m^2)
Condiciones medias	2656
$T_r = 5$	104.336
$T_r = 10$	116.320
$T_r = 25$	131.280
$T_r = 50$	143.424
$T_r = 100$	156.048
$T_r = 500$	188.512

En la Tabla 5.32 se presenta el número de personas que resultarían afectadas para cada período en el escenario presente para el umbral de 0,30 m y otro mínimo de 0,010 m para caracterizar la población situada en la zona inundada, aunque en realidad esta población pueda no resultar afectada por cotas tan bajas de inundación.

Tabla 5.32: Consecuencias sobre la población, expresado en número de personas afectadas (T_r en años).

	$T_r = 5$	$T_r = 10$	$T_r = 25$	$T_r = 50$	$T_r = 100$	$T_r = 500$
Umbral=0,30 m	8	9	12	15	16	21
Umbral=0,010 m	10	13	17	19	21	25

5.2.3. Análisis integrado de inundaciones

Los resultados obtenidos del estudio de inundación costera es información complementaria al estudio de inundación fluvial. En vista de los mapas de inundación costera los resultados muestran que para eventos de alta probabilidad de ocurrencia el arco principal

de la playa queda totalmente sumergido. Observando las manchas en su conjunto, obtenidos en el estudio fluvial y costero, se podría considerar que las zonas susceptibles de inundación en el presente son: el arco de playa en su totalidad, la rambla entre la zona oeste y central, el muelle norte del puerto y las parcelas que bordean el arroyo Zanja Honda.

En la Figura 5.66 se superponen las mancha de inducción fluvial, determinada a partir del modelo hidrodinámico, con la obtenida por IH-CANTABRIA (i) (2019) en el estudio de inundación costera para $T_r = 100$ años. Dado que la metodología utilizada por el IH-CANTABRIA (c) (2019) no considera para escenario presente la inundación fluvial, para el caso de la localidad de Piriápolis, puede verse que estas manchas no coinciden, y que la mancha de inundación fluvial en la margen del arroyo es mayor a la obtenida por inundación costera. Los resultados muestran que la inundación costera tiene un impacto menor sobre la población, expresado en número de viviendas y personas afectadas, en comparación con las afectaciones provocadas sobre las márgenes del arroyo Zanja Honda.

Para eventos de $T_r = 100$ años, el estudio fluvial de inundaciones estima una afectación de aproximadamente 156 personas (umbral $>$ 0,30 m) mientras que el resultado de las inundaciones costeras arrojan, para el mismo umbral y mismo periodo de retorno, 16 personas. Este estudio no contempla los eventos de tormentas de precipitaciones y tampoco hace un estudio hidráulico del arroyo, brindando resultados preliminares en cuanto a la afectación a la población a las márgenes del mismo. Queda en evidencia que ambos estudios son complementarios y necesarios.



Figura 5.66: Superficie inundada para período de retorno 100 años.

5.3. Síntesis del diagnóstico

La localidad balnearia de Piriápolis es uno de los mayores centros turísticos del país, donde se conoce que existen problemas de erosión en la playa, falta del sistema dunar e inundaciones costeras y fluviales. En el estudio realizado por el IMFIA en el año 2009 se demostró que el ancho de playa seca no era suficiente para satisfacer las necesidades de los turistas. Desde ese entonces no se ha realizado ninguna intervención para revertir este problema. En las entrevistas realizadas actualmente, se continúa manifestando con preocupación dicha situación. A su vez, existen otras problemáticas que no fueron abordadas en estudios previos y sin embargo afectan a la población estable de la localidad. Con los estudios realizados se logró una actualización y ampliación del diagnóstico incorporando

la evaluación de inundaciones costeras y fluviales. En la Figura 5.67 se presentan las zonas en las que se detallan los resultados.



Figura 5.67: Zonas en las que se detallan los resultados.

1) En esta zona, al oeste de la Plaza Armenia, la línea de costa presentó uno de los mayores retroceso calculados a partir del estudio realizado a mediano plazo, desde 1984 a 2017 retrocedió 10 metros.

2) La línea de costa en este sector se encuentra en equilibrio y en los últimos 30 años se han acumulado sedimentos en los perfiles transversales, logrando la regeneración de las dunas. Esto se puede observar al inicio de la progresiva presentada en la Figura A.3 del Anexo, en la que se compara el relevamiento realizado en el marco del proyecto y el realizado por el CEDEX en 1990, se destaca que en la actualidad existe un plan de regeneración de dunas. Por otro lado, en esta zona se registran las mayores voladuras de arena y si bien parte de ella es devuelta al sistema costero, se da la pérdida de material sedimentario.

3) La línea de costa en el sector central del arco de playa presentó un avance de 6 m respecto a la correspondiente del año 1984. Sin embargo, desde el estudio realizado por el IMFIA en el año 2005, la línea de costa mostró un retroceso de aproximadamente 16 m. La parábola de equilibrio en planta determinada en el estudio a largo plazo parece indicar que es una zona con potencial tendencia al retroceso, teniendo en cuenta que es una zona con grandes intervenciones antrópicas que complejizan el análisis, y que los resultados fueron obtenidos a partir de dos parábolas distintas (con diferentes puntos de difracción).

   El muro costero es alcanzado para tormentas de bajos períodos de retorno ($T_r = 5$ años) provocando la pérdida total de la playa seca. El sobrepasamiento de la estructura se da a partir de $T_r = 50$ años. Según el estudio a corto plazo, el nivel de mar no supera la cota del muro por aproximadamente 45 cm para una tormenta de período de retorno de altura de ola de 20 años y de nivel de mar de 45 años en esta zona, por lo tanto se espera que para una tormenta levemente mayor a la modelada el muro sea sobrepasado.

4) Este sector es el que requiere más ancho de playa seca por ser la zona turística de preferencia y resultó ser una de las zonas con mayor retroceso, aproximadamente 10 m entre 1984 y 2017. Con un nivel de mar de 0,97 m (nivel medio del mar medido por la Estación 113 referido al 0 Wharton), el ancho de playa del sector 4 es de 10 a 30 m, el más angosto de todos. Esto lo cataloga como el sector más vulnerable del arco, ya que, dado los problemas de erosión que presenta, pierde mayor capacidad de adaptación frente a aumentos en la frecuencia e intensidad de tormentas y de nivel de mar, dejando al muro totalmente expuesto. Al igual que en el sector 3, la parábola de equilibrio en el estudio a largo plazo indicaría una zona con tendencia al retroceso, teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas en el punto anterior. En esta zona el muro costero también es alcanzado con frecuencia (períodos de retorno bajos de nivel de mar y oleaje).

5) El sector este del arco es una de las zonas con mayor ancho de playa seca dado que se encuentra a la sombra del puerto, lo que ocasiona la deposición de material sedimentario. El estudio a largo plazo realizado mediante la parábola de equilibrio indica que es una zona que podría considerarse en equilibrio. En los últimos años (entre 2005 y 2017) la línea de costa ha retrocedido, pero de todos modos se encuentra 25 m por delante de la línea de costa correspondiente al año 1984.

6) La superficie de inundación del arroyo Zanja Honda determinada a partir del modelo hidráulico se extiende principalmente entre la alcantarilla 1 y 2 (Figura 5.47). Sin embargo, en esta zona la afectación sobre la población es menor, resultando una mayor cantidad de viviendas afectadas aguas abajo, sobre las márgenes del arroyo. Para eventos de período de retorno entre 2 y 100 años, esta afectación corresponde

a 15 y 82 viviendas respectivamente. En cantidad de personas esto se traduce en aproximadamente 40 para $T_r = 2$ años y 217 para $T_r = 100$ años. Considerando un umbral de altura de agua mayor a 0,30 metros, la afectación por inundaciones se reduce a 28 personas para $T_r = 2$ años y 156 para $T_r = 100$ años, dado que a partir de este umbral los daños son significativos.

Las manchas de inundación fluvial prácticamente no son afectadas por la variación del nivel de mar en la condición de borde. Considerando que para el peor escenario de aumento del nivel medio del mar por cambio climático (escenario 2100 RCP8.5) el aumento para la zona es de 0,93 metros respecto al Cero Oficial (Sección 1.2.2), se concluye que el efecto sobre la inundación fluvial no será grave. No obstante, restaría evaluar el incremento de las inundaciones por incremento de las precipitaciones extremas en el área.

En el desarrollo de esta etapa de diagnóstico se encontraron ciertos déficit y vacíos de información de base que limitan los resultados. Por tanto se presentan como parte del resultado del diagnóstico necesidades a resolver en el futuro para mejorar los estudios:

- Topobatimetría de la playa mediante relevamientos altimétricos desde el muro marítimo hasta la profundidad de cierre, con una resolución tal que permita generar la cartografía de la playa. Deberán ser relevados perfiles transversales cada aproximadamente 50 metros.
- Batimetría del arroyo Zanja Honda principalmente en secciones características, donde se dan cambios de dirección del cauce y en las proximidades de las alcantarillas. En todos los perfiles se deberá medir al menos la cabeza del talud de cada margen del arroyo y un punto exterior, así como los datos del fondo. A esto se le debería sumar el taquimétrico completo de las estructuras.

  Los levantamientos batimétricos son insumos indispensables para realizar una modelación hidráulica, la cual permitirá evaluar el tránsito de crecientes.

  El relevamiento batimétrico del arroyo Zanja Honda de 5 kilómetros de longitud debería incluir perfiles transversales cada 50-100 metros con una precisión altimétrica entre 0,05 y 0,1 metros.
- Fotos aéreas de toda la costa con alta calidad y resolución, las cuales pueden obtenerse a través de vuelos con drones con una resolución vertical de aproximadamente 30 centímetros. Estas imágenes son útiles para el estudio de la evolución de la línea de costa a lo largo de los años. Las imágenes deben ser tomadas al menos anualmente y luego de eventos extremos.
- Definir e implementar un sistema de monitoreo continuo de línea de costa que permita comprender el patrón de ciclos erosivos y de deposiciones en el arco de

playa. Esto está ligado a los trabajos de levantamientos topobatimétricos y las fotos aéreas, información a partir de la cual post—procesamiento podrá utilizarse para monitorear puntos calientes de erosión y zonas de deposición.

- Ampliar la realización de los ensayos granulométricos de muestras de arena seca y sumergida a lo largo del arco de playa, coincidiendo las extracciones con los perfiles de los levantamientos topobatimétricos. Con esto se podría ver la variabilidad del tamaño de sedimento y el gradiente a lo largo del arco de playa. La cantidad de muestras por perfil puede variar per las zonas de interés son la zona de rompiente, perfil activo y la zona subaérea.
- Generar información planialtimétrica del drenaje pluvial de toda la localidad para conocer la infraestructura existente, lo que permitirá plantear mejoras y soluciones a problemáticas que afectan a la localidad tanto en la zona urbana como costera.

Contar con más información en los puntos mencionados enriquecerán los estudios y resultados obtenidos, disminuyendo las incertidumbres e hipótesis que se han tenido que tomar.

6. Posibles alternativas para mitigar la erosión costera

La evolución de la playa de Piriápolis en un período de 33 años muestra una tendencia al retroceso de la línea de costa principalmente en su zona central. Como ya fue mencionado, los retrocesos están dados por la redistribución del sedimento a lo largo del arco. La playa es angosta y no dispone de fuentes naturales de sedimentos, por lo que no se va a regenerar de forma natural y se descarta la alternativa de no actuar sobre la misma.

Como alternativas duras se plantean:

- Espigones:

  Los espigones perpendiculares a la costa forman depósitos de arena producto de la interrupción del transporte longitudinal de sedimentos. Piriápolis ya cuenta con una batería de espigones que retienen parte de la arena logrando la forma de playa que existe hoy en día.

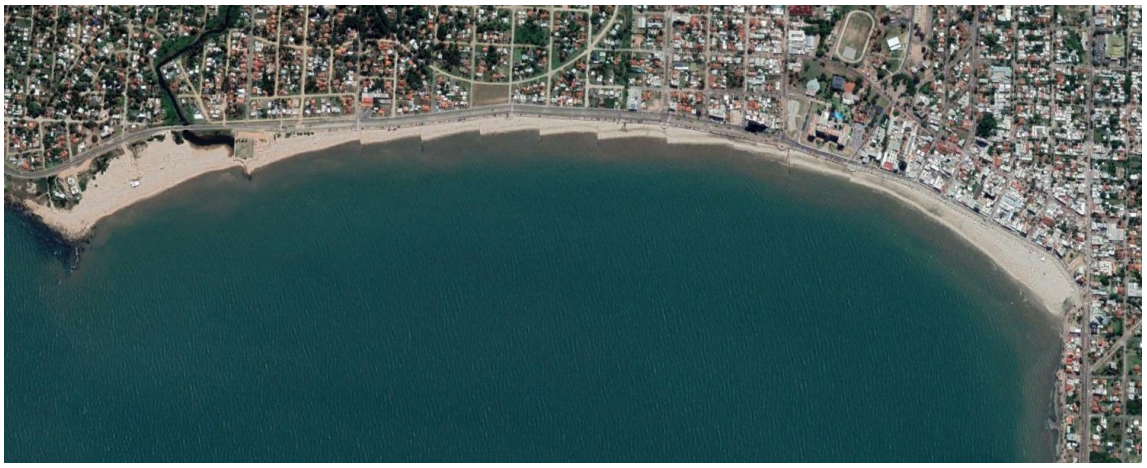


Figura 6.1: Arco principal de la playa de Piriápolis 23/01/2020 (Fuente: Google Earth).

- Diques:

  Los diques paralelos a la costa amortiguan la energía del oleaje y generan salientes de arena en la zona de la playa que queda directamente protegida, llegando o no a formar un tómbolo. La construcción de uno o varios diques exentos, paralelos a la costa, provocarían el avance de la línea de costa a sus sombras y un retroceso (en las zonas expuestas al oleaje) mayor al de la situación actual, poniendo en peligro la estabilidad estructural del muro marítimo si no se aporta arena al sistema.

Las estructuras duras alterarían el paisaje de la playa como ya lo hacen los espigones existentes. Los diques generan un aspecto estético negativo cuando hay bajo nivel de mar y en el caso de que fueran diques de baja cota de coronación, es decir, semi-sumergidos, serían un obstáculo peligroso para la navegación y los deportes acuáticos. Cualquiera de estas opciones, sin el incremento de arena, no resultaría efectiva para al regeneración de playa y en algunos casos incluso tendría efectos negativos.

Como estructuras blandas se propone un relleno de playa artificial, que consiste en aportar directamente la arena que carece la playa. Esta alternativa permite regenerar la playa manteniendo la homogeneidad en su ancho y proteger el paseo marítimo.

A partir de este análisis se concluye que el sistema más adecuado para regenerar la playa de Piriápolis a corto y mediano plazo es el relleno artificial de arena. Este sistema tiene ventajas y desventajas, entre las primeras se mencionan:

- Relativamente bajo costo de inversión
- Disipación natural de la energía del oleaje

- Regeneración de la playa a corto plazo
- No alteración de las playas vecinas
- Riesgo mínimo de empeorar la situación actual

Entre las desventajas se encuentran:

- Mantenimiento constante
- Disminuyen los calados de la playa, pudiendo afectar la navegación en la zona del puerto
- Implica una delicada elección de la granulometría de la arena de aportación.

Esta solución puede implicar obras complementarias al relleno de playa, como pueden ser:

- Obras de contención para retener los sedimentos aportados que debido al transporte longitudinal saldrían del sistema por la Punta de los Burros.
- Protecciones contra el viento fomentando la generación de dunas mediante cercas captoras.
- Dique o diques exentos para amortiguar el oleaje y lograr así disminuir el aporte de realimentación que se deben realizar para mantener el diseño en el tiempo.

Una vez realizado el diseño de la alternativa elegida, relleno de playa, se evalúa su evolución para definir el mantenimiento requerido en la vida útil, y en base a los resultados obtenidos evaluar la necesidad de obras de estabilización como puede ser dique exento o espigones. Esta evaluación se realiza a través del modelo de una línea de la playa de Piriápolis calibrado con el estudio presentado de evolución de la línea de costa a mediano plazo. Luego se estudia su comportamiento considerando el aumento del nivel medio del mar causado por el cambio climático.

Proponer el relleno de playa como solución a la erosión costera afecta negativamente el funcionamiento de las descargas pluviales que se encuentran en el muro marítimo por lo que se estudiaron y propusieron soluciones para esta problemática ocasionada.

Cabe mencionar que en Uruguay no hay antecedentes de una obra de este tipo y magnitud pero en otras partes del mundo como en Estados Unidos, Europa, Australia, Asia e incluso Brasil, se han realizado estas obras para regenerar sus playas.

7. Diseño del relleno de playa

El relleno o nutrición de playa es un método de regeneración de playas que consiste en aportar arena al sistema para construir una playa más ancha y/o para la regeneración de dunas. Generar una playa más ancha tiene beneficios desde el punto de vista de las oportunidades recreativas (uso lúdico) y en este caso particular, también proteger las estructuras presentes en el paseo marítimo.

Para realizar el diseño es necesario en principio definir cual será el perfil transversal de playa objetivo de la regeneración. Para esto se define un perfil saludable en términos de cantidad de sedimentos, el cual puede determinarse según recomendaciones bibliográficas o imitar las características de un perfil saludable de una playa adyacente, expuesta a los mismos forzantes climáticos o, en caso de contar con registros históricos de la playa a regenerar, el perfil saludable objetivo puede ser el de la misma playa antes de ser erosionado (US Army Corps of Engineers, 2008).

Una vez definido el perfil saludable, se procede a definir la fuente de sedimento que se empleará para la regeneración. Para esto se deben conocer los yacimientos disponibles y entre ellos se elige el que tenga tamaño de grano más adecuado. En general, se busca un sedimento con características similares a la playa a regenerar, lo ideal es que tenga igual diámetro medio. En el caso de no encontrar una fuente con dichas características, se busca un sedimento con tamaño de grano medio mayor para brindar mayor estabilidad. Si el grano es más fino se necesitará más volumen para lograr el relleno deseado, debido a que las partículas finas son arrastradas por el clima marítimo con mayor facilidad.

Con la fuente de sedimentos determinada se construye el perfil de regeneración, que será el perfil de playa objetivo para el cual se diseña la obra. Luego, a partir de este perfil y con los perfiles actuales, se haya el volumen requerido de sedimentos para lograr la regeneración deseada.

Una vez calculado el volumen necesario, se modela el perfil transversal de regeneración para evaluar su respuesta ante eventos de distintos períodos de retorno. Esta evaluación puede ser realizada con el fin de verificar las consideraciones de partida o para optimizar el perfil de diseño.

Debido a que todo relleno de playa necesita un mantenimiento periódico durante su vida útil se evalúa su evolución temporal a mediano plazo con el modelo de una línea, y a partir de los resultados obtenidos se determina el mantenimiento que conllevará la obra y la necesidad de estructuras de estabilización.

Por último, para conocer la respuesta del relleno de playa en el año 2050, se evalúa este escenario con el aumento del nivel medio del mar ocasionado por el cambio climático.

7.1. Diseño de sección transversal de la playa

Para el diseño de la sección transversal de la playa se utilizó como bibliografía de referencia el capítulo 4 de la Parte V del libro Coastal Engineering Manual (US Army Corps of Engineers, 2008). Los parámetros de diseño incluyen las dimensiones físicas del perfil de diseño de sección transversal y el volumen de arena requerido para obtener este perfil.

- Berma

  Las bermas de diseño se caracterizan por la elevación de la cresta y el ancho:

  La elevación de la berma se debe corresponder a la elevación natural. Esta elevación natural puede ser determinada examinando estudios de perfiles transversales existentes e históricos en el sitio del proyecto. Si la berma de diseño es más baja que la natural se sobrepasará ante determinados eventos de tormenta provocando inundaciones. Por otra parte, una berma de diseño más alta, producirá una pendiente más pronunciada, formando escarpes que interfieren con el uso recreativo de la playa.

  El CEM propone determinar la altura de la berma a partir de mediciones de perfiles transversales a lo largo de la playa, y con el promedio de ellos, estimar una elevación representativa. En el caso de que la berma existente tenga un déficit de arena, la elevación se debe estimar utilizando datos de perfiles de playas adyacentes saludables, las cuales están expuestas a forzantes similares a los de la playa en estudio.

  El ancho de la berma depende del objetivo del proyecto y generalmente está limitada por factores económicos, ambientales o preferencias de los locatarios.

- Duna

  Los parámetros de diseño de una duna son la elevación y ancho de la cresta y las pendientes laterales.

  La elevación de la cresta de la duna de diseño generalmente se determina mediante la optimización económica. El ancho de la cresta también se puede optimizar, pero normalmente se fija en un ancho seleccionado. Al seleccionar el ancho de la cresta y las pendientes laterales de la duna, se deben considerar las restricciones de constructibilidad y el ángulo de reposo del tamaño de grano del material de relleno. Un diseño típico de dunas puede tener dimensiones del orden de 5 m de elevación de la cresta sobre el nivel del mar, 10 m de ancho de la cresta y una relación 1V:5H en pendientes laterales. Sembrar pastos de playa sobre la duna ayuda a mantener y aumentar su volumen con el tiempo, ya que retienen la arena que es arrastrada por el viento.

- Forma del perfil de diseño

  Establecer la forma del perfil de diseño es necesario para calcular los requisitos de volumen de relleno de la sección transversal y puede ser definida a partir del perfil de playa saludable (Sección 7.1.1). El perfil de diseño sumergido de la playa es una función de la morfología local y el tamaño de grano del relleno.

  Las diferencias de tamaño de grano entre la playa nativa y el material de relleno también deben ser consideradas a la hora de definir la forma del perfil de diseño. Si el tamaño de grano medio del relleno es el mismo que el de la playa nativa, la forma del perfil de diseño debe obtenerse traduciendo una forma de perfil promedio que represente las condiciones de la playa localmente saludables. Cuando el material de relleno es más fino o grueso que el sedimento nativo, la forma del perfil de playa de diseño debe estimarse en base a conceptos de perfil de equilibrio. La arena más gruesa producirá un perfil de diseño más empinado, mientras que la arena más fina producirá un perfil con una pendiente más suave.

  Para estimar el diseño de la forma del perfil utilizando conceptos de perfil de equilibrio, la forma de perfil promedio que representa condiciones de playa localmente saludables debe ser trasladada. Una primera traslación hacia el mar, una distancia igual al ancho de berma agregado y una segunda para tener en cuenta la diferencia en la forma del perfil debido a los diferentes tamaños de arena compuesta. Esta vez, el perfil se traslada una distancia adicional en función de su distancia a la costa, considerando las diferencias en las formas del perfil de equilibrio teórico como se muestra en la Figura 7.1.

  La distancia de traslación adicional W_{add} en función de la profundidad viene dada por la Ecuación 66, donde A_N es el parámetro de escala A para arena nativa y A_F para arena de relleno.

  Cuando el material de relleno es más fino que la arena nativa, W_{add} es positivo, lo que produce un perfil de diseño que es más suave en pendiente que el perfil nativo. Por el contrario, para un relleno que es más grueso que la playa nativa, W_{add} es negativo, lo que produce un perfil de diseño más empinado.

$$W_{add}(y) = y^{3/2}\left[\left(\frac{1}{A_F}\right)^{3/2} - \left(\frac{1}{A_N}\right)^{3/2}\right] \tag{66}$$

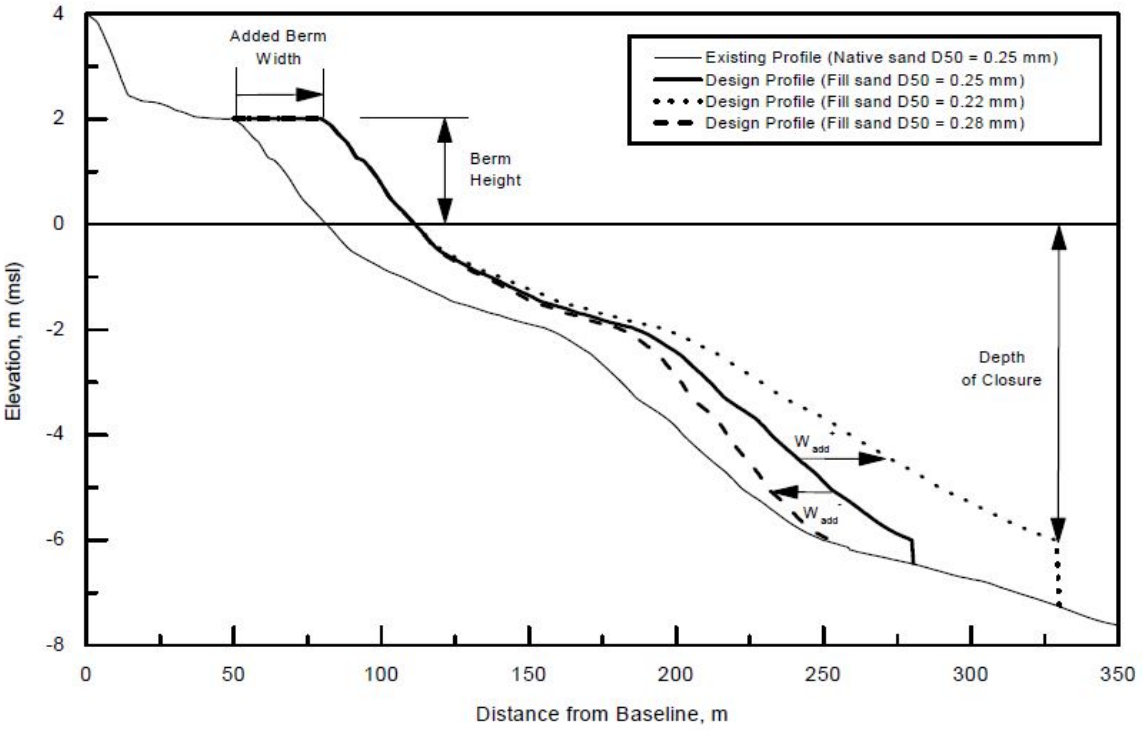


Figura 7.1: Diseño de perfiles para distinto tamaño de grano.

7.1.1. Perfil saludable

Debido a la información disponible, la elevación, la pendiente y el ancho de la berma del perfil de diseño se determinan a partir de un perfil de la zona oeste del arco de playa en estudio, considerado como perfil saludable, indicado en la Figura 7.7 como perfil 1. Este perfil cuenta con un cordón de dunas regeneradas, por lo tanto, se tomaron sus dimensiones para determinar el perfil de regeneración del resto de la playa.

El perfil 1 de la playa de Piriápolis se conforma a partir de la unión de dos relevamientos: la parte sumergida relevada en 1990 por el CEDEX y el resto por el relevamiento realizado en el marco de este proyecto en junio del 2020, como se muestra en la Figura 7.2. El paisaje objetivo sería el que se muestra en la Figura 7.3.

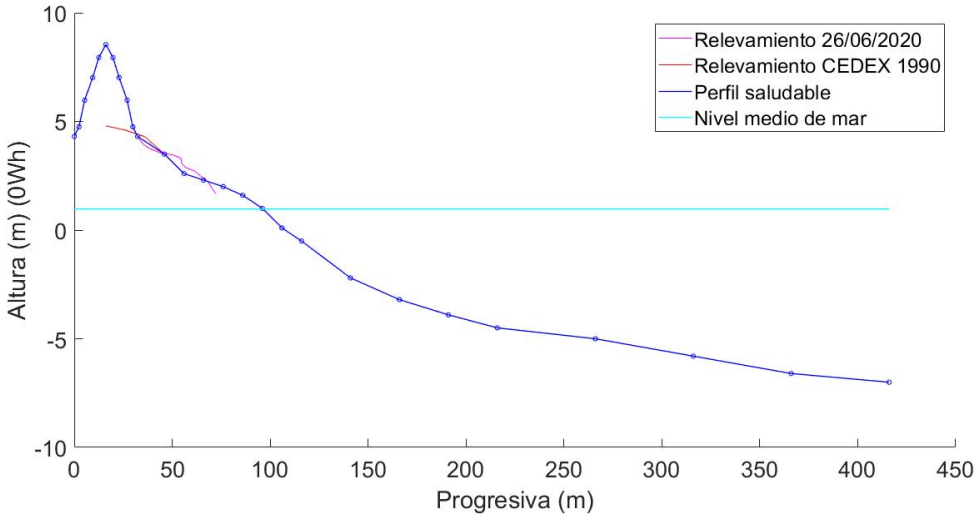


Figura 7.2: Perfil saludable (Perfil 1).



(a) Vista desde la costa



(b) Vista desde la costa (2)



(c) Vista desde la calle

Figura 7.3: Fotos playa saludable, tomadas en junio del 2020.

7.1.2. Fuentes de sedimentos

Previo al diseño de una obra que implique aportar un gran volumen de sedimentos se debe explorar la zona en busca de posibles fuentes de préstamo. Debido a la falta de información que existe en el país se evalúan dos alternativas.

Una posibilidad es extraer el volumen de sedimento necesario para el relleno del Banco Arquímedes, que es una fuente de sedimentos ya explorada. El Banco Arquímedes se encuentra en aguas uruguayas en el Río de la Plata, al sur de la Bahía de Montevideo, a 20 millas náuticas aproximadamente de esta ciudad y a 46 millas náuticas (aproximadamente 85 km) de la costa de Piriápolis, como se muestra en la Figura 7.4. De esta fuente se ha extraído material para distintas obras en el puerto de Montevideo en los últimos años. El tamaño de grano medio aproximado de esta fuente es de $D_{50} = 0{,}22$ mm, con una desviación estándar de 0,16 mm, información extraída de Teixeira et al. (2009).

Otra alternativa que se evalúa es extraer el volumen de arena requerido dragando la zona

offshore pero de esta fuente no existen datos disponibles, por lo que se supone que la granulometría es igual a la zona oeste del arco de playa, es decir, tamaño de grano medio de $D_{50} = 0,437$ mm.

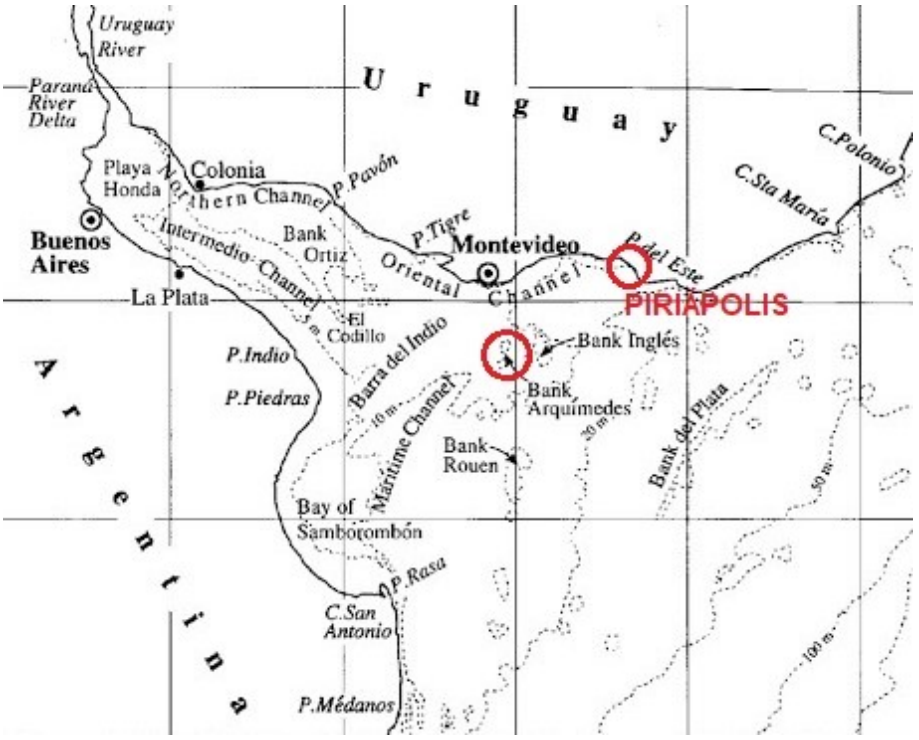


Figura 7.4: Ubicación del Banco Arquímedes.

7.1.3. Perfiles de regeneración

El perfil de regeneración es el perfil objetivo que se busca conseguir realizando el relleno, determinado a partir del perfil saludable (Figura 7.2) en la zona seca y en la parte sumergida con la traslación W_{add} (Ecuación 66) que depende del tamaño de grano de relleno. En esta etapa se evalúan los dos tamaños de grano de relleno mencionados, por lo que se tendrán dos perfiles de regeneración, presentados en las figuras 7.5 y 7.6, por lo tanto se determinarán dos volúmenes de relleno.

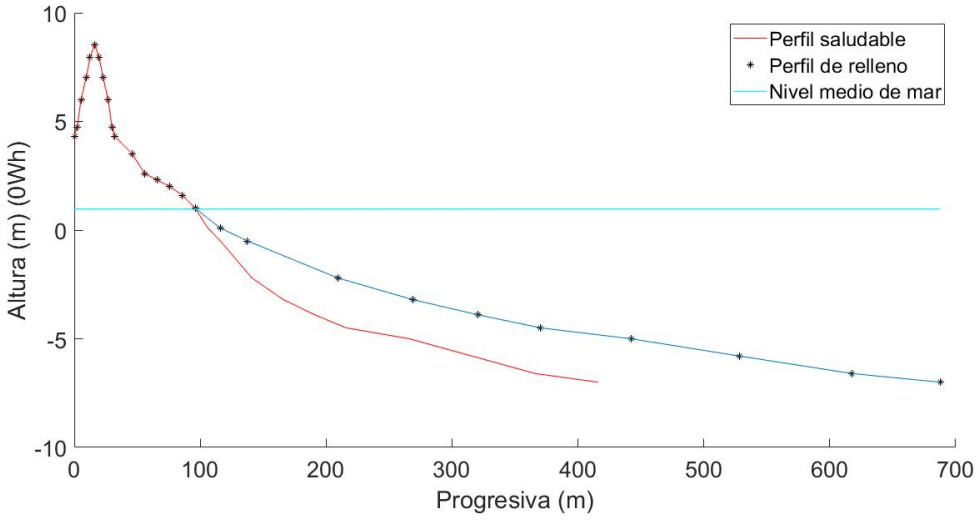


Figura 7.5: Perfil regenerado con sedimento del Banco Arquímedes ($D_F = 0{,}22mm$).

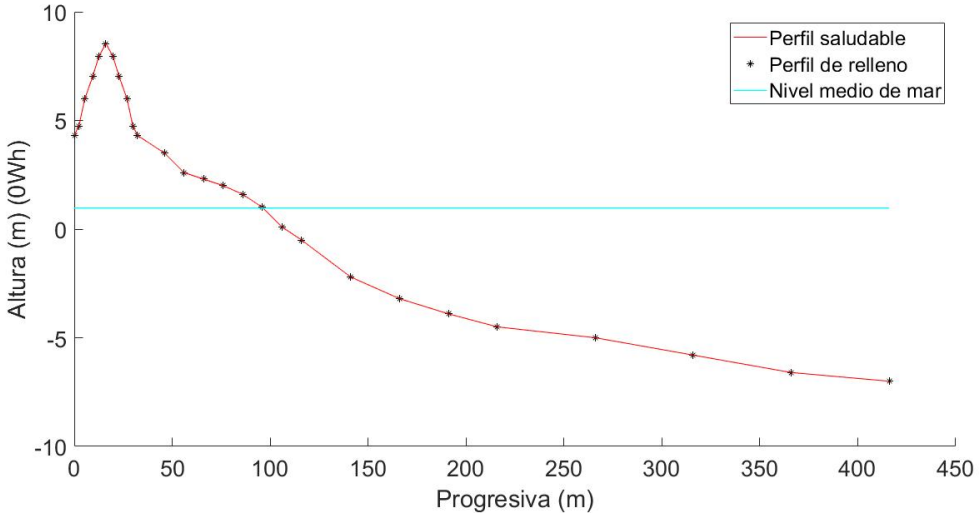


Figura 7.6: Perfil regenerado con sedimento de la zona *offshore* ($D_F = 0{,}437mm$).

Lógicamente en el caso de que coinciden D_N y D_F el perfil de regeneración coincide con el saludable, en cambio cuando $D_F < D_N$ el perfil regenerado es mas tendido que el saludable como se observa en la Figura 7.5.

7.2. Volumen de relleno

El arco de playa se divide en tres sectores según su granulometría como se detalla en la Figura 7.7, en dicha figura se puede ver que del perfil 1 al 5 presentan grano grueso, del 6 al 9 medio y del 10 a 13 grano fino.

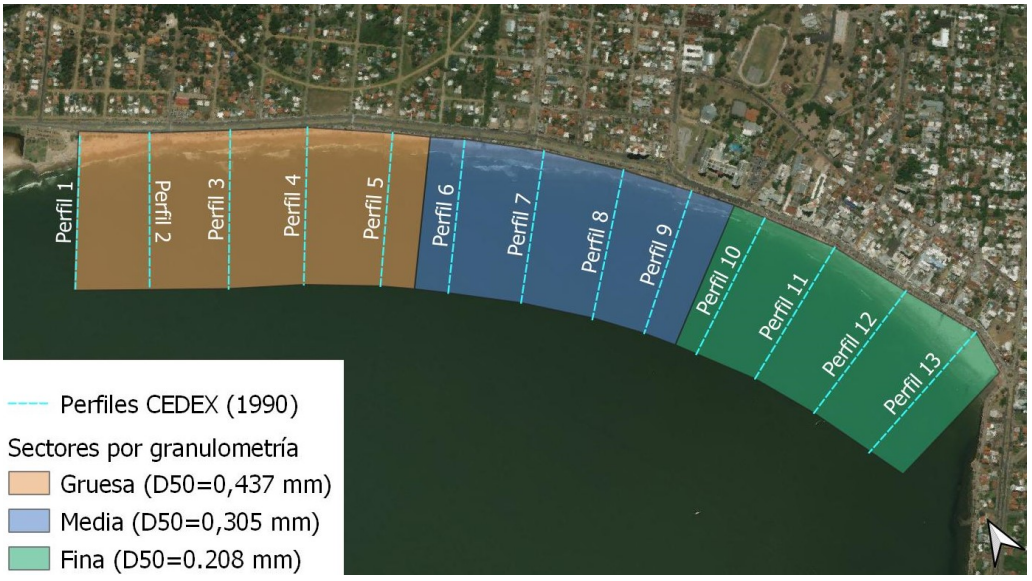


Figura 7.7: Perfiles transversales utilizados para determinar el volumen requerido de relleno.

El volumen de aporte necesario se determina como la superficie comprendida entre los perfiles transversales de la playa actual que son los indicados en la Figura 7.7 y el perfil de regeneración para cada fuente de sedimento, hasta la profundidad de cierre determinada.

En la Tabla 7.1 se detalla para cada uno de los perfiles evaluados su profundidad de cierre, la distancia en planta entre perfiles contiguos, el volumen por metro lineal para cada sección y el volumen de sedimento que se deberá aportar por sección.

Tabla 7.1: Datos de los perfiles transversales y resultados de volúmenes.

			Banco Arquímedes		Zona offshore	
			D_{50} relleno= 0,22 mm		D_{50} relleno= 0,437 mm	
Perfil	Prof de cierre (mWh)	Distancia entre perfiles (m)	Superficie por sección (m^2)	Volumen de aporte por sección (m^3)	Superficie por sección (m^2)	Volumen de aporte por sección (m^3)
1	4,55	180	0	0	0	0
2	4,46	200	1.185	236.911	520	104.074
3	4,34	200	1.004	200.828	433	86.619
4	4,34	200	1.221	244.118	575	115.033
5	4,04	200	908	181.657	429	85.717
6	3,75	200	703	140.677	332	66.406
7	3,74	200	705	141.051	345	68.925
8	3,74	200	399	79.732	310	61.990
9	3,17	200	470	94.008	340	67.941
10	3,54	200	447	89.424	347	69.384
11	2,96	200	287	57.466	253	50.547
12	3,13	200	342	68.371	274	54.768
13	2,28	100	370	36.957	312	31.191
			Vol relleno total (m^3)	1.571.200		862.596

7.2.1. Factor de sobrellenado

Las diferencias entre las características físicas del material de préstamo y el material nativo hacen que al verter el material se produzcan pérdidas debido a los agentes climáticos costeros. Por esta razón al volumen determinado se le suma un volumen de sobrellenado que se determina a partir del método desarrollado por James (1975).

James definió el factor de sobrellenado (R_A) como el número estimado de metros cúbicos de material de préstamo requerido para producir un metro cúbico de relleno con arena nativa.

El factor R_A se obtiene del ábaco de James (Figura 7.8) a partir de las características granulométricas de la arena nativa y de aporte. Las características relevantes de este método son: diámetro medio, $M_{\phi n}$ y $M_{\phi b}$ (Ecuación 68) y la desviación típica de cada material, $\sigma_{\phi n}$ y $\sigma_{\phi b}$ (Ecuación 69), en unidades ϕ. El subíndice b corresponde a la arena de aporte y n a la arena nativa.

La unidad ϕ se define como:

$$\phi = -log_2 D_{ni} \tag{67}$$

Siendo i el percentil al que hace referencia y D el diámetro expresado en mm.

$$M_\phi = \frac{\phi_{84} + \phi_{16}}{2} \tag{68}$$

$$\sigma_\phi = \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{2} \tag{69}$$

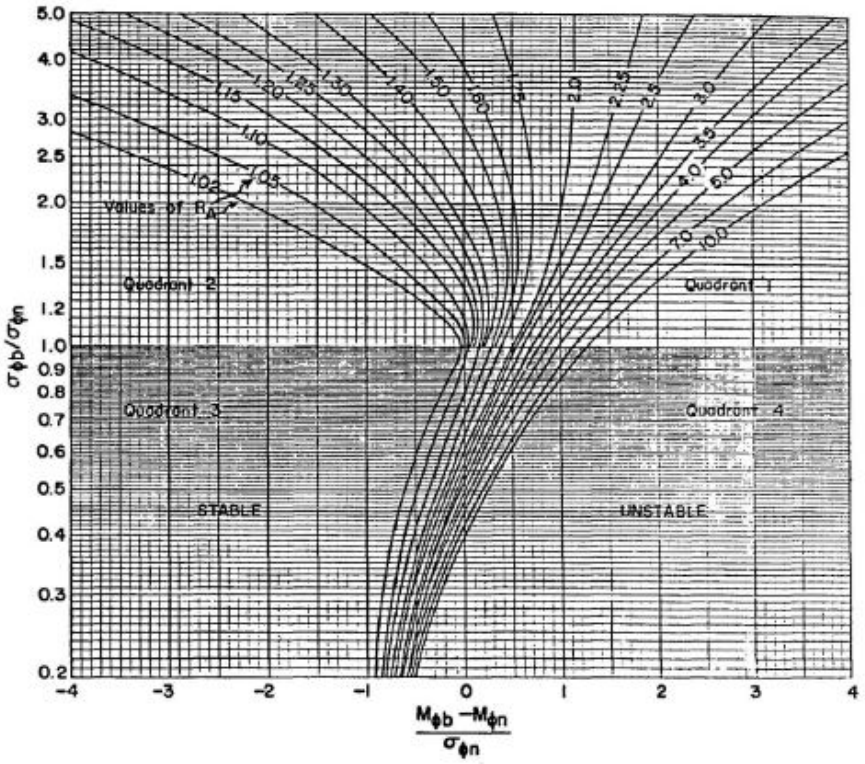


Figura 7.8: Isolíneas del factor de sobrellenado R_A (James, 1975).

Los diámetros característicos del material nativo, D_{84} y D_{16} se obtienen de las gráficas granulométricas presentadas en la Sección A.2. A partir de estos valores se determina la media y desviación correspondiente a cada una de las muestra como se presenta en la Tabla 7.2.

Para el material de préstamo correspondiente al Banco Arquímedes se conoce el diámetro característico medio y la desviación estándar, obtenidos de Teixeira et al. (2009). Utilizando la Ecuación 69 y la relación entre diámetros característicos: $D_{84} - D_{50} = D_{50} - D_{16}$,

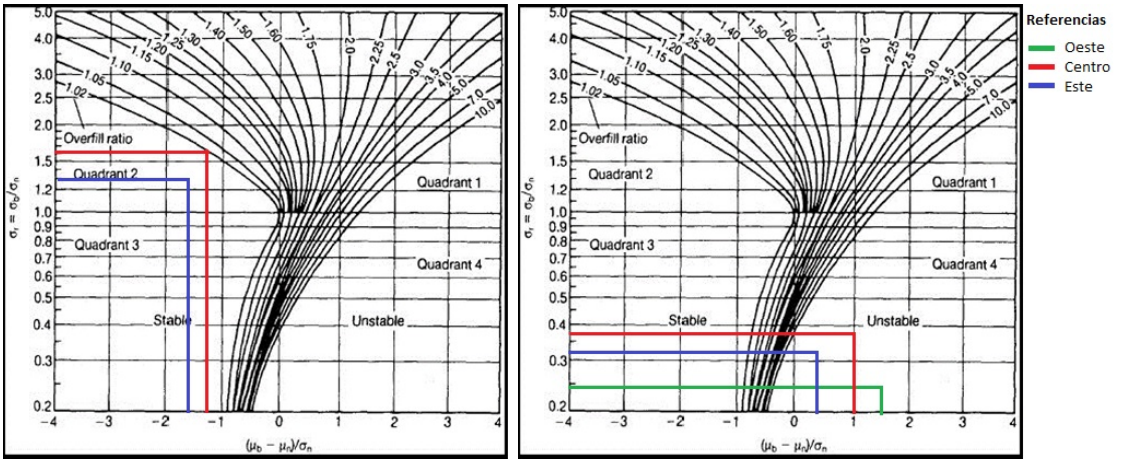
se determinan los valores de estos diámetros para obtener finalmente $M_{\phi b}$ del material de préstamo. Estos resultados se observan en la tabla Tabla 7.2.

Tabla 7.2: Desviación estándar y media en unidades de ϕ del material nativo y materiales de préstamo

		ϕ_{84}	ϕ_{16}	M_ϕ	σ_ϕ
Nativo	Oeste	1,85	0,55	1,20	0,65
	Centro	2,17	1,34	1,76	0,41
	Este	2,48	1,50	1,99	0,49
Préstamo	Zona *offshore*	1,85	0,55	1,20	0,65
	Banco Arquímedes	2,35	2,04	2,19	0,16

Entrando en el gráfico de la Figura 7.8, en abscisas con la relación: $\frac{M_{\phi b}-M_{\phi n}}{\sigma_{\phi n}}$ y en el eje de ordenadas con el valor $\frac{\sigma_{\phi b}}{\sigma_{\phi n}}$ se obtiene el valor de R_A en cada caso.

En la Figura 7.9 y en la Tabla 7.3 se observan los valores de R_A obtenidos para cada material de préstamo en las diferentes zonas de la playa.



(a) R_A correspondiente al material de préstamo de la zona *offshore*.

(b) R_A correspondiente al material de préstamo del Banco Arquímedes.

Figura 7.9: Factor de sobrellenado R_A del método de James para las diferentes fuentes de préstamo.

Tabla 7.3: Factor de sobrellenado para las distintas fuentes de sedimento.

	Zona offshore			**Banco Arquímedes**		
Zona	Oeste	Centro	Este	Oeste	Centro	Este
R_A	1	1,02	1,02	10	10	10

Para el caso en el que la fuente de préstamo es la zona *offshore*, el factor R_A correspondiente a la zona oeste del arco de playa es igual a la unidad, dado que se supone que el tamaño de grano medio es igual al del material nativo.

La Figura 7.9 indica a su vez la relación entre el material de aporte y el material nativo según el cuadrante. En el caso en que la fuente de sedimento corresponda a la zona *offshore* el cuadrante correspondiente es el 2 y esto indica que el material de aporte es más grueso que el nativo y peor graduado. Cuando se trata del Banco Arquímedes, el cuadrante correspondiente es el número 4 indicando que el material de aporte es mas fino y mejor graduado, lo que explica el valor elevado del factor de sobrellenado que se obtiene para este caso.

A partir de los factores de sobrellenado determinados con los ábacos de James se obtienen los volúmenes de relleno presentados en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4: Resumen de volúmenes de relleno necesarios para cada fuente de sedimento.

Fuente	**Zona offshore**			**Banco Arquímedes**		
D_{50} relleno (mm)	**0,437**			**0,22**		
Zona	Oeste	Centro	Este	Oeste	Centro	Este
Vol relleno (m^3)	391.443	265.262	205.890	863.515	455.468	252.217
Factor de sobrellenado	1	1,02	1,02	10	10	10
Vol total relleno (m^3)	391.443	270.568	210.008	8.635.148	4.554.682	2.522.174
Vol de relleno TOTAL (m^3)	**872.019**			**15.712.004**		

El CEM recomienda para el sedimento de préstamo que el factor de sobrellenado se encuentre entre 1 y 1,05 por lo que en este escenario no es recomendable utilizar como fuente de sedimentos el Banco Arquímedes.

7.3. Evaluación de perfiles ante tormentas de verificación

Con el fin de conocer cual es la respuesta del perfil regenerado ante diferentes eventos de tormenta, fue modelado en *Xbeach* y sometido a tormentas de verificación de distintos períodos de retorno. Estas tormentas de verificación se detallan en la Sección D.1.

Se modeló el perfil regenerado a partir de las distintas fuentes de sedimento y cada uno de éstos fue sometido a los forzantes correspondientes a las distintas zonas del arco de playa: oeste, central y este.

En base a la bibliografía de referencia (US Army Corps of Engineers, 2008), se toman dos hipótesis en este estudio: en primer lugar se considera que el tamaño de grano del perfil es igual al tamaño de grano del sedimento de relleno y por otro lado, se supone que la frecuencia de las respuestas modeladas corresponde a los períodos de retorno de las tormentas de entrada (por ejemplo, una tormenta de 50 años produce una respuesta de erosión de 50 años). Esta suposición simplifica el análisis, pero no es estrictamente precisa ya que otros factores influyen en la magnitud de la erosión, como por ejemplo la duración de la tormenta, características de las olas, eventos sucesivos, etc.

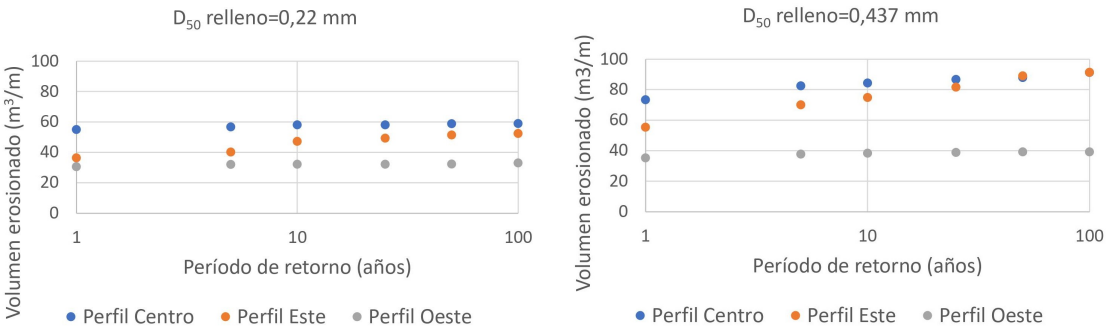
Para cada perfil evaluado se determinaron diferentes parámetros que permitieron caracterizar su respuesta:

- Volumen erosionado por metro lineal en m^3/m (Tabla 7.5 y Figura 7.10)
- Retrocesos en m, medidos respecto a tres niveles de mar fijos:
  - Nivel medio del mar en la situación actual: 0,97 mWh (Tabla 7.6 y Figura 7.11)
  - Nivel medio del mar correspondiente al escenario 2050, el cual se detallará en capítulos siguientes: 1,23 mWh (Tabla 7.7 y Figura 7.12)
  - Nivel de mar igual a 3 mWh (Tabla 7.8 y Figura 7.13).

  Estos retrocesos se determinaron como la distancia entre el perfil luego del paso de la tormenta y el perfil de diseño en cada caso.
- Niveles máximos de mar alcanzados durante las tormentas (Tabla 7.9 y Figura 7.14).

Tabla 7.5: Volúmenes por metro lineal erosionados por zona (m^3/m).

		Tr (años)					
		1	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
D_{50} relleno = 0,22 mm	ESTE	36,44	40,24	47,26	49,36	51,45	52,45
	CENTRO	55,06	56,74	58,09	58,15	58,85	59
	OESTE	30,54	32,03	32,19	32,2	32,28	33,04
D_{50} relleno = 0,437 mm	ESTE	55,4	70,1	74,9	81,6	89,1	91,4
	CENTRO	73,4	82,5	84,4	86,7	87,9	91,2
	OESTE	35,27	37,7	38,40	38,9	39,2	39,2



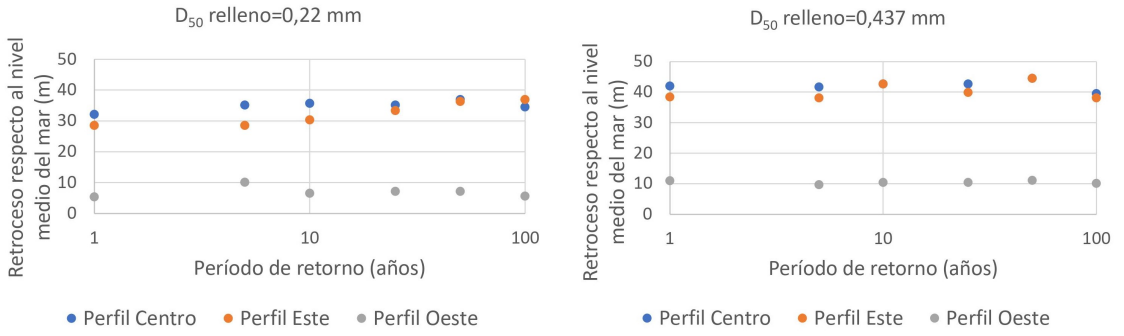
(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm.

(b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

Figura 7.10: Volúmenes por metro lineal erosionados por zona (m^3/m).

Tabla 7.6: Retroceso respecto al nivel medio del mar por zona (m).

		Tr (años)					
		1	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
D50 relleno = 0,22 mm	ESTE	28,58	28,58	30,37	33,36	36,32	36,92
	CENTRO	32,14	35,13	35,73	35,13	36,92	34,54
	OESTE	5,36	10,12	6,55	7,15	7,15	5,6
D50 relleno = 0,437 mm	ESTE	38,4	38,1	42,7	39,9	44,5	38,1
	CENTRO	42	41,7	42,7	42,7	44,5	39,5
	OESTE	11	9,7	10,40	10,4	11,1	10,1

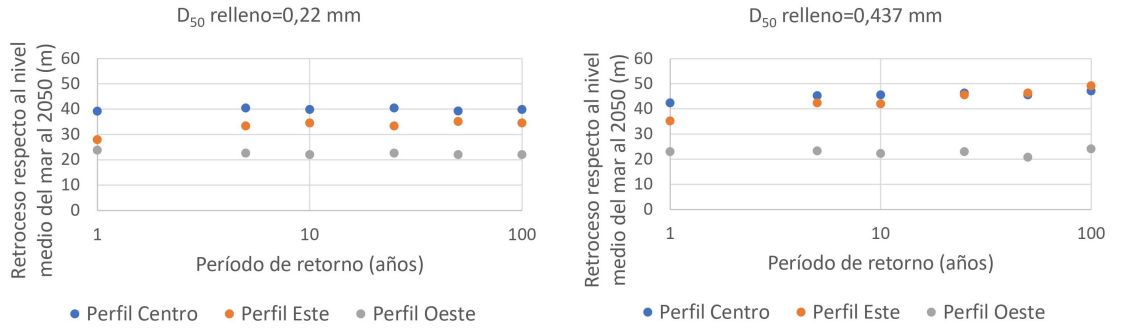


(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm. (b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

Figura 7.11: Retrocesos respecto al nivel medio del mar por zona (m).

Tabla 7.7: Retroceso respecto al nivel medio del mar con ANMM al año 2050 por zona (m).

		Tr (años)					
		1	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
D50 relleno = 0,22 mm	ESTE	27,98	33,35	34,54	33,35	35,13	34,54
	CENTRO	39,21	40,49	39,9	40,49	39,3	39,9
	OESTE	23,82	22,63	22,03	22,63	22,03	22,03
D50 relleno = 0,437 mm	ESTE	35,2	42,4	42	45,6	46,3	49,2
	CENTRO	42,4	45,3	45,6	46,3	45,6	47,1
	OESTE	23	23,3	22,30	23	20,8	24,1

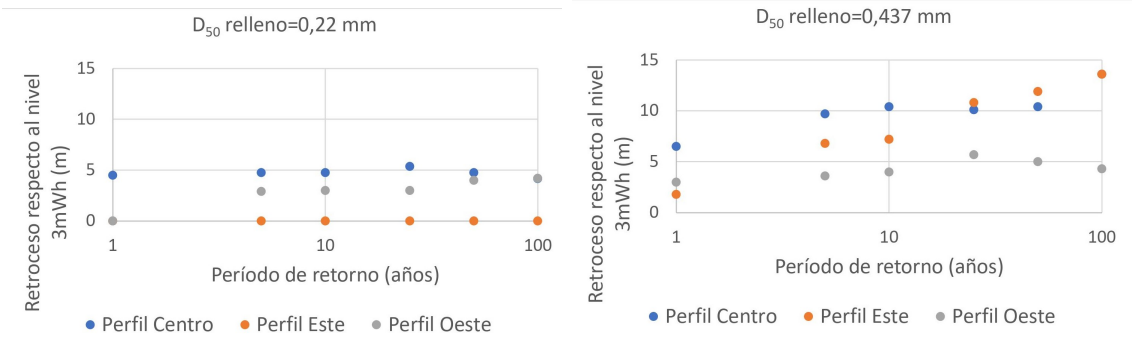


(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm. (b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

Figura 7.12: Retroceso respecto al nivel medio del mar con ANMM al año 2050 por zona (m).

Tabla 7.8: Retroceso respecto al nivel 3 mWh (m).

		Tr (años)					
		1	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
D50 relleno = 0,22 mm	ESTE	0	0	0	0	0	0
	CENTRO	4,5	4,76	4,76	5,36	4,76	4,17
	OESTE	0	2,9	3	3	4	4,2
D50 relleno = 0,437 mm	ESTE	1,8	6,8	7,2	10,8	11,9	13,6
	CENTRO	6,5	9,7	10,4	10,1	10,4	13,6
	OESTE	3	3,6	4,00	5,7	5	4,3

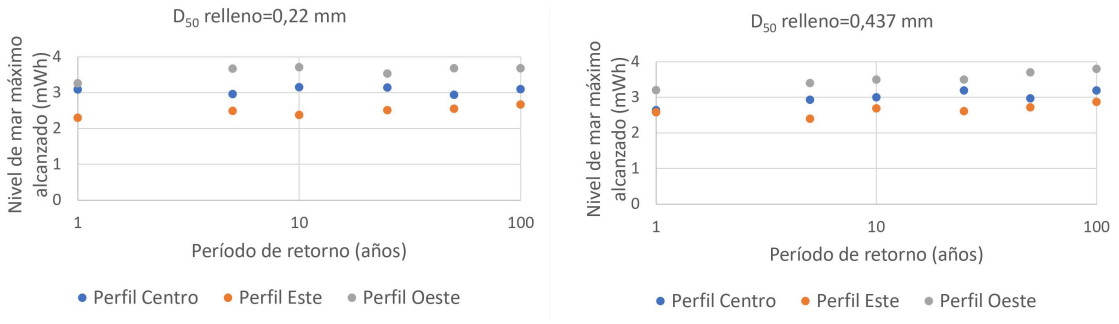


(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm. (b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

Figura 7.13: Retroceso respecto al nivel 3 mWh (m).

Tabla 7.9: Nivel máximo alcanzado en la costa (mWh).

		Tr (años)					
		1	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
D_{50} relleno = 0,22 mm	ESTE	2,3	2,49	2,38	2,51	2,55	2,67
	CENTRO	3,09	2,96	3,15	3,14	2,94	3,1
	OESTE	3,26	3,67	3,71	3,53	3,68	3,68
D_{50} relleno = 0,437 mm	ESTE	2,58	2,4	2,69	2,61	2,72	2,87
	CENTRO	2,64	2,93	3	3,19	2,97	3,19
	OESTE	3,2	3,4	3,50	3,5	3,7	3,8



(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm. (b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

Figura 7.14: Nivel máximo alcanzado en la costa (mWh).

A modo de ejemplo, para visualizar los resultados, se presentan los perfiles iniciales y luego de la tormenta para los períodos de retorno de 1 y 100 años. En las figuras 7.15, 7.16 y 7.17 se presentan los gráficos resultantes por zona para el perfil regenerado con sedimentos del Banco Arquímedes. De igual modo en las figuras 7.18, 7.19 y 7.20 se presentan los resultados para el perfil regenerado con sedimentos de la zona *offshore*.

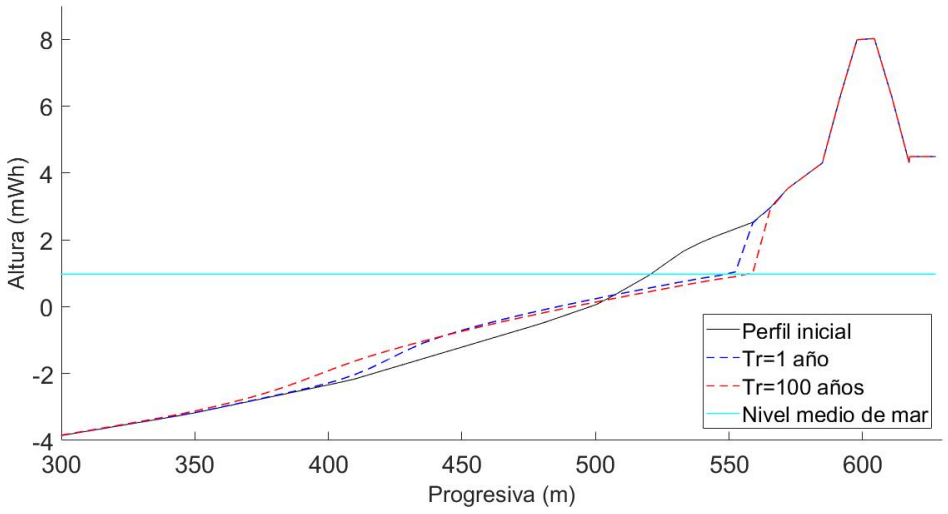


Figura 7.15: Resultados de la zona este para perfil regenerado con el Banco Arquímedes.

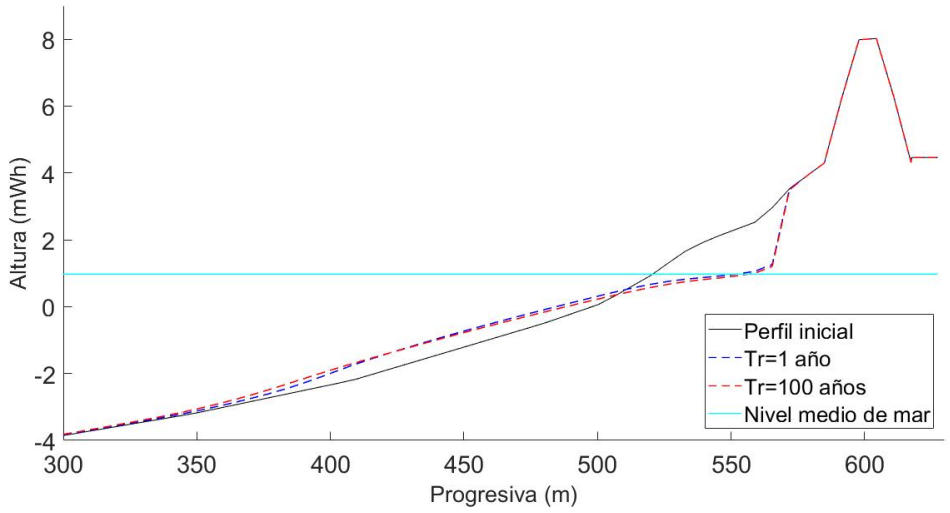


Figura 7.16: Resultados de la zona central para perfil regenerado con el Banco Arquímedes.

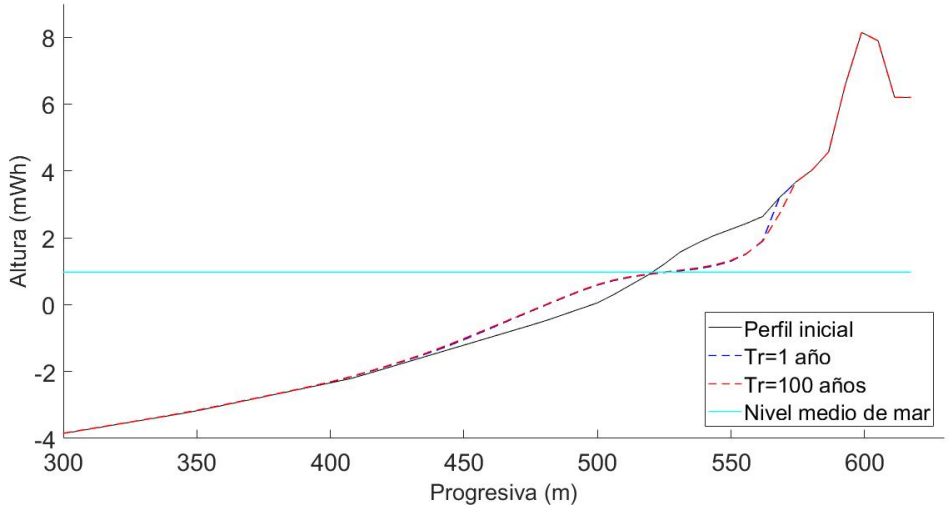


Figura 7.17: Resultados de la zona oeste para perfil regenerado con el Banco Arquímedes.

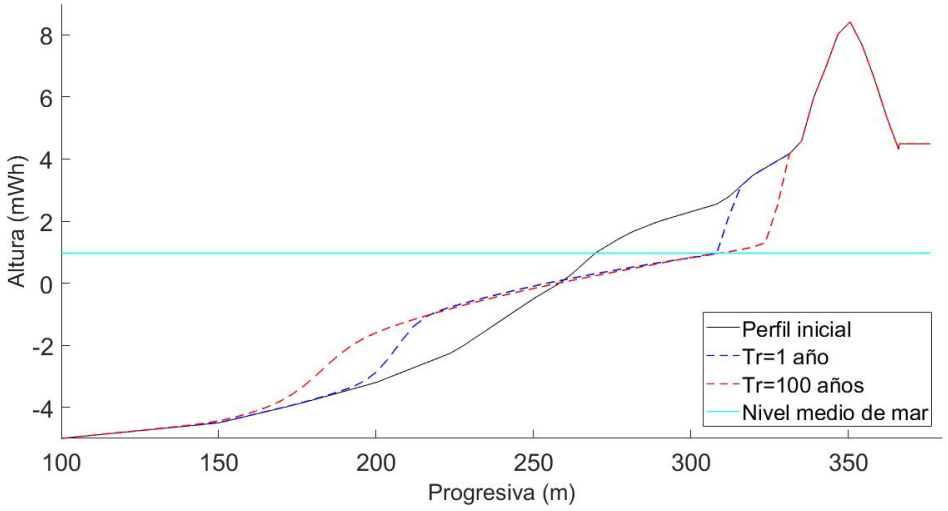


Figura 7.18: Resultados de la zona este para perfil regenerado con la zona *offshore*.

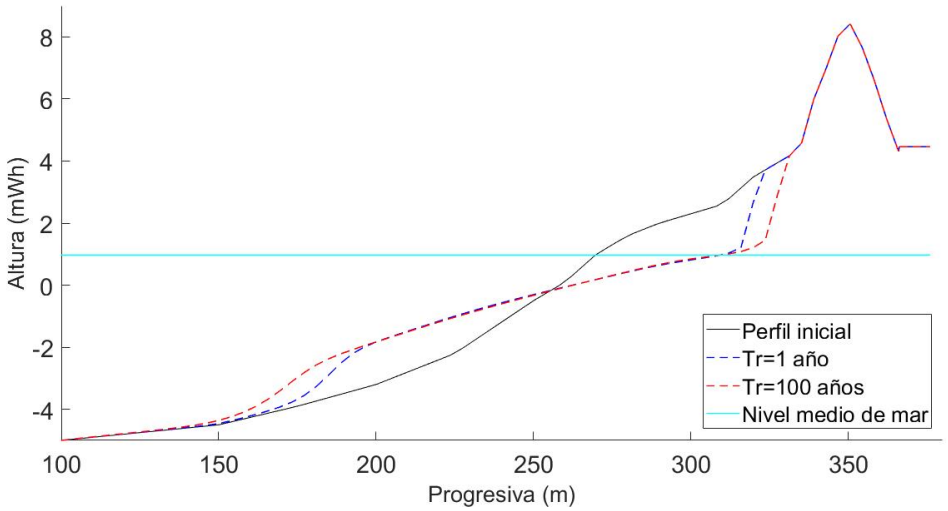


Figura 7.19: Resultados de la zona central para perfil regenerado con la zona *offshore*.

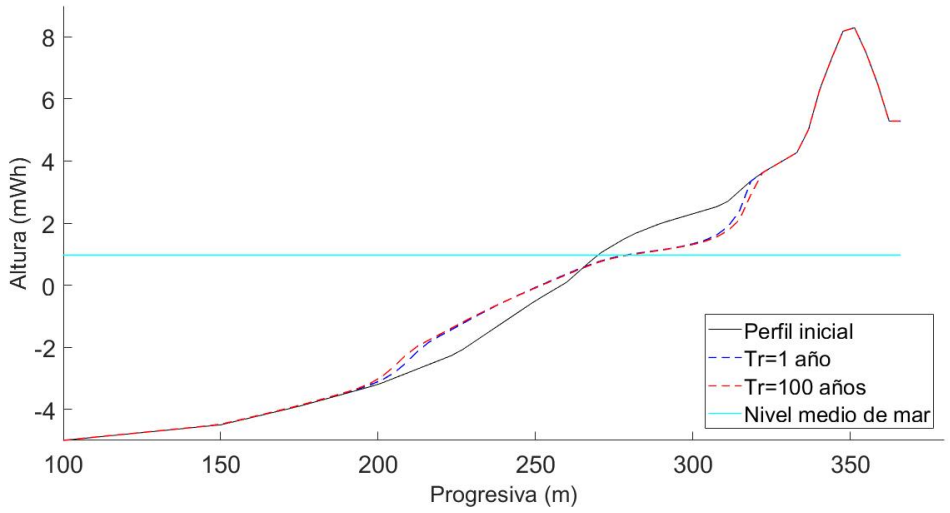


Figura 7.20: Resultados de la zona oeste para perfil regenerado con la zona *offshore*.

7.3.1. Análisis de resultados

En la zona oeste se puede ver que para cualquiera de las fuentes de sedimento empleadas su respuesta en cuanto a volumen erosionado por metro lineal es similar. Para las demás zonas se puede ver que el volumen erosionado es menor para el grano de aporte menor, correspondiente al Banco Arquímedes, esto está relacionado con las características que toma el perfil, ya que para menor tamaño de grano el perfil es más tendido.

Por otro lado, para el grano de relleno mayor hay una variación más notoria en la respuesta del volumen erosionado por metro lineal para diferentes períodos de retorno, es decir, para mayor período de retorno es mayor el volumen erosionado. A su vez, esto se da con una pendiente mayor entre los resultados del perfil regenerado con la zona *offshore* que con el Banco Arquímedes.

Respecto a los retrocesos, para el nivel medio de mar, prácticamente no hay modificaciones en el perfil de la zona oeste. Las demás zonas tienen un comportamiento similar para los dos perfiles regenerados y para los diferentes períodos de retorno. En cuanto al nivel medio del mar con ANMM al 2050, los resultados también reflejan que las zonas central y este tienen un comportamiento similar y la zona oeste tiene un retroceso menor pero resulta mayor respecto a los retrocesos medidos en el nivel medio del mar de la situación actual.

Cabe destacar que los retrocesos fueron medidos como la distancia entre el perfil antes y después del paso de la tormenta para los niveles fijos mencionados, a esto se debe en

algunos casos la gran diferencia.

Se puede ver que en ninguno de los dos casos modelados y para ningún período de retorno evaluado el mar alcanza el pie de la duna que tiene una cota de +4,31 mWh y es mayor que todos los niveles máximos alcanzados. Por otro lado, los retrocesos a un nivel de +3 mWh son bajos, incluso en algunas situaciones modeladas son nulos.

A partir de este estudio se verificó que el diseño propuesto basado en el perfil del tramo oeste (perfil saludable) es capaz de soportar tormentas de alto período de retorno, sin que la duna se vea afectada significativamente. Por lo tanto, se considera satisfactoria la capacidad de respuesta ante eventos extremos del perfil de diseño, descartándose un refuerzo del mismo.

7.4. Evolución de la línea de costa a mediano plazo: modelación numérica.

Con el fin de predecir el comportamiento de la playa regenerada de Piriápolis en planta a mediano plazo, fue implementado el modelo *ShorelineS* (Roelvink, 2017). En primer lugar se representa el comportamiento global de la línea de costa observada en los años simulados (1984-2016) para luego realizar la evaluación del relleno colocado.

7.4.1. Implementación y calibración del modelo

Para la implementación del modelo es necesario a priori definir las coordenadas de la línea de costa inicial, a partir de la cual se calculan los cambios morfológicos, las coordenadas de las estructuras presentes en el sistema, la serie de oleaje del período a simular y las condiciones de borde.

El sistema de coordenadas del modelo *ShorelineS* se definen en el sistema de coordenadas mundial (sistema de referencia global), en este caso coordenadas UTM.

Debido a la fase de desarrollo en la que se encuentra el modelo, el sistema de coordenadas fue girado 146° en sentido horario, de modo que la zona de sombra generada por el puerto esté alineada al eje de las abscisas. El motivo es que la función de difracción esta originalmente programada para costas alineadas con el eje de las abscisas y diques exentos paralelos a la misma.

7.4.1.1. Línea de costa inicial, estructuras y condiciones de borde.

La línea de costa inicial modelada fue la correspondiente al año 1984, la cual puede observarse en la Figura 7.21, obtenida del análisis de imágenes satelitales, junto con las estructuras del sistema. Dicha línea fue el punto de partida para los cálculos del modelo,

introducida con un espaciado de 50 m. La grilla inicial de puntos se muestra en la figura Figura 7.22.

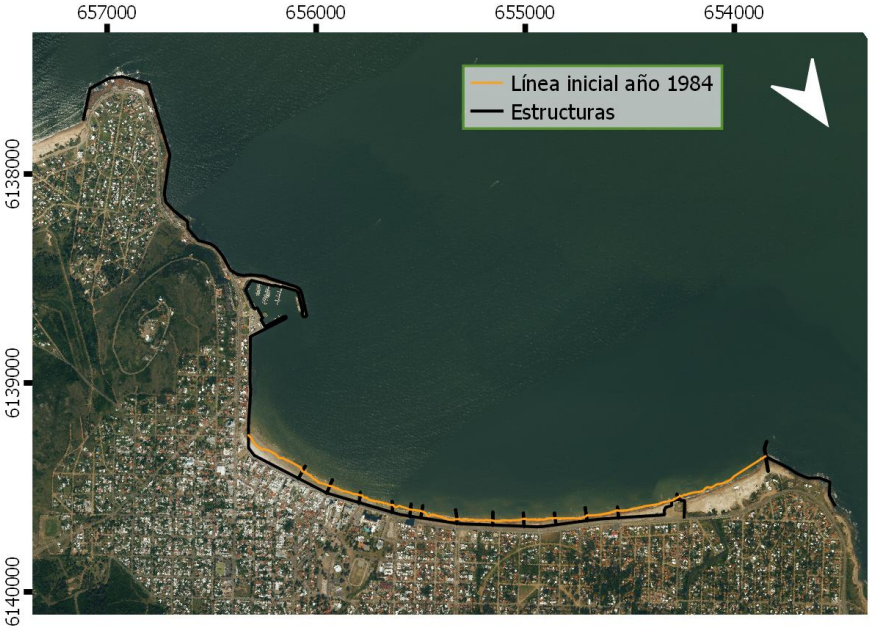


Figura 7.21: Línea inicial correspondiente al año 1984 y estructuras presentes en el arco principal de playa de Piriápolis.

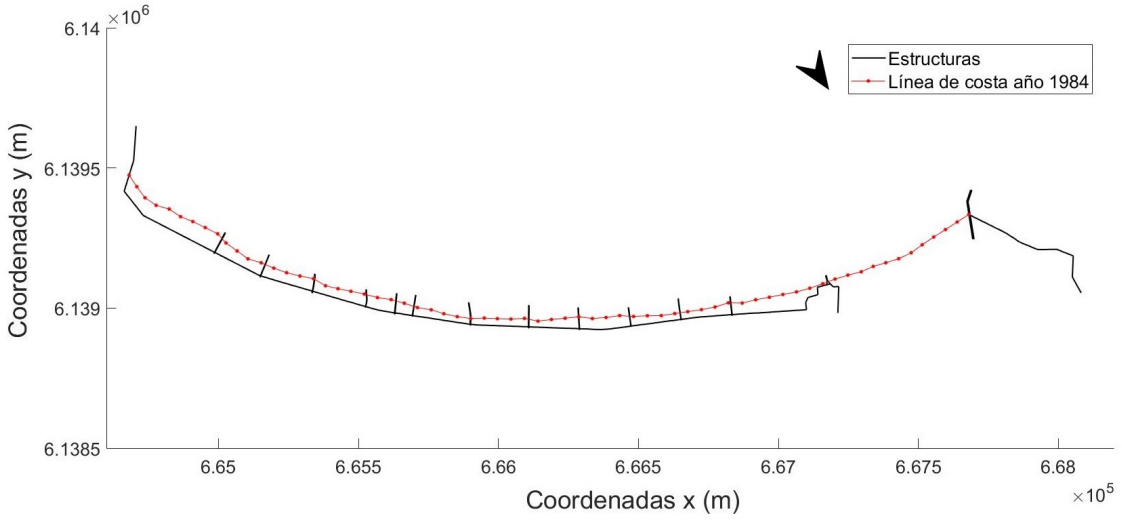


Figura 7.22: Grilla inicial de puntos correspondiente a la línea de costa inicial correspondiente al año 1984.

El nodo inicial es el extremo este de la línea de costa en el cual se impone condición de borde de Neumann, que implica que la línea de costa en esa cuadrícula mantenga su orientación constante a lo largo de la simulación. Debido a que la playa es una unidad fisiográfica, en el nodo oeste se impone como condición de borde que el caudal de transporte de sedimentos sea nulo.

7.4.1.2. Datos de oleaje

Los datos de oleaje introducidos al modelo fueron los obtenidos a partir de la propagación del oleaje realizada en el punto indicado en la Figura 7.23, en este punto la profundidad del lecho se encuentra a -12,1 mWh. El período abarcado por la serie va desde el año 1985 hasta el 2016 y sus características medias se observan en la Tabla 7.10.

Cabe destacar que para la modelación se repitió el primer año (1985) al inicio de la serie para contemplar el año faltante, correspondiente a la línea de costa inicial.



Figura 7.23: Serie de oleaje utilizada en la modelación.

Tabla 7.10: Caracterización media de la serie de oleaje utilizada en el modelo.

H_{so} (m)	T_p (s)	D_m °N
0,6	9,6	185

Las pareja de valores $D_p - H_s$ se analizan en la Tabla 7.11 donde se detallan las frecuencias de ocurrencia en porcentaje y también se resume el porcentaje de ocurrencia acumulado para cada orientación. Además, en la Figura 7.24 se presenta la rosa de oleaje asociada.

Tabla 7.11: Frecuencias de ocurrencia de los valores $D_p - H_s$ en %.

		Hs (m)								
		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5		
D (°N)	90	0	0	0	0	0	0	0	ESTE	0,0
	105	0	0	0	0	0	0	0	SUR ESTE	9,2
	120	0	0	0	0	0	0	0		
	135	0	0	0	0	0	0	0		
	150	0,02	0	0	0	0	0	0		
	165	5,42	3,68	0	0	0	0	0		
	180	11,50	34,25	5,19	0,48	0,09	0,01	0	SUR	51,5
	195	1,33	17,30	10,22	3,10	0,87	0,27	0,05	SUR OESTE	39,2
	210	0,05	1,47	1,53	1,18	0,57	0,19	0,04		
	225	0,02	0,39	0,34	0,14	0,05	0	0		
	240	0,01	0,09	0,03	0	0	0	0		
	255	0	0,02	0	0	0	0	0		
	270	0,02	0,03	0	0	0	0	0	OESTE	0,0

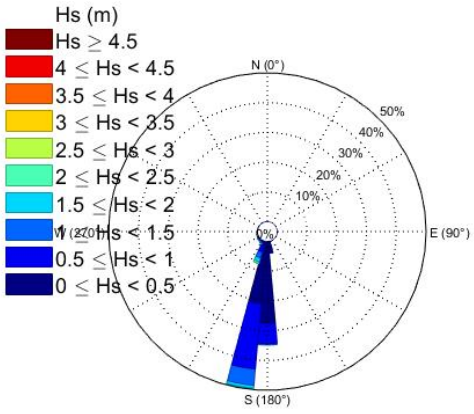


Figura 7.24: Rosa de oleaje.

Se presenta a continuación la relación entre la altura de ola significante y el período pico a través del diagrama de dispersión de la Figura 7.25. En la Tabla 7.12 se detallan los porcentajes con los que se da la ocurrencia conjunta de los parámetros.

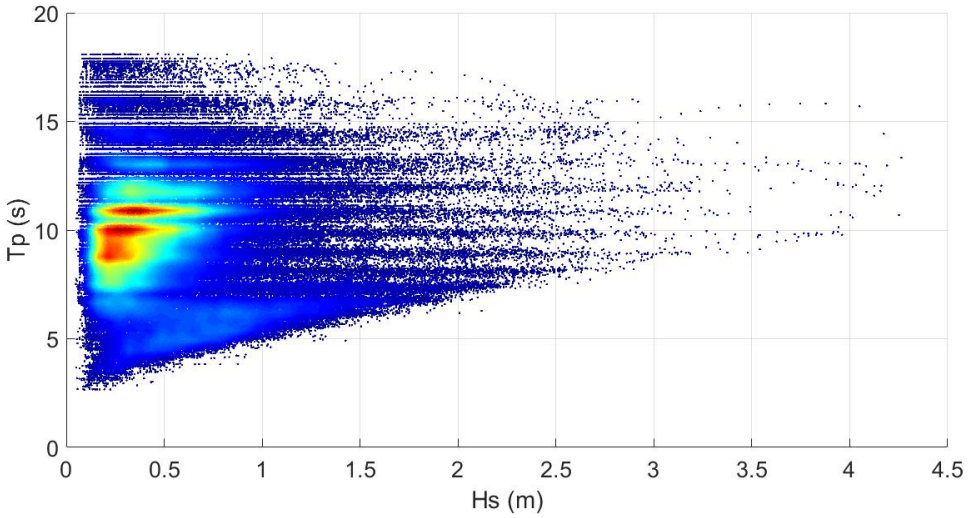


Figura 7.25: Altura de ola significante frente a período pico.

Tabla 7.12: Frecuencias de ocurrencia de los valores $T_p - H_s$ en %.

		Hs (m)						
		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
Tp (s)	3	0,13	0,05	0	0	0	0	0
	4	0,33	0,88	0,01	0	0	0	0
	5	0,37	3,40	1,08	0	0	0	0
	6	0,77	3,65	3,11	0,59	0,00	0	0
	7	1,73	3,91	2,04	1,55	0,39	0	0
	8	2,54	5,07	1,11	0,52	0,33	0,09	0
	9	3,31	7,05	1,22	0,37	0,19	0,07	0,02
	10	3,47	9,71	1,68	0,37	0,18	0,07	0,01
	11	2,25	9,54	2,29	0,43	0,13	0,06	0,01
	12	1,34	6,75	2,24	0,47	0,14	0,05	0,02
	13	0,78	3,82	1,56	0,33	0,12	0,04	0,01
	14	0,32	1,47	0,57	0,15	0,06	0,03	0,01
	15	0,36	0,90	0,22	0,06	0,02	0,03	0
	16	0,30	0,62	0,15	0,04	0,01	0,01	0
	17	0,11	0,17	0,04	0,01	0	0	0
	18	0,13	0,14	0,01	0	0	0	0
	19	0,16	0,10	0,01	0	0	0	0

Este oleaje de entrada a la modelación para quedar en concordancia con la posición de la línea de costa también fue girado 146°N en sentido horario.

7.4.1.3. Datos de entrada de la modelación

A modo de resumen se presenta en la Tabla 7.13 más datos relevantes para el modelo. Además se presenta la línea de costa ingresada para realizar la calibración del mismo.

La línea objetivo de la calibración es una línea promedio, calculada a partir de los avances y retrocesos obtenidos en la Sección 5.1.2 (Tabla 5.12), tomando en cuanta todos los años analizados. Se indican en la Figura 7.26 la línea inicial de costa correspondiente al año 1984, la línea promedio generada y las estructuras presentes en la playa de Piriápolis.

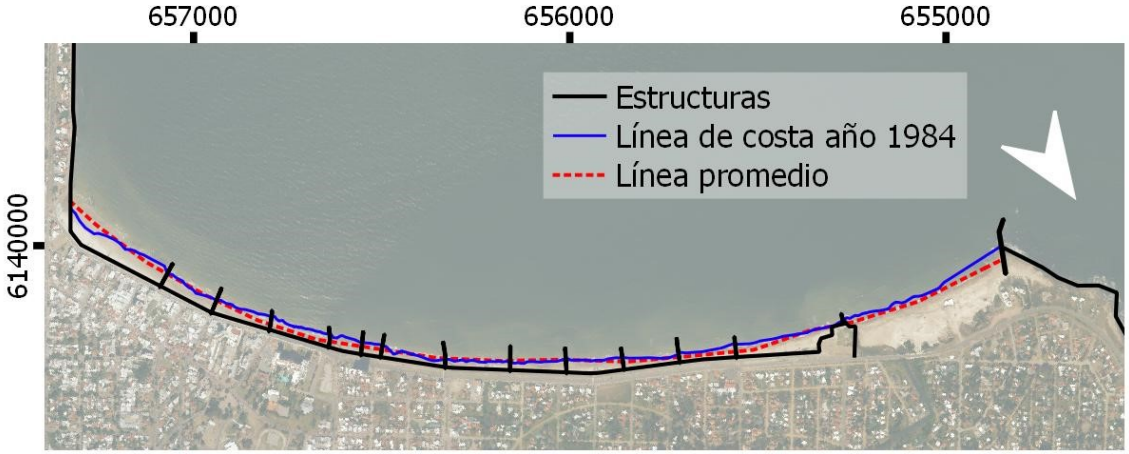


Figura 7.26: Línea inicial de costa (año 1984) y línea de costa final promedio.

La formulación del caudal de transporte de sedimentos utilizada es la del CERC3, que se encuentra explícita en la Sección 2.3.1. Uno de los parámetros de esta teoría es el coeficiente adimensional K, que toma el valor de 0,39 según bibliografía (US Army Corps of Engineers, 1984). Este coeficiente a su vez es uno de los parámetros de calibración del modelo.

Para la transformación del oleaje dentro del modelo se debe ingresar una profundidad en aguas profundas, en este caso el valor de la batimetría del punto de donde se consideró el oleaje, y una profundidad en aguas pocos profundas. Por otro lado, se define la altura del perfil activo, diferencia altimétrica entre la cresta de la berma y la profundidad del cierre.

Tabla 7.13: Parámetros relevantes de ingreso al modelo Shorelines.

Espaciado de grilla inicial (m)	50
Condición de borde lado este	*Neumann*
Condición de borde lado oeste	Qs=0 $m^3/año$
Formulación transporte de sedimentos	CERC3
Coeficiente adimensional K	0,39
Profundidad en aguas profundas (m)	12,1
Profundidad en aguas poco profundas (m)	6
Altura del perfil activo (m)	6

7.4.2. Difracción

Como ya fue mencionado, la versión utilizada modela la difracción para casos de líneas de costas rectas con estructuras tipo dique exento paralelas. Por este motivo se tuvieron que realizar algunas modificaciones para poder representar este fenómeno en el oleaje.

Las modificaciones en la función fueron implementadas para considerar como único punto de difracción el morro de la escollera suroeste del puerto, para representar la acumulación de material sedimentario en el lado este del arco. El tratamiento de los ángulos de difracción fue implementado a partir del enfoque de Roelvink y los cálculos de los coeficientes de difracción según Kamphuis (Sección 2.3.1.4).

En el caso de los espigones, el modelo los trabajó por defecto, donde en cada zona de sombra generada los caudales de transporte de sedimentos se imponen como nulos (Sección 2.3.1.6).

La configuración general de la función del modelo de difracción original es:

1. Cálculo de los parámetros de rotura sin considerar los efectos de la difracción
2. Cálculo de las características de las ondas en el punto de difracción
3. Definición de la zona de sombra y transición
4. Identificación de los puntos pertenecientes a la zona de sombra afectados por el efecto de la difracción
5. Determinación de los coeficientes de difracción K_d
6. Cálculo de las alturas de olas en la zona de rotura afectadas con los coeficientes de difracción
7. Cálculo de los ángulos de rotura de las olas difractadas
8. Cálculo del transporte de sedimentos a lo largo de la costa

La definición de la zona de sombra y transición se ejemplifica en la Figura 7.27 para el caso de una onda incidente de características medias (Tabla 7.10).

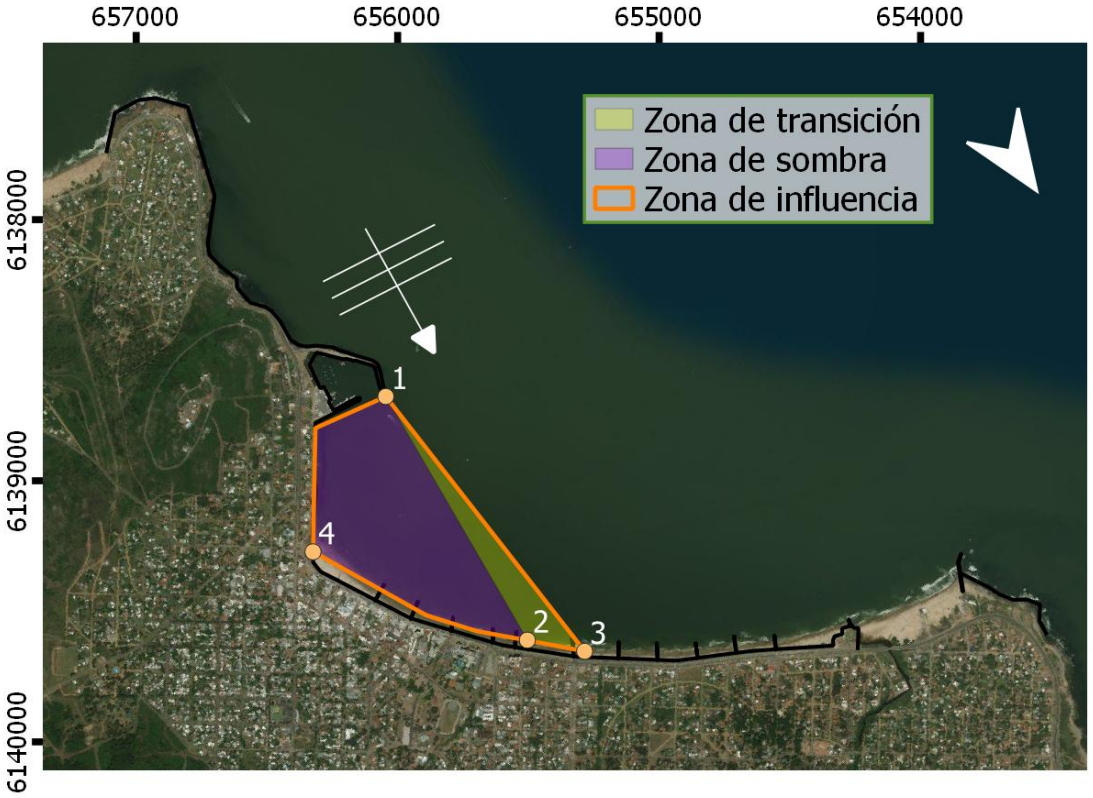


Figura 7.27: Definición del punto de difracción y zonas de sombra y transición.

En la imagen 7.27 se pueden observar cuatro puntos claves para la definición de la zona de influencia del fenómeno de difracción:

- Punto 1: Morro de la escollera suroeste del puerto de Piriápolis, punto de difracción programado.
- Punto 2: Es el punto de sombra, proyectado en la costa a partir del punto de difracción y de la dirección del oleaje incidente. Esto quiere decir que, para cada estado de mar, cambia su posición según el oleaje.
- Punto 3: Es el punto de transición, calculado según el enfoque propuesto por Roelvink. La distancia entre el punto 2 y 3, G, se obtiene a partir de la longitud

de onda en el punto de difracción, utilizando las ecuaciones 70, 71 y 72:

$$L_o = \frac{gTp^2}{2\pi} \tag{70}$$

Donde:

- L_o: Longitud de onda en aguas profundas (m)
- T_p: Período pico del oleaje (s)
- g: Aceleración gravitatoria (m/s^2)

$$L_{tip} = L_o \sqrt{\tanh \frac{4\pi^2 d_{tip}}{T_p^2 g}} \tag{71}$$

Donde:

- L_{tip}: Longitud de onda en el punto de difracción (m)
- d_{tip}: Profundidad en el punto de difracción (m)

$$G = 2,5 L_{tip} \tag{72}$$

Esta distancia G, obtenida con la Ecuación 72, es utilizada para realizar la calibración del modelo, la cual se desarrolla en la Sección 7.4.3. Este valor deriva de la teoría propuesta por Roelvink (Sección 2.3.1.4) en casos de diques exentos paralelos a la línea de costa. Al tratarse de un escenario distinto al mencionado, autores como Overgaauw (2021) proponen la variación de dicho parámetro en búsqueda de mejores resultados.

- Punto 4: Considerando la forma de la playa, el punto 4 fue fijado, forzando al modelo a terminar de definir la zona de sombra provocada por la estructura del puerto.

Para la identificación de los puntos pertenecientes a la zona de sombra afectados, el razonamiento es el siguiente: si un rayo de onda incidente intersecta la línea formada por los puntos 3 y 4, presentados en la Figura 7.27, los puntos correspondientes sobre la línea de rotura serán afectados por el efecto de la difracción. Las alturas de ola difractadas se calculan multiplicando las alturas de ola en el punto de difracción por los coeficientes K_d en cada punto, los cuales pueden observarse en la Figura 7.29.

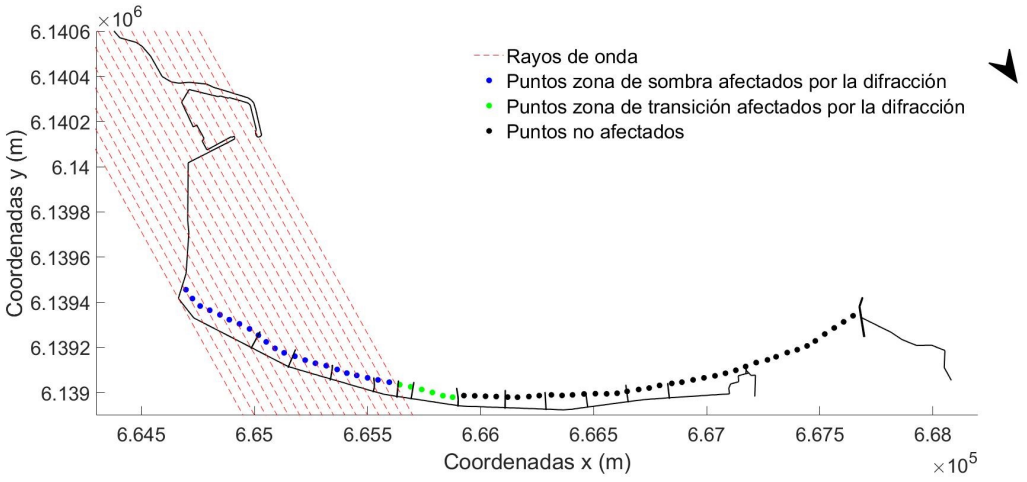


Figura 7.28: Identificación de los puntos afectados por los efectos de la difracción.

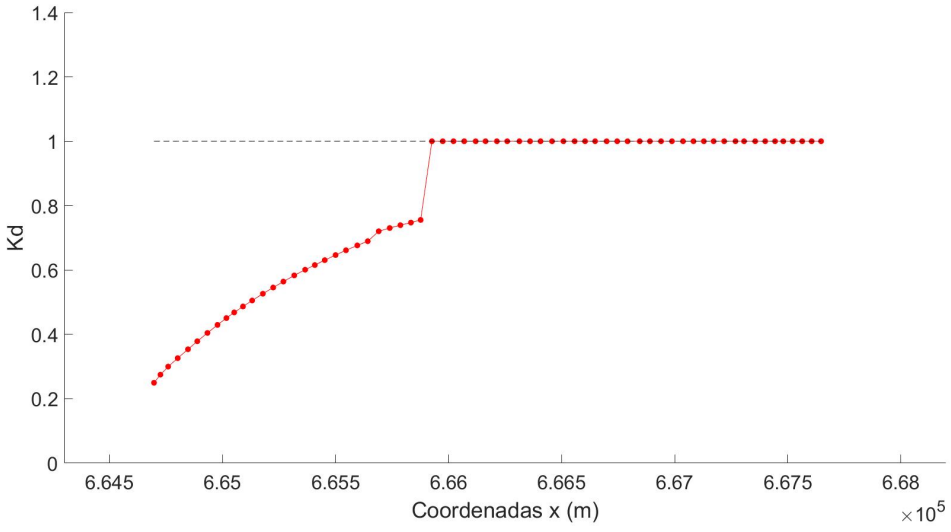


Figura 7.29: Coeficientes K_d según la posición a lo largo de la línea de costa.

Como era de esperar, los valores de K_d menores a 1 modifican el oleaje sobre la zona de sombra del puerto. Hacia la derecha del punto 4, el coeficiente K_d toma valor igual a 1, lo que indica que la difracción no incide en esa zona.

Finalmente, el modelo continúa calculando los ángulos de rotura de las olas difractadas y el caudal de transporte de sedimentos en cada punto de la grilla de la línea de costa.

A modo de prueba, para el mismo oleaje se realizaron dos modelaciones. En la primera no se tuvo en cuenta la difracción y en la segunda, se implementó la función modificada. Los resultados del modelo luego de los 33 años simulados para los distintos escenarios se observan en la Figura 7.30. La zona este, donde se aprecian mayores cambios, se destaca en la Figura 7.31.

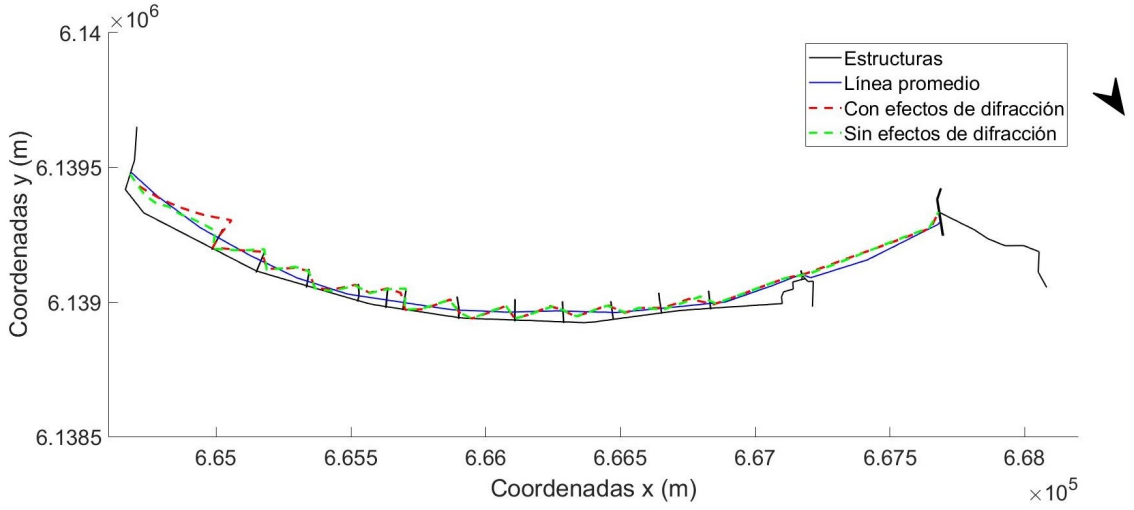


Figura 7.30: Comparación de líneas de costa resultantes entre escenarios con y sin efectos de difracción.

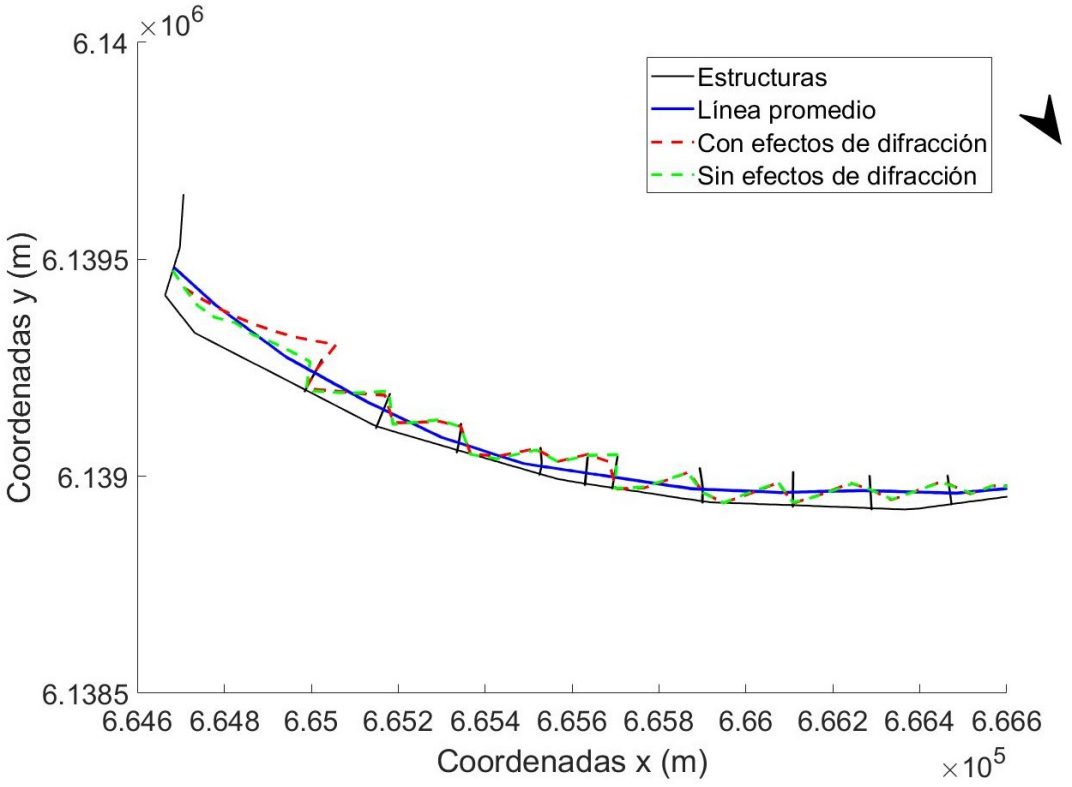


Figura 7.31: Comparación de líneas de costa resultantes entre escenarios con y sin efectos de difracción sobre la zona este del arco de playa.

Es notorio en la Figura 7.30 que la implementación de la función de difracción con las modificaciones realizadas provoca un avance en la zona este del arco de playa que evidencia el comportamiento de la línea de costa conocido.

Es importante remarcar que dado la discretización de la grilla y el tratamiento que realiza el modelo en las sombras de los espigones (imponiendo el caudal de sedimentos igual a cero), los gráficos presentan picos muy marcados que no representan la realidad. Esta consecuencia estará presente en todos los resultados del modelo.

7.4.3. Calibración del modelo

Como ya fue mencionado, los efectos de la difracción sobre la línea de costa dependen de la definición de la zona de transición. En busca de obtener mejores resultados respecto al comportamiento medio de la línea de costa, se realizaron distintas simulaciones variando la distancia G.

Los escenarios evaluados se presentan en la Tabla 7.14 y en la Figura 7.32 se muestran los resultados obtenidos a partir de los distintos valores de G. Se puede observar que luego de los 33 años simulados, como era de esperar, los mayores cambios se dan sobre el lado este del arco (Figura 7.33).

Por último, en la Tabla 7.15 se presentan el error cuadráticos medio (RMSE) y el sesgo (Bias) entre los resultados de la modelación y la solución esperada en cada caso.

Tabla 7.14: Distancias de la zona de transición simuladas.

G (m)
2,5×L_{tip}
3,5×L_{tip}
4,0×L_{tip}
4,5×L_{tip}

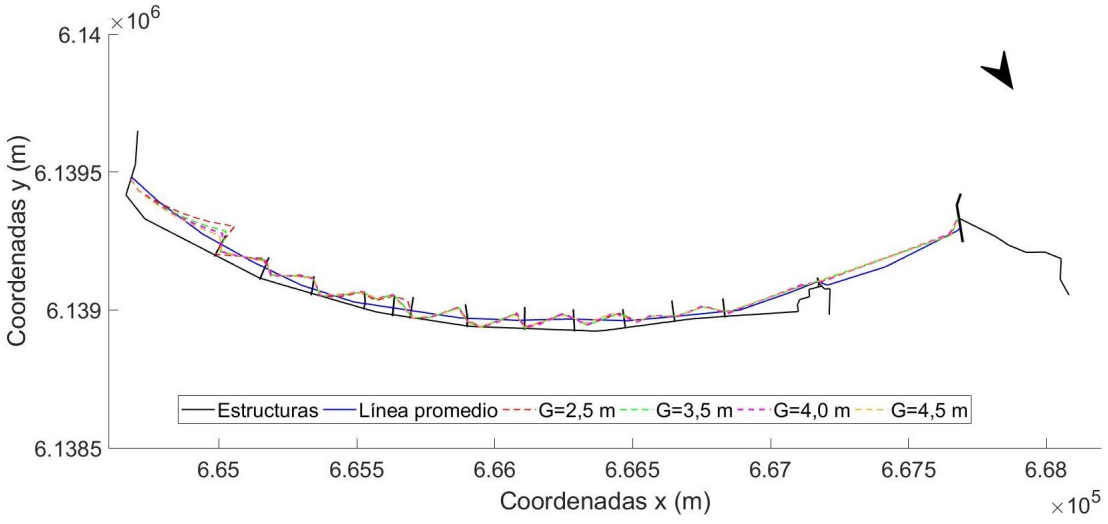


Figura 7.32: Líneas de costa resultantes a partir de la variación de la zona de transición.

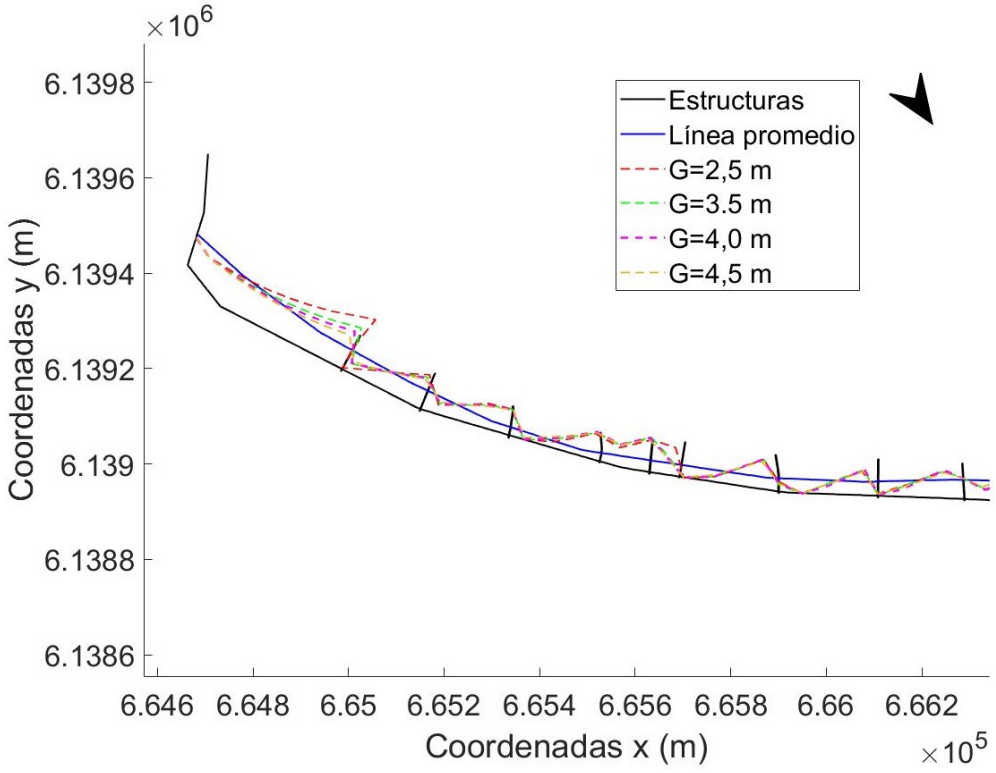


Figura 7.33: Líneas de costa resultantes a partir de la variación de la zona de transición sobre el lado este del arco de playa.

Tabla 7.15: Error cuadrático medio y sesgo entre los resultados modelados y observados para las distintas zonas de transición simuladas.

G (m)	RMSE (m)	Bias (m)
2,5 $\times L_{tip}$	19,48	9,66
3,5 $\times L_{tip}$	17,30	8,31
4,0 $\times L_{tip}$	16,84	7,91
4,5 $\times L_{tip}$	15,55	7,50

7.4.3.1. Análisis de resultados

La línea resultante que mejor representa la línea de costa objetivo es la modelada para el valor de $G = 4,5 \times L_{tip}$, esto se observa en el gráfico de la Figura 7.32 y se ratifica con los resultados del error cuadrático medio y del sesgo.

El segundo parámetro de calibración es el coeficiente K de la fórmula del CERC, relación entre el flujo de energía del oleaje y el caudal de sedimentos. En este caso no se modificó el valor recomendado por bibliografía (US Army Corps of Engineers, 1984) debido a la falta de información de base que no permitió ajustar este parámetro. De todos modos, el valor utilizado permitió representar el comportamiento global de la línea de costa con un objetivo promedio.

En la Figura 7.34 se encuentra la línea de costa inicial (1984), la línea promedio objetivo y la línea resultante de la calibración.

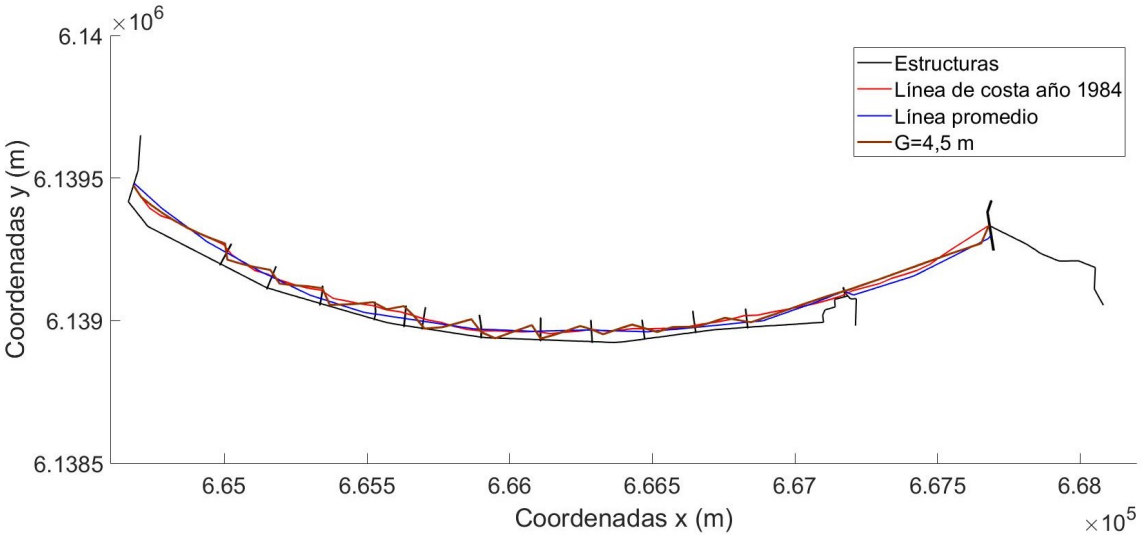


Figura 7.34: Resultados de la calibración del modelo.

7.4.4. Evaluación del relleno de playa

Para evaluar la solución elegida, se programó en el modelo de una línea el relleno de playa. Según lo establecido por la ROM 1.0-09 (2009), la vida útil de una obra de regeneración de playa es de 15 años, por lo que el modelo fue forzado a 15 años de oleaje, desde el año 2021 al 2035. La serie de oleaje utilizada fue la misma que para la etapa de calibración, presentada en la Sección 7.4.1.2.

La condición de borde del lado este permaneció igual que en la etapa de calibración mientras que la oeste fue programada como condición de borde de muro (Dirichlet). Esta condición de borde se aplica cuando el límite de la grilla encuentra una barrera, la cual impide total o parcialmente el transporte de sedimentos, en este caso, el espigón existente sobre la Punta de los Burros. El cambio se realizó para evaluar las posibles pérdidas del material del relleno de playa por ese extremo. La diferencia con le etapa de

calibración es que allí fue impuesto caudal de sedimentos igual a cero por la Punta de los Burros, basando el razonamiento en la hipótesis de estar trabajando sobre una unidad fisiográfica.

La arena de aporte fue introducida en el modelo como una tasa constante durante el primer año de corrida (2021), dispuesta desde el lado este del arco de playa hasta las proximidades de la Plaza Armenia (2.300 metros). Esta tasa representa la distancia hacia el mar que la línea de costa se desplaza dentro de la altura del perfil activo durante el tiempo de relleno y se calcula con la Ecuación 73. Los datos utilizados y la tasa de relleno calculada se presentan en la Tabla 7.16. El volumen considerado es el valor del relleno efectivo, es decir, sin considerar el volumen extra calculado por pérdidas iniciales.

$$N_r = \frac{V_n}{T_n W_n D} \tag{73}$$

Donde:

- N_r es la tasa de relleno (m/año)
- V_n es el volumen de relleno (m^3)
- T_n es el período de tiempo en el cual se realiza el aporte del material (años)
- W_n es el largo del área donde se realiza el relleno (m)
- D es la altura del perfil activo (m)

Tabla 7.16: Valores utilizados y tasa de relleno.

V_n (m^3)	T_n (años)	W_n (m)	D (m)	N_r (m/año)
1.571.200	1	2.300	8	85

Se presenta a continuación los resultados obtenidos de la modelación para el año 2035 (Figura 7.35) y la línea objetivo a la que se quiere llegar con el diseño del relleno de playa.

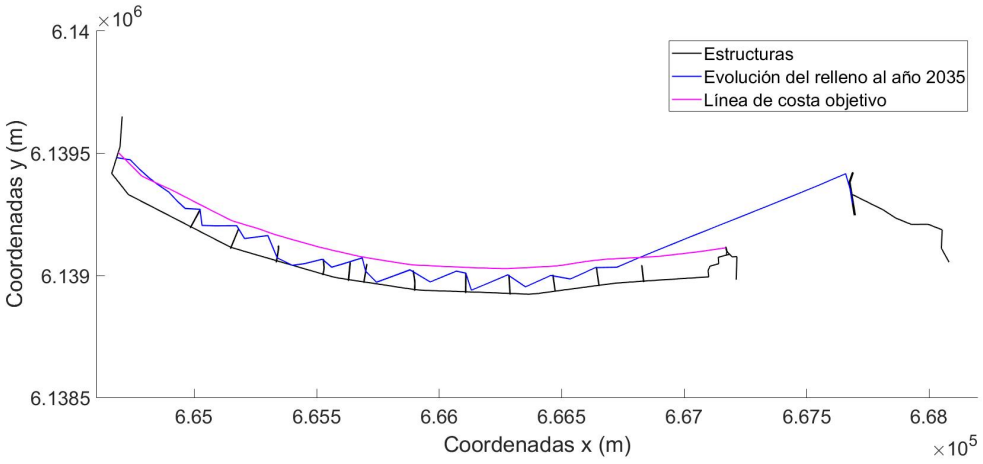


Figura 7.35: Evolución del relleno de playa al año 2035.

En la Figura 7.35 se muestra la distribución del sedimento a los 15 años del inicio de la obra. Se puede observar que el material aportado se acumula sobre el lado oeste del arco, entre la Plaza Armenia y la Punta de los Burros.

Dada la evolución del relleno que se aprecia al disponer el material de forma uniforme a lo largo del arco de playa, se evalúa colocar el relleno sobre distintas zonas y se analiza su comportamiento.

Además de la disposición uniforme se evalúan las siguientes alternativas: colocar el material de relleno desde el extremo este hasta el séptimo espigón (1.400 m) y colocarlo sobre la zona central, desde el tercer espigón hasta el noveno (1.000 m), contando desde el este. Las últimas alternativas presentadas se colocan entonces en las zonas sombreadas de la Figura 7.36.

En las Tabla 7.17 y Tabla 7.18 se presentan los valores utilizados y las tasas de relleno correspondientes a los nuevos escenarios evaluados.

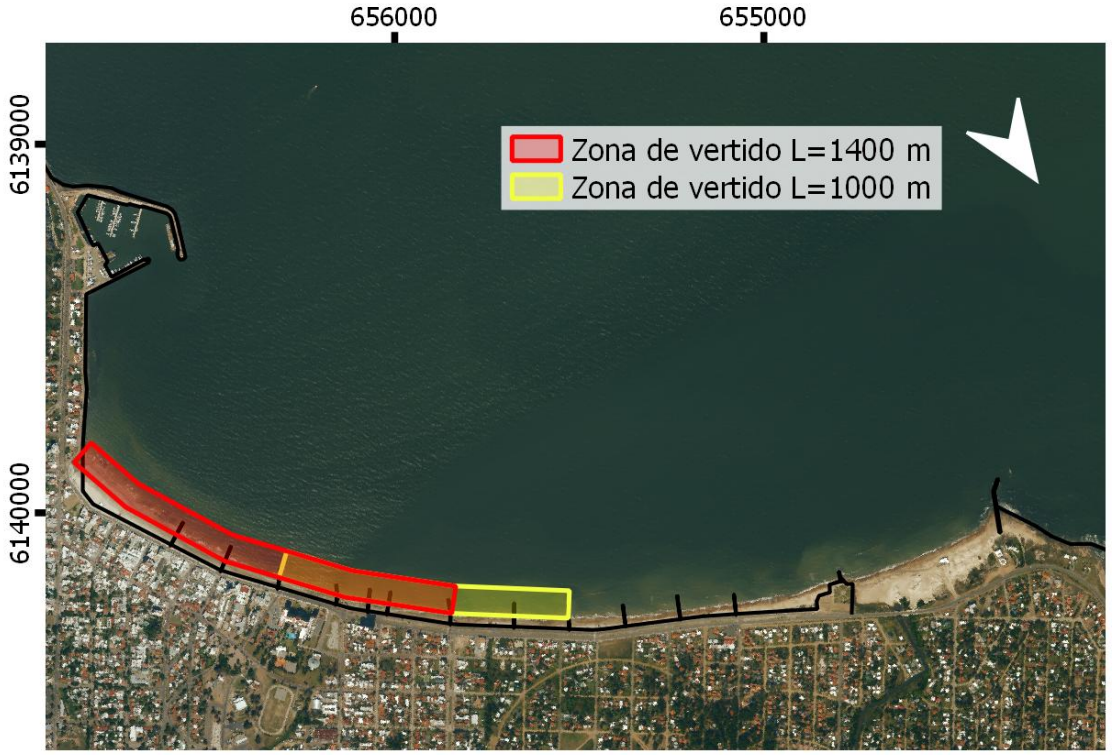


Figura 7.36: Alternativas de zonas de vertido del material de relleno.

Tabla 7.17: Valores utilizados y tasa de relleno correspondiente a la disposición del material desde el lado este hasta el séptimo espigón.

V_n (m^3)	T_n (m^3)	W_n (m)	D (m)	N_r (m/año)
1.571.200	1	1.400	8	140

Tabla 7.18: Valores utilizados y tasa de relleno correspondiente a la disposición del material en la zona central.

V_n (m^3)	T_n (m^3)	W_n (m)	D (m)	N_r (m/año)
1.571.200	1	1.000	8	196

Los resultados obtenidos al año 2035 (Figura 7.37) a partir de las diferentes formas de disposición del material se observan a continuación:

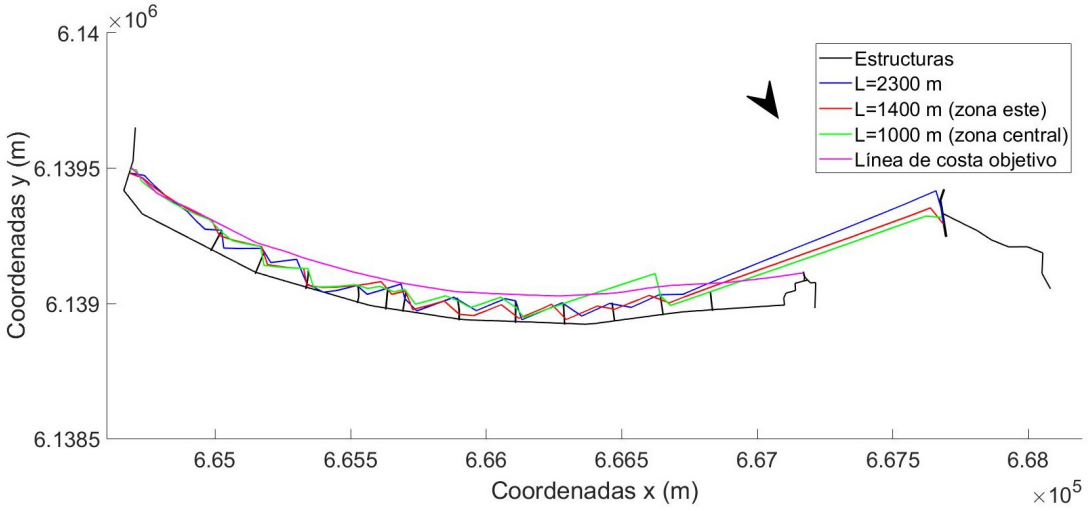


Figura 7.37: Resultados del modelo numérico para los distintos escenarios de relleno forzado a 15 años de oleaje.

Considerando los resultados de la modelación de las tres alternativas se observa una mejor respuesta cuando se coloca el sedimento de relleno en 1.000 metros de costa en la zona central (entre el tercer y el noveno espigón). La redistribución del material hacia el oeste se da más lenta en comparación con las otras opciones y se puede observar que la línea de costa queda por delante de las demás alternativas en gran parte de la simulación. Para este caso se muestra en la Figura 7.38 la evolución quinquenal:

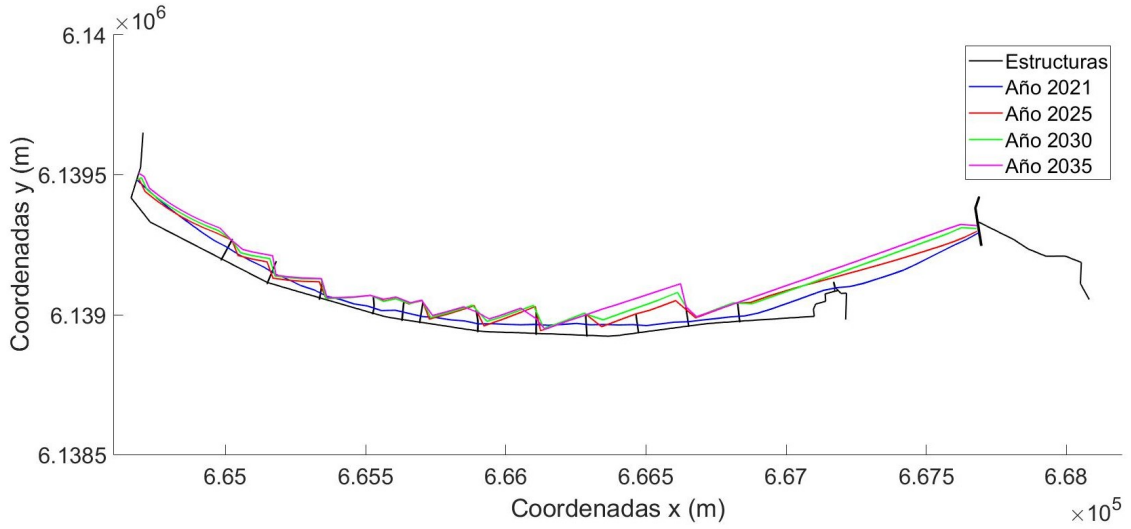


Figura 7.38: Evolución quinquenal del relleno de playa dispuesto en 1000 m sobre la zona central del arco de playa (período 2021-2035).

Con esta evaluación de diferentes zonas de colocación del relleno se buscó aprovechar la dinámica de la costa para retener por más tiempo el material. De todas formas, queda en evidencia que la redistribución del material se efectúa más rápido de lo esperado para todos los casos. Es importante destacar que los tiempos en que se dan estos cambios comprenden la incertidumbre del modelo en cuanto a la velocidad real de la evolución, por lo que es imprescindible monitorear la obra.

Realizar solo el relleno de playa como medida de mitigación de la erosión de la playa implica el monitoreo continuo para ajustar el mantenimiento que se deberá realizar en el correr de los años, para determinar en que momento se debe refular el material acumulado entre la plaza Armenia y la Punta de los Burros hacia la zonas este y centro.

Este comportamiento lleva a pensar en medidas de estabilización del relleno como estrategia, particularmente dos:

- Dique exento
- Extensión de espigones existentes

Para la primer medida de estabilización se realizaron simulaciones en *ShorelineS* con distintas dimensiones de diques. Se evaluaron longitudes entre 150 a 300 metros para mantener económicamente viable la solución. También se evaluaron distintas ubicaciones para el dique pero no se logró el objetivo de estabilizar el tramo de costa central, ni

contener la arena que es transportada por la dinámica litoral hacia el oeste, donde queda retenida por la Punta de los Burros.

Dado que la dinámica y la forma de la playa hoy en día refleja estar influenciada por los espigones existentes, se analiza en la Sección 7.5 la segunda alternativa, extender los espigones como medida para estabilizar el relleno.

7.5. Evaluación de espigones existentes

Los espigones son estructuras que mejoran el comportamiento de los proyectos de relleno de playa. Las mayores pérdidas del material de aporte se dan debido al transporte litoral que hace que el sedimento se pierda por los límites del proyecto (extremos). Al considerar el esquema del diseño del relleno de playa, es decir, su configuración de diseño, y conocer la dinámica del transporte litoral, es posible visualizar hasta donde se deben extender los espigones. Éstos deben construirse lo suficientemente extensos, garantizando que el material de relleno no pase fácilmente alrededor de ellos y de esta forma, las pérdidas se reducen en gran medida (R. Dean y Dalrymple, 2004).

En la actualidad Piriápolis cuenta con una batería de 12 espigones de extensiones variadas (Tabla 7.19). Además, existe un espigón en la plaza Armenia y otro en la Punta de los burros como se puede observar en la Figura 7.39.

Tabla 7.19: Longitudes aproximadas de los espigones existentes en el arco de playa de Piriápolis

Espigón	1	2	3	4	5	6	7
Largo (m)	78	78	70	78	75	75	80

Espigón	8	9	10	11	12	13	14
Largo (m)	80	75	70	78	65	40	115

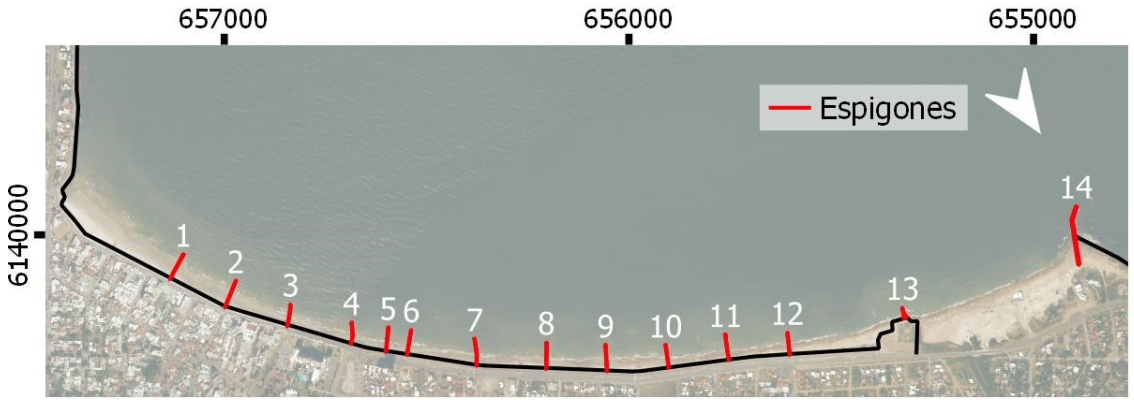


Figura 7.39: Batería de espigones existentes en el arco de playa.

La dinámica litoral está definida por estas barreras estructurales que le dan la forma que presenta la playa hoy en día. Conociendo este comportamiento, evidenciado también en las modelaciones realizadas en la Sección 7.4.4, se evaluó extender los espigones existentes para estabilizar el relleno de playa, teniendo presente el ancho de playa seca que se pretende lograr con el diseño (aproximadamente 100 metros). Para modelar esta alternativa el relleno fue programado como en primera instancia, es decir, dispuesto desde el lado este del arco de playa hasta las proximidades de la Plaza Armenia (7.16).

El escenario de máxima consiste en extender los 12 espigones, desde el primero al doceavo hasta una longitud de 110 metros. El resultado de 15 años de modelación (vida útil del proyecto) se presenta en la Figura 7.40.

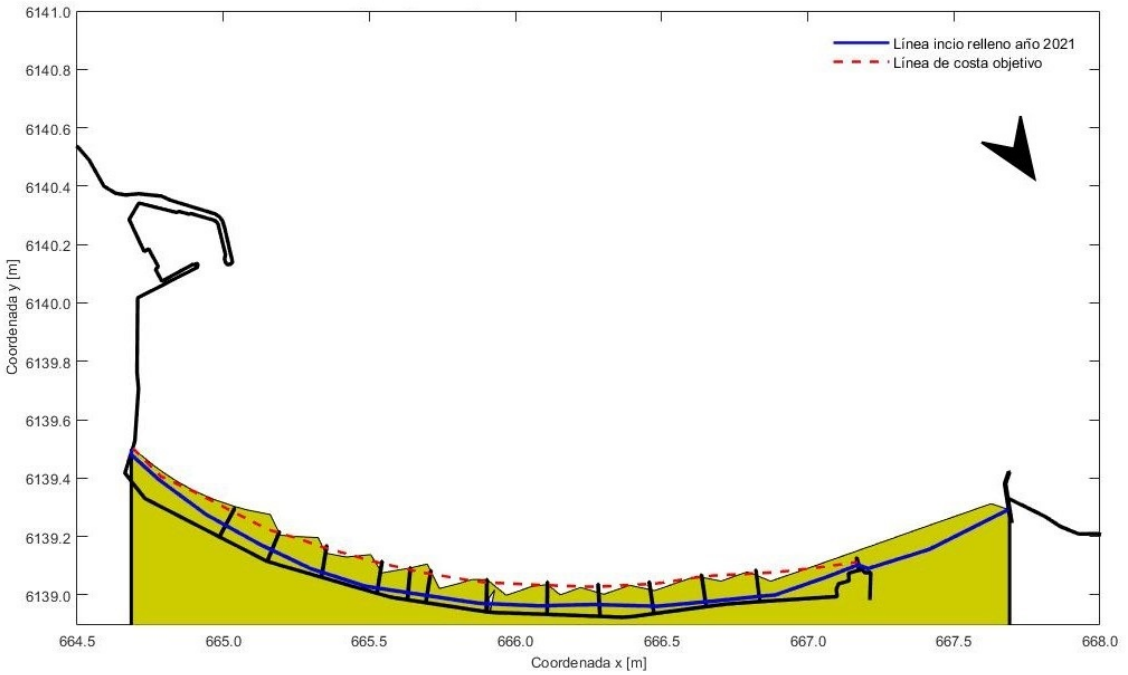


Figura 7.40: Línea de costa resultante luego de 15 años de modelación con la extensión de los 12 espigones.

Con esta alternativa se puede ver que el relleno de playa se estabiliza sin necesidad de un mantenimiento regular que implique refular el material acumulado entre la plaza Armenia y la Punta de los Burros.

A partir de estos resultados se realizaron distintas pruebas para optimizar la cantidad de espigones a reconstruir de mayor longitud sin perder de vista el objetivo. El razonamiento para encontrar una mejor solución fue extender los espigones de la zona central del arco, dejando los espigones sobre los extremos como se encuentran hoy en día. En la Figura 7.41 se muestra el resultado obtenido con el modelo forzado a 15 años de oleaje y la nueva configuración.

En la mejor solución encontrada se extienden los espigones N° 3, 4, 6, 7, 8, 9 y 10.

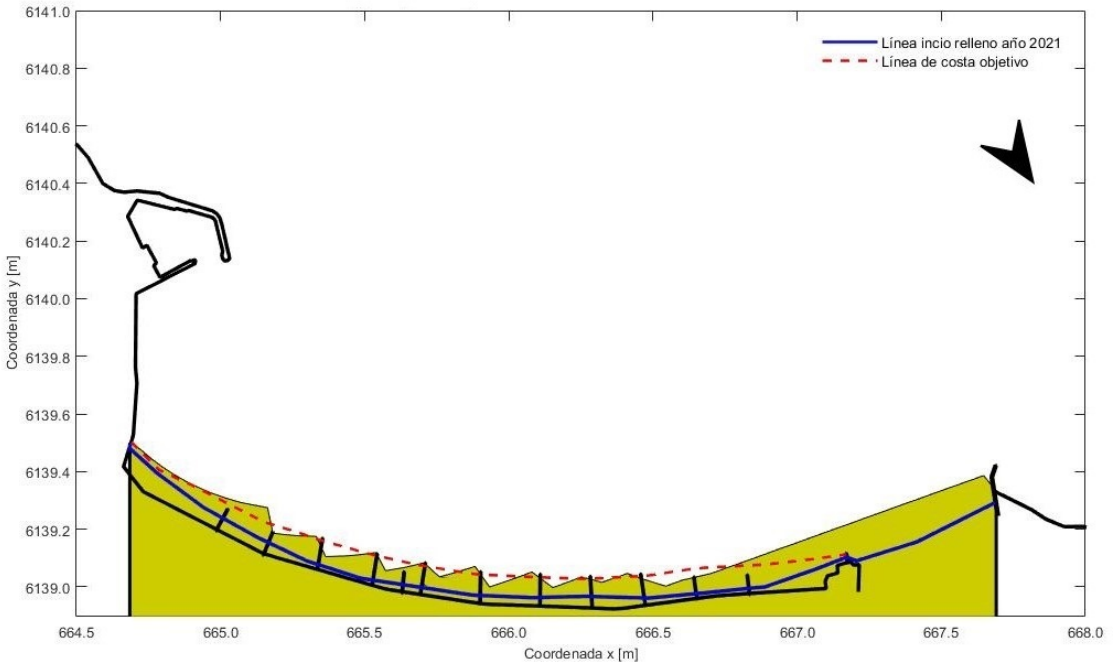


Figura 7.41: Línea de costa resultante luego de 15 años de modelación con la configuración óptima.

Con esta disposición de los espigones se logra el objetivo de la regeneración, obteniendo aproximadamente 100 m de playa seca, sin necesidad de realizar el mantenimiento del relleno de playa durante la vida útil de la obra. No obstante, se debe monitorear la obra para conocer cual es su evolución en el tiempo y atacar eventuales puntos calientes de erosión, que requieran ser reabastecidos con sedimentos acumulados en el oeste por medio del refulado.

Los espigones existentes son de hormigón armado y se conoce que varios de ellos están rotos. Esto se debe a que el material en el cual se apoya la estructura se socava dejando el espigón en ménsula provocando su rotura.

Las extensiones de las estructuras pueden ser realizadas con el mismo material o pueden ser reconstruidos con rocas. Por lo expuesto en el párrafo anterior se considera que la mejor solución es realizarlos como estructuras enrocadas, las cuales presentan un mejor comportamiento respecto al hormigón armado.

Se presentan a continuación las ventajas y desventajas que tienen los diseños de estos tipos de estructuras (extraído de CIRIA (2007)):

- Ventajas
  - Las rocas resisten el desgaste y la abrasión, ideales para entornos costeros
  - Facilitan la absorción de la energía de las olas y minimizan las consecuencias adversas de la socavación
  - Bajo costo si se consiguen materiales locales
  - Generalmente las estructuras rocosas son visualmente atractivas
  - Facilidad de construcción
  - Estructuras flexibles que pueden ajustarse a los asentamientos
  - Trabajos de reparación relativamente fáciles, generalmente no requieren la movilización de equipos muy especializados.
- Desventajas
  - Preocupación por el acceso a las estructuras y el riesgo de que el público caiga y quede atrapado en los huecos entre las rocas
  - Los espigones largos de roca pueden causar problemas para la navegación de pequeñas embarcaciones de recreación y pesca. Algunas estructuras requieren señalización
  - Pueden ocupar grandes espacios sobre la costa

Por este motivo, los espigones N°3, 4, 6, 7, 8, 9 y 10, serán reconstruidos de materiales sueltos de una longitud de 110 m.

7.5.1. Diseño de espigones

El diseño de los espigones se realiza tomando como hipótesis que serán estructuras sobrepasadas, por lo que la formulación utilizada para determinar el enrocado de la coraza (capa exterior) será la de Van der Meer para aguas someras (CIRIA, 2007).

Para determinar las dimensiones y el material necesario para la construcción de los espigones se deben calcular los pesos y diámetros mínimos de las rocas que componen cada capa (coraza, filtro, núcleo), la protección de pie y el morro.

En base a resultados del informe "Geomorfología, vulnerabilidad y respuesta a la erosión costera y sedimentación dunar en la costa platense y atlántica" realizado por el IMFIA en el año 2016 en el marco de un convenio DINAMA-UDELAR (FCIEN-FING), la cota de coronamiento de todos los espigones se fija en +2,5 mWh que se corresponde con la cota de la berma en el balneario Piriápolis. Esta cota se mantiene constante a lo largo de la estructura, como se muestra en la Figura 7.42.

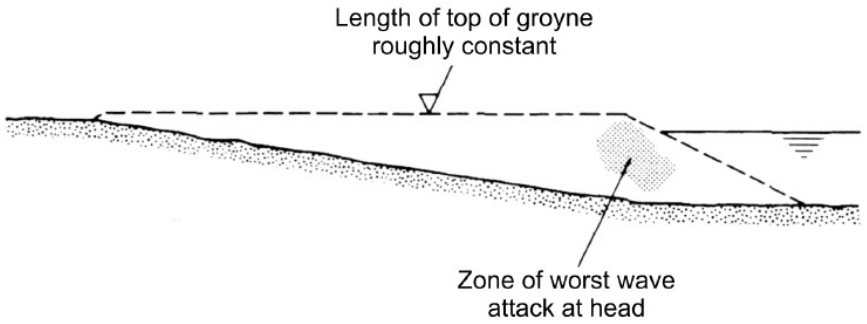


Figura 7.42: Esquema de espigón con cota de coronamiento constante, extraído de CIRIA (2007).

Como ya se mencionó, son siete los espigones a reconstruir y se diseñan los elementos de las diferentes capas a partir de los forzantes representativos de cada sector evaluado a lo largo del proyecto, este, centro y oeste. En la Figura 7.43 se indican los espigones a construir con cada tipología posteriormente diseñada.

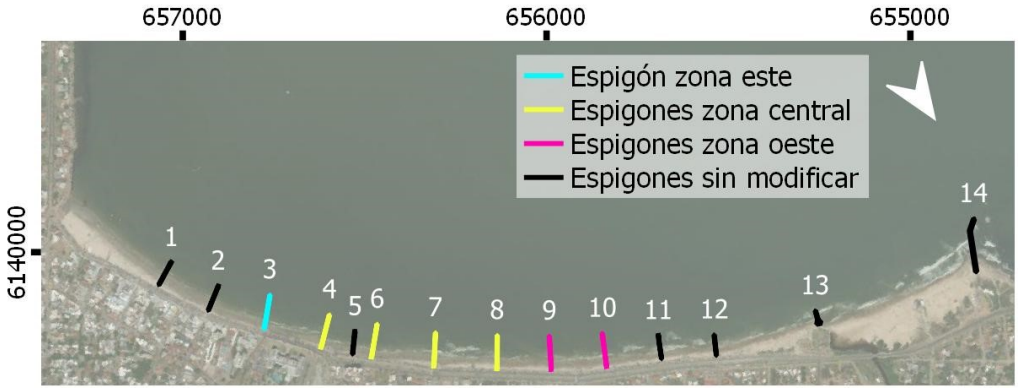


Figura 7.43: Espigones a modificar por zona definida.

7.5.1.1. Forzantes de diseño

Los espigones se diseñan con una vida útil de 15 años según la ROM 1.0-09 (2009), ya que es una obra de regeneración y defensa de playa en área litoral. El período de retorno queda determinado por medio de la Ecuación 74:

$$T_r = \frac{1}{1-(1-P_{f_{ELU}})^{1/V}} \tag{74}$$

Con $P_{f_{ELU}}$=0,2 la probabilidad de fallo en estado límite último basado en la ROM 1.0-09 (2009)[5]. Por lo tanto, el período de retorno del forzante de diseño es de 68 años. Para contemplar este valor y tener en cuenta tanto la altura de ola y el nivel de mar se realizaron cuatro combinaciones diferentes, asumiendo que las variables mencionadas son independientes como forma de simplificar el análisis, dichas combinaciones se detallan en la Tabla 7.20.

Tabla 7.20: Forzantes evaluados en el diseño de espigones.

	Tr_{oleaje} (años)	$Tr_{nivel\ de\ mar}$ (años)
Forzante 1	8	8
Forzante 2	1	68
Forzante 3	2	34
Forzante 4	68	1

La altura de ola, el período y el nivel de mar asociados a cada período de retorno se extrajeron de los ajustes correspondientes, los gráficos de ajuste de la altura de ola para cada sector (este, centro y oeste) se encuentran en el Apéndice B y el ajuste de niveles de mar en la Sección 4.1. Los resultados del oleaje se detallan en la Tabla 7.21 y los niveles de mar en la Tabla 7.22.

Tabla 7.21: Parámetros del oleaje por sector para cada período de retorno.

	Este		Centro		Oeste	
Tr (años)	**Hs (m)**	**Tp (s)**	**Hs (m)**	**Tp (s)**	**Hs (m)**	**Tp (s)**
1	2,44	11,3	2,62	11,5	2,92	11,8
2	2,67	11,5	2,81	11,7	3,06	12,2
8	3,08	11,7	3,08	11,9	3,23	12,6
68	3,6	12,1	3,3	12,1	3,34	12,9

Tabla 7.22: Nivel de mar para cada período de retorno.

Tr (años)	**Nivel de mar (mWh)**
1	2,39
8	2,7
34	2,87
68	2,92

[5]Tabla de la Figura 2.2.34

Posteriormente se modeló en Xbeach el perfil de playa y fue sometido a tormentas construidas a partir de los parámetros de oleaje y nivel de mar obtenidos para cada combinación de períodos de retorno (Tabla 7.20).

De la modelación se extrajeron los datos de $Hrms$ y la profundidad de agua (h), para tres puntos a lo largo del espigón, en el morro y a $1/3$ de éste. Para el diseño se utiliza el valor de $Hrms$ mayor identificado a partir de los diferentes forzantes y el período de ola asociado.

Para el cálculo de $H_{2\%}$ fue utilizado el método propuesto por Battjes and Groenendijk (2000) (CIRIA, 2007), basado en la combinación de dos distribuciones de Weibull para describir la distribución acumulativa de las alturas de ola en aguas poco profundas y en la zona de rotura. Para utilizar este método debe definirse la altura de ola de transición H_{tr}, la cual es calculada a partir de la Ecuación 75.

$$H_{tr} = (0,35 + 5,8 \tan \alpha)h \tag{75}$$

Siendo $\tan \alpha$ la pendiente de fondo de la playa y h la profundidad del agua.

Con los valores hallados de H_{tr} y la altura media cuadrática H_{rms} se calcula la altura de ola transitoria adimensional H_{tr}/H_{rms}, y a partir de ese valor se utiliza la Tabla 7.23 para obtener el valor adimensional $H_{2\%}/H_{rms}$.

Tabla 7.23: Battjes and Groenendijk (2000) para la obtención de valores $H_{1/10}/H_{rms}$ y $H_{2\%}/H_{rms}$ para algunos valores de H_{tr}/H_{rms}, extraído de CIRIA (2007).

Characteristic height	Non-dimensional transitional wave H_{tr}/H_{rms}									
	0.05	0.50	1.00	1.20	1.35	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00
$H_{1/10}/H_{rms}$	1.466	1.467	1.518	1.573	1.626	1.683	1.759	1.786	1.799	1.800
$H_{2\%}/H_{rms}$	1.548	1.549	1.603	1.662	1.717	1.778	1.884	1.985	1.978	1.978

Finalmente se obtiene el valor de $H_{2\%}$ multiplicando el valor obtenido de tabla por H_{rms}. Los resultados empleados en el diseño se presentan en la Tabla 7.24.

Tabla 7.24: Parámetros del oleaje utilizados para el diseño de los espigones.

		H_rms (m)	h (m)	$H_{2\%}$ (m)	Tp (s)	
Este	Morro	1,30	1,94	2,05	11,5	Forzante 3
	1/3	1,02	1,2	1,59	12,1	Forzante 4
Centro	Morro	1,44	2,02	2,26	11,7	Forzante 3
	1/3	1,20	1,39	1,87	11,7	Forzante 3
Oeste	Morro	1,77	2,24	2,77	12,2	Forzante 3
	1/3	1,23	1,29	1,91	12,2	Forzante 3

7.5.1.2. Dimensionado de los elementos de la coraza

Existen varias formulaciones empíricas que permiten predecir el tamaño del enrocado necesario, garantizando la estabilidad de diferentes estructuras ante el ataque del oleaje. Como ya fue mencionado, para el diseño de los espigones se utiliza la fórmula propuestas por Van der Meer en aguas poco profundas.

Esta formulación depende de un nivel de daño aceptado y del número de estabilidad. Además, depende del período del oleaje, de la duración de la tormenta de diseño, del número de olas y la forma en la cual rompen sobre la estructura.

La definición de aguas someras es relevante para definir la ecuación utilizada. Algunos investigadores definen la transición de aguas profundas a aguas poco profundas según la relación expresada en la Ecuación 76 (CIRIA, 2007):

$$h = 3H_{s\ pie} \tag{76}$$

Donde h denota la profundidad y $H_{s\ pie}$ la altura significante de ola en el pie de la estructura.

La formulación utilizada propuesta por Van der Meer para aguas someras se presentan en las ecuaciones 77 y 78.

Para condiciones de rotura *plunging* (en voluta, $\xi_{s-1,0} < \xi_{cr}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} p^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) (\xi_{s-1,0})^{-0,5} \tag{77}$$

Para condiciones de rotura *surging* (en oscilación, $\xi_{s-1,0} \geq \xi_{cr}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s p^{-0,13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^{p} \tag{78}$$

Donde:

- H_s: Altura de ola significante en el pie de la estructura (m)
- Δ: Densidad relativa sumergida del material respecto al agua $\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)$
- D_{n50}: Diámetro medio del enrocado (m)
- c_{pl}=8,4 y c_s=1,3 [6]: Coeficientes de ajuste
- p: Coeficiente de permeabilidad de la estructura, $p = 0,4$ para estructuras con dos capas y núcleo (Figura 7.44).

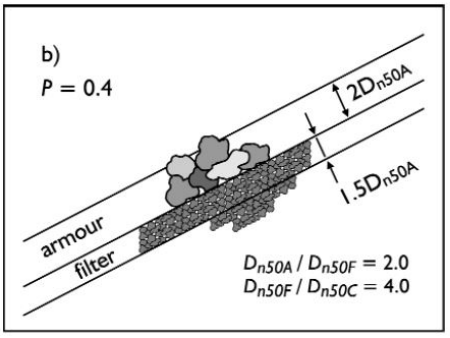


Figura 7.44: Factor de permeabilidad para las fórmulas de *Van der Meer*, imagen extraída de CIRIA (2007).

- S_d=5, nivel de daño admitido[7], se admiten movimientos de los elementos de la coraza sin dejar expuesto el filtro
- N: Número de olas incidentes al pie de la estructura (< 3000), el cual depende de la duración de las condiciones de oleaje[8]
- H_s: Altura de ola significante en el pie de la estructura (m)
- $H_{2\,\%}$: Altura de ola superada por el 2 % de las olas incidentes al pie de la estructura (m)
- $cot\alpha$=1,5, siendo α el ángulo de la pendiente de la estructura (°)
- $\xi_{s-1,0}$: *Surf similarity parameter*, parámetro que depende del período medio de la

[6](CIRIA, 2007) Tabla 5.27
[7](CIRIA, 2007) Tabla 5.23
[8](CIRIA, 2007) Tabla 5.26

energía de las olas $T_{m-1,0}$ (s) (Ecuación 79).

$$\xi_{s-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\left(\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT_{m-1,0}^2}}\right)} \tag{79}$$

- La transición de las olas *plunging* a *surging* puede ser estimada a partir de un valor del parámetro *surf similarity parameter* crítico ξ_{cr}, el cual se obtiene mediante la Ecuación 80.

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl}}{c_s} p^{0,31}\sqrt{tan\alpha}\right]^{\frac{1}{p+0,5}} \tag{80}$$

En base a recomendaciones de CIRIA (2007) el espesor de la capa exterior equivale a dos diámetros medio del enrocado determinado.

Además del tamaño y peso de la capa exterior, debe ser definida el ancho de la cresta de la estructura. Este parámetro fue calculado a partir de una regla general expuesta en el US Army Corps of Engineers (2011), de la cual se deduce que el ancho mínimo de la cresta debe ser igual a 3 anchos correspondientes a los elementos de la coraza (Ecuación 81).

$$B_{cresta} = nk_\Delta \left(\frac{W}{w_a}\right)^{1/3} \tag{81}$$

Siendo:

- B_{cresta}: Ancho de la cresta de la estructura
- n: Número de rocas (mínimo recomendado n=3)
- k_Δ: Coeficiente dependiente de las características de la capa[9], en este caso $k_\Delta = 1$
- W: Peso de los elementos de enrocado de la coraza
- w_a: Peso específico del material de las unidades de la armadura

Los resultados obtenidos para las secciones tipo según las zonas definidas en la Figura 7.43 se presentan en la Tabla 7.25.

[9](US Army Corps of Engineers, 2011) Table VI-5-51

Tabla 7.25: Ancho de cresta y características de la coraza para las diferentes zonas definidas.

Zona	Sección	W_{50} (kg)	D_{n50} (m)	Espesor capa (m)	B_{cresta} (m)
Este	Morro	331,3	0,50	1,0	1,50
	1/3	113,6	0,35	0,7	1,05
Centro	Morro	440,9	0,55	1,1	1,65
	1/3	241,5	0,45	0,9	1,35
Oeste	Morro	909,0	0,70	1,4	2,10
	1/3	241,5	0,45	0,9	1,35

7.5.1.3. Dimensionado de los elementos del filtro

La función de la capa del filtro es evitar la pérdida del material del núcleo entre los espacios del enrocado de la capa exterior. La relación entre los pesos de los elementos de las distintas capas en función del enrocado de la coraza se presenta en la Figura 7.45. Los elementos de la capa del filtro deben tener un peso mayor o igual a $W/10$, siendo W el peso de los elementos del enrocado de la coraza.

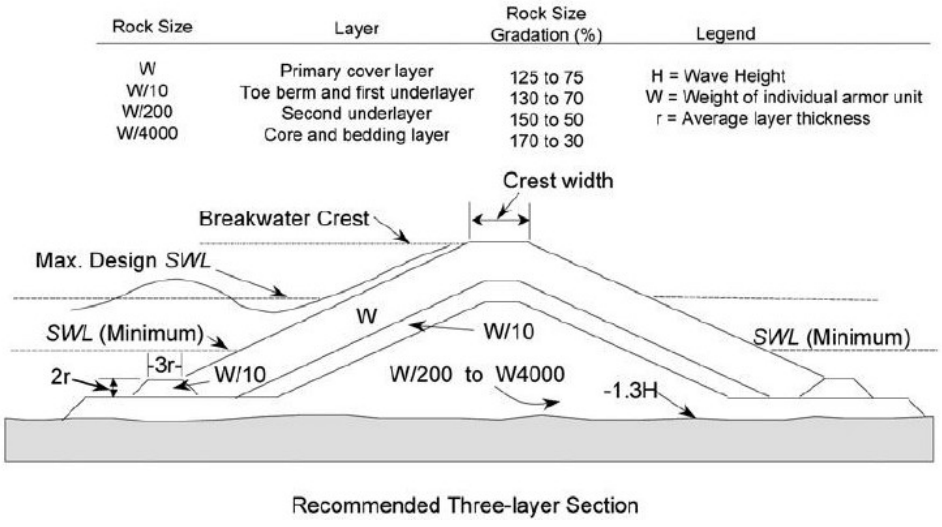


Figura 7.45: Sección transversal con relación de peso entre capas de estructura sobrepasada diseñada, imagen extraída (US Army Corps of Engineers, 2011).

Además de la relación entre los pesos de los elementos de las diferentes capas, el material empleado para conformar la capa del filtro debe cumplir los criterios que se presentan a

continuación, extraídos del US Army Corps of Engineers (2011). Estos criterios se basan en relaciones entre las granulometrías de la capa del filtro y la del núcleo.

- Criterio de retención:

$$\frac{d_{15(\textit{filtro})}}{d_{85(\textit{fundación})}} < \textit{(4 a 5)} \tag{82}$$

- Criterio de permeabilidad:

$$\frac{d_{15(\textit{filtro})}}{d_{15(\textit{fundación})}} > \textit{(4 a 5)} \tag{83}$$

- Criterio de estabilidad interna:

$$\frac{d_{60(\textit{filtro})}}{d_{10(\textit{filtro})}} < \textit{10} \tag{84}$$

El espesor de la capa filtro se determina como 1,5 veces el diámetro medio de las rocas de la coraza, cumpliendo a su vez que el espesor sea al menos dos o tres veces el diámetro medio y nunca menor a 30 cm. La pendiente de esta capa es igual a la de la capa exterior según la sección correspondiente (1V:2H o 1V:1,5H). Las características de la capa del filtro se presentan en la Tabla 7.26.

Tabla 7.26: Características de la capa de filtro para las distintas zonas definidas.

Zona	Sección	W_{50} (kg)	D_{n50} (m)	Espesor capa (m)
Este	Morro	41,4	0,25	0,40
	1/3	21,2	0,20	0,30
Centro	Morro	41,4	0,25	0,40
	1/3	21,2	0,20	0,30
Oeste	Morro	113,6	0,35	0,55
	1/3	21,2	0,20	0,30

7.5.1.4. Dimensionado de los elementos del núcleo

El núcleo se construye de materiales finos siguiendo la relación presentada en Figura 7.45, generalmente con todo el material sobrante de cantera. Su peso debe estar comprendido entre $W/200$ y $W/4000$, siendo W el peso de los elementos del enrocado de la coraza. Para el diseño de los espigones la relación utilizada es $W/200$ y se asume una pendiente igual a la de la capa exterior según la sección correspondiente (1V:2H o 1V:1,5H).

En la Tabla 7.27 se presentan las características de los elementos del núcleo.

Tabla 7.27: Características del núcleo para las distintas zonas definidas.

Zona	Sección	W_{50} (kg)	D_{n50} (m)
Este	Morro	0,17	0,04
	1/3	0,07	0,03
Centro	Morro	0,17	0,04
	1/3	0,07	0,03
Oeste	Morro	0,33	0,05
	1/3	0,07	0,03

7.5.1.5. Dimensionado del morro

El morro es la sección que está más expuesta al oleaje en relación a las demás secciones. Esto hace que la estabilidad de su capa exterior sea crítica. Por este motivo, el talud del morro se diseña con mayor pendiente.

Basándose en ensayos de modelos, en US Army Corps of Engineers (2011) se señala que el radio deberá ser mayor que hasta tres veces la altura de ola de diseño. A su vez, a partir de un breve estudio de Burcharth y Frigaard (1987) se encontró como regla general para la estabilidad de las rocas del morro la relación: $H_s/\Delta D_{n50} \leq 3$.

Todos los espigones diseñados tendrán el enrocado del morro del mismo tamaño que su coraza pero con taludes más tendidos, 1V:2H. Cumpliendo con las condiciones de diseño antes mencionadas.

7.5.1.6. Dimensionado protección de pie

La protección de pie de la estructura se encarga de dar buen apoyo a la capa exterior de roca, brindando estabilidad e impidiendo deslizamientos entre ellas. Una sección tipo con protección de pie se esquematiza en la Figura 7.46. Para determinar el tamaño de roca que conformará esta protección, el ancho y la altura, se utiliza la formulación (ecuaciones 85 y 86) propuesta por Van der Meer, D'Angremond y Greding (1995), la cual surge de un enfoque más genérico del método de Markle (1989) (US Army Corps of Engineers, 2011).

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(1{,}6 + 0{,}24\frac{h_t}{D_{n50}}\right) N_{od}^{0,15} \tag{85}$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(2 + 6{,}2\left(\frac{h_t}{h}\right)^{2,7}\right) N_{od}^{0,15} \tag{86}$$

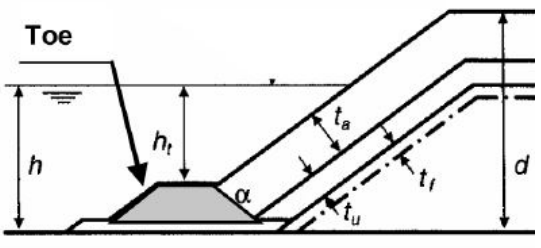


Figura 7.46: Esquema de sección de espigón con protección de pie, imagen extraída de CIRIA (2007)

Estas ecuaciones expresan la profundidad relativa de dos maneras: h_t/D_{n50} y h_t/h. N_{od} se define como el número real de piedras de armadura desplazadas dentro de una franja de anchura D_{n50} a lo largo de la estructura, en este caso se emplea $N_{od} = 2$ que indica que se está produciendo cierto aplanamiento.

Las ecuaciones 85 y 86 son aplicables en los rangos de: $0,4 < h_b/h_s < 0,9$, $0,28 < H_s/h_s < 0,8$ y $3 < h_b/D_{n50} < 25$.

En la Tabla 7.28 se presenta para las distintas zonas, las características del pie del espigón. La pendiente del talud es igual a la de la capa exterior correspondiente (1V:2H en el morro y 1V:1,5H en el resto de las secciones). El ancho de la cresta del pie es determinada a partir de la recomendación de Markle: $B = 3D_{n50}$.

Tabla 7.28: Características de la protección de pie de espigón.

Zona	Sección	W_{50} (kg)	D_{50} (m)	B (m)	Altura pie (m)
Este	Morro	8,9	0,15	0,45	0,70
	1/3	2,7	0,10	0,30	0,40
Centro	Morro	8,9	0,15	0,45	0,65
	1/3	2,7	0,10	0,30	0,25
Oeste	Morro	8,9	0,15	0,45	0,40
	1/3	8,9	0,15	0,45	0,75

7.6. Evaluación escenario 2050

La evaluación del diseño del relleno de playa en el escenario de cambio climático medio al año 2050, tiene por objetivo conocer cual sería la respuesta en dicho año.

Para este estudio se tienen en cuenta las siguientes conclusiones obtenidas en el estudio IH-CANTABRIA (i) (2019) respecto a las dinámicas futuras:

- Altura de ola significante: aumentos máximos del percentil 95 % del 4 %
- Nivel medio del mar: incremento medio de 0,26 metros en 2050 para el RCP promedio

Las proyecciones del proyecto IH-CANTABRIA (c) (2019) se realizaron para los escenarios RCP4.5 y RCP8.5 a lo largo del siglo XXI, con el fin de acotar y cuantificar la incertidumbre de los cambios futuros. En cuanto al aumento del nivel medio del mar (ANMM) en aguas abiertas próximas a la desembocadura del Río de la Plata, la estimación media con su incertidumbre, definida por el percentil del 5 % y del 95 %, es de 0,26 [0,21 - 0,31] metros en 2050 para el RCP promedio, de 0,58 [0,48 - 0,67] en 2100 RCP4.5 y de 0,80 [0,66 – 0,93] metros en 2100 RCP8.5. A su vez, el aumento de la altura de ola significante es del 4 % para el 2100 en el escenario RCP8.5.

En este proyecto es de interés el escenario 2050 debido a que la vida útil de la obra estudiada (relleno de playa) es de 15 años. Por otro lado, es una obra que implica un monitoreo periódico y en caso de obtener resultados desfavorables, se deben realizar obras de mantenimiento para contrarrestar los efectos que pueden haber sido ocasionados, por ejemplo, por el cambio climático.

Por lo tanto, se evaluará el ANMM a 2050 para el RCP promedio y el aumento de la altura de ola significante determinada para el escenario RCP8.5 al 2100. Se entiende que el aumento de altura de ola es mayor del que se espera para el año 2050 pero al ser considerado en el estudio, los resultados quedan del lado de la seguridad.

7.6.1. Perfiles ante tormentas de verificación

Para la evaluación en perfiles transversales se modela en Xbeach cada perfil de regeneración, según la fuente de préstamo, adaptado al aumento del nivel de mar ocasionado por el cambio climático por medio de la Regla de Bruun que se detalla en la Sección 2.4.

Además del cambio en perfiles transversales, también sufren modificaciones las tormentas de verificación para los diferentes períodos de retorno antes estudiadas. Para contemplar estos cambios se le sumó el 4 % a las alturas de ola de las tormentas evaluadas y se incrementó el nivel de mar en 0,26 metros. En la Sección D.2 se presentan las tormentas de verificación empleadas en este estudio.

Se determinaron los mismos parámetros que en el estudio del escenario actual para cuantificar los efectos producidos por cada tormenta en cada zona de la playa:

- Volumen erosionado por metro lineal en m^3/m (Tabla 7.29 y Figura 7.47)
- Retrocesos en m, medidos respecto a tres niveles de mar fijos:

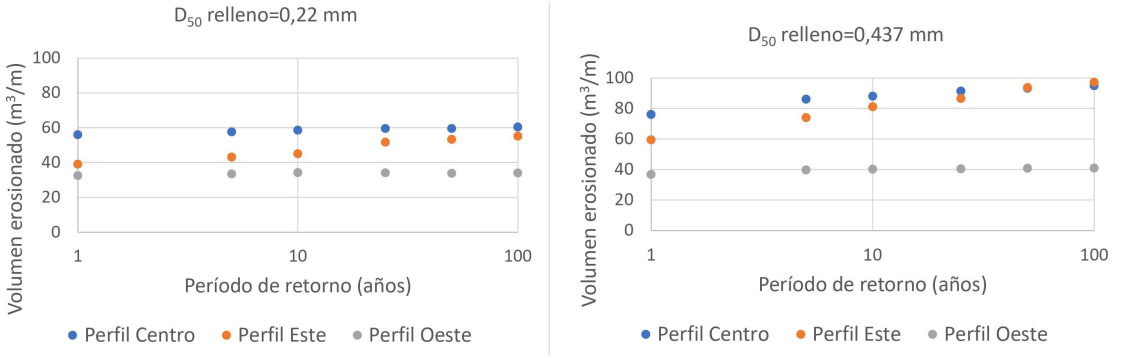
- Nivel medio del mar en la situación actual: 0,97 mWh (Tabla 7.30 y Figura 7.48)
- Nivel medio del mar correspondiente al escenario 2050, el cual se detallará en capítulos siguientes: 1,23 mWh (Tabla 7.31 y Figura 7.49)
- Nivel de mar igual a 3 mWh (Tabla 7.32 y Figura 7.50).

Los retrocesos son la distancia entre el perfil luego del paso de la tormenta y el perfil de diseño para los tres niveles mencionados, por lo que valores negativos expresan que el perfil después de la tormenta avanzó hacia el mar en ese nivel.

- Niveles máximos de mar alcanzados durante las tormentas (Tabla 7.33 y Figura 7.51).

Tabla 7.29: Volúmenes por metro lineal erosionados por zona en el escenario 2050 (m^3/m).

		Tr (años)					
		1	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
D_{50} relleno = 0,22 mm	ESTE	39,08	43,14	45,06	51,73	53,35	55,12
	CENTRO	55,99	57,68	58,6	59,61	59,6	60,38
	OESTE	32,57	33,45	34,2	34,11	33,79	34,0
D_{50} relleno = 0,437 mm	ESTE	59,46	74,0	81,21	86,56	93,67	97,13
	CENTRO	76,1	86,11	88,0	91,42	93,22	94,94
	OESTE	36,7	39,67	40,24	40,4	40,85	40,9

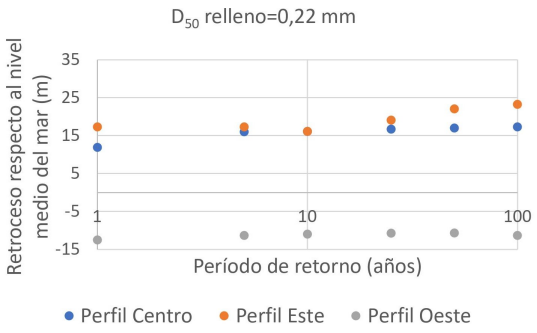


(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm. (b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

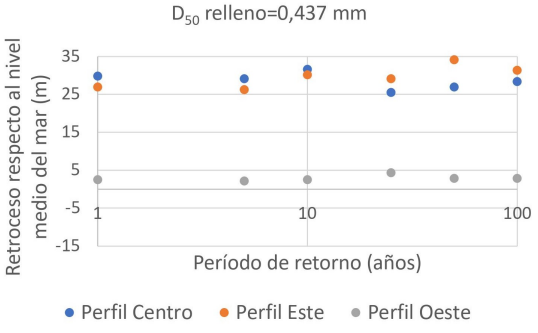
Figura 7.47: Volúmenes por metro lineal erosionados por zona en el escenario 2050 (m^3/m).

Tabla 7.30: Retroceso respecto al nivel medio del mar por zona en el escenario 2050 (m).

		Tr (años)					
		1	5	10	25	50	100
D_{50} relleno = 0,22 mm	ESTE	17,27	17,27	16,08	19,06	22,03	23,22
	CENTRO	11,91	16,0	16,1	16,67	17,01	17,27
	OESTE	-12,5	-11,31	-11	-10,72	-10,7	-11,31
D_{50} relleno = 0,437 mm	ESTE	26,94	26,22	30,17	29,09	34,12	31,35
	CENTRO	29,81	29,09	31,61	25,5	26,94	28,37
	OESTE	2,51	2,16	2,51	4,31	2,87	2,87



(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm.

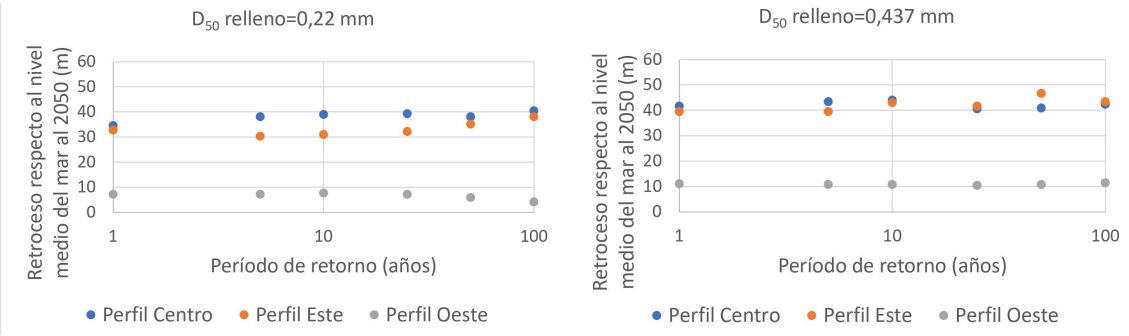


(b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

Figura 7.48: Retrocesos respecto al nivel medio del mar por zona en el escenario 2050 (m).

Tabla 7.31: Retroceso respecto al nivel medio del mar con ANMM por zona en el escenario 2050 (m).

		Tr (años)					
		1	5	10	25	50	100
D_{50} relleno = 0,22 mm	ESTE	32,75	30,37	31,0	32,16	35,13	38,11
	CENTRO	34,54	38,11	39,0	39,3	38,1	40,49
	OESTE	7,15	7,15	7,74	7,15	5,95	4,17
D_{50} relleno = 0,437 mm	ESTE	39,51	39,51	43,1	41,66	46,69	43,46
	CENTRO	41,66	43,46	44,01	40,59	40,95	42,38
	OESTE	11,13	10,78	10,78	10,42	10,78	11,49

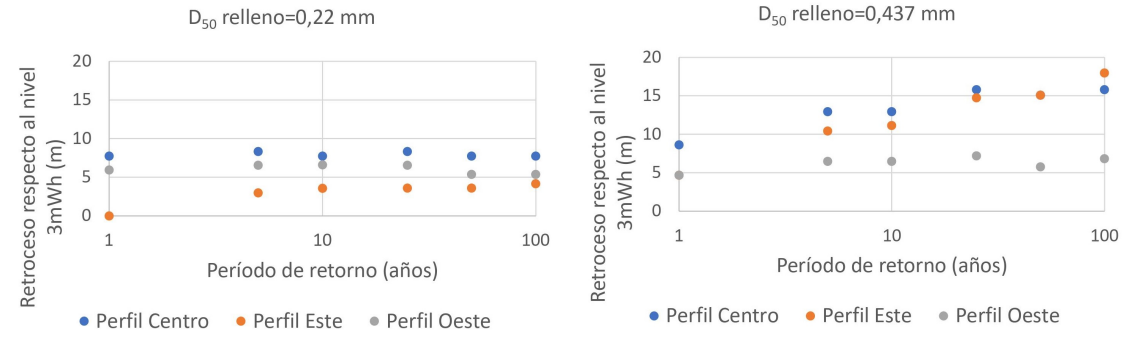


(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm. (b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

Figura 7.49: Retroceso respecto al nivel medio del mar con ANMM por zona en el escenario 2050 (m).

Tabla 7.32: Retroceso respecto al nivel 3 mWh en el escenario 2050.

		Tr (años)					
		1	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
D_{50} relleno = 0,22 mm	ESTE	0	2,97	3,57	3,6	3,6	4,17
	CENTRO	7,74	8,34	7,74	8,34	7,74	7,74
	OESTE	5,95	6,55	6,6	6,55	5,36	5,36
D_{50} relleno = 0,437 mm	ESTE	4,67	10,42	11,13	14,73	15,09	17,96
	CENTRO	8,62	12,93	12,93	15,8	15,09	15,8
	OESTE	4,67	6,47	6,47	7,18	5,75	6,82

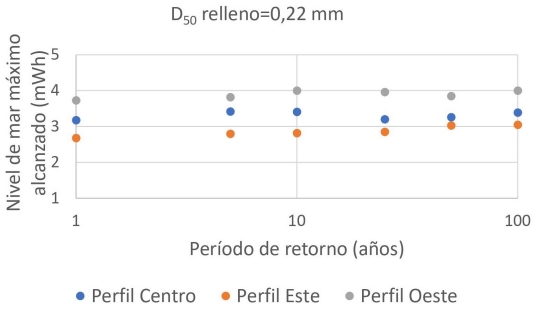


(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm. (b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

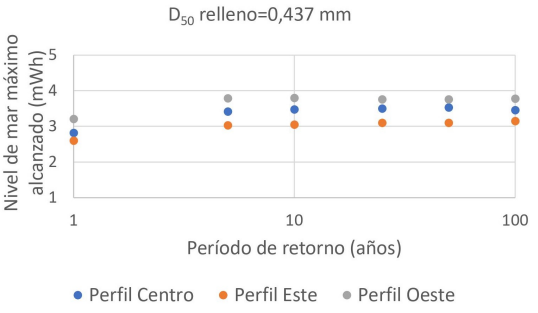
Figura 7.50: Retroceso respecto al nivel 3 mWh en el escenario 2050 (m).

Tabla 7.33: Nivel máximo alcanzado en la costa en el escenario 2050 (mWh).

		Tr (años)					
		1	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
D_{50} relleno = 0,22 mm	ESTE	2,68	2,8	2,82	2,85	3,03	3,05
	CENTRO	3,18	3,42	3,41	3,2	3,26	3,39
	OESTE	3,73	3,82	4	3,96	3,85	4
D_{50} relleno = 0,437 mm	ESTE	2,6	3,03	3,05	3,1	3,1	3,15
	CENTRO	2,82	3,42	3,48	3,5	3,53	3,46
	OESTE	3,21	3,79	3,80	3,76	3,76	3,78



(a) $D_{50_{relleno}} = 0{,}22$ mm.



(b) $D_{50_{relleno}} = 0{,}437$ mm.

Figura 7.51: Nivel máximo alcanzado en la costa en el escenario 2050 (mWh).

Al igual que en la verificación de perfiles transversales ante tormentas en el escenario actual, se presentan resultados para tormentas de 1 y 100 años de período de retorno en el escenario 2050, para visualizar mejor los resultados. En los gráficos se presentan los perfiles actuales, los perfiles pre-tormenta del 2050 afectados por la Regla de Bruun y los perfiles después de la tormenta. En las figuras 7.52, 7.53 y 7.54 se presentan los gráficos resultantes por zona para el perfil regenerado con sedimentos del Banco Arquímedes. De igual modo en las figuras 7.55, 7.56 y 7.57 se presentan los resultados para el perfil regenerado con sedimentos de la zona *offshore*.

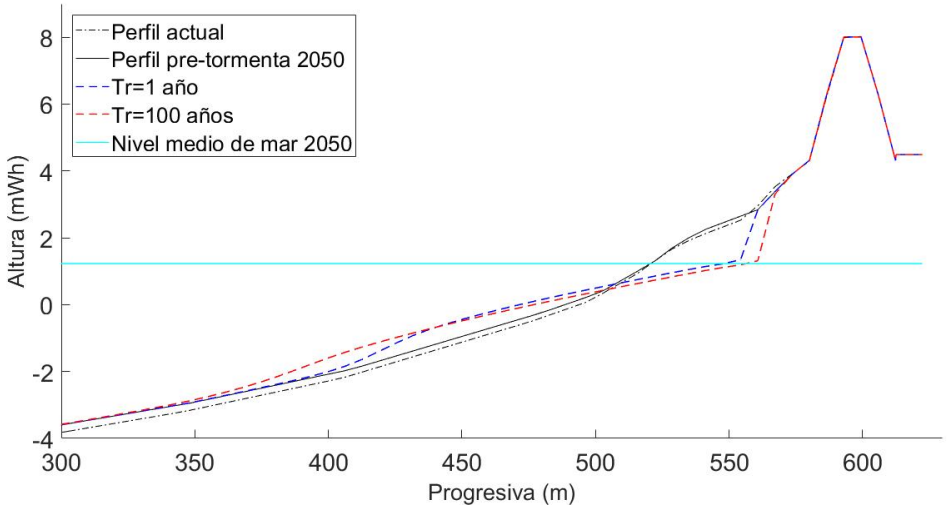


Figura 7.52: Resultados para el escenario 2050 de la zona este para perfil regenerado con el Banco Arquímedes.

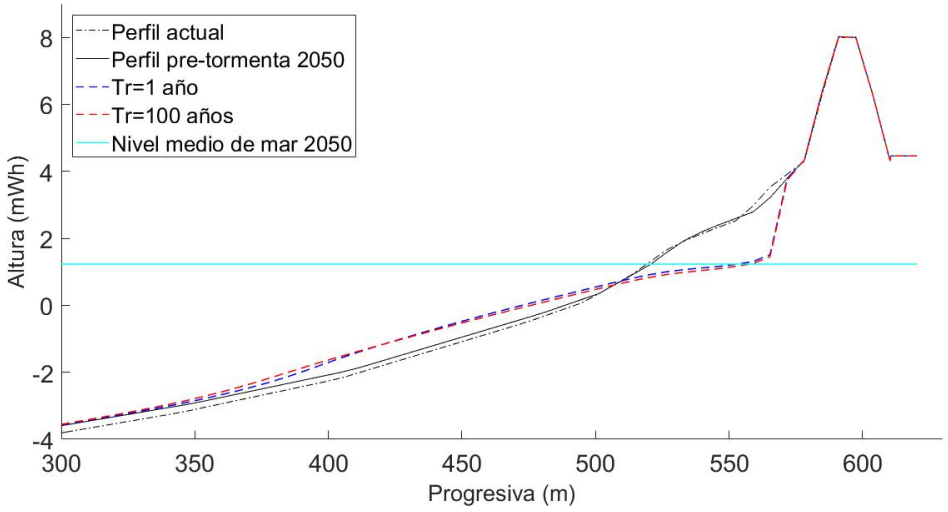


Figura 7.53: Resultados para el escenario 2050 de la zona central para perfil regenerado con el Banco Arquímedes.

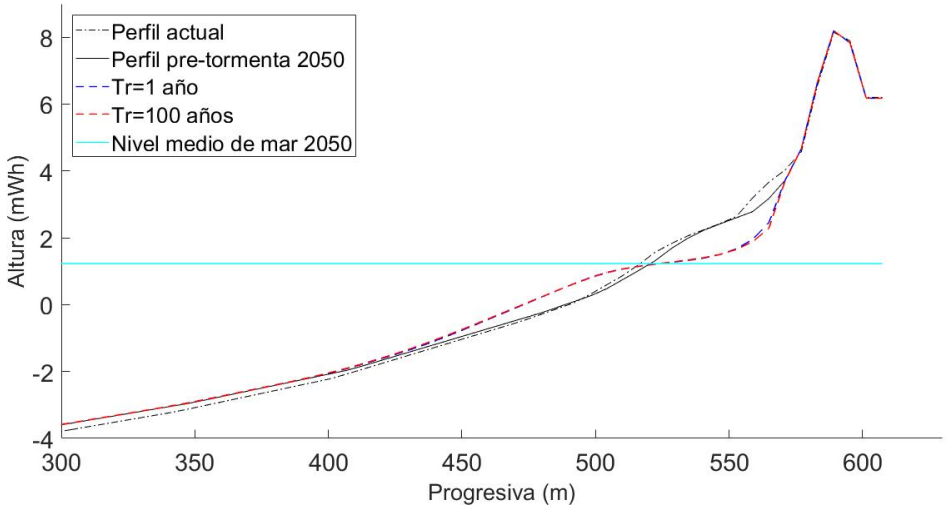


Figura 7.54: Resultados para el escenario 2050 de la zona oeste para perfil regenerado con el Banco Arquímedes.

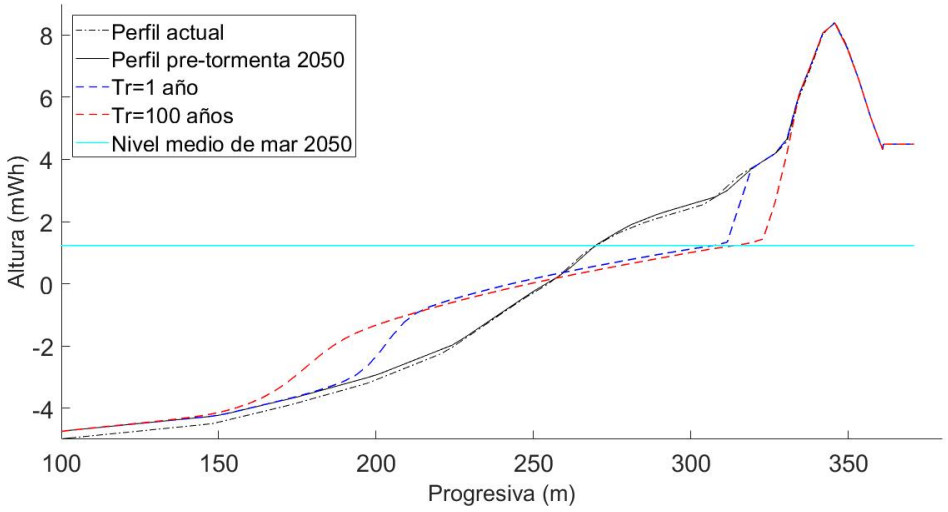


Figura 7.55: Resultados para el escenario 2050 de la zona este para perfil regenerado con la zona *offshore*.

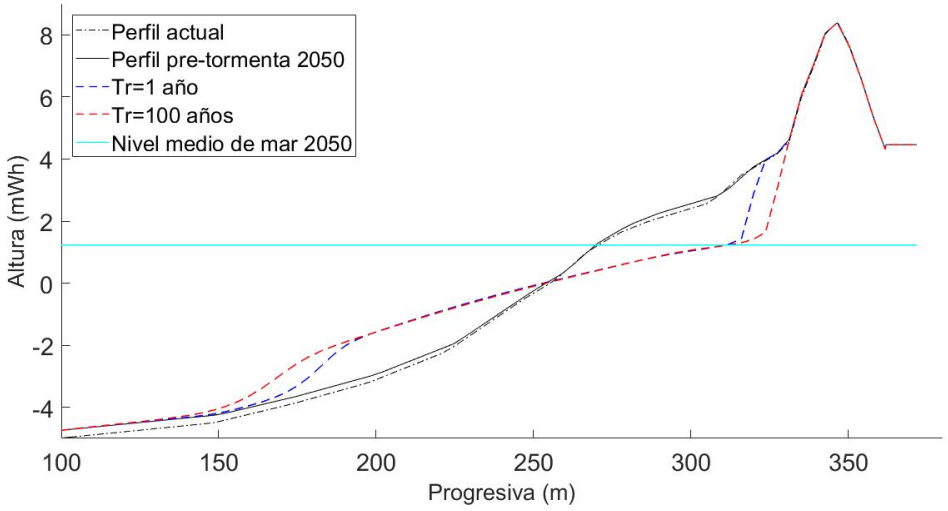


Figura 7.56: Resultados para el escenario 2050 de la zona central para perfil regenerado con la zona *offshore*.

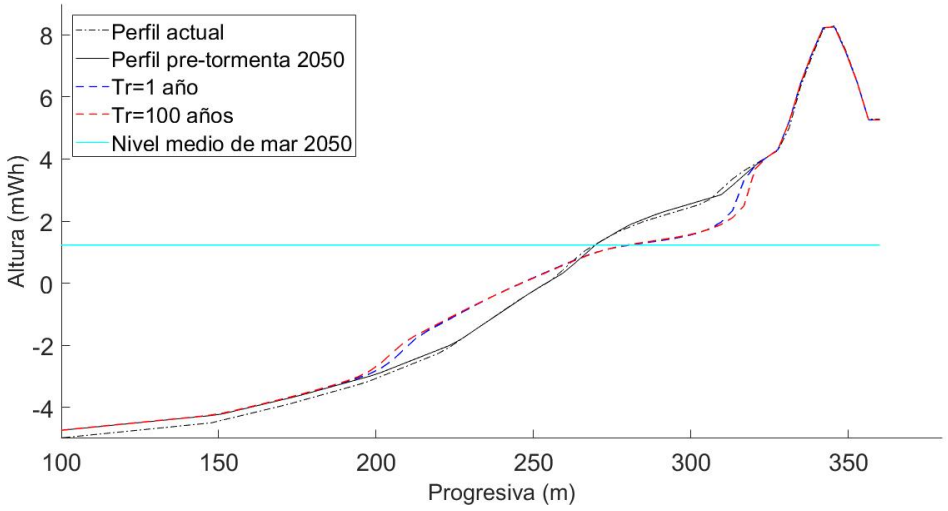


Figura 7.57: Resultados para el escenario 2050 de la zona oeste para perfil regenerado con la zona *offshore*.

7.6.1.1. Análisis de resultados

Se puede observar que el comportamiento es similar a los resultados del estudio del escenario actual pero con un aumento. En algunos casos mayor o menor que otros, pero tanto el volumen erosionado como el nivel máximo aumentan con los efectos del cambio climático. En los retroceso esto no se da tan directamente debido a que depende del comportamiento del perfil ante la tormenta.

La zona este y central se erosiona hasta el pie de la duna provocando un descenso del la cota de la berma, pero cabe destacar que en ningún caso se erosiona la duna.

En la Tabla 7.34 se encuentra un resumen de los volúmenes erosionados por metro lineal para cada zona, cada fuente de préstamo, para 1 y 100 años de período de retorno en los escenarios actual y futuro (2050). Se puede observar que el volumen erosionado es similar para el escenario actual y futuro dentro de un mismo período de retorno.

Tabla 7.34: Resumen de volumen erosionado por metro lineal para los períodos de retorno 1 y 100 años para el escenario actual y 2050.

		Tr=1 año		Tr=100 años	
		ESCENARIO ACTUAL	ESCENARIO 2050	ESCENARIO ACTUAL	ESCENARIO 2050
D_{50} relleno = 0,22 mm	ESTE	36,44	39,08	52,45	55,12
	CENTRO	55,06	55,99	59	60,38
	OESTE	30,54	32,57	33,04	34,0
D_{50} relleno = 0,437 mm	ESTE	55,4	59,46	91,4	97,13
	CENTRO	73,4	76,1	91,2	94,94
	OESTE	35,27	36,7	39,2	40,9

7.6.2. Línea de costa

El aumento del nivel medio del mar ocasionado por el cambio climático provoca el retroceso de la linea de costa, este retroceso se estima por medio de la Regla de Bruun en perfiles de equilibrio como en la parte anterior.

Los retrocesos determinados en los 13 perfiles indicados en la Figura 7.58 se encuentran en la Tabla 7.35. A partir de estos retrocesos se corrió la línea de costa estimada para el año 2050 en la situación actual para formar la línea de costa estimada del año 2050, contemplando el aumento del nivel medio del mar por cambio climático.

Tabla 7.35: Retrocesos determinados por medio de Regla de Bruun.

Perfil	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Retroceso (m)	9,98	9,80	9,56	9,56	8,95	8,35	8,33	8,33	7,10	7,91	6,63	7,01	5,06

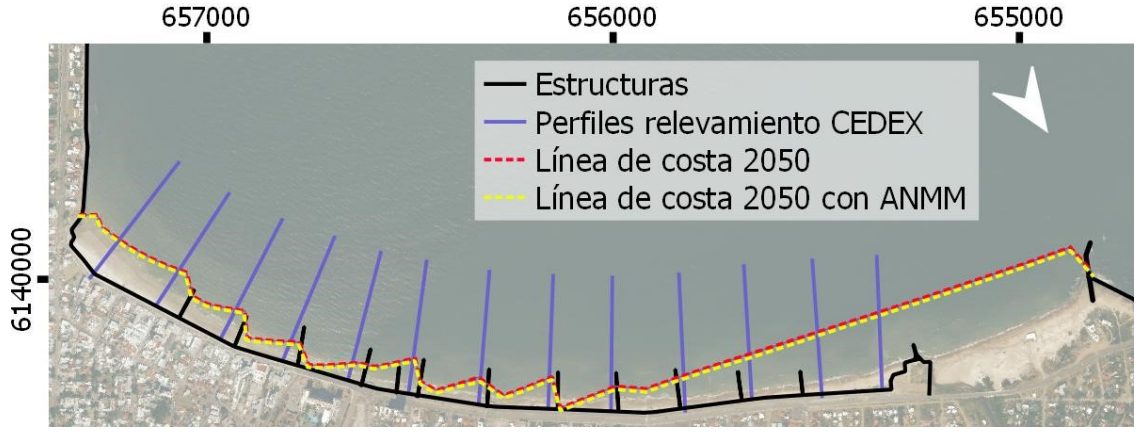


Figura 7.58: Línea de costa del año 2050 con ANMM.

7.6.2.1. Análisis de resultados

Se observa que existe un retroceso de la línea de costa asociado al aumento del nivel medio del mar causado por cambio climático, los retrocesos varían entre 5 y 10 metros en todo el arco.

Por lo tanto se puede concluir que para el 2050 la línea de costa habrá retrocedido aproximadamente unos 10 metros por causa del cambio climático.

8. Obras complementarias

El relleno de playa para ser exitoso necesita otras obras complementarias además de los espigones, también se debe contemplar un plan para la regeneración de dunas, por medio de captadores y estabilizadores de arena que es arrastrada por el viento.

Por otro lado, esta solución afecta negativamente las descargas pluviales por lo que se proponen soluciones a la problemática, incluyendo en la propuesta obras para mitigar la erosión que el flujo de las descargas pluviales ocasiona en la playa.

8.1. Regeneración de dunas

Los sistemas dunares costeros son acumulaciones sedimentarias de arena, se crean por la interacción entre el material granular y la fuerza de corte ejercida por el aire. La morfología de las dunas refleja las características del tamaño de grano del sedimento y las características del viento (Ricard Silvester and John R.C.Hsu, 2007).

Las dunas son barreras valiosas contra las inundaciones por tormentas y en este caso particular le dan protección al muro marítimo por lo que en este proyecto unos de los objetivos con el relleno de playa es regenerar el primer cordón de dunas, por esto el perfil saludable de referencia se eligió con esta particularidad.

No basta solo con aportar la arena al sistema, sino que hacen faltan complementos para acelerar el proceso y para estabilizar las dunas que se generen como cercas captoras de arena y vegetación dunar. Son medidas de relativamente bajo costo que mejoran la protección de las dunas, las estabilizan y sirven para reducir las pérdidas de arena producidas por el transporte eólico.

El transporte de arena y sus variaciones espaciales y temporales son factores determinantes en la morfología y dinámica dunar, por lo que cobra importancia caracterizar el transporte eólico presente. En este caso las tasas de transporte se estimaron considerando tres formulaciones: Hsu (1986) (Ecuación 53), Kawamura (1951) (Ecuación 54) y Lettau & Lettau (1977) (Ecuación 55). El la Figura 8.1 se comparan los resultados del transporte eólico bruto anual, donde se ve que el método de Lettau & Lettau queda por debajo de los demás, a partir de los métodos de Hsu y de Kawamura se determina que la media anual varía entre, 17,04 y 21,53 $m^3/m/año$ considerando las direcciones entre 117°N y 307°N que son los vientos que llegan desde el mar en la zona central del arco de playa.

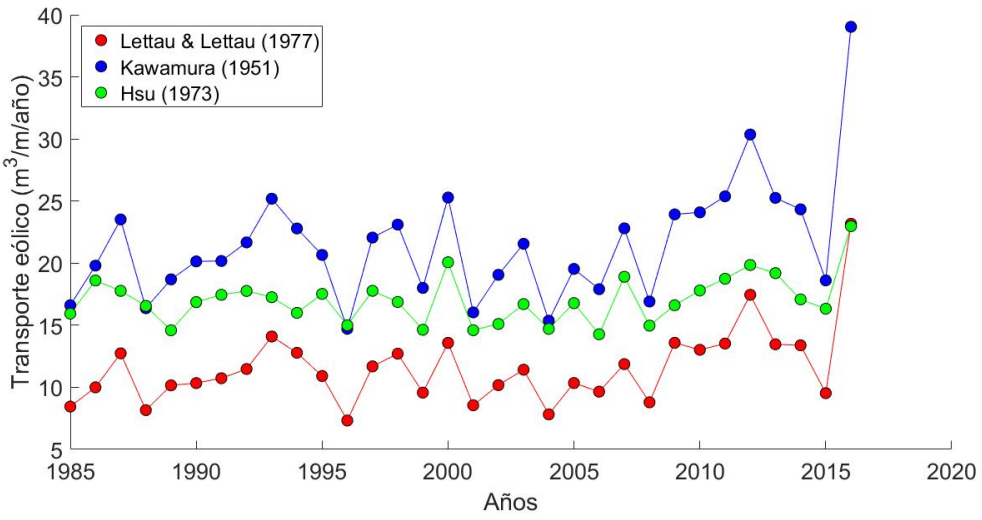


Figura 8.1: Comparación del transporte eólico anual.

8.1.1. Cercas captoras

Las cercas captoras son barreras porosas con una relación entre el área de espacio abierto y el área total proyectada de un 50 %, ya que si es una barrera sólida causa el efecto contrario creando turbulencias que socavan el lugar. Las zonas abiertas y cerradas deben tener un ancho menor a 5 cm. Las cercas de este tipo suelen instalarse en una o varias filas alineadas en paralelo a la línea de costa con postes fijos cada 3 m para asegurar su estabilidad. Una vez que se llenan las cercas, se instalan cercas adicionales a un nivel superior promoviendo el crecimiento en altura de las dunas, como el ejemplo que se muestra en la Figura 8.2. Para su funcionamiento no es necesario que estén colocadas en dirección perpendicular al viento (US Army Corps of Engineers, 2008).

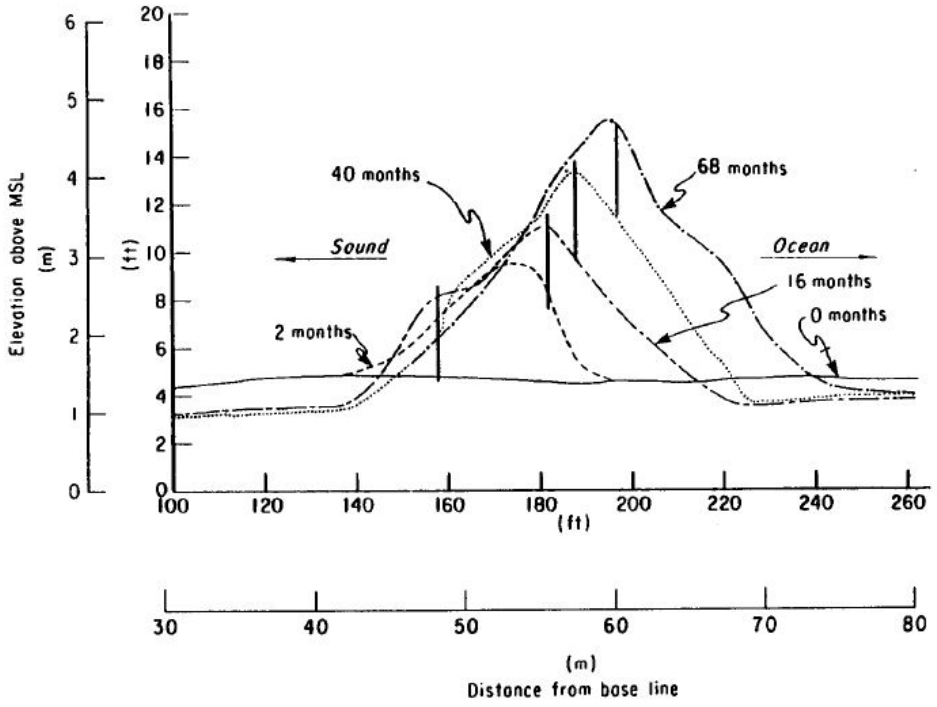


Figura 8.2: Acumulación de arena por una serie de cuatro levantamientos de una sola cerca, Outer Banks, Carolina del Norte (US Army Corps of Engineers, 2008).

La acumulación de arena en las cercas no es constante, varía según: el lugar, la estación del año y de un año a otro. Pueden permanecer vacías durante meses después de su instalación y llenarse en pocos días por un solo período de vientos fuertes. Para lograr buenos resultados deben ser observadas con regularidad, reparadas si es necesario, y se deben instalar nuevas cercas a medida que las existentes se llenan. Con la arena que se mueve en la playa, una cerca de este estilo suele llenarse en un año. Una vez llena la duna será tan alta como la cerca y sus pendientes variaran entre 1:4 y 1:7. Para una cerca de 1,2 metros de altura, la capacidad de captura es de entre 5 y 8 m^3/m lineal, en este caso estaría reteniendo casi la mitad de transporte eólico bruto que se presenta en la costa (US Army Corps of Engineers, 2008).

8.1.2. Vegetación

Una vez que la cerca captora acumuló la arena, como segunda etapa en la regeneración de las dunas, se promueve la estabilización vegetación adecuada. La vegetación es muy eficaz para retener la arena y para atrapar la arena arrastrada por el viento.

Es importante para que este proceso dé resultados favorables sembrar o trasplantar vege-

tación autóctona presente en sistemas dunares cercanos, sometido a forzantes similares.

En las costas del Río de la Plata se pueden encontrar como fijadores de médanos, las plantas que se muestran en la Figura 8.3, el llamado "pasto dibujante" con nombre científico *Panicum recemosum*, la "redondita de agua" (*Hydrocotyle bonariensis*) y el "Senecio"(*Senecio crassiflorus*).



(a) Pasto dibujante. (b) Redondita de agua. (c) Senecio.

Figura 8.3: Especies autóctonas fijadoras de médanos. Fotos extraídas de internet.

Luego de sembrada la vegetación hay que colocar cerramientos para evitar que sea pisada por animales o personas, los cerramientos pueden ser con postes de madera cada 2 metros unidos con malla metálica, alambrado, cuerdas o con maderas en diagonal. Algunos ejemplos muestran en la Figura 8.4.



(a) Postes de madera unidos por cuerdas. (b) Postes de maderas unidos por malla metálica.

Figura 8.4: Cerramientos de ejemplo. Imágenes tomadas de internet.

8.1.3. Pasarelas de acceso

Por otro lado, hay que proteger el proceso de estabilización de dunas minimizando el tráfico de personas y animales por las dunas, y evitando rigurosamente el transito vehicular, ya que dañarán la acumulación de arena lograda y la vegetación. Para esto, se prevén estructuras de paso controladas por medio de pasarelas de madera elevadas (Ricard Silvester and John R.C.Hsu, 2007).

Las pasarelas deben tener entre 1,5 y 2,5 metros de ancho para permitir el paso de dos personas en simultáneo. Deben cubrir todo el ancho de la duna y estar sobreelevadas para reducir el efecto negativo frente a la dinámica eólico, lo recomendado es una altura mínima de un metro y máxima de 2. Elevaciones mayores causan un alto impacto visual y se dificulta su diseño.

El trazado debe atravesar el cordón dunar por una zona de altura normal, no por las depresiones o pasillos de deflación. Las pasarelas serán de madera, algunas con escaleras con barandas y otras con rampa adaptadas a para personas con movilidad reducida. En la Figura 8.5 se muestran algunas a modo de ejemplo. Es fundamental en la restauración dunar informar a los vecinos y turistas sobre las características y las problemáticas del sistema y las intervenciones que se realizan y su cometido. Una forma de hacerlo es por medio de cartelería colocada en los accesos a la playa para que sea visible y de este modo hacer participe a la comunidad para que colabore con los cuidados que se requieren.



(a) Pasarela de acceso con escalones.

(b) Pasarela de acceso sin escalones y de baja pendiente.

Figura 8.5: Ejemplos de pasarelas de acceso a la playa. Imágenes tomadas de internet.

8.2. Descargas pluviales

Debido a que el relleno de playa afecta negativamente a las 24 descargas pluviales existentes sobre el muro marítimo y el flujo vertido de las mismas erosiona la playa,

es necesario proponer y evaluar soluciones para compatibilizarlas con la obra propuesta.

La única información disponible para el estudio del drenaje pluvial es:

- Relevamientos de cotas y dimensiones de las bocas de las descargas presentes en el muro costero realizados en el marco este proyecto
- Líneas de flujo de la localidad entre la rambla y la calle Misiones, información brindada por la IdM
- MDT del IDE

La información de los dos primeros items se presenta en la lámina L15 adjunta. Los datos de cotas que se presentan están referidos al Cero Oficial, al igual que todas las cotas de esta sección.

En primer lugar a partir de esta información fueron determinadas las cuencas hidrológicas de la localidad, luego se calcula el caudal correspondiente a cada descarga y se verifica su capacidad para eventos de distintos períodos de retorno. Posteriormente se estudia el posible redireccionamiento del flujo entre las descargas en cuenta la pendiente y las infraestructuras existente entre ellas. Finalmente se diseñan estructuras de disipación de energía y delantales de hormigón para mitigar la erosión, acompañadas de muros de contención a sus lados con cota de coronamiento igual o superior a la berma de la playa posterior a la regeneración.

8.2.1. Estudio hidrológico e hidráulico

Las cuencas fueron trazadas a partir del MDT del IDE y ajustadas con las líneas de flujo. Con esta información se determinaron doce cuencas con puntos de cierre en doce de las veinticuatro descargas existentes, como se puede ver en la Figura 8.6. En la lámina L16 se encuentran las especificaciones de las 12 descargas trabajadas y sus correspondientes fotografías.

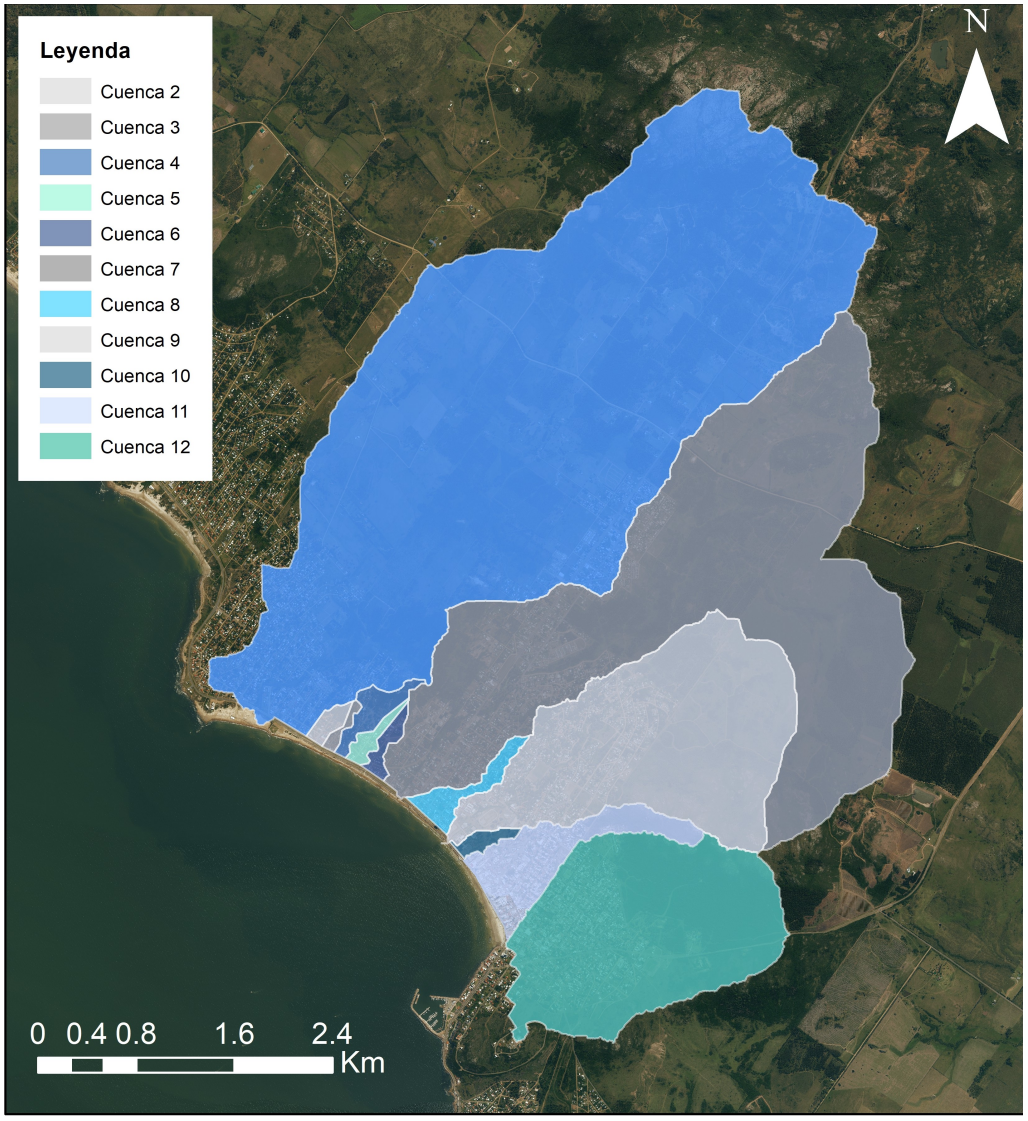


Figura 8.6: Cuencas pluviales de la ciudad de Piriápolis.

Se determinaron para cada cuenca los parámetros geomorfológicos de la misma forma que se presenta en la Sección 5.2.1, indicados en la Tabla 8.1. Cabe aclarar que la cuenca 1 no se encuentra en este estudio ya que corresponde a la cuenca del arroyo Zanja Honda.

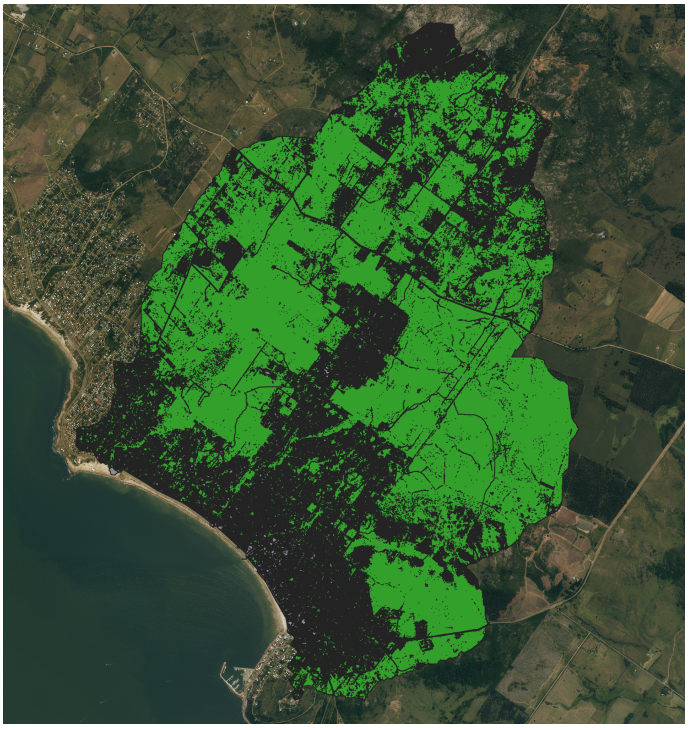
Tabla 8.1: Parámetros geomorfológicos de las cuencas de estudio.

Cuenca	**Descarga**	**Área** $(há)$	**Pendiente cuenca** $(\%)$	**L cauce principal** (km)	ΔH (m)	**Pendiente cauce** (m/m)
Cuenca 2	4	6,034	5,91	0,468	3	0,006
Cuenca 3	5	3,317	5,91	0,458	3	0,007
Cuenca 4	6	14,025	5,91	0,943	12	0,013
Cuenca 5	7	6,633	5,91	0,699	6	0,009
Cuenca 6	8	7,293	5,91	0,652	8	0,012
Cuenca 7	13	706,141	5,91	7,418	247	0,033
Cuenca 8	14	16,866	5,91	1,407	18	0,013
Cuenca 9	17	309,704	5,91	5,492	247	0,045
Cuenca 10	18	6,184	5,28	0,630	8	0,013
Cuenca 11	22	58,059	5,91	2,171	238	0,110
Cuenca 12	24	284,377	5,91	3,126	211	0,068

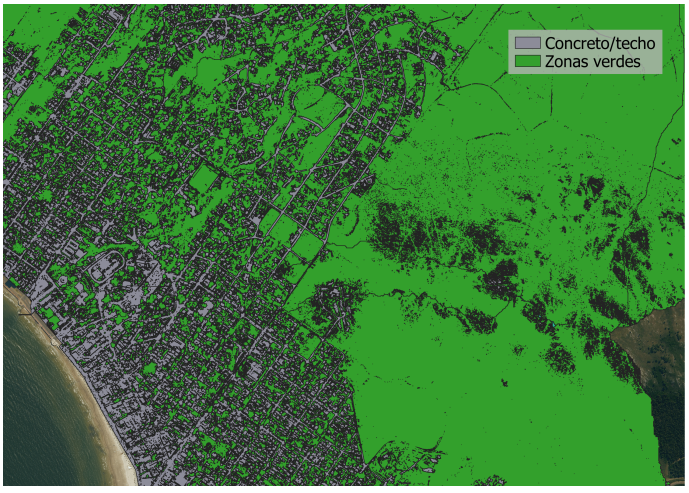
Para cada una de las cuencas fue calculado el coeficiente de escorrentía a partir de los valores de referencia del Chow et al. (2000) indicados en la Tabla 8.2, teniendo en cuenta el reconocimiento de suelos presentado en la Figura 8.7. El número de curva de cada cuenca y los coeficientes de escorrentía calculados según los distintos períodos de retorno se muestran en la Tabla 8.3.

Tabla 8.2: Coeficientes de escorrentía (Chow et al., 2000)

Período de retorno (años)	**2**	**10**	**20**	**50**	**100**
Concreto/techo	0,75	0,83	0,86	0,92	0,97
Zonas verdes	0,33	0,38	0,41	0,45	0,49



(a) Clasificación de suelos



(b) Detalle clasificación

Figura 8.7: Clasificación de suelos en la ciudad de Piriápolis.

Tabla 8.3: Número de curva y coeficientes de escorrentía de cada cuenca para distintos períodos de retorno.

				C			
Cuencas	**NC**	**Área impermeable** $(há)$	**Área permeable** $(há)$	Tr**=2 años**	Tr**=10 años**	Tr**=20 años**	Tr**=100 años**
Cuenca 2	82	1,90	4,14	0,46	0,52	0,55	0,64
Cuenca 3	81	1,11	2,21	0,47	0,53	0,56	0,65
Cuenca 4	80	3,31	10,69	0,43	0,49	0,52	0,60
Cuenca 5	82	1,89	4,82	0,45	0,51	0,54	0,63
Cuenca 6	82	2,66	4,64	0,48	0,54	0,57	0,66
Cuenca 7	76	67,61	638,65	0,37	0,42	0,45	0,54
Cuenca 8	83	8,85	8,03	0,55	0,62	0,65	0,74
Cuenca 9	76	42,58	267,18	0,39	0,44	0,47	0,56
Cuenca 10	83	3,73	2,47	0,58	0,65	0,68	0,78
Cuenca 11	80	28,77	35,09	0,52	0,58	0,61	0,71
Cuenca 12	76	53,93	224,88	0,41	0,47	0,50	0,58

Posteriormente se determinaron los tiempos de concentración como la suma de un tiempo de inicio o entrada, más un tiempo de flujo concentrado, como indica la normativa departamental de la IdM. El tiempo de entrada se determinó a partir de la fórmula de desbordes (Ecuación 87) y el tiempo de flujo concentrado fue determinado con el método de Kirpich (Ecuación 56) (DINASA, 2009).

$$T_c = 6{,}625 A^{0,3} So^{-0,38} C^{-0,45} \tag{87}$$

Siendo:

- A: área de la cuenca en hectáreas
- So: pendiente del cauce principal en porcentaje
- C: coeficiente de escorrentía ponderado según el período de retorno correspondiente

Para la determinación de los caudales se siguen las recomendaciones de la IdM, la cual indica utilizar el Método Racional para cuencas con un área menor a 100 ha, y para aquellas con un área mayor el Método NRCS.

El Método Racional supone una precipitación de intensidad constante en el tiempo y uniforme en el espacio, la escorrentía se produce de forma instantánea, no se modifican las condiciones de permeabilidad del suelo durante la precipitación, se asume que no hay almacenamiento temporal de agua en la cuenca y el caudal aumenta hasta su valor máximo que se da en un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca.

$$Q_{máx} = \frac{CIA}{360} \tag{88}$$

Donde:

- $Q_{máx}$: caudal máximo en m^3/s
- I: intensidad de lluvia en mm/hs
- A: área de la cuenca en ha

La intensidad de precipitaciones se determina a partir de las ecuaciones que vinculan las curvas IDF (intensidad-duración-frecuencia) con el período de retorno en Uruguay. La normativa de Maldonado expresa que se considerará para todo el territorio una precipitación de referencia, para 3 horas de duración y 10 años de período de retorno de 83 milímetros.

Los caudales y tiempos de concentración calculados se encuentran en la Tabla 8.4. Para las cuencas 7, 9 y 12 corresponde determinar el caudal máximo por el Método del NRCS debido a su área.

Tabla 8.4: Tiempos de concentración y caudales por cuenca.

		Tr=2 años		**Tr=10 años**		**Tr=20 años**		**Tr=100 años**	
Cuencas	**Método**	T_c (hs)	Q (m^3/s)	T_c (hs)	Q (m^3/s)	T_c (hs)	Q (m^3/s)	T_c (hs)	Q (m^3/s)
Cuenca 2	Racional	0,72	0,31	0,71	0,53	0,70	0,65	0,68	0,98
Cuenca 3	Racional	0,66	0,18	0,65	0,31	0,64	0,38	0,63	0,57
Cuenca 4	Racional	0,63	0,72	0,61	1,24	0,61	1,55	0,59	2,32
Cuenca 5	Racional	0,66	0,35	0,65	0,594	0,64	0,74	0,62	1,10
Cuenca 6	Racional	0,58	0,44	0,56	0,76	0,56	0,93	0,54	1,39
Cuenca 7	NRCS	0,99	10,39	0,94	30,16	0,92	39.35	0,87	63,12
Cuenca 8	Racional	0,62	1,12	0,61	1,90	0,60	2,22	0,58	3,44
Cuenca 9	NRCS	0,71	3,89	0,68	12,79	0,67	17.11	0,64	28,31
Cuenca 10	Racional	0,54	0,47	0,53	0,79	0,52	0.97	0,51	1,42
Cuenca 11	Racional	0,34	5,09	0,33	8,69	0,32	10.63	0,31	15,95
Cuenca 12	NRCS	0,59	3,17	0,56	11,38	0,55	15.45	0,53	26,20

A partir de los caudales determinados para cada T_r y las dimensiones de las descargas, se aplica la ecuación de Manning (Ecuación 89) para determinar el tirante y verificar la capacidad de las conducciones. Para este cálculo se supone que las pendientes de las descargas son de 1 %, debido a la falta de información al respecto.

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \tag{89}$$

Siendo Q el caudal, A el área de la sección, R_h el radio hidráulico y S la pendiente.

Con los resultados obtenidos, se concluye que todas las descargas conducen los caudales determinados excepto, la $n°4$ para $T_r = 100$ años y la $n°8$ para T_r superior a 20 años.

8.2.2. Redireccionamiento de descargas pluviales

Para reducir el número de descargas que llegan a la costa, se redireccionan dos de las descargas hacia descargas adyacentes. No es posible lograr esto con las demás por: bajas pendientes e infraestructuras existentes entre las mismas. En la Tabla 8.5 se presentan los valores de pendiente y sentido entre descargas contiguas.

Tabla 8.5: Pendientes entre descargas y sentido.

Tamo	Pendiente (%)	Sentido
4-5	0.14	W-E
5-6	0.16	W-E
6-7	0.45	E-W
7-8	0.97	W-E
8-13	0.16	E-W
13-14	0.16	E-W
14-17	0.15	W-E
17-18	0.40	E-W
18-22	0.64	W-E
22-24	0	-

La pendiente mínima adoptada para los redireccionamientos es de 0,4 %, que surge de recomendaciones establecidas en la Guía para la presentación de proyectos (Departamento de Desarrollo Ambiental, IMM, 2016). Debido a la existencia de plazoletas salientes del muro costero que interfieren entre las descargas 7-8 y 18-22 no es posible realizar obras para redireccionar los flujos. Finalmente, se plantea conducir el flujo de la descarga 7 a la descarga 6, y el flujo de la descarga 18 a la descarga 17.

De modo de proteger el muro costero, el flujo proveniente de la descarga a redireccionar es captado por una cámara y conducido paralelo al muro por medio de tuberías de hormigón.

Finalmente, son nueve las descargas pluviales que seguirán descargando en la costa de Piriápolis.

8.2.3. Disipadores de energía

El propósito de esta sección es evaluar la necesidad de diseñar estructuras de disipación que permitan mitigar la erosión ocasionada por las descargas pluviales. Actualmente algunas descargas cuentan con estructuras de disipación de energía deterioradas pero la mayoría de éstas no cuentan con disipadores.

A continuación se estudian las nueve descargas, determinando si es necesaria la disposición de estructuras de disipación de energía y en esos casos su diseño, tomando como referencia el manual de Diseño hidráulico de disipadores de energía para alcantarillas y canales (Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006).

La metodología general aplicada consiste en cinco pasos:

Paso 1 Identificación y recopilación de datos de diseño.

(a) Datos de la descarga: geometría, rugosidad (n), pendiente (S_0), caudal de diseño (Q), tipo de control, velocidad de salida (v_0), y número de Froude (Fr). Se trabaja con información recopilada y generada.

(b) Transición: tirante del flujo (y) y velocidad (v) a la salida del canal.

Paso 2 Se evalúa la velocidad de salida de la descarga y se decide si la velocidad es sustancialmente grande y/o la socavación que se espera es inaceptable, para luego evaluar distintos disipadores de energía.

Paso 3 Se proponen diseños de disipadores de energía alternativos, utilizando los datos de diseño identificados en el paso 1. Con los atributos de los distintos disipadores de energía se plantean la solución que satisfagan los criterios de diseño.

Paso 4 Se selecciona el disipador que tenga la mejor combinación de costo y reducción de velocidad.

Como criterio de diseño se toma el período de retorno que sugiere la Normativa Departamental de Maldonado (IdM, Digesto Departamental, 2015), $T_r = 20$ años, a partir del cual quedan definidos los caudales. En la Tabla 8.6 se resumen los datos necesarios de las descargas para el estudio de la disipación de energía.

Tabla 8.6: Datos de las descargas para el diseño de los disipadores de energía.

Descarga N°	Geometría (m)	Q (m^3/s)	y_0 (m)	v_0 (m/s)	n Manning
4	ϕ 1,0	0,65	0,38	2,34	0,015
5	1,0 x 0,6	0,38	0,21	1,85	0,015
6	ϕ 1,1	1,55	0,60	2,92	0,015
8	ϕ 1,1	0,93	0,45	2,57	0,015
13	4 de 2,0x1,5	39,35	1,13	4,37	0,015
14	ϕ 1,0	2,22	0,91	2,96	0,015
17	3,0 x 1,8	18,08	1,19	5,07	0,015
22	2,4 x 1,8	10,63	0,99	4,45	0,015
24	3,0 x 4,0	15,45	1,06	4,86	0,015

Los valores estimados de velocidad de salida del flujo son todos superiores a $2{,}0\ m/s$ con fuerte capacidad erosiva, a excepción de la descarga 5. Con el objetivo de proteger la playa en el punto de descarga, y siendo conservadores, se considera que dichas velocidades son suficientes para generar problemas de erosión en las descargas.

Frente a estos resultados y como primer medida, se propone para todos los casos, un delantal de hormigón que funciona como cuenco amortiguador y protege el canal contra la erosión. El largo de las canalizaciones deben ser igual o mayores a 60 m para contemplar parte del ancho de la playa regenerado. Con esto, la pendiente de la playa y la cota de la berma luego del relleno, se definieron las pendientes de las canalizaciones.

Para el caso de la descarga 13 se buscó reducir la pendiente para disminuir la velocidad, esto implicó implementar un escalón en la canalización para lograr una longitud de 60 m.

La zona de descarga se esquematiza como un canal debido a que a los lados de las descargas se disponen muros de contención para evitar la obstrucción de las mismas con arena. Con los caudales estimados se calculan los parámetros hidráulicos que se producirán en esas canalizaciones conformadas por el delantal y los muros.

Tabla 8.7: Parámetros hidráulicos del canal formado por los muros laterales en las descargas.

Descarga	Caudal (m^3/s)	Ancho (m)	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	n Manning	Velocidad (m/s)
4	0,65	4	60	0,025	0,015	1,9
5	0,38	4	60	0,025	0,015	1,6
6	1,55	4	60	0,025	0,015	2,7
8	0,93	4	80	0,025	0,015	2,3
13	39,35	12	60	0,010	0,015	4,8
14	2,22	4	70	0,020	0,015	2,9
17	18,08	9	80	0,020	0,015	4,9
22	10,60	7,2	80	0,020	0,015	4,3
24	15,45	9	80	0,020	0,015	4,6

Adicionalmente, para las descargas 17, 22 y 24 se diseñan las estructuras de disipación *CSU Rigid Boundary Basin* (Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006), conformadas por filas escalonadas de elementos de rugosidad, que obstruyen el paso del flujo, para iniciar un resalto hidráulico. El procedimiento de diseño aplicado se resume a continuación, con detalles de cálculos en la sección Sección 2. Se siguen los pasos de diseño tal como lo indica el manual de referencia (Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore, 2006).

- Se estima la velocidad v_0, el tirante y_0 y el número de Froude Fr a la salida de la descarga.
- Se selecciona una configuración de cuenco de la Figura 2.15, basada en la relación de expansión W_B/W_0 que mejor se ajuste al sitio, en estos casos buscando el menor ancho posible. Junto a esta selección se define el número de filas N_r, el número de elementos N, y las relaciones: altura de elementos/tirante h/y_A y distancia entre filas de elemento/altura L/h de la Tabla 2.2.
- En la aproximación al campo de elementos se determinan las condiciones del flujo: V_A y y_A (Ver Sección 2.7.1).
- Para las relaciones h/y_A y L/h se determinan los parámetros del disipador a partir de la Tabla 2.2:
  (a) Altura del elemento de rugosidad, h
  (b) Distancia longitudinal entre filas de elementos, L
  (c) Ancho del cuenco, W_B
  (d) Ancho del elemento, W_1
  (e) Coeficiente de arrastre, CB
  (f) Área frontal del elemento de rugosidad, $AF = W1.h$

(g) Coeficiente de corrección del momento para la presión en la salida de la descarga Cp de la Figura 2.16

(h) Largo del cuenco de rugosidad, $L_B = 2W_0 + LN_r$

- De la Ecuación 60 se determinan las condiciones de salida, justo aguas abajo de la última fila de elementos de rugosidad V_B.

Los parámetros de diseño se resumen en la Tabla 8.8 para las tres descargas.

Tabla 8.8: Parámetros de diseño de las estructuras de disipación.

Descarga		Elementos de rugosidad						Cuenco		
$N°$	W_0 (m)	Nr	N	L (m)	W_1 (m)	h (m)	C_B	W_B (m)	L_B (m)	VB (m/s)
17	3	5	17	5,4	1,71	0,90	0,32	9,0	33	1,50
22	2,4	4	14	4,7	1,40	0,78	0,32	7,2	21	1,55
24	3	5	17	5,0	1,71	0,83	0,32	9,0	31	1,44

8.2.4. Muros de contención

Para evitar la obstrucción de las descargas con arena se proyectan muros a sus lados, formándose un canal de descarga hacia la playa. Teniendo en cuenta la cota de berma de relleno y la cota del muro costero, se definen las cota de coronamiento de los muros. En la Tabla 8.9 se muestran las cotas de coronamiento. En los casos que se proyectan disipadores de energía, el ancho de estos definen el ancho entre los muros.

Tabla 8.9: Cotas de coronamiento y longitud de los muros.

Cota coronamiento inicial (m 0Of)	Longitud (m)	Pendiente longitudinal (m/m)
3,68	60	0,05
3,53	60	0,05
3,54	60	0,05
3,52	80	0,05
3,53	60	0,05
3,51	70	0,05
3,56	80	0,05
3,48	80	0,05
4,68	80	0,05

9. Anteproyecto

En esta sección se detallan las obras a realizar a nivel de anteproyecto para mitigar la erosión costera de la playa de Piriápolis.

La alternativa proyectada consiste en un relleno de playa en el arco de Piriápolis, entre el extremo este y la plaza Armenia. El relleno es un método de regeneración de playas que implica un aporte de arena al sistema como se detalló en la Sección 7. Para estabilizar esta obra se proyecta reconstruir siete de los catorce espigones existentes por medio de estructuras de materiales sueltos.

Debido a la afectación que provocan estas obras en las descargas pluviales que se encuentran en el muro marítimo, se diseñan medidas para minimizar la cantidad de descargas, reducir la erosión que éstas provocan y evitar que sean obstruidas por el relleno de playa.

9.1. Estudios previos a realizar para el diseño

En esta sección basada en las recomendaciones del libro Coastal Engineering Manual (US Army Corps of Engineers, 2008) se detallan los estudios previos que se deberían realizar para el diseño de la alternativa elegida. Cabe destacar que no se realizaron en este proyecto de grado debido a su alcance, a los recursos y datos con los que se contó.

1. Relevamiento batimétrico y topográfico
2. Determinación de la granulometría en playa seca y sumergida
3. Exploración de sitios de préstamo de sedimento
4. Caracterización del sitio de préstamo
5. Estudio de impacto ambiental de la zona de préstamo
6. Evalaución de los espigones existentes

9.1.1. Relevamiento batimétrico y topográfico

Previo a hacer un proyecto de estas características se debería realizar un relevamiento topográfico de la zona en estudio, ya que la información disponible del MDT del IDE empleada puede no ser precisa.

Respecto a la información disponible de la playa, este proyecto se realizó en base a: cartas náuticas del SOHMA, perfiles relevados por el CEDEX en 1990 y el relevamiento realizado de la playa seca. Se erogarían mejores resultados de los estudios y cálculos realizados si se realiza un relevamiento completo en el cual se incluya la playa seca y la playa sumergida al menos hasta las profundidades batimétricas en que se da la profundidad de cierre.

También para este diseño cobra relevancia el relevamiento de los espigones presentes en el arco de playa, incluyendo, cotas de coronamiento, taludes, pie de talud y fundaciones.

En cuanto al drenaje pluvial, hace falta un relevamiento de toda la localidad, para que se puedan determinar las cuencas hidrológicas y para plantear una solución pluvial global.

9.1.2. Determinación de la granulometría en playa seca y sumergida

Para determinar con precisión la composición del sedimento en la costa deben hacerse estudios granulométricos para replantear los cálculos previo al diseño.

Dado que la fuerza del oleaje y el viento distribuyen los materiales a lo largo de la costa en función de su tamaño, en general se espera que la arena más gruesa se encuentre en la parte mas alta de la playa, y las partículas más chicas, en cambio, cerca de la orilla. Para conocer esta distribución en la playa es necesario que las muestras de arena sean extraídas en diferentes partes a lo largo de un mismo perfil transversal.

Se aconseja tomar al menos tres muestras en la parte más alta de la playa, es decir, en la zona seca, que solo queda sumergida durante las mareas altas; tres muestras en la zona baja, que queda comprendida entre el nivel máximo que alcanzan las olas y la línea de mar; y tres muestras sumergidas. Esto se debe repetir para varios perfiles transversales de la playa

Para la extracción de arena en la zona subaérea se utiliza un "pistón de mano", hasta una profundidad de aproximadamente 15 cm, obteniendo así una porción de arena superficial. Las muestras deben ser equidistantes. La metodología debe incorporar anotaciones con toda la información que posteriormente pueda ser útil con referencias de los puntos de extracción, fecha y hora. Se aconseja fotografías de la zona elegida como del procedimiento.

Para el ensayo granulométrico se utilizan las muestras de sedimento luego de quitarles la humedad. El ensayo consiste en hacer pasar el material por tamices con diferentes tamaños de malla, colocándolos en una columna en orden descendente, de forma que el de mayor tamaño de rejilla quede en la parte superior. Luego, se somete toda la columna a vibración y a movimientos rotatorios, así las partículas quedan retenidas en cada tamiz según su tamaño. Con las proporciones de partículas de cada diámetro retenidas en los distintos tamices, se realiza la curva granulométrica y se determina la textura del material.

9.1.3. Exploración de sitios de préstamo de sedimento

Es necesario un programa de exploración en campo para ubicar y caracterizar las posibles fuentes de préstamos. Esta exploración cuenta con tres etapas. En la primera fase se

estudian mapas, gráficos, fotografías aéreas y se realiza una revisión bibliográfica sobre el área en estudio, de esta forma obtener información geomorfológica y geológica del área e identificar posibles zonas de préstamo. También se deben determinar las especificaciones de la recopilación de datos de campo y de los equipos necesarios para ejecutar el programa. Antes de empezar la exploración se deben trazar las líneas de trayectoria que debe seguir el barco de prospección en la recolección de datos de reflexión sísmica. Los equipos más importantes que se utilizan para la exploración general de campo y los estudios detallados del sitio son: equipo de reflexión sísmica, aparato vibracore, sistema de posicionamiento de navegación y embarcaciones. Durante la exploración también es necesario que se tomen muestras de sedimentos superficiales y los registros de sonar de barrido lateral.

El equipo de reflexión sísmica debe proporcionar la resolución más alta posible, consistente con lograr una penetración en el subfondo de al menos 15 m. Es necesario un dispositivo de extracción de muestras de mínimo 6 m que puede ser un aparato vibracore. El control de la navegación debe establecerse utilizando un sistema de posicionamiento de navegación electrónico preciso como por ejemplo, un GPS.

En la segunda etapa de la exploración de campo se recopilan los registros de ecosondas y de reflexión sísmica a lo largo de las líneas de trayectorias determinadas. La recopilación de datos consiste en que el buque de levantamiento de datos avance a lo largo de las trayectorias recopilando datos mientras su posición es monitoreada. Para conseguir datos de calidad, el barco debe ir a bajas velocidades. Los sitios del núcleo de sedimentos generalmente se seleccionan después del estudio de reflexión sísmica, dando tiempo al análisis preliminar de los registros para determinar las ubicaciones del núcleo más prudentes e informativas.

La tercera fase consiste en la investigación detallada de los sitios de préstamo posibles que se determinaron en la etapa anterior. Si se recopilaron suficientes datos de reflexión sísmica en sitios potenciales durante la fase de exploración general, es posible que el estudio detallado del sitio solo requiera la recolección de núcleos adicionales, más densamente espaciados, para caracterizar las variaciones de granulometría del depósito. También se recopilan datos adicionales de estas posibles fuentes, por ejemplo: prospección con magnetómetro para detectar recursos culturales de importancia histórica, prospecciones arqueológicas, sonar de barrido lateral para detectar obstrucciones, fondo duros o recursos naturales, levantamiento batimétrico detallado y estudios biológicos.

9.1.4. Caracterización del sitio de préstamo

Para elegir una zona de préstamo se debe tener una caracterización de las potenciales zonas para realizar una evaluación comparativa de su idoneidad. Las características más importantes a evaluar son: ubicación, accesibilidad, morfología del sitio, estratigrafía,

volumen de material disponible, características de los sedimentos, historia geológica, factores ambientales y factores económicos.

La localización es importante porque define la distancia desde la que se debe transportar el material. Los medios de transporte tienen gran influencia en los costos del proyecto, lo que puede ser decisivo para seleccionar una fuente sobre otra. También es importante el entorno, en fuentes marinas pueden estar involucradas cuestiones de jurisdicción y estar situadas en áreas donde las actividades de dragado y transporte impiden o ponen en peligro la navegación.

Para utilizar una fuente de préstamo debe ser accesible para el o los equipos necesarios para excavar y transportar el material. Uno de los principales factores es la profundidad del agua. Para ser accesible, el depósito debe estar en el rango de profundidad entre la profundidad máxima a la que la draga puede excavar material y la profundidad mínima para mantener la draga a flote cuando está cargada. Los sitios de préstamos subacuáticos deben ubicarse lo suficientemente lejos de la costa y en aguas más profundas para que la excavación no produzca impactos adversos en la costa al alterar el clima del oleaje incidente.

La descripción de la morfología del sitio de préstamo debe contener información sobre las dimensiones, el relieve, la configuración y los límites, y debe estar ilustrada con mapas o gráficos a gran escala. En caso de que la información existente sea escasa o inadecuada, se debe realizar un estudio batimétrico detallado del sitio antes de emprender la recolección de campo.

La estratigrafía es importante para definir los límites del depósito, el espesor del material utilizable, la estructura sedimentaria y las características de los sedimentos.

El volumen disponible de cada fuente debe determinarse previamente para conocer si la cantidad es suficiente para satisfacer la demanda que implique el relleno de playa, tanto en su construcción como en su posterior mantenimiento. Para determinar el volumen es necesario delimitar la extensión lateral de la fuente y los espesores del depósito. Con esta información se genera un mapa isópaco, que es un mapa que muestra los espesores variables de una unidad estratigráfica por medio de curvas trazadas por puntos de igual espesor. A partir de este mapa y con un software GIS, se determina el volumen. En este cálculo del volumen disponible debe tenerse en cuenta las limitaciones prácticas para extraerlo, por ejemplo, por el espesor disponible, cercanía de recursos ambientales o culturales, etc.

Existen diversos requerimientos geológicos para definir el material de préstamo, los cuales hacen referencia a las características físicas y mecánicas principales que se obtendrán de la realización de ensayos. Habrá que definir campañas de medidas donde se especificarán aspectos tales como la densidad de muestreo o el tipo de ensayos a realizar. Las medidas

se pueden tomar según métodos directos o según métodos indirectos. Las recomendaciones geotécnicas en el diseño de obras marítimas y portuarias recogidas en la ROM 0.5-94 (1994) y ROM 0.5-05 (2005) presentan algunas formas de realizar sondeos mecánicos y resume métodos geofísicos más utilizados en reconocimiento geotécnico.

Las propiedades físicas de una muestra de sedimento más importantes son la composición y la distribución del tamaño de grano. Se debe estudiar la resistencia a la abrasión, la resistencia mecánica y la estabilidad química. La composición se puede determinar examinando muestras representativas con microscopio.

La presencia de arena, limo y arcilla muy fina en cantidades menores al 10 % son aceptable para el relleno, pero se deben evitar las fuentes con gran cantidad de finos si se dispone de otra fuente más adecuada. Si el área de préstamo contiene una gran fracción de finos se debe manipular más cantidad de material para obtener la porción utilizable, aumentando los costos.

La distribución del tamaño de grano del material de préstamo afectará la forma transversal del perfil de la playa nutrida, la velocidad a la que se erosiona el material de relleno del proyecto y cómo responderá la playa ante diferentes tormentas. Por estos motivos se requiere un previo análisis para evaluar la compatibilidad del material de préstamo con la playa nativa. Como recomendación general del CEM, un proyecto de nutrición debe utilizar material de relleno con un diámetro de grano medio compuesto igual al del material de playa nativo, con un factor de sobrellenado de James dentro del rango de 1,00 a 1,05. El material grueso es menos sensible a pequeñas variaciones entre los sedimentos nativos y prestados que el material fino.

Los rellenos con material más grueso proporcionan una mejor resistencia a la erosión provocada por las tormentas. En cuanto al volumen, se requerirá menos volumen de material grueso para crear una playa de un ancho determinado, comparado con el volumen necesario para lograr el mismo ancho con arena de playa nativa. En cuanto al material más fino, de ser posible, debe ser evitado. En el caso de realizar un relleno con material más fino que el nativo, para lograr un ancho determinado, se requerirá mayor cantidad de material en comparación a realizarlo con el mismo tamaño de grano de la playa.

El uso de arena más gruesa producirá una playa más empinada y el uso de arena más fina una de pendientes más planas, cualquiera de las dos situaciones podría ser un problema de diseño.

9.1.5. Estudio de impacto ambiental de la zona de préstamo

Se deben realizar estudios de impacto ambiental y deben ser aprobados por las entidades competentes tanto de la obra de relleno de playa en Piriápolis como el estudio de impacto en la zona de préstamo seleccionada.

Los efectos ambientales de las operaciones de préstamo pueden hacerse aceptables mediante una cuidadosa selección del lugar y la elección del equipo, la técnica y la programación de las operaciones.

Una consecuencia de las operaciones de dragado de la zona de préstamo es la mortalidad directa de organismos debido a la operación en sí y la destrucción o modificación del hábitat natural. La mortalidad directa de la fauna móvil, no suele ser elevada porque se trasladan a otras áreas durante la operación. La flora y fauna sésiles no pueden desalojar la zona por lo que la mortalidad de estos organismos es mayor, pero organismos de la misma especie se encuentran también en el Banco Inglés.

También se debe realizar las correspondientes campañas para el control de la calidad del agua y estudios para conocer los componentes presentes en el sedimento.

9.1.6. Evaluación de los espigones existentes

Para ajustar los cálculos realizados y el modelo de una línea implementado, se deben conocer las dimensiones y características de los espigones existentes y el estado del hormigón.

Para la reconstrucción de los espigones se debe estudiar previamente en donde se encuentra el firme para las respectivas fundaciones, y evaluar la viabilidad de dejar las estructuras de hormigón existentes dentro del núcleo de las nuevas estructuras de materiales sueltos.

9.2. Alternativa para mitigar la erosión costera

La alternativa diseñada para mitigar la erosión costera se compone por el relleno de playa y la reconstrucción de siete espigones de los existentes. A su vez estas obras tienen por objetivo la regeneración de una playa sana, comprendiendo un cordón dunar y por medio de éste proteger el muro marítimo.

Para el anteproyecto del relleno de playa la fuente de sedimentos de préstamo es el Banco Arquímedes. Debido a la distancia a la que se encuentra el depósito (aproximadamente 85 km de la costa de Piriápolis) y el tamaño de grano medio, menor al existente en la mayor parte del arco a rellenar, la fuente elegida dista de ser la ideal. Cuando el tamaño de grano es más fino que el existente en la playa nativa, no es recomendable utilizar el material para realizar la nutrición, ya que es fácilmente arrastrado más allá del perfil activo por el oleaje.

El diseño se realiza con esta fuente por ser el único yacimiento existente del que se tienen datos. Las pruebas realizadas considerando que era factible dragar la zona *offshore* de la playa de Piriápolis fueron en base a suposiciones de granulometría y disponibilidad

de sedimentos para lograr una comparación con el Banco Arquímedes, que como ya fue mencionado, no cumple con los requerimientos aconsejados por las bibliografía.

En el caso de encontrar una fuente de sedimentos más cercano y con granulometría igual o mayor al material de la playa a rellenar, los costos del transporte y el volumen necesario para lograr la regeneración disminuirían considerablemente.

El diseño del relleno de playa implica decidir a priori cual es la playa objetivo, en este caso se toma como perfil saludable a reproducir en el resto del arco, el perfil que se encuentra hoy en día en el lado oeste del arco de playa de Piriápolis (a un lado de la Plaza Armenia). Este perfil cuenta con dunas y con un ancho de playa seca de aproximadamente 100 m. En la Figura 9.1 se pueden ver fotografías de la playa sana vista desde la costa y desde la rambla.



(a) Vista desde la costa



(b) Vista desde la rambla

Figura 9.1: Fotos de la playa sana objetivo

A partir de la bibliografía de referencia (US Army Corps of Engineers, 2008), se construye el perfil de regeneración considerando la diferencia entre el tamaño de grano medio de aporte ($D_{50} = 0{,}22$ mm) y el nativo presente en la playa saludable ($D_{50} = 0{,}437$ mm). Debido a que la granulometría del relleno es menor que la nativa, el perfil de regeneración es más tendido.

Con el perfil de regeneración y los 12 perfiles restantes actuales (relevados por el CEDEX (1990)) se determina el área entre ellos. Esta área por el largo de playa asociado a cada uno da como resultado el volumen de arena que es necesario aportar, $Volumen$ =1.571.200 m^3. Las curvas de nivel topobatimétricas presentes actualmente en la playa de Piriápolis se presentan en la lámina L02, y las curvas de nivel que se generen una vez alcanzado el diseño realizado en la lámina L03. En las láminas L04, L05 y L06 se encuentran los cortes en los que se detallan los perfiles actuales y posteriores a la nutrición de la playa.

El volumen es mayorado por un coeficiente de sobrellenado (R_A), el cual indica la cantidad de sedimento de la granulometría de préstamo que es necesario aportar para producir

un metro cúbico de relleno efectivo, basado en la diferencia entre las granulometrías y teniendo en cuenta que la fracción fina se va a perder en el primer año de vida útil. Para el Banco Arquímedes, el factor de sobrellenado da un resultado de $R_A = 10$. Esto indica que el sedimento a aportar es menor que el sedimento nativo y que está mejor graduado, por lo que no es un sedimento apto para realizar la obra. Como se dijo anteriormente, lo ideal es que el coeficiente de sobrellenado se encuentre entre 1 y 1,05.

De todos formas, como efectivamente se usa el Banco Arquímedes como fuente de préstamo, por las razones ya mencionadas, se considera un factor de seguridad de 2 para mayorar el volumen total que se aportará al sistema, resultando: $Volumen$ =3.150.000 m^3.

El diseño previamente fue evaluado mediante la modelación de perfiles transversales considerando tormentas de distintos períodos de retorno para dos escenarios, actual y futuro (contemplando los efectos del cambio climático al año 2050), mostrando resultados favorables desde el punto de vista de los objetivos buscados, la permanencia de la playa seca para uso lúdico y la protección del muro marítimo.

Para esta solución diseñada, es importante realizar campañas informativas a la población, debido a la dinámica que va a sufrir la playa en poco tiempo. Puede ocurrir que luego de dispuesto el material exista un ancho de playa ostentoso que por medio de las dinámicas costeras sea reducido a corto plazo. Estos cambios pueden ocurrir en un evento de tormenta y si la población no está informada de esta posibilidad, catalogará a la obra como un fracaso.

Con el objetivo de estabilizar el relleno de playa y evitar que el material de aporte sea transportado por la dinámica litoral hacia el oeste del arco de Piriápolis, se diseña la reconstrucción de siete espigones de la batería existente.

Los espigones reconstruidos tendrán una extensión de 110 metros, longitud determinada a partir del modelo de una línea y serán de materiales sueltos con tres capas, un núcleo, una capa filtro y la coraza. Además se construirá la protección de pie a lo largo de toda la estructura.

El núcleo está compuesto por material de diámetro medio entre 0,03 y 0,05 metros. En función de la estabilidad y estado de los espigones existentes, se deberá evaluar la viabilidad de dejarlos como parte de esta capa, disminuyendo el material requerido y actuando como fundación para las nuevas estructuras. En caso de que el estado de los espigones existentes no sea el adecuado se deberán desmantelar y llevar los residuos al vertedero municipal.

El núcleo es cubierto por la capa filtro que evita que se pierda el material de éste. El material del filtro tendrá un diámetro medio entre 0,20 y 0,35 metros.

La coraza es la capa exterior del espigón, la cual protege la estructura de la acción del oleaje. La cota de coronamiento en todos los casos es de +2,5 mWh y se mantiene constante a lo largo de la estructura. El diámetro medio del enrocado varía entre 0,35 y 0,70 metros según el espigón.

El morro (sección AA) de la estructura se construye con taludes 1V:2H y el resto de la estructura con pendiente de talud 1V:1,5H.

En la lámina L07 se indican en planta los espigones a reconstruir y en las láminas adjuntas desde la L08 a la L14 se detalla el diseño por espigón y por sección. En la Tabla 9.1 se detallan los parámetros del material a utilizar en la construcción y en la Tabla 9.2 las dimensiones de las estructuras.

Sobre las estructuras de los espigones, en la playa seca, se deberán construir pasarelas que permitan el paso de un lado a otro de éstos, aproximadamente cada 15 metros.

Tabla 9.1: Parámetros de los materiales sueltos.

Espigones	Sección	Coraza		Filtro		Núcleo		Pie	
		D_{50} (m)	W_{50} (kg)	D_{50} (m)	W_{50} (kg)	D_{50} (m)	W_{50} (kg)	D_{50} (m)	W_{50} (kg)
3	AA y BB	0,50	331,3	0,25	41,4	0,04	0,17	0,15	8,9
	CC	0,35	113,6	0,20	21,2	0,03	0,07	0,10	2,7
4, 6, 7 y 8	AA y BB	0,55	440,9	0,25	41,4	0,04	0,17	0,15	8,9
	CC	0,45	241,5	0,20	21,2	0,03	0,07	0,10	2,7
9 y 10	AA y BB	0,70	909,0	0,35	113,6	0,05	0,33	0,15	8,9
	CC	0,45	241,5	0,20	21,2	0,03	0,07	0,15	8,9

Tabla 9.2: Dimensiones de los espigones.

Espigones	Sección	Ancho coronamiento (m)	Espesor coraza (m)	Espesor filtro (m)	Ancho cresta pie (m)	Altura pie (m)
3	AA y BB	1,50	1,0	0,40	0,45	0,70
	CC	1,05	0,7	0,30	0,30	0,40
4, 6, 7 y 8	AA y BB	1,65	1,1	0,40	0,45	0,65
	CC	1,35	0,9	0,30	0,30	0,25
9 y 10	AA y BB	2,10	1,4	0,55	0,45	0,40
	CC	1,35	0,9	0,30	0,45	0,75

9.2.1. Métodos constructivos

En la siguiente sección se desarrollan los métodos constructivos de las obras diseñadas: relleno de playa y espigones.

9.2.1.1. Relleno de playa

Previo al inicio de la fase constructiva se debe limitar la zona del Banco Arquímedes que oficia de préstamo, esto requiere la elaboración de un plan de explotación, que implica la identificación de zonas que no deben ser intervenidas. Así mismo, debe existir coordinación con la ANP para que no exista simultaneidad de dragado. Por otro lado, se reconoce la necesidad de un plan de dragado que detalle la metodología a emplear para dar seguimiento a la condición de control de turbidez que se genera con dicha actividad.

A su vez, para llevar a buen término una obra de dragado se requiere cumplir una serie de etapas, para ello se realizan estudios como: relevamientos batimétricos, estudios geofísicos y geotécnicos del material, estudios ambientales y estudios sedimentológicos, como ya fue mencionado en la Sección 9.1.

El proceso de construcción implica la extracción, traslado y vertido del material en la costa. La elección de los equipos define tanto la operación de dragado en la zona de préstamo, como el traslado del material y la forma de disposición. Para esto fueron evaluadas diferentes tipos de dragas, tanto mecánicas como hidráulicas, comparando sus principales características, formas de trabajo y rendimientos. Esta evaluación define la elección de la maquinaria que se va a emplear en la ejecución del relleno de playa, ya que esto repercute directamente en los tiempos de ejecución y en los costos de la obra.

Existen varios factores determinantes que deben ser considerados en el proceso para la toma de decisión, pero el factor clave que interrelaciona la zona de dragado con la de vertido es la distancia existente entre ambas, asociado directamente a los tiempos de viaje. La distancia entre los dos puntos en línea recta son 85 km pero ésta puede ser sustancialmente mayor en función de los canales de navegación por los que se puedan trasladar los buques, por esto se supone que son unos 100 km para dejar un margen de error en la estimación.

Los equipos hidráulicos brindan números de producción significativamente mayores comparados con los equipos mecánicos (US Army Corps of Engineers, 2015). Dado el gran volumen de material que se necesita para el relleno de la playa, se estudian dos alternativas de operación con equipos hidráulicos para estimar los ciclos de dragado, y de esta forma determinar el tiempo estimado necesario para disponer del volumen de sedimentos en la costa de Piriápolis (US Army Corps of Engineers, 2008). Se presenta un resumen con los resultados en la Tabla 9.3.

En primer lugar se evalúa la posibilidad de emplear una draga de succión en marcha para extraer el material del yacimiento. Una vez que se llena su cántara se traslada hasta la costa por sus propios medios y descarga el material a través de un sistema de tuberías flotantes.

En segundo lugar, se estudia realizar el dragado con una draga estacionaria en el Banco

Arquímedes. El traslado de sedimentos se efectuaría por medio de barcazas que vierten la carga en la costa por medio de la abertura de sus compuertas.

En el mercado hay una amplia cartera de opciones tanto de dragas como barcazas, en cuanto a productividad, capacidad, calado requerido, etc. Para hacer una comparación directa, en este estudio, se supone que las dragas tienen la misma eficiencia, de unos 5.000 m^3/h, que es la productividad que tiene la draga de tolva de succión en marcha Reynaert (Figura 9.2). Esta draga se ha utilizado en Uruguay en proyectos del Puerto de Montevideo y ha operado en el Banco Arquímedes.



Figura 9.2: Draga de succión por arrastre con cántara (TSHD), "Reynaert".

La capacidad de su cántara es de 5.580 m^3 por lo que requiere 1,1 horas para llenarla. Una vez llena, se traslada hacia la costa a una velocidad de 11 nudos, lo que implica un viaje de 4,9 horas hasta la costa de Piriápolis. Se estiman 4 horas para completar el vaciado, que implica posicionarse en la costa, instalar el sistema de vertido por tuberías flotantes, realizar el vertido, desmantelar el sistema y retornar a la zona de préstamo. En total son aproximadamente 15 horas por ciclo. Con esta disposición la producción efectiva es de 14.413 $m^3/día$.

Considerando jornadas laborales de 24 horas y conociendo que el total de arena a aportar es de 3.143.000 m^3, son necesarios 218 días de trabajo para completar los viajes. Se estiman 174 días posibles para trabajar en un año calendario, considerado que se trabajan 8 meses (entre abril y noviembre inclusive) y 5 días por semana. Suponiendo que efectivamente se trabaja un 50 % de esos días debido a factores climáticos, roturas, etc, el relleno de playa se lograría con esta metodología en 2 años y medio.

En la segunda alternativa se considera que el transporte del material se efectúa con 6

barcazas, todas con una capacidad de 7.000 m^3, por lo que se carga cada barcaza en 1,4 horas. Suponiendo que el buque que transporta la barcaza a la costa también viaja a 11 nudos, el tiempo de viaje es de 4,9 horas. En este caso se considera que el tiempo de vaciado es de 2 horas ya que solo se debe acercar la barcaza a la costa y abrir sus compuertas.

Cada barcaza operativa se carga en 2 horas de dragado aproximadamente (teniendo en cuenta tiempo para maniobras, etc). Una vez llena emprende su recorrido y en ese momento se empieza a cargar la segunda barcaza y así sucesivamente, cuando se completa un viaje que le lleva 14 horas (incluyendo: carga, traslado, vaciado y retorno) se vuelve a cargar y se repite el ciclo. Por esto el cronograma más eficiente se logra con 6 barcazas y jornadas de 24 horas continuas.

La productividad de relleno resulta de 59.500 $m^3/día$, por lo que se necesitan 53 días de trabajo que implican 0,6 años de obra.

La draga estacionaria podría ser de succión con cortadora del tipo *650 Damen* (Figura 9.3), de tubería hidráulica estacionaria que tiene la ventaja de operar de forma continua, con una productividad de 5.000 m^3/h. Las barcazas de tolva pueden ser estilo *Stan Hopper 8320 Damen* (Figura 9.4) con una capacidad de 7.000 m^3.

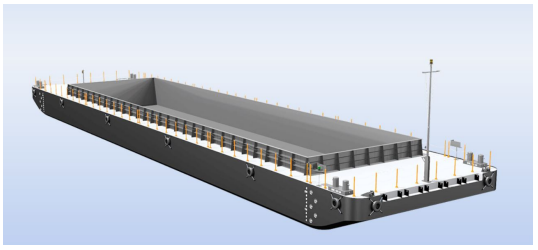
El resumen de las alternativas evaluadas se presenta en la Tabla 9.3.



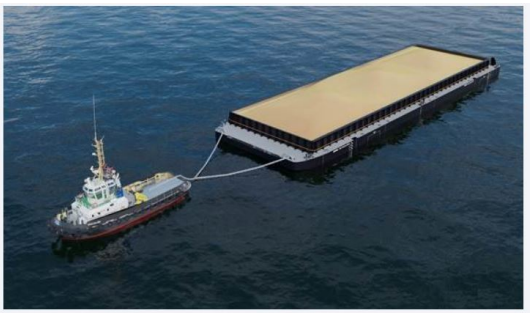
(a) Esquema de una draga de succión con cortadora *Damen 650*.

(b) Draga de succión con cortadora *Damen 650*.

Figura 9.3: Equipo de dragado hidráulico estacionario.



(a) Barcaza *Stan Hopper 8320*.



(b) Remolcador *ASD Tug 3212*.

Figura 9.4: Traslado del material dragado con barcaza y remolque.

Tabla 9.3: Evaluación de alternativas de sistemas de dragado y traslado del sedimento.

Volumen requerido (m^3)	3.143.000
Distancia a recorrer (km)	100
Días posibles por año	174
Días por año de trabajo efectivo	87

Hidráulica de succión en marcha	Producción (m^3/h)	Capacidad cantara (m^3)	Tiempo en cargar cántara (h)	Velocidad (nudos)	Tiempo por viaje (h)	Tiempo de vaciado (h)	Cantidad de viajes por día	m^3/dia efectivo	Días totales	Años de dragado
	5.000	5.580	1,1	11	4,9	4	1,6	14.413	218	2,5

Hidráulica estacionaria +barcazas	Producción (m^3/h)	Capacidad barcaza (m^3)	Tiempo en cargar barcaza (h)	Velocidad (nudos)	Tiempo por viaje (h)	Tiempo de vaciado (h)	Cantidad de barcazas operativas	m^3/dia efectivo	Días totales	Años de dragado
	5.000	7.000	1,4	11	4,9	2	6,0	59.500	53	0,6

La gran diferencia entre las dos alternativas evaluadas radica en la continuidad del dragado que ofrece la draga estacionaria y su equipo de barcazas, con un tiempo de 0,6 años frente a 2,5 años para la draga de succión en marcha.

Por lo expuesto, la segunda alternativa se vuelve más tentadora. Sin tener detalles de costos específicos para cada configuración de operación planteada, números gruesos evidencian que es más favorable utilizar una draga estacionaria en el banco y trasladar el material con barcazas.

En base a esta conclusión se estima que el transporte de la arena de relleno a la costa de Piriápolis va a tardar 1 año calendario, el resultado obtenido fue mayorado para contemplar algunas variaciones, como una menor productividad de la draga, barcazas de menor capacidad o distinta capacidad entre ellas, etc.

El material de relleno se colocará sobre el perfil activo en toda la extensión del arco de playa hasta la plaza armenia, en una longitud de 2.300 metros.

9.2.1.2. Espigones

La construcción de los espigones se realizará en simultáneo con el relleno de playa. En caso de que los estudios previos evidencien que los espigones existentes no puedan formar parte de las nuevas estructuras, a prior se realizará el desmantelamiento de los siete espigones a reconstruir.

La obras se harán desde tierra dadas las características de estas estructuras. Se deberá contar con maquinaria pesada, principalmente camiones fuera de ruta y retroexcavadoras de brazo largo. En la Figura 9.5 se puede ver un ejemplo de estos equipos.



Figura 9.5: Equipos de construcción utilizados en obras sobre escollera del puerto de Punta Carretas: camión fuera de ruta y retroexcavadora de brazo largo[11].

Los equipos se utilizarán para la colocación de los elementos que conforman las capas de cada espigón y para acondicionar las pendientes de los taludes. La operación de construcción consiste en colocar primero el núcleo, seguido de la capa de filtro, luego la protección de pie y finalmente la coraza.

Las etapas para la obra se resumen en: transporte del material al obrador y acopio de los mismos, transporte del material al sitio de cada espigón por medio de camiones fuera de ruta y por último la construcción de los mismos y limpieza de obra.

[11] Foto cortesía de Marcelo Espósito (Dirección de obra de la empresa Saceem).

Para la construcción del núcleo los camiones vuelcan el material, mientras la retroexcavadora lo acomoda de forma que se logre la sección trapezoidal diseñada. Debido a que el ancho de las crestas de coronamiento son menores que el ancho de las maquinarias utilizadas en la obra, es necesario que este ancho durante el avance hacia aguas adentro de la construcción de cada capa sea mayor, de al menos tres metros para permitir la circulación del camión y la retroexcavadora. Una vez que se alcanza el extremo del espigón, la retro vuelve hacia tierra conformando los taludes y el ancho de la cresta de diseño. Este procedimiento se repite en cada una de las capas.

Para controlar y chequear que los taludes y las dimensiones de los espigones son los de diseño, durante la obra se deberán realizar relevamientos topográficos y de ser necesario, equipo de buzos para supervisar la zona sumergida.

Los tiempos de construcción se estiman en metros cúbicos por día, considerando un camión y una retroexcavadora operando en conjunto:

- La construcción del núcleo, del filto y del pie se estima que tiene un avance de $300\ m^3/d\acute{i}a$
- En la construcción de la coraza el avance es de $200\ m^3/d\acute{i}a$

Con los valores presentados anteriormente se estima un tiempo de aproximadamente 120 días efectivos de trabajo para la construcción de los espigones, lo que implica que las obras lleven un total de 1,4 años (17 meses) considerando que la jornada laboral es de 8 horas, se trabaja de lunes a viernes, entre los meses de abril y noviembre. Además se supone que solo se podrá trabajar el 50 % de los días por factores climáticos.

9.2.2. Monitoreo y seguimiento del relleno de playa

Se propone un plan de monitoreo y seguimiento que tiene como objetivo evaluar el rendimiento del proyecto y mantener la funcionalidad durante la vida útil de diseño. Esto implica la recolección, análisis e interpretación de datos, con lo que se pretende:

- Evaluar la condición del proyecto en comparación con las especificaciones de diseño
- Determinar las necesidades de reabastecimiento: cualquier pérdida acelerada a corto plazo debido a la construcción del proyecto en etapas puede ser detectada e intervenida reabasteciendo de forma anticipada.
- Documentar y evaluar el rendimiento del proyecto para determinar en que medida cumple con lo diseñado
- Identificar y abordar los problemas de rendimiento mediante el desarrollo de soluciones

El monitoreo consistirá en tres componentes: el estudio de perfiles de playa, muestreos de sedimentos y fotogrametría. Estos tres componentes proporcionan la información necesaria para documentar la respuesta física y la condición del relleno de playa. En las siguientes secciones se desarrollarán cada una de estas componentes.

La frecuencia con que se realizan las campañas de monitoreo depende de la fase y del grado de avance y evolución del proyecto, para esto se definen tres fases: la fase de pre-llenado, fase I y fase II.

La fase de pre-llenado corresponde al momento previo a realizarse el relleno, proporcionando información de partida antes de intervenir la playa. Esto permitirá hacer comparaciones con las mediciones posteriores al relleno bajo la misma referencia.

La fase I se lleva adelante durante los primeros tres años una vez comenzada la obra. Pasado esos tres años se está en la fase II, fase avanzada, a partir de la cual las frecuencias de muestro se reducen.

La fase I, es el período más intensivo que se centra en la supervisión de los resultados del proyecto, mientras que la fase II proporcionará información para evaluar los aspectos a largo plazo del proyecto.

En cada paso del mantenimiento corre en paralelo el procesamiento de datos, la generación de planos correspondientes y cálculos.

9.2.2.1. Estudios de perfil de playa

El registro de los cambios de sección transversal de la playa a través de levantamientos permitirá ir comparando la condición presente con el proyecto de diseño. Estos levantamientos consisten en topobatimetrías que contempla la toma de datos de la playa seca (topografía) y el levantamiento de la parte sumergida (batimetría) utilizando equipos de alta precisión. Esto permitirá llevar un registro de la evolución temporal y a su vez, permitirá ir cuantificando el volumen aportado en el área del proyecto, en las diferentes zonas de la playa.

En la fase I los levantamientos de datos durante el primer año son trimestrales y permiten documentar la respuesta rápida de la sección transversal durante la operación del relleno, además permiten llevar el control del volumen que se está colocando. Las mediciones durante los años dos y tres del proyecto, se realizan de forma semestral y documentan el ajuste continuo de la sección transversal. Durante la fase II, el levantamiento de datos pasa a ser de forma semestral (ver Tabla 9.4).

El levantamiento topográfico de los perfiles transversales de playa en la fase de pre-llenado se realizará cada 40 metros aproximadamente, y en las fases siguientes cada unos 180 metros entre perfiles contiguos. Este relevamiento se realiza desde el muro marítimo hasta la la profundidad de cierre. La separación entre perfiles transversales

relevados puede ser modificada a lo largo del tiempo para reducir costos, sin dejar de caracterizar adecuadamente la condición del proyecto.

Los estudios se realizan en período de olas de baja energía para determinar la condición del proyecto antes de las tormentas y otro inmediatamente después de la ocurrencia de una tormenta severa. Los datos del perfil posterior a la tormenta aporta información acerca de la respuesta de la playa regenerada ante eventos extremos, dejando en evidencia puntos calientes de erosión. De esta forma el mantenimiento y los reabastecimientos, de ser necesarios, resultan más eficientes.

9.2.2.2. Muestreos de sedimento

Los muestreos proporcionarán datos que permitirán relacionar el rendimiento del proyecto con las características del material de relleno y su composición. Esta información se utiliza para evaluar, de ser necesario, el futuro material de relleno y determinar los volúmenes de llenado en caso de ser necesario.

Se tomarán como mínimo seis muestras por perfil de playa en cada campaña de medición, de aproximadamente 500 gramos cada una. Tres muestras correspondientes al sedimento de playa seca y tres a sedimento sumergido dentro de los límites del proyecto. Los puntos definidos deberán estar espaciados de tal manera que se obtengan muestras de las diferentes zonas de la playa, recordando que estas zonas precisamente se dividen por el tamaño del material nativo (zona oeste, centro y este, ver Figura 7.7). Los puntos de interés para los muestreos son: berma, zona de rompiente y zona sumergida donde finaliza el perfil de los levantamientos batimétricos.

Las muestras se recogen antes del incio de las obras y durante la fase I de forma anual. Además, se debe realizar un muestreo en cada intervención de mantenimiento en caso de realizarse.

En la Tabla 9.4 se indica la cantidad y frecuencia de los muestreos. De estas muestras se evaluarán sus componentes realizando análisis biológico, de materia orgánica y carbonatos, junto con análisis granulométricos.

9.2.2.3. Fotogrametría a través de vuelos con dron

La fotogrametría por drones permite modelar la superficie en 3D, generar planos, llevar a cabo mediciones (longitudes, áreas, volúmenes) y por lo tanto, garantiza la precisión durante la generación de mapas. A su vez, se aprovecha el vuelo de dron para obtener una ortofoto actualizada. Las ortofotos proporcionan una indicación general del desempeño del proyecto, especialmente la playa seca.

Los tres productos que se obtienen del proceso fotogramétrico de toda la playa son: planos vectoriales obtenidos de la restitución, modelos digitales del terreno y ortoimágenes, con

reporte de calidad, precisión y resolución.

Estos productos van a proporcionar un registro de la posición de la línea de costa, variaciones en la forma de la playa, condición dunas y berma. De esta forma se obtiene una perspectiva del proyecto total.

Esta información es útil para documentar la evolución de la forma de planta del proyecto y evaluar los efectos, además de identificar los puntos calientes de erosión.

Las fotografías y fotogrametría se toman antes y poco después de la alimentación. Durante los tres primeros años se toman anualmente y luego, una vez cada dos años.

Los vuelos se realizan a una altura que aseguren una resolución vertical de 30 cm. Hay que tener en cuenta que las condiciones meteorológicas condicionan la realización de los vuelos.

9.2.2.4. Plan de monitoreo

Se presenta en la Tabla 9.4 el plan de monitoreo para la obra de relleno de playa.

Tabla 9.4: Esquema del plan de monitoreo.

	PERÍODO		ACTIVIDAD		UBICACIÓN	CANTIDAD	FRECUENCIA
FASE PRE-LLENADO	AÑO 0		TOPOBATRIMETRÍA		A lo largo de todo el arco	58 PERFILES**	Única vez en esta fase
			MUESTRAS DE SEDIMENTO	Subaéreo	3 por zona*	9	
				Sumergido	5 por zona*	15	
FASE I	Primeros 3 años	AÑO 1	TOPOBATIMETRIA		A lo largo de todo el arco	13 PERFILES	Trimestral
			MUESTRAS DE SEDIMENTO	Subaéreo	3 por zona*	9	Anual
				Sumergido	5 por zona*	15	Anual
			FOTOMETRIAS + FOTOGRAFÍAS		1	1	Anual
		AÑO 2	TOPOBATIMETRIA		A lo largo de todo el arco	13 PERFILES	Semestral
			MUESTRAS DE SEDIMENTO	Subaéreo	3 por zona*	9	Anual
				Sumergido	5 por zona*	15	Anual
			FOTOMETRIAS + FOTOGRAFÍAS		1	1	Anual
		AÑO 3	TOPOBATIMETRIA		A lo largo de todo el arco	13 PERFILES	Anual
			MUESTRAS DE SEDIMENTO	Subaéreo	3 por zona*	9	Anual
				Sumergido	5 por zona*	15	Anual
			FOTOMETRIAS + FOTOGRAFÍAS		1	1	Anual
FASE II	Del tercer año en adelante	> AÑO 3	TOPOBATIMETRIA		A lo largo de todo el arco	13 PERFILES	1 vez cada 2 años
			FOTOMETRIAS + FOTOGRAFÍAS		1	1	1 vez cada 2 años

*En el arco de playa se consideran tres zonas, oeste, centro y este.

**Son 58 perfiles debido a que se consideran relevamientos cada 40 metros a lo largo de todo el arco.

Las actividades desarrolladas deben ser acompañadas por la inspección del sitio que deben incluir: fotografías de la playa, tomadas mirando hacia la costa proporcionando un registro visual del proyecto. Además se debe documentar toda la información pertinente para caracterizar la condición de la playa subaérea:

- Nivel de vegetación de las dunas
- Efectos de las tormentas
- Berma de recuperación
- Variabilidad de la costa

Se presenta en la Tabla 9.5 un calendario recomendado para las campañas de recopilación de datos. Como se puede ver la fase I es el período más intenso, con mayor frecuencia en la recolección de datos. Este calendario podrá ser ajustado durante la ejecución del relleno si se requiere.

Tabla 9.5: Calendario de la toma de datos físicos para el control del relleno de playa.

	Fase I: Colocación inicial y años de proyecto 1 a 3							
	Colocación inicial		Año 1 después de la colocación inicial			Años 2 a 3		Año 1 a 3
	Pre-llenado	Post-relleno	Mes 4	Mes 8	Mes 12	Mes 6	Mes 12	Post-tormenta / Contingencia
Estudios del perfil de la playa	x	x	x	x	x	x	x	x
Muestreo de sedimentos	x	x			x		x	
Fotogrametría		x			x		x	
	Fase II: Años de no construcción para los años 4 a N del proyecto (N=Vida útil del proyecto)							
	Años pares siguientes a la última intervención		Años impares siguientes a la última intervención			Años 4 a N (N=Vida útil del proyecto)		
Estudios del perfil de la playa	x		x			x		
Fotogrametría			x					
	Fase II: Reabastecimiento de la playa							
	Reabastecimiento		Año después del reabastecimiento					
	Pre-llenado	Postrelleno	1 vez al año					
Estudios del perfil de la playa	x	x	x					
Muestreo de sedimentos	x	x	x					
Fotogrametría	x		x					

9.2.2.5. Análisis de los datos recogidos

Los datos que se recojan durante el seguimiento son particularmente valiosos si el proyecto no funciona según lo diseñado. Los datos se analizan para evaluar el estado del proyecto realizado, estos estudios pueden incluir:

- Estudios de perfiles de playa previos y posteriores a la construcción, analizados para calcular el volumen del relleno de playa aportado y verificar el cumplimiento de las especificaciones de diseño.
- Muestras de arena analizadas para desarrollar medidas compuestas del tamaño medio del grano y su distribución. De esta manera, en caso de tener que intervenir con una realimentación, se pueden estimar las formas de los perfiles de diseño y los volúmenes de relleno.
- Estudios de perfiles de playa estacionales durante la fase I en conjunto con las fotografías aéreas de la costa para corroborar que el aporte de material se ajuste al diseño y evaluar el comportamiento del proyecto a corto plazo.
- Identificación de problemas como puntos calientes de erosión o impactos imprevistos en las costas adyacentes. En este caso el estudio debe realizarse con los datos

del seguimiento para identificar las causas y desarrollar soluciones.

- Verificación del rendimiento del proyecto a partir de los perfiles relevados después de los principales eventos de erosión por medio del análisis de los datos de oleaje de la tormenta y de nivel de mar.
- La determinación de las tasas de erosión a largo plazo y las pérdidas de sedimento por medio del análisis de los cambios en la línea de costa, que pueden utilizarse para afinar las futuras actividades de mantenimiento.

En caso de que los resultados arrojados en el monitoreo reflejen una pérdida del material de relleno se deberá realimentar la playa. Según los resultados de la modelación realizada en la sección Sección 7.4, el sedimento sería arrastrado a la zona oeste, acumulándose entre la plaza Armenia y la Punta de los Burros, pero la batería de espigones retrasaría este proceso.

9.3. Obras complementarias

Las obras complementarias al relleno de playa propuesto son la regeneración y estabilización de dunas por medio de cercas captoras de arena, vegetación dunar y pasarelas de acceso elevadas. También se proyectan actuaciones en las descargas pluviales para disminuir la cantidad de cortes de la playa en épocas de lluvias, para encausar el flujo y para disminuir la velocidad de éste por medio de disipadores de energía, mitigando al erosión.

9.3.1. Estabilización de dunas

Para regenerar las dunas se colocarán cercas captoras paralelas al muro costero, 30 metros por delante de éste hacia la costa. Tendrán un porcentaje de aberturas del 50 % y serán construidas de madera. Se construirán con postes de madera cada 3 metros como soporte y tablas verticales de 4 cm de ancho, con una separación de 4 cm, entre ellas y una altura de 1,2 metros. El esquema se presenta en la Figura 9.6:

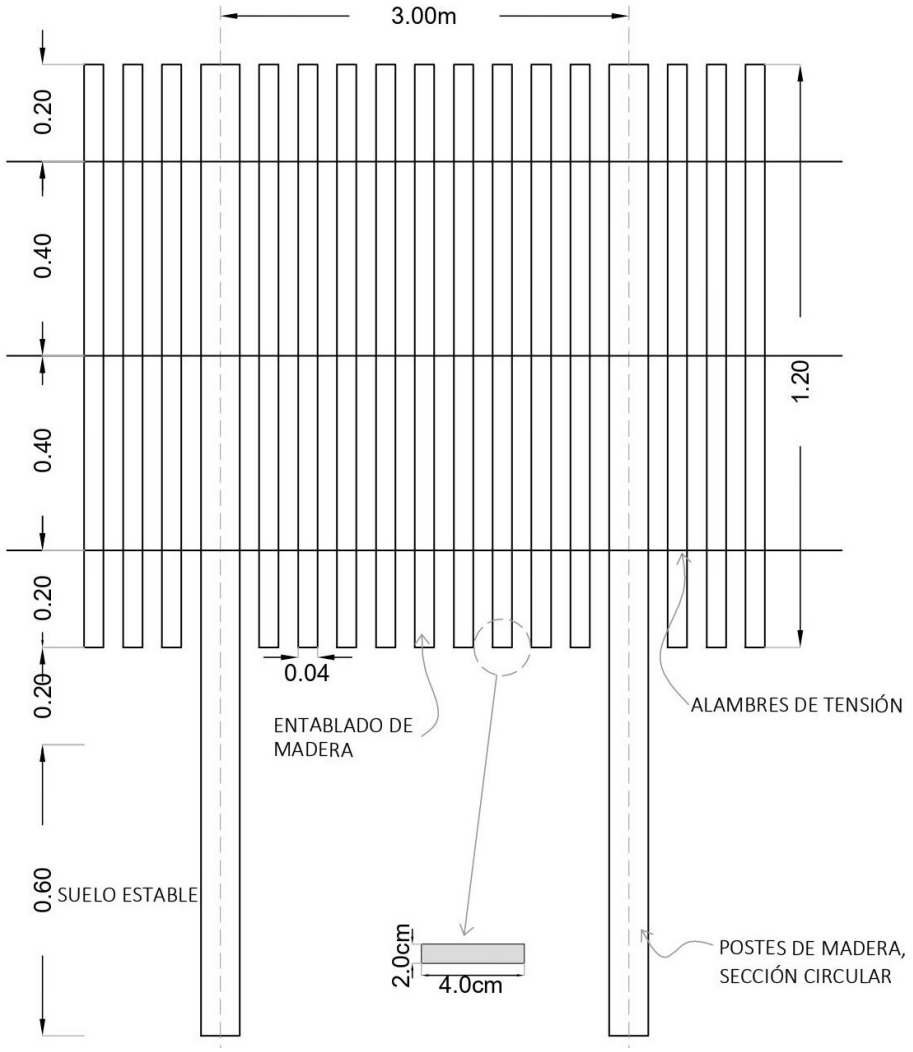


Figura 9.6: Esquema de la cerca captora a colocar.

Estas cercas captarán la arena que es transportada por el viento. Cada vez que la arena alcanza la altura máxima de la cerca, que se estima que sea una vez al año, se deberá colocar otra de las mismas características apenas por detrás (hacia la tierra) de la cresta regenerada. Este procedimiento se realizará hasta alcanzar la altura deseada. De más está decir que se deben controlar periódicamente y reparar en casos de daños.

Una vez regenerada la duna se debe establilizar. Esto se logra por medio de vegetación fijadora de dunas como: "pasto dibujante", "redondita de agua" o "senecio". Para proteger la vegetación luego de su plantación se sugieren construir cerramientos por medio de postes de maderas y cuerdas con carteles para evitar que sean pisadas tanto por personas

como por animales.

Para evitar las pisadas en el cordón dunar en regeneración, también se construirán pasarelas de madera elevadas, dispuesta en la playa con la misma distribución actual. Tendrán 2 metros de ancho y se colocarán a un metro sobre la altura media de las dunas, es importante que no quede su traza en las depresiones. Se recomienda que al menos la mitad de las pasarelas sean accesibles para personas con movilidad reducida.

En los accesos a la playa sobre la rambla costera se colocará cartelería indicativa de las intervenciones realizadas, con los objetivos claros para conseguir así la colaboración de los vecinos y los turistas.

9.3.2. Descargas pluviales

Cabe destacar que en esta sección se excluye la descarga del arroyo Zanja Honda ya que en esa zona no se harán modificaciones.

En la lámina L17 se presenta la solución en planta para las 11 descargas pluviales con cuenca asociada que vierten a la costa sobre el muro costero.

En primer lugar, las descargas 18 y 7 se captan en su actual descarga por medio de cámaras y se conducen por medio de tuberías de hormigón armado con fundaciones a calcular hacia las descargas 17 y 6 respectivamente (detalle en la lámina L17 y L18).

Las cámaras serán accesibles para su limpieza e inspección, tendrán tapa con marco y contramarco de hierro fundido tipo OSE de 60 cm de diámetro, además contarán con escalones de hierro galvanizado empotrados en las paredes. Las paredes de las cámaras serán de hormigón armado de 15 cm o de bloque armado con hormigón colado de 20 cm de ancho.

En todas las descargas se realizarán delantales de hormigón armado de 20 cm de espesor. Tendrán a sus lados muros de contención previstos para encauzar el flujo y evitar en la medida de lo posible la obstrucción de las descargas con arena. Los detalles de estas intervenciones se presentan en la Tabla 9.6 y en las láminas correspondientes (L17 y L18).

Tabla 9.6: Detalles de muros de contención y delantales de hormigón en las descargas pluviales.

Descarga N°	Ancho delantal (m)	Pendiente delantal $(\%)$	Longitud muro-delantal (m)	Cota coronamiento inicial muro 0 oficial (m)	Pendiente muro $(\%)$
4	4	2,5	60	3,68	5
5	4	2,5	60	3,53	5
6	4	2,5	60	3,54	5
8	4	2,5	80	3,52	5
13	12	1,0	60	3,53	5
14	4	2,0	70	3,51	5
17	9	2,0	80	3,56	5
22	7.2	2,0	80	3,48	5
24	9	2,0	80	4,68	5

A su vez, en las descargas 17, 22 y 24 se proyectan disipadores de energía para disminuir la velocidad del flujo. Los elementos de rugosidad también serán construidos de hormigón armado respetando las medidas especificadas en la Tabla 9.7. Los detalles de cada uno se presentan en las láminas L19, L20 y L21 respectivamente.

Tabla 9.7: Parámetros de diseño de las estructuras de disipación.

Descarga	Elementos de rugosidad					Cuenco	
N°	N_r	N	$L\ (m)$	$W_1\ (m)$	$h\ (m)$	$W_B\ (m)$	$L_B\ (m)$
17	5	17	5,4	1,71	0,90	9,0	33
22	4	14	4,7	1,40	0,78	7,2	21
24	5	17	5,0	1,71	0,83	9,0	31

Donde,

- N_r: número de filas
- N: número de elementos de rugosidad
- L: distancia entre filas de elementos
- W_1: ancho del elemento
- h: altura del elementos
- W_B: ancho del cuenco
- L_B: largo del cuenco de rugosidad

Luego de realizadas las actuaciones pluviales se deben controlar y mantener, principalmente luego de grandes eventos de lluvia. Se deben limpiar los residuos urbanos que queden en los delantales de hormigón para evitar en la medida de lo posible que lleguen al Río de la Plata. En caso de daños o roturas se deben reparar lo antes posible.

Se reitera que los cálculos estructurales tanto de las fundaciones como de las armaduras deben ser calculadas previamente por un profesional competente.

Por otro lado se deberán construir pasarelas para atravesar de un lado a otro los muros de contención de las descargas pluviales. Similares a los existentes hoy en día, se muestra un ejemplo de la descarga N° 17 en la Figura 9.7.



Figura 9.7: Pasarela en la descarga pluvial N° 17.

9.4. Evaluación ambiental

En este apartado se desarrolla el estudio de impacto ambiental de las obras proyectadas en la playa de Piriápolis, ya que de acuerdo con el Artículo 2 del Decreto 349/005, está comprendido dentro los proyectos que requieren obtención de Autorización Ambiental Previa.

9.4.1. Marco normativo

Para el proyecto desarrollado rige la siguiente normativa:

- Ley N° 17.283. Ley de Protección del Medio Ambiente
- Ley N° 16.466. Ley de Evaluación de Impacto Ambiental
- Decreto N° 349/005. Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorizaciones Ambientales
- Código de Aguas N° 14.859

9.4.2. Fases del proyecto

9.4.2.1. Fase de construcción

La solución adoptada para recuperar y estabilizar la playa de Piriápolis es le aporte de 3.143.000 m^3 de arena extraída del Banco Arquímedes y la reconstrucción de siete espigones de los catorce ya existentes, hasta una longitud de 110 m y serán de enrocado. El material del relleno se transportará con barcazas y se dispone a lo largo del todo el arco de costa sobre el perfil activo de forma directa. El material del enrocado será transportado por camiones hasta el obrador, y una vez allí se utilizarán maquinarias de diferente porte. Deben preverse pasarelas para el transporte de la maquinaria dentro de la playa.

Las obras se harán en simultáneo y se estima una duración de aproximadamente un año y medio de obra. Una vez finalizada se procede a la limpieza de obra y al retiro de la maquinaria y del obrador.

Con respecto a los residuos de tipo doméstico, serán retirados por la municipalidad y enviados a la usina correspondiente.

Las obras vinculadas al acondicionamiento de las descargas de los pluviales: muros de contención, delantales y disipadores, requerirán de maquinaria de menor porte. Se llevarán a cabo previo a las demás obras, para no incrementar el transporte y movilización de maquinarias dentro de la playa de forma simultánea, en busca de reducir los impactos.

9.4.2.2. Fase de operación

Durante la fase de operación se dará gradualmente el avance de la línea de costa, su evolución estará condicionada por el oleaje incidente. Se espera que el ancho de playa sea del orden de 100 metros.

Los espigones funcionarán reteniendo el sedimento transportado por la dinámica litoral, estabilizando el material de relleno colocado e impidiendo su transporte hacia el oeste. Ambas intervenciones, tanto el relleno de material como la retención del mismo por estas estructuras, ocasionan cambios en la morfología de la costa.

El material aportado para el relleno cambiará la composición del material nativo y con ello el perfil de playa.

Otra actividad propia de la fase de operación es el mantenimiento de las descargas pluviales, por la posible acumulación de residuos obstaculizando el flujo y contaminando la playa, por esto deben ser limpiadas después de las lluvias con regularidad.

Los espigones pueden requerir mantenimiento durante la fase operativa ya sea por el exceso del deslizamiento de la estructura o por pérdidas de material. En el caso de requerirse implica maquinaria pesada al igual que la fase constructiva.

9.4.2.3. Fase de abandono

El abandono solo puede darse por detener las operaciones de mantenimiento de los espigones. En caso que se requiera desmantelamiento, el procedimiento a realizar en esta situación, junto con las medidas de mitigación a implementar dependerán del motivo del mismo, por lo que no se abordará en este informe.

9.4.3. Caracterización del medio

El medio receptor de impactos está directamente vinculado con la zona costera de la playa de Piriápolis, y todas las actividades que allí se desarrollan. Esto lleva a pensar a que las afectaciones más significativas se encontrarán limitadas a dicha zona. En cuanto a lo económico y social, la obra afectará tanto a la población local como turistas, que en época estival concurren a disfrutar de esta playa, por lo que también deben tenerse en cuenta como parte de la población afectada, pero de todos modos estas obras incrementarán la demanda de servicios favoreciendo a la economía local.

9.4.3.1. Medio físico

Los factores ambientales más importantes considerados para la evaluación en medio físico son los siguientes:

- Calidad del agua

- Calidad del aire
- Niveles sonoros ambientales
- Suelo
- Morfología costera
- Dinámica litoral
- Paisaje

Lo referente a la caracterización de los agentes se describe en la Sección 4. Allí se presenta la altura y dirección del oleaje como su propagación, el nivel medio del mar y los registros máximo y mínimos.

La playa de Piriápolis presenta diferentes tamaños de granulometría (Figura 7.7), y esto se debe al clima de oleaje que actúa continuamente sobre la costa, dándole una formas más o menos tendida a la playa. En particular, tanto la granulometría como la pendiente de la playa decrecen cuanto menor es la energía del oleaje que incide sobre ella.

Se presenta en la Figura 5.46 los cursos de agua de Piriápolis. El principal curso de agua de Piriápolis es el arroyo Zanja Honda la cual es el límite natural entre la ciudad de Piriápolis y el balneario Playa Grande. Otro arroyo importante es el arroyo La Cascada, el cual atraviesa la ciudad en sentido noreste – suroeste y tiene un rol recreativo para la población ya que forma parte del Parque Municipal. Al este de Piriápolis nacen las cañadas de Piria y Trapani. Existen también otros cursos de agua en la zona pero que no desembocan directamente en el Río de la Plata.

9.4.3.2. Medio biótico

Los factores ambientales más importantes considerados para la evaluación en medio biótico son los siguientes:

- Fauna
- Cobertura vegetal

La biodiversidad acuática en la costa uruguaya es muy amplia, dentro de las especies que habitan permanentemente las costas de Piriápolis pueden distinguirse dos tipos: las que tienen como hábitat la arena y las que por el contrario lo tienen en substrato rocosos. Particularmente, las especies acuáticas que se pueden encontrar son las siguientes:

- "Rupícolas": Se desarrollan sobre afloramientos rocosos y laderas asociadas a puntas rocosas.

- "Chondracanthus spp": Son algas rojas de aproximadamente 30 cm de longitud. Se desarrollan en el intermareal rocoso, principalmente en zonas calmas de hasta 3 m de profundidad.
- "Carallina officinalis": Es un alga roja calcárea, de color rojo a amarillo rosado. Se fija a las rocas a través de una costra caliza incrustante de unos 7 cm de diámetro.
- "Caracol (Rapana Venosa)": Es un molusco gasterópodo que habita el submareal fangoso o de sustratos duros del Río de la Plata exterior (aguas de mayor influencia marina), hasta aproximadamente los 20 m de profundidad. Mide hasta cerca de 11 cm. Es carnívoro y carroñero, y es posible observarlo en las puntas rocosas de Maldonado alimentándose de mejillones.
- "Brótola": Su cuerpo es alargado y comprimido, sin escamas, su cabeza es deprimida, es de color marrón oscuro en el lomo y blanco a amarillento en el vientre. Su largo total promedio es de 30 cm. Los ejemplares adultos se encuentran en el sector exterior del Río de la Plata y el frente oceánico, concentrándose entre Piriápolis y Cabo Polonio.
- "Tortuga verde": En la costa de Uruguay los individuos miden entre 28 y 60 cm de largo de caparazón, siendo todos juveniles. Es posible observarlas en las puntas rocosas de los departamentos del Este.
- "Lobo sudamericano": Presenta un hocico medianamente largo y puntiagudo, pabellones auditivos largos y cuerpo robusto.

9.4.3.3. Medio antrópico

Los factores ambientales más importantes considerados para la evaluación en medio antrópico son los siguientes:

- Economía local
- Empleo
- Población
- Actividades recreativas
- Alteración de los recursos pesqueros

Las actividades humanas en el ambiente acuático de Piriápolis están asociadas principalmente al uso de las playas, al funcionamiento del puerto, a la pesca artesanal.

En la playa La Rinconada (extremo este del arco) se encuentra la denominada zona deportiva, donde se llevan a cabo diferentes deportes, se dictan clases de buceo y se pueden alquilar elementos para deportes acuáticos, principalmente en época estival.

La pesca artesanal es una actividad importante en la localidad, llevada a cabo por pescadores que realizan la captura o recolección de peces, moluscos o crustáceos utilizando embarcaciones de menos de 10 Tonelaje de Registro Bruto (en adelante TRB) u operando desde tierra.

En Piriápolis, el pescado capturado tiene dos destinos: venta a intermediarios que disponen de medios adecuados para su conservación y transporte, o venta directa al público en puestos instalados todo el año. La pesquería más característica de la zona Playa Hermosa–Piriápolis–Punta del Este es la extracción del mejillón.

Más allá de la importancia que las playas tienen como un recurso económico, también tienen una gran importancia desde el punto de vista simbólico y estético. Tanto la población local como los turistas manifiestan interés por el paisaje natural que presentan las playas. En efecto, la preservación de esto es de gran importancia.

9.4.4. Identificación de impactos ambientales

La identificación de los impactos se realizó analizando las interacciones entre los aspectos ambientales más relevantes del proyecto a partir de una matriz de impacto.

Para darle estructura a la matriz se listaron las actividades, los aspectos ambientales que produce cada actividad y los factores ambientales de cada medio que podrían verse afectados.

Se estudió el proyecto en fase de construcción y operación. En las tablas 9.8 y 9.9 se presentan las matrices de impacto respectivas.

Tabla 9.8: Matriz de identificación de impactos en fase de construcción.

			FACTORES AMBIENTALES													
			Medio Físico							Medio Biótico		Medio Antrópico				
	ACTIVIDAD	ASPECTOS AMBIENTALES	Calidad del agua	Calidad de aire	Niveles sonoros ambientales	Suelo	Morfología costera	Dinámica litoral	Paisaje	Cobertura vegetal	Fauna	Economía local	Empleo	Población	Actividades recreativas	Alteración de los recursos pesqueros
FASE DE CONSTRUCCIÓN	Implantación	Implantación de obrador y preparación de zona de obra				X	X		X		X			X		
	Obrador	Aumento de demanda de bienes y servicios										X	X			
		Generación de residuos domésticos	X			X										
		Generación de puestos de trabajo										X	X			
	Tendido del material de relleno	Generación de tubidez del agua	X								X					X
		Emisiones sonaras y vibraciones		X	X						X			X		
		Resuspensión de partículas de polvo		X										X		
		Cambio de la batimetría					X	X								
		Alteración de la naturaleza del sustrato	X					X			X					
		Presencia física							X		X			X	X	
	Extensión de espigones	Presencia física					X	X	X					X	X	
		Emisiones sonaras y vibraciones			X						X			X		
	Colocación de cercas captoras	Presencia física							X					X		
	Sembrado de vegetación dunar	Generación de vegetación							X	X	X					
	Colocación de pasarelas de acceso	Presencia física							X					X		
	Transporte de materiales a la obra	Emisión sonora y vibraciones			X						X			X		
		Tránsito	X	X	X				X		X			X	X	
	Obras en descargas pluviales	Emisión sonora y vibraciones		X	X						X			X		
		Emisión de polvo		X										X		

Tabla 9.9: Matriz de identificación de impactos en fase de operación.

FASE OPEREATIVA			FACTORES AMBIENTALES														
			Medio Físico							Medio Biótico		Medio Antrópico					
	ACTIVIDAD	ASPECTOS AMBIENTALES	Calidad agua	Calidad de aire	Niveles sonoros ambientales	Suelo	Morfología costera	Dinámica litoral	Paisaje	Cobertura vegetal	Fauna	Economía local	Empleo	Población	Actividades recreativas	Alteración de los recursos pesqueros
	Regeneración de playa	Presencia física							X	X	X	X		X	X	
		Voladura de partículas de arena					X		X							
		Cambio de la batimetría					X	X							X	X
		Alteración de la naturaleza del sustrato	X				X				X					
		Modificación naturaleza del terreno						X	X			X		X	X	
	Extensión de espigones	Presencia física					X	X	X							
	Descargas pluviales	Presencia física							X					X	X	
		Generación de residuos	X													

En las tablas 9.10 y 9.11 se detalla la identificación de posibles impactos que cruza los factores ambientales con los aspectos ambientales, en fase de construcción y operación respectivamente.

Tabla 9.10: Identificación de impactos en fase de construcción.

	FASE CONSTRUCCIÓN		
ACTIVIDAD	ASPECTO AMBIENTAL	FACTOR AMBIENTAL	IMPACTO
Implantación	Implantación de obrador y preparación de zona de obra	Suelo	Posible erosión del suelo
		Morfología costera	Posibilidad de afectación a la morfología costera
		Fauna	Desplazamiento de la fauna por intervención en la zona
		Paisaje	Impacto visual sobre el paisaje costero
		Población	Molestias en la población debido al tránsito y al vallado de la zona de implantación
Obrador	Aumento de demanda de bienes y servicios	Economía local	Movimientos en la economía local provocado por el funcionamiento del obrador
		Empleo	Aumento del empleo indirecto debido a la actividad económica inducida por el obrador
	Generación de residuos domésticos	Calidad del agua	Posibilidad de afectación al agua por vertido de efluentes domésticos
		Suelo	Posibilidad de contaminación del suelo por infiltración de efluentes domésticos
	Generación de puestos de trabajo	Economía local	Movilización de trabajadores en el área - mejora la demanda de servicios en la zona
		Empleo	Aumento del empleo debido a la contratación de personal de obra, mano de obra directa e indirecta
Tendido del material de relleno	Generación de tubidez del agua	Calidad del agua	Aumento de la turbidez del agua
		Fauna	La pérdida de transparencia limita la reproducción de la vida acuática
		Alteración de los recursos pesqueros	Desplazamiento de las especies de pesca por la alteración de la calidad del agua
	Emisiones sonaras y vibraciones	Niveles sonoros ambientales	Aumento de los niveles sonoros ambientales debido a los procedimientos constructivos
		Fauna	Desplazamiento de la fauna presente debido al movimiento en la zona
		Población	Molestias en la población por aumento de los niveles sonoros producido por las vibraciones y maquinarias
	Resuspensión de partículas de polvo	Calidad de aire	Afectación a la calidad de aire por aumento de partículas suspendidas en los procedimientos constructivos
		Población	Molestias en la población aledaña por aumento de partículas suspendidas en el aire durante la construcción
	Cambio de la batimetría	Morfología costera	Posibilidad de afectación a la morfología costera
		Dinámica litoral	Alteración de la dinámica litoral por la consecuencia de barreras al transporte litoral
	Alteración de la naturaleza del sustrato	Calidad del agua	Cambios en la composición del material de fondo
		Dinámica litoral	Cambios de la granulometría del sedimento
		Fauna	Posible desplazamiento de la fauna movil debido a componentes del sustrato que alteran la calidad química del agua
	Presencia física	Paisaje	Generación de un aspecto estético negativo
		Fauna	Desplazamiento de la fauna presente en la zona debido al movimiento
		Población	Molestias en la población por obras en la zona costera
		Actividades recreativas	Interferencia con las actividades recreativas por la presencia de embarcaciones

	FASE CONSTRUCCIÓN		
ACTIVIDAD	ASPECTO AMBIENTAL	FACTOR AMBIENTAL	IMPACTO
Extensión de espigones	Presencia física	Morfología costera	Posibilidad de afectación a la morfología costera
		Dinámica litoral	Alteración de la dinámica litoral por la consecuencia de barreras al transporte litoral
		Paisaje	Generación de un aspecto estético negativo desde la rambla
		Población	Molestias en la población por obras en la zona costera
		Actividades recreativas	Interferencia con las actividades recreativas
	Emisiones sonaras y vibraciones	Niveles sonoros ambientales	Aumento de los niveles sonoros ambientales debido a los procedimientos constructivos
		Fauna	Desplazamiento de la fauna presente debido al movimiento en la zona
		Población	Molestias en la población por aumento de los niveles sonoros producido por las vibraciones y maquinarias
Colocación de cercas captoras	Presencia física	Paisaje	Generación de un aspecto estético negativo desde la rambla
		Población	Molestias en la población por obras en la zona costera
Sembrado de vegetación dunar	Generación de vegetación	Paisaje	La siembra de vegetación mejora la estética del sistema dunar
		Cobertura vegetal	Incremento de la flora dunar
		Fauna	Se promueve la adaptación de especies de sistemas dunares
Colocación de pasarelas de acceso	Presencia física	Paisaje	Generación de un aspecto estético negativo desde la rambla
		Población	Molestias en la población por obras en la zona costera
Transporte de materiales a la obra	Emisión sonora y vibraciones	Niveles sonoros	Aumento de los niveles sonoros ambientales debido a los
		Fauna	Desplazamiento de la fauna presente debido al movimiento en la zona.
		Población	Molestias en la población por aumento de los niveles sonoros producido por las vibraciones y maquinarias
	Tránsito	Calidad del agua	Afectación a la calidad del agua por emisiones o posibles vertidos de las embarcaciones que transportan material de relleno
		Calidad de aire	Afectación a la calidad de aire por emisiones de gases por vehículos que transportan materiales a la obra
		Niveles sonoros ambientales	Aumento de los niveles sonoros por el tránsito de vehículos que transportan materiales a la obra
		Paisaje	Afectación al paisaje por el movimiento y obras en la playa
		Fauna	Desplazamiento de la fauna presente en tierra y agua por el movimiento de vehículos
		Población	Interferencia con el tránsito normal, y malestar en la población.
		Actividades recreativas	Interferencia con las actividades recreativas por la circulación de embarcaciones

	FASE CONSTRUCCIÓN		
ACTIVIDAD	ASPECTO AMBIENTAL	FACTOR AMBIENTAL	IMPACTO
Obras en descargas pluviales	Emisión sonora y vibraciones	Niveles sonoros ambientales	Aumento de los niveles sonoros ambientales debido a los procedimientos constructivos
		Fauna	Desplazamiento de la fauna presente debido al movimiento en la zona
		Población	Molestias en la población por aumento de los niveles sonoros producido por las vibraciones y maquinarias
	Emisión de polvo	Calidad de aire	Afectación a la calidad de aire por aumento de partículas suspendidas en los procedimientos constructivos
		Población	Molestias en la población aledaña por aumento de partículas suspendidas en el aire durante la construcción

Tabla 9.11: Identificación de impactos en fase operativa.

	FASE OPERACIÓN		
ACTIVIDAD	ASPECTOS AMBIENTALES	FACTOR AMBIENTAL	IMPACTO
Regeneración de playa	Presencia física	Paisaje	Mejora en el aspecto estético debido a la regeneración de playa
		Cobertura vegetal	La cobertura vegetal ya establecida proporciona una condición salidable para el sistema costero
		Fauna	Con la generación de la playa se logra un ecosistema saludable
		Economía local	Movimientos en la economía local provocado por la atracción de turistas
		Población	Atracción de turistas y vecinos por la mejora estética y mayores oportunidades recreativas
		Actividades recreativas	Mayor área de playa seca para uso lúdico
	Voladura de partículas de arena	Morfología costera	Generación de dunas por medio de las cercas captoras y la vegetación
		Paisaje	Mejora en el aspecto estético debido a la regeneración de dunas
	Cambio de la batimetría	Morfología costera	Posibilidad de afectación a la morfología costera
		Dinámica litoral	Alteración de la dinámica litoral por la consecuencia de barreras al transporte litoral
		Actividades recreativas	Menor calado en la playa para los deportes acuaticos y/o navegación
		Alteración de los recursos pesqueros	Menor calado que puede provocar el desplazamiento de especies de pesca
	Alteración de la naturaleza del sustrato	Calidad del agua	Cambios en la composición del material de fondo
		Morfología costera	Cambios de la granulometría del sedimento
		Fauna	Posible desplazamiento de la fauna movil debido a componentes del sustrato que alteran la calidad química del agua
	Modificación naturaleza del terreno	Dinámica litoral	Alteración de la dinámica litoral por el cambio en la forma de playa
		Paisaje	Mejora el paisaje del sistema costero integrado
		Economía local	Movimientos en la economía local provocado por la atracción de turistas
		Población	Atracción de turistas y vecinos por la mejora estética y mayores oportunidades recreativas
		Actividades recreativas	Mayor área de playa seca para uso lúdico

	FASE OPERACIÓN		
ACTIVIDAD	ASPECTOS AMBIENTALES	FACTOR AMBIENTAL	IMPACTO
Extensión de espigones	Presencia física	Morfología costera	La playa tomará su forma en base a la retención de sediementos de los espigones
		Dinámica litoral	Alteración de la dinámica litoral por el cambio en la forma de playa
		Paisaje	El paisaje de playa se ve afectado por estructuras duras
Descargas pluviales	Presencia física	Paisaje	Generación de un aspecto estético negativo
		Población	Molestias en la población y turistas por estructuras en la playa
		Actividades recreativas	Menor área de playa seca para uso lúdico
	Generación de residuos	Calidad del agua	Afectación de la calidad del agua por lixiviados pluviales

La valoración cuantitativa de la importancia de cada impacto se realizó en base a criterios de valoración como se muestra en la Tabla 9.12, permitiendo la comparación entre impactos.

Tabla 9.12: Criterio utilizado para valorar la significancia de los impactos ambientales.

	Valor	
Tipo	Negativo	-
	Positivo	+
Magnitud (M)	Baja	1
	Media	2
	Alta	4
	Total	8
Importancia (I)	Baja	2
	Media	4
	Alta	8
Probabilidad(P)	Poco probable	1
	Probable	2
	Certero	3
Duración(D)	Intermitente	1
	Temporal	2
	Permanente	3
Conocimiento (C)	Bien Conocido	1
	Poco Conocido	2
	No Conocido	4

En las tablas 9.13 y 9.14 se presenta la evaluación de impactos realizada para cada fase, donde se muestra la significancia de cada impacto.

La significancia del impacto se obtiene como suma de los distintos puntajes, otorgándoles el signo correspondiente al tipo de impacto (+/-). La significancia del impacto se

considera: alta cuando existe un valor 8 o cuando la suma total excede 18, media cuando existe un valor de 4 o cuando su suma total excede 12 y baja para el resto de los valores. De ser baja la significancia del impacto, el mismo no se considera.

Tabla 9.13: Evaluación de impactos en fase de construcción.

FASE CONSTRUCCIÓN								
IMPACTO	Tipo	M	I	P	D	C	TOTAL	Significancia
Posible erosión del suelo	-1	1	2	2	2	1	7	Baja
Posibilidad de afectación a la morfología costera	-1	1	4	1	3	1	9	Media
Desplazamiento de la fauna por intervención en la zona	-1	2	4	3	2	1	11	Media
Impacto visual sobre el paisaje costero	-1	1	2	2	2	1	7	Baja
Molestias en la población debido al tránsito y al vallado de la zona de implantación	-1	2	4	2	2	2	11	Media
Movimientos en la economía local provocado por el funcionamiento del obrador	1	2	4	3	2	1	13	Positivo
Aumento del empleo indirecto debido a la actividad económica inducida por el obrador	1	2	4	3	2	1	13	Positivo
Posibilidad de afectación al agua por vertido de efluentes domésticos	-1	2	4	1	1	1	8	Media
Posibilidad de contaminación del suelo por infiltración de efluentes domésticos	-1	2	4	1	1	1	8	Media
Movilización de trabajadores en el área - mejora la demanda de servicios en la zona	1	2	4	3	2	1	13	Positivo
Aumento del empleo debido a la contratación de personal de obra, mano de obra directa e indirecta	1	2	4	3	2	1	13	Positivo
Aumento de la turbidez del agua	-1	2	4	2	2	2	11	Media
La pérdida de transparencia limita la reproducción de la vida acuática	-1	2	4	1	2	4	12	Media
Desplazamiento de las especies de pesca por la alteración de la calidad del agua	-1	2	4	3	2	2	12	Media
Aumento de los niveles sonoros ambientales debido a los procedimientos constructivos	-1	1	1	3	1	1	6	Baja
Desplazamiento de la fauna presente debido al movimiento en la zona	-1	2	4	3	2	1	11	Media
Molestias en la población por aumento de los niveles sonoros producido por las vibraciones y maquinarias	-1	1	1	2	1	1	5	Baja
Afectación a la calidad de aire por aumento de partículas suspendidas en los procedimientos constructivos	-1	1	1	2	1	2	6	Baja
Molestias en la población aledaña por aumento de partículas suspendidas en el aire durante la construcción	-1	1	1	2	1	1	5	Baja
Posibilidad de afectación a la morfología costera	-1	4	4	3	3	1	14	Media
Alteración de la dinámica litoral por la consecuencia de barreras al transporte litoral	-1	4	4	3	3	1	14	Media
Cambios en la composición del material de fondo	-1	1	4	2	3	2	11	Media
Cambios de la granulometría del sedimento	-1	4	4	3	3	1	14	Media
Posible desplazamiento de la fauna movil debido a componentes del sustrato que alteran la calidad química del agua	-1	1	2	1	3	4	10	Media
Generación de un aspecto estético negativo	-1	1	2	2	2	1	7	Baja
Desplazamiento de la fauna presente en la zona debido al movimiento	-1	2	4	3	2	1	11	Media
Molestias en la población por obras en la zona costera	-1	2	4	2	2	2	11	Media
Interferencia con las actividades recreativas por la presencia de embarcaciones	-1	4	2	2	2	2	11	Media

FASE CONSTRUCCIÓN								
IMPACTO	Tipo	M	I	P	D	C	TOTAL	Significancia
Posibilidad de afectación a la morfología costera	-1	4	4	3	3	1	14	Media
Alteración de la dinámica litoral por la consecuencia de barreras al transporte litoral	-1	4	4	3	3	1	14	Media
Generación de un aspecto estético negativo desde la rambla	-1	4	4	3	3	1	14	Media
Molestias en la población por obras en la zona costera	-1	2	4	2	2	2	11	Media
Interferencia con las actividades recreativas	-1	4	2	2	2	2	11	Media
Aumento de los niveles sonoros ambientales debido a los procedimientos constructivos	-1	1	1	3	1	1	6	Baja
Desplazamiento de la fauna presente debido al movimiento en la zona	-1	4	4	3	3	1	14	Media
Molestias en la población por aumento de los niveles sonoros producido por las vibraciones y maquinarias	-1	1	1	2	1	1	5	Baja
Generación de un aspecto estético negativo desde la rambla	-1	1	2	2	2	1	7	Baja
Molestias en la población por obras en la zona costera	-1	2	4	2	2	2	11	Media
La siembra de vegetación mejora la estética del sistema dunar	1	1	4	2	3	1	12	Positivo
Incremento de la flora dunar	1	2	4	3	3	1	14	Positivo
Se promueve la adaptación de especies de sistemas dunares	1	4	8	2	3	1	19	Positivo
Generación de un aspecto estético negativo desde la rambla	-1	1	2	2	2	1	7	Baja
Molestias en la población por obras en la zona costera	-1	2	4	2	2	2	11	Media
Aumento de los niveles sonoros ambientales debido a los	-1	1	1	3	1	1	6	Baja
Desplazamiento de la fauna presente debido al movimiento en la zona.	-1	2	4	3	2	1	11	Media
Molestias en la población por aumento de los niveles sonoros producido por las vibraciones y maquinarias	-1	1	1	2	1	1	5	Baja
Afectación a la calidad del agua por emisiones o posibles vertidos de las embarcaciones que transportan material de relleno	-1	2	4	3	1	4	13	Media
Afectación a la calidad de aire por emisiones de gases por vehículos que transportan materiales a la obra	-1	1	2	2	1	2	7	Baja
Aumento de los niveles sonoros por el tránsito de vehículos que transportan materiales a la obra	-1	1	1	3	1	1	6	Baja
Afectación al paisaje por el movimiento y obras en la playa	-1	1	2	2	2	1	7	Baja
Desplazamiento de la fauna presente en tierra y agua por el movimiento de vehículos	-1	2	4	2	1	1	9	Media
Interferencia con el tránsito normal, y malestar en la población.	-1	1	4	2	2	2	10	Media
Interferencia con las actividades recreativas por la circulación de embarcaciones	-1	1	2	2	1	1	6	Baja

FASE CONSTRUCCIÓN								
IMPACTO	Tipo	M	I	P	D	C	TOTAL	Significancia
Aumento de los niveles sonoros ambientales debido a los procedimientos constructivos	-1	1	1	3	1	1	6	Baja
Desplazamiento de la fauna presente debido al movimiento en la zona	-1	2	4	2	1	1	9	Media
Molestias en la población por aumento de los niveles sonoros producido por las vibraciones y maquinarias	-1	1	1	2	1	1	5	Baja
Afectación a la calidad de aire por aumento de partículas suspendidas en los procedimientos constructivos	-1	1	1	2	1	2	6	Baja
Molestias en la población aledaña por aumento de partículas suspendidas en el aire durante la construcción	-1	1	1	2	1	1	5	Baja

Tabla 9.14: Evaluación de impactos en fase operativa.

FASE OPERACIÓN								
IMPACTO	Tipo	M	I	P	D	C	TOTAL	Significancia
Mejora en el aspecto estético debido a la regeneración de playa	1	4	8	3	3	2	21	Positivo
La cobertura vegetal ya establecida proporciona una condición salidable para el sistema costero	1	4	4	2	3	2	16	Positivo
Con la generación de la playa se logra un ecosistema saludable	1	2	4	2	3	1	13	Positivo
Movimientos en la economía local provocado por la atracción de turistas	1	2	8	2	3	2	18	Positivo
Atracción de turistas y vecinos por la mejora estética y mayores oportunidades recreativas	1	4	8	2	3	1	19	Positivo
Mayor área de playa seca para uso lúdico	1	2	8	2	3	1	17	Positivo
Generación de dunas por medio de las cercas captoras y la vegetación	1	2	8	2	3	1	17	Positivo
Mejora en el aspecto estético debido a la regeneración de dunas	1	2	8	2	3	2	18	Positivo
Posibilidad de afectación a la morfología costera	1	1	4	3	3	2	14	Positivo
Alteración de la dinámica litoral por la consecuencia de barreras al transporte litoral	-1	1	4	2	3	2	11	Media
Menor calado en la playa para los deportes acuaticos y/o navegación	-1	2	2	2	3	2	10	Baja
Menor calado que puede provocar el desplazamiento de especies de pesca	-1	2	4	1	3	4	13	Media
Cambios en la composición del material de fondo	-1	1	4	2	3	2	11	Media
Cambios de la granulometría del sedimento	-1	4	4	3	3	1	14	Media
Posible desplazamiento de la fauna movil debido a componentes del sustrato que alteran la calidad química del agua	-1	1	2	1	3	4	10	Media
Alteración de la dinámica litoral por el cambio en la forma de playa	1	2	2	2	3	2	12	Positivo
Mejora el paisaje del sistema costero integrado	1	4	8	3	3	1	20	Positivo
Movimientos en la economía local provocado por la atracción de turistas	1	2	8	2	3	2	18	Positivo
Atracción de turistas y vecinos por la mejora estética y mayores oportunidades recreativas	1	4	8	2	3	1	19	Positivo
Mayor área de playa seca para uso lúdico	1	2	8	2	3	1	17	Positivo

FASE OPERACIÓN								
IMPACTO	Tipo	M	I	P	D	C	TOTAL	Significancia
La playa tomará su forma en base a la retención de sediementos de los espigones	1	4	4	3	3	1	16	Positivo
Alteración de la dinámica litoral por el cambio en la forma de playa	1	2	2	2	3	2	12	Positivo
El paisaje de playa se ve afectado por estructuras duras	-1	2	4	3	3	2	13	Media
Generación de un aspecto estético negativo	-1	2	4	2	3	2	12	Media
Molestias en la población y turistas por estructuras en la playa	-1	2	4	2	3	1	11	Media
Menor área de playa seca para uso lúdico	-1	2	4	2	3	1	11	Media
Afectación de la calidad del agua por lixiviados pluviales	-1	2	4	2	1	1	9	Media

Los impactos negativos resultantes de la etapa de construcción y operación resultaron de significancia media y baja. Con significancia media durante la obra se destaca: la afectación a la morfología costera generadas por las obras, el desplazamiento de la fauna por el emplazamiento, la posible afectación a la calidad del agua por residuos generados en el obrador y las molestias en la población por el comienzo de las obras.

Durante la actividad del vertido y tendido del material de relleno, se suman a los impactos negativos: el aumento de emisiones sonoras y vibraciones, el aumento de la turbidez del agua, la interferencia con las actividades recreativas y la generación de un aspecto estético negativo.

En la operatividad será afectada la dinámica litoral como consecuencia de los espigones que actúan como barreras al transporte litoral, el menor calado y la posible alteración de la calidad del agua debido a componentes del sustrato. La operación de las descargas pluviales va a generar impactos negativos en las actividades recreativas, en la calidad del agua a causa de los lixiviados pluviales y principalmente un impacto estético negativo.

Los impactos generados sobre la fauna corresponden a la presencia de las obras, el movimiento de personas y maquinarias, la circulación de embarcaciones, las emisiones sonoras y las vibraciones. Estos aspectos implicarán el desplazamiento de la fauna que habita o visita la zona. Se entiende que en la fase de construcción estos factores son de corta duración.

En cuanto a la población, en la fase constructiva, se ve afectada por la presencia física de la obra, por la maquinaria y el movimiento de obreros, además del impacto visual negativo que altera el paisaje.

Durante la obra, en los cambios de aceite y cargas de combustible de la maquinaria, se recomienda colocar una bandeja metálica debajo del vehículo para colectar posibles derrames, evitando así que estos lleguen al suelo.

Tanto el movimiento del material para la obra, como el movimiento de la maquinaria necesaria producirán ruidos y polvo. Estas afectaciones están restringidas a las cercanías de las fuentes que las generan. Se buscará una localización del obrador teniendo en cuenta la cantidad de construcciones cercanas, de forma de encontrar un sitio lo más alejado posible de las viviendas. En cuanto a las barcazas que transportan el material de relleno, se encontrarán a una distancia importante por lo que no es esperable que estas molestias sean significativas.

La reconstrucción de los espigones altera la dinámica litoral, disminuyendo el transporte de arena hacia la zona oeste como fue buscado en el diseño de éstos. A su vez, afectan el paisaje de forma negativa como toda estructura dura presenta en la playa e interrumpen actividades recreativas acuáticas y la libre circulación sobre la playa seca.

9.5. Presupuesto

Las obras diseñadas en este proyecto comprenden, el relleno de playa de 3.150.000 m^3 de arena extraída del Banco Arquímedes, la reconstrucción de siete espigones de los existentes, las actuaciones en las descargas pluviales, la estabilización de dunas y el monitoreo de las obras, principalmente del relleno de playa en los tres primeros años.

Antes de llevarlas a cabo, se deben realizar los estudios previos especificados y en base a ellos ajustar este anteproyecto para realizar el proyecto ejecutivo.

Las costos asociados a cada uno de los grandes rubros se encuentran en la Tabla 9.15, en la cual se detallan cantidades, precios unitarios y totales. En cada rubro se deben contemplar al menos los subrubros especificados.

Tabla 9.15: Rubrado y cotización.

				DÓLARES AMERICANOS	
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1. ESTUDIOS Y ACTIVIDADES PREVIAS					
1.1	Relevamiento topográfico de la localidad	gl	1	6.500,0	6.500,0
1.2	Relevamiento altimétrico del drenaje existente	gl	1	2.500,0	2.500,0
1.3	Relevamiento topobatimétrico de la playa	gl	1	7.500,0	7.500,0
1.4	Relevamiento Arroyo Zanja Honda	gl	1	10.500,0	10.500,0
1.5	Extracción y ensayo granulometría de muestras de sedimento sumergido	gl	15	-	1.400,0
1.6	Extracción y ensayo granulometría de muestras de sedimento de playa seca	gl	9	-	960,0
	SUB TOTAL OBRAS				**29.360,0**
2. RELLENO DE PLAYA					
2.1	Extracción, transporte y colocación de arena desde la zona de préstamo	m3	3.150.000,0	5,7	18.093.717,5
	SUB TOTAL OBRAS				**18.093.717,5**
3. ESPIGONES					
3.1	Material rocoso, transporte y construcción del núcleo y filtro del espigón	m3	4.500,0	75,0	337.500,0
3.2	Material rocoso, transporte y construcción de la coraza y el pie del espigón	m3	5.800,0	100,0	580.000,0
	SUB TOTAL OBRAS				**917.500,0**
4. OBRAS ACCESORIAS					
4.1	**Descargas pluviales**				
4.1.1	Sumistro de tuberías de hormigón de diámetro 1200 mm	m	165,0	101,4	16.730,5
4.1.2	Colocación de tuberías de hormigón de diámetro 1200 mm	m	165,0	101,4	16.730,5
4.1.3	Sumistro de tuberías de hormigón de diámetro 1000 mm	m	110,0	123,4	13.573,9
4.1.4	Colocación de tuberías de hormigón de diámetro 1000 mm	m	110,0	123,4	13.573,9
4.1.5	Suministro y colocación de piezas especiales necesarios para la completa instalación	un			
4.1.6	Construcción de cámaras de hormigón	m3	28,6	1.000,0	28.640,2
4.1.7	Construcción de muros de contención	m3	1.438,2	1.000,0	1.438.200,0
4.1.8	Fundaciones de los elementos (muros, tuberías, cámaras)	m3			
4.1.9	Construcción disipadores de energía	m3	26,2	1.000,0	26.231,6
4.1.10	Construcción de delantales de hormigón en descargas	m3	811,2	1.000,0	811.200,0
4.1.11	Obras accesorias (detallar)	gl			
	SUB TOTAL OBRAS				**2.364.880,7**

				DÓLARES AMERICANOS	
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
4. OBRAS ACCESORIAS					
4.2	**Estabilización de dunas**				
4.2.1	Suministro de cercas captoras de arena	gl			
4.2.2	Colocación de cercas captoras de arena	gl			
4.2.3	Suministro y plantación de vegetación dunar	gl			
4.2.4	Suministro de pasarelas de acceso a la playa	gl			
4.2.5	Colocación de pasarelas de acceso a la playa	gl			
4.2.6	Suministro de cartelería informativa para los turistas	gl			
4.2.7	Colocación de cartelería informativa para los turistas	gl			
4.2.8	Obras accesorias (detallar)	gl			
	SUB TOTAL OBRAS				**0,0**
5. MONITOREO					
5.1	**Fase 1 (Desde año 1 a 3)**				
5.1.1	Relevamiento topobatimétrico	gl	78	129,3	10.086,2
5.1.2	Extracción y ensayo granulometría de muestras de sedimento sumergido	gl	27	-	2.592,0
5.1.3	Extracción y ensayo granulometría de muestras de sedimento de playa seca	gl	45	-	4.200,0
5.1.4	Fotogrametría de la playa	gl	3	1.100,0	3.300,0
	SUB TOTAL OBRAS				**20.178,2**

TOTAL TRABAJOS	USD		21.425.636,4
TOTAL MONTO IMPONIBLE	USD		4.713.640,0
TOTAL LLSS (0,75 DEL MI)	USD	0,75	3.535.230,0
TOTAL TRABAJOS + LLSS	USD		**24.960.866,4**
TOTAL MAYORADO	USD	1,5	**37.441.299,6**

Algunas de las cotizaciones requeridas no fueron conseguidas, como los insumos del subrubro "Estabilización de dunas", pero se entiende que no tienen gran influencia en el monto total en comparación con los demás rubros.

En cada rubro puede surgir la necesidad de ampliar los subrubros una vez realizado el proyecto ejecutivo, por lo que se utiliza un coeficiente de 1,5 para mayorar el total de los costos.

A partir de estas consideraciones se estima que las obras propuestas tienen un valor total de USD 37.500.000.

Además de esta estimación, en la cotización de la totalidad de la obra se deben incluir: la implantación, el plan de seguridad de trabajo, la limpieza general de la obra, la participación de los técnicos prevensionistas y los planos conforme a obra.

9.6. Planos

Los planos se encuentran adjuntos y el índice correspondiente se presenta a continuación:

- L01 – RELEVAMIENTO ALTIMÉTRICO ZONA COSTERA
- L02 – TOPOBATIMETRÍA ANTECEDENTE DE LA PLAYA
- L03 – TOPOBATIMETRÍA REGENERADA CON EL RELLENO DE PLAYA
- L04 – PERFILES TRANSVERSALES DE LA PLAYA (02 AL 05)
- L05 – PERFILES TRANSVERSALES DE LA PLAYA (06 AL 09)
- L06 – PERFILES TRANSVERSALES DE LA PLAYA (10 AL 13)
- L07 - RECONSTRUCCIÓN DE ESPIGONES-PLANTA GENERAL
- L08 - DETALLE ESPIGÓN N°3
- L09 - DETALLE ESPIGÓN N°4
- L10 - DETALLE ESPIGÓN N°6
- L11 - DETALLE ESPIGÓN N°7
- L12 – DETALLE ESPIGÓN N°8
- L13 – DETALLE ESPIGÓN N°9
- L14 – DETALLE ESPIGÓN N°10
- L15 - INFORMACIÓN DISPONIBLE DE DRENAJE PLUVIAL
- L16 - DESCARGAS PLUVIALES CON CUENCA ASOCIADA
- L17 - SOLUCIÓN EN PLANTA DE LAS DESCARGAS PLUVIALES
- L18 - DETALLES DE REDIRECCIONES, CÁMARAS Y MUROS
- L19 – DETALLE DEL DISIPADOR DE LA DESCARGA N°17
- L20 – DETALLE DEL DISIPADOR DE LA DESCARGA N°22
- L21 – DETALLE DEL DISIPADOR DE LA DESCARGA N°24

Referencias

Alfaro Chavarría, H. (2017). *Estudio de la dinámica del oleaje en el litoral pacífico de Costa Rica: Metodologías de regionalización y avances en servicios relativos al clima marítimo.* (Tesis Doctoral). Universidad de Cantabria.

Alice Raabe, A., da Fontoura Klein, A., González, M., y Medina, R. (2010). MEPBAY and SMC: Software tools to support different operational levels of headland-bay beach in coastal engineering projects. (57).

Baldi, M., y Santa Cruz, M. (2018). Estudios hidrológicos e hidráulicos para la planificación territorial de Carmelo. *Proyecto de grado, IMFIA-FING-UDELAR*.

CEDEX. (1990). Estudio de la proyección y regeneración de la playa de Piriápolis, España.

Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill Interamericana, Colombia.

Chow, V. T., Maidment, D. R., y W.Mays, L. (2000). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill Interamericana, Colombia.

CIRIA, C., CUR. (2007). *The rock manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. C683, CIRIA, London.

Da Fontoura Klein, A., Vargas, A., Alice Raabe, A., y R.C Hsu, J. (2003). Visual assessment of bayed beach stability with computer software. (29).

Dean, R., y Dalrymple, R. (2004). *COASTAL PROCESSES with Engineering Applications*. Cambridge University Press.

Dean, R. G. (1991). Equilibrium beach profiles: Characteristics and applications. *Coastal Education Research Foundation, Inc.*.

Delft University of Technology. (2020). Swan user manual.

Departamento de Desarrollo Ambiental, IMM. (2016). *Guía para presentación de proyectos ante el servicio de estudios y proyectos de saneamiento, idm*.

DINASA. (2009). Manual de diseño de sistemas de aguas pluviales urbanas. *MVOTMA*.

Elghandour, A. M. (2018). *Efficient modelling of coastal evolution: Development, verification and validation of ShorelineS model.* (Tesis de Maestría). UNESCO-IHE Institute for Water Education, DELFT.

Eric C. F. Bird. (1996). *Beach Manangement*.

Ghonim, M. E. (2019). *Recent Developments in Numerical Modelling of Coastline Evolution.* (Tesis de Maestría). UNESCO-IHE Institute for Water Education, DELFT.

Guo, J. (2002). Simple and explicit solution of wave dispersion equation. (45), 71-74.

Holthuijsen, L. H. (2007). *Waves in Oceanic and Coastal Waters*. Cambridge University Press.

Hourcade, J., y Zorrilla, G. (2020). Informe interno de visitas de campo.

IdM, Digesto Departamental. (2015). ´Volumen VI. Ordenamiento territorial - desarrollo sostenible - medio ambiente. artículo r.2.3.

IH-CANTABRIA (c). (2019). Informe técnico sobre la metodología en el proyecto. escala piloto. Desarrollo de herramientas tecnológicas para evaluar los impactos, vulnerabilidad y adaptación al cambio climático en la zona costera de Uruguay. *Producto realizado en el marco del Plan Nacional de Adaptación Costera, MVOTMA - CTCN - AECID*.

IH-CANTABRIA (i). (2019). Casos piloto. Piriápolis (Maldonado). Desarrollo de herramientas tecnológicas para evaluar los impactos, vulnerabilidad y adaptación al cambio climático en la zona costera de Uruguay. *Producto realizado en el marco del Plan Nacional de Adaptación Costera, MVOTMA - CTCN - AECID*.

IMFIA. (2018). Informe de actividades en el marco del proyecto: Uru/18/002 Integración del enfoque de adaptación en ciudades, infraestructura y ordenamiento territorial en Uruguay. Entregable E.1.1.

Instituto de Ciencias del Mar. (2015). *Guía didáctica. el mar de fondo.*

Jackson, M., Bonner, S., y Narbondo, S. (2017). Puerto deportivo en el Arroyo Cufré. *Proyecto de grado, IMFIA-FING-UDELAR*.

Kamphuis, J. W. (2000). *Introduction to coastal engineering and management*. World Scientific Publishing Co.

Karl F. Nordstrom. (2008). *Beach and Dune Restoration*.

Martínez Sánchez, J. (2013). Evolución de la línea de costa a partir del equilibrio dinámico del perfil de playa. *Universidad de Cantabria*.

Mudde, C. (2019). *Development and verification of ShorelineS on longshore sediment transport and spit formation.* (Tesis de Maestría). Delft University of Technology.

Overgaauw, T. T. (2021). *Modelling shoreline evolution in the vacinity of shore normal structures.* (Tesis de Maestría). Delft University of Technology.

Pilip L. Thompson and Roger T. Kilgore. (2006). *Hydraulic design of energy dissipators for culvert and channels*. Federeal Highway Administtration and National Highway Institute.

Ricard Silvester and John R.C.Hsu. (1993). *Coastal Stabilization*.

Ricard Silvester and John R.C.Hsu. (2007). *Manual de restauración de dunas costeras*.

Roelvink, D. (2017). Coastline modelling: the next generation. *Book of Abstracts NCK Days*, p. 33.

Roelvink, D., Huisman, B., y Elghandour, A. (2018). Efficient modelling of complex coastal evolution at monthly to century time scales. *Sixth International Conference on Estuaries and Coasts (ICEC)*.

ROM 0.5-05. (2005). *Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. Madrid: Puertos del estado.*

ROM 0.5-94. (1994). *Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. Madrid: Puertos del estado.*

ROM 1.0-09. (2009). *Recomendaciones del diseño y ejecución de las obras de abrigo (parte i. bases y factores para el proyecto. agentes climáticos). Madrid: Puertos*

del estado.

ROM 2.0-90. (2009). Recomendaciones para obras marítimas. Madrid: Puertos del estado.

Rosado, E. Q. (2014). Introducción a la Fotogrametría y Cartografía aplicadas a la Ingeniería Civil.

Teixeira, L., López, G., y Mosquera, R. (2009). *Estudio de la zona costera del balneario Piriápolis*. IMFIA-FING.

US Army Corps of Engineers. (1984). *Shore Protection Manual*.

US Army Corps of Engineers. (2002). *Coastal Engineering manual, Part III, Coastal sediment processes.*

US Army Corps of Engineers. (2008). *Coastal Engineering Manual, Part V, Coastal planning and design.*

US Army Corps of Engineers. (2011). *Coastal Engineering Manual, Part VI, Fundamental of Design*.

US Army Corps of Engineers. (2015). *Dredging and Dredged Material Management*.

US Army Corps of Engineers. (2016). HEC-RAS. Hydraulic Reference Manual, versión 5.0 River Analysis System. (29).

Vicente Chapapría, José Aguilar, José Serra and Josep Ramón Medina. (1995). *Levantamientos y seguimientos topo-batimétricos en ingenieria de costas*.

Xbeach Documentation. (2017).

Anexos

A. Trabajo de campo

Para realizar el presente estudio se concurrió a la localidad de Piriápolis en varias oportunidades. La primera visita se realizó el día 7 de junio del año 2020 con el fin de recorrer la ciudad, conocer puntos de interés y realizar un relevamiento fotográfico. Se transitó por el arroyo Zanja Honda, la playa y el puerto de Piriápolis. El 26 de junio del mismo año se realizó un relevamiento con GPS diferencial y se extrajeron muestras de arena en tres puntos distintos del arco de playa para determinar su granulometría.

A.1. Relevamiento con GPS diferencial

El relevamiento con GPS diferencial se realizó con el fin de conocer la diferencia entre las cotas del MDT del IDE que están referidas al geoide, EGM08 y el Cero Oficial que es el cero de referencia en el que se conocen los forzantes y la batimetría.

También se buscó conocer distintas secciones del arroyo Zanja Honda y las alcantarillas que lo atraviesan para poder mejorar la modelación hidrodinámica unidimensional. Además, era de suma importancia relevar perfiles de la playa debido a la discordancia entre la información base del terreno con la que se contaba, cartas batimétricas y el modelo digital del terreno del IDE.

Se utilizó un GPS Leica conectado a la estación UYMA, ubicada en la localidad de Laguna del Sauce, Maldonado.

En la zona relevada del arroyo Zanja Honda el relevamiento no fue bueno por falta de señal en el dispositivo por lo que no pudo ser utilizado, en la zona costera el GPS tuvo una mejor precisión con lo que se logró unir la información de la batimetría con la modelo digital del IDE como se pretendía. El MDT del IDE se utilizó sin ajustar a la diferencia con el Cero Oficial pero se conoce que en Uruguay tiene aproximadamente una diferencia de 15 cm lo que se considera aceptable para este estudio. (IH-CANTABRIA (i), 2019)

Los puntos relevados en el arco de playa fueron los que se muestran en la Figura A.1, y en el plano adjunto: Lámina L01: “Relevamiento altimétrico zona costera”



Figura A.1: Perfiles relevados en la playa.

Como se puede apreciar en Figura A.1, sobre la zona media del arco, correspondiente a la playa de la zona del Hotel Argentino, no se pudieron realizar mediciones. El día del relevamiento el mar golpeaba el muro como se puede observar en la Figura A.2, lo cual imposibilitó el acceso a dicho tramo.



Figura A.2: Oleaje contra el muro de Piriápolis (foto tomada el 26/06/2020).

A.1.1. Comparación con relevamientos del CEDEX

Por otro lado, como información de base de perfiles transversales se cuenta con el relevamiento realizado por el CEDEX en 1990. A modo comparativo se presentan graficados tres perfiles de la Figura A.1 con el relevamiento correspondiente al estudio del CEDEX, el perfil 1 (inmediatamente al oeste de la Plaza Armenia) en la Figura A.3, el perfil 13 en la Figura A.4 y el perfil 21 en la Figura A.5.

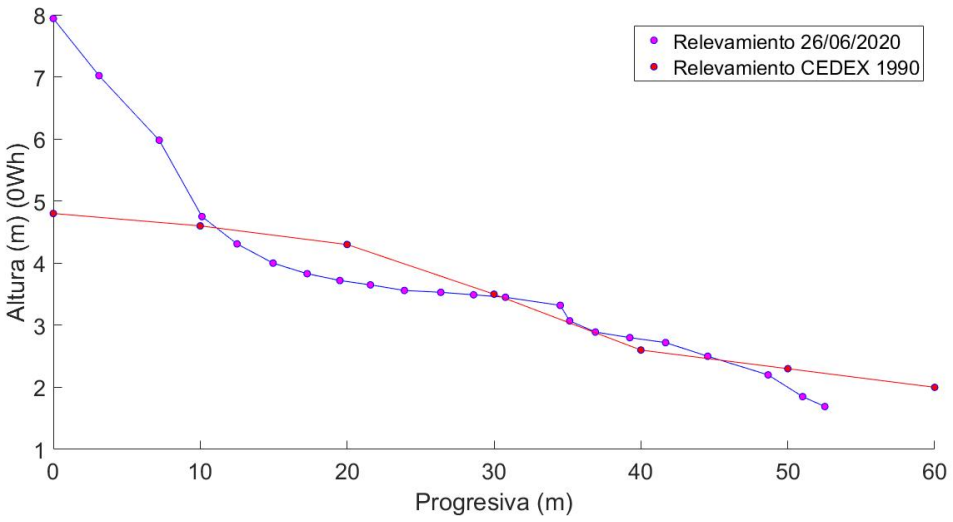


Figura A.3: Perfil 1 relevamiento realizado en el 2020 y en 1990 por el CEDEX

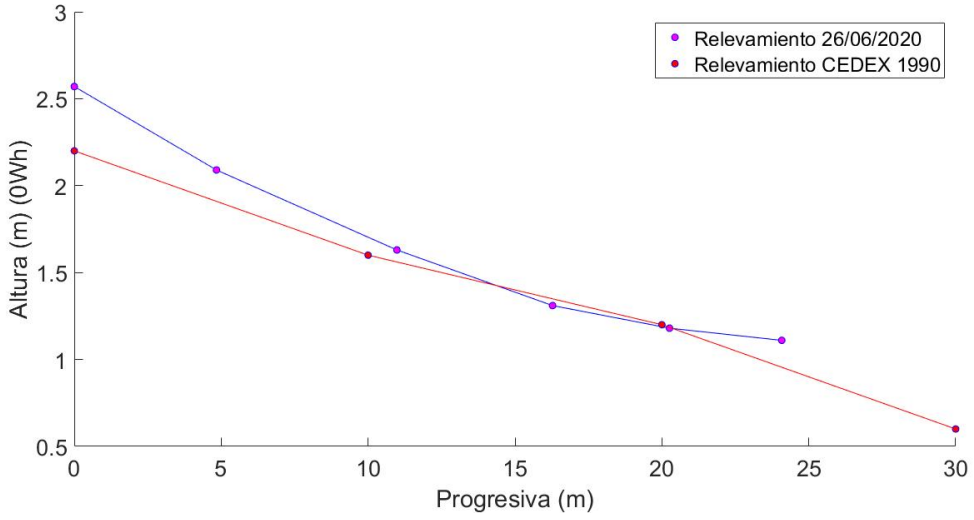


Figura A.4: Perfil 13 relevamiento realizado en el 2020 y en 1990 por el CEDEX

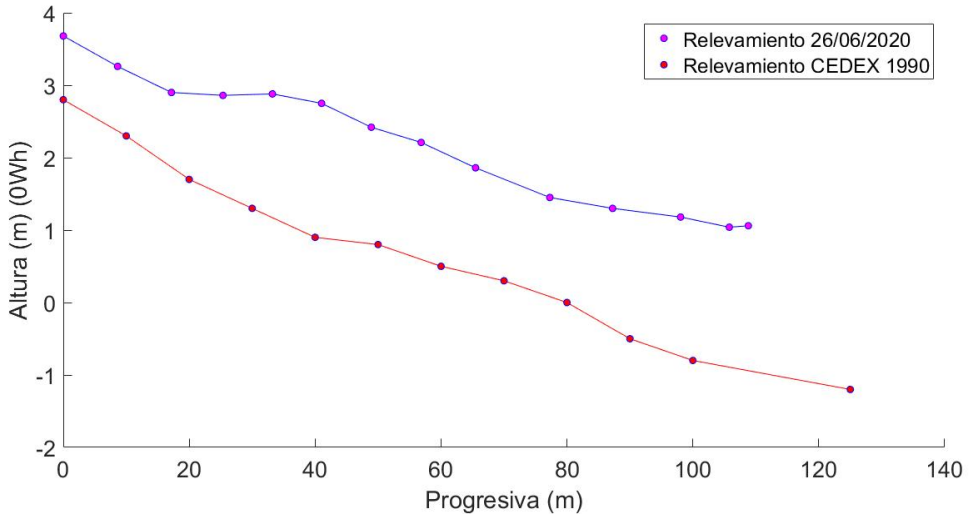


Figura A.5: Perfil 21 relevamiento realizado en el 2020 y en 1990 por el CEDEX

En el perfil 1 hay una notoria diferencia en los primeros metros de los relevamientos, esto puede estar directamente relacionado con la regeneración de las dunas en esa zona, en estos últimos 30 años efectivamente se acumularon sedimentos en las dunas. En el resto de las progresivas no hay demasiados cambios entre los relevamientos.

A partir de la comparación del perfil 13 se puede concluir que no hay demasiados cambios entre ellos.

El perfil 21 está por arriba del perfil del CEDEX en todas las progresivas relevadas, esto puede estar indicando que es una zona con mayor cantidad de arena respecto al 1990. Cabe destacar que el día en que se realizó el relevamiento (26/06/2020) el nivel de mar era elevado y existía una gran acumulación de arena al pie del muro.

A.2. Ensayo granulométrico

Del arco de playa fueron extraídas tres muestras de arena en distintos puntos. El motivo de la toma de muestras fue conocer la granulometría para enriquecer el estudio antecedente realizado en el IMFIA (Teixeira et al., 2009), en el cual los tamaños de sedimentos fueron estimados. En dicho estudio el arco de playa se divide en tres sectores en los que se aprecian tres perfiles distintos como se muestra en la Figura A.6.



Figura A.6: División por sectores en le estudio realizado por el IMFIA. Imagen extraída de Teixeira et al. (2009)

En consecuencia y tomando como base esa división se realizaron las extracciones de muestras de arena, en la Figura A.7 se muestran los puntos y sus coordenadas correspondientes en sistema UTM son:

Tabla A.1: Puntos de extracción de las muestras de arena.

	X	Y
Muestra 1	655913,96	6141628,39
Muestra 2	656778,63	6141119,93
Muestra 3	657634,68	6140068,47



Figura A.7: Puntos de extracción de las muestras de arena.



Figura A.8: Muestras de arena tomadas de los puntos indicados en la Figura A.7

El ensayo granulométrico de las muestras fue llevado a cabo en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del IET de la Facultad de Ingeniería UDELAR.

Mediante el análisis fueron determinadas las proporciones relativas de los diferentes tamaños de grano presentes en las muestras tomadas.

Se les realizó un tamizado a las muestras previamente secadas en horno a $110°C$ y reducidas por el método de cuarteo de suelos. El ensayo consistió en hacerlas pasar por una batería de tamices con aberturas decrecientes. Una vez colocadas en la batería ensamblada, fueron agitadas por un tiempo aproximado de 10 minutos. Finalmente fueron registrados los pesos de las muestras retenidas en cada uno de ellos. Los tamices utilizados fueron $N°10$, $N°20$, $N°40$, $N°60$, $N°80$, $N°100$ y $N°200$.



(a) Batería de tamices. (b) Agitador mecánico.

Figura A.9: Ensayo granulométrico.

Los resultados obtenidos se detallan a continuación:

- Muestra 1:

Tabla A.2: Resultados muestra 1.

$N°$ $Tamiz$	**Abertura** (mm)	**Peso retenido** (g)	**Peso retenido acumulado** (g)	**% retenido acumulado**	**% pasante**
$N°10$	2	0	0	0,00	100,00
$N°20$	0,841	3,9	3,9	0,46	99,54
$N°40$	0,425	434	437,9	51,70	48,30
$N°60$	0,25	338	775,9	91,60	8,40
$N°80$	0,177	50	825,9	97,51	2,49
$N°100$	0,149	12,8	838,7	99,02	0,98
$N°200$	0,074	6,8	845,5	99,82	0,18
$Fondo$		0,2	845,7	99,85	0,15

Tabla A.3: Relación peso inicial y final, muestra 1.

Peso muestra inicial (g)	847,01
Peso muestra final (g)	846,70

- Muestra 2:

Tabla A.4: Resultados muestra 2.

$N°$ $Tamiz$	**Abertura (mm)**	**Peso retenido (g)**	**Peso retenido acumulado (g)**	**% retenido acumulado**	**% pasante**
$N°10$	2	3,7	3,7	0,01	99,99
$N°20$	0,841	2,4	6,1	0,98	99,02
$N°40$	0,425	43,5	49,6	7,95	92,05
$N°60$	0,25	448,3	497,9	79,84	20,16
$N°80$	0,177	74	571,9	91,71	8,29
$N°100$	0,149	19,4	591,3	94,82	5,18
$N°200$	0,074	31,4	622,7	99,85	0,15
$Fondo$		0,1	622,8	99,87	0,13

Tabla A.5: Relación peso inicial y final, muestra 2.

Peso muestra inicial (g)	623,62
Peso muestra final (g)	622,80

- Muestra 3:

Tabla A.6: Resultados muestra 3.

$N°$ $Tamiz$	**Abertura (mm)**	**Peso retenido (g)**	**Peso retenido acumulado (g)**	**% retenido acumulado**	**% pasante**
$N°10$	2	0,3	0,3	0,00	100,00
$N°20$	0,841	0,2	0,5	0,07	99,93
$N°40$	0,425	1,1	1,6	0,23	99,77
$N°60$	0,25	102,2	103,8	15,10	84,90
$N°80$	0,177	495,4	599,2	87,19	12,81
$N°100$	0,149	58	657,2	95,63	4,37
$N°200$	0,074	30,4	687,6	100,05	-0,05
$Fondo$		0,3	687,9	100,10	-0,10

Tabla A.7: Relación peso inicial y final, muestra 3.

Peso muestra inicial (g)	687,23
Peso muestra final (g)	688,00

De la Tabla A.3 y Tabla A.5 se concluye que los ensayos fueron satisfactorios ya que la pérdida de material en cada uno de ellos no superó el 2 % del peso total. En el caso de los resultados en la Tabla A.7 también considerado satisfactorio, el exceso del peso total de la muestra pudo haberse dado por restos de las muestras que ya habían sido ensayadas. Los resultados se resumen en el siguiente gráfico:

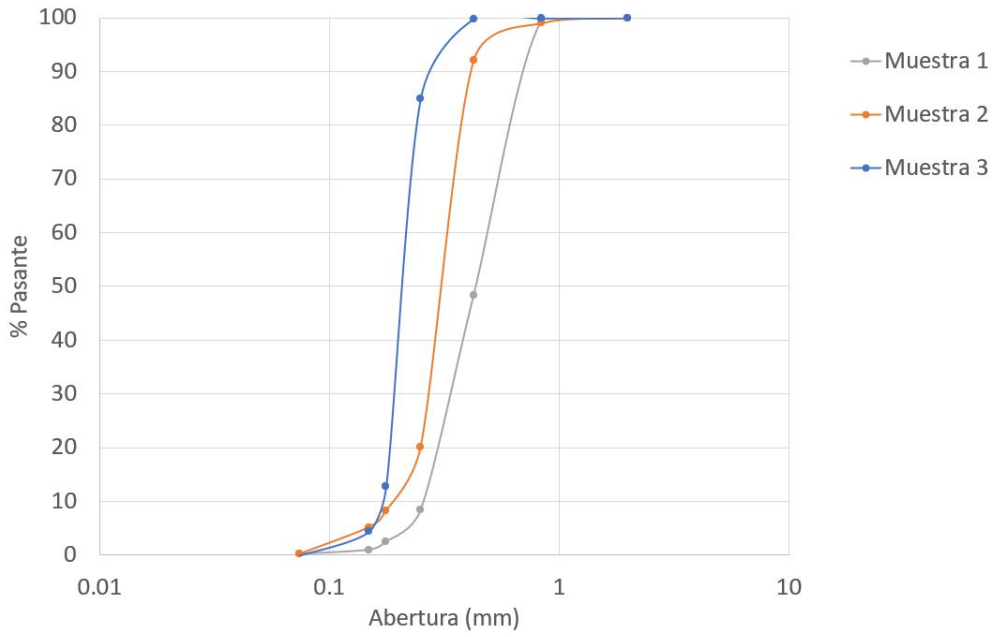


Figura A.10: Curvas granulométricas correspondiente a las distintas muestras ensayadas.

Fue obtenido el valor D_{50} para cada una de las muestras:

Tabla A.8: Diámetros D_{50} para las distintas muestras.

Muestra	$D_{50}(mm)$
Muestra 1	0,437
Muestra 2	0,305
Muestra 3	0,208

Los tamaños de grano utilizados en el informe antecedente realizado por le IMFIA en 2009 si bien fueron estimados son aproximados a los determinados en los ensayos, respetando la variación en los sectores, en la Tabla A.9 se muestra la comparación.

Tabla A.9: Comparación de los D_{50} para los tres sectores del arco de playa.

	Resultados ensayos 2020 $D_{50}(mm)$	$D_{50}(mm)$ estimado en 2009
Sector 1	0,437	0,5
Sector 2	0,305	0,3
Sector 3	0,208	0,2

B. Caracterización de la altura de ola utilizada en la modelación de perfiles transversales de playa a corto plazo

Para determinar el período de retorno de la altura de ola significante en el estudio de la evolución de perfiles transversales de playa se ajustaron las series de valores obtenidos mediante la propagación *SWAN* en los puntos 1, 4 y 6 de la Figura 4.26. El punto 1 se corresponde con el perfil 1 de la (Figura 5.24), el punto 4 con el perfil 2 y el punto 6 con el perfil 3.

Con análisis de picos sobre el umbral se tuvo la serie de extremos. El umbral se determinó a partir del gráfico MRLP y la serie obtenida se ajusto a la función de distribución Pareto Generalizada.

En las gráficas B.1, B.2, B.3, B.4, B.5 y B.6 se encuentran los MRLP y los ajustes de cada uno de los puntos de interés.

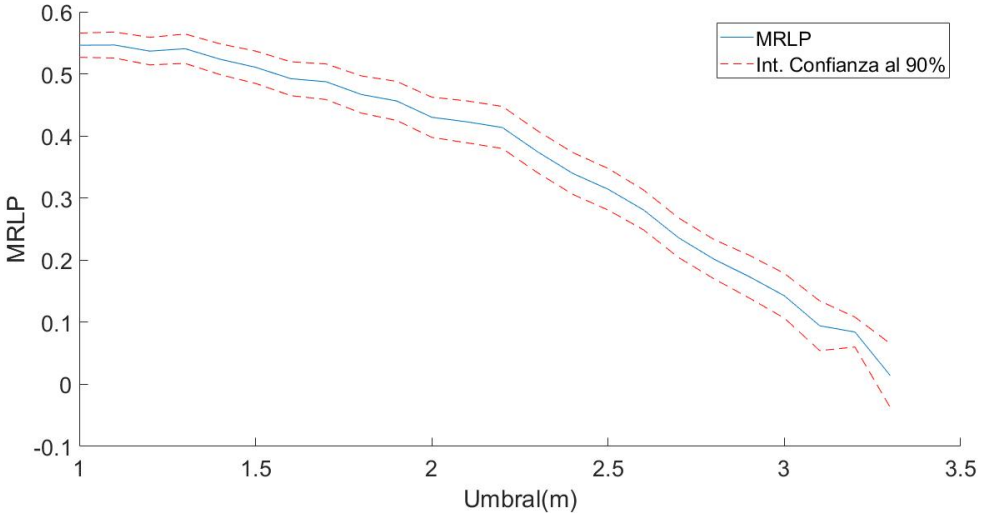


Figura B.1: MRLP punto 1, Umbral=2,1 m

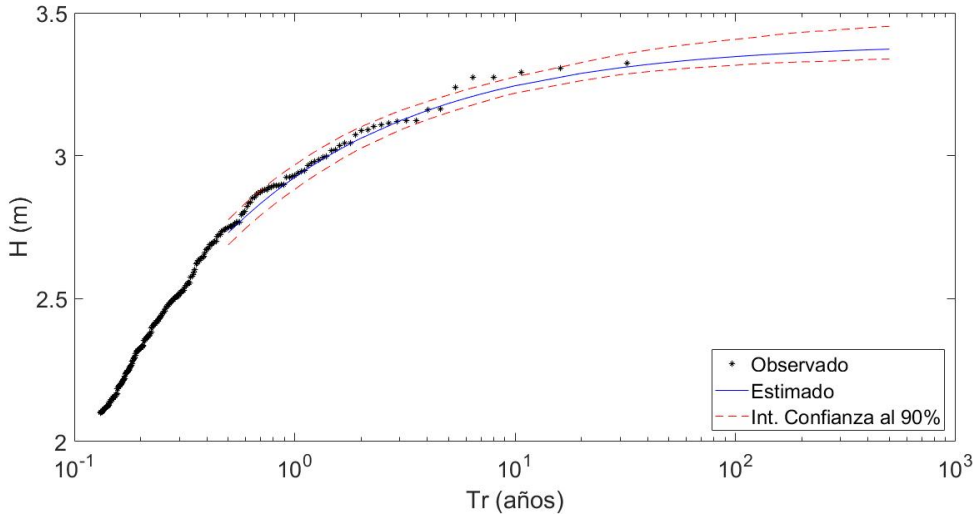


Figura B.2: Ajuste de la altura de ola significante del punto 1 a la distribución Pareto Generalizada.

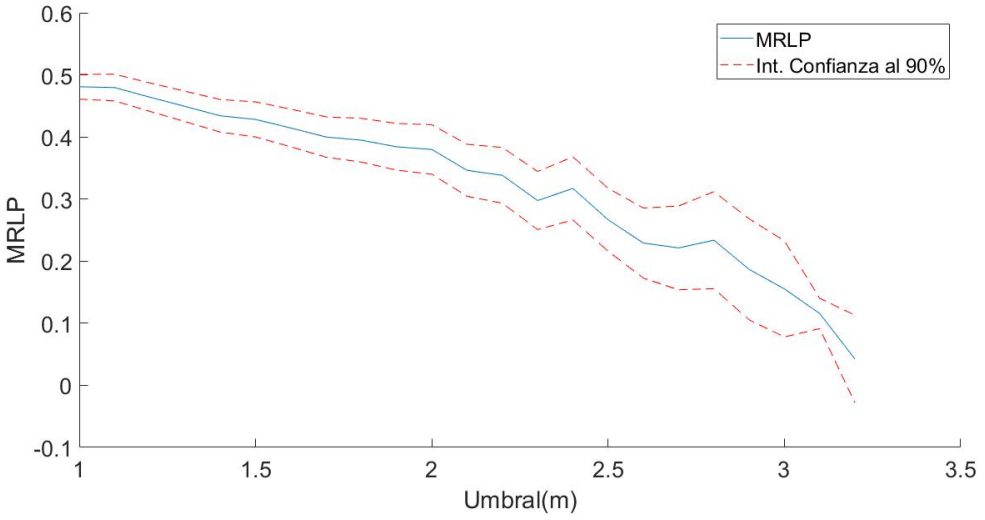


Figura B.3: MRLP punto 4, Umbral=2,2 m

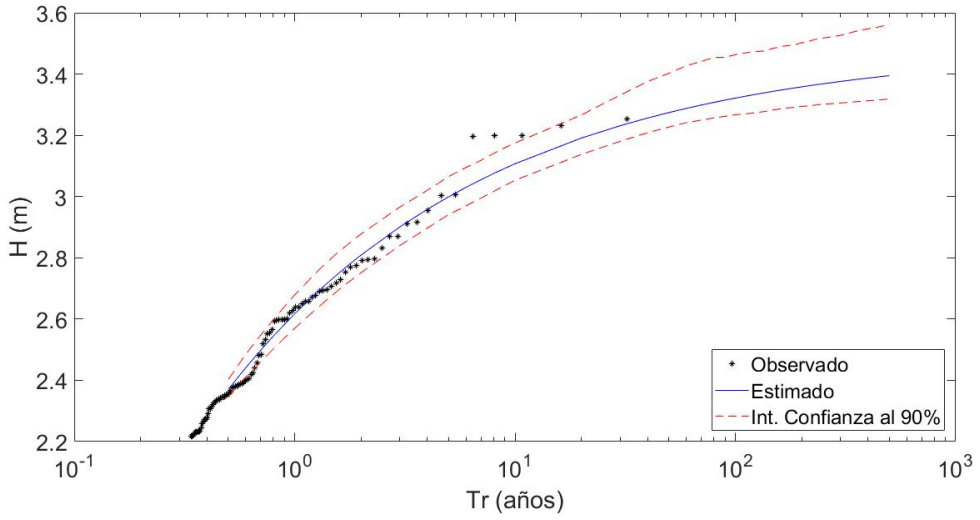


Figura B.4: Ajuste de la altura de ola significante del punto 4 a la distribución Pareto Generalizada.

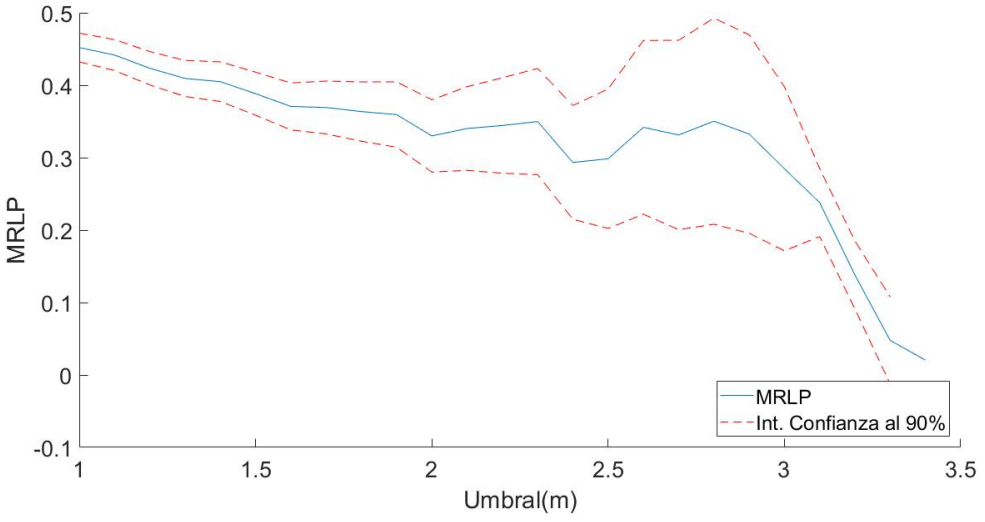


Figura B.5: MRLP punto 6, Umbral 2,1 m

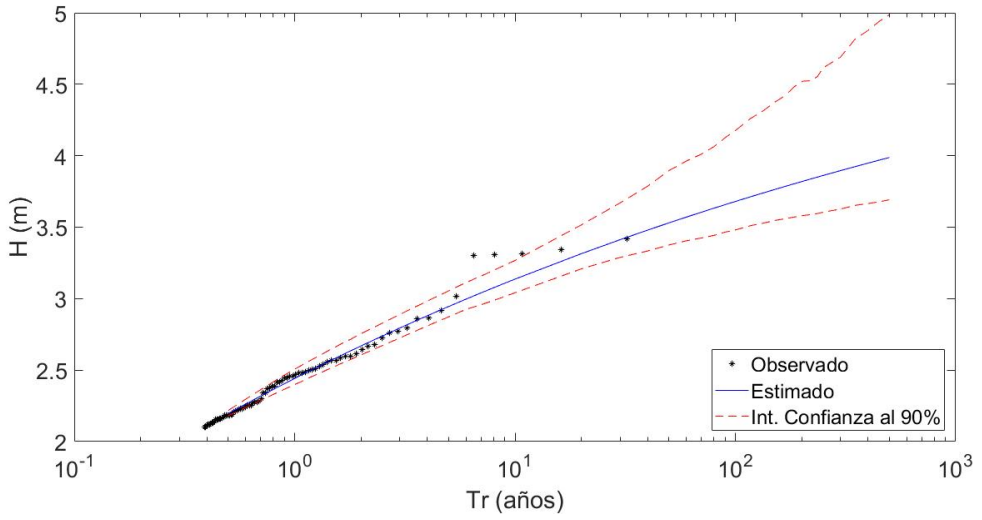


Figura B.6: Ajuste de la altura de ola significante del punto 6 a la distribución Pareto Generalizada.

C. Modelación hidráulica del arroyo Zanja Honda

C.1. Ajuste y validación del modelo

Debido a que se cuenta con muy poca información sobre la inundación generada por diversos eventos, no es posible realizar una calibración exhaustiva. En su lugar se busca ajustar los diferentes parámetros involucrados, dentro de rangos razonables, de forma de trabajar con los valores más conservadores.

El ingeniero Gonzalo Zorrilla brindó un informe interno de Jorge Hourcade, obtenido de entrevistas realizadas a vecinos de la localidad de Piriápolis que viven en torno a la alcantarilla 1 sobre la calle 5. Allí se documentaron algunos testimonios donde fue indicado por parte de los propios vecinos el nivel alcanzado por el agua en sus viviendas y alrededores ante diferentes eventos de precipitación, dados en los últimos años.

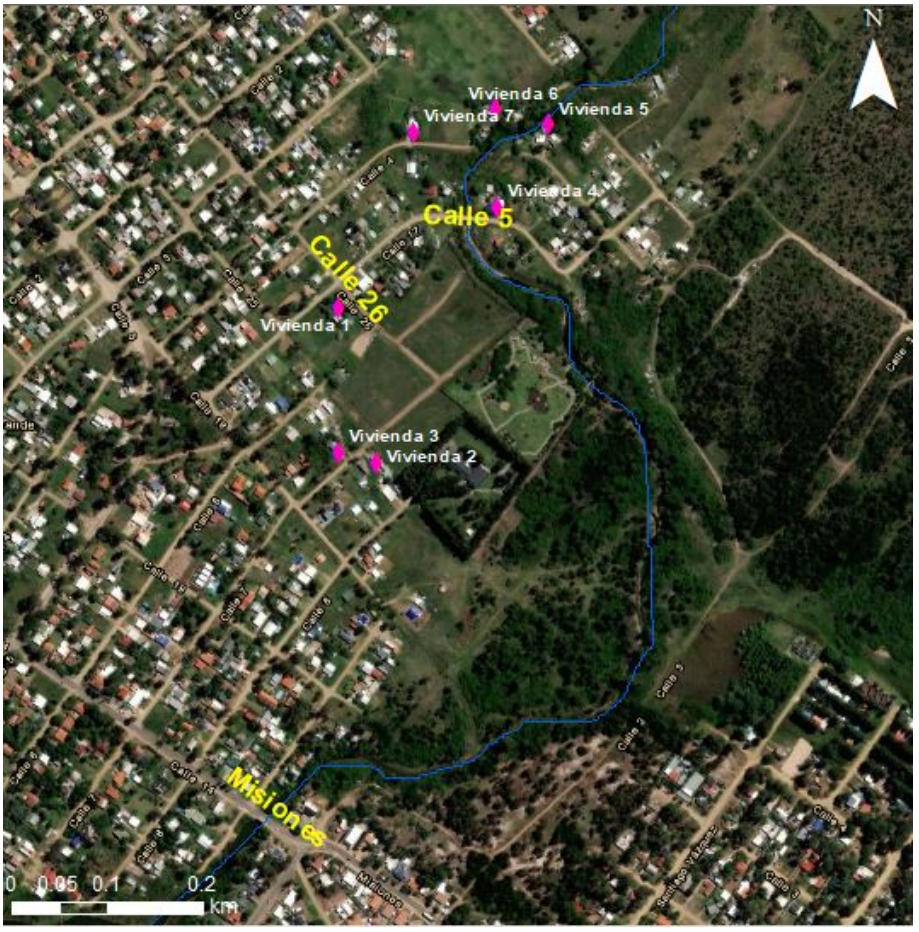


Figura C.1: Ubicación de las Viviendas entrevistadas por Jorge Hourcade con colaboración del Ing. Gonzalo Zorrilla.

Fueron siete las viviendas entrevistadas en dicho trabajo (Figura C.1), de las cuales se tienen registros fotográficos de dos eventos de tormentas distintos aportados por los mismos entrevistados y solo una de ellas con información del día y año ocurrido. Según menciones del vecino de la vivienda 1, recuerda a la tormenta ocurrida el 14 de diciembre del 2018 como la más extrema.

En la Figura C.2 (a) se observa una fotografía tomada el día del evento del 14 de diciembre de 2018. En primer plano se observa el pavimento de la Calle 5 y la inundación de la Calle 26. Vale mencionar que el agua no llegó a ingresar a la vivienda.



(a) Vivienda 1. Inundación: cruce calle 5 y calle 26. Evento ocurrido el 14 de diciembre del 2018.



(b) Vivienda 5. Inundación en la vivienda 5 ante un evento de tormenta sin registro de fecha.

Figura C.2: Registros fotográficos de inundaciones aportado por los vecinos. Extraído de (Hourcade y Zorrilla, 2020)

El vecino entrevistado vive sobre la Calle 5 casi Calle 26 desde hace 25 años, esto es un buen indicador para dar cierta veracidad a la percepción de la magnitud del evento ocurrido en esa fecha. Esto a su vez interesa porque según el testimonio de otro vecino (vivienda 5) los niveles máximos han ido creciendo:"En el ingreso a su vivienda tuvo que subir el piso (unos 40 cm aprox). Él habría construido el nivel de entrada a su casa unos 20 cm por encima de los máximos niveles conocidos. Por lo tanto, para él el nivel máximo conocido ha subido 60 cm" (Hourcade y Zorrilla, 2020), máximo identificado referido a su vivienda.

La Figura C.2 (b) es una fotografía aportada por el propietario de la vivienda 5 de una de las máximas inundaciones registradas, no se pudo acceder a la fecha del evento.

Para realizar el ajuste se tomaron los testimonios presentados. Se tomó la sección que comprende a la vivienda 5 y otra al cruce de la calle 5 y calle 26. Fue asumido que la máxima creciente registrada coincide con la tormenta del 14 de diciembre del 2018 registrada como la máxima inundación por la vivienda 1.

De las cinco viviendas restantes (Figura C.1), tres de ellas no han sufrido el ingreso de agua a sus propiedades (corresponden a las vivienda 3, 6 y 7). Sin embargo, en las viviendas 2 y 4 cada un año aproximadamente se dan problemas de inundación. En el caso de la vivienda 2 la inundación frecuente alcanza entre 20 y 30 cm mientras que la vivienda 4 manifestó 8 cm).

En dos de estas entrevistas se mencionaron tormentas grandes ocurridas en el año 2017. Con esta información se busca validar la modelación una vez realizado el ajuste con el evento anteriormente mencionado. Para esto fue necesario buscar en las series de precipitación y nivel de mar los máximos registrados y evaluar el evento más crítico, verificando los niveles de agua alcanzados.

Para comenzar se agregaron 4 secciones más a la modelación interpolando entre las secciones existentes, una que contenga a la vivienda 5 y otra al cruce de las calles 5 y 26. Además, para la validación, se agregaron las dos restantes sobre la vivienda 2 y la vivienda 4, como se muestra en Figura C.3.

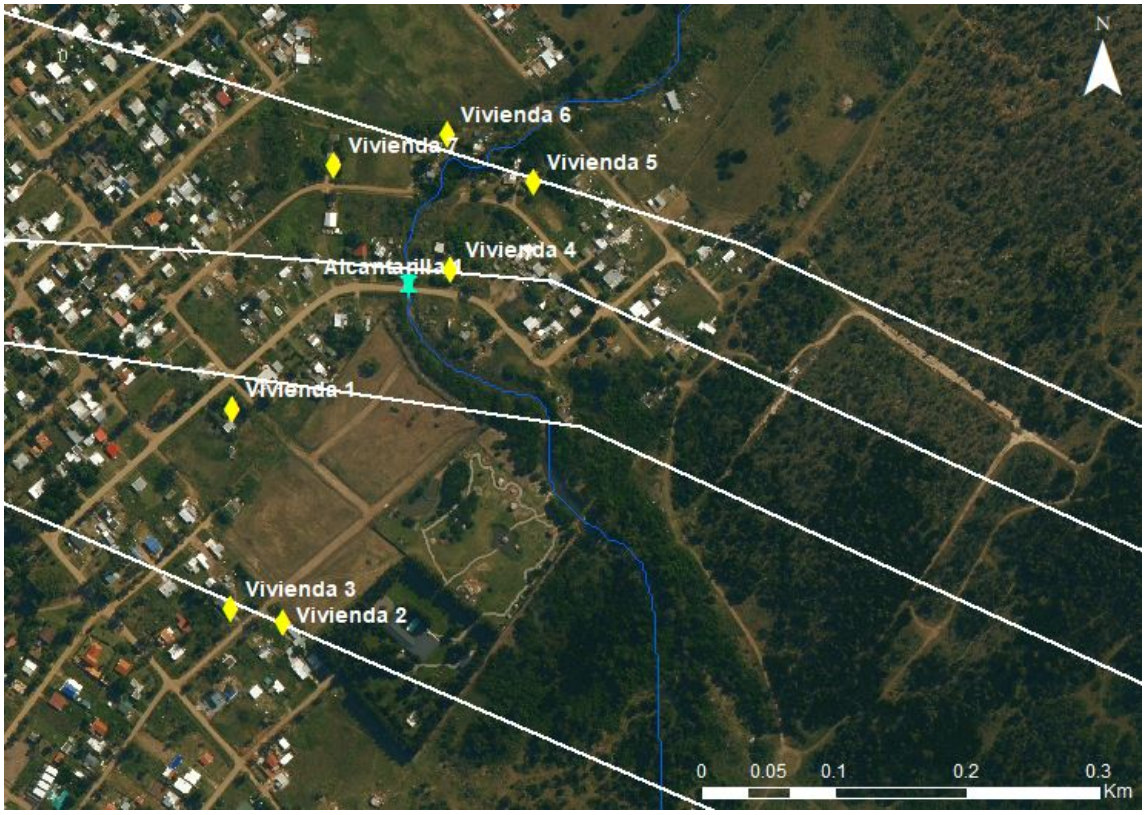


Figura C.3: Sección de ajuste correspondiente a la vivienda 5 en *HEC-RAS*.

En la Tabla C.1 se detallan los milímetros de precipitación registrados por el pluviómetro Pan de Azúcar. Además, se presentan las alturas de nivel de mar máximas registradas en los eventos considerados, referido al Cero Oficial. La tormenta ocurrida el 14 de diciembre de 2018 fue utilizada para realizar el ajuste de los parámetros del modelo. A su vez se buscó el evento más grande registrado en el año 2017 para validar finalmente los parámetros elegidos buscando los que mejor ajustaran, teniendo en cuenta que el forzante principal son las precipitaciones frente al nivel de mar.

Tabla C.1: Eventos de tormenta utilizados para el ajuste y validación del modelo.

Eventos		Precipitación (mm)	Nivel de mar (m)
Ajuste	13/12/2018	15	1,10
	14/12/2018	78	1,10
Validación	6/7/2017	50	1,06
	7/7/2017	12	1,10
	8/7/2017	3	1,04
	9/7/2017	47	0,86
	10/7/2017	10	1,53

Como no se cuenta con datos horarios de precipitación en la cuenca de interés, se determina un hietograma conociendo los milímetros llovidos y un aproximado de la duración de la tormenta. Se buscó que el acumulado de la precipitación corresponda con los milímetros llovidos, y se consultó los datos horarios de la estación meteorológicas Las Brujas de INIA para conocer como se distribuyó en el tiempo la precipitación en la región. Luego esa tormenta generada fue usada como input en el método NRCS, obteniendo finalmente un hidrograma de flujo. Ésta fue la condición de borde utilizada aguas arriba. Por otro lado, como condición de borde aguas abajo se consideró el nivel de mar máximo correspondiente a ese día. Una vez ingresadas estas condiciones se ajustó el modelo con los valores de Manning correspondientes al cauce y planicies de inundación de las secciones modeladas. En general, los valores de Manning deben calibrarse siempre que esté disponible la información de elevación de la superficie del agua observada (datos calibrados, así como marcas de agua altas). Para el caso en estudio estos valores se toman de tablas de referencia como se menciona en la Sección 5.2.1.3. Utilizando los valores presentados en la Tabla 5.23, se trabaja con los n_{max}, n_{normal}, n_{min} y se buscó para la sección de ajuste (sección donde se encuentra la vivienda 5 y sección del cruce de calles 5 y 26) la cota del pelo de agua más próxima a la registrada el día del evento.

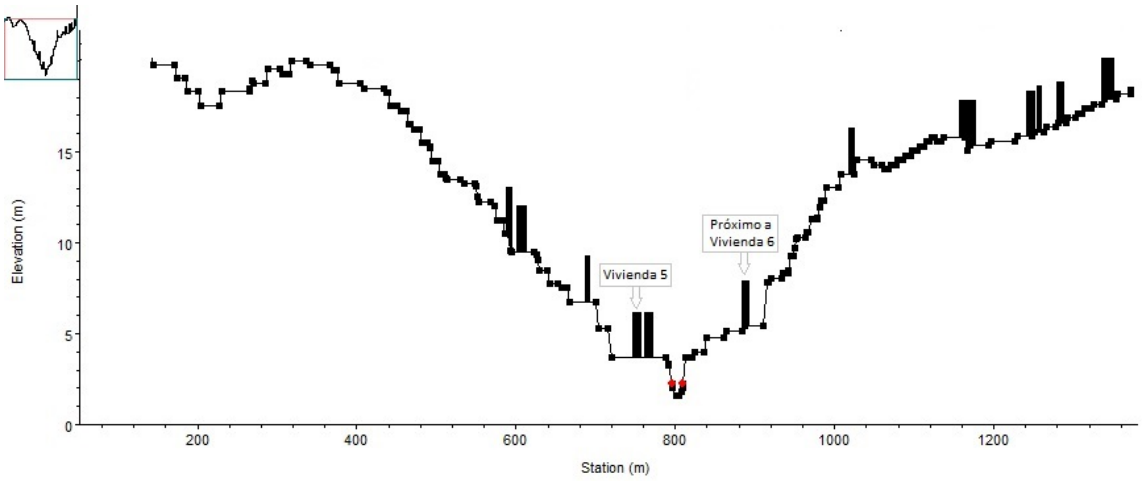


Figura C.4: Sección de ajuste correspondiente a la vivienda 5 en *HEC-RAS*.

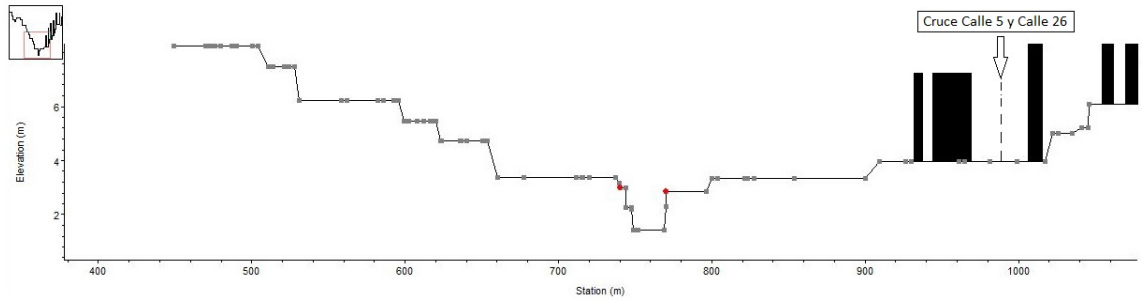


Figura C.5: Sección de ajuste correspondiente al cruce de calle 5 y calle 26 en *HEC-RAS*.

En la Figura C.4 se identifica la vivienda 5 correspondiente al ajuste en la sección modelada, la misma vivienda identificada en la Figura C.3. El cruce de la calle 5 y calle 26 se encuentra en otra sección como se puede ver en la Figura C.5. Es importante mencionar que el modelo *HEC-RAS* recorre la sección de izquierda a derecha desde aguas arriba hacia aguas abajo y se debe tener cuidado durante la definición de las secciones.

Fueron obtenidos los niveles de agua en las secciones de ajuste para diferentes coeficientes de Manning, mínimos, normales y máximos.

Tabla C.2: Resultados de los niveles de agua alcanzados en las secciones de ajuste para los diferentes valores de Manning considerados.

	n Manning			Cota del pelo de agua (m)		Altura de inundación (m)	
	Cauce principal	Planicie "verde"	Zona Urbanizada	Sección vivienda 5	Sección cruce calle 5 y 26	Vivienda 5	Cruce calle 5 y 26
Mínimo	0,040	0,038	0,080	4,12	3,87	0,36	0
Normal	0,053	0,050	0,10	4,20	3,90	0,50	0
Máximo	0,060	0,067	0,12	4,24	3,96	0,54	0,01

Se muestran en las figuras C.6 y C.7 el nivel máximo alcanzado en la modelación para el evento de diciembre del 2018 en la secciones correspondientes a la vivienda 5 y al cruce de las calles 5 y 26. Estos resultados fueron obtenidos utilizando los valores de Manning máximos en el canal principal y en todas las secciones.

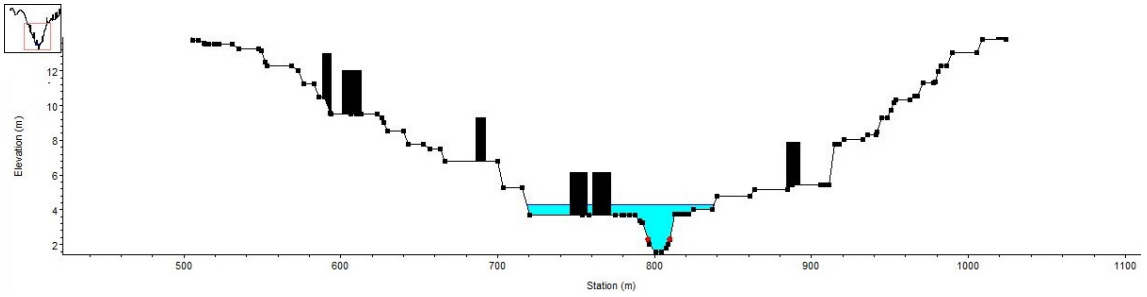


Figura C.6: Cota del pelo de agua en la sección de ajuste donde se encuentra la vivienda 5 con n Manning máximo, obtenida para el evento de diciembre 2018.

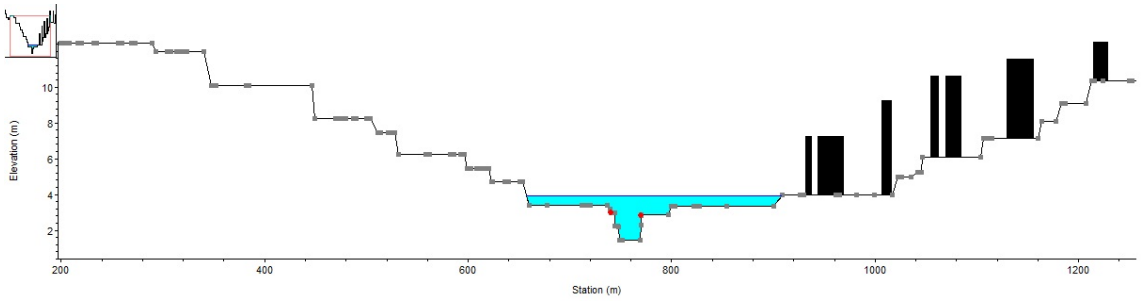


Figura C.7: Cota del pelo de agua en la sección de ajuste de cruce de calle 5 y calle 26 con n Manning máximo, obtenida para el evento de diciembre 2018.

La altura de agua alcanzada resultó de 54 cm sobre el nivel del terreno de la vivienda 5, y como se puede observar en la Figura C.7, el agua no llega a las proximidades de

la vivienda 6 como sucedió en el evento real. En la sección del cruce de calles el agua alcanzó una cota de 3,96 m, resultando de 1 cm sobre el nivel del terreno en ese punto. Si se observa la Figura C.2 (a), el día del evento al parecer el agua alcanzó un nivel mayor.

Como era de esperar, ante aumentos en los valores de Manning se obtiene mayor altura del pelo de agua en las secciones. Si bien para los valores máximos promediados de este parámetro no se alcanzan los 60 cm registrados en la vivienda seleccionada para el ajuste, es un valor bastante aproximado, y por tanto se considera que se ha obtenido un buen ajuste. De todas formas se realizó la verificación con el evento ocurrido en julio del 2017, identificado como evento extremo de ese año, en las secciones correspondientes a las viviendas 2 y 4.

Los testimonios de las viviendas 2 y 4 no incluyen registros de fechas específicas de los eventos ante los cuales se vieron afectadas. Por este motivo fueron revisadas las series pluviométricas y la de nivel de mar identificando un evento en el mes de julio, el cual tuvo una duración de varios días y fue el de mayor magnitud (Tabla C.1). Con estas nuevas condiciones de borde se corrió nuevamente el modelo con los valores de Manning que ajustaron anteriormente, obteniendo los resultados que se muestran en la Tabla C.3 y figuras C.8 y C.9

Tabla C.3: Resultados de los niveles de agua alcanzados en las secciones de validación para n Manning máximos.

Sección	Cota del pelo de agua (m)	Altura de inundación (m)
Vivienda 2	3,70	0,18
Vivienda 4	4,07	0,05

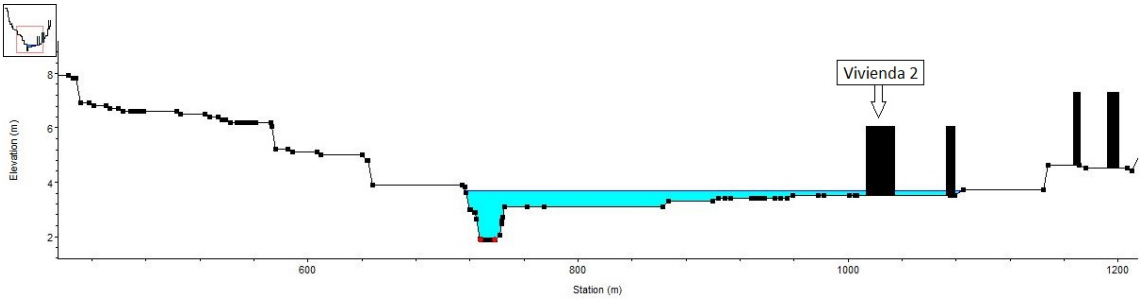


Figura C.8: Cota del pelo de agua en la sección de verificación donde se encuentra la vivienda 2 con n Manning máximo, para el evento de julio del 2017

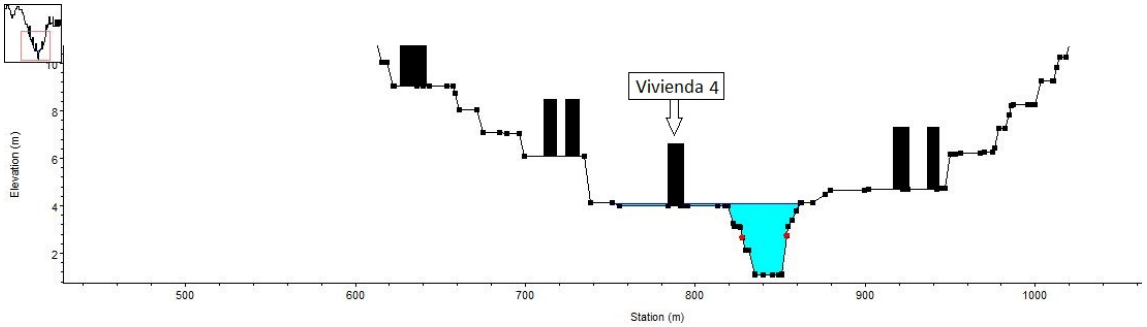


Figura C.9: Cota del pelo de agua en la sección de verificación donde se encuentra la vivienda 4 con n Manning máximo, para el evento de julio del 2017.

Recordando los niveles de agua esperados para la sección de la vivienda 2 las alturas registradas fueron de entre 20 y 30 cm, observando la modelación da como resultado 18 cm. Por otro lado, en la sección de la vivienda 4 el testimonio manifestó 8 cm y el modelo reflejó 5 cm. Los resultados anteriores fueron satisfactorios y se concluye que se verifican los coeficientes de Manning considerados.

Los niveles de agua registrados en la vivienda 2 fueron entre 20 y 30 cm, y el resultado obtenido en la modelación es de 18 cm. Por otro lado, en la vivienda 5 se registraron 8 cm y con el modelo se obtiene 5 cm. Estos resultados se consideran satisfactorios y por tanto quedan definidos los coeficientes de Manning para Zanja Honda (Tabla C.4).

Tabla C.4: Coeficientes de rugosidad de Manning utilizados.

	n Manning
Cauce principal	0,060
Planicie verde	0,067
Zona Urbanizada	0,120

C.2. Estudios de sensibilidad

C.2.1. Cota del nivel de mar en la descarga del arroyo Zanja Honda

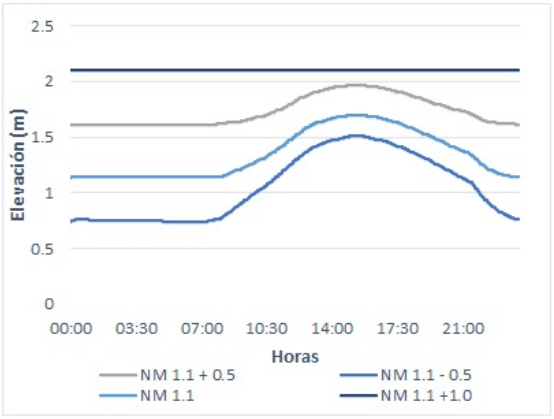
Se realizó un análisis de sensibilidad de los resultados del modelo a la condición de borde de nivel de aguas abajo. Esta variación de nivel representa cambios en el nivel de mar asociados a temporales, efecto de oleaje e incluso aumentos por cambio climático. Además, como no se conoce la relación entre el cero de referencia del MDT y el cero oficial, se realizo un análisis de sensibilidad de los resultados del modelo a dicha diferencia.

Se definieron tres condiciones, una variación de $\pm 0,5m$ respecto al nivel medio, y una elevación de $+1$m respecto al nivel medio. En los análisis se fijó el evento de 2018 utilizado en el ajuste para definir la precipitación ingresada al modelo. Se evaluaron los resultados en tres secciones a lo largo del cauce, una a 2 km de la sección sobre el Río de la Plata, otra intermedia a 1 km, y una tercera ubicada a 0,3 km, como se muestra en la Figura C.10.

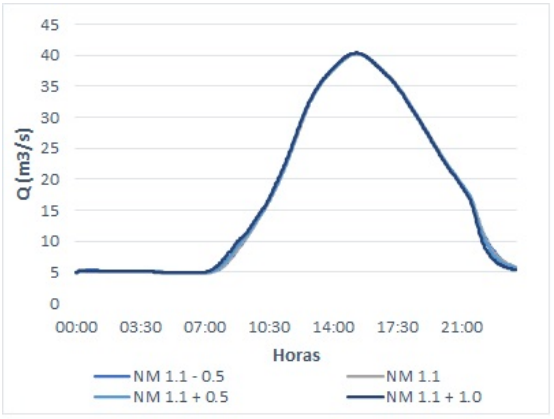


Figura C.10: Secciones donde se evalúa la sensibilidad del modelo ante cambios en la condición de borde aguas abajo.

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura C.11.

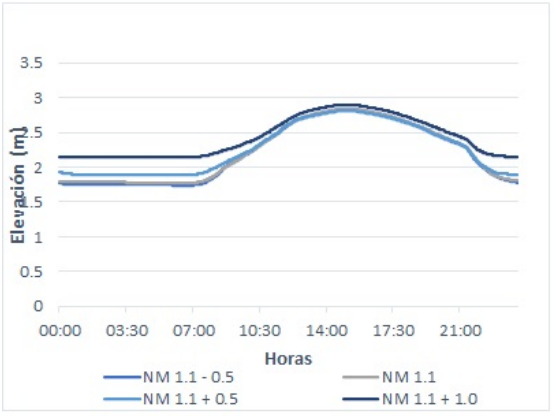


(a) Elevación del agua en la sección para distintas condiciones de borde.

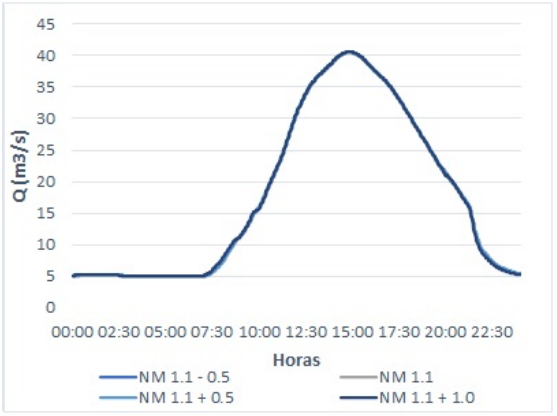


(b) Caudal que pasa por la sección para distintas condiciones de borde.

Figura C.11: Variaciones de caudal y nivel de agua en la sección a 0,30 km para NM: 0,6 m, 1,1 m, 1,6 m, 2,1 m.

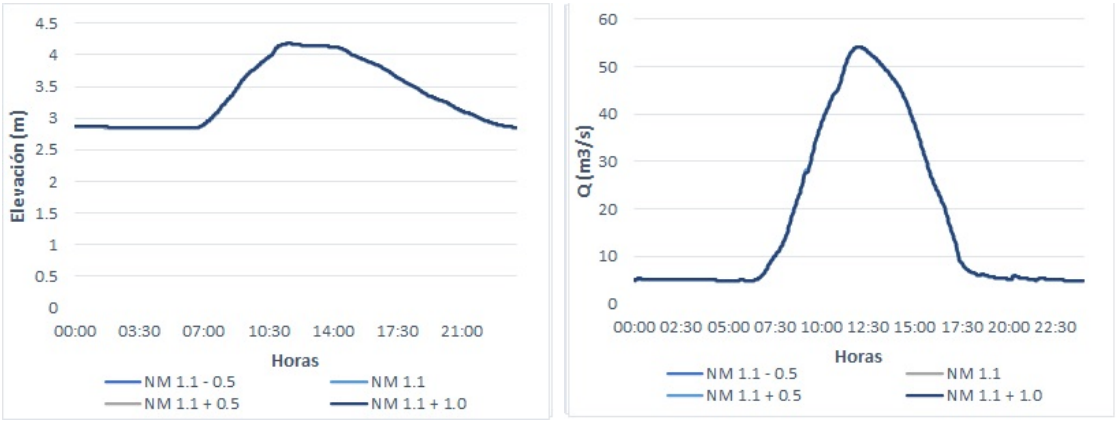


(a) Elevación del agua en la sección para distintas condiciones de borde de NM.



(b) Caudal que pasa por la sección para distintas condiciones de borde.

Figura C.12: Variaciones de caudal y nivel de agua en la sección a 1,0 km para NM: 0,6 m, 1,1 m, 1,6 m, 2,1 m.



(a) Elevación del agua en la sección para distintas condiciones de borde de NM.

(b) Caudal que pasa por la sección para distintas condiciones de borde.

Figura C.13: Variaciones de caudal y nivel de agua en la sección a 2,0 km para NM: 0,6 m, 1,1 m, 1,6 m, 2,1 m.

La Figura C.13 muestra que las variaciones en los niveles de mar no generan ningún cambio en las elevaciones alcanzadas por el agua. Tanto el caudal como los niveles de agua son los mismos para una altura de nivel de mar de 0,6 m y 2,1 m. Para la sección intermedia a 1,0 km los resultados presentan pequeñas variaciones. Los niveles difieren 0,09 m entre una condición de borde de 0,6 m y 2,1 m puede verse en la Figura C.12 (a). Finalmente, la sección ubicada a 300 m presenta grandes variaciones de los niveles para los diferentes valores de nivel de mar considerado, pero a los pocos metros esta variación se vuelve insignificante, con poca influencia en la dinámica del arroyo.

De estos resultados podemos observar que, a pesar de la diferencia existente entre el cero de referencia del MDT utilizado como base de esta modelación y el 0 Oficial, al cual están referidos los niveles de mar utilizados como condición de borde, no altera los resultados que se obtienen de la modelación.

C.2.2. Condición de borde aguas arriba del modelo

En esta sección se plantea la modelación hidráulica del arroyo Zanja Honda para un evento de tormenta de 25 años de periodo de retorno con el fin de verificar los resultados de sobrepasamiento de la alcantarilla 1. Se introduce como condición de borde aguas arriba, en la sección ubicada a 2 km de ésta (como se indica en la Figura C.14 en color verde) el hidrograma correspondiente al área de la cuenca con punto de cierre en dicha sección. En los tramos comprendidos entre las alcantarillas y la condición de borde mencionada se introducen condiciones de flujo lateral uniforme, se utilizan como condición de límite interno y representan en general escurrimientos por el terreno, por

las calles, cunetas y jardines, y con estos caudales se completa el balance de masa. Esta opción permite traer un hidrograma de flujo y distribuirlo uniformemente a lo largo del tramo del cauce entre dos ubicaciones de sección transversal especificadas.

Estos hidrogramas se presentan en la Figura C.15, donde se distingue un color para cada uno, asociados a las subcuencas y secciones de la Figura C.14. Mientras que la condición de borde aguas abajo corresponde al nivel medio del mar, de valor 0,06 m referido al Cero Oficial.

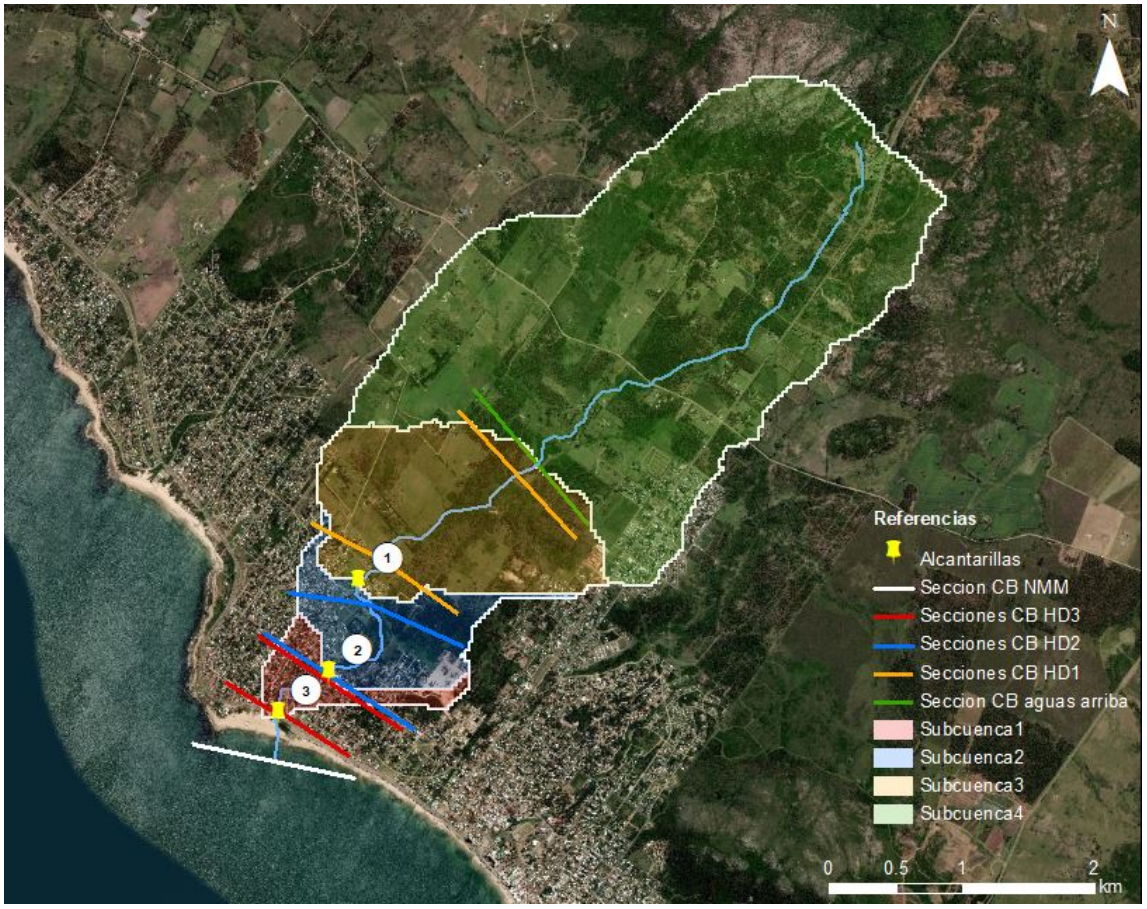
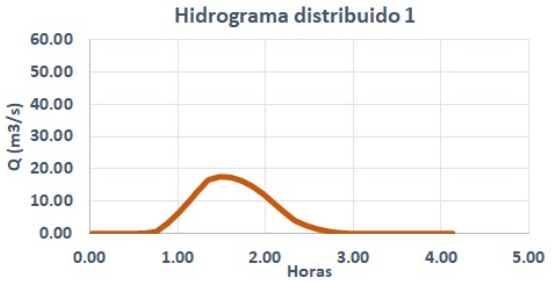


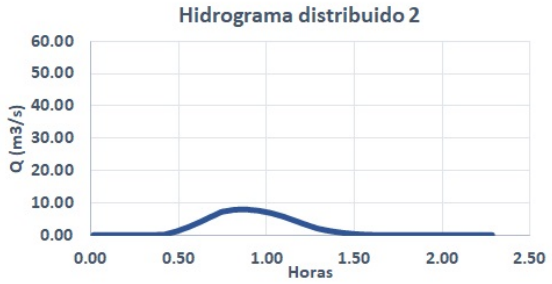
Figura C.14: Subcuencas utilizadas para determinar los hidrogramas de caudal para las condiciones de borde y secciones donde fueron introducidos.



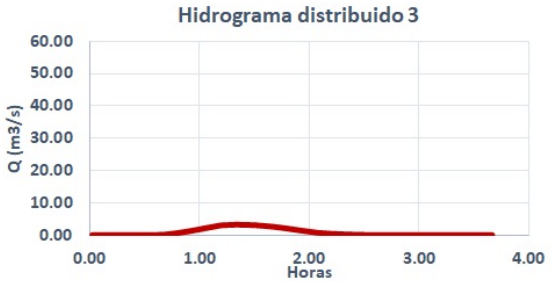
(a) Hidrograma de flujo como condición de borde en la sección aguas arriba de la alcantarilla 1, indicada en color verde en la Figura C.14.



(b) Hidrograma distribuido correspondiente al tramo entre la sección aguas arriba y la alcantarilla 1. Condición de borde impuesta en las secciones anaranjadas de la Figura C.14.



(c) Hidrograma distribuido correspondiente al tramo entre la alcantarilla 1 y 2. Condición de borde impuesta en las secciones azules de la Figura C.14.



(d) Hidrograma distribuido correspondiente al tramo entre la alcantarilla 2 y 3. Condición de borde impuesta en las secciones rojas de la Figura C.14.

Figura C.15: Condiciones de borde para el modelo hidráulico del arroyo Zanja Honda.

Con estas condiciones de contorno se verificó la altura de agua alcanzada en la sección de la alcantarilla 1 para un evento de período de retorno de 25 años, y se obtuvo una cota del pelo de agua igual a 4,49 m, mientras que la cota de la alcantarilla al nivel de la calle es 4,22 m, resultando sobrepasada para dicho evento. El caudal por la alcantarilla corresponde a 41,87 m^3/s. Comparando esto con el resultado obtenido en la Párrafo 5.2.1.4, donde se utilizó una condición de borde que sobreestima el caudal que pasa por esta alcantarilla, que resultó de 43,94 m^3/s, se determina que el error es menor a 5 %, y se toma como aceptable.

En la Figura C.16 se observa la sección de la alcantarilla 1 resultante de la modelación en *HEC-RAS*, para el máximo nivel alcanzado para la tormenta modelada.

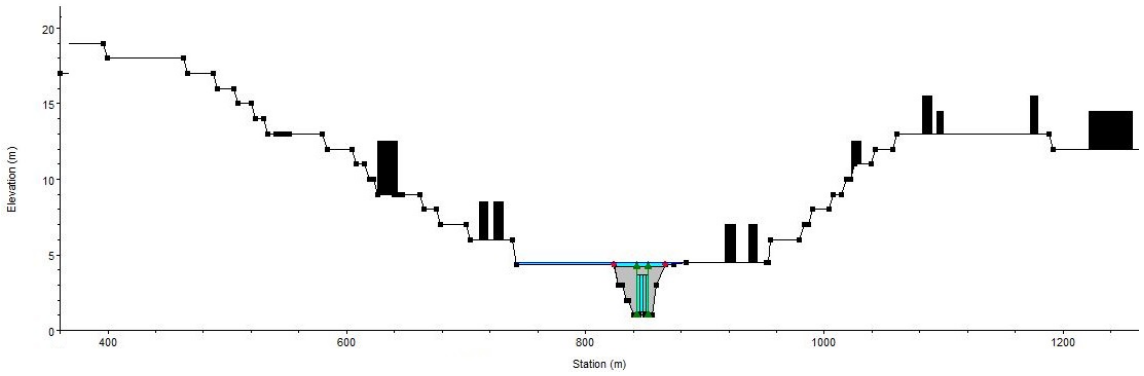


Figura C.16: Sobrepasamiento de la alcantarilla 1 para la modelación realizada, para tormenta de $T_r = 25$ años y condiciones de borde mencionadas.

D. Tormentas de verificación para la evaluación del relleno de playa en perfiles transversales

Se presentan a continuación las tormentas calculadas para la verificación de la respuesta de los perfiles transversales de playa regenerada ante eventos de diferentes períodos de retorno y diferentes escenarios.

D.1. Escenario actual

Las tormentas fueron generadas a partir de los datos calculados en el análisis de extremos presentado en la Apéndice B, realizado a partir de las series obtenidas con la propagación *SWAN* en los puntos 1, 4 y 6 de la Figura 4.26. El procedimiento para la obtención de las tormentas se lista a continuación:

1. Para cada período de retorno estudiado (1, 5, 10, 25, 50, 100 años) se determinó la altura de ola asociada a partir de los ajustes de la Apéndice B.
2. Para cada altura de ola significante (Hs) obtenida fueron identificados los datos concomitantes de nivel de mar (NM), período pico (Tp) y dirección media (Dm).
3. A partir de los pares de datos correspondientes a los picos sobre el umbral, se estableció en cada caso, la relación entre las variables Hs-NM y Hs-Tp mediante una regresión lineal.
4. Con las regresiones lineales fueron calculados los valores de nivel de mar y período asociados a los valores de altura de ola seleccionados en el Punto 1.

5. La evolución de las tormentas modeladas fue triangular, de 48 horas de duración, con pico en la mitad del tiempo (24 hs). En los casos de Hs y NM, crecen desde 0,97 m (NMM) hasta los picos correspondientes y luego decrece. Por otra parte, el período pico crece desde el valor medio de la serie en cada punto hasta el pico correspondiente y luego decrece.
6. La dirección considerada fue la dirección media en cada punto analizado.

Se presentan a continuación los resultados y las tormentas obtenidas en cada caso:

- Punto 1: zona oeste.

  En las figuras D.1 y D.2 se presentan las relaciones de las variables correspondientes a la zona oeste. La regresión lineal en cada caso resultó:

$$NM = 0,32Hs + 0,95 \tag{90}$$

$$Tp = 2,60Hs + 4,19 \tag{91}$$

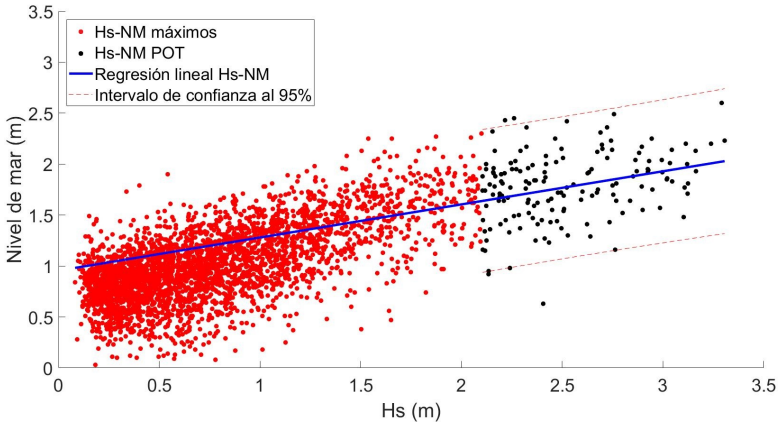


Figura D.1: Relación Hs-NM zona oeste del arco de playa (serie de datos Punto 1).

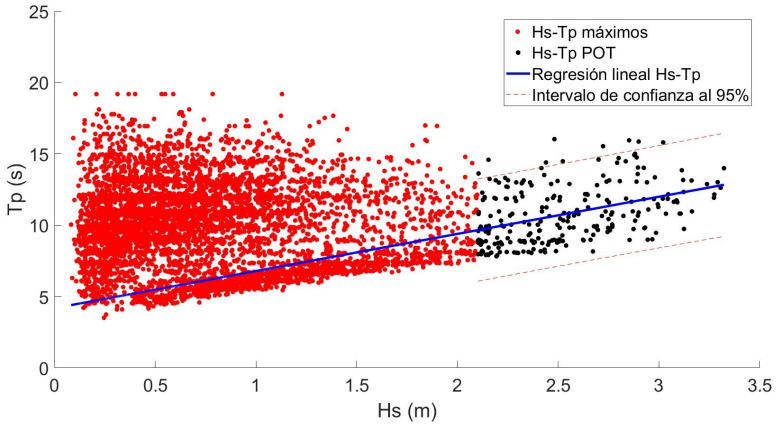


Figura D.2: Relación Hs-Tp zona oeste del arco de playa (serie de datos Punto 1).

En la Figura D.3 se presentan las tres tormentas representativas del clima de oleaje para cada período en la zona oeste. Por otro lado, en la Tabla D.1 se pueden observar los valores pico de cada una de las variables y la dirección media.

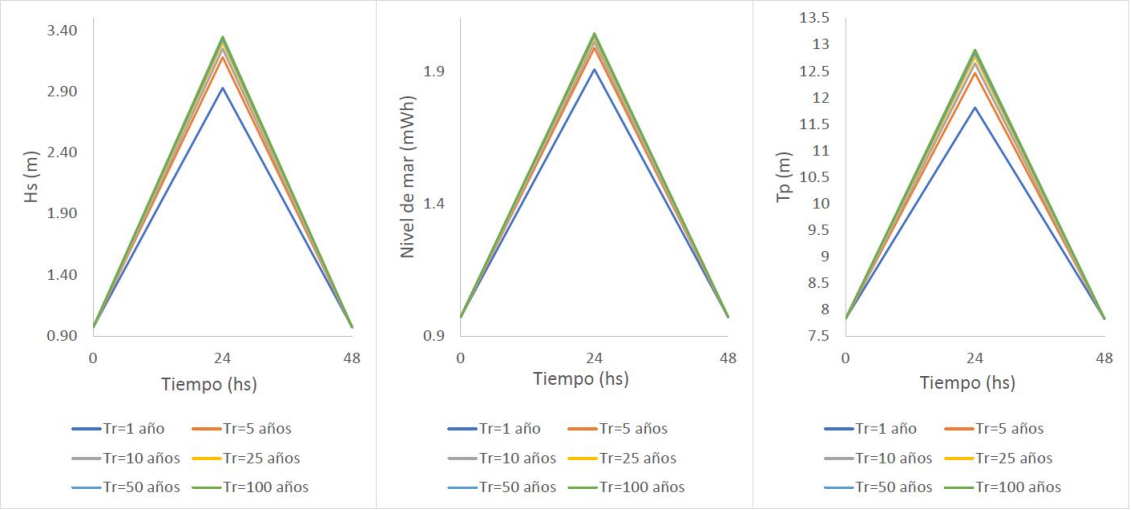


Figura D.3: Tormentas de verificación de la zona oeste, escenario actual.

Tabla D.1: Valores pico de altura de ola, nivel de mar, período pico y dirección media correspondientes a las tormentas de verificación de zona oeste.

Período de retorno (años)	Hs (m)	NM (mWh)	Tp (s)	Dm (°N)
1	2,9	1,9	11,8	211
5	3,2	2,0	12,5	
10	3,3	2,0	12,6	
25	3,3	2,0	12,8	
50	3,3	2,0	12,9	
100	3,4	2,0	12,9	

- Punto 4: zona central.

  En las figuras D.4 y D.5 se presentan las relaciones de las variables correspondientes a la serie de datos en la zona central. La regresión lineal en cada caso resultó:

$$NM = 0,15Hs + 1,52 \tag{92}$$

$$Tp = 0,78Hs + 9,49 \tag{93}$$

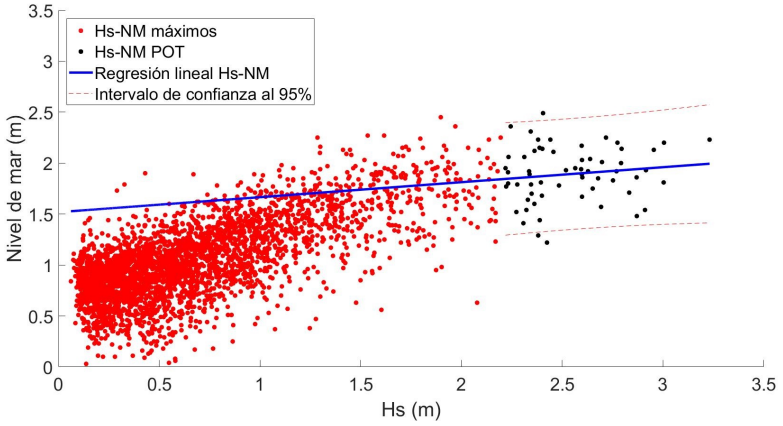


Figura D.4: Relación Hs-NM zona central del arco de playa (serie de datos Punto 4).

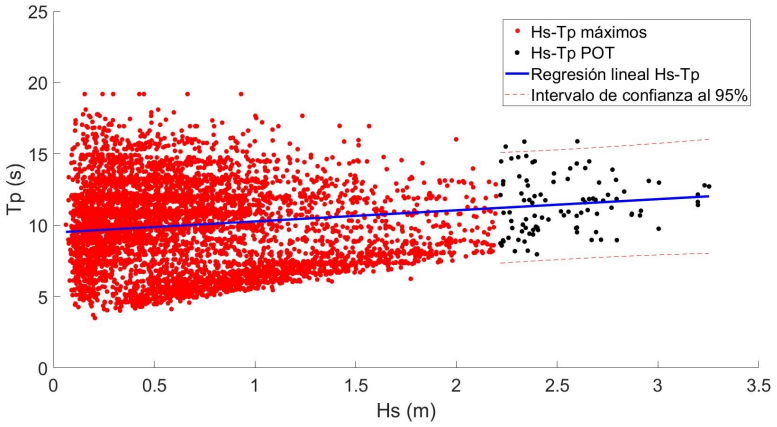


Figura D.5: Relación Hs-Tp zona central del arco de playa (serie de datos Punto 4).

En la Figura D.6 se presentan las tres tormentas representativas del clima de oleaje para cada período en la zona oeste. Por otro lado, en la Tabla D.2 se pueden observar los valores pico de cada una de las variables y la dirección media.

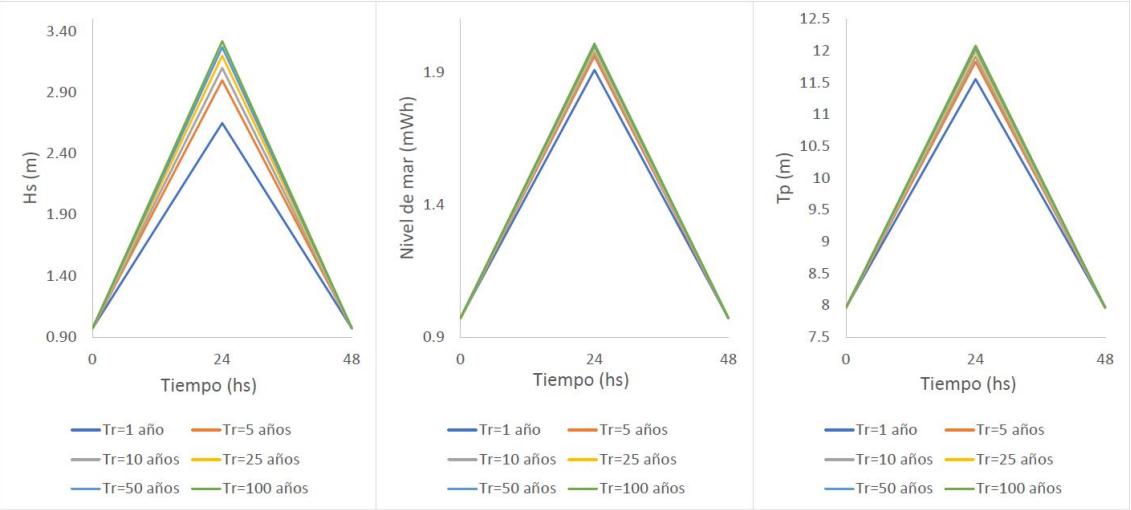


Figura D.6: Tormentas de verificación de la zona central, escenario actual.

Tabla D.2: Valores pico de altura de ola, nivel de mar, período pico y dirección media correspondientes a las tormentas de verificación de zona central.

Período de retorno (años)	Hs (m)	NM (mWh)	Tp (s)	Dm (°N)
1	2,7	1,9	11,6	206
5	3,0	2,0	11,8	
10	3,1	2,0	11,9	
25	3,2	2,0	12,0	
50	3,3	2,0	12,0	
100	3,3	2,0	12,1	

- Punto 6: zona este.

  En las figuras D.7 y D.8 se presentan las relaciones de las variables correspondientes a la serie de datos en la zona este. La regresión lineal en cada caso resultó:

$$NM = 0,18Hs + 1,47 \tag{94}$$

$$Tp = 0,69Hs + 9,61 \tag{95}$$

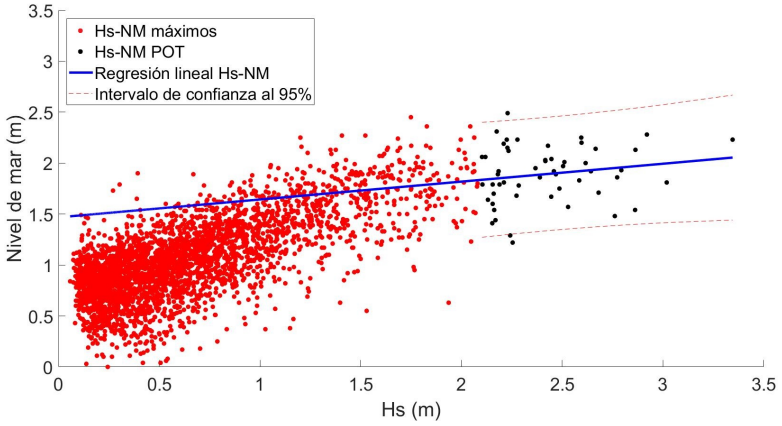


Figura D.7: Relación Hs-NM zona este del arco de playa (serie de datos Punto 6).

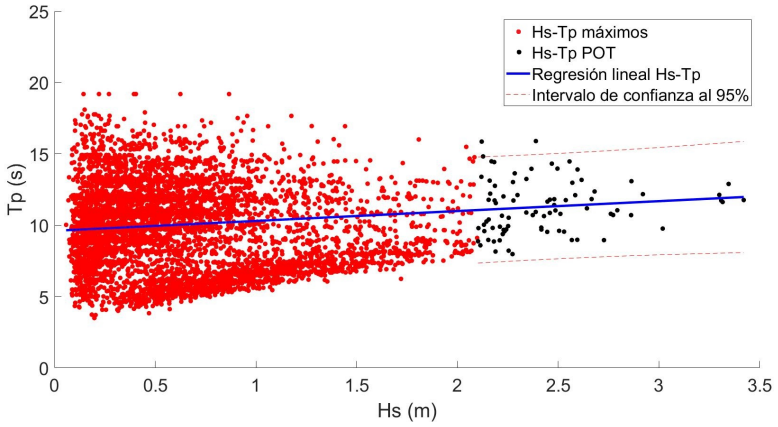


Figura D.8: Relación Hs-Tp zona este del arco de playa (serie de datos Punto 6).

En la Figura D.9 se presentan las tres tormentas representativas del clima de oleaje para cada período en la zona oeste. Por otro lado, en la Tabla D.3 se pueden observar los valores pico de cada una de las variables y la dirección media.

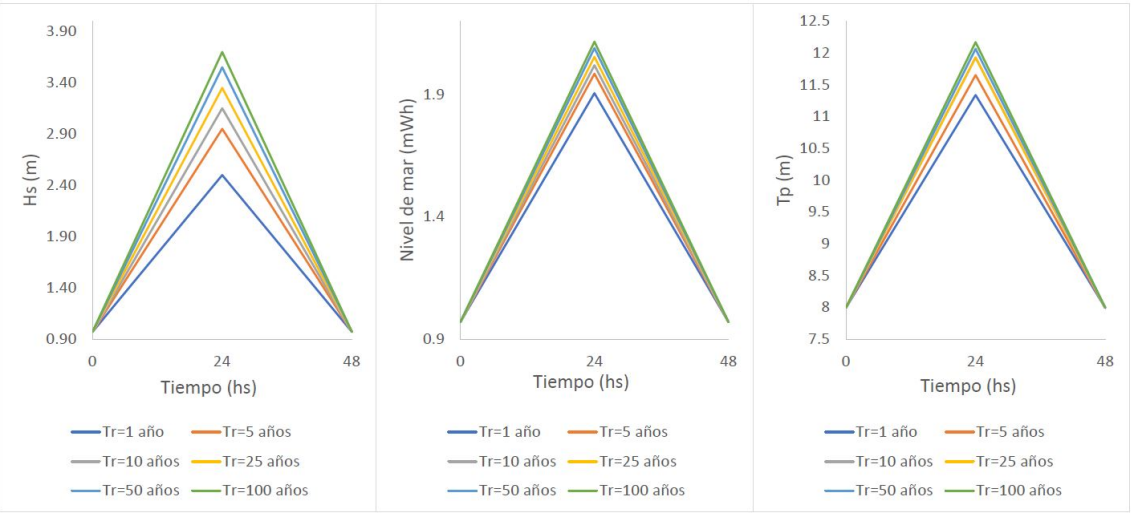


Figura D.9: Tormentas de verificación de la zona este, escenario actual.

Tabla D.3: Valores pico de altura de ola, nivel de mar, período pico y dirección media correspondientes a las tormentas de verificación de zona este.

Período de retorno (años)	Hs (m)	NM (mWh)	Tp (s)	Dm (°N)
1	2,5	1,9	11,3	191
5	3,0	2,0	11,7	
10	3,2	2,0	11,9	
25	3,4	2,1	11,9	
50	3,6	2,1	12,1	
100	3,7	2,1	12,2	

D.2. Escenario 2050

Las tormentas para la evaluación de perfiles en el escenario del año 2050 se generaron a partir de las tormentas determinadas para el escenario actual.

A esas tormentas se les incrementó el nivel medio del mar en 0,26 m debido al cambio climático, y la altura de ola significante en un 4 %.

A continuación se detallan las tormentas utilizadas en cada caso:

- Punto 1: zona oeste.

  En la Figura D.10 se presentan las tres tormentas representativas del clima de oleaje para cada período en la zona oeste. Por otro lado, en la Tabla D.4 se pueden observar los valores pico de cada una de las variables y la dirección media.

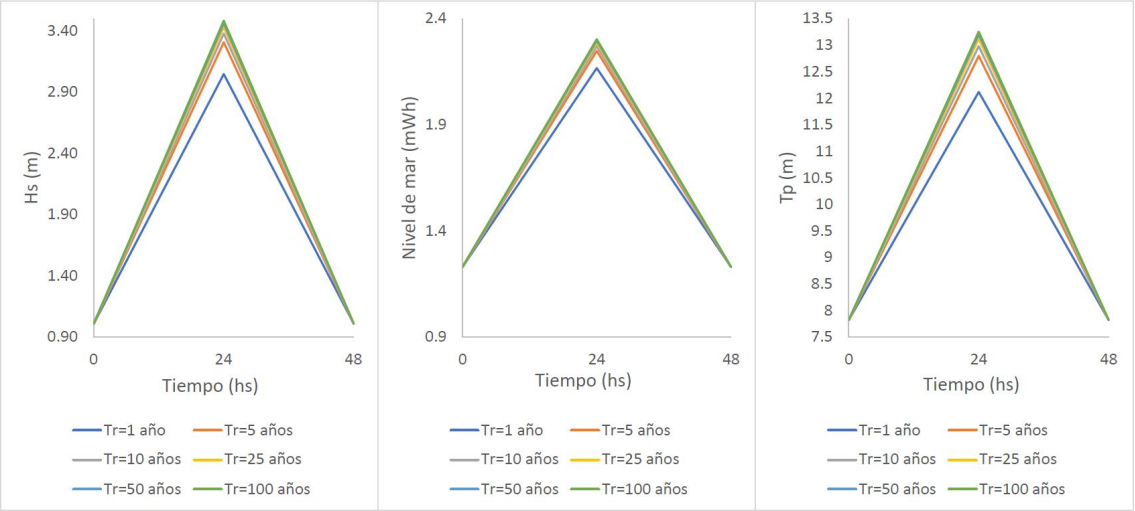


Figura D.10: Tormentas de verificación de la zona oeste, escenario 2050.

Tabla D.4: Valores pico de altura de ola, nivel de mar, período pico y dirección media correspondientes a las tormentas de verificación de zona oeste en el escenario 2050.

Período de retorno (años)	Hs (m)	NM (mWh)	Tp (s)	Dm (°N)
1	3,1	2,2	12,1	211
5	3,3	2,3	12,8	
10	3,4	2,3	13,0	
25	3,4	2,3	13,1	
50	3,5	2,3	13,2	
100	3,5	2,3	13,3	

- Punto 4: zona central.

  En la Figura D.11 se presentan las tres tormentas representativas del clima de oleaje para cada período en la zona oeste. Por otro lado, en la Tabla D.5 se pueden observar los valores pico de cada una de las variables y la dirección media.

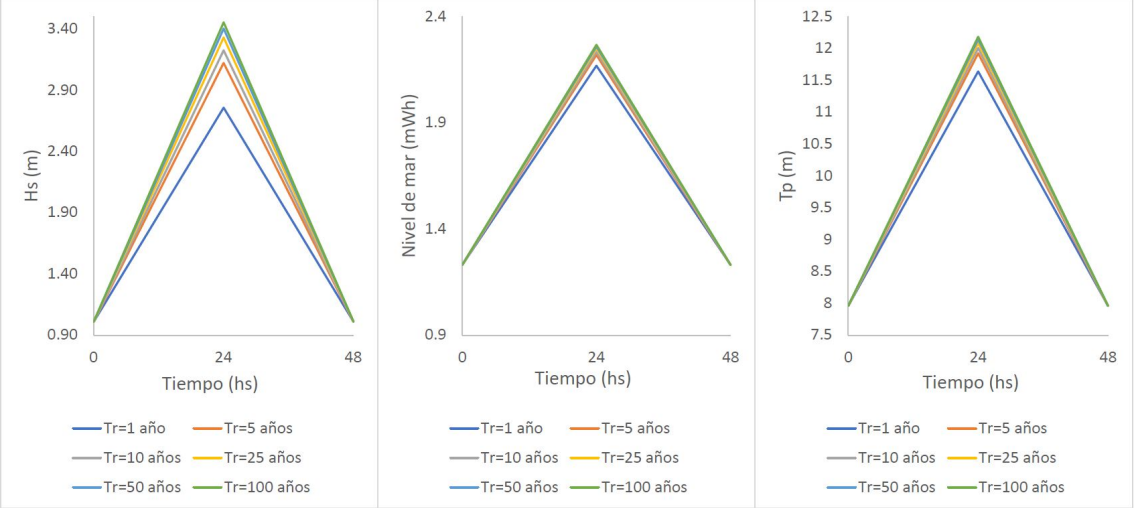


Figura D.11: Tormentas de verificación de la zona central, escenario 2050.

Tabla D.5: Valores pico de altura de ola, nivel de mar, período pico y dirección media correspondientes a las tormentas de verificación de zona central, en el escenario 2050.

Período de retorno (años)	Hs (m)	NM (mWh)	Tp (s)	Dm (°N)
1	2,8	2,2	11,6	206
5	3,1	2,2	11,9	
10	3,2	2,2	12,0	
25	3,3	2,3	12,1	
50	3,4	2,3	12,1	
100	3,5	2,3	12,2	

- Punto 6: zona este.

  En la Figura D.12 se presentan las tres tormentas representativas del clima de oleaje para cada período en la zona oeste. Por otro lado, en la Tabla D.6 se pueden observar los valores pico de cada una de las variables y la dirección media.

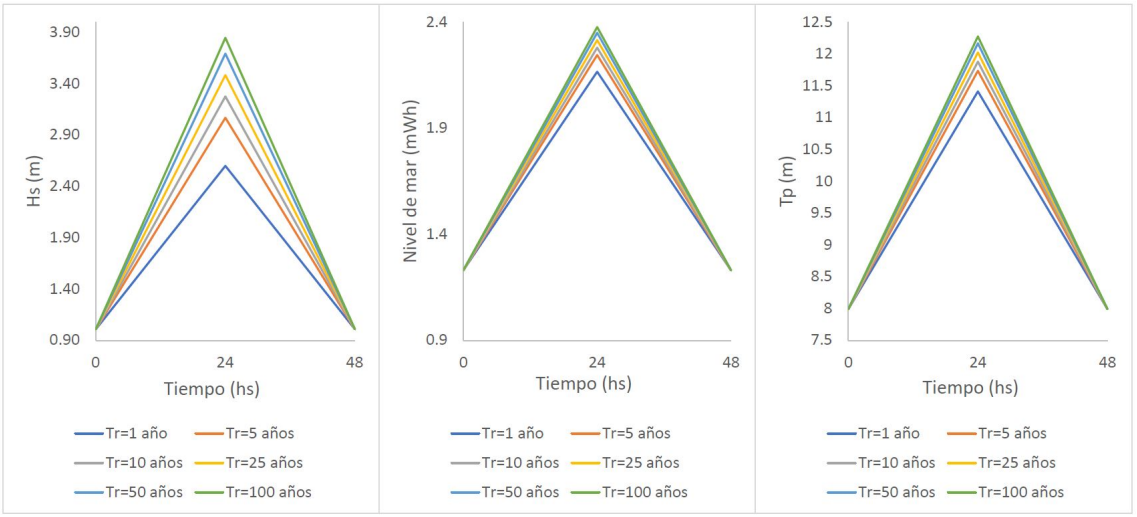
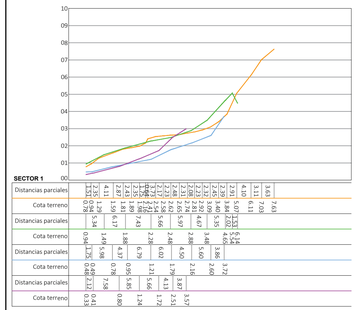
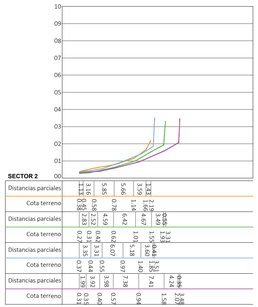


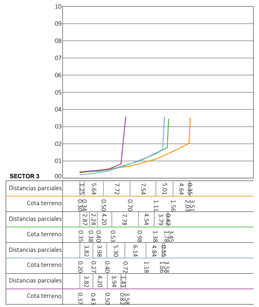
Figura D.12: Tormentas de verificación de la zona este, escenario 2050.

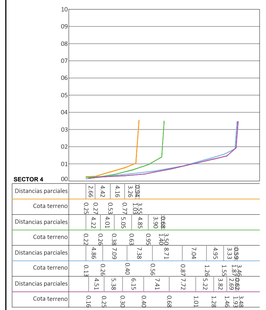
Tabla D.6: Valores pico de altura de ola, nivel de mar, período pico y dirección media correspondientes a las tormentas de verificación de zona este, en el escenario 2050.

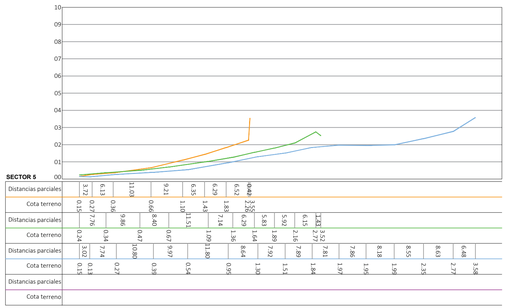
Período de retorno (años)	Hs (m)	NM (mWh)	Tp (s)	Dm (°N)
1	2,6	2,2	11,4	191
5	3,1	2,2	11,7	
10	3,3	2,3	11,9	
25	3,5	2,3	12,0	
50	3,7	2,4	12,2	
100	3,9	2,4	12,3	





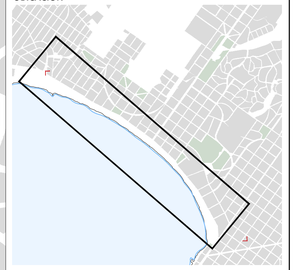








UBICACIÓN



REFERENCIAS

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO OFICIAL.

EL RELEVAMIENTO DE LAS MEDIDAS Y COTAS DE ZAMPEADO DE LAS DESCARGAS SE REALIZÓ LOS DÍAS 21 Y 26 DE JUNIO DEL 2020.

LAS MEDIDAS SON EXPRESADAS EN METROS.

LAS COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LOS VÉRTICES ESTÁN EXPRESADAS EN EL SISTEMA UTM.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: RELEVAMIENTO ALTIMÉTRICO
Zona costera

L01

ESCALA: 1:5000

FECHA: Mayo 2021

FECHAS DE RELEVAMIENTOS: 21 Y 26-06-20

IMFIA FING UDELAR

655492.248

6141857.862

657736.236

6139857.360

Zanja Honda
Plaza Armenia
Lázaro Gadea
Santiago Vazquez
Joaquín Muñoz
José Ellauri
Diagonal Oeste
Manuel Haedo
Misiones
Julian Alvarez
Diagonal Este
Juan Laguna
Silvestre Blanco
Av. de la Circunvalación Zabala
Plaza de la Madre
Gabriel Pereira
Caseros
Niza
Cerrito
Las piedras
Les Pins
Misiones
Bv. Artigas
Pablo Sufriategui
Reconquista
Celedonio Rojas
Montecarlo
Cannes
Buenos Aires
Zabala
Simon del Pino
Terminal
Plaza de Deportes
Tucumán
Casa de la Cultura
Manuel Freire
Jacinto Trapani
Plaza General Artigas
Buenos Aires
Defensa
Rambla de los Argentinos
Argentino Hotel
Armenia
Gregorio Sanabria
Tucumán
Plazoleta
Salto

PERFIL 01
PERFIL 02
PERFIL 03
PERFIL 04
PERFIL 05
PERFIL 06
PERFIL 07
PERFIL 08
PERFIL 09
PERFIL 10
PERFIL 11
PERFIL 12
PERFIL 13

+6.00m
+5.00m
+4.00m
+3.00m
+2.00m
+1.00m
+0.00m
-1.00m
-2.00m
-3.00m
-4.00m
-5.00m
-6.00m
-7.00m
-8.00m

UBICACIÓN



REFERENCIAS

- Indicador de descarga pluvial
- Curvas de nivel de topobatimetría cada 1 metro
- Relleno de Arena

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LAS CURVAS DE NIVEL DE LA SITUACIÓN ACTUAL FUERON REALIZADAS A PARTIR DE 13 PERFILES RELEVADOS POR EL CEDEX (1990), A EXCEPCIÓN DE LA PLAYA SECA DEL PERFIL 1 QUE FUE RELEVADA EL 26-06-2020.

EL PERFIL 1 ES EL PERFIL SALUDABLE CONSIDERADO EN EL DISEÑO DEL RELLENO DE PLAYA.

LAS COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LOS VÉRTICES ESTÁN EXPRESADAS EN EL SISTEMA UTM.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: TOPOBATIMETRÍA
Antecedente de la playa

ESCALA: 1:5000

FECHA: Mayo 2021

L02

IMFIA FING UDELAR



UBICACIÓN



REFERENCIAS

- Indicador de descarga pluvial
- Curvas de nivel de topobatimetría cada 1 metro
- Relleno de Arena

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LAS CURVAS DE NIVEL DE LA SITUACIÓN ACTUAL FUERON REALIZADAS A PARTIR DE 13 PERFILES RELEVADOS POR EL CEDEX (1990), A EXCEPCIÓN DE LA PLAYA SECA DEL PERFIL 1 QUE FUE RELEVADA EL 26-06-2020.

EL PERFIL 1 ES EL PERFIL SALUDABLE CONSIDERADO EN EL DISEÑO DEL RELLENO DE PLAYA.

LAS COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LOS VÉRTICES ESTÁN EXPRESADAS EN EL SISTEMA UTM.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: TOPOBATIMETRÍA
Regenerada con el relleno de playa

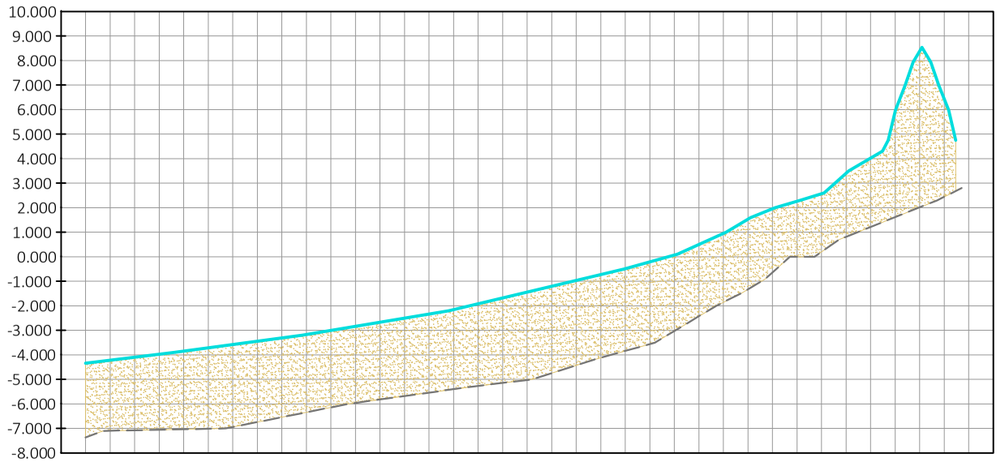
L03

ESCALA: 1:5000

FECHA: Mayo 2021

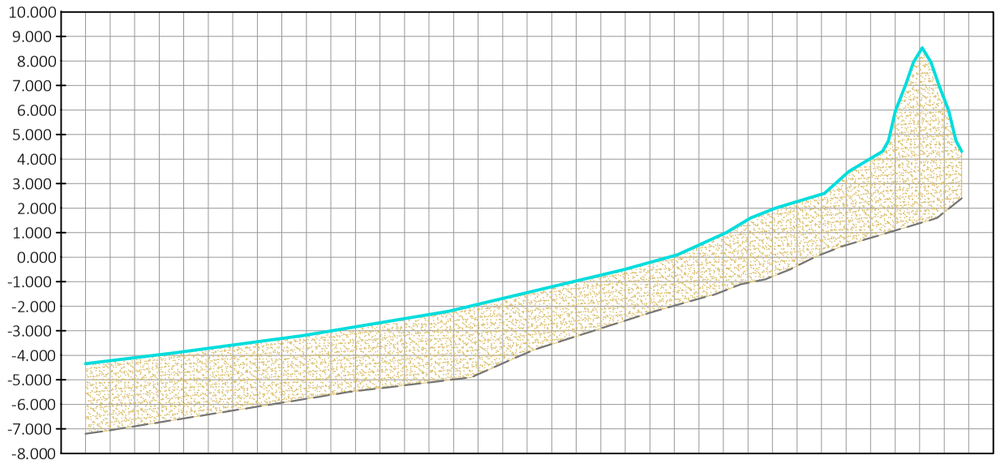
IMFIA FING UDELAR

Perfil 02



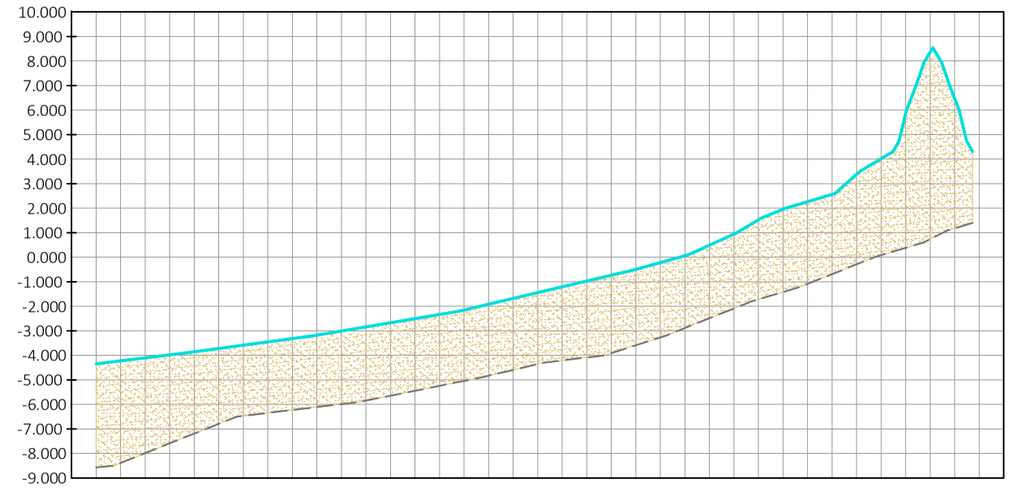
Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00	0+300.00	0+310.00	0+320.00	0+330.00	0+340.00	0+350.00	0+360.00	0+370.00
Cota terreno natural		-7.09	-7.07	-7.05	-7.03	-7.01	-6.94	-6.74	-6.54	-6.34	-6.14	-5.96	-5.82	-5.68	-5.54	-5.40	-5.27	-5.15	-5.03	-4.75	-4.43	-4.12	-3.84	-3.56	-3.03	-2.43	-1.86	-1.33	-0.64	0.00	0.20	0.82	1.22	1.62	2.02	2.44	
Cota de Proyecto		-4.22	-4.10	-3.98	-3.85	-3.72	-3.58	-3.45	-3.31	-3.17	-3.00	-2.84	-2.67	-2.50	-2.33	-2.15	-1.91	-1.68	-1.44	-1.20	-0.96	-0.73	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44	

Perfil 03



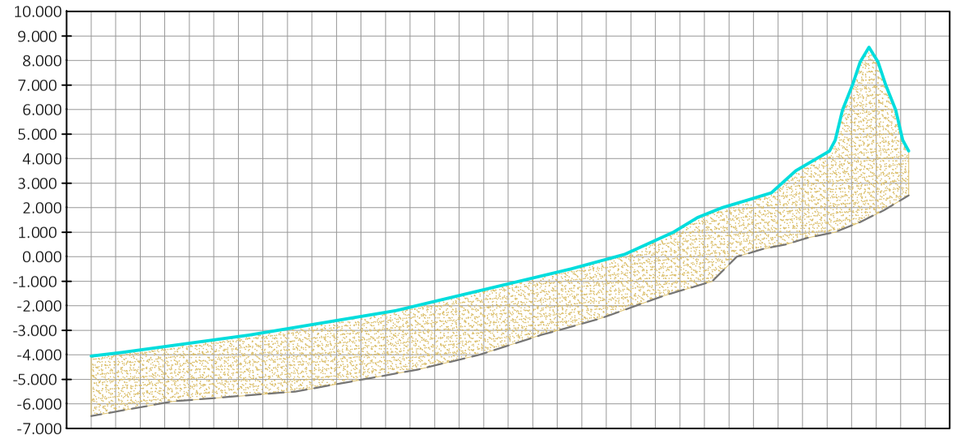
Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00	0+300.00	0+310.00	0+320.00	0+330.00	0+340.00	0+350.00	0+360.00	0+370.00
Cota terreno natural		-7.05	-6.89	-6.73	-6.57	-6.41	-6.25	-6.09	-5.93	-5.77	-5.61	-5.47	-5.35	-5.23	-5.11	-4.99	-4.78	-4.34	-3.90	-3.55	-3.23	-2.91	-2.59	-2.27	-1.98	-1.70	-1.39	-1.04	-0.79	-0.36	0.11	0.48	0.78	1.08	1.38	1.83	
Cota de Proyecto		-4.22	-4.10	-3.98	-3.85	-3.72	-3.58	-3.45	-3.31	-3.17	-3.01	-2.84	-2.67	-2.50	-2.33	-2.15	-1.92	-1.68	-1.44	-1.20	-0.97	-0.73	-0.49	-0.21	0.06	0.49	0.95	1.53	1.95	2.26	2.56	3.39	4.02	5.90	8.37	6.46	

Perfil 04



Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00	0+300.00	0+310.00	0+320.00	0+330.00	0+340.00	0+350.00	0+360.00
Cota terreno natural		1.10	0.60	0.30	0.00	-0.40	-0.80	-1.20	-1.50	-1.80	-2.20	-2.60	-3.00	-3.36	-3.68	-4.00	-4.12	-4.24	-4.42	-4.66	-4.90	-5.10	-5.30	-5.50	-5.70	-5.90	-6.02	-6.14	-6.26	-6.38	-6.50	-6.90	-7.30	-7.70	-8.10	-8.50	-8.60
Cota de Proyecto		-4.22	-4.10	-3.98	-3.85	-3.72	-3.58	-3.45	-3.31	-3.17	-3.01	-2.84	-2.67	-2.50	-2.34	-2.16	-1.92	-1.68	-1.44	-1.21	-0.97	-0.73	-0.49	-0.22	0.06	0.49	0.94	1.53	1.95	2.26	2.56	3.39	4.02	5.87	8.36	6.47	

Perfil 05



Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00	0+300.00	0+310.00	0+320.00	0+330.00	0+340.00	0+350.00
Cota terreno natural		-6.32	-6.14	-5.96	-5.85	-5.77	-5.69	-5.61	-5.53	-5.38	-5.20	-5.02	-4.84	-4.66	-4.44	-4.20	-3.94	-3.62	-3.30	-3.01	-2.73	-2.44	-2.08	-1.72	-1.40	-1.10	-0.32	0.20	0.44	0.70	0.94	1.27	1.74	2.31		
Cota de Proyecto		-3.93	-3.80	-3.66	-3.53	-3.39	-3.26	-3.11	-2.94	-2.77	-2.60	-2.44	-2.27	-2.06	-1.82	-1.59	-1.35	-1.11	-0.87	-0.64	-0.38	-0.11	0.22	0.67	1.17	1.71	2.08	2.38	2.85	3.66	4.25	6.93	8.06	5.11		

UBICACIÓN



REFERENCIAS

- Perfil de terreno proyectado
- Perfil de terreno actual
- Relleno de Arena

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LAS CURVAS DE NIVEL DE LA SITUACIÓN ACTUAL FUERON REALIZADAS A PARTIR DE 13 PERFILES RELEVADOS POR EL CEDEX (1990), A EXCEPCIÓN DE LA PLAYA SECA DEL PERFIL 1 QUE FUE RELEVADA EL 26-06-2020.

EL ÁREA ENTRE SECCIONES SON LOS M3/M QUE SE DEBEN APORTAR AL SISTEMA EN LA OBRA DEL RELLENO DE PLAYA.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: PERFILES TRANSVERSALES de la Playa

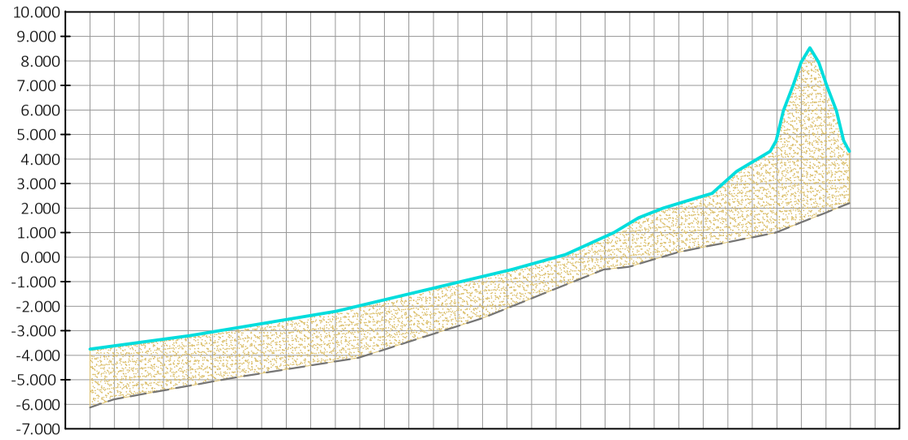
ESCALA: 1:5000

FECHA: Mayo 2021

L04

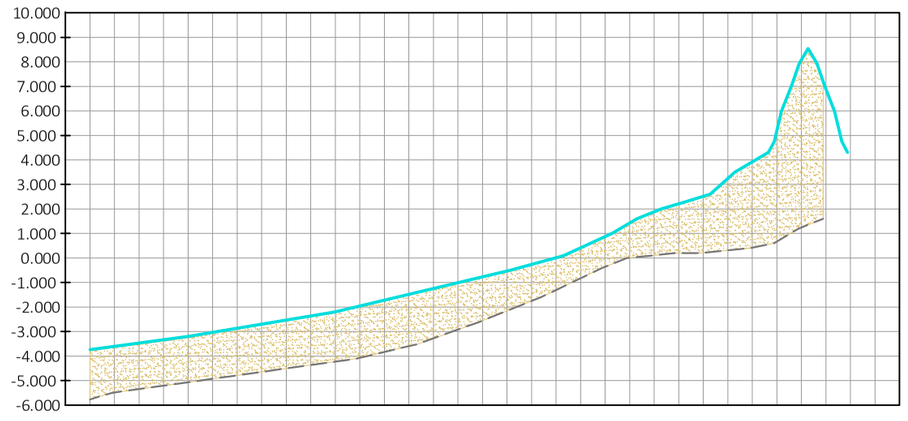
IMFIA FING UDELAR

Perfil 06



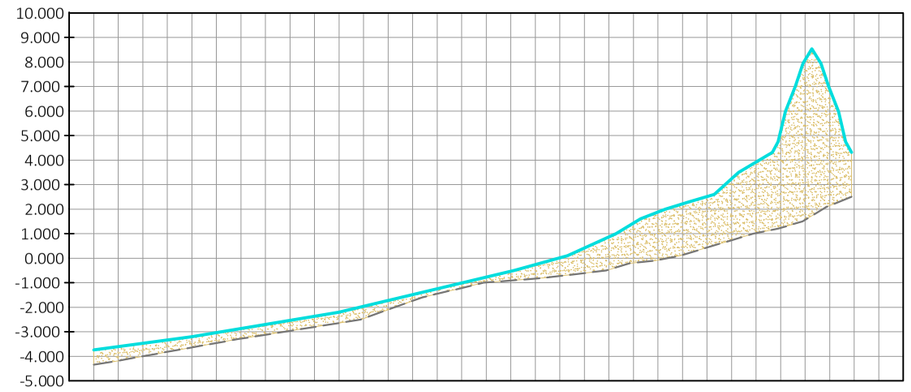
Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00	0+300.00	0+310.00	0+320.00	0+330.00
Cota terreno natural		-5.79	-5.61	-5.43	-5.25	-5.07	-4.89	-4.73	-4.57	-4.41	-4.25	-4.09	-3.77	-3.45	-3.13	-2.81	-2.48	-2.08	-1.68	-1.28	-0.88	-0.50	-0.39	-0.09	0.21	0.41	0.61	0.81	1.02	1.42	1.82			
Cota de Proyecto		-3.62	-3.48	-3.35	-3.21	-3.05	-2.88	-2.71	-2.54	-2.38	-2.21	-1.97	-1.74	-1.50	-1.26	-1.02	-0.79	-0.55	-0.28	0.00	0.38	0.84	1.38	1.86	2.19	2.49	3.18	3.88	4.88	7.97	7.08			

Perfil 07



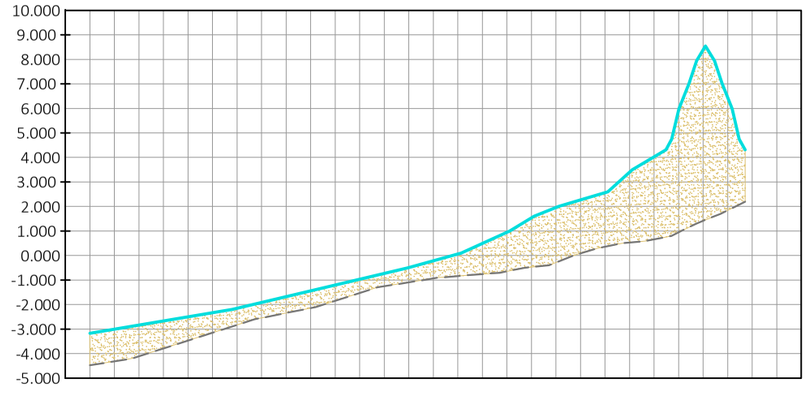
Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00	0+300.00	0+310.00	0+320.00	0+330.00
Cota terreno natural		-5.48	-5.34	-5.20	-5.06	-4.92	-4.78	-4.64	-4.50	-4.36	-4.22	-4.07	-3.93	-3.59	-3.28	-2.92	-2.55	-2.15	-1.75	-1.30	-0.82	-0.35	0.01	0.11	0.20	0.21	0.31	0.42	0.67	1.25				
Cota de Proyecto		-3.60	-3.47	-3.34	-3.20	-3.03	-2.87	-2.70	-2.53	-2.36	-2.19	-1.96	-1.72	-1.48	-1.24	-1.01	-0.77	-0.53	-0.26	0.02	0.42	0.87	1.43	1.89	2.21	2.51	3.24	3.92	5.19	8.09	6.88			

Perfil 08



Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00	0+300.00	0+310.00	0+320.00	0+330.00
Cota terreno natural		-4.18	-4.00	-3.82	-3.64	-3.46	-3.28	-3.12	-2.96	-2.80	-2.64	-2.46	-2.10	-1.74	-1.45	-1.21	-0.99	-0.91	-0.83	-0.73	-0.61	-0.47	-0.19	-0.08	0.13	0.43	0.73	1.02	1.23	1.57	2.14			
Cota de Proyecto		-3.61	-3.47	-3.34	-3.20	-3.03	-2.87	-2.70	-2.53	-2.36	-2.19	-1.96	-1.72	-1.48	-1.25	-1.01	-0.77	-0.53	-0.26	0.01	0.41	0.87	1.43	1.88	2.21	2.51	3.24	3.92	5.17	8.08	6.89			

Perfil 09



Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00
Cota terreno natural		-4.31	-4.11	-3.79	-3.47	-3.15	-2.83	-2.54	-2.34	-2.14	-1.85	-1.53	-1.25	-1.09	-0.93	-0.84	-0.76	-0.64	-0.47	-0.28	0.09	0.36	0.53	0.66	0.95	1.42	1.85			
Cota de Proyecto		-3.00	-2.84	-2.67	-2.50	-2.33	-2.15	-1.91	-1.68	-1.44	-1.20	-0.96	-0.73	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44			

UBICACIÓN



REFERENCIAS

- Perfil de terreno proyectado
- Perfil de terreno actual
- Relleno de Arena

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LAS CURVAS DE NIVEL DE LA SITUACIÓN ACTUAL FUERON REALIZADAS A PARTIR DE 13 PERFILES RELEVADOS POR EL CEDEX (1990), A EXCEPCIÓN DE LA PLAYA SECA DEL PERFIL 1 QUE FUE RELEVADA EL 26-06-2020.

EL ÁREA ENTRE SECCIONES SON LOS M3/M QUE SE DEBEN APORTAR AL SISTEMA EN LA OBRA DEL RELLENO DE PLAYA.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: PERFILES TRANSVERSALES de la Playa

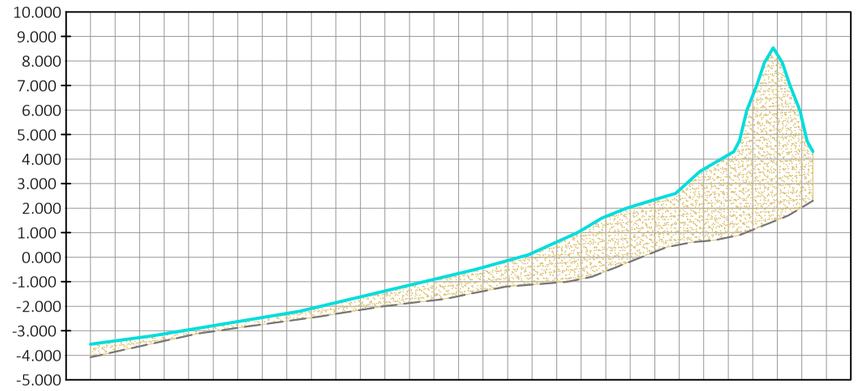
ESCALA: 1:5000

FECHA: Mayo 2021

L05

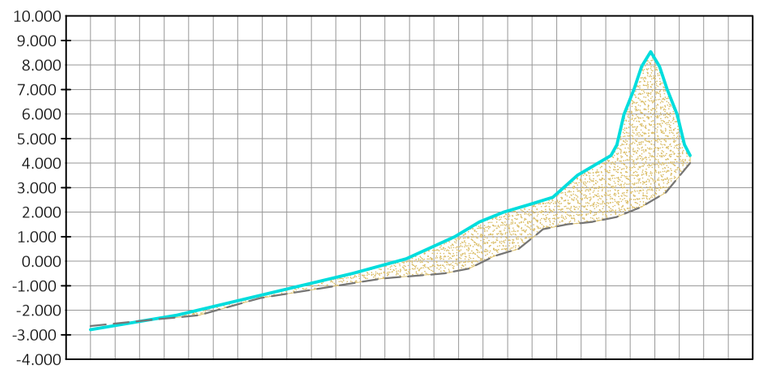
IMFIA FING UDELAR

Perfil 10



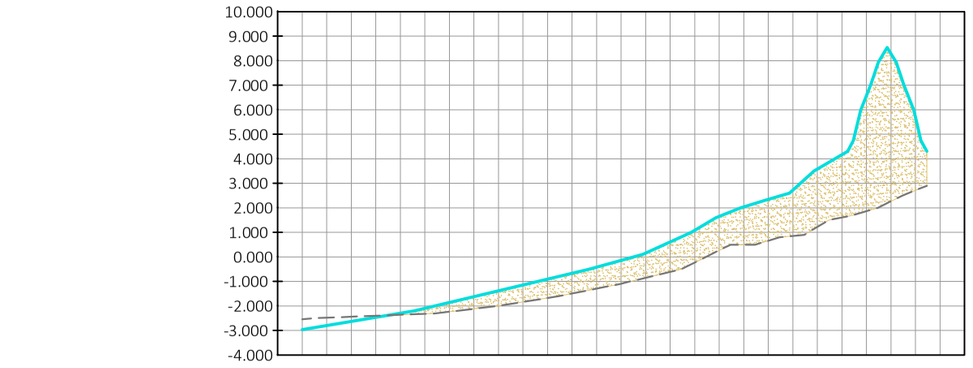
Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00	0+280.00	0+290.00	0+300.00	0+310.00
Cota terreno natural		-3.86	-3.64	-3.42	-3.20	-3.02	-2.88	-2.74	-2.60	-2.46	-2.31	-2.15	-1.99	-1.87	-1.75	-1.59	-1.39	-1.20	-1.12	-1.04	-0.89	-0.58	-0.18	0.22	0.51	0.66	0.81	1.12	1.52	2.03	
Cota de Proyecto		-3.41	-3.28	-3.13	-2.96	-2.79	-2.62	-2.46	-2.29	-2.09	-1.85	-1.61	-1.38	-1.14	-0.90	-0.67	-0.42	-0.14	0.16	0.61	1.09	1.66	2.05	2.35	2.74	3.59	4.18	6.62	8.26	5.63	

Perfil 11



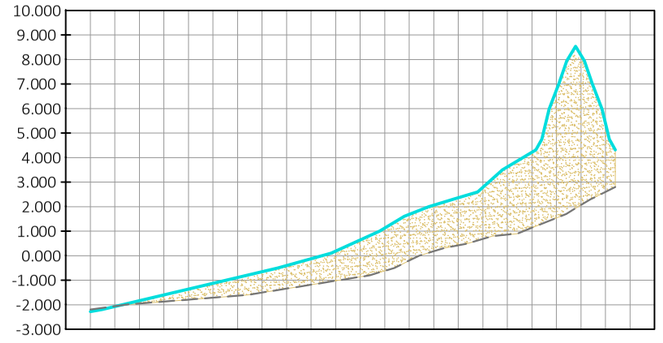
Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00
Cota terreno natural		-2.54	-2.44	-2.34	-2.24	-2.05	-1.77	-1.49	-1.33	-1.17	-1.01	-0.85	-0.70	-0.62	-0.54	-0.39	-0.02	0.37	0.94	1.41	1.56	1.71	2.02	2.53	3.46		
Cota de Proyecto		-2.62	-2.46	-2.29	-2.09	-1.85	-1.61	-1.38	-1.14	-0.90	-0.67	-0.42	-0.14	0.16	0.62	1.09	1.66	2.05	2.35	2.74	3.59	4.18	6.62	8.26	5.63		

Perfil 12



Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00	0+240.00	0+250.00	0+260.00	0+270.00
Cota terreno natural		-2.48	-2.44	-2.40	-2.36	-2.32	-2.24	-2.12	-1.99	-1.83	-1.67	-1.49	-1.29	-1.09	-0.85	-0.61	-0.23	0.27	0.50	0.66	0.85	1.22	1.61	1.86	2.27	2.72	
Cota de Proyecto		-2.79	-2.63	-2.46	-2.29	-2.09	-1.86	-1.62	-1.38	-1.14	-0.91	-0.67	-0.42	-0.14	0.15	0.61	1.08	1.66	2.04	2.34	2.72	3.58	4.17	6.58	8.29	5.69	

Perfil 13



Progresiva	0+010.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00	0+140.00	0+150.00	0+160.00	0+170.00	0+180.00	0+190.00	0+200.00	0+210.00	0+220.00	0+230.00
Cota terreno natural		-2.06	-1.95	-1.87	-1.79	-1.71	-1.63	-1.50	-1.34	-1.18	-1.02	-0.86	-0.62	-0.20	0.18	0.42	0.68	0.86	1.14	1.54	2.06	2.60		
Cota de Proyecto		-2.08	-1.84	-1.60	-1.36	-1.13	-0.89	-0.65	-0.40	-0.13	0.18	0.64	1.12	1.68	2.06	2.36	2.79	3.62	4.21	6.75	8.18	5.41		

UBICACIÓN



REFERENCIAS

- Perfil de terreno proyectado
- Perfil de terreno actual
- Relleno de Arena

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LAS CURVAS DE NIVEL DE LA SITUACIÓN ACTUAL FUERON REALIZADAS A PARTIR DE 13 PERFILES RELEVADOS POR EL CEDEX (1990), A EXCEPCIÓN DE LA PLAYA SECA DEL PERFIL 1 QUE FUE RELEVADA EL 26-06-2020.

EL ÁREA ENTRE SECCIONES SON LOS M3/M QUE SE DEBEN APORTAR AL SISTEMA EN LA OBRA DEL RELLENO DE PLAYA.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: PERFILES TRANSVERSALES de la Playa

ESCALA: 1:5000

FECHA: Mayo 2021

L06

IMFIA FING UDELAR

655492.248

6141857.862

Zania Honda
Plaza Armenia
Santiago Vazquez
Joaquín Muñoz
Jose Ellaun
Diagonal Oeste
Manuel Haedo
Misiones
Diagonal Este
Julian Alvarez
Juan Laguna
Silvestre Blanco
Plaza de la Madre
Av. de la Circunvalación Zabala
Gabriel Pereira
Caseros
Niza
Cerrito
Las piedras
Misiones
Av. Artigas
Pablo Sufriategui
Reconquista
Buenos Aires
Zabala
Celedonio Rojas
Simon del Pino
Les Pins
Montecarlo
Cannes
Terminal
Plaza de Deportes
Tucumán
Casa de la Cultura
Plaza General Artigas
Manuel Freire
Jacinto Trapani
Buenos Aires
Rambla de los Argentinos
Argentino Hotel
Armenia
Defensa
Gregorio Sanabria
Tucumán
Plazoleta

ESPIGÓN 12
ESPIGÓN 11
ESPIGÓN 10
ESPIGÓN 9
ESPIGÓN 8
ESPIGÓN 7
ESPIGÓN 6
ESPIGÓN 5
ESPIGÓN 4
ESPIGÓN 3
ESPIGÓN 2
ESPIGÓN 1

6139857.360

657736.246

UBICACIÓN



REFERENCIAS

- Espigones existentes
- Espigones a reconstruír zona este
- Espigones a reconstruír zona central
- Espigones a reconstruír zona oeste

NOTAS

LOS ESPIGONES INDICADOS SON LOS QUE SE RECONSTRUIRÁN HASTA UNA LONGITUD DE 110 METROS.

LOS DETALLES DE CADA ESPIGÓN SE PRESENTAN EN LAS LÁMINAS 08, 09 , 10, 11, 12, 13 y 14.

LAS COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LOS VÉRTICES ESTÁN EXPRESADAS EN EL SISTEMA UTM.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: RECONSTRUCCIÓN DE ESPIGONES-PLANTA GENERAL

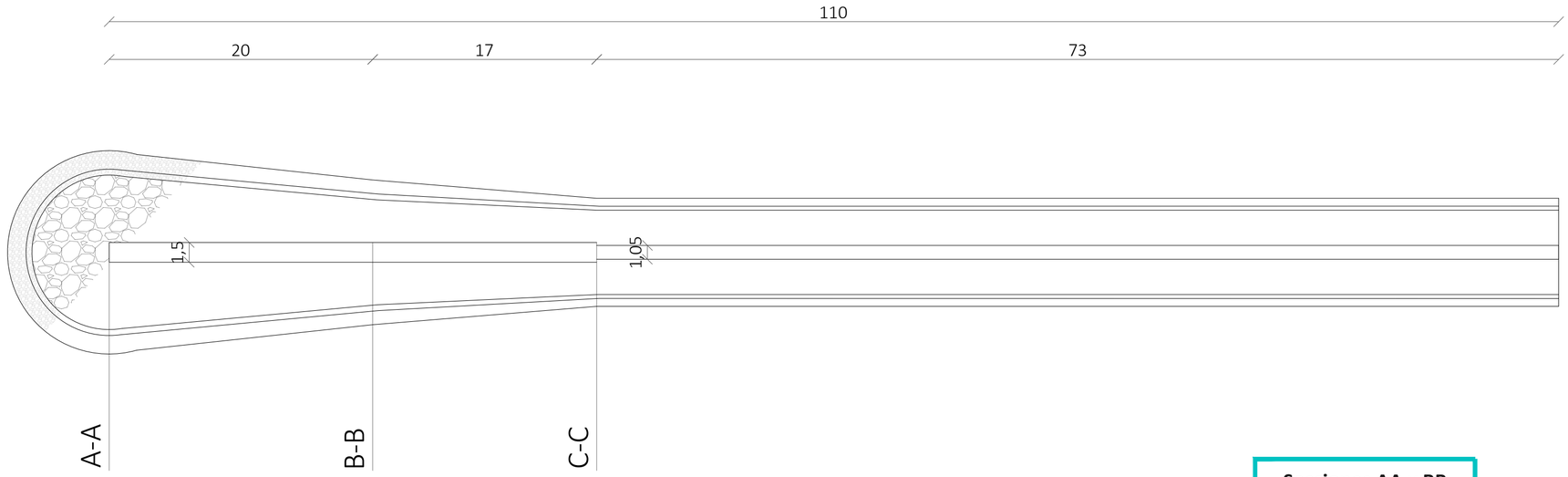
L07

ESCALA: 1:5000

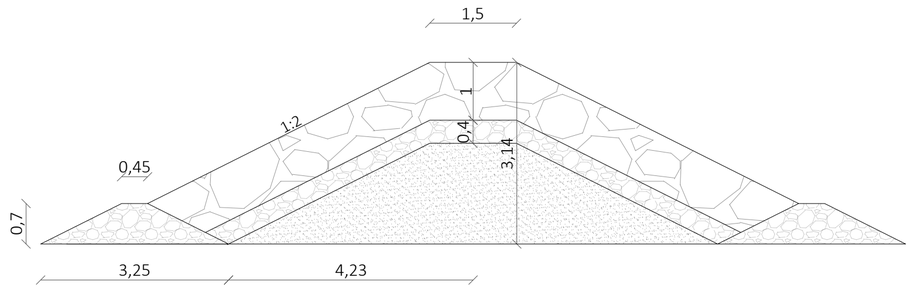
FECHA: Mayo 2021

IMFIA FING UDELAR

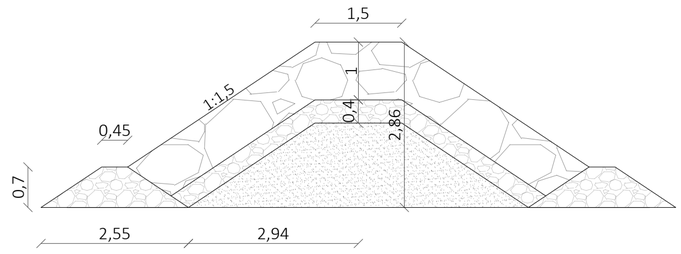
Planta Espigón nº 3:
Esc. 1:300



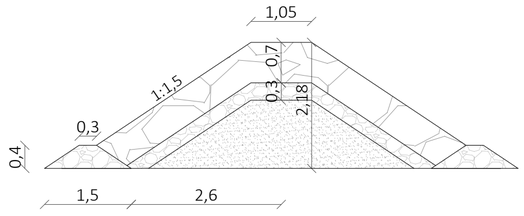
Corte A-A
Esc. 1:75



Corte B-B
Esc. 1:75



Corte C-C
Esc. 1:75

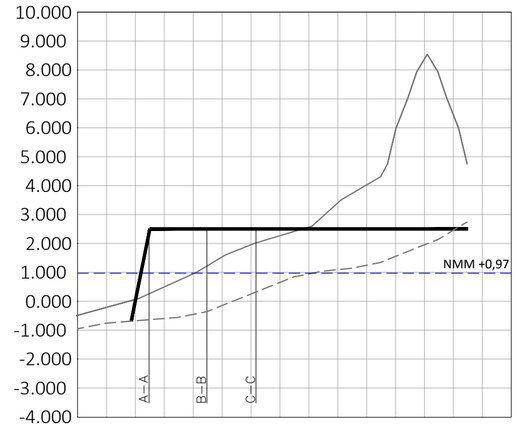


Secciones AA y BB

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,50	331,3
Filtro	0,25	41,4
Núcleo	0,04	0,2
Pie	0,15	8,9

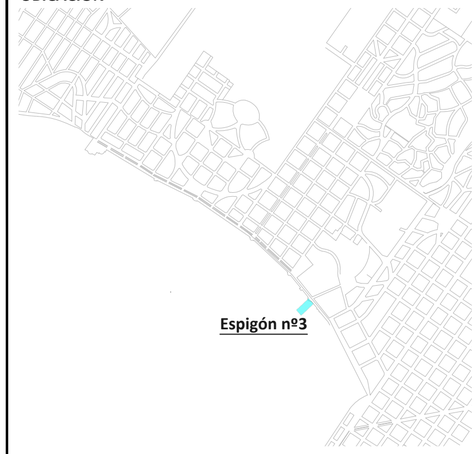
Sección CC

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,35	113,6
Filtro	0,20	21,2
Núcleo	0,03	0,1
Pie	0,10	2,7



Progresiva	0+140.00	0+130.00	0+120.00	0+110.00	0+100.00	0+090.00	0+080.00	0+070.00	0+060.00	0+050.00	0+040.00	0+030.00	0+020.00	0+010.00	0+000.00
Cota de Proyecto	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44	

UBICACIÓN



NOTAS

LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LA COTA DE CORONAMIENTO SE MANTIENE CONSTANTE A LO LARGO DE TODA LA SECCIÓN Y VALE +2,5 mWh.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: DETALLE ESPIGÓN N°3

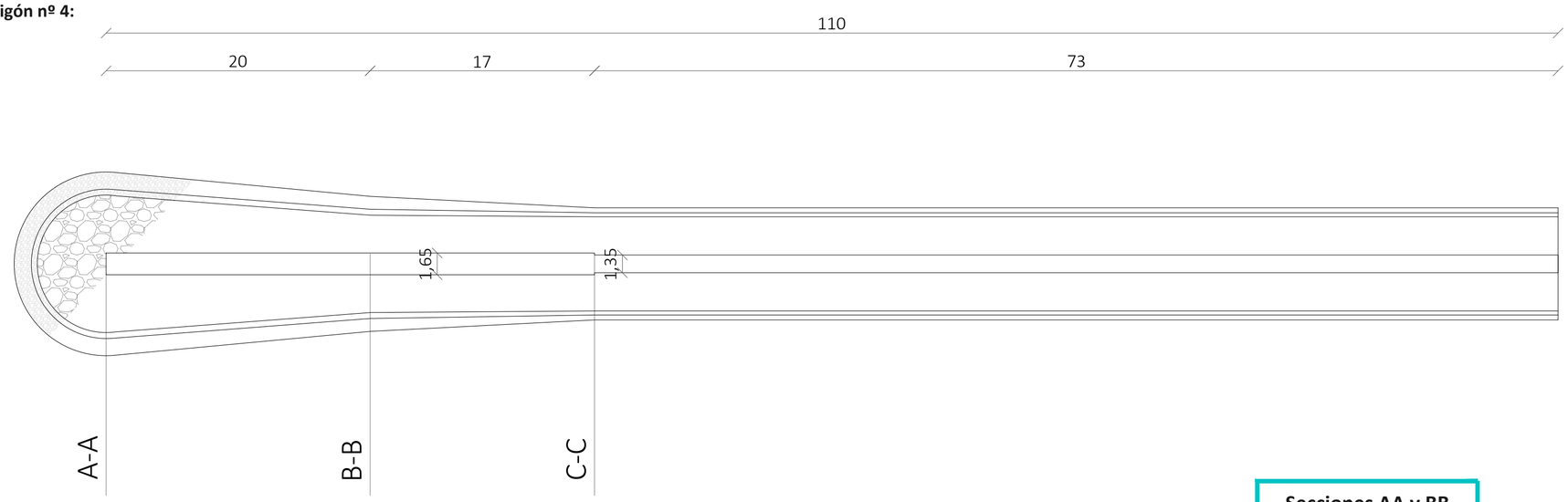
ESCALA: 1:75/1:300/1:150

FECHA: Mayo 2021

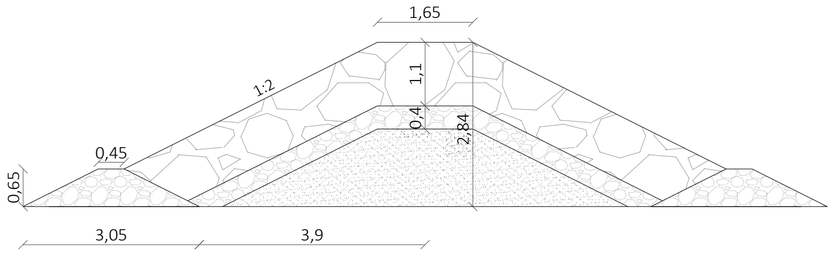
L08

IMFIA FING UDELAR

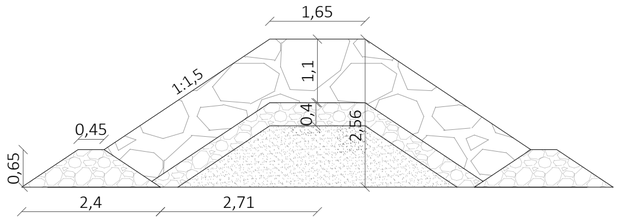
Planta Espigón nº 4:
Esc. 1:300



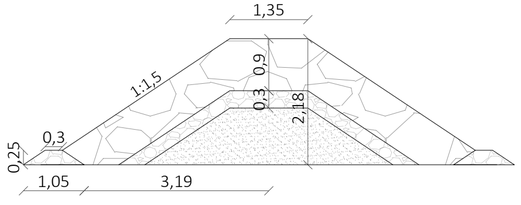
Corte A-A
Esc. 1:75



Corte B-B
Esc. 1:75



Corte C-C
Esc. 1:75

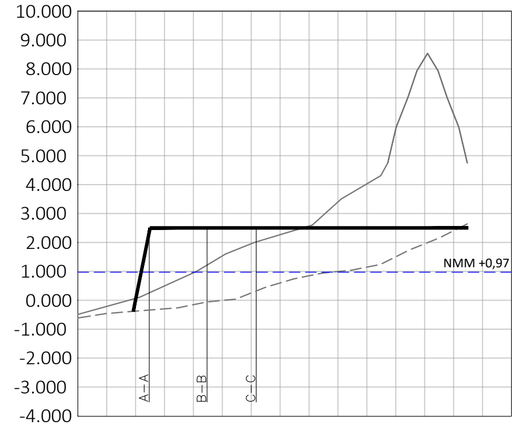


Secciones AA y BB

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,55	440,9
Filtro	0,25	41,4
Núcleo	0,04	0,2
Pie	0,15	8,9

Sección CC

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,55	241,5
Filtro	0,20	21,2
Núcleo	0,03	0,1
Pie	0,10	2,7



Progresiva	0+140.00	0+130.00	0+120.00	0+110.00	0+100.00	0+090.00	0+080.00	0+070.00	0+060.00	0+050.00	0+040.00	0+030.00	0+020.00	0+010.00	0+000.00
Cota de Proyecto	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44	

UBICACIÓN



NOTAS

LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LA COTA DE CORONAMIENTO SE MANTIENE CONSTANTE A LO LARGO DE TODA LA SECCIÓN Y VALE +2,5 mWh.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: DETALLE ESPIGÓN N°4

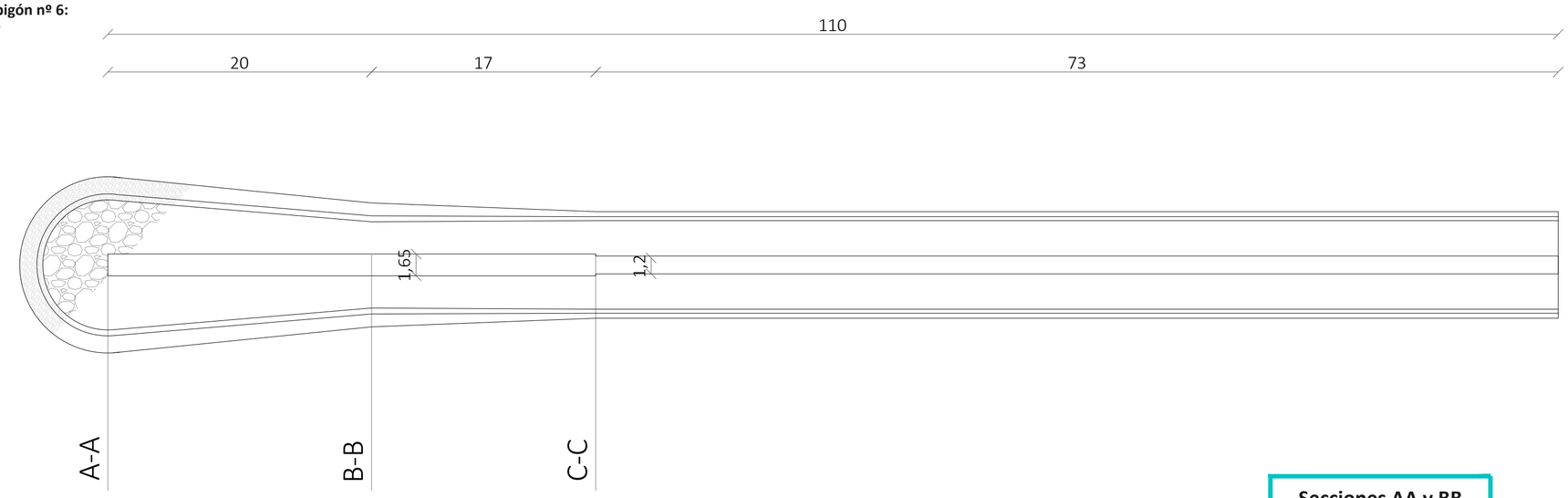
ESCALA: 1:75/1:300/1:150

FECHA: Mayo 2021

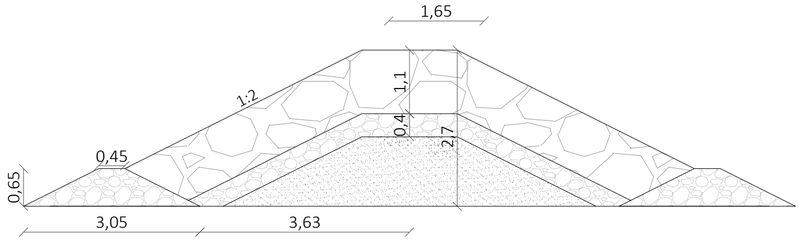
L09

IMFIA FING UDELAR

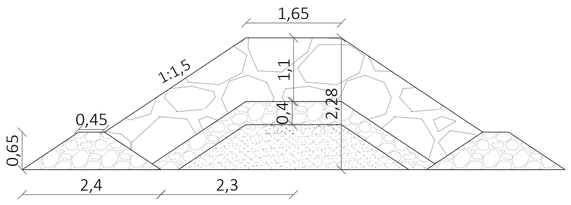
Planta Espigón nº 6:
Esc. 1:300



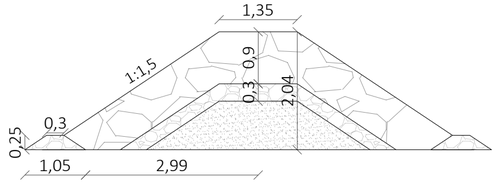
Corte A-A
Esc. 1:75



Corte B-B
Esc. 1:75



Corte C-C
Esc. 1:75

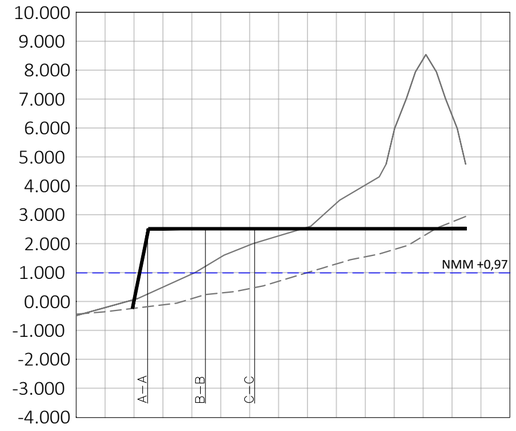


Secciones AA y BB

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,55	440,9
Filtro	0,25	41,4
Núcleo	0,04	0,2
Pie	0,15	8,9

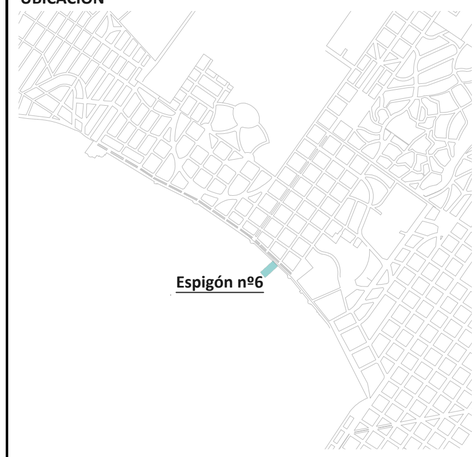
Sección CC

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,55	241,5
Filtro	0,20	21,2
Núcleo	0,03	0,1
Pie	0,10	2,7



Progresiva	0+140.00	0+130.00	0+120.00	0+110.00	0+100.00	0+090.00	0+080.00	0+070.00	0+060.00	0+050.00	0+040.00	0+030.00	0+020.00	0+010.00	0+000.00
Cota de Proyecto	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44	

UBICACIÓN



NOTAS

LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LA COTA DE CORONAMIENTO SE MANTIENE CONSTANTE A LO LARGO DE TODA LA SECCIÓN Y VALE +2,5 mWh.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: DETALLE ESPIGÓN N°6

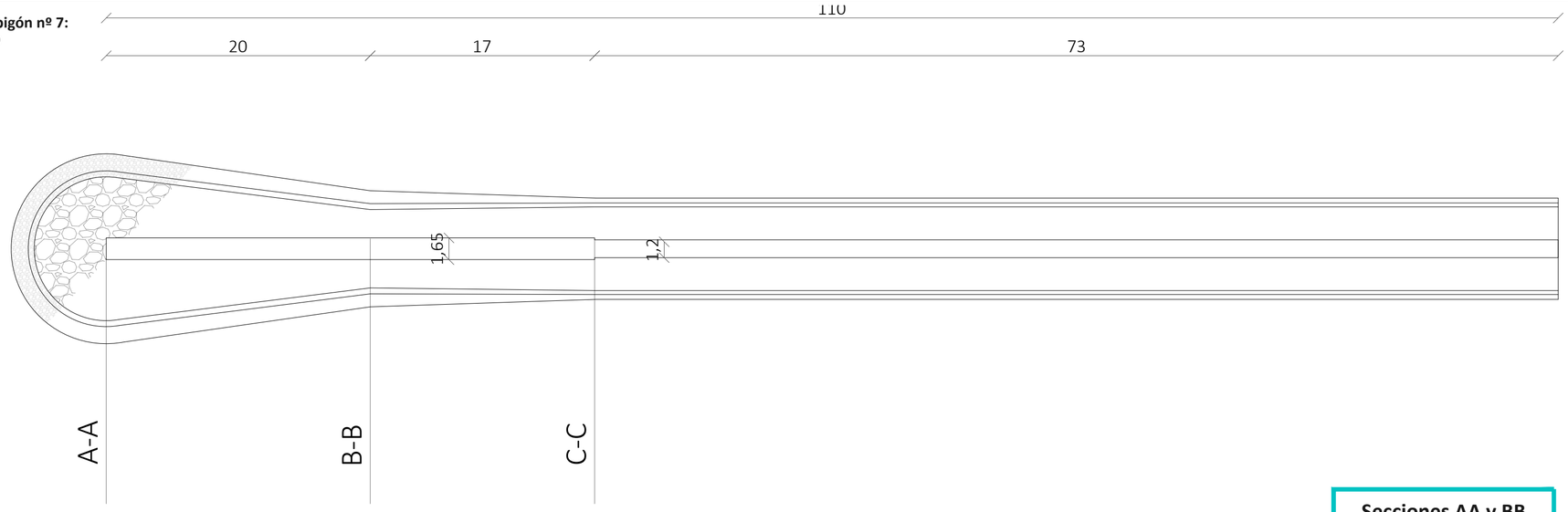
ESCALA: 1:75/1:300/1:150

FECHA: Mayo 2021

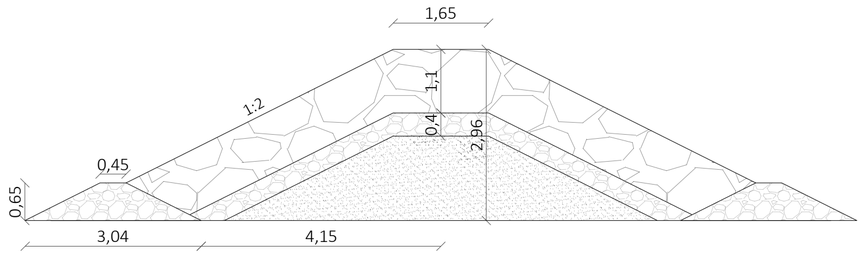
L10

IMFIA FING UDELAR

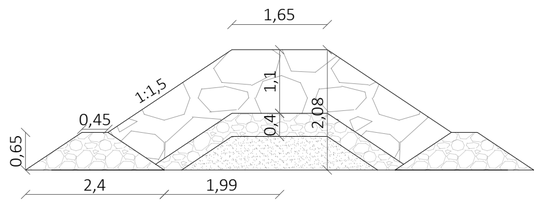
Planta Espigón nº 7:
Esc. 1:300



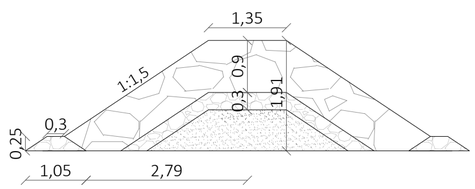
Corte A-A
Esc. 1:75



Corte B-B
Esc. 1:75



Corte C-C
Esc. 1:75

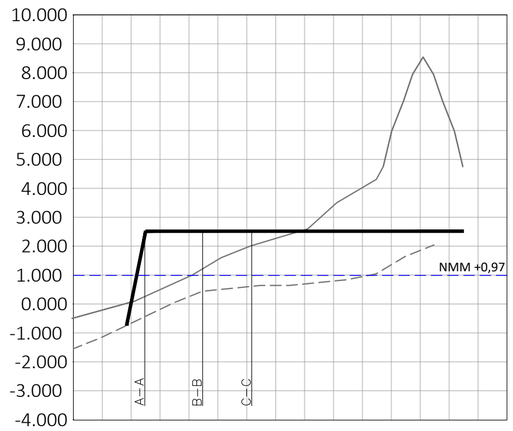


Secciones AA y BB

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,55	440,9
Filtro	0,25	41,4
Núcleo	0,04	0,2
Pie	0,15	8,9

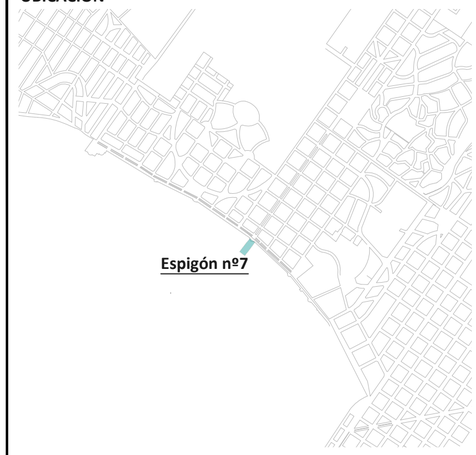
Sección CC

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,55	241,5
Filtro	0,20	21,2
Núcleo	0,03	0,1
Pie	0,10	2,7



Progresiva	0+140.00	0+130.00	0+120.00	0+110.00	0+100.00	0+090.00	0+080.00	0+070.00	0+060.00	0+050.00	0+040.00	0+030.00	0+020.00	0+010.00	0+000.00
Cota de Proyecto	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44	

UBICACIÓN



NOTAS

LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LA COTA DE CORONAMIENTO SE MANTIENE CONSTANTE A LO LARGO DE TODA LA SECCIÓN Y VALE +2,5 mWh.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: DETALLE ESPIGÓN N°7

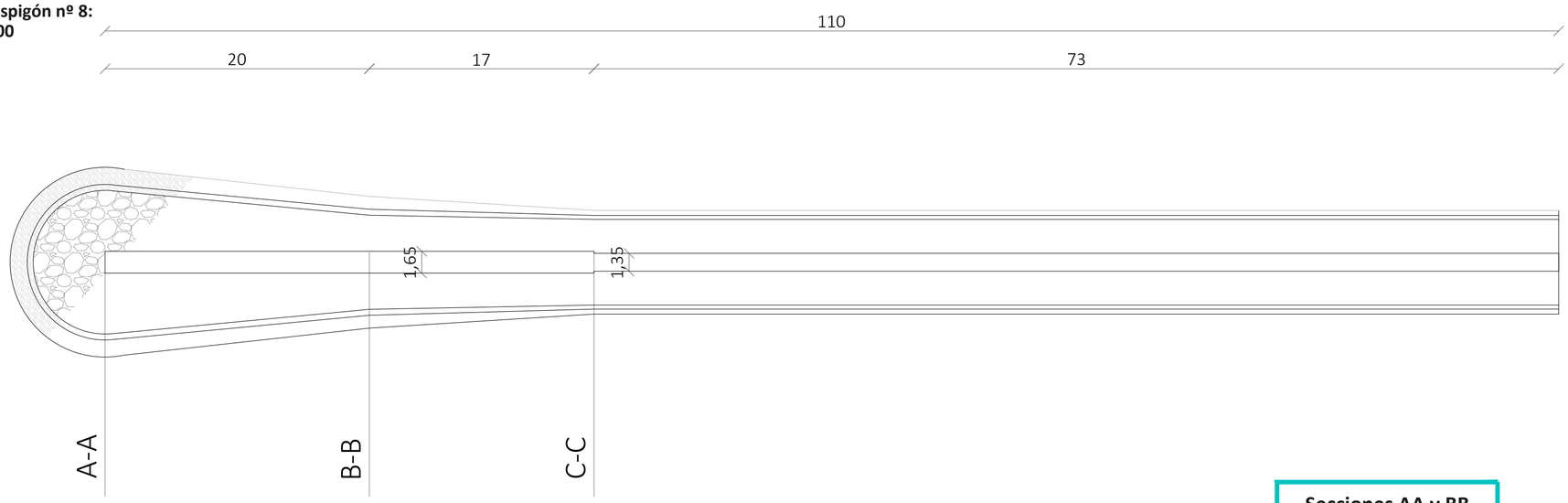
ESCALA: 1:75/1:300/1:150

FECHA: Mayo 2021

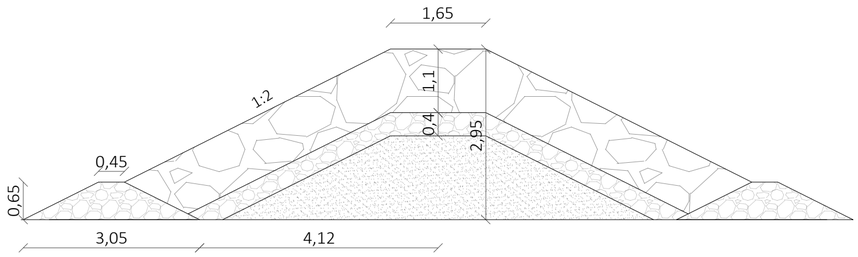
L11

IMFIA FING UDELAR

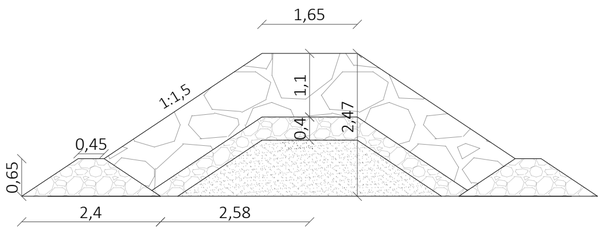
Planta Espigón nº 8:
Esc. 1:300



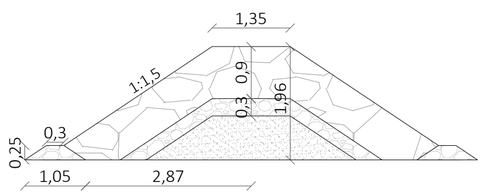
Corte A-A
Esc. 1:75



Corte B-B
Esc. 1:75



Corte C-C
Esc. 1:75

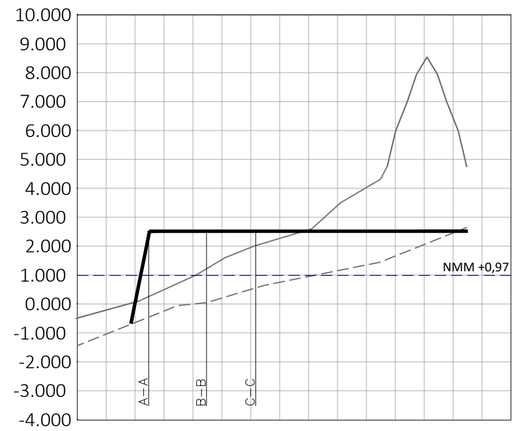


Secciones AA y BB

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,55	440,9
Filtro	0,25	41,4
Núcleo	0,04	0,2
Pie	0,15	8,9

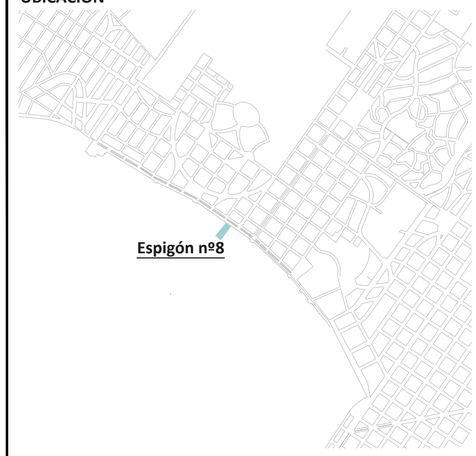
Sección CC

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,55	241,5
Filtro	0,20	21,2
Núcleo	0,03	0,1
Pie	0,10	2,7



Progresiva	0+140.00	0+130.00	0+120.00	0+110.00	0+100.00	0+090.00	0+080.00	0+070.00	0+060.00	0+050.00	0+040.00	0+030.00	0+020.00	0+010.00	0+000.00
Cota de Proyecto	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44	

UBICACIÓN



NOTAS

LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LA COTA DE CORONAMIENTO SE MANTIENE CONSTANTE A LO LARGO DE TODA LA SECCIÓN Y VALE +2,5 mWh.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: DETALLE ESPIGÓN N°8

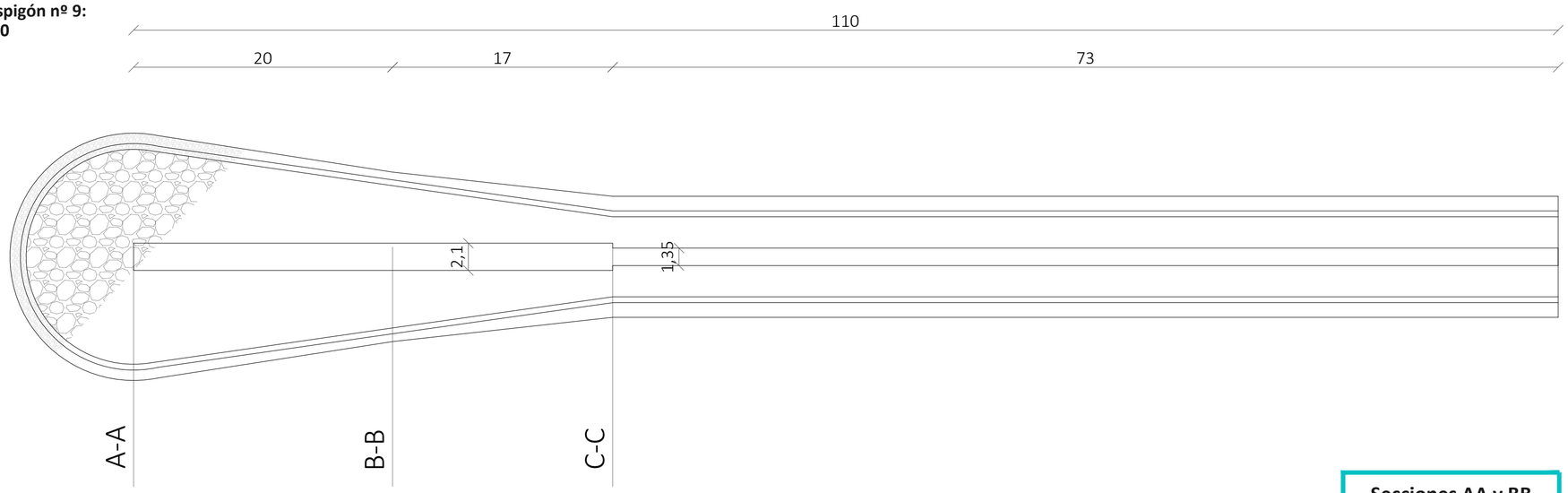
ESCALA: 1:75/1:300/1:150

FECHA: Mayo 2021

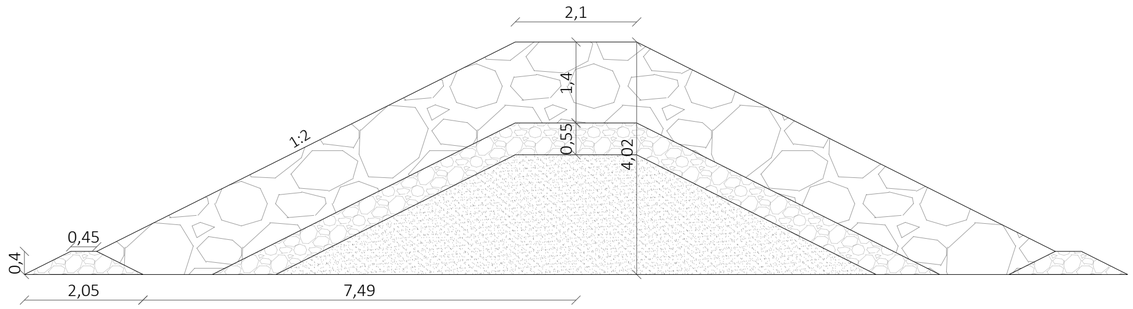
L12

IMFIA FING UDELAR

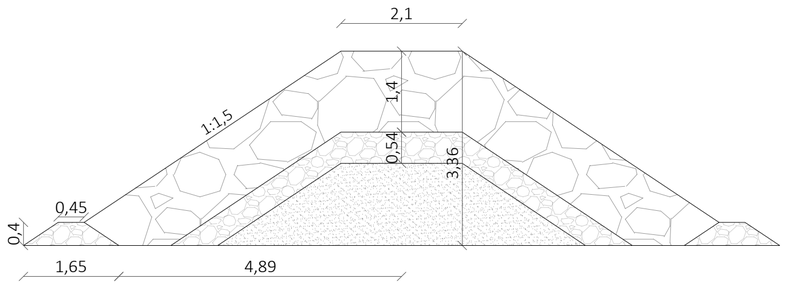
Planta Espigón nº 9:
Esc. 1:300



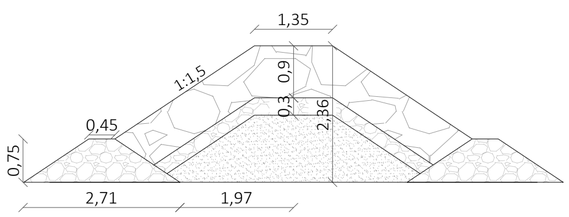
Corte A-A
Esc. 1:75



Corte B-B
Esc. 1:75



Corte C-C
Esc. 1:75

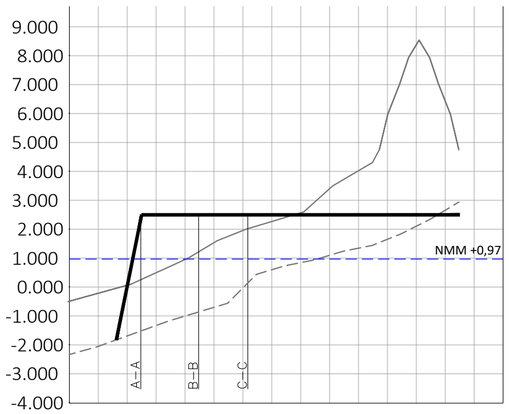


Secciones AA y BB

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,70	909,0
Filtro	0,35	113,6
Núcleo	0,05	0,3
Pie	0,15	8,9

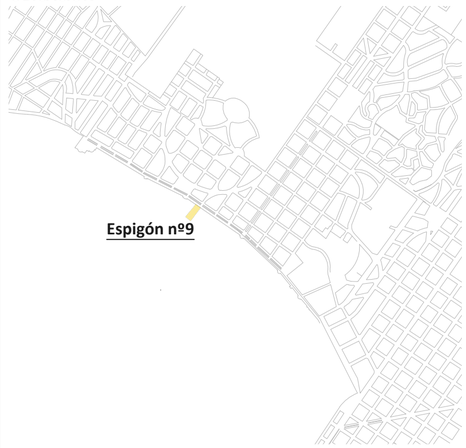
Sección CC

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,45	241,5
Filtro	0,20	21,2
Núcleo	0,05	0,3
Pie	0,15	8,9



Progresiva	0+140.00	0+130.00	0+120.00	0+110.00	0+100.00	0+090.00	0+080.00	0+070.00	0+060.00	0+050.00	0+040.00	0+030.00	0+020.00	0+010.00	0+000.00
Cota de Proyecto	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44	

UBICACIÓN



NOTAS

LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LA COTA DE CORONAMIENTO SE MANTIENE CONSTANTE A LO LARGO DE TODA LA SECCIÓN Y VALE +2,5 mWh.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: DETALLE ESPIGÓN N°9

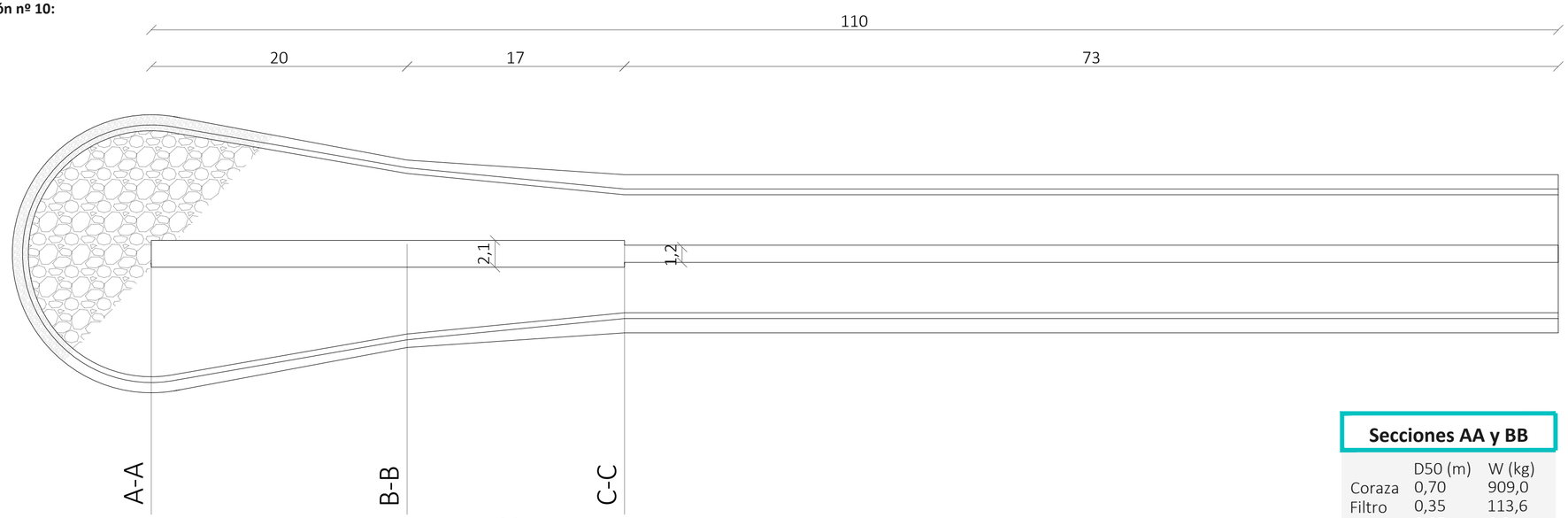
ESCALA: 1:75/1:300/1:150

FECHA: Mayo 2021

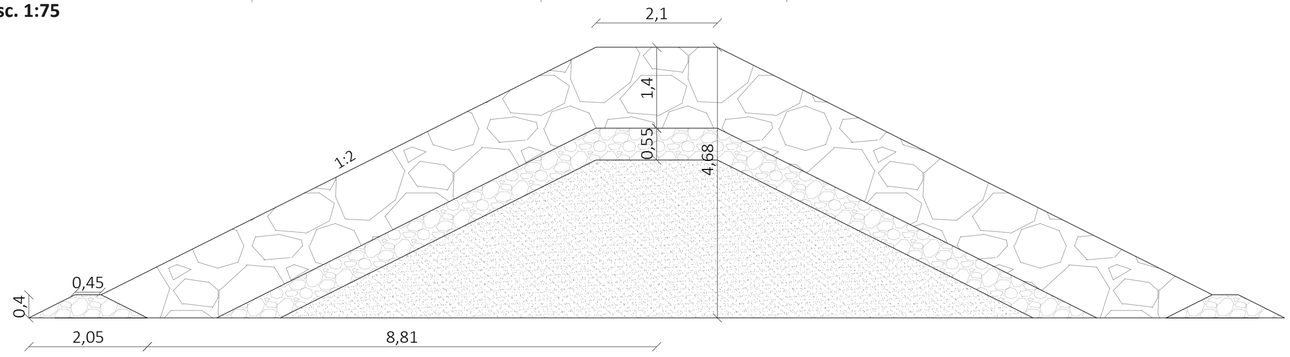
L13

IMFIA FING UDELAR

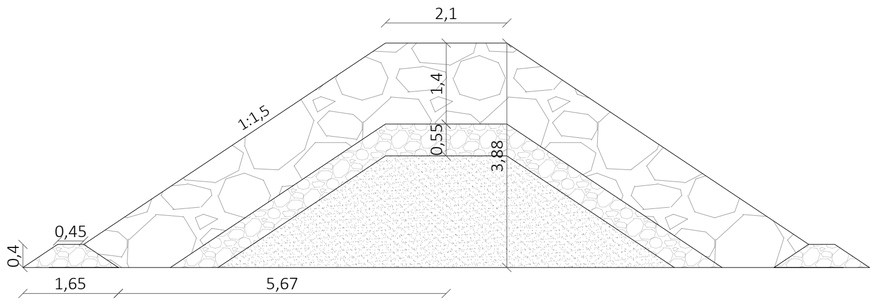
Planta Espigón nº 10:
Esc. 1:300



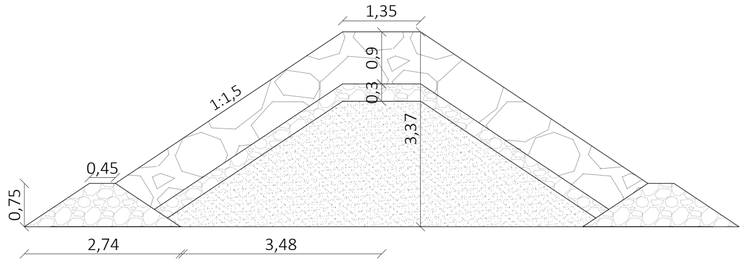
Corte A-A
Esc. 1:75



Corte B-B
Esc. 1:75



Corte C-C
Esc. 1:75

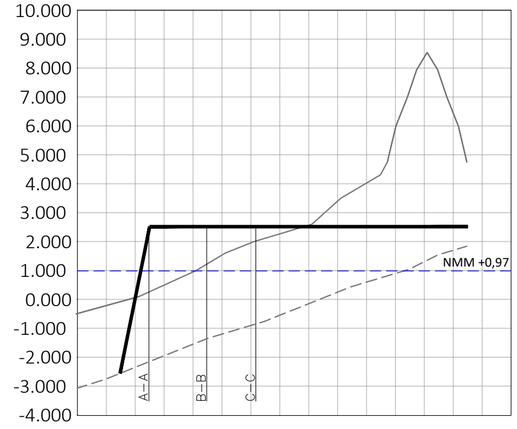


Secciones AA y BB

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,70	909,0
Filtro	0,35	113,6
Núcleo	0,05	0,3
Pie	0,15	8,9

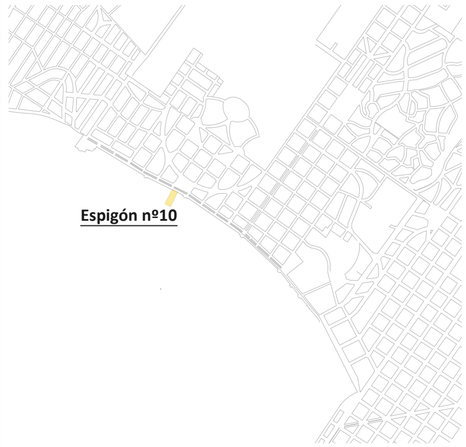
Sección CC

	D50 (m)	W (kg)
Coraza	0,45	241,5
Filtro	0,20	21,2
Núcleo	0,05	0,3
Pie	0,15	8,9



Progresiva	0+140.00	0+130.00	0+120.00	0+110.00	0+100.00	0+090.00	0+080.00	0+070.00	0+060.00	0+050.00	0+040.00	0+030.00	0+020.00	0+010.00	0+000.00
Cota de Proyecto	-0.49	-0.21	0.06	0.50	0.95	1.53	1.96	2.27	2.57	3.40	4.03	5.93	8.38	6.44	

UBICACIÓN



NOTAS

LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO WHARTON.

LA COTA DE CORONAMIENTO SE MANTIENE CONSTANTE A LO LARGO DE TODA LA SECCIÓN Y VALE +2,5 mWh.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: DETALLE ESPIGÓN N°10

ESCALA: 1:75/1:300/1:150

FECHA: Mayo 2021

L14

IMFIA FING UDELAR

655492.248

6141857.862

Descarga Nº01
CZ=0.06m
6 Bocas de
2300x4000 mm

Descarga Nº02
CZ=2.13m
Ext: Ø1000 mm
Int: Ø500mm

Descarga Nº03
CZ=2.12m
Ø1000 mm

Descarga Nº04
CZ=2.08m
Ø1000 mm

Descarga Nº05
CZ=1.93m
1000 x 600mm

Descarga Nº06
CZ=1.74m
Ø1100 mm

Descarga Nº07
CZ=2.25m
Ø1100 mm

Descarga Nº08 / Nº09
CZ=1.02m
Ø1000 mm

Descarga Nº10
CZ=2.11m
Ø600 mm

Descarga Nº11
CZ=1.56m
Ø400 mm

Descarga Nº12
CZ=1.38m
Ø600 mm

Descarga Nº13
CZ=1.53m
4 Bocas de 2000x1500mm

Descarga Nº14
CZ=1.74m
Ø1000 mm

Descarga Nº15
CZ=1.41m
1600x1400 mm

Descarga Nº16
CZ=1.42m
1500x1400 mm

Descarga Nº17
CZ=1.16m
3000x1800 mm

Descarga Nº18
CZ=1.82m
Ø1000mm

Descarga Nº19
CZ=2.62m
Ø350mm

Descarga Nº20
CZ=2.32m
Ø350mm

Descarga Nº21
CZ=1.46m
1600x1300 mm

Descarga Nº22
CZ=1.18m
2400x1800 mm

Descarga Nº23
CZ=1.83m
1000x1000 mm

Descarga Nº24
CZ=1.18m
3000x4000 mm

657736.236

6139857.360

UBICACIÓN



REFERENCIAS

Indicador de descarga relevada

Flujo pluvial de la ciudad

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO OFICIAL.

EL RELEVAMIENTO DE LAS MEDIDAS Y COTAS DE ZAMPEADO DE LAS DESCARGAS SE REALIZÓ LOS DÍAS 21 Y 26 DE JUNIO DEL 2020.

LAS DIRECCIONES DE FLUJO DEL DRENAJE FUERON BRINDADAS POR LA IDM.

LAS COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LOS VÉRTICES ESTÁN EXPRESADAS EN EL SISTEMA UTM.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: Información disponible de drenaje pluvial

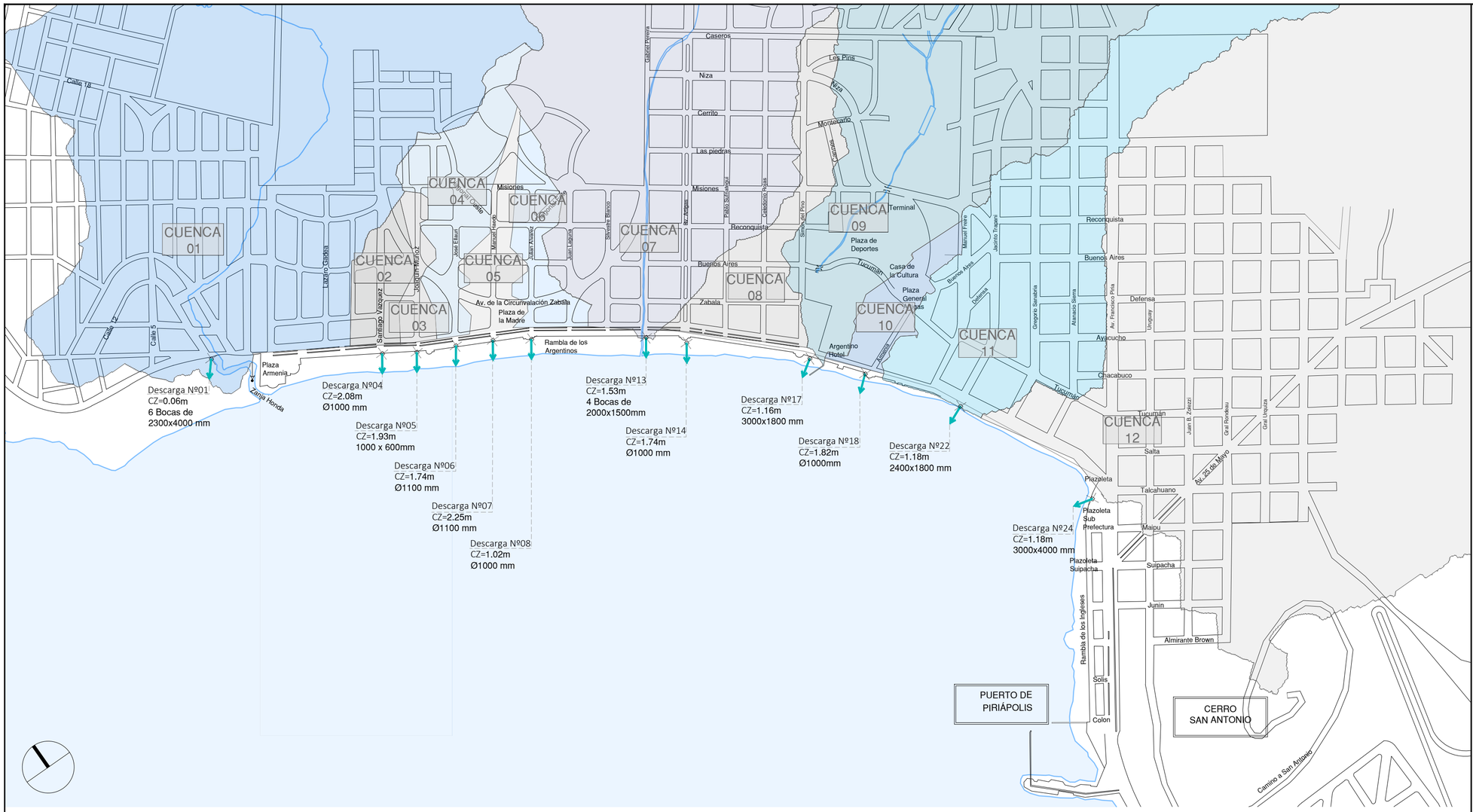
L15

ESCALA: 1:5000

FECHA: Mayo 2021

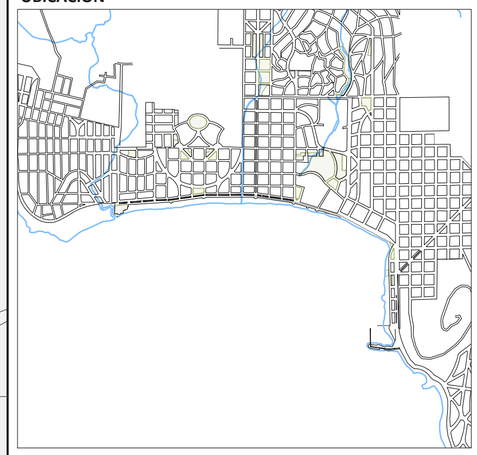
FECHAS DE RELEVAMIENTOS: 21 Y 26-06-20

IMFIA FING UDELAR





UBICACIÓN



REFERENCIAS

Indicador de descarga relevada

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO OFICIAL.

EL RELEVAMIENTO DE LAS MEDIDAS Y COTAS DE LAS DESCARGAS SE REALIZÓ LOS DÍAS 21 Y 26 DE JUNIO DEL 2020.

LAS FOTOS SON DE NUESTRA AUTORÍA Y FUERON TOMADAS DURANTE LOS RELEVAMIENTOS.

LA NUMERACIÓN DE LAS DESCARGA SE MANTIENE RESPECTO A LA LÁMINA L01.

CORESPONDENCIA ENTRE NÚMERO DE CUENCA Y DESCARGA:

CUENCA	DESCARGA
01	01
02	04
03	05
04	06
05	07
06	08
07	13
08	14
09	17
10	18
11	22
12	24

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: DESCARGAS PLUVIALES con cuenca asociada

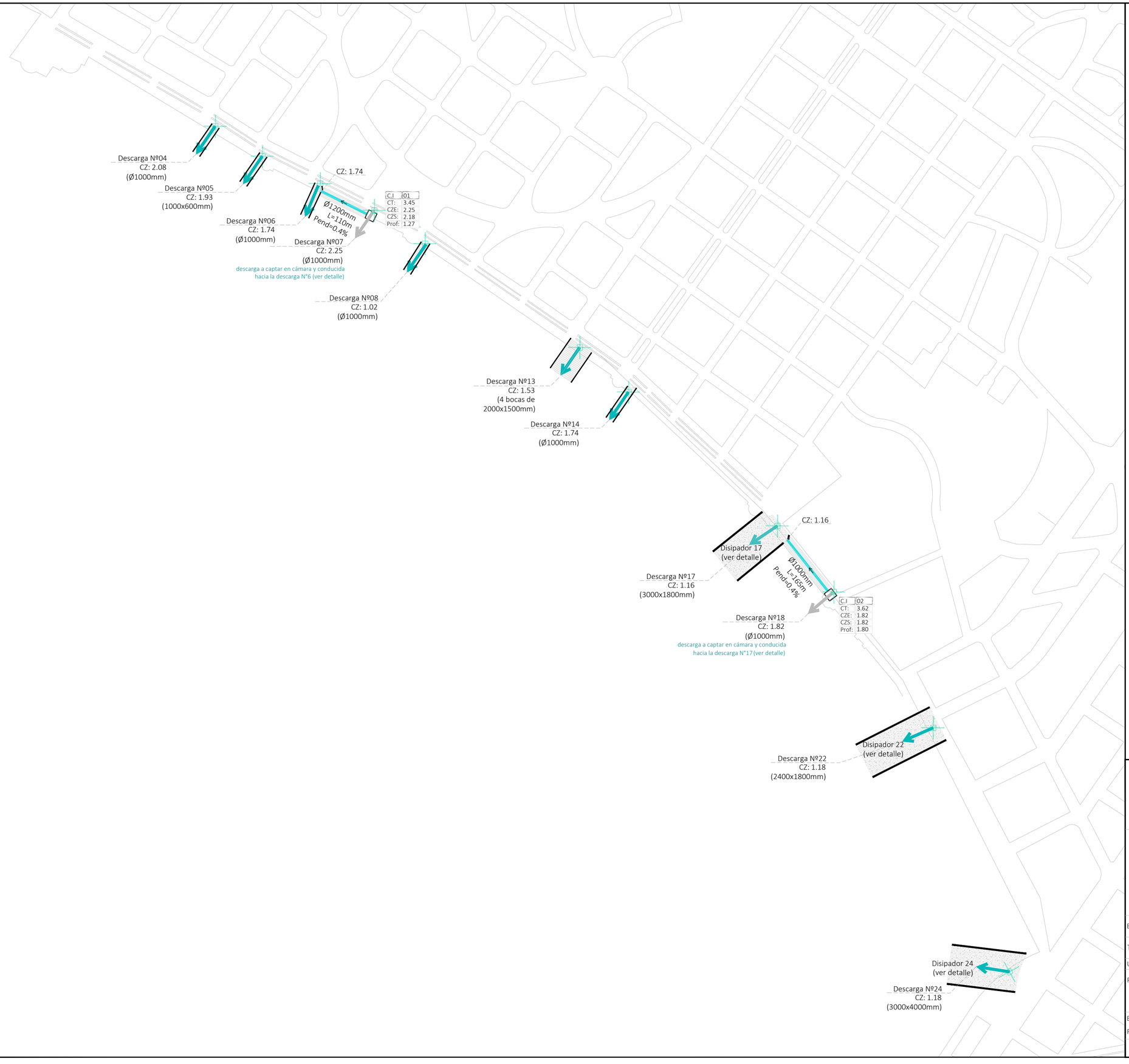
L16

ESCALA: Planta 1:5000

FECHA: Mayo 2021

FECHAS DE RELEVAMIENTOS: 21 Y 26-06-20

IMFIA FING UDELAR



UBICACIÓN



REFERENCIAS

- Indicador de descarga relevada
- Indicador de descarga relevada a desviar.
- Cámara de inspección. Ver detalles.
- Tubería de desvío.
- Fundación para tubería de desvíos.
- Plataforma Disipador. Ver detalle para cada caso.
- Plataforma de descarga.

NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO OFICIAL.
LOS DIÁMETROS SE EXPRESAN EN MILÍMETROS CON EL SÍMBOLO Ø
LAS MEDIDAS QUE NO TIENEN INDICADA LA UNIDAD ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.
EL RELEVAMIENTO DE LAS MEDIDAS Y COTAS DE ZAMPEADO DE LAS DESCARGAS SE REALIZÓ LOS DÍAS 21 Y 26 DE JUNIO DEL 2020.
LA NUMERACIÓN DE LAS DESCARGA SE MANTIENE RESPECTO A LA LÁMINA L07.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: Solución en planta de las descargas pluviales

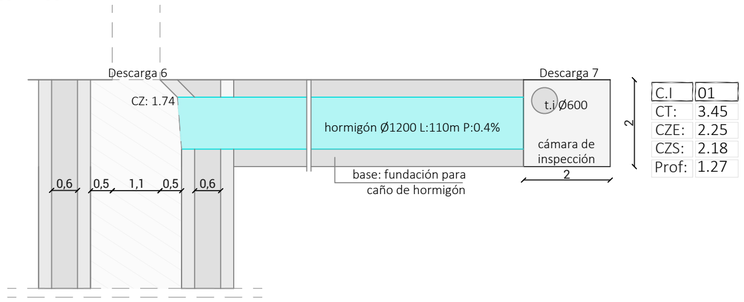
L17

ESCALA: 1:5000

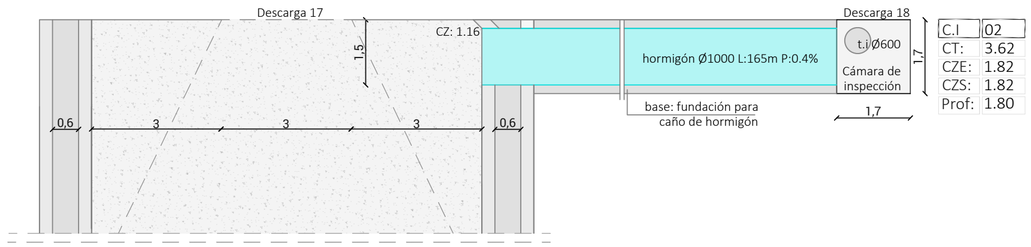
FECHA: Mayo 2021

IMFIA FING UDELAR

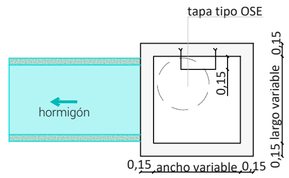
Detalle redirección descarga nº7 a descarga nº6
Esc. 1:100

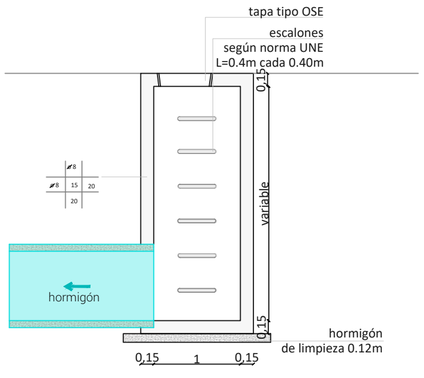


Detalle redirección descarga nº18 a disipador nº17
Esc. 1:100



Detalle de cámara de inspección
Esc. 1:50



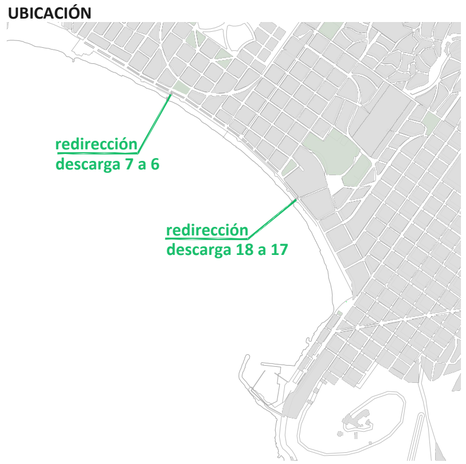


Detalle de muro de contención descargas
Esc. 1:50



nº de descarga	distancia entre muros (m)	largo del muro (m)
4	4	60
5	4	60
6	4	60
8	4	80
13	12	60
14	4	70
17	9	80
22	7.2	80
24	9	80

UBICACIÓN



NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO OFICIAL.
LOS DIÁMETROS SE EXPRESAN EN MILÍMETROS CON EL SÍMBOLO Ø
LAS MEDIDAS QUE NO TIENEN INDICADA LA UNIDAD ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.
EL RELEVAMIENTO DE LAS MEDIDAS Y COTAS DE ZAMPEADO DE LAS DESCARGAS SE REALIZÓ LOS DÍAS 21 Y 26 DE JUNIO DEL 2020.
LA NUMERACIÓN DE LAS DESCARGA SE MANTIENE RESPECTO A LA LÁMINA L07.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: Detalles de redirecciones, cámaras y muros

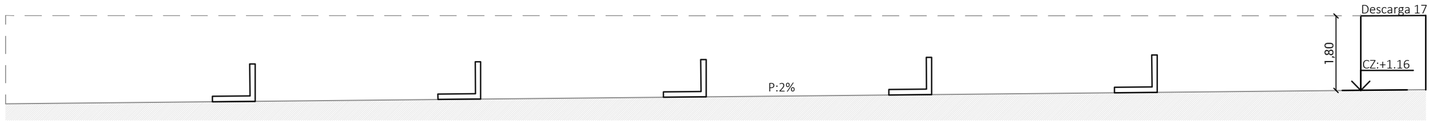
ESCALA: 1:100/1:50

FECHA: Mayo 2021

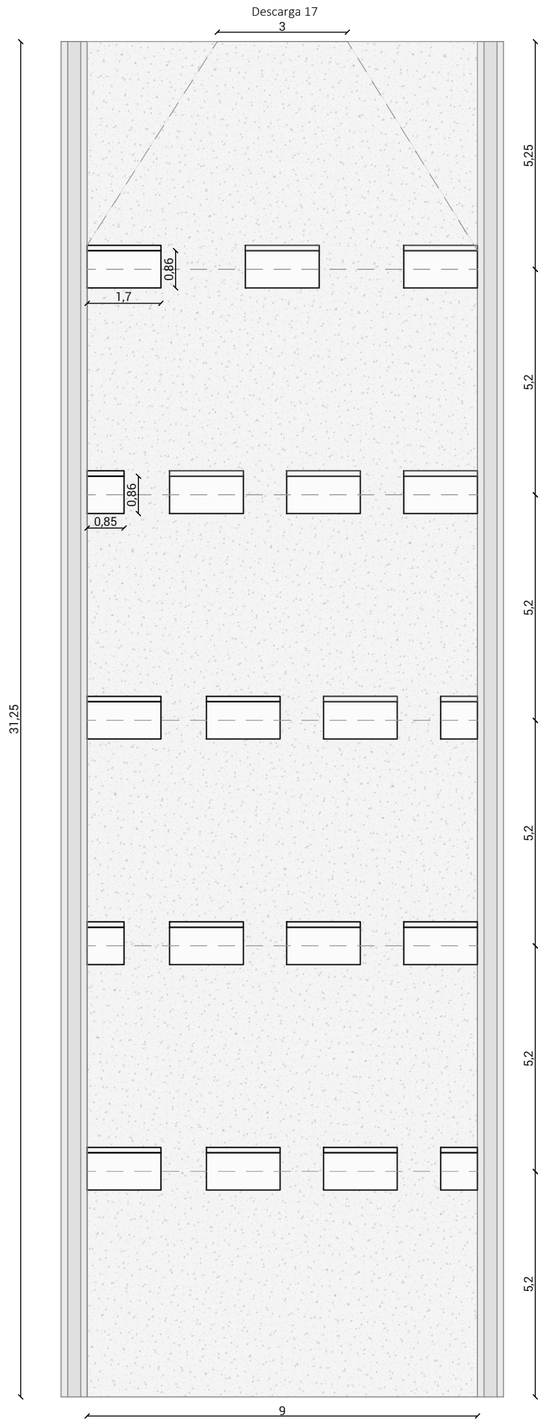
L18

IMFIA FING UDELAR

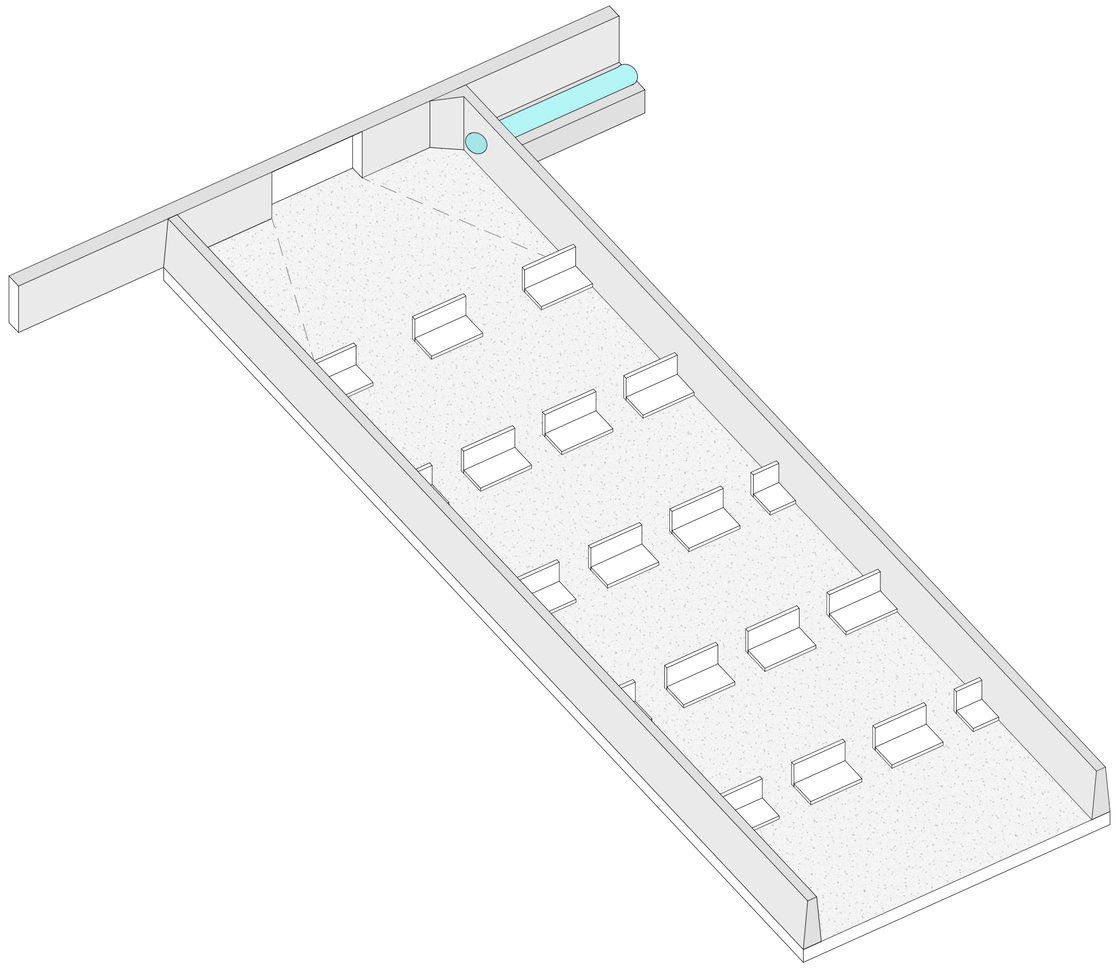
Detalle en corte del disipador de la descarga nº17:
Esc. 1:100



Detalle en planta del disipador de la descarga nº17:
Esc. 1:100



Axonométrica de descarga nº17:
Sin esc.



UBICACIÓN



NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO OFICIAL.
LOS DIÁMETROS SE EXPRESAN EN MILÍMETROS CON EL SÍMBOLO Ø
LAS MEDIDAS QUE NO TIENEN INDICADA LA UNIDAD ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.
EL RELEVAMIENTO DE LAS MEDIDAS Y COTAS DE ZAMPEADO DE LAS DESCARGAS SE REALIZÓ LOS DÍAS 21 Y 26 DE JUNIO DEL 2020.
LA NUMERACIÓN DE LAS DESCARGA SE MANTIENE RESPECTO A LA LÁMINA L07.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: Detalle del disipador de la descarga n°17

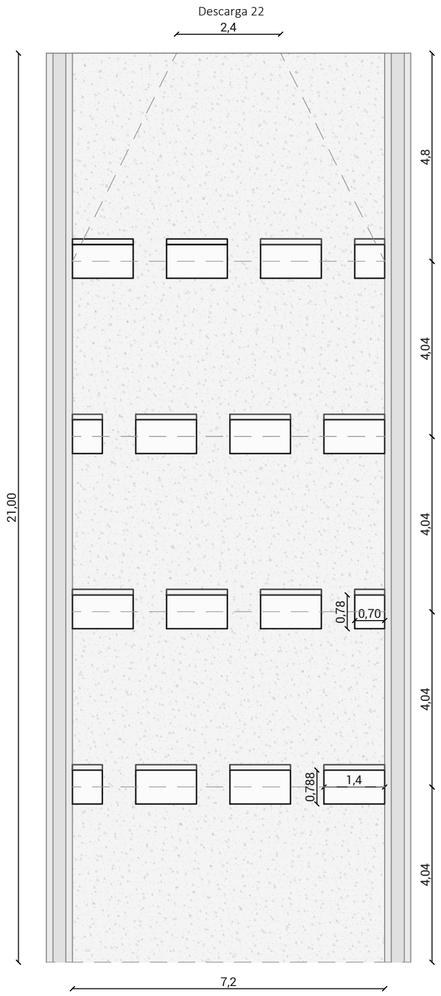
ESCALA: 1:100

FECHA: Mayo 2021

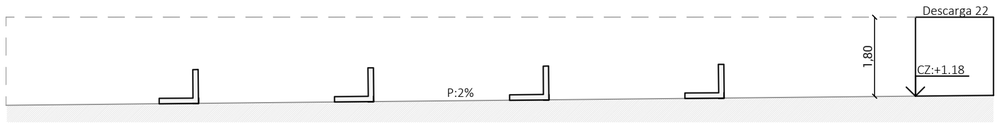
L19

IMFIA FING UDELAR

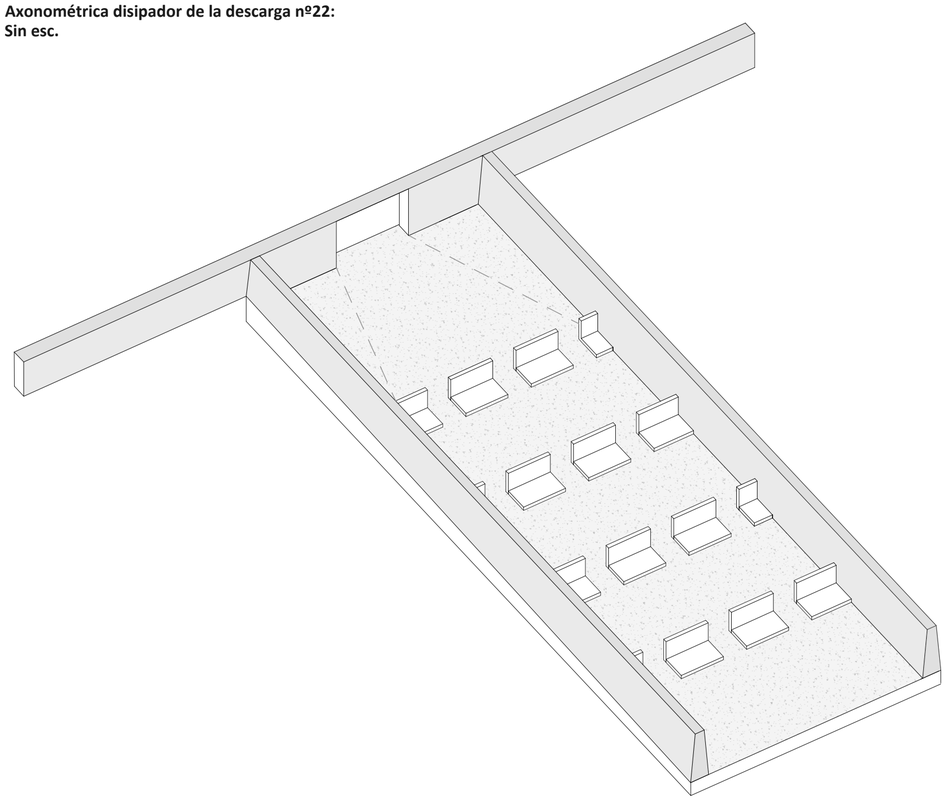
Detalle en planta del disipador de la descarga nº22:
Esc. 1:100



Detalle en corte del disipador de la descarga nº22:
Esc. 1:100



Axonométrica disipador de la descarga nº22:
Sin esc.



UBICACIÓN



NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO OFICIAL.
LOS DIÁMETROS SE EXPRESAN EN MILÍMETROS CON EL SÍMBOLO Ø
LAS MEDIDAS QUE NO TIENEN INDICADA LA UNIDAD ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.
EL RELEVAMIENTO DE LAS MEDIDAS Y COTAS DE ZAMPEADO DE LAS DESCARGAS SE REALIZÓ LOS DÍAS 21 Y 26 DE JUNIO DEL 2020.
LA NUMERACIÓN DE LAS DESCARGA SE MANTIENE RESPECTO A LA LÁMINA L07.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: Detalle del disipador de la descarga n°22

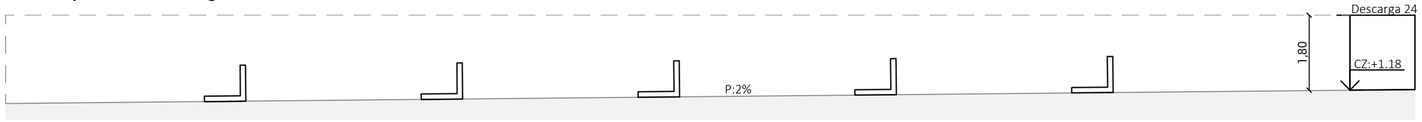
ESCALA: 1:100

FECHA: Mayo 2021

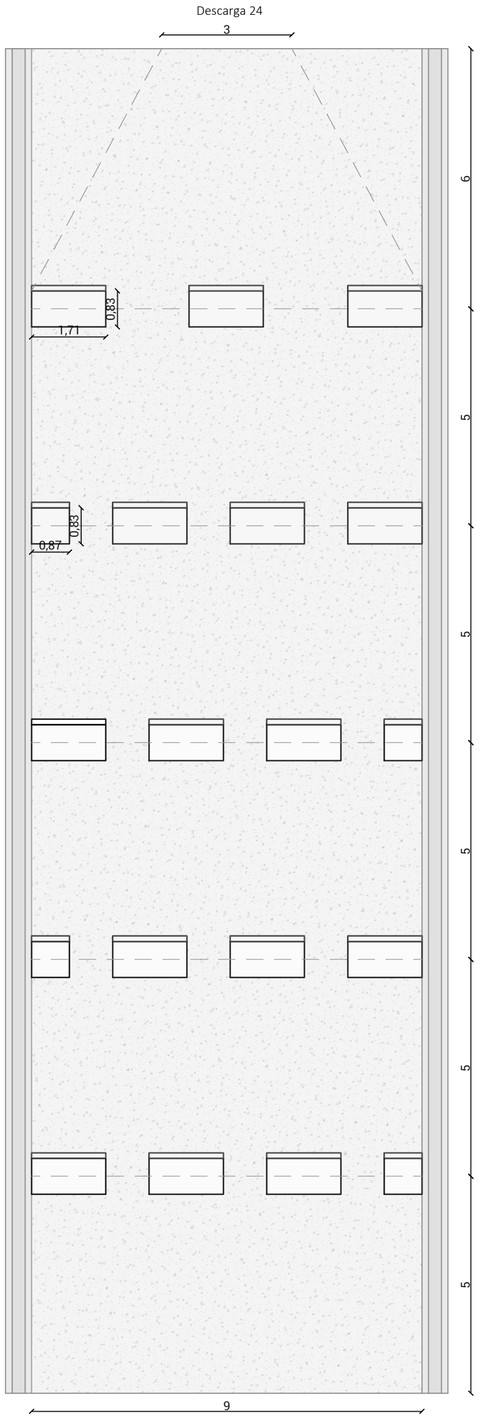
L20

IMFIA FING UDELAR

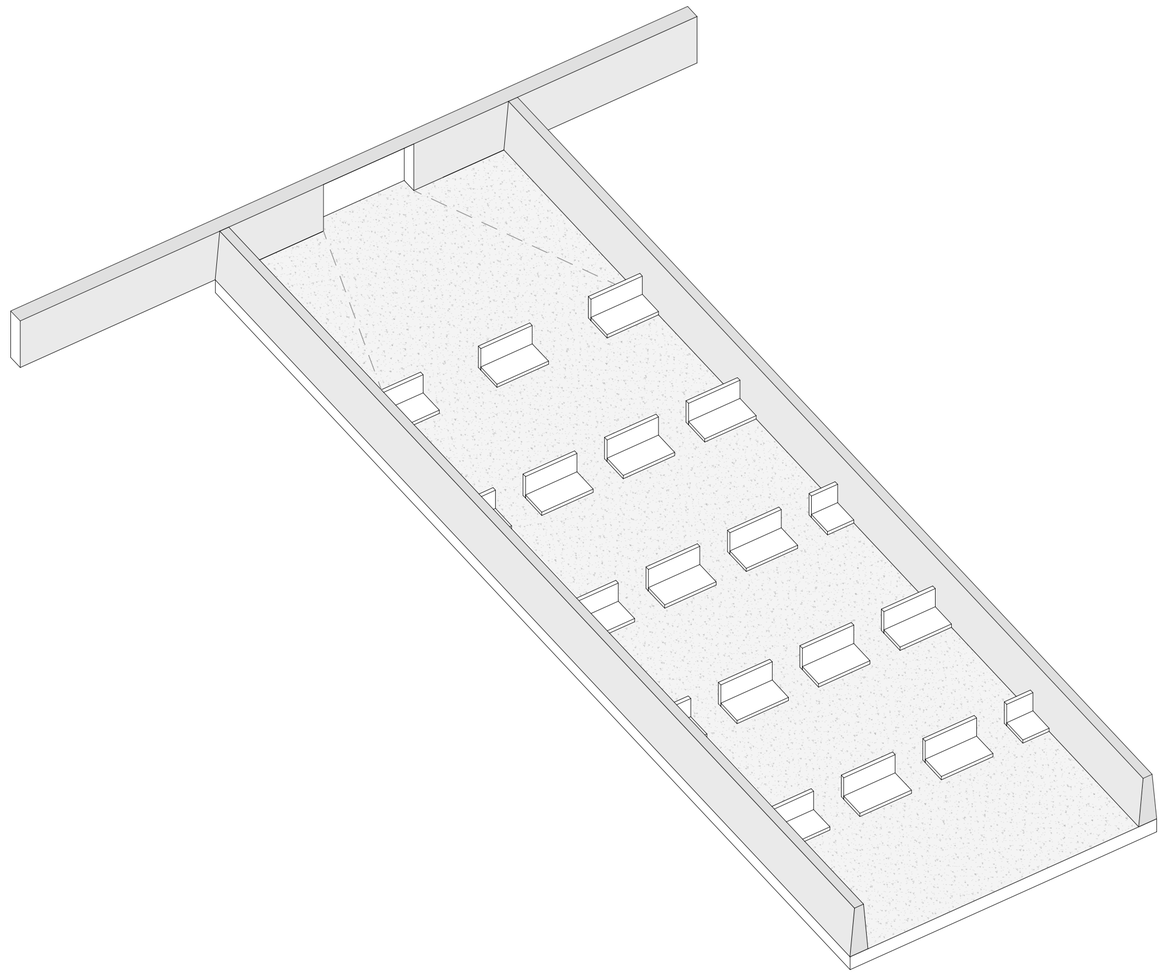
Detalle en corte del disipador de la descarga nº24:
Esc. 1:100



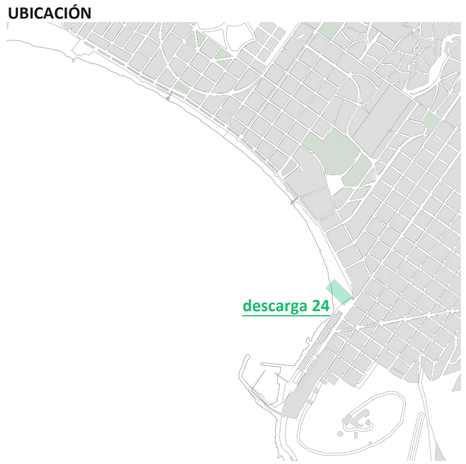
Detalle en planta del disipador de la descarga nº24:
Esc. 1:100



Axonométrica disipador de la descarga nº24:
Sin esc.



UBICACIÓN



NOTAS

TODAS LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL CERO OFICIAL.
LOS DIÁMETROS SE EXPRESAN EN MILÍMETROS CON EL SÍMBOLO Ø
LAS MEDIDAS QUE NO TIENEN INDICADA LA UNIDAD ESTÁN EXPRESADAS EN METROS.
EL RELEVAMIENTO DE LAS MEDIDAS Y COTAS DE ZAMPEADO DE LAS DESCARGAS SE REALIZÓ LOS DÍAS 21 Y 26 DE JUNIO DEL 2020.
LA NUMERACIÓN DE LAS DESCARGA SE MANTIENE RESPECTO A LA LÁMINA L07.

PROYECTO DE GRADO DE
INGENIERÍA CIVIL
PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

ESTUDIOS HIDRÁULICOS DE LA ZONA COSTERA DE PIRIÁPOLIS

ESTUDIANTES: Sofía Dalmao Malena López Silvina Mattei

TUTORES: Dr. Ing. Rodrigo Alonso Dr. Ing. Mónica Fossati Dr. Ing. Rodrigo Mosquera

UBICACIÓN: Piriápolis, Maldonado, Uruguay

PLANO: Detalle del disipador de la descarga n°24

ESCALA: 1:100

FECHA: Mayo 2021

L21

IMFIA FING UDELAR