



PASEO Y DEFENSA COSTERA KM 5

Casas Brenda Micaela

Proyecto final
Ingeniería Civil
2022

En el presente trabajo se desarrollará un proyecto que consiste en la creación de un paseo costero y su respectiva protección costera en Km5, el barrio más antiguo de la ciudad.

La instalación de los campamentos de **Ferrocarriles del estado** y de **YPF** a comienzos del siglo XX, permitió que se fuera configurando una barriada, social y laboralmente heterogénea, lo cual derivó en dos barrios bien diferenciados: Azcuénaga y Ferrocarril. Con la creación de la **usina eléctrica de YPF** surge el barrio Usina, ubicado al noreste del barrio Ferrocarril. Al conjunto de estos barrios se los conoce como Presidente Ortiz y junto con Las Orquídeas (separado de Presidente Ortiz en 1996) se conforma lo que hoy en día se conoce como Kilómetro 5. ^[1]

Las empresas que dieron origen al barrio fueron muy importantes en su época, no solo para el barrio, sino para toda la región: YPF fue el pilar fundamental para la creación de los distintos pueblos ya que en su mayoría comenzaron como campamentos petroleros, el Ferrocarril transportaba alimentos, agua, lana y petróleo a Sarmiento, Astra, Diadema y pequeños pueblos alrededor de su recorrido, ayudando a la supervivencia de muchos poblados, y la Usina eléctrica de YPF dotaban de energía eléctrica a toda la región de Santa Cruz y Chubut.

Los vecinos fueron definiendo su identidad en relación al trabajo, ser ypefiano representaba ser integrante de una red de beneficios, y ser ferroviario implicaba sentirse parte de una gran familia, en ambos casos con gran orgullo de pertenecer a dichas empresas.

El barrio contaba con muchos atractivos como el muelle, su hermosa playa y la pileta de natación donde se realizaban campeonatos mundiales de permanencia en el agua. Esta pileta se llenaba con agua de mar cálida, luego de que ésta enfriara los motores de la usina eléctrica.



Pileta a cielo abierto con agua de mar caliente – Foto: Fb Asociación detrás del puente

En los años 90's se produjo un quiebre en la realidad cotidiana de todas las personas con la privatización de YPF y de la usina eléctrica, además del cierre del ferrocarril. Muchas

[1] Ciselli y Duplatt. “Km 5 barrios patagónicos con memoria petrolera y ferroviaria”: Ed. Dunken, 2006.

personas quedaron sin trabajo, se desvanecieron los lazos, muchos pueblos creados entorno a las estaciones de ferrocarril desaparecieron y hubo una fuerte pérdida de la identidad social. Desde aquellos años hasta la actualidad los vecinos del barrio de Kilómetro 5 siguen luchando por mejoras en el barrio y por rescatar su historia compartiéndola con las generaciones futuras.

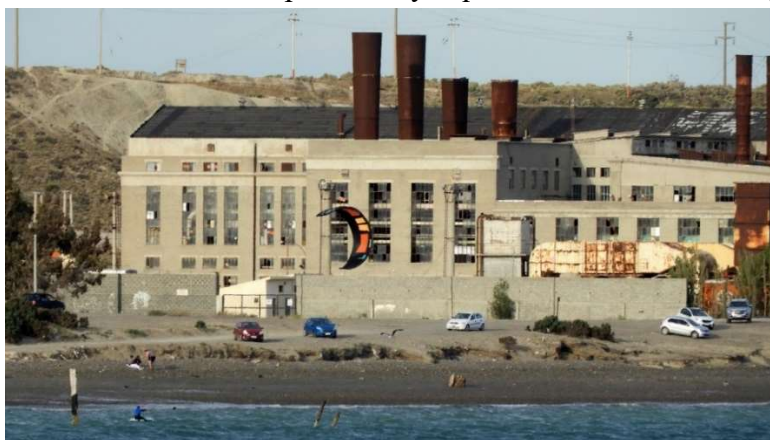


Usina – Foto: Fb Asociación detrás del puente



Usina actual– Foto: La hoja editorial ^[2]

Actualmente cuenta con 16 bienes con valor patrimonial dentro del barrio, y con gran cantidad de aves que pueden observarse desde la casa de bombas. A pesar de la falta de saneamiento e infraestructura en sus costas, al recorrer la zona se puede observar a muchas personas paseando, observando los lugares históricos, haciendo deportes y disfrutando de este barrio con tanto potencial y riqueza histórica, cultural y paisajística.



Kitesurfing en la playa

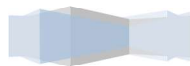
^[2] <https://lahojaeditorial.com.ar/km-5-lugar-que-incluye-mas-de-un-barrio>



Atardecer desde la casa de bombas



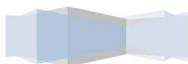
Atardecer desde la calle Ferrocarril Patagónico.





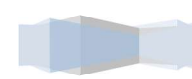
ÍNDICE

ÍNDICE.....	4
INTRODUCCIÓN.....	7
CAPÍTULO 1: INVESTIGACIÓN	8
1. Análisis del entorno	8
1.1.1 UBICACIÓN	8
1.1.2 CLIMA	10
1.1.3 POZOS PETROLEROS	11
1.1.4 GEOMORFOLOGÍA	12
1.1.5 SUELOS	13
1.1.6 MAREAS	15
2. Erosión costera	17
1.2.1 CATÁSTROFE 2017	17
1.2.2 TASA DE EROSIÓN DEL ACANTILADO	18
3. Altimetría.....	20
1.3.1 CURVAS DE NIVEL- GOOGLE EARTH	20
1.3.2 CURVAS DE NIVEL- CAMPO	22
1.3.3 PERFILES	24
1.3.4 TERRENO 3D.....	26
CAPÍTULO 2: ARQUITECTURA Y PLANEAMIENTO URBANO	28
1. Implantación	28
2.1.1 Vinculaciones viales	28
2.1.2 Asolamiento y vientos predominantes.....	29
2.1.3 Servicios existentes	30
2. Programa de necesidades.....	31
3. Propuesta etapa 3 (Proyecto de la municipalidad).....	31
4. Propuesta propia (Modificaciones al proyecto existente).....	33
2.4.1 CAUCE DE AGUA.....	33
2.4.2 NIVELES DEL PROYECTO.....	36
2.4.3 DEFENSA COSTERA Y BAJADAS A LA PLAYA	37
2.4.4 EQUIPAMIENTO URBANO	41
5. Materiales	47





CAPÍTULO 3: CÁLCULO DE LA DEFENSA.....	48
1. Cálculos previos	48
3.1.1 Condiciones físicas de base	48
3.1.2 Estimación de altura de ola significativa.....	48
2. Diseño de muro de contención como defensa costera.....	52
3.2.1 Relleno y drenaje	52
3.2.2 Predimensionado	53
3.2.3 Estados de carga	55
3.2.4 Parámetros del suelo.....	58
3.2.5 Verificación al vuelco y al deslizamiento.....	59
3.2.6 Verificación por capacidad de carga	67
3.2.7 Solicitaciones.....	69
3.2.8 Dimensionado de armaduras	74
3.2.9 Detalle de armado	83
3. Diseño de escollera como defensa costera	85
3.3.1 Rocas disponibles	85
3.3.2 Contención del suelo	85
3.3.3 Diseño de sección de la defensa	86
3.3.4 Cálculo de la sección de la defensa	91
3.3.5 Esquema final con pesos y espesores	92
3.3.6 Geosintéticos	95
3.3.7 Cálculo del muro segunda altura	97
4. Conclusiones.....	109
CAPÍTULO 4: DESAGÜES PLUVIALES.....	110
1. Hidrología.....	110
4.1.1 Cuenca hidrográfica.....	110
4.1.2 Método racional.....	112
2. Cálculo de un canal estable	116
4.2.1 Canal en conducto cerrado	116
4.2.2 Consideraciones constructivas.....	124
4.2.3 Mantenimiento.....	124
3. Desagües de escurrimiento superficial	126





4.3.1 Zonas	126
4.3.2 Elementos del sistema y materiales	127
4.3.3 Cálculo.....	128
CAPÍTULO 5: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	130
1. Cómputo	130
5.1.1 Defensa costera - Enrocado	130
5.1.2 Defensa costera – Muro vertical de $H^{\circ}A^{\circ}$	130
5.1.3 Movimiento de suelos.....	131
5.1.4 Canal por conducto cerrado y pluviales	137
5.1.5 Veredas	137
5.1.6 Equipamiento paseo bajo.....	139
5.1.7 Bajadas a la playa	139
2. Presupuesto	130
5.2.1 Análisis de precios.....	141
5.2.2 Gastos generales directos e indirectos	142
5.2.3 Honorarios, imprevistos y costos financieros.....	142
5.2.4 Impuestos.....	142
3. Presupuesto para defensa con muro de $H^{\circ}A^{\circ}$ - Comparación.....	143
4. Plan de trabajo – Plazo de obra	143
5. Curva de inversión.....	146
6. Honorarios	148
5.6.1 Por porcentajes	148
5.6.2 Por horas	149
BIBLIOGRAFÍA	151





INTRODUCCIÓN

La idea del proyecto final es aprovechar las bondades del barrio, su playa, las hermosas vistas, el espacio disponible, su riqueza histórica y revalorizar el barrio generando un lugar apto para realizar actividades recreativas y deportivas. Además, busca brindar una solución adecuada ante la falta de defensas como protección de los acantilados que continuamente son erosionados produciendo el retroceso de la línea costera.

En el año 2011 se realizó una evaluación geohidrológica^[3] aplicada al desarrollo urbano sobre la ciudad de Comodoro Rivadavia; en éste se determinó que la zona de emplazamiento tiene buena aptitud para el desarrollo urbanístico, mientras que la mayor parte de la ciudad presenta algún tipo de falencia geohidrológica. La creación de este tipo de proyectos genera mayor interés en la ocupación del suelo en los alrededores, lo que podría resultar en una mayor densificación poblacional, favoreciendo el crecimiento de la ciudad.

En el presente informe se desarrollará el proyecto partiendo del análisis del entorno, el grado de erosión y definiendo la línea costera y su evolución en el tiempo con ayuda de fotografías aéreas y satelitales. Con estas herramientas se plantearán distintas propuestas con sus ventajas y desventajas teniendo en cuenta tanto aspectos técnico-económicos como aspectos sociales y de urbanismo.

[3] Investigadores Néstor Hirtz, Mario Grizinik y Andrés Blachakis. “Evaluación geohidrológica aplicada al desarrollo urbano de la Ciudad de Comodoro Rivadavia”-1st Joint World Congress on Groundwater: UNPSJB, 2011.



CAPÍTULO 1: INVESTIGACIÓN

1. Análisis del entorno

1.1.1 UBICACIÓN

El proyecto se emplazará en el sector litoral de los barrios Presidente Ortiz y Usina ubicados en Comodoro Rivadavia, provincia del Chubut.



Emplazamiento del proyecto

La extensión del proyecto es de aproximadamente 500 m de longitud, limitado al sur oeste con el final del actual paseo costero y al este con la casa de bombas (Patrimonio histórico de Comodoro Rivadavia).

Si bien el paseo costero actual no cuenta con defensas costeras, no se incluirá en el proyecto para acotar el alcance del mismo. La zona libre al norte de la línea roja dibujada en la siguiente imagen se empleará para colocar patios de comidas, parques de juegos, puestos saludables, veredas, equipamiento urbano, etc.



Longitud del paseo costero/defensa costera

Cerca de la zona de emplazamiento del proyecto se ubican tres arroyos contaminados con efluentes cloacales. A continuación, se puede ver la ubicación de los mismos:



Arroyos en Km 5

1. Arroyo Belgrano a la izquierda, el cual se encuentra contaminado y requiere de medidas de saneamiento.
2. Arroyo 1 que se ubica al comienzo del actual paseo costero, también contaminado.
3. Arroyo 2 que se ubica alrededor de la usina eléctrica de YPF y desemboca sobre la playa como se ve en las siguientes imágenes:



Arroyo 2 detrás de la usina eléctrica (Izq.) y desembocadura del mismo con desagüe (Der.)

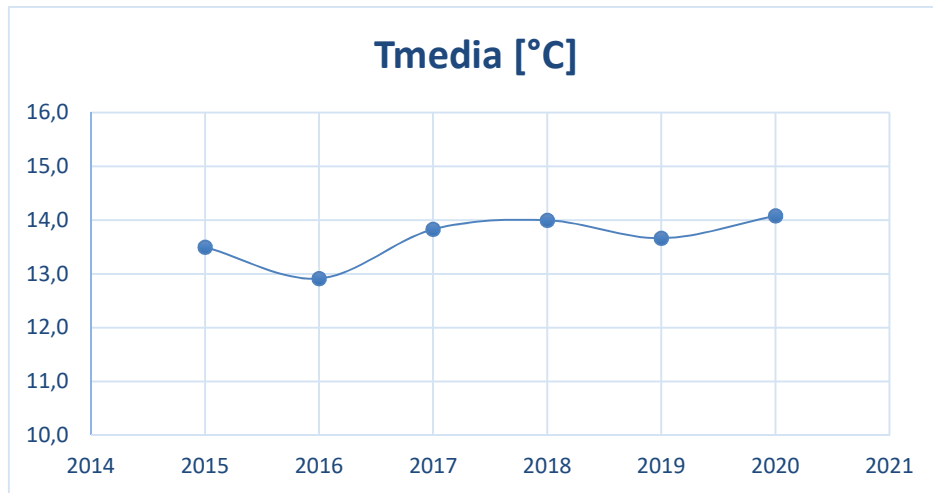
1.1.2 CLIMA

Comodoro Rivadavia presenta un clima semiárido con escasas precipitaciones en todas las estaciones y en general muy irregulares. La precipitación media anual es de 200 mm, teniendo valores superiores a 20 mm solo en los meses de marzo, abril y mayo, y valores mínimos en febrero y octubre.

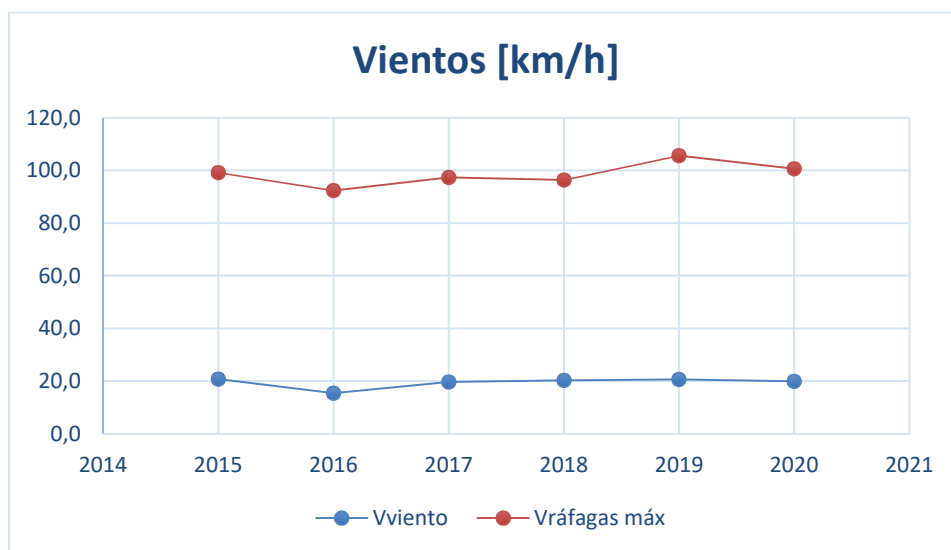
La temperatura promedio anual oscila entre los 12°C y 14°C, siendo la temperatura media de verano es de 20°C y 6°C en invierno, con una humedad relativa de 50%.

Los vientos soplan durante todo el año siendo predominantes los del cuadrante oeste con una velocidad media de 42 km/h con ráfagas violentas y persistentes. Le siguen los vientos del SO y NO, por lo que la influencia del mar es mínima ya que las masas de aire no provienen de la costa.

Debido a que el clima en Comodoro Rivadavia sufrió algunos cambios recientemente, se recopiló información de los últimos cinco años para determinar temperaturas medias, velocidad media del viento y velocidad máxima de las ráfagas, obteniendo los siguientes resultados:

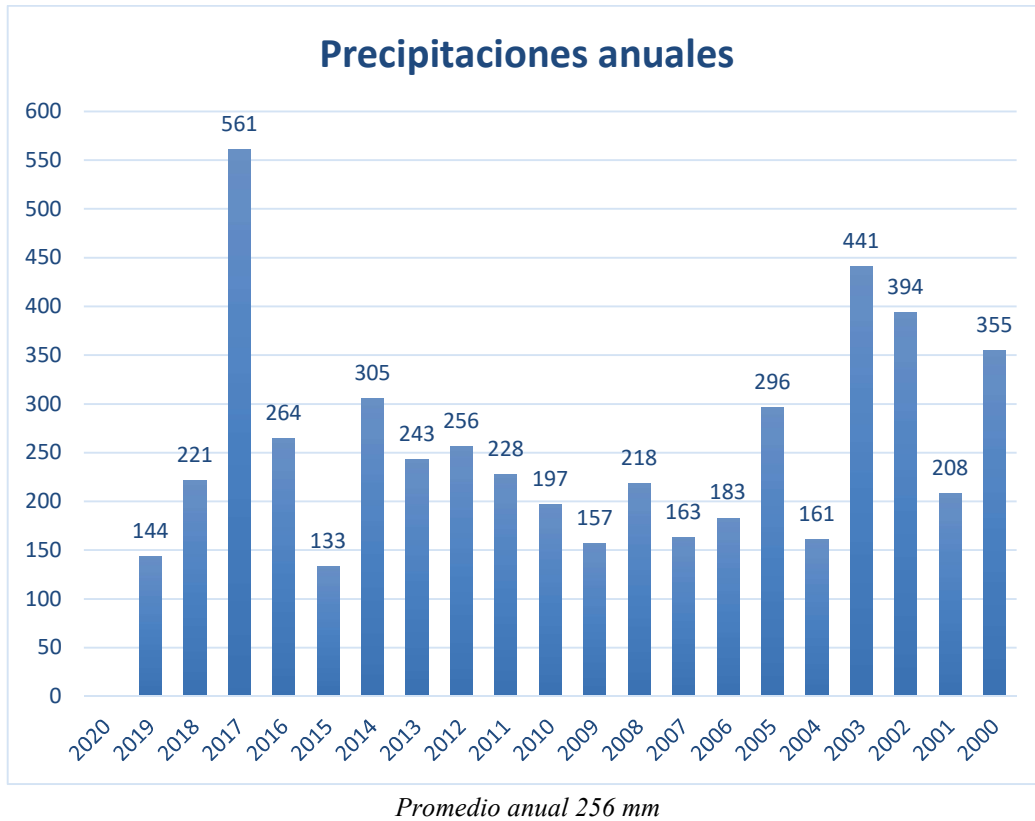


Promedio anual 13.7°C



Promedio anual 19.4 km/h y ráfagas de 98.6 km/h

En cuanto a las precipitaciones, se cuenta con los datos de los últimos 20 años logrando el siguiente gráfico de barras, donde se puede observar claramente como en el año 2017 se superó ampliamente el promedio anual dado que aconteció la catástrofe con lluvias extraordinarias de gran recurrencia:



1.1.3 POZOS PETROLEROS

Debido a que el proyecto se desarrollará en una zona petrolera se encuentra rodeado de pozos petroleros, por ello es importante conocer el estado actual de dichos pozos para saber el grado de peligrosidad de los mismos y también para tenerlos en cuenta al planificar el movimiento de suelos.

De acuerdo a la información obtenida todos los pozos se encuentran abandonados.

A continuación, se muestra un mapa en donde se puede encontrar la posición de los pozos y los radios de seguridad. El radio de seguridad fue dibujado con un radio de 60 m, correspondiente a pozos no abandonados, ya que no se sabe de qué manera se realizó el abandono del pozo. La Resolución N° 339/SAyDS/2018 indica que los pozos abandonados definitivamente con el procedimiento descrito en dicha resolución no requieren de radios de seguridad.

La superficie del proyecto coincide casi en su totalidad con áreas de seguridad debido a los pozos, sin embargo, no hay restricciones para construir una obra pública al aire libre dentro de los radios de seguridad de pozos inactivos.





Ubicación de los pozos y radios de seguridad

1.1.4 GEOMORFOLOGÍA

Para explicar la geomorfología de la costa de Kilómetro 5 se utilizará un artículo de una serie de contribuciones técnicas llamada “Peligrosidad geológica – Dinámica Costera de la ciudad de Comodoro Rivadavia” del año 2003 publicada por SEGEMAR (Servicio geológico minero argentino). El mismo presenta un estudio en donde se analiza el desequilibrio de la costa de Comodoro Rivadavia, es decir, se estudia el constante cambio de la línea costera de la ciudad.

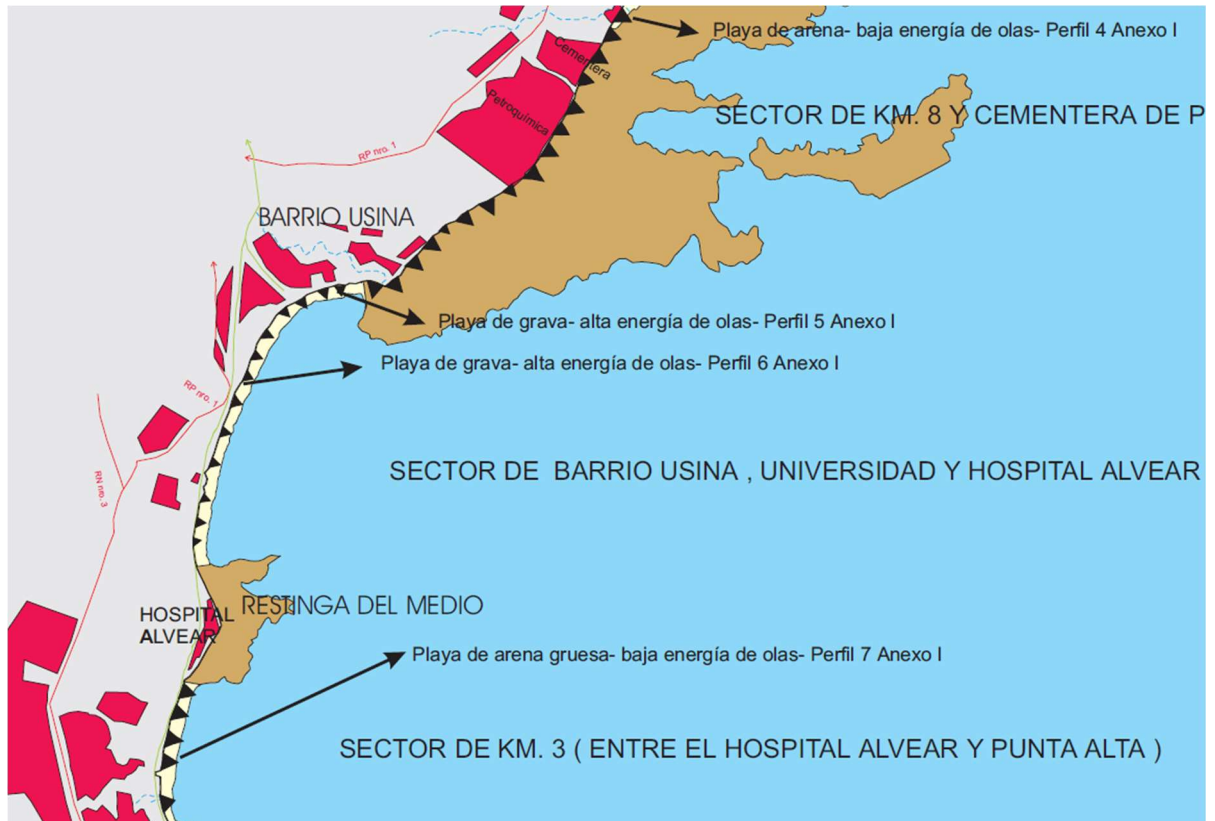
Referencias

	Acantilado activo
	Playa
	Plataforma de abrasion o restinga
	Red de drenaje
	Rutas
	Vias del ferrocarril
	Infraestructura

Como puede observarse, en la zona de Kilómetro 5 se tienen playas de gravas con alta energía de olas y acantilados activos (el mar llega hacia ellos).

Estos acantilados compuestos de materiales inconsolidados se erosionan cuando las olas rompen en su base, socavándolos y haciéndolos perder su estabilidad, lo que provoca el desplome de la parte superior generando el retroceso del acantilado. Esto presenta un gran riesgo para las personas que viven en cercanías de los acantilados, particularmente en nuestro análisis son las viviendas del barrio Usina y Presidente Ortiz que se indican en color rojo.





Esquema geomorfológico de SEGEMAR.^[4]

1.1.5 SUELOS

En visitas de campo al lugar se pudo observar que la playa presenta tres zonas bien diferenciadas:

1. El sector norte alrededor de la casa de bombas presenta plataformas de abrasión (restinga).
2. Entre el sector anteriormente mencionado y los barrancos se encuentra una zona de suelos finos compuesto de arenas finas y arcillas verdosas.
3. Por último, la mayor parte de la playa está compuesta por gravas en la zona alta y arenas finas en la zona intermareal. Detrás de la playa se encuentra material de relleno que forma los acantilados o barrancos que en momentos de marejadas son erosionados por la acción del mar.

^[4] Gómez Andrea “Dinámica costera de la ciudad de Comodoro Rivadavia” Anexo IV, Buenos Aires: SEGEMAR, 2003.





Sector 1: Restinga



Sector 1: Restinga (imagen tomada en bajamar)



Sector 2: Arenas finas





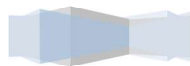
Sector 3: Barrancos - Gravas



Sector 3: Barrancos – Gravas –Arena en zona intermareal

1.1.6 MAREAS

El régimen de mareas en Comodoro Rivadavia es semidiurno, es decir, con dos pleamares y dos bajamares cada aproximadamente 24 horas 50 minutos, de manera tal que los máximos (Pm o Bm) en días sucesivos se desfasan alrededor de 50 minutos. En las siguientes imágenes se puede observar el área intermareal y cómo avanza el mar en pleamar y bajamar.





Pleamar noviembre de 2020



Bajamar abril de 2020

En la República Argentina, el estudio y predicción de las mareas compete al Servicio de Hidrografía Naval Argentina (SHN) que hace pública la información mediante tablas anuales en donde se indican diariamente los datos de las pleamares y las bajamares astronómicas, junto con otras estadísticas.

Para el puerto de Comodoro Rivadavia y para el año 2021 informa:

Alturas en metros sobre el plano de reducción, correspondientes a la predicción 2021				Amplitud	
Pleamar		Bajamar		Máxima	Media
Máxima	Media	Más baja	Media		
6.19	5.18	0.18	1.02	5.82	4.16

Sin embargo, la marea es un fenómeno astronómico cíclico que se repite con un periodo de 19 años (Ciclo de Metón), y durante este ciclo la marea máxima es del orden de 6.45m. Adicionalmente, SHN en sus tablas de marea indica en forma genérica que para el litoral



patagónico por eventos atmosféricos pueden producirse sobreelevaciones adicionales de hasta 0.70m.

En conclusión, la suma de ambas condiciones desfavorables nos da una marea de:

$$6.45m + 0.70m = 7.15m$$

Dado que dicho valor corresponde a una gran recurrencia (aproximadamente de 50 años) adoptaremos para realizar los distintos cálculos un valor de marea máxima de 7.00 m.

2. Erosión costera

La erosión se produce por dos razones: la falta de aporte de sedimentos, y el aumento de la energía de las olas. Hace millones de años el río Chubut era un río muy caudaloso que tomaba sedimentos del sector oeste al Golfo San Jorge y los transportaba hasta éste depositando canto rodado sobre las playas. En la actualidad los ríos no poseen mucho caudal y por lo tanto no generan aporte de sedimentos a las costas.

Además, el proceso erosivo debido a la acción del oleaje se encuentra fortalecido por la acción antropológica, por ejemplo, ante la creación de espigones.

1.2.1 CATÁSTROFE 2017

Las playas de la zona se relacionan de forma directa a cursos fluviales de sistemas efímeros (arroyos) que desembocan en el mar, ya que han sido quienes le han aportado sedimentos cuando su caudal se lo permitía. Como se nombró previamente en el análisis del entorno, se ubican tres arroyos en la zona de emplazamiento de nuestro proyecto.



Arroyos que desembocan en la playa de Km 5 [5]

Durante la catástrofe ocurrida en los meses de marzo y abril del año 2017, estos arroyos recibieron un caudal mucho mayor de agua, y debido a la magnitud e intensidad de las precipitaciones, desde los arroyos se transportó una gran cantidad de sedimentos conformando deltas en su desembocadura. Como los sistemas fluviales que surcan la ciudad no suelen transportar grandes caudales de agua la formación de deltas donde el continente avanza hacia el mar no son habituales.

[5] Compilador Paredes, José. “Comodoro Rivadavia y la catástrofe de 2017”. Figura 12: UNPSJB, 2019.



Formación de Delta en desembocadura de arroyo Belgrano.^[5]

Luego de algunos meses, esta acumulación de sedimentos desapareció por la acción de las olas.

Analizando este caso excepcional podemos decir que una de las razones de la erosión es la falta de sedimentos en las playas. A pesar de que se adicionen sedimentos en las mismas, la acción de las olas rápidamente las desplazaría hacia otras zonas.

1.2.2 TASA DE EROSIÓN DEL ACANTILADO

Como fue explicado previamente, los acantilados ubicados detrás de la playa son erosionados por el mar en su base, produciéndose posteriormente el desprendimiento de su parte superior. Se compararon imágenes de distintos años para observar su comportamiento en el tiempo, para ello se trazó una polilínea del borde de los acantilados observados en una imagen de enero de 2021, y para usar de referencia se indicaron dos manzanas y el arroyo N°2.



Acantilado 18/02/2021





Acantilado 20/11/2019



Acantilado 02/12/2017



Acantilado 18/02/2016





Acantilado 12/02/2014



Acantilado 24/02/2011

Como puede observarse, el acantilado se encuentra en retroceso debido a la falta de protección que presenta ante la acción del oleaje.

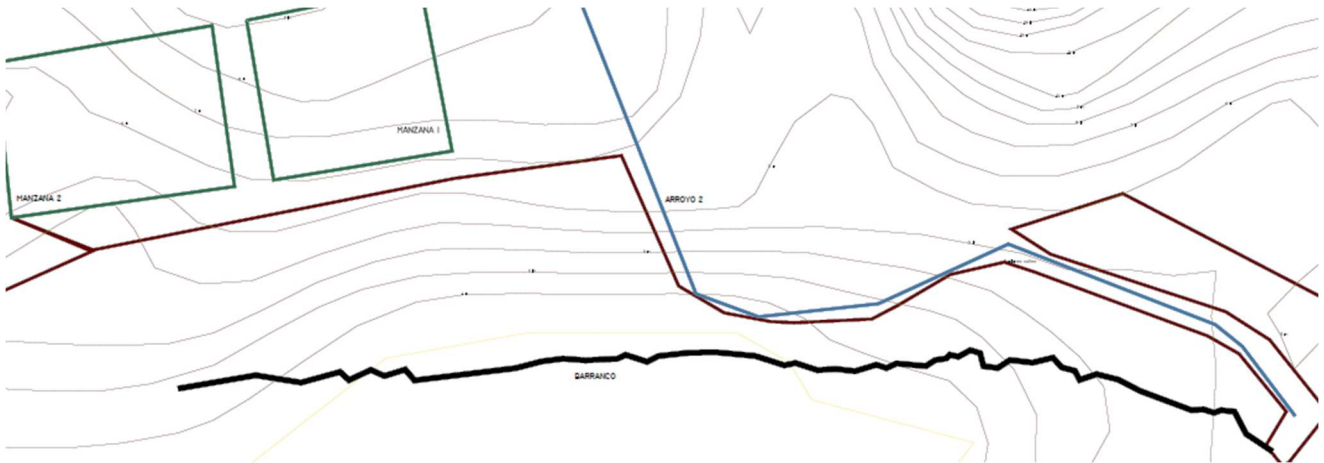
A lo largo de 10 años el retroceso medido en el sector más ancho hacia el este es de 22 m aproximadamente, por lo que la tasa de retroceso anual sería de 2.20 m/año en el sector más dañado.

3. Altimetría

1.3.1 CURVAS DE NIVEL- GOOGLE EARTH

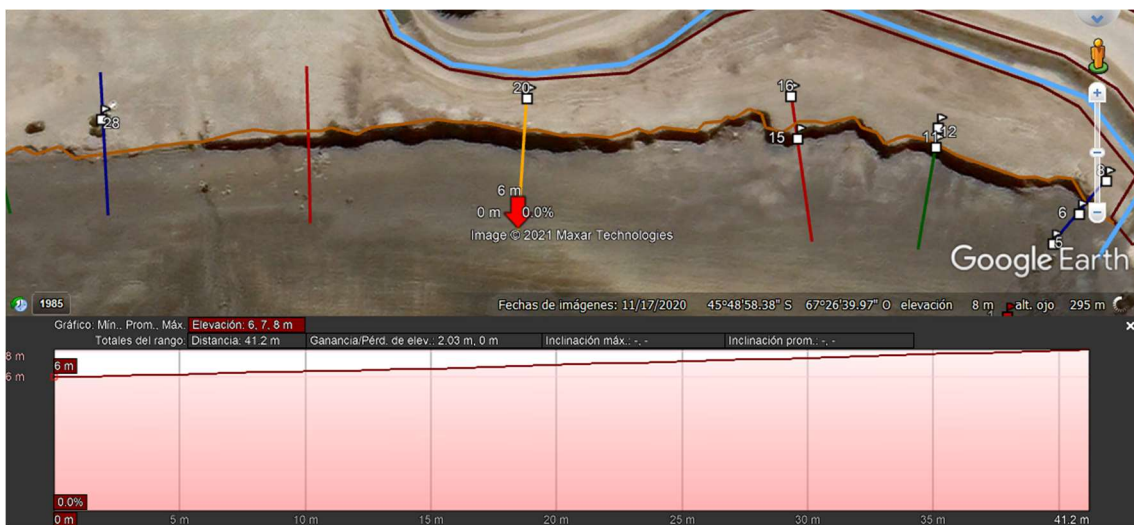
Los datos relativos a la altimetría se obtuvieron desde Google Earth con una precisión de 1.00 m. Empleando el Software Global Mapper fue posible exportar los polígonos desde Google Earth hacia Civil 3D, donde se trazaron las curvas de nivel y fue definida la superficie del terreno. Se empleó como guía el borde del barranco, dos manzanas de referencia y el arroyo 2, como se hizo para calcular la tasa de erosión del barranco. Las curvas de nivel obtenidas son las que se observan a continuación:





Curvas de nivel obtenidas con Google Earth

Los datos satelitales resultan poco precisos para el trabajo que se desea desarrollar, debido a que los datos son tomados cada treinta metros. Es por esta razón que a pesar de que existe un barranco con alturas de casi cinco metros, las curvas de nivel no lo representan marcando los desniveles más importantes como puntos a un mismo nivel. En los perfiles que se obtienen desde Google Earth se muestra una playa de una única pendiente como se ve a continuación:



Perfil de la playa obtenido con Google Earth



Foto en la misma zona del perfil de Google Earth

1.3.2 CURVAS DE NIVEL- CAMPO

Por la razón anteriormente mencionada, se optó por relevar la zona del barranco utilizando un nivel automático, mira, estacas y GPS para localizar los puntos a relevar.



Equipo utilizado

Se tomaron las alturas de 50 puntos distribuidos por toda la zona, formando 11 perfiles como se ve en la siguiente imagen:

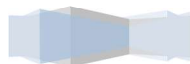


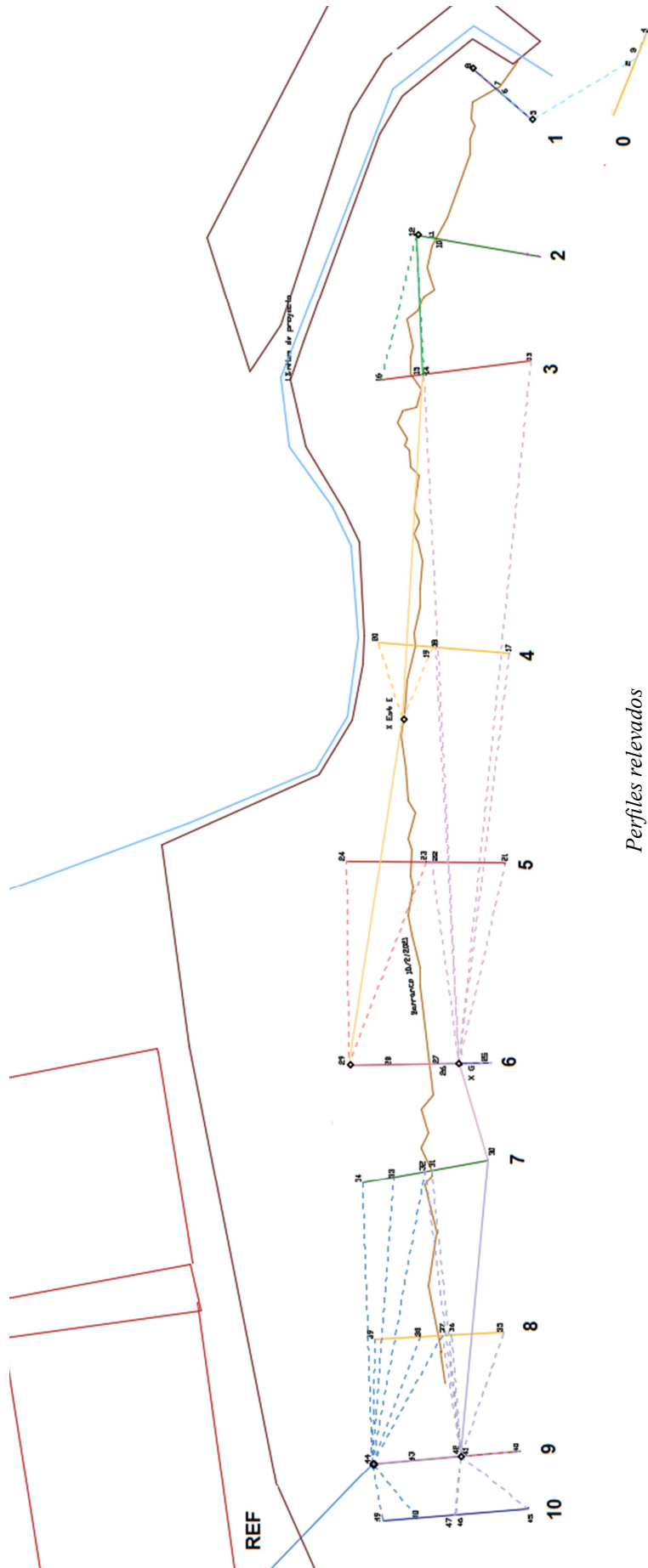
Perfiles relevados

En campo, las lecturas se efectuaron desde nueve estaciones, relevando los puntos más cercanos. En la página siguiente, se observa en línea discontinua la lectura de puntos en general, y en línea llena la unión de los puntos que se utilizaron para el cálculo de las cotas del terreno.

Las referencias utilizadas para determinar las cotas de cada punto se indican con círculos: El círculo rojo indica el cordón de la manzana detrás del proyecto, el cual se empleó para la mayoría de los perfiles; mientras que el círculo en color verde indica el punto que se utilizó de referencia para determinar las cotas de los perfiles 0 y 1. Desde la municipalidad se pudo obtener la cota del cordón, mientras que la cota del punto 8 (color verde) se tomó desde Google Earth.

En el anexo se encuentran las planillas con los datos de campo y las cotas obtenidas para cada uno de los puntos.



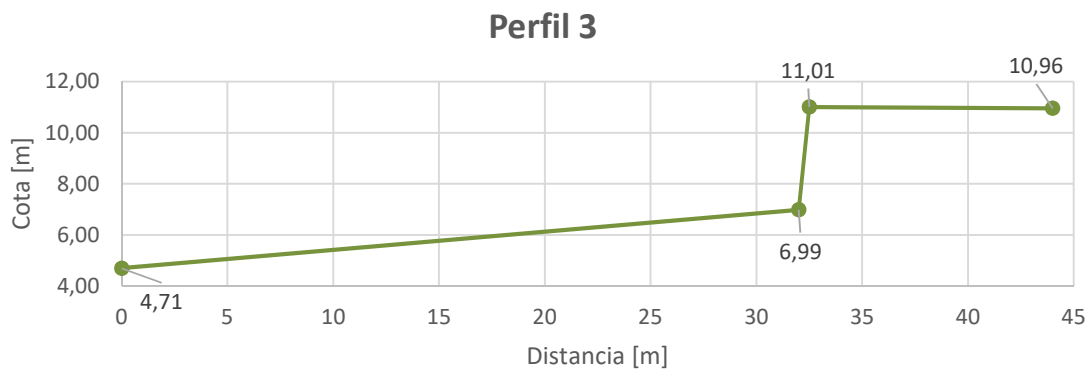
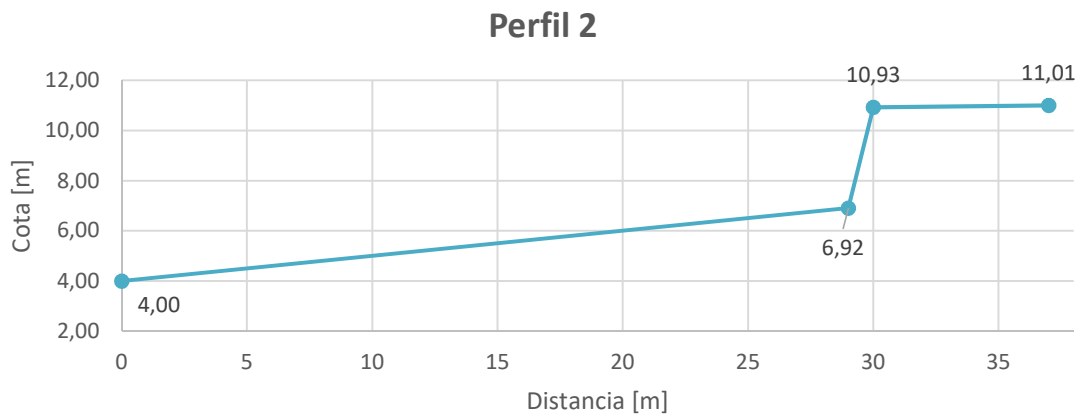
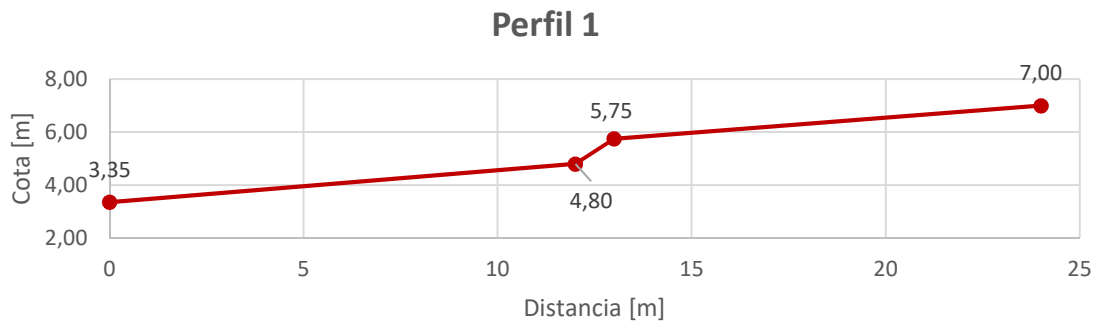
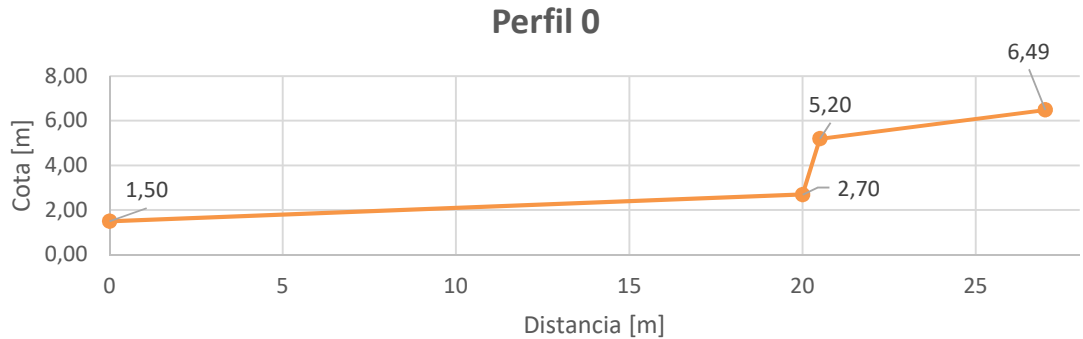


Perfiles relevados

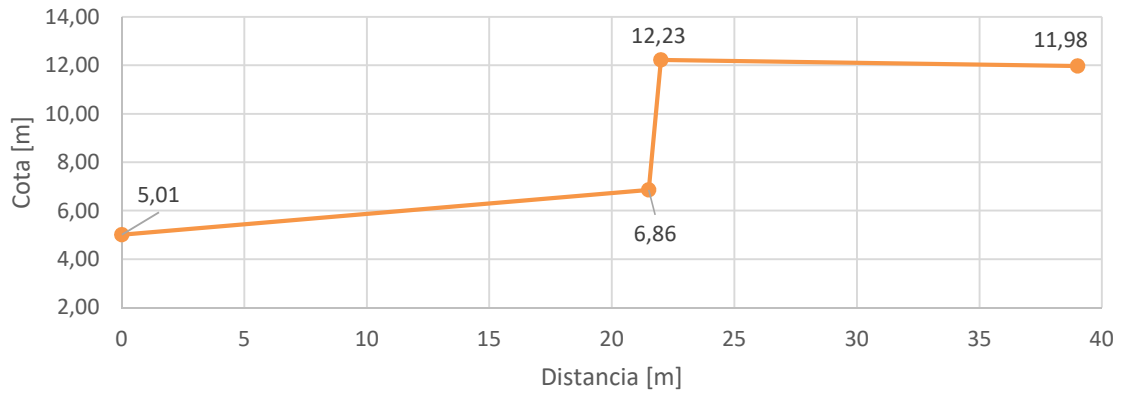


1.3.3 PERFILES

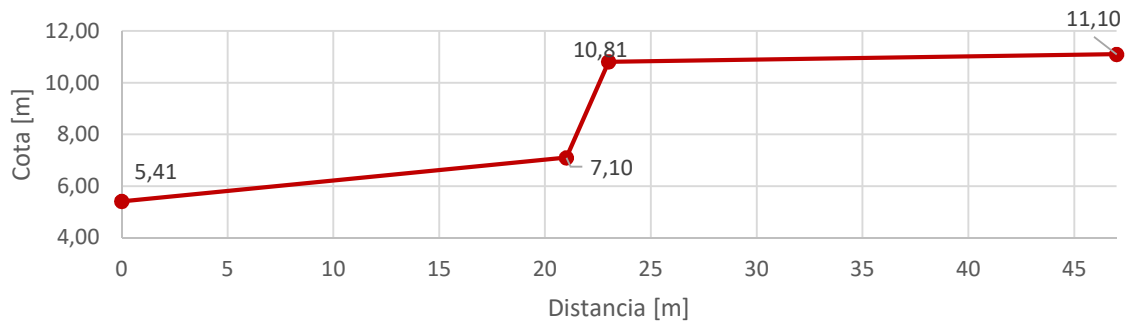
Después de obtener las cotas de todos los puntos, se realizaron los 11 perfiles, arrojando los siguientes resultados:



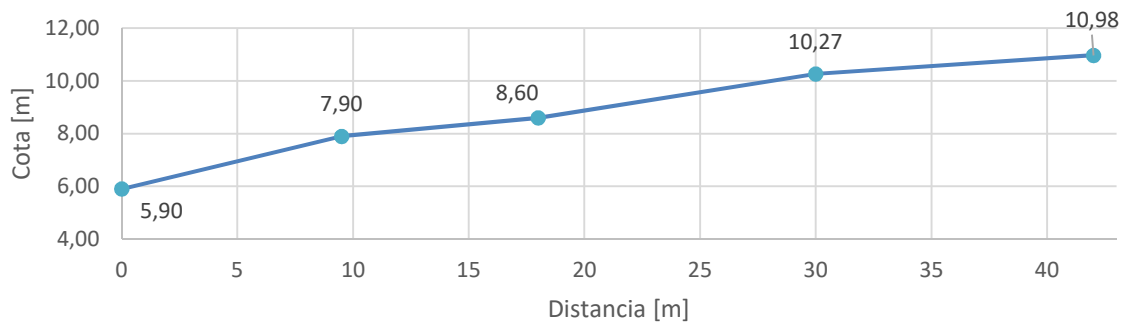
Perfil 4



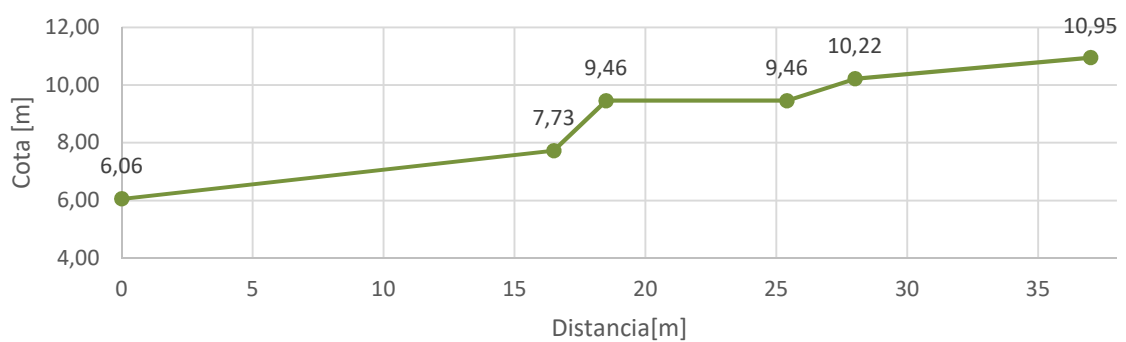
Perfil 5



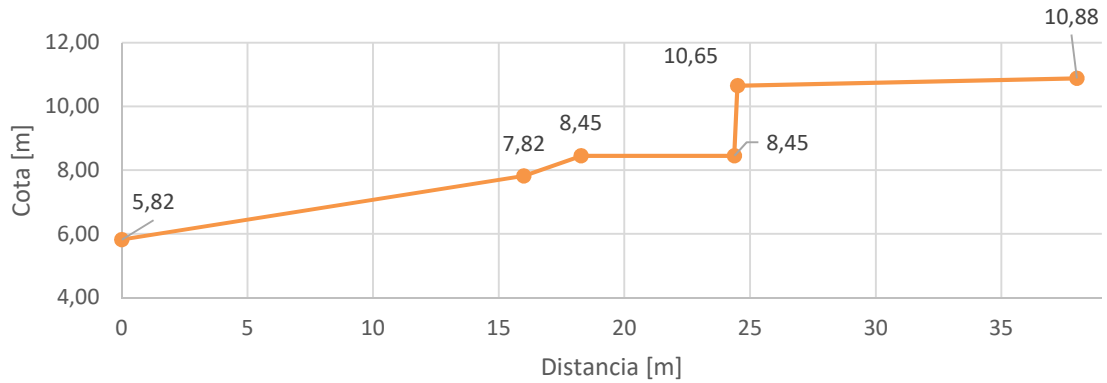
Perfil 6



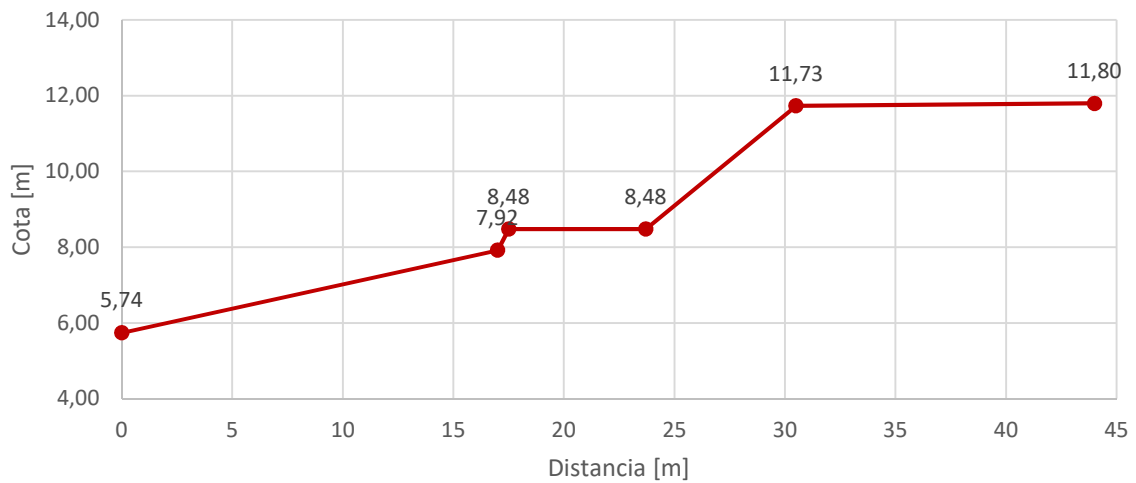
Perfil 7



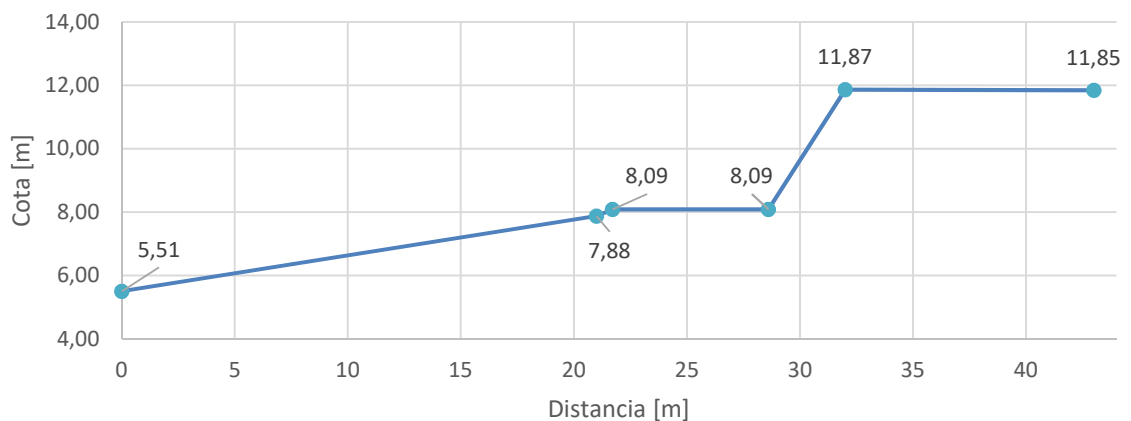
Perfil 8



Perfil 9



Perfil 10

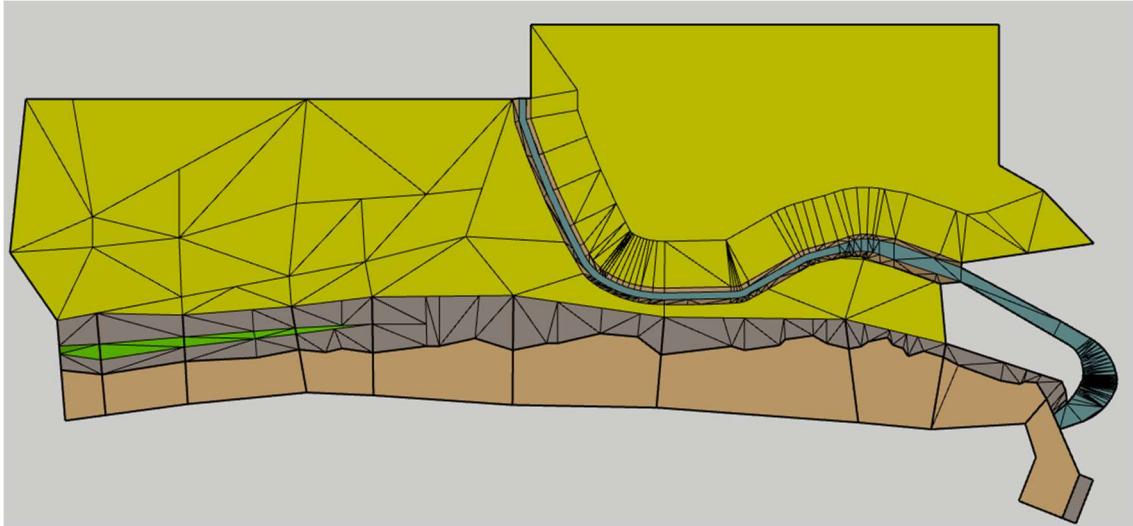


1.3.4 TERRENO 3D

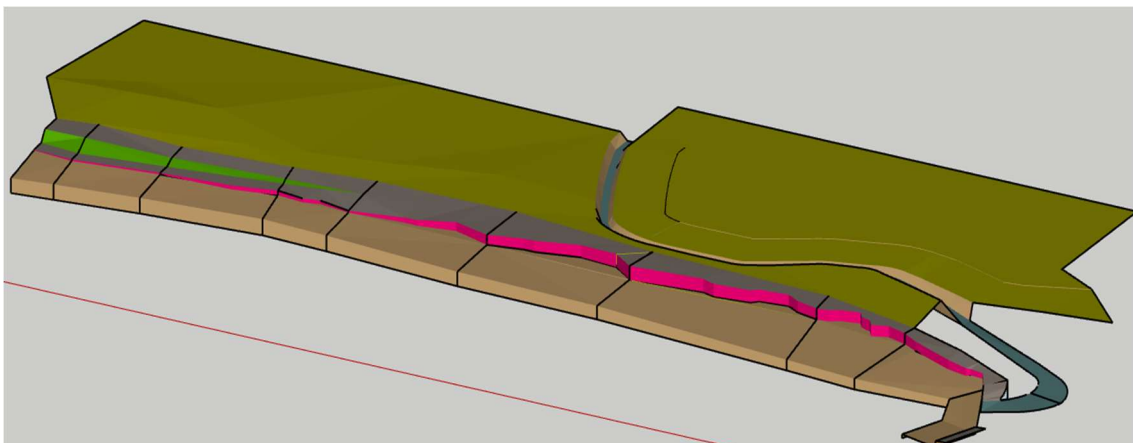
Utilizando los perfiles mencionados en el apartado anterior, se interpolaron las alturas para generar la volumetría de la zona de la protección costera.



Para completar la altimetría del terreno se utilizaron datos de Google Earth y se corrigieron con alturas relativas en el lugar. De la misma manera, se tomaron medidas en distintas secciones del arroyo que atraviesa el proyecto para poder dibujarlo en el 3D. Finalmente, se agregó la zona correspondiente a la unión de la etapa 2 existente con la etapa 3 a desarrollar para poder definir el proyecto correctamente, obteniéndose el 3D del terreno actual que puede observarse a continuación:



Planta de terreno actual

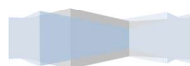


Perspectiva de terreno actual

La zona sin definir es una zona erosionada de altura muy variable, por lo que se dificultó la obtención de las mismas. Dicha zona es más baja que su entorno relevado. Para poder llevar a cabo este anteproyecto es de vital importancia saber cómo es el terreno, principalmente porque cuenta con elementos erosionables en constante movimiento como son el barranco y el cauce de agua que limitan el área de proyecto.

REFERENCIAS:

- Perfiles relevados
- Zona obtenida por interpolación de alturas de los perfiles
- Playa (Canto rodado/arena/arcilla)
- Barranco
- Talud natural
- Zona obtenida desde Google Earth



CAPÍTULO 2: ARQUITECTURA Y PLANEAMIENTO URBANO

1. Implantación

Como se explicó en el capítulo anterior el proyecto se llevará a cabo en la playa de kilómetro 5. Sin embargo, el análisis realizado en la etapa de investigación no es suficiente para el diseño, ya que en este capítulo resulta necesario considerar otras cuestiones referidas al emplazamiento como: entorno, asolamiento, vientos predominantes, servicios existentes, etc.

El paseo a desarrollar (etapa 3) limita al oeste con el actual paseo costero (etapa 2), al sur con el mar, al este con zona residencial y al norte con zona residencial y la ex usina de YPF separados por la calle Dr. Oscar Alustiza la cual delimita el paseo costero en toda su longitud.



Etapas de master plan municipal.

2.1.1 Vinculaciones viales

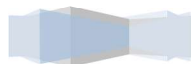
La zona norte de la ciudad de Comodoro Rivadavia se encuentra atravesada por la ruta provincial N° 1, lo que convierte a esta ruta en el principal acceso al paseo costero ya sea accediendo desde la zona norte de la ciudad como desde zona sur. En el trayecto por Kilómetro 5 esta ruta se denomina Avda. José Ingenieros, y desde dicha avenida se podrá llegar al paseo por la calle Ferrocarril Patagónico que desemboca directamente en el actual paseo costero (etapa 2), o tomar la paralela e ingresar por calle Dr. Oscar Alustiza, la cual como se mencionó anteriormente delimita el proyecto a desarrollar.

Otra forma de acceder desde zona sur consiste en tomar la rotonda por Avda. Ricardo Gutiérrez hasta su intersección con Calle Ferrocarril patagónico. Adicionalmente, como acceso secundario desde zona norte se puede tomar la rotonda que une Kilómetro 5 con Kilómetro 8 ingresando por calle Reconquista, pasando junto a la Usina de YPF hasta llegar a la calle Arenales la cual lleva hasta la vieja toma de agua de la usina.

Como accesos secundarios se tienen todas las calles que desembocan en la calle Dr. Oscar Alustiza, estas son: Ferrocarril Urquiza, Ferrocarril San Martín y José Barceló.

Esta información debe tenerse en cuenta debido a que el proyecto generará un impacto en el tráfico de toda la zona, además, resulta importante para diseñar adecuadamente los estacionamientos.

A continuación, se presenta una imagen satelital con las distintas vías de comunicación para acceder a la zona del paseo costero.



REFERENCIAS:

- Ruta provincial N° 1 /Av. José Ingenieros
- Av. Ricardo Gutiérrez
- Ferrocarril patagónico
- Dr. Oscar Alustiza
- Reconquista
- Arenales
- Accesos secundarios



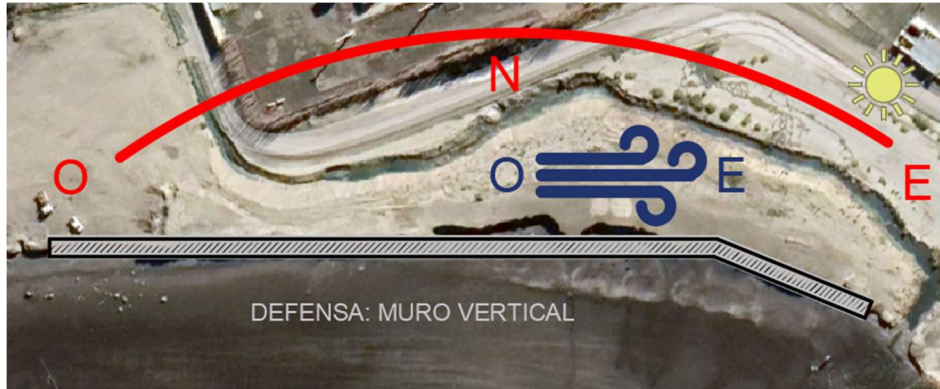
Vinculación vial

2.1.2 Asolamiento y vientos predominantes

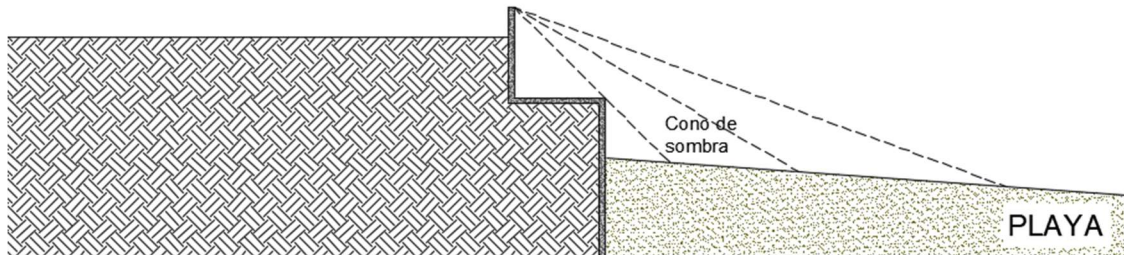
Como bien sabemos, en el hemisferio sur el sol sale desde el este hacia el oeste pasando por el norte. En cuanto a los vientos, los predominantes en la zona provienen desde el oeste.

La línea de la costanera tiene orientación O-E en la mayor parte de su recorrido. Considerando ambas variables, se llega a la conclusión de que la defensa costera no debe posicionarse siguiendo la dirección de la playa, es decir, una dirección O-E; esto se debe a que dicha orientación generaría un túnel de viento en el caso de un muro escalonado con dos niveles, y a su vez generaría sombra permanente sobre la playa si la defensa fuera un muro vertical de hormigón debido al cono de sombra. Ambas situaciones pueden verse en los siguientes esquemas:

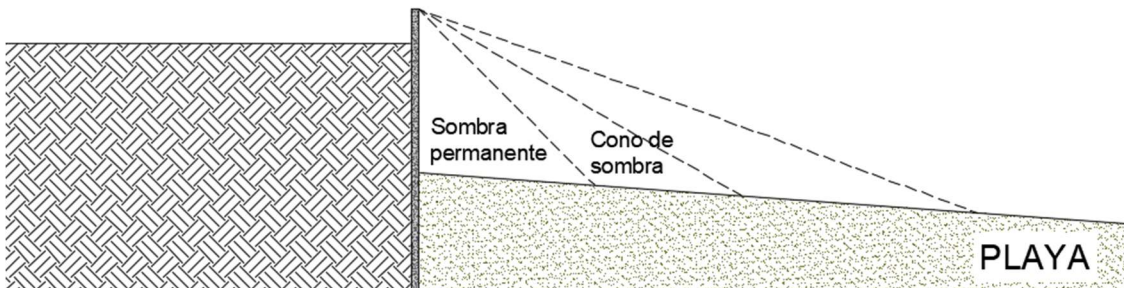




Asoleamiento y vientos



Muro vertical escalonado (dos niveles)



Muro vertical (un nivel) – Sombra permanente

Para evitar dichos inconvenientes técnicos es recomendable que el trazado de la defensa adquiera inclinaciones en otras orientaciones dentro de lo posible, y, además, realizar un enrocado para evitar que la playa se encuentre dentro del cono de sombra de la protección costera.

2.1.3 Servicios existentes

En la zona sobre la cual se ubica el proyecto no se encuentra ningún tipo de servicios, tanto es así que actualmente dicha zona no cuenta con alumbrado público. Sin embargo, podría tomarse la electricidad para el alumbrado público desde la etapa 2 del proyecto (Actual paseo costero, hacia el oeste) generando un recorrido desde allí hasta la casa de bombas. Adicionalmente, los servicios como gas, electricidad, cloacas, y agua potable pueden tomarse desde la calle Dr. Oscar Alustiza. Es por ello que resulta conveniente colocar las áreas que requieren servicios frente a esta calle.



2. Programa de necesidades

El paseo costero deberá contener:

- Baños públicos.
- Sector para actividades deportivas aptas para distintas edades.
- Juegos para niños.
- Patio de comidas.
- Senderos para caminar y miradores.
- Bici sendas separadas del tránsito vehicular y de los caminos peatonales.
- Protección costera con bajadas a la playa cada aproximadamente 50 m.
- Mobiliario urbano: Mesas y sillas, bancos, cestos de basura, luminarias, etc.

A su vez, se considera necesario cumplir con:

- Utilizar materiales de bajo impacto o reciclados.
- Diseño apto para todas las edades y capacidades para que el acceso urbano sea más equitativo.
- Generar recorridos y sectores de permanencia con actividades de interés incentivando el intercambio social, cultural y económico.
- Emplear vegetación nativa o adecuada al entorno, que no necesiten mantenimiento intensivo, y que brinden un paisaje armonioso durante las distintas estaciones del año.
- Informar a todos los visitantes sobre el patrimonio histórico del barrio.

3. Propuesta etapa 3 (Proyecto de la municipalidad)

En el año 2015, la municipalidad de Comodoro Rivadavia realizó un master plan destinado a revalorizar la zona, considerando la importancia histórica del barrio. (Ver esquema página 27).

La etapa 3 del proyecto de la municipalidad cuenta con:

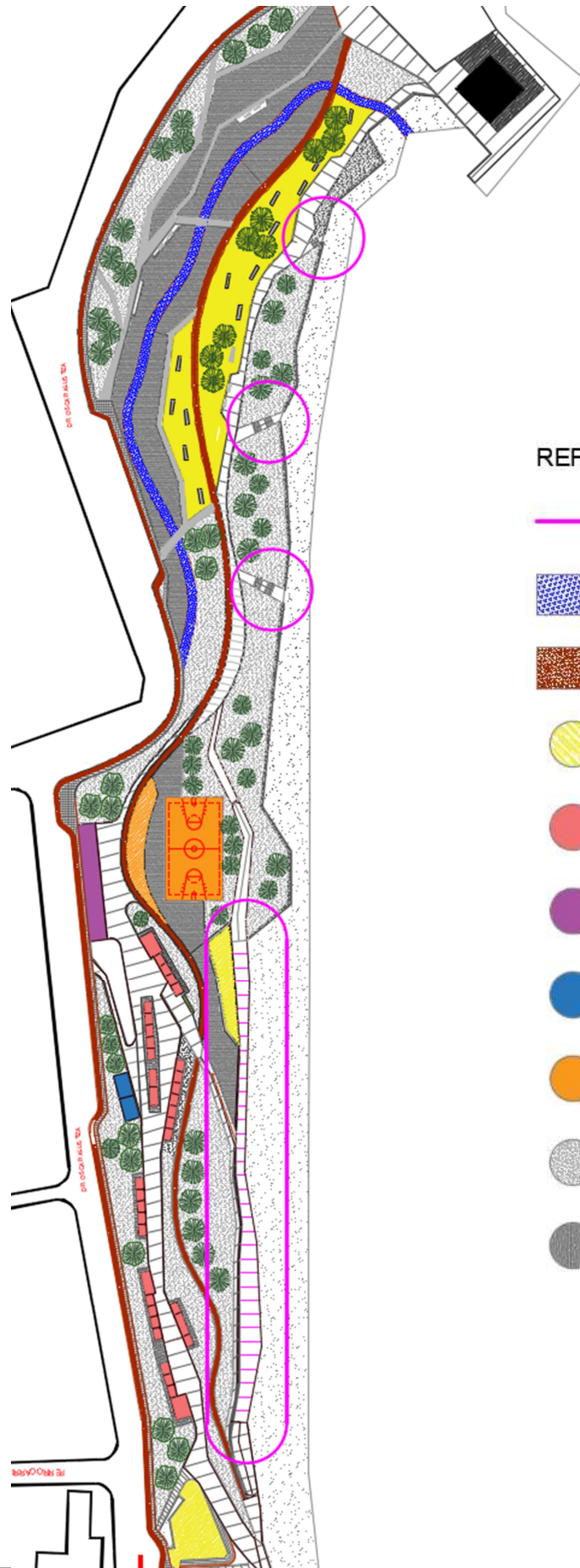
- Sector de ferias gastronómicas y de artesanos.
- Escuelas de oficios. Puesto de turismo.
- Zonas deportivas (canchas y aparatos de gimnasia al aire libre)
- Zonas de recreación y juegos para niños
- Sector de parrillas
- Áreas verdes
- Bici sendas y caminos peatonales.

En cuanto a las circulaciones, se tiene un camino principal de ancho variable el cual es únicamente para acceso peatonal y una bici senda más angosta de ancho constante. Dichos caminos se encuentran separados entre sí, y en la intersección de los mismos la diferencia de anchos y revestimientos permite jerarquizar las circulaciones.

A la playa se puede acceder desde tres escaleras o rampas mediante una bajada natural.

En la siguiente imagen se pueden observar los distintos sectores antes mencionados, y sobre el sector Este el cruce del arroyo, el cual atraviesa el proyecto por lo que se encuentra rodeado de espacios verdes (Espacio no aprovechable. Riesgo de caídas y desnivel del terreno).





REFERENCIAS:

-  Accesos a la playa
-  Cauce de agua
-  Bicisenda
-  Zona recreativa
-  Ferias gastronómicas y de artesanos
-  Escuela de oficios
-  Baños públicos
-  Zona deportiva
-  Zonas verdes
-  Zonas verdes



4. Propuesta propia (Modificaciones al proyecto existente)

Al analizar la propuesta de la etapa 3, se decide hacer algunas modificaciones debido a que el proyecto no contempla la topografía del lugar. Principalmente se deben brindar soluciones al cauce de agua que circula por el terreno del proyecto, y a la diferencia de alturas que presenta el lugar. Por otro lado, se modificará la obra de defensa ya que ésta no resulta adecuada y, además, debido a la erosión la línea del barranco actualmente se encuentra varios metros por detrás del muro de contención planteado en el proyecto. Por último, se decide hacer pequeñas modificaciones en el equipamiento urbano para que el paseo costero cumpla con algunas de las pautas planteadas en el programa de necesidades.

2.4.1 CAUCE DE AGUA

Como se mostró en el Capítulo 1, el arroyo que desemboca al pie de la casa de bombas se encuentra contaminado ya que, además de los desagües pluviales, transporta desagües cloacales que de manera clandestina se vierten en él. La presencia de estos desagües contaminados impacta de forma muy negativa en el proyecto debido a que éstos se vierten en la playa que se utiliza para el baño. Dado que existe un proyecto para tratar los desagües cloacales de zona norte mediante emisarios submarinos, se considera que el problema será resuelto por otra vía y en adelante se tratará al arroyo como si únicamente transportara desagües pluviales.

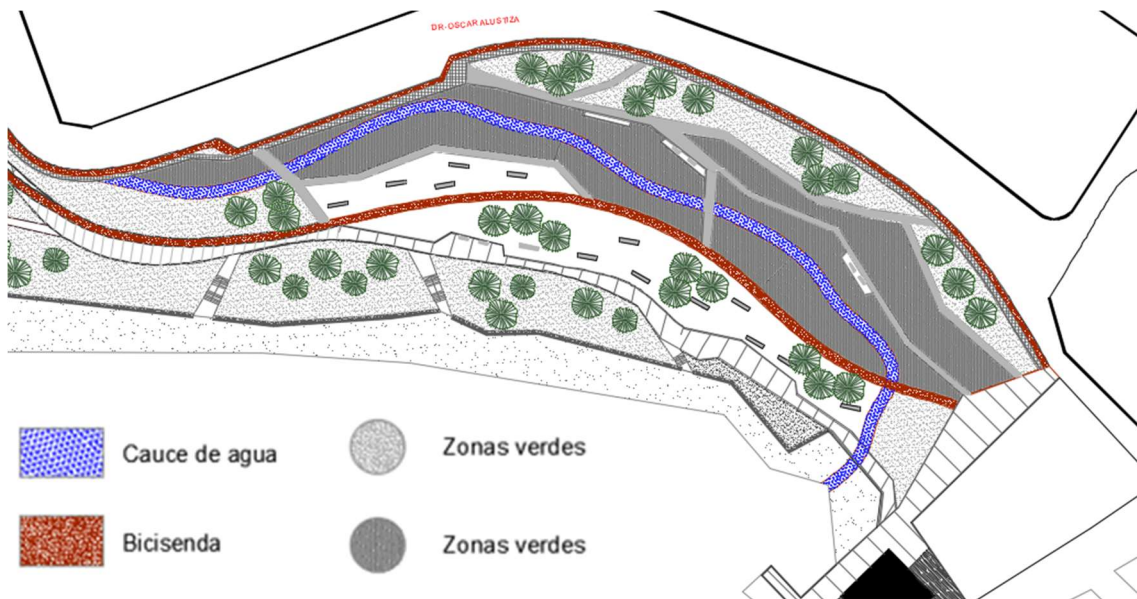
Al visitar la zona se puede observar que el arroyo presenta una pendiente longitudinal y un caudal muy bajo, lo que genera velocidades de escurrimiento muy bajas con la consecuente aparición de vegetación.



Fotos del cauce de agua

En la primera foto podemos observar que existe una diferencia de altura entre la zona baja y alta de aproximadamente 1.50 m/2.00 m. Analizando el proyecto de la etapa 3, podemos observar que no resulta posible plantear puentes peatonales y bicisendas que crucen dicho cauce debido a la diferencia de niveles.

Para poder mantener los cruces sería necesario realizar puentes que tengan apoyos a un mismo nivel, y como a mayor nivel se tiene mayor luz entre apoyos, lo más conveniente sería bajar el nivel de la zona alta. Si esto se realizara además de generar gran volumen de desmonte, sería peligroso puesto que ante una pleamar alta con gran oleaje el mar podría superar el nivel del suelo causando estragos en el paseo costero y las viviendas cercanas.



Proyecto municipalidad – Cauce de agua con cruces peatonales y bicisenda

Para realizar esta modificación al proyecto existente, se parte de plantear posibles soluciones al problema:

1. Modificar el trazado a uno más regular y proyectar un canal trapezoidal revestido.
 - a. Bajando el nivel sur generando un trapecio de lados iguales.

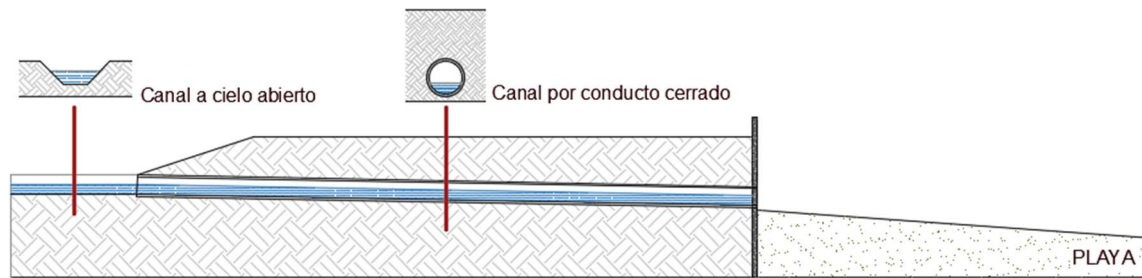


- b. Manteniendo niveles generando un trapecio de lados distintos.



2. Llevar el canal por un conducto cerrado, manteniendo la condición de que circule a superficie libre.
 - a. En las zonas de circulación y en su desembocadura.
 - b. En todo su recorrido.





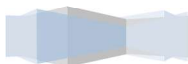
Cada una de las soluciones planteadas tiene ventajas y desventajas:

1. Canal a cielo abierto:

- V** Fácil mantenimiento.
- V** Obra más económica por metro lineal.
- V** Se mantiene un trazado similar al actual.
- D** En zonas urbanas es usual que se arroje basura, escombros y otros elementos contaminantes en los canales a cielo abierto.
- D** En caso de bajar el nivel superior podría existir sobrepaso de la defensa debido al oleaje. Además, esta solución implica gran movimiento de suelos. (Ver esquema solución 1.a.)
- D** Si se mantiene el nivel superior se pierde mucho espacio por el talud de mayor longitud. (Ver esquema solución 1.b.)
- D** No es seguro tener canales a cielo abierto en un paseo costero, sobre todo con la presencia de menores ya que se podrían generar graves accidentes producto de caídas en él.
- D** Por la razón anteriormente mencionada, se genera una zona de suelo no aprovechable para ninguna actividad alrededor del canal.

2. Canal por conducto cerrado:

- V** En caso de entubar el canal en las zonas de circulación se podría plantear el tránsito sobre el canal sin requerir puentes, pero se mantiene la peligrosidad en el resto del cauce de agua.
- V** En caso de que el canal circule por un conducto cerrado en todo su recorrido la principal ventaja es que por escurrir enterrado se elimina del proyecto permitiendo el uso de toda la superficie del terreno. (Ver esquema solución 2.b.)
- V** Se puede realizar un recorrido más corto directamente hacia la playa obteniendo así mayor pendiente (mejor escurrimiento).
- V** Al tener mayor pendiente el agua tendrá la capacidad de transportar los sedimentos, evitando que decanten y disminuyan la sección del conducto, a la vez que se evita la proliferación de vegetación dentro del mismo.
- V** De acuerdo a la ventaja anterior, la obra tendrá menor distancia y por consiguiente resultará más económica.



- D** Debe preverse un acceso adecuado para realizar el mantenimiento, el cual debe ser regular para evitar que se obstruya el conducto y que el escurrimiento se produzca a sección llena.
- D** Existe el riesgo de que, si la obra no se plantea adecuadamente, el cauce agua tome otra dirección socavando el suelo y abriendo un nuevo canal.

En función de las ventajas y desventajas anteriormente mencionadas, se decide llevar el cauce de agua por un conducto cerrado manteniendo la condición de escurrimiento a superficie libre. El trazado se modificará realizando el trayecto más corto y recto posible, por lo que la unión se realizará desde el conducto cerrado debajo de la calle Dr. Alustiza hasta la defensa costera. *Ver plano adjunto.

En cuanto al suelo del canal actual, éste será rellenado pudiendo ser utilizado para realizar actividades recreativas o deportivas. Otro punto a favor de esta modificación es que la salida del arroyo afectaba a la defensa y era difícil de plantear una solución que permita el escurrimiento natural del arroyo sin entubarlo, a la vez que protegía de la acción del oleaje. Realizado este cambio, la defensa costera podrá ser continua a lo largo de todo el barranco y hasta la casa de bombas. El conducto de agua desaguará en la defensa costera tal como ocurre con el desagüe de la calle Belgrano.



← Pluviales del paseo costero

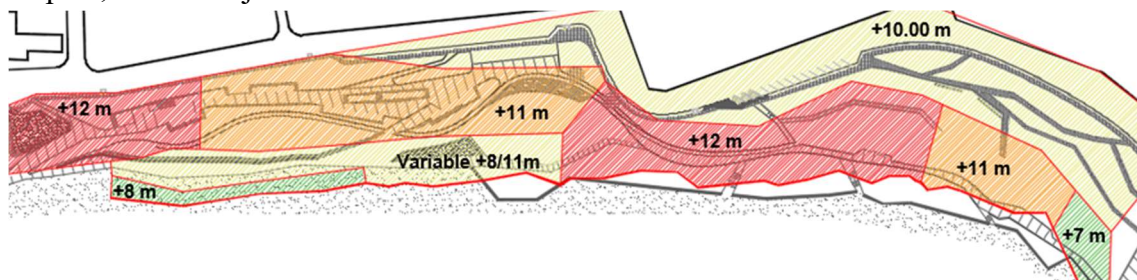
← Pluvial de la calle Belgrano

Av. Ducos – Desagües pluviales en muro vertical

2.4.2 NIVELES DEL PROYECTO

El terreno presenta una meseta alta con niveles que varían mínimamente entre +11 m y +12 m, una meseta inferior de +10.00 m y dos zonas bajas de nivel +8.00 m y +7.00 m. La calle Dr. Alustiza tiene un nivel variable de +11.00 m al O y +10.00 m al E.

En la siguiente imagen se ven los distintos niveles del terreno sobre el proyecto de la etapa 3, la línea roja indica el barranco:

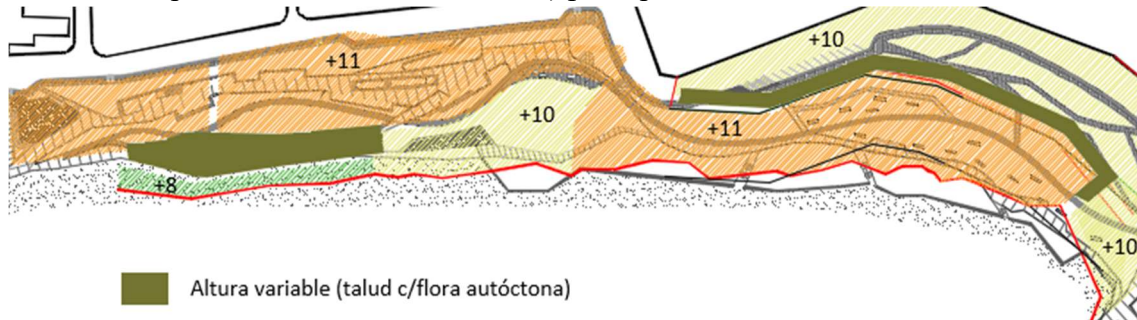


Niveles actuales del terreno.

Para evitar grandes movimientos de suelo se decide adoptar niveles de proyecto similares a los naturales. El nivel general de proyecto será de +11.00 m, manteniendo las zonas bajas de +10.00 m y +8.00 m. La única zona a rellenar será la del nivel +7.00 m debido a que el arroyo ya no circulará por dicha zona.

Se formará otra zona baja de nivel +10.00 m al comienzo de la defensa (sector de altura variable) para que ésta pueda partir y llegar a un mismo nivel. La forma de realizar la transición entre la zona alta y baja será mediante taludes de pendiente natural (de equilibrio) o menores a ésta, revestidos con flora autóctona para evitar su erosión.

Actualmente, en el lado oeste se tiene un camino de aproximadamente 7.00 m de ancho que se utiliza como bajada y al norte de éste se tiene un salto de 3.00 m aproximadamente hacia la zona alta. En el proyecto municipal se plantea mantener dicho camino como bajada y realizar un muro de contención para sostener el suelo en la zona más alta. Se opta por modificar dicha decisión manteniendo el nivel alto y la bajada, pero vinculando estos niveles mediante un talud en desmonte revestido con flora autóctona (mismo tratamiento que el talud antes mencionado) para que la solución sea más económica.



Niveles de proyecto (límites aproximados)

s2.4.3 DEFENSA COSTERA Y BAJADAS A LA PLAYA

El proyecto de la etapa 3 plantea proteger la costanera de la acción del oleaje y mantener un nivel alto de proyecto mediante muros de contención.

Para acceder a la playa tenemos al Oeste dos rampas a los lados del muro de contención, y al Este, tres escaleras entre los muros de contención.



Proyecto municipalidad – Muros de contención y bajadas

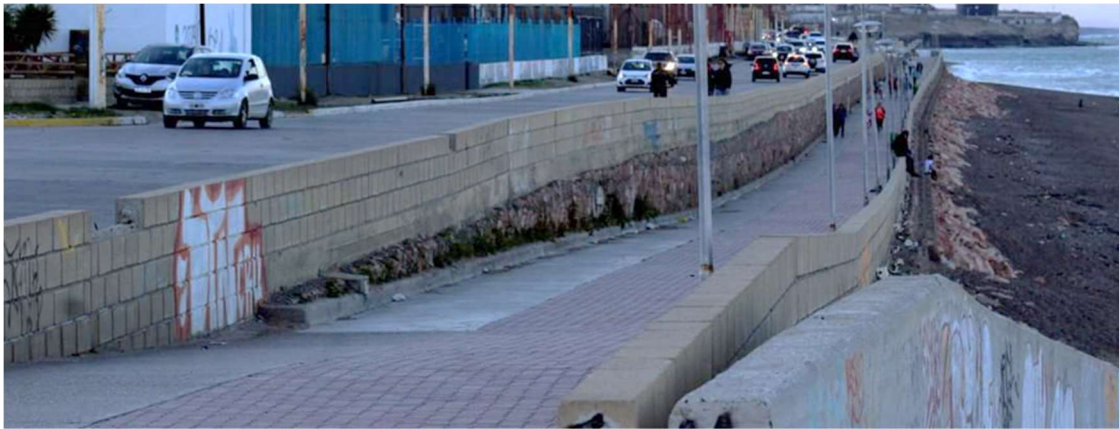
Los muros verticales como defensa no son recomendados debido a que éstos reflejan las olas, aumentando su altura al doble con el consecuente aumento de energía de las olas a 4 veces su energía original. Además, el aumento de energía puede generar movimientos en el material suelto, produciendo que el nivel de la playa disminuya lo cual no favorece al proyecto en absoluto ya que la playa de Kilómetro 5 es una de las pocas playas de la

zona con posibilidad de ser usada para el baño. Cabe mencionar que los muros verticales son peligrosos porque ante una caída la altura es mayor, y en caso de una pleamar alta o marejada las personas podrían ahogarse ya que no es fácil volver a subir.

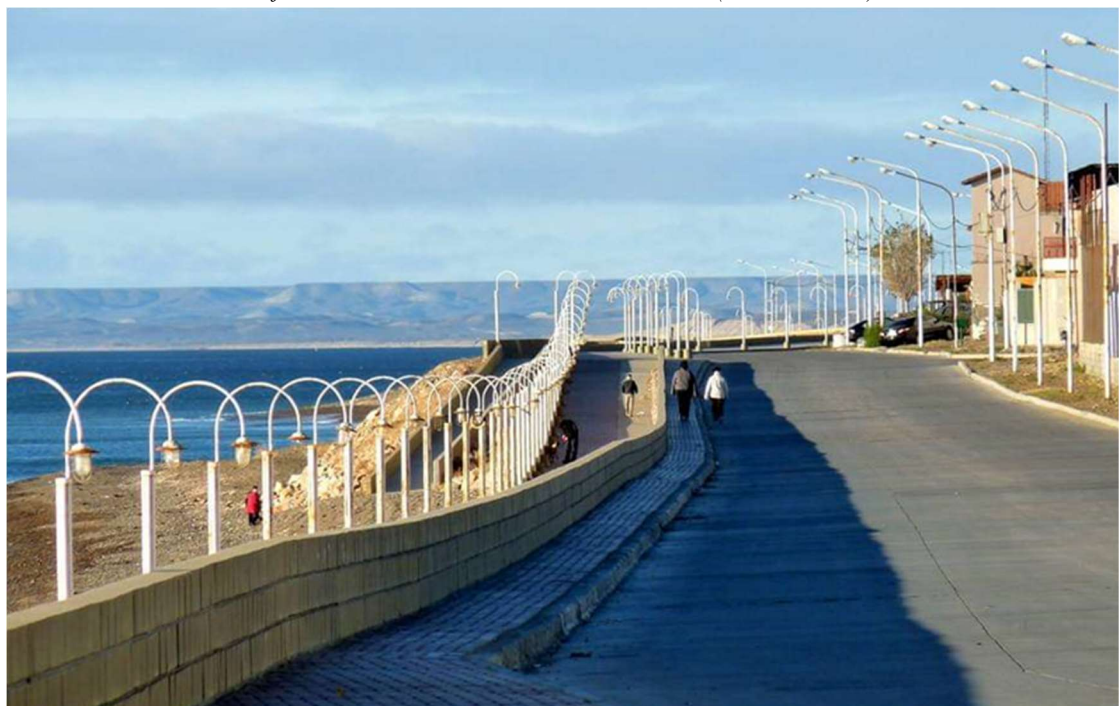
En cuanto a los enrocados, permiten degradar la energía de las olas cuando éstas ingresan a los intersticios entre las rocas y no presentan las desventajas previamente mencionadas.

Por todas estas razones se decide realizar sobre el sector Este, un enrocado de rocas naturales como defensa costera para el presente proyecto. La pendiente del talud puede variar de 1:1,33 a 1:3. En nuestro caso adoptamos en un primer planteo una pendiente intermedia de 1:2. La estructura se realizará en capas para cumplir con la ley de filtros, disminuir costos y aprovechar todos los tamaños de rocas de la cantera.

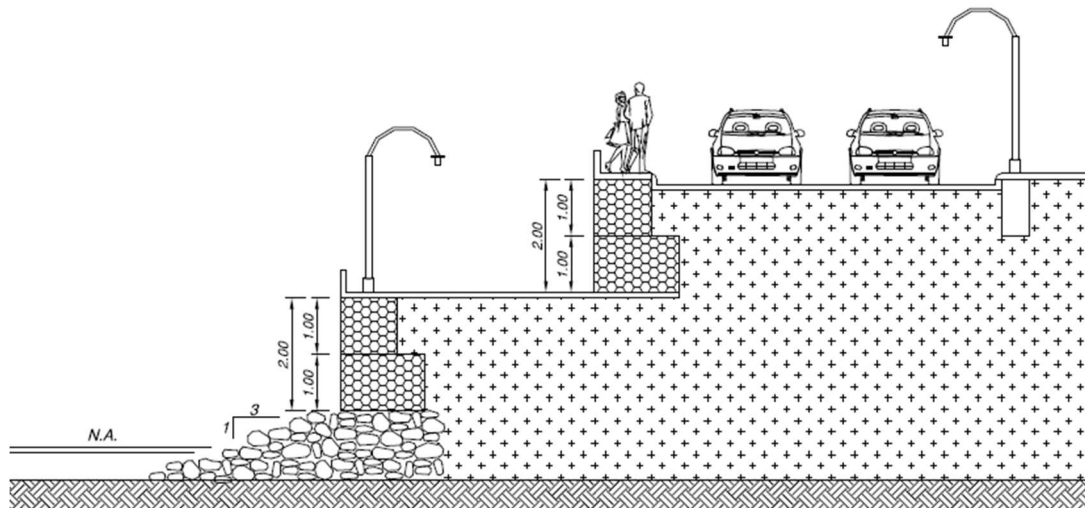
Dado que las olas no llegan a la altura del proyecto (+11.00 m), se decide realizar un camino en dos niveles y de esta manera se ahorra material para el enrocado mientras se genera una gran zona tranquila para observar el mar y descansar, teniendo una protección adicional ante un sobrepaso del nivel del enrocado.



Referencia – Paseo costero de doble altura (Caleta Olivia)



Referencia – Paseo costero de doble altura (Caleta Olivia)

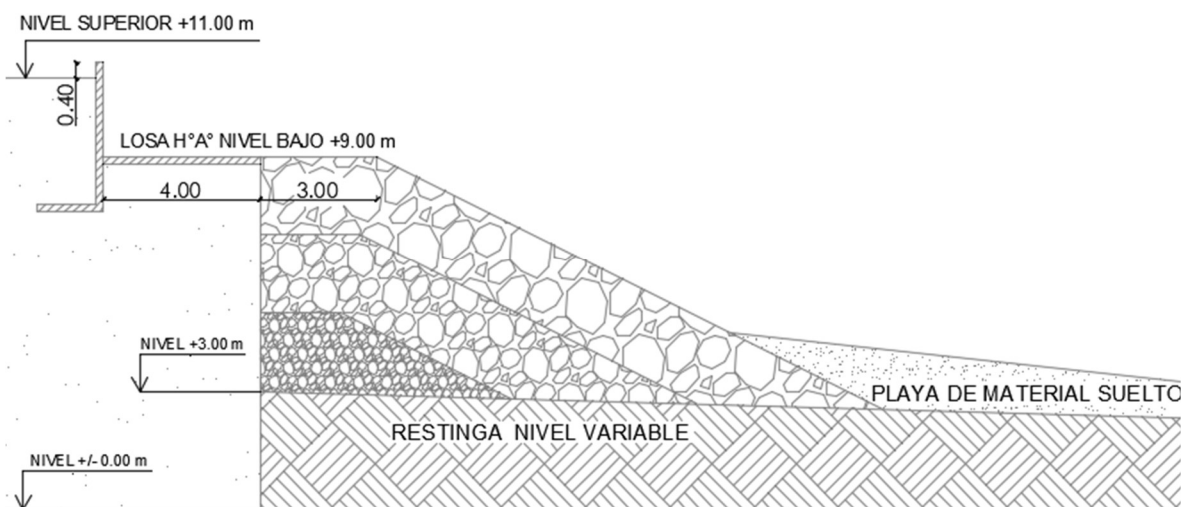


Referencia – Corte de paseo costero de doble altura (Caleta Olivia) [6]

El enrocado se colocará sobre la restinga para evitar que las rocas se muevan de su posición por la acción del mar o por el asentamiento del suelo debido al peso de las rocas. Con bajamar puede observarse la restinga, por lo tanto, suponiendo que aumenta su nivel con una pendiente de 4%, se tendrá a un nivel aproximado de +3.00 m en la zona de la defensa.

*Todos estos datos serán definidos en el cálculo de la defensa.

A continuación, se muestra un esquema general de la solución planteada:

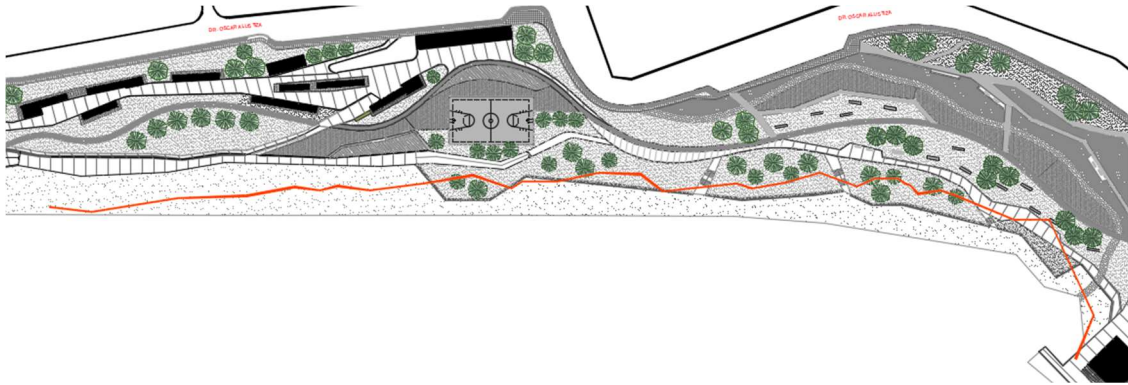


Corte de defensa costera - Estructura y niveles

Trazado de la defensa: Se decide realizar desmonte y desplazar la protección hacia atrás del barranco actual para no reducir la zona de playa, la misma tiene una distancia al mar de aproximada de 70/150 m en bajamar y 10/20 m en pleamar según la zona.

En la siguiente imagen se superpone el proyecto municipal y la línea costera. El primer tramo es un pequeño desnivel de 0.50 m, el barranco comienza donde inicia el muro de contención del proyecto.

[6] “Borde costero Caleta Olivia” Case History, Santa Cruz: Macaferri, 2013.



Proyecto municipalidad – Línea de barranco actual

Bajadas: Se plantea realizar tres bajadas hacia la playa, las mismas se materializarán mediante rampas con una pendiente de 10% y descansos de 1.50 m de largo cada 6.00 m medidos horizontalmente de acuerdo al código de edificación y recomendaciones para espacios urbanos accesibles. Cada rampa junto a sus descansos formará una pieza de hormigón prefabricada que se colocará sobre dos vigas con forma escalonada, similar a la de un estadio de fútbol.



Referencia – Gradas prefabricadas de la empresa Pujol (España)

Estas vigas serían continuas y apoyarían sobre cabezales con pilotes que llegan al nivel de la restinga, también podría adicionarse un apoyo superior en una viga que se encuentra en el nivel +9.00 m (camino bajo). Otra opción válida sería colocar escaleras siguiendo un método constructivo similar, pero manteniendo una rampa para el uso de personas con movilidad reducida.

Se toma esta decisión para que la estructura sea independiente de la defensa, y de esta manera evitar deformaciones con posibles fisuras que podrían dejar fuera de servicio los accesos a la playa.

Definida la protección y las bajadas a realizar, el proyecto queda como se observa en el plano adjunto.

2.4.4 EQUIPAMIENTO URBANO

Canchas: Al definir los niveles, se aprovecha la diferencia de 1.00 m en el nivel del terreno para generar escaleras que sirven además como “tribunas” para observar los partidos y a su vez, protege de los vientos. Se agregará otra cancha más pequeña al oeste, ambas enmarcadas por la bicisenda curva.

La “cancha grande” (playón polideportivo) tendrá el tamaño de una cancha de fútbol 5: 20 m x 35 m. Esta cancha contará en su perímetro con una red de hilo para evitar que la pelota se salga del perímetro, dejando a su vez un espacio libre entre la cancha y la red de 2.00 m en el lateral largo y 1.00 m en el lateral corto. La “cancha chica” contará con 25 m de largo y 15 m de ancho, y se espera que sea de uso más casual dado lo reducido de sus medidas. Se nombran de esta manera porque se cree que serán dos puntos de referencia dentro del paseo y pudiera instalarse en los visitantes esta denominación.

Sector de ferias: Se elimina la escuela de oficios y se decide emplear todo el espacio para generar un patio de comidas con puestos fijos como en el barrio Caleta Córdova. En lugar de colocar baños solo en el centro del sector de ferias, se agregan a 100 m otros baños ubicados detrás de la cancha grande.

Estacionamientos: Se agregará un estacionamiento cerca de la casa de bombas que servirá para guardar los autos de las personas de zona norte que ingresen por la calle Arenales. Además, este estacionamiento servirá para las personas con movilidad reducida ya que se encontrarán en el nivel más bajo y resultará más fácil para ellos llegar a la playa mediante la rampa ubicada en el sector derecho del paseo.

Suelo obtenido al eliminar el cauce de agua: En la zona ubicada sobre el talud se ubicará un área recreativa compuesta por: Sector deportivo para adultos, canchas de bocha y tejo, área lúdica sobre mesa y sector deportivo al aire libre. Debajo del talud se extenderá un muro de contención pequeño de 50 cm de ancho y 40 cm de alto sobre el nivel de vereda para ser empleado como bancos. A lo largo del muro se ubicarán respaldos discontinuos para generar bancos similares a los que se observan en la siguiente imagen:

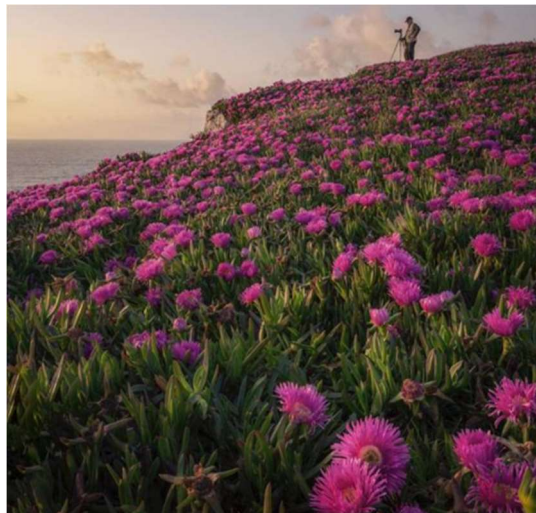




Referencia – Cordón verde distrito de negocios (China)

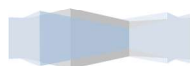
De esta manera se aprovechará el talud como protección ante el viento del oeste. Esta zona está pensada para personas que busquen tranquilidad alejados de las canchas y el sector de ferias. Se espera que en conjunto con la vegetación disminuya notablemente el ruido para así poder conversar, leer o estudiar.

Flora autóctona: En el talud ubicado en el sector Oeste se colocará únicamente una especie: Uña de gato. Esta suculenta tiene porte rastrero, flores fucsias y requiere mantenimiento nulo. El suelo no lo limita porque puede crecer incluso en la arena y tolera condiciones de extrema salinidad. Se decide ubicarla sola en toda la extensión del talud para evitar que se propague y desplace otras especies debido a que es muy invasiva.



Referencia – Talud revestido con uña de gato (España)

Con el fin de que se empleen las circulaciones diseñadas, el talud ubicado al Este se revestirá en su totalidad con plantas autóctonas que impidan el paso de las personas y brinden estabilidad al talud ante la erosión, así como también una mejor visual. Las especies empleadas serán: Coirón, Quilimbay y Pasto inglés.





Flora autóctona talud

En el jardín botánico de plantas autóctonas, y en el resto del paseo costero se emplearán otras especies como: Retama, Formio, Agapanto, Alelí, Lavanda, limpiatubos, caléndulas, etc.



Flora autóctona general

Seguridad: Es importante que la experiencia de quienes aprovechen el paseo costero sea completa, y eso incluye la tranquilidad. Para el diseño del proyecto siempre se tuvieron en cuenta aspectos básicos de seguridad, como, por ejemplo: evitar puntos ciegos, lugares con sombra permanente o zonas alejadas con poca iluminación. Es de público conocimiento que el municipio impulsa el uso de bicicletas para personal policial para brindar seguridad en este tipo de espacios, por lo que se brindará este servicio para la seguridad de sus visitantes. De igual forma, se colocarán cámaras tipo domo de vigilancia para monitorear la zona.

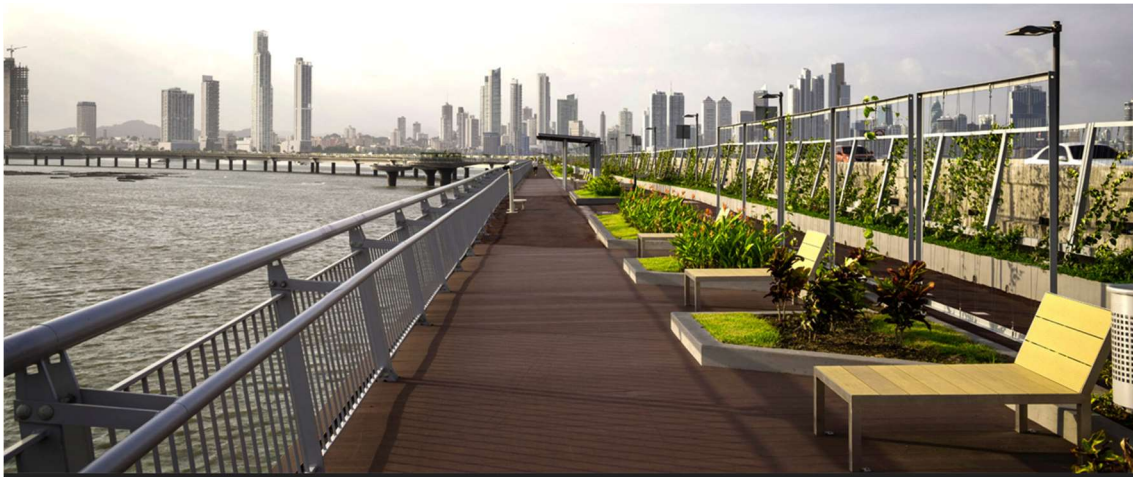


Oficina información turística: En lugar de colocar una oficina de información turística, se decide realizar un paseo histórico colocando tótems informativos a lo largo de todo el camino principal desde el lanchón hasta la casa de bombas. Estos tótems contendrán información acerca de los patrimonios del barrio Kilómetro 5 y algunas historias de sus primeros pobladores.



Referencia – Tótem turístico en estación de Toyama (Japón)

Mobiliario en el paseo bajo: Dentro de los cuatro metros de este sector se destinarán 1.50 m para colocar reposeras fijas agrupadas (2, 3 y 4) separadas entre sí por áreas verdes para generar un espacio de encuentro con vista al mar. Los 2.50 m restantes se destinarán para la circulación de peatones con carritos o animales, pero no se permitirá el paso de bicicletas debido a que se encuentran las bicisendas separadas del camino bajo y el principal para ese fin.



Referencia – Camino bajo en paseo costero (Panamá)

El área verde estará compuesta por canteros bajos de área trapecial que servirán para alojar cortaderas, arbusto de puntas plumosas que se emplea como barrera contra el viento. Dicha función será la que cumplirá en el paseo inferior ya que el sentido del paseo bajo es Oeste-Este que como bien sabemos, es la dirección del viento predominante de la ciudad.



Cortaderia selloana

La iluminación se colocará sobre las barandas como ocurre en el paseo de Caleta Olivia para que no se generen sombras y por seguridad, para evitar que las personas que transitan por el camino bajo se encandilen al mirar hacia el camino principal. Además, se agregarán luminarias empotradas en el muro sobre las zonas verdes como se ve en la siguiente imagen de referencia:



Referencia – Luminarias empotradas

Mobiliario (bancos): A los lados del camino principal, dentro del sector de ferias gastronómicas y artesanales se encuentra como mobiliario para sentarse bancos simples rectos. Sin embargo, en el resto del paseo costero se tomó la decisión de optar por otro tipo de bancos. Es muy usual ver en los bancos rectos, o muros costeros que las personas se giran sentándose uno frente a otro (por ejemplo, para charlar y compartir mates), o que se ubican unos sentados en el piso frente a otros que se sientan en el banco. Esto se debe a que el uso del banco tradicional es individual y cumple la función de que las personas miren hacia el paisaje y no busca el encuentro social. La idea de los bancos es una manera de generar ciudad, ya que desde el diseño del espacio urbano se puede dotar a los ciudadanos de un espacio de relación e intercambio.

Basados en el concurso abierto de la ciudad de Madrid, se propone emplear bancos curvos que propicien el encuentro entre los visitantes y que permita la interacción grupal en este tipo de proyectos.

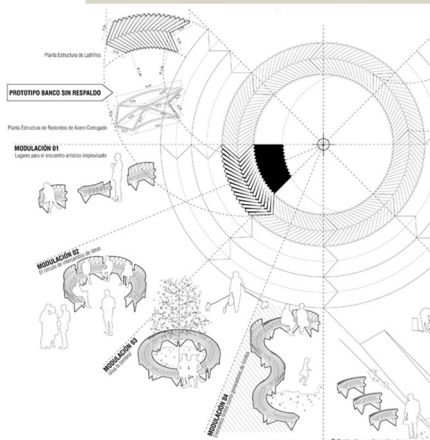
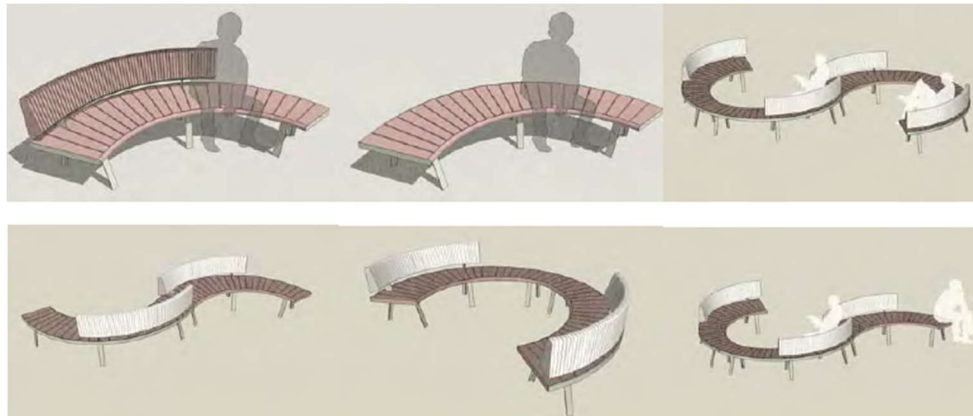




Publicidad concurso de diseño de bancos –Madrid^[7]

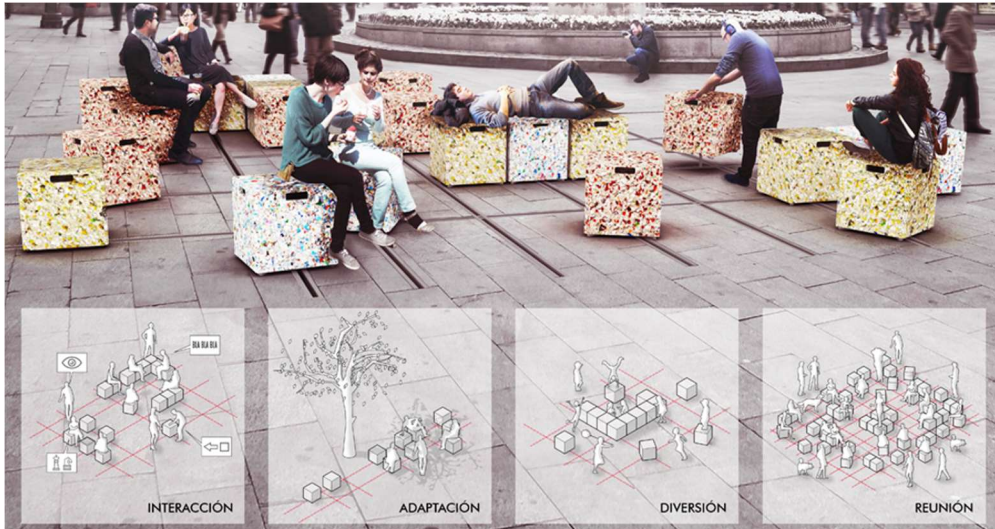
Se plantean módulos de bancos semicirculares con radio interno de 1.60 m, y radio externo de 2.20 m. Éstos módulos permiten la posibilidad de fabricarse rápidamente en serie y poder agruparlo para generar diversos espacios, desde bancos para dos personas a un espacio grande de interacción para varias familias o grupos de personas.

Se propone realizarlos en hormigón simple con moldes muy simples con 180° de apertura para bancos grandes y 60° de apertura para bancos para dos personas. Otra opción sería fabricar los módulos en madera plástica reciclada, por ejemplo, con la cooperativa “Creando conciencia” quienes son una empresa social que se dedica a realizar mobiliario urbano empleando material reciclado. Emplear este tipo de materiales de fabricación respetuosa con el medio ambiente es indispensable para cualquier proyecto actual.



Prototipos para concurso de diseño de bancos –Madrid^[7]

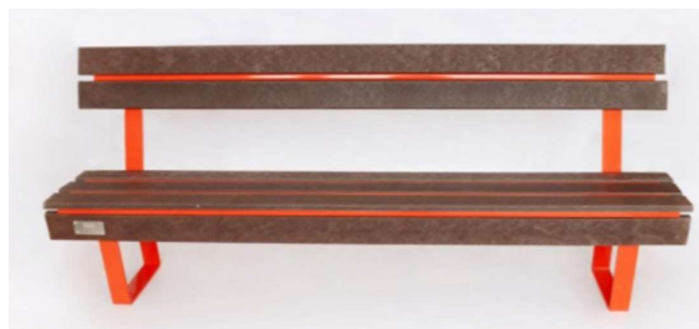
^[7] <https://www.coam.org/es/servicios/concursos/concursos-ocam/bancos-compartir>



Prototipos para concurso de diseño de bancos –Madrid [7]

5. Materiales

- Rocas naturales para la defensa costera.
- Hormigón para veredas, muros de contención, rampas y escaleras.
- Tablas de madera plástica reciclada para el camino bajo y borde de talud.
- Acero inoxidable o galvanizado para las barandas tipo náuticas.
- Pisos de goma/suelos drenantes para la zona de juegos de niños y adultos mayores.
- Iluminación led.
- Mobiliario plástico 100% reciclado de la Cooperativa “Creando conciencia”, empresa social que realiza mobiliario urbano reciclado en Tigre. Se emplearán las reposeras empotradas al camino bajo.



Mobiliario urbano Cooperativa Creando conciencia

CAPÍTULO 3: CÁLCULO DE LA DEFENSA

1. Cálculos previos

3.1.1 CONDICIONES FÍSICAS DE BASE

Las condiciones físicas de base para el diseño de la defensa son las siguientes:

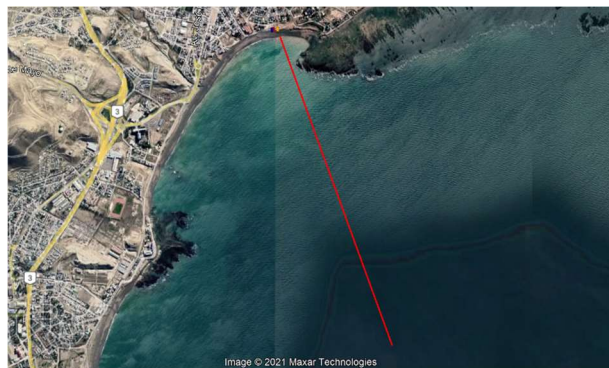
- El fondo marino está formado por una superficie de abrasión que se inclina suavemente hacia el mar que se conoce como “Restinga”. Está sumergida durante varias horas al día, aunque queda en descubierto durante marea baja.
- Como se mencionó previamente en el capítulo 1, se adoptará una altura de marea máxima de 7.00 m, que surge de agregar a la marea astronómica la sobreelevación meteorológica.
- Para el cálculo de la defensa se considerarán las olas provenientes del sureste, debido a que la zona se encuentra protegida de la acción del oleaje al este por la restinga y la casa de bombas.

3.1.2 ESTIMACIÓN DE ALTURA DE OLA SIGNIFICATIVA

Para el cálculo de la defensa es necesario determinar la deformación que sufrirá la ola en su tránsito desde aguas profundas hasta llegar al pie de la obra. Las olas, cuando se propagan hacia la costa, cambian su geometría a consecuencia de los cambios en la profundidad. Estos cambios se producen debido a distintos fenómenos, el principal en este caso será la rotura debido a la presencia de la restinga. Lo que ocurre es que la onda pierde su forma regular y se generan procesos turbulentos en los cuales se forma la espuma blanca que indica la ola rota. Este proceso es el que determina la altura de la ola y, por lo tanto, la sollicitación de la estructura.

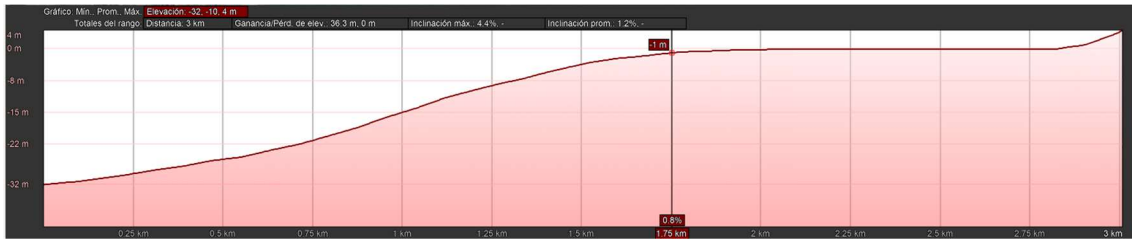
Para la obtención de la altura significativa de la ola “Hs” que representa el promedio del tercio de las olas más altas se utilizará el programa “SwanOne”.

Para comenzar, se leerán desde Google Earth datos sobre el fondo marino. Debido a que las olas que inciden sobre la zona de estudio tienen dirección SE, se decide tomar las profundidades para un perfil de 3 Km ubicado a 160° medidos desde el norte. Cabe mencionar que las progresivas serán tomadas desde las profundidades del mar, por lo tanto, la progresiva 0 se ubica a 3 Km de la línea de costa.



Dirección analizada

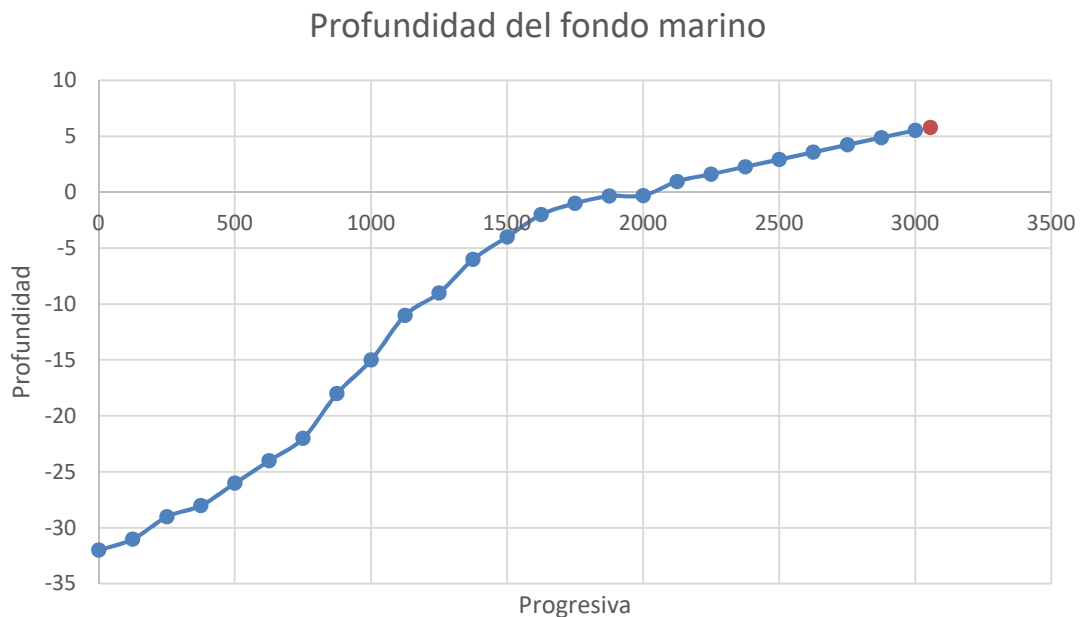
Los niveles están referidos al mismo cero con el cual se trabajó a lo largo de todo el proyecto.



Perfil obtenido de Google Earth – Se indica Progresiva 1.75 Km

Debido a que las profundidades que arroja el programa en cercanía a la costa no son buenos, se decide interpolar desde el nivel -1.00 m (Progresiva 1.75 Km) hasta el nivel más bajo relevado en dicha zona con el nivel óptico (Perfil 8). El dato empleado para interpolar es: Medición 35 sobre perfil 8 (cota +5.82, progresiva 3055 m).

Los datos obtenidos son los siguientes:



Con esta información estamos en condiciones de ingresar los datos en el programa y así conseguir la altura de ola para distintos puntos del perfil trazado.

Los datos de la ola de diseño en aguas profundas, corresponden a una ola con recurrencia de 50 años en dirección SE. La altura de ola es de **Hm0= 6.00 m**, y el período es de **T= 16 s**.

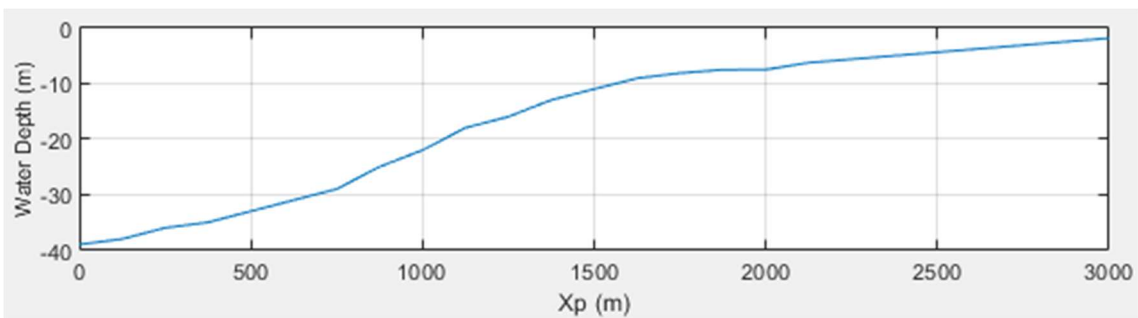
Las corrientes marinas no se consideran. La influencia del viento no será tomada en cuenta debido a que el viento no afecta la altura de las olas a tan corta distancia.

El nivel del agua será igual al nivel máximo de marea **+7.00 m** (ver pág. 45), ya que coincide el nivel cero de referencia de los niveles del terreno con el cero del nivel del agua.

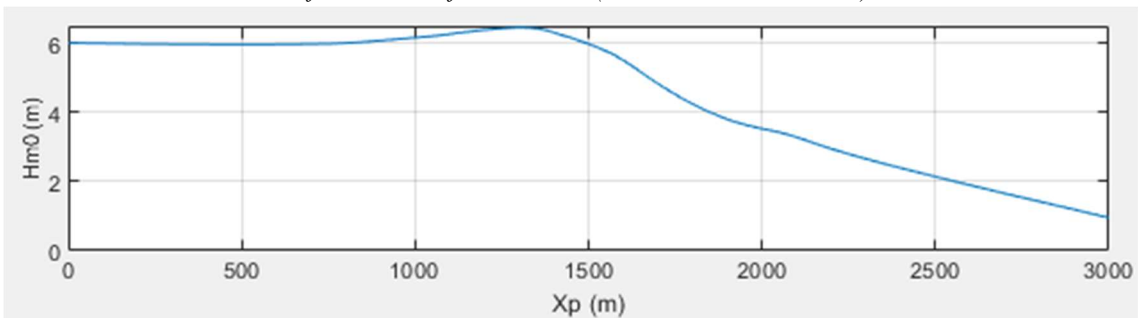


Water Level																					
Water Depth (m)	<input type="text" value="7"/>																				
Wave Setup	<input checked="" type="radio"/> Yes <input type="radio"/> No																				
Wind Parameters																					
Wind Velocity (m/s)	<input type="text" value="0"/>																				
Wind Direction (degrees from true north)	<input type="text" value="0"/>																				
Wave Parameters																					
<input type="radio"/> SWAN 2-D Spectrum	<input type="text"/> <input type="button" value="Load Spectrum File (.SP2)"/>																				
<input type="radio"/> SWAN 1-D Spectrum	<input type="text"/> <input type="button" value="Load Spectrum File (.SP1)"/>																				
<input checked="" type="radio"/> Manual settings	<table border="1"> <tr> <td colspan="4">Wave parameters</td> </tr> <tr> <td>Hm0 (m)</td> <td><input type="text" value="6"/></td> <td>gamma (-)</td> <td><input type="text" value="3.3"/></td> </tr> <tr> <td>Tp (s)</td> <td><input type="text" value="16"/></td> <td>cos⁴m (-)</td> <td><input type="text" value="2"/></td> </tr> <tr> <td colspan="4">Mean Wave Direction</td> </tr> <tr> <td>phi (degrees from true north)</td> <td colspan="3"><input type="text" value="0"/></td> </tr> </table>	Wave parameters				Hm0 (m)	<input type="text" value="6"/>	gamma (-)	<input type="text" value="3.3"/>	Tp (s)	<input type="text" value="16"/>	cos ⁴ m (-)	<input type="text" value="2"/>	Mean Wave Direction				phi (degrees from true north)	<input type="text" value="0"/>		
Wave parameters																					
Hm0 (m)	<input type="text" value="6"/>	gamma (-)	<input type="text" value="3.3"/>																		
Tp (s)	<input type="text" value="16"/>	cos ⁴ m (-)	<input type="text" value="2"/>																		
Mean Wave Direction																					
phi (degrees from true north)	<input type="text" value="0"/>																				

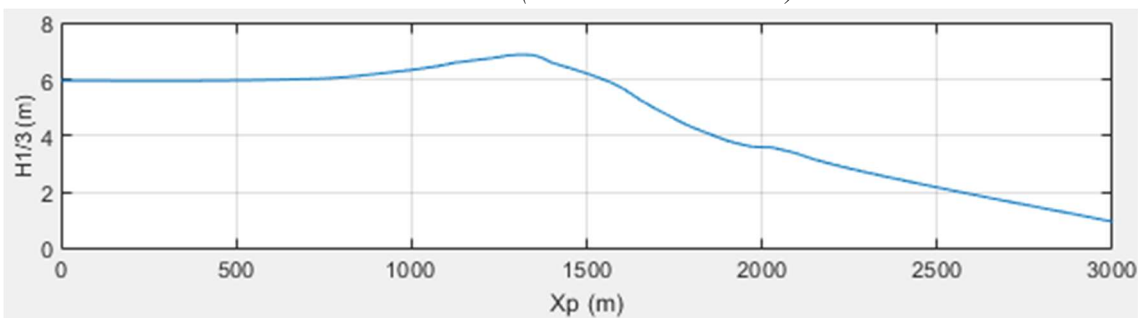
Condiciones de borde (SwanOne)



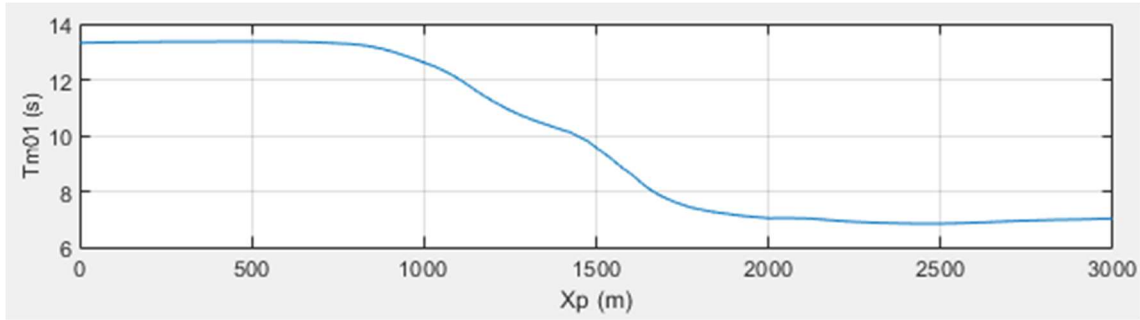
Profundidad del fondo marino (Resultados de SwanOne)



Altura de la ola (Resultados de SwanOne)



Altura de la ola (Resultados de SwanOne)



Periodo de la ola (Resultados de SwanOne)

Considerando la altura de ola a la progresiva 2900 m, es decir, a 100 m de la costa, tenemos las siguientes alturas:

- $H_{m0} = 1.17 \text{ m}$
- $H_{1/3} = 1.19 \text{ m}$

Adopto una altura de ola significativa de $H_s = 1.20 \text{ m}$ y un periodo de $T = 7 \text{ s}$.

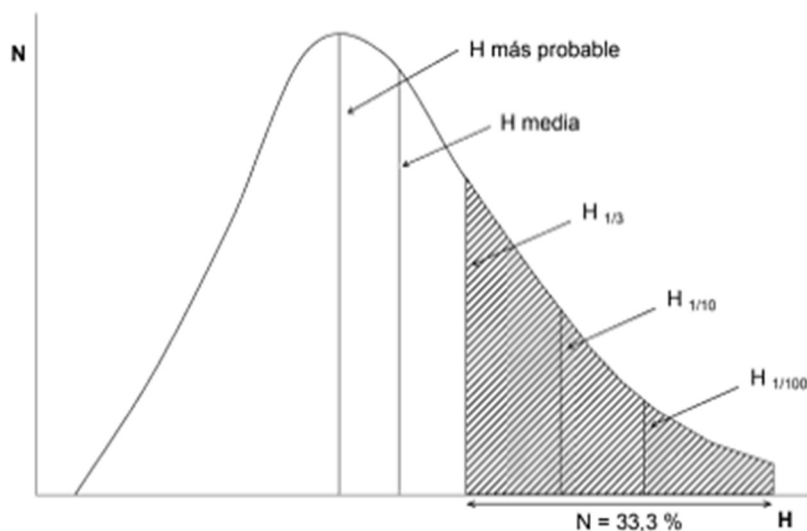
(Estos datos coinciden con una altura de ola $H_{1/10}$ para la progresiva 3000 m.)

Adicionalmente, se calculará la altura máxima, y la altura de la ola para el décimo de las olas de mayor tamaño empleando relaciones estadísticas^[8]:

- $H_{m\acute{a}x} = (1.6 \text{ a } 2) H_{1/3}$
 $H_{m\acute{a}x} = 1.6 \times 1.19 \text{ m} = 1.9 \text{ m}$
 $H_{m\acute{a}x} = 2 \times 1.19 \text{ m} = 2.4 \text{ m}$

Considerando el promedio de estos valores, la altura de la ola máxima será de 2.15 m.

- $H_{1/10} = (1.273) H_{1/3}$
 $H_{1/10} = 1.273 \times 1.19 \text{ m} = 1.51 \text{ m}$
- $H_{1/100} = (1.668) H_{1/3}$
 $H_{1/100} = 1.668 \times 1.19 \text{ m} = 1.98 \text{ m}$



Distribución de frecuencias para alturas de olas. Fuente: (1)

[8] Hugo Donini. "Diseño y construcción de obras de abrigo en talud" UNPSJB, 2016.

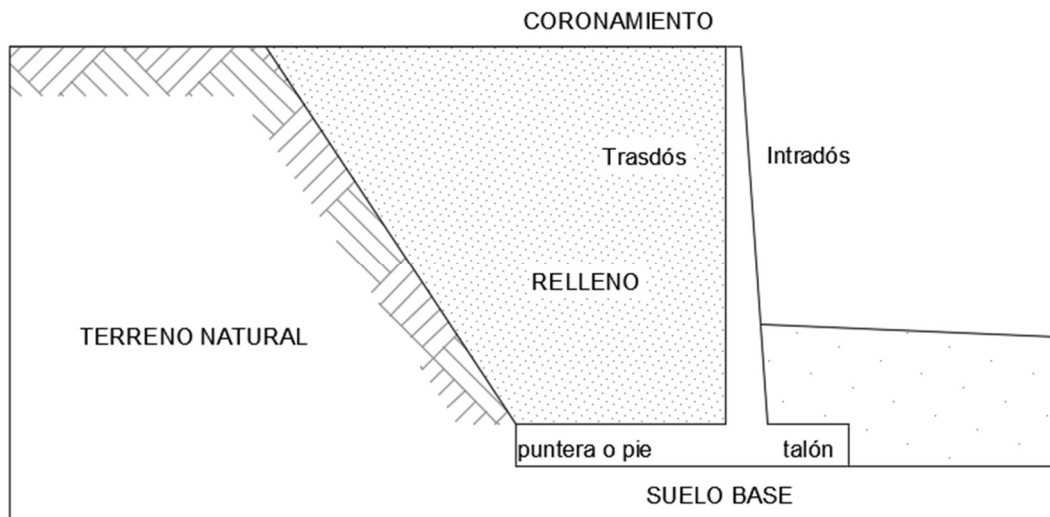


2. Diseño de muro de contención como defensa costera

Para el cálculo del muro se utilizarán criterios simplificados para lograr un primer predimensionado. Para el cálculo definitivo deberán utilizarse métodos y criterios más rigurosos.

Existen dos fases en el diseño de un muro de contención. En primer lugar, con los empujes de suelo se analiza la estabilidad de la estructura como un todo, verificando que no existan fallas posibles por deslizamiento, volcamiento o capacidad de carga del suelo. En segundo lugar, se analiza el muro y la losa y se determina la armadura necesaria en base a sus solicitaciones. Para verificar la estructura, deberá realizarse previamente un predimensionado que luego podrá ser modificado en caso de que la estructura no verifique por estabilidad.

Se realizará el cálculo de un muro vertical de contención tipo cantiléver o en voladizo. Este estará compuesto de un cuerpo delgado y una losa de base y no poseerá contrafuertes. El material será hormigón armado hormigonado in situ.



Partes de un muro cantiléver

3.2.1 RELLENO Y DRENAJE

Antes de continuar con el cálculo, es importante definir el material de relleno que se empleará para el muro.

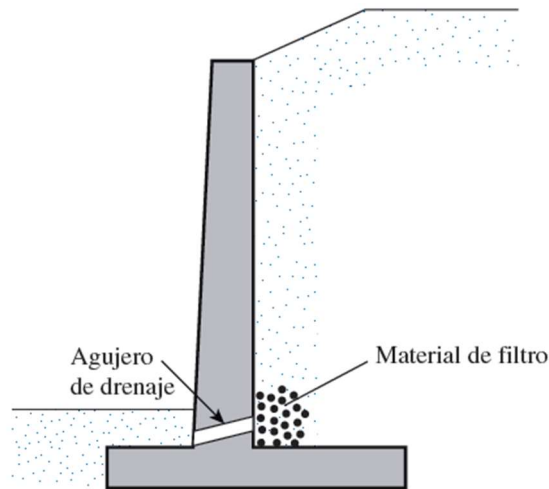
Siguiendo los pasos a realizar en la construcción de un muro cantiléver, en primer lugar, se excava el talud natural sobre la losa de base en las zonas que correspondan del trazado (hay zonas en las que el trazado del muro quedará fuera del talud). En segundo lugar, se encofrará y llenará el muro (muro + pie + talón). Luego se desencofrará, y finalmente, cuando el muro se encuentre con resistencia suficiente se rellena y compacta el suelo detrás de él (a trasdós).

En la zona de Kilómetro 5 los suelos son cohesivos y potencialmente expansivos, los suelos con estas características son difíciles de compactar y pueden generar comportamientos indeseados en la defensa. Por esta razón se decide hacer un recambio de suelo, y en lugar de colocar el mismo suelo que se removió del talud, se decide colocar como relleno un suelo granular seleccionado.



Colocar suelo seleccionado brindará mayor seguridad para las veredas debido a que se producirá menor variación volumétrica de la que se produciría al colocar suelos finos potencialmente expansivos. Adicionalmente tendremos mayor densidad aparente, lo cual aumenta la estabilidad general de la defensa.

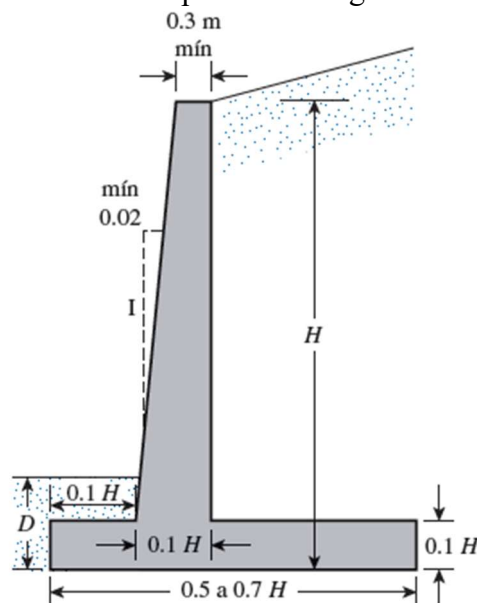
Como resultado de la lluvia y tras condiciones húmedas como puede ser el sobrepaso del mar a través de muros verticales, el material de relleno para un muro de retención se puede saturar, y por consiguiente aumenta la presión sobre el muro siendo más factible que se establezca una condición inestable. Por esta razón, se debe proporcionar un drenaje adecuado. En nuestro caso consideraremos drenajes protegidos por material granular que harán de filtros evitando que el suelo del relleno pueda obstruir los agujeros de drenaje.



Esquema de sistema de drenaje de muro cantiléver

3.2.2 PREDIMENSIONADO

Para realizar el predimensionado se emplearán las siguientes relaciones ^[9]:

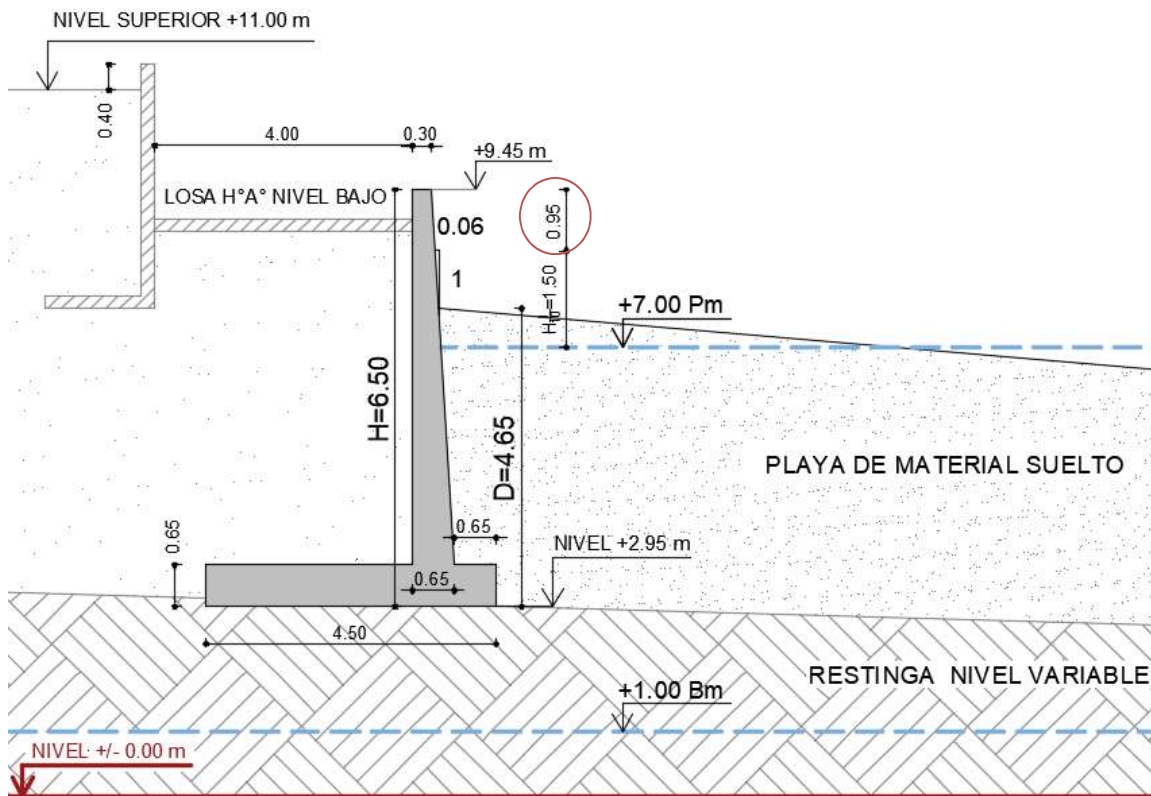


^[9] Braja M. Das. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones ” Séptima edición - ISBN: 987607481823-9, 2011.



Esquema con relación de lados para predimensionado. Fuente: (2)

El muro se fundará sobre restinga, y el talud tendrá una superficie superior horizontal. Planeando mantener el diseño de la defensa, es decir, manteniendo doble altura en el paseo costero se obtiene el siguiente esquema:



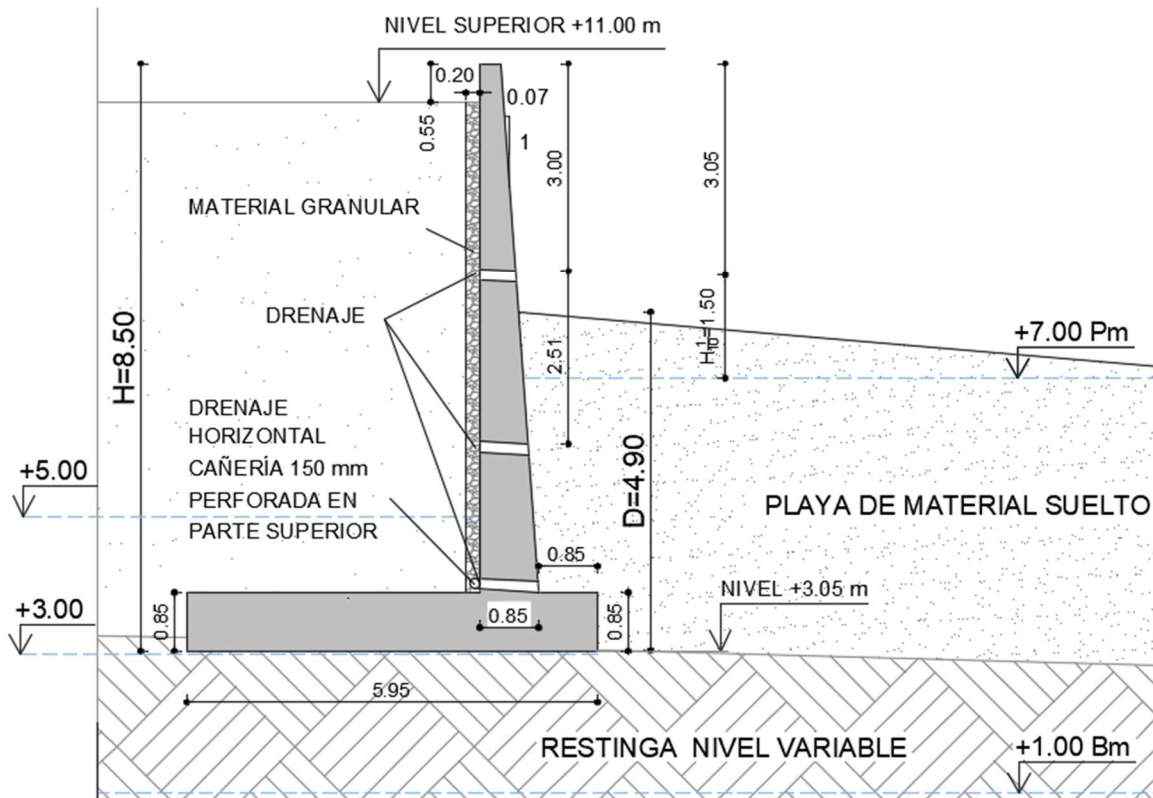
Esquema predimensionado con diseño original

Concibiendo el caso de pleamar + ola de altura $H_{1/10}$, tenemos una revancha de 0.95 m. Como se explicó previamente, los muros verticales generan que la ola se refleje por lo que aumenta su altura y energía. También debemos considerar que el nivel de la playa disminuirá a partir de la construcción del muro de contención. **Debido a estas condiciones se decide modificar el diseño al emplear muros verticales como protección costera.** La modificación consiste en eliminar el camino bajo, ya que, en caso de marejadas o tormentas con olas altas el camino bajo se inundaría por el sobrepaso del mar. Se deberá rever el trazado de la defensa para este nuevo diseño.

Repetiendo el predimensionado con el muro hasta el nivel del paseo +11.00 m obtenemos el esquema de la página siguiente, que para las mismas condiciones de marea y oleaje nos da una revancha mucho mayor, de 3.05 m.

El nivel freático sigue la variación de la marea, pero no de manera directa, sino que por la impermeabilidad del suelo tiene cierto desfase. De acuerdo a las normas japonesas se debería adoptar un nivel de Pm de +5.00 m, y un nivel de Bm de +3.00 m; y de según las normas estadounidenses es correcto adoptar como nivel freático al valor medio entre los niveles de pleamar y bajamar, es decir +4.00m. Se adoptará el criterio más desfavorable según cada hipótesis de carga.





Esquema predimensionado con muro hasta nivel +11.00 m. Drenaje del muro

Las dimensiones finales del muro serán las siguientes:

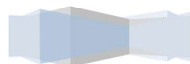
- Altura del muro $H=8.50$ m
- Altura de la playa $D=4.90$ m
- Ancho de la base $B=5.95$ m
- Espesor superior del muro = 0.30 m
- Espesor final del muro = 0.85 m

3.2.3 ESTADOS DE CARGA

Antes de plantear los estados de carga que se utilizarán para el cálculo es importante recordar que durante la etapa de construcción no se tendrá suelo a trasdós de la estructura. En pleamar, donde las acciones de grandes olas podrían volcar o hundir el muro de contención esta posibilidad puede ser determinante ya que usualmente el suelo a trasdós es quien ayuda a la estabilidad del conjunto debido a los empujes pasivos que se generan cuando el muro intenta empujar al suelo.

Este caso no se tendrá en cuenta por considerarse de poca duración dentro de la vida útil de la obra, sin embargo, es importante tenerlo en cuenta y será sumamente necesario apuntalar el muro adecuadamente para resistir durante la etapa constructiva las presiones que surgen de la acción del oleaje.

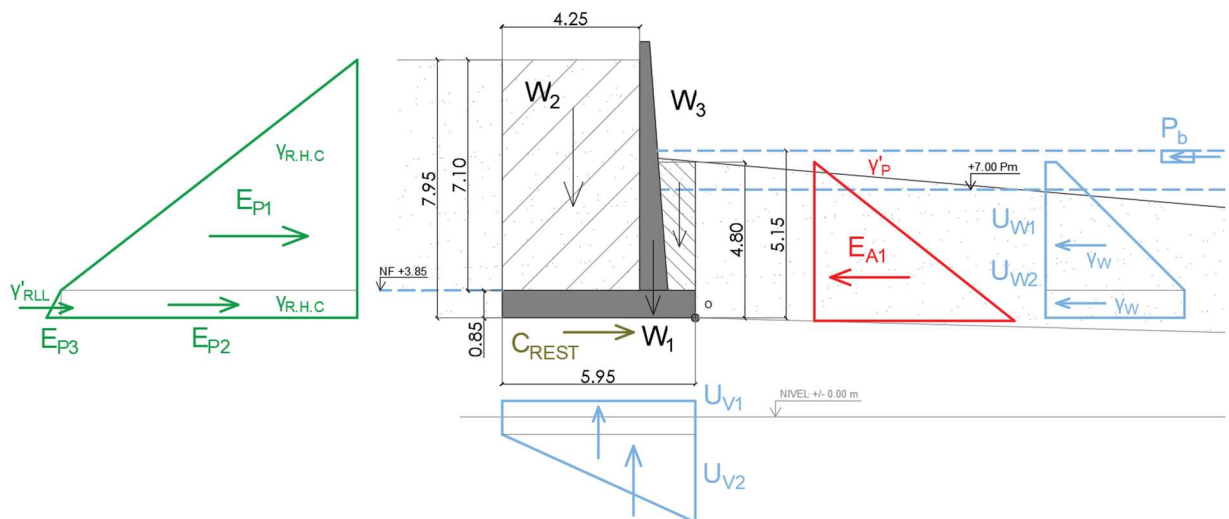
Los estados de carga a desarrollar son dos:



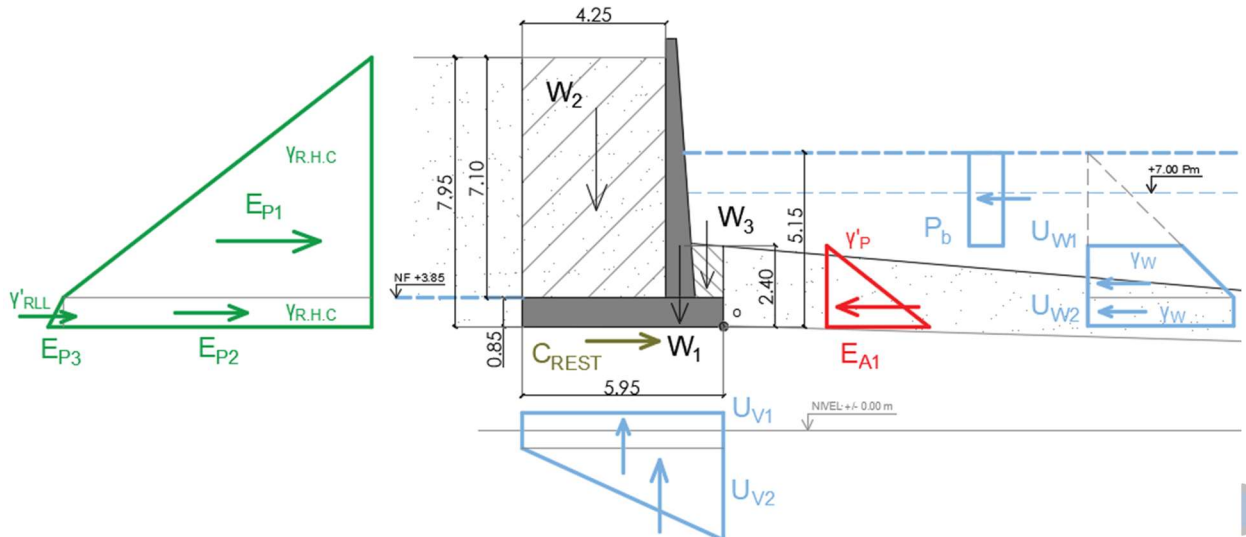
1. En el primer estado de carga **predomina la acción del mar**. Se supondrá la pleamar más alta junto con una altura de ola igual a $H_{1/3}$, y para que la combinación de cargas sea la más desfavorable no se considerará sobrecarga. Como la acción del oleaje predomina según esta hipótesis, se tendrá como empuje activo el de ésta y como empuje pasivo el del relleno a trasdós.

Como bien sabemos, el comportamiento de la playa luego de colocar el muro no es clara pero sí se puede decir que su nivel disminuye. Se dará el caso en el cual el empuje activo de la playa es el máximo manteniendo la altura actual y también el caso en el cual el nivel de la playa disminuye, por ejemplo, a la mitad de su nivel. En tal caso, la presión del mar será mayor y el empuje activo disminuirá. Como nivel freático se tomará el más desfavorable, es decir, el que genere un menor empuje pasivo en pleamar: $NF=+4.00$ m. Para simplificar los cálculos se tomará a la altura superior del pie $+3.85$ m.

Para calcular la presión del mar se empleará el método de Ito empleado usualmente para anteproyectos por servir tanto para olas rompientes como para olas no rompientes. A continuación, se pueden ver los esquemas en cada caso:



Esquema estado de carga N° 1.a



Esquema estado de carga N° 1.b

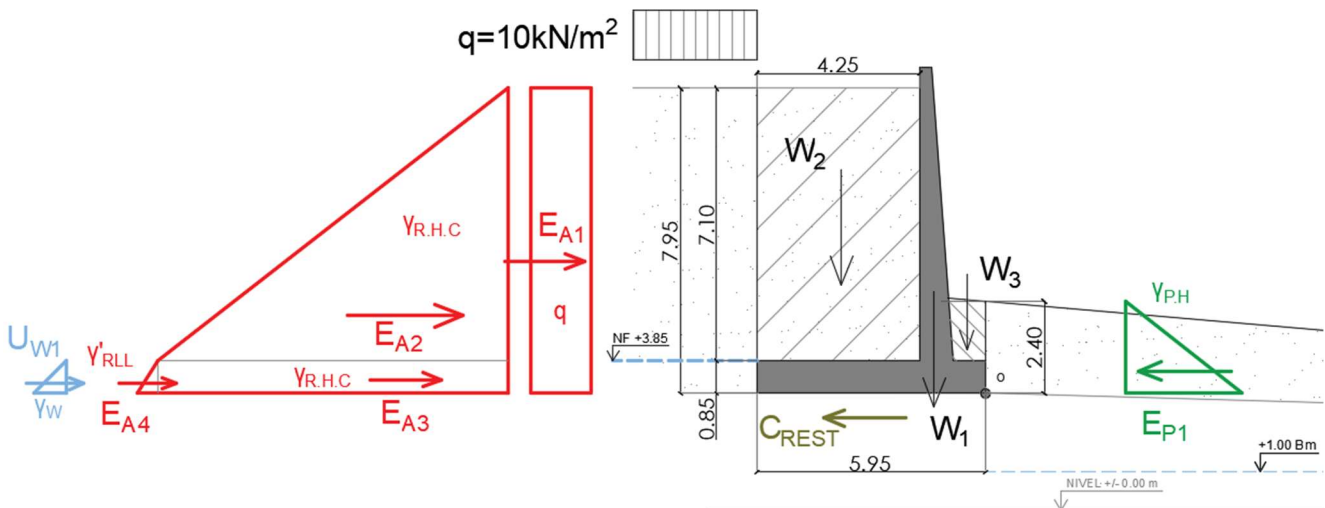
2. En esta hipótesis de carga **predomina el empuje del relleno**. Al contrario del caso anterior, para analizar el caso más desfavorable se considerará el nivel de agua en bajamar, por lo que no estará presente el empuje del agua a intradós y únicamente se tendrá el empuje pasivo de la playa. El empuje activo será el del talud a proteger.

Se empleará una sobrecarga de uso de 5 KN/m^2 , la cual se sumará al peso de una losa de 20 cm dando finalmente una carga de 10 KN/m^2 que se ubicará fuera de la base del muro para generar un efecto más desfavorable.

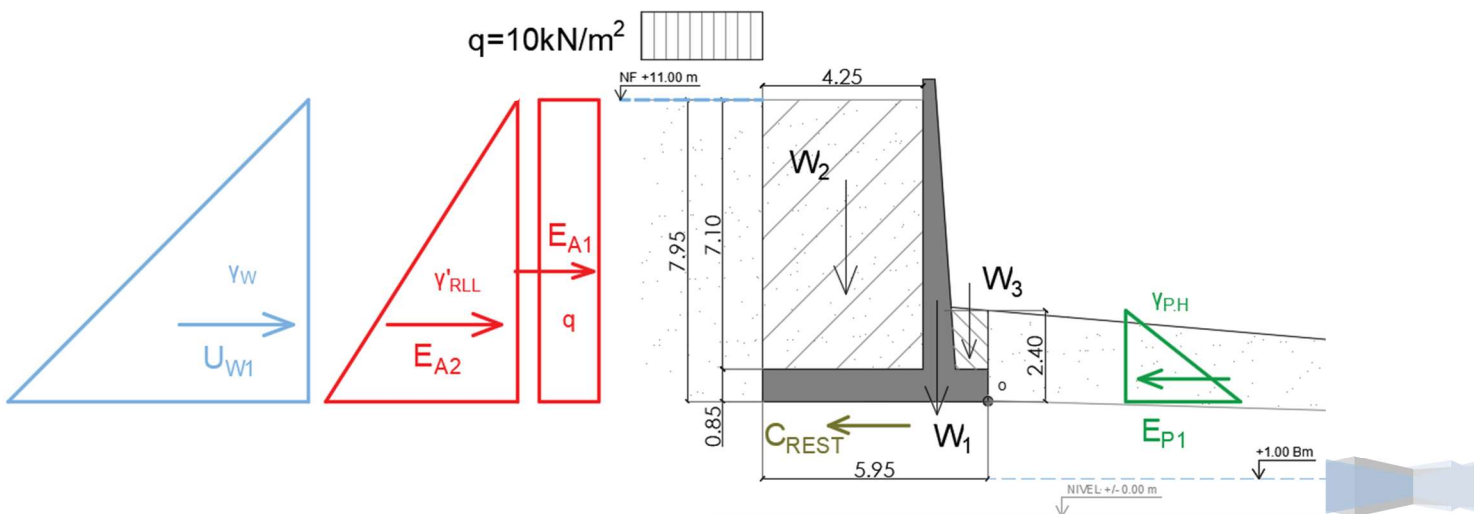
En cuanto al nivel freático, se considerará el que genere un mayor empuje activo en bajamar: $\text{NF} = +4.00 \text{ m}$. Para simplificar los cálculos se tomará a la altura superior del pie $+3.85 \text{ m}$.

Una variante a este estado de cargas será aquel que considere algún problema con el drenaje del suelo contenido a la vez que ocurran grandes lluvias o se tengan grandes sobrepasos debido a una marejada. En tal caso todo el suelo se encontrará saturado por tener el nivel freático a nivel de las losas de las veredas.

A continuación, se pueden ver los esquemas en cada caso:



Esquema estado de carga N° 2.a



Esquema estado de carga N° 2.b

Los casos que se verificarán serán el 1.b y el 2.a. El 1.a no se considera porque se supone que el empuje activo que puede generar la playa es menor que la presión ejercida por el mar. El caso 2.b no se calculará por no ser una situación posible, ya que los drenes justamente sirven para evitar que el nivel de la napa aumente su nivel. El agua no podría llegar a la parte superior del muro.

En ambas hipótesis se consideran las cargas de gravedad debidas al peso propio del muro y al peso del suelo sobre pie y talón, además de las subpresiones debido a la presencia de agua.

Por simplicidad se adoptará tanto para el mar como para el nivel freático a un peso específico de 1.05 KN/m³, dada esta simplificación en pleamar se contrarrestan los empujes del agua a cada lado del muro.

Cabe destacar que para el cálculo se empleará el método de Rankine para empujes de suelo. Ecuaciones de presiones:

$$P_{Activo} = \frac{\gamma \cdot z + q}{N_{\phi}} - \frac{2 \cdot C}{\sqrt{N_{\phi}}} \qquad P_{Pasivo} = (\gamma \cdot z + q) \cdot N_{\phi} + 2 \cdot C \cdot \sqrt{N_{\phi}}$$

Debido a que tanto la playa como el relleno a trasdós del muro son suelos granulares, el segundo término de la expresión de empuje debido a la cohesión no estará presente.

Se realizarán las verificaciones al vuelco y al deslizamiento con el primer estado de carga (1.b), y luego se repetirán los cálculos para el segundo estado de cargas (2.a).

3.2.4 PARÁMETROS DEL SUELO

Antes de comenzar el cálculo, es necesario contar con un estudio de suelos que permita realizar los ensayos correspondientes para conocer los parámetros del suelo (Pesos específicos, y parámetros de capacidad del suelo como son la cohesión y el ángulo de fricción). Si bien debido al carácter académico del presente estudio no ha sido posible realizar estudios de suelos en el lugar, se cuenta con datos de otros suelos que se estima son similares.

Recientemente se realizaron estudios de suelo en los taludes del parque Huergo, ubicado en el barrio General Mosconi, Kilómetro 3. De dichos estudios se obtuvieron los siguientes datos:

Restinga:

$$\begin{aligned} \gamma_{RSECO} &:= 13.7 \frac{kN}{m^3} & \gamma_{RH} &:= 17 \frac{kN}{m^3} & \gamma_{RSAT} &:= 18.5 \frac{kN}{m^3} \\ \phi_{Rest} &:= 38 \text{ deg} & C_{Rest} &:= 300 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Se considerarán los mismos valores para la restinga, y para determinar la distribución de los empujes laterales se emplearán datos de material granular de relleno (Arena mal graduada SP), y de otro material granular de playa, adoptando los parámetros de la bibliografía Braja M. Das. Los parámetros a emplear en los cálculos son los siguientes:



Relleno:

$$\begin{aligned} \text{Relleno húmedo y compactado} \quad \gamma_{R.H.C} &:= 18.9 \frac{kN}{m^3} & \gamma_{RSAT} &:= 20 \frac{kN}{m^3} \\ \phi_{RLL} &:= 37 \text{ deg} & C_{RLL} &:= 0 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Playa:

$$\begin{aligned} \gamma_{P.H} &:= 16 \frac{kN}{m^3} & \gamma_{PSAT} &:= 19.5 \frac{kN}{m^3} \end{aligned}$$

Para obtener los pesos específicos sumergidos, debemos restar a peso específico saturado el peso específico del agua.

$$\gamma_{Agua} := 10.5 \frac{kN}{m^3}$$

$$\gamma'_R := \gamma_{RSAT} - \gamma_{Agua} = 8 \frac{kN}{m^3}$$

$$\gamma'_{RLL} := \gamma_{RSAT} - \gamma_{Agua} = 9.5 \frac{kN}{m^3}$$

$$\gamma'_P := \gamma_{PSAT} - \gamma_{Agua} = 9 \frac{kN}{m^3}$$

Es importante aclarar nuevamente que en un caso real deberán verificarse los cálculos con los parámetros reales obtenidos de estudios de suelo en el lugar.

3.2.5 VERIFICACIÓN AL VUELCO Y AL DESLIZAMIENTO

La forma de trabajo consistirá en hallar las presiones de cada diagrama de empuje, y luego con estas presiones se calcularán los empujes con la superficie del diagrama de presiones.

ESTADO DE CARGA 1

Para el caso de carga 1 es necesario emplear un método para calcular la presión que ejerce el mar sobre el muro sobre el nivel de la playa. A esta presión P_b se la calculará con el método de Ito muy empleado en anteproyectos.

Ito

$$H_d := 1.20 \text{ m} \quad \text{Altura ola de diseño}$$

$$H_{m\acute{a}x} := 1.8 \cdot H_d = 2.16 \text{ m} \quad d := 5.15 \text{ m} - 2.40 \text{ m} = 2.75 \text{ m}$$

$$H_{m\acute{a}x} < d \quad \therefore \quad \text{Ola no rompiente}$$

Para olas no rompientes adopto los siguientes valores para P_b y P_u :

$$P_b := 0.7 \cdot \gamma_{Agua} \cdot H_d = 8.82 \frac{kN}{m^2}$$



1. Cálculo del empuje activo

$$p_{Activo} = \frac{\gamma \cdot z + q}{N_{\phi}} - \frac{2 \cdot C}{\sqrt{N_{\phi}}}$$

Al ser C=0 para suelos granulares como es el de la playa, desaparece el segundo término.

$$N_{\phi Playa} := \tan \left(45 \text{ deg} + \frac{\phi_{Playa}}{2} \right)^2 = 3 \quad z_{A1} := 2.40 \text{ m}$$

$$p_{A1} := \frac{\gamma'_P \cdot z_{A1}}{N_{\phi Playa}} = 7.2 \frac{kN}{m^2}$$

Empujes:

$$E_{A1} := p_{A1} \cdot \frac{z_{A1}}{2} = 8.64 \frac{kN}{m}$$

2. Cálculo de la subpresión y el empuje del agua

$$z_U := 5.15 \text{ m} \quad z_{NF} := 0.85 \text{ m} \quad Base := 5.95 \text{ m} \quad z_{Playa} := 2.40 \text{ m}$$

$$p_{UW1} := \gamma_{Agua} \cdot (z_U - z_{Playa}) = 28.875 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{UW2} := p_{UW1} + \gamma_{Agua} \cdot (z_{Playa} - z_{NF}) = 45.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{UNF} := \gamma_{Agua} \cdot z_{NF} = 8.925 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_b = 8.82 \frac{kN}{m^2}$$

Empujes:

$$E_{UW1} := p_{UW1} \cdot \frac{3}{2} (z_{Playa} - z_{NF}) = 67.134 \frac{kN}{m}$$

$$E_{UW2} := p_{UW2} \cdot z_{NF} = 38.378 \frac{kN}{m}$$

$$E_{UV1} := p_{UNF} \cdot Base = 53.104 \frac{kN}{m}$$

$$E_{Pb} := P_b \cdot (z_U - z_{Playa}) = 24.255 \frac{kN}{m}$$

$$1.25 \cdot H_{m\acute{a}x} = 2.7 \text{ m} \quad Revancha := 7.95 \text{ m} - 5.15 \text{ m} = 2.8 \text{ m}$$

$Revancha > 1.25 \cdot H_{m\acute{a}x} \quad \therefore$ No hay sobrepaso. Sin embargo, considero la revancha para la subpresión por tener valores muy próximos.

$$E_{UV2} := \gamma_{Agua} \cdot (z_U - z_{NF} + Revancha) \cdot \frac{Base}{2} = 221.786 \frac{kN}{m}$$



3. Cálculo de las fuerzas de gravedad

Se simbolizarán con b las distancias horizontales de la base, y con h las verticales. Para los pesos W_3 y W_1 directamente se trabajará con la superficie total y el centro de gravedad obtenidos del esquema.

$$b_2 := 4.25 \text{ m} \quad h_2 := 7.10 \text{ m}$$

$$Sup_{1a} := 4.40 \text{ m}^2 \quad Sup_{1b} := 5.05 \text{ m}^2 \quad Sup_3 := 1.44 \text{ m}^2$$

$$W_{1a} := \gamma_{\text{Hormigón}} \cdot Sup_{1a} = 110 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{1b} := (\gamma_{\text{Hormigón}} - \gamma_{\text{Agua}}) \cdot Sup_{1b} = 73.225 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_2 := \gamma_{R.H.C} \cdot b_2 \cdot h_2 = 570.308 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_3 := \gamma_{PSAT} \cdot Sup_3 = 28.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4. Cálculo del empuje pasivo

$$p_{\text{Pasivo}} = (\gamma \cdot z + q) \cdot N_{\phi} + 2 \cdot C \cdot \sqrt{N_{\phi}} \quad N_{\phi RLL} := \tan \left(45 \text{ deg} + \frac{\phi_{RLL}}{2} \right)^2 = 4.023$$

$$z_1 := 7.10 \text{ m} \quad z_2 := z_{NF} = 0.85 \text{ m} \quad z_3 := z_2$$

$$p_{P1} := \gamma_{R.H.C} \cdot z_1 \cdot N_{\phi RLL} = 539.818 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{P3} := \gamma'_{RLL} \cdot z_3 \cdot N_{\phi RLL} = 32.484 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Empujes:

$$E_{P1} := p_{P1} \cdot \frac{z_1}{2} = 1916.355 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{P2} := p_{P1} \cdot z_2 = 458.846 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{P3} := p_{P3} \cdot \frac{z_3}{2} = 13.806 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



5. Cálculo de la fuerza cohesiva (Adherencia)

$$k := 0.50 \quad A := C_{Rest} \cdot k \cdot Base = 892.5 \frac{kN}{m}$$

Se adopta un valor de k que varía entre 1/2 y 2/3. Este coeficiente indica que la cohesión del suelo no es igual a la fuerza de adherencia desarrollada.

Obtenidas todas las presiones y fuerzas estamos en condiciones de realizar las verificaciones correspondientes.

Cálculo del momento volcante (respecto al punto "O")

$$M_{V1} := E_{A1} \cdot \frac{1}{3} \cdot z_{A1} = 6.912 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Distancias al baricentro de cada diagrama de presiones desde el punto O.

$$z_{W1a} := 1.28 \text{ m} \quad z_{W1b} := \frac{Base}{2} = 2.975 \text{ m} \quad z_{W3} := 0.48 \text{ m}$$

Distancia al filo interior del muro desde el punto O. $x := 1.70 \text{ m}$

$$M_{V2} := W_{1a} \cdot z_{W1a} + W_{1b} \cdot z_{W1b} + W_2 \cdot (b_2 + x) + W_3 \cdot z_{W3} = 3765.452 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{V3} := E_{UW1} \cdot (1.61 \text{ m}) + E_{UW2} \cdot \frac{z_{NF}}{2} = 124.397 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{V4} := E_{pb} \cdot \left(z_{Playa} + \frac{(z_U - z_{Playa})}{2} \right) = 91.563 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\Sigma M_{Volcantes} := M_{V1} + M_{V2} + M_{V3} + M_{V4} = 3988.324 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Cálculo del momento estabilizante (respecto al punto "O")

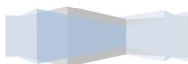
$$M_{E1} := E_{P1} \cdot \left(\frac{z_1}{3} + z_3 \right) + E_{P2} \cdot \frac{z_2}{2} + E_{P3} \cdot \frac{z_3}{3} = 6363.197 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{E2} := E_{UV1} \cdot \frac{Base}{2} + E_{UV2} \cdot \frac{Base}{3} = 597.86 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\Sigma M_{Estabilizantes} := M_{E1} + M_{E2} = 6961.056 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Verificación al vuelco

$$\frac{\Sigma M_{Estabilizantes}}{\Sigma M_{Volcantes}} = 1.745 \quad \frac{\Sigma M_{Estabilizantes}}{\Sigma M_{Volcantes}} > 2$$



Por ser menor a 2, el muro de contención no verifica al vuelco.

Para este estado de cargas los momentos estabilizantes son los debidos al empuje pasivo del suelo de relleno y a la subpresión del agua. Debido a que el estado de cargas es un caso ideal en el cual el NF se encuentra muy por debajo del nivel del mar en pleamar alta + tormenta (grandes olas) se considera que el factor de seguridad de 1.745 es aceptable y se continúa con las verificaciones.

Verificación al deslizamiento

Cálculo de las fuerzas deslizantes

$$\Sigma F_{deslizantes} := E_{A1} + E_{UW1} + E_{UW2} + E_{Pb} = 138.407 \frac{kN}{m}$$

Cálculo de las fuerzas resistentes

De acuerdo a la bibliografía empleada, el caso más desfavorable sería no considerar el aporte del empuje pasivo, para estas condiciones la única fuerza resistente sería la adherencia que existe con el fondo (restinga) y la fricción generada por el peso del muro y suelo.

Para calcular el aporte del peso a las fuerzas resistentes deberemos emplear el coeficiente de fricción del suelo. Se utiliza la siguiente ecuación:

$$(\Sigma F_{Verticales}) \cdot \tan(\delta)$$

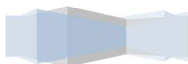
$$\delta_{Rest} := \frac{2}{3} \cdot \phi_{Rest} = 0.442$$

$$Fricción := (W_{1a} + W_{1b} + W_2 + W_3 - E_{UV1} - E_{UV2}) \cdot \tan(\delta_{Rest}) = 239.887 \frac{kN}{m}$$

$$\Sigma F_{Resist} := A + Fricción = 1132.387 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{\Sigma F_{Resist}}{\Sigma F_{deslizantes}} = 8.182 \quad \frac{\Sigma F_{Resist}}{\Sigma F_{deslizantes}} > 1.5 \quad \text{Verifica}$$

Por ser mayor a 1.5, el muro de contención verifica al deslizamiento.



ESTADO DE CARGA 2

1. Cálculo del empuje activo

$$p_{Activo} = \frac{\gamma \cdot z + q}{N_{\phi}} - \frac{2 \cdot C}{\sqrt{N_{\phi}}}$$

$$N_{\phi RLL} := \tan \left(45 \text{ deg} + \frac{\phi_{RLL}}{2} \right)^2 = 4.023$$

$$z_{A1} := 7.95 \text{ m} \quad z_{A2} := z_{A1} - z_{NF} = 7.1 \text{ m} \quad z_{A3} := z_{NF} = 0.85 \text{ m} \quad z_{A4} := z_{A3}$$

$$p_{A2} := \frac{\gamma_{R.H.C} \cdot z_{A2}}{N_{\phi RLL}} = 33.357 \frac{kN}{m^2} \quad q := 10 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{A3} := \frac{\gamma'_{RLL} \cdot z_{A3}}{N_{\phi RLL}} = 2.007 \frac{kN}{m^2}$$

Empujes:

$$E_{A1} := \frac{q \cdot z_{A1}}{N_{\phi RLL}} = 19.762 \frac{kN}{m}$$

$$E_{A2} := p_{A2} \cdot \frac{z_{A2}}{2} = 118.419 \frac{kN}{m} \quad E_{A3} := p_{A2} \cdot z_{A3} = 28.354 \frac{kN}{m}$$

$$E_{A4} := p_{A3} \cdot z_{A4} = 1.706 \frac{kN}{m}$$

2. Cálculo de la subpresión y el empuje del agua

$$p_{UNF} := \gamma_{Agua} \cdot z_{NF} = 8.925 \frac{kN}{m^2}$$

Empujes:

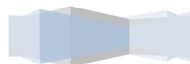
$$E_{UW1} := p_{UW1} \cdot \frac{z_{NF}}{2} = 12.272 \frac{kN}{m}$$

3. Cálculo de las fuerzas de gravedad

Se simbolizarán con b las distancias horizontales de la base, y con h las verticales. Para los pesos W3 y W1 directamente se trabajará con la superficie total y el centro de gravedad obtenidos del esquema.

$$b_2 := 4.25 \text{ m} \quad h_2 := 7.10 \text{ m}$$

$$Sup_{1a} := 4.40 \text{ m}^2 \quad Sup_{1b} := 5.05 \text{ m}^2 \quad Sup_3 := 1.44 \text{ m}^2$$



$$W_{1a} := \gamma_{Hormigón} \cdot Sup_{1a} = 110 \frac{kN}{m}$$

$$W_{1b} := (\gamma_{Hormigón} - \gamma_{Agua}) \cdot Sup_{1b} = 73.225 \frac{kN}{m}$$

$$W_2 := \gamma_{R.H.C} \cdot b_2 \cdot h_2 = 570.308 \frac{kN}{m}$$

$$W_3 := \gamma_{P.H} \cdot Sup_3 = 23.04 \frac{kN}{m}$$

4. Cálculo del empuje pasivo

$$P_{Pasivo} = (\gamma \cdot z + q) \cdot N_\phi + 2 \cdot C \cdot \sqrt{N_\phi} \quad N_{\phi Playa} := \tan \left(45 \text{ deg} + \frac{\phi_{Playa}}{2} \right)^2 = 3$$

$$z_1 := 2.40 \text{ m}$$

$$p_{P1} := \gamma_{P.H} \cdot z_1 \cdot N_{\phi Playa} = 115.2 \frac{kN}{m^2}$$

Empujes:

$$E_{P1} := p_{P1} \cdot \frac{z_1}{2} = 138.24 \frac{kN}{m}$$

5. Cálculo de la fuerza cohesiva (Adherencia)

$$k := 0.50 \quad A := C_{Rest} \cdot k \cdot Base = 892.5 \frac{kN}{m}$$

Cálculo del momento volcante (respecto al punto "O")

$$M_{V1} := E_{A1} \cdot \frac{z_{A1}}{2} + E_{A2} \cdot \left(\frac{z_{A2}}{3} + z_{NF} \right) + E_{A3} \cdot \frac{z_{A3}}{2} + E_{A4} \cdot \frac{z_{A4}}{2} = 472.245 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{V2} := E_{UW1} \cdot \frac{z_{A4}}{2} = 5.216 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\Sigma M_{Volcantes} := M_{V1} + M_{V2} = 477.461 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Cálculo del momento estabilizante (respecto al punto "O")

$$M_{E1} := E_{P1} \cdot \left(\frac{2.40 \text{ m}}{3} \right) = 110.592 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Distancia al filo interior del muro desde el punto O.

$$x := 1.70 \text{ m}$$

$$M_{E2} := W_{1a} \cdot z_{W1a} + W_{1b} \cdot z_{W1b} + W_2 \cdot (b_2 + x) + W_3 \cdot z_{W3} = 3763.033 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\Sigma M_{Estabilizantes} := M_{E1} + M_{E2} = 3873.625 \frac{kN \cdot m}{m}$$



Verificación al vuelco

$$\frac{\Sigma M_{Estabilizantes}}{\Sigma M_{Volcantes}} = 8.113 \qquad \frac{\Sigma M_{Estabilizantes}}{\Sigma M_{Volcantes}} > 2$$

Por ser mayor a 2, el muro de contención verifica al vuelco.

Verificación al deslizamiento

Cálculo de las fuerzas deslizantes

$$\Sigma F_{deslizantes} := E_{A1} + E_{A2} + E_{A3} + E_{A4} + E_{UW1} = 180.513 \frac{kN}{m}$$

Cálculo de las fuerzas resistentes

$$(\Sigma F_{Verticales}) \cdot \tan(\delta)$$

$$\delta_{Rest} := \frac{2}{3} \cdot \phi_{Rest} = 0.442$$

$$Fricción := (W_{1a} + W_{1b} + W_2 + W_3) \cdot \tan(\delta_{Rest}) = 367.637 \frac{kN}{m}$$

De acuerdo a la bibliografía empleada, el caso más desfavorable sería no considerar el aporte del empuje pasivo, para estas condiciones las fuerzas resistentes son la adherencia que existe con el fondo (restinga) y la fricción debida al peso de la estructura y el suelo.

$$\Sigma F_{Resist} := A + Fricción = 1260.137 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{\Sigma F_{Resist}}{\Sigma F_{deslizantes}} = 6.981 \qquad \frac{\Sigma F_{Resist}}{\Sigma F_{deslizantes}} > 1.5 \quad \text{Verifica}$$

Por ser mayor a 1.5, el muro de contención verifica al deslizamiento.



3.2.6 VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA

Trabajaremos con la ecuación general para conocer la capacidad de carga del suelo. Los factores de forma se eliminan de la expresión por ser igual a 1 en cimentaciones continuas. La expresión que utilizaremos será la siguiente:

$$q_u = C \times N_c \times F_{cd} \times F_{ci} + q \times N_q \times F_{qd} \times F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma' B \times N_\gamma \times F_{\gamma d} \times F_{\gamma i}$$

- Los factores de resistencia N_c , N_q y N_γ se obtienen por tabla con el ángulo de fricción interna, en este caso corresponde emplear el de la restinga.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25

Factores de la capacidad de carga para la teoría de Meyerhof

- C es la cohesión, γ' es el peso específico efectivo del suelo debajo de la fundación (restinga).
- B es el ancho de la fundación, en este caso la base del muro cantiléver.
- La presión efectiva de la tapada será q y se calcula como el producto del peso específico efectivo de cada estrato por su espesor:

$$q = \sum \gamma'_i \times D_i$$

- El resto de los coeficientes se calcularán directamente aplicando las ecuaciones de la bibliografía.

$$q_u = C_{Rest} \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q_{tapada} \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \gamma'_R \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

$$N_c := 61.35$$

$$N_q := 48.93$$

$$N_\gamma := 78.03$$

$$D := 7.95 \text{ m}$$



$$q_{tapada} := \gamma_{R.H.C} \cdot D = 150.255 \frac{kN}{m^2}$$

Situación más desfavorable.

$$e := 0.85 \text{ m} \quad B' := Base - 2 \cdot e = 4.25 \text{ m}$$

$$F_{\gamma d} := 1 \quad F_{qd} := 1 + 2 \cdot \tan(\phi_{Rest}) \cdot (1 - \sin(\phi_{Rest}))^2 \cdot \frac{D}{B'} = 1.432$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \left(\frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan(\phi_{Rest})} \right) = 1.441$$

Empuje total caso 2:

$$E_{Atotal} := E_{A1} + E_{A2} + E_{A3} + E_{A4} + E_{UW1} = 180.513 \frac{kN}{m}$$

Peso total caso 2:

$$W_{total} := W_{1a} + W_{1b} + W_2 + W_3 + 10 \frac{kN}{m^2} \cdot 4.25 \text{ m} = 819.073 \frac{kN}{m}$$

$$\psi = \tan^{-1} \cdot \left(\frac{E_{Atotal}}{W_{total}} \right) \quad \psi := 12.42856387 \text{ deg}$$

$$F_{qi} := \left(1 - \frac{\psi}{90 \text{ deg}} \right)^2 = 0.743 \quad F_{ci} := F_{qi} = 0.743$$

$$F_{\gamma i} := \left(1 - \frac{\psi}{\phi_{Rest}} \right)^2 = 0.453$$

$$q_u := C_{Rest} \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q_{tapada} \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot Base \cdot \gamma'_R \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = 28359.986 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{pie} := \frac{W_{total}}{Base} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{Base} \right) = 255.653 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{talón} := \frac{W_{total}}{Base} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{Base} \right) = 19.666 \frac{kN}{m^2}$$

$$FS := \frac{q_u}{q_{pie}} = 110.932 \quad FS > 3 \text{ Verifica}$$

El suelo verifica ampliamente, por lo que se evitará la falla por capacidad de carga del suelo.

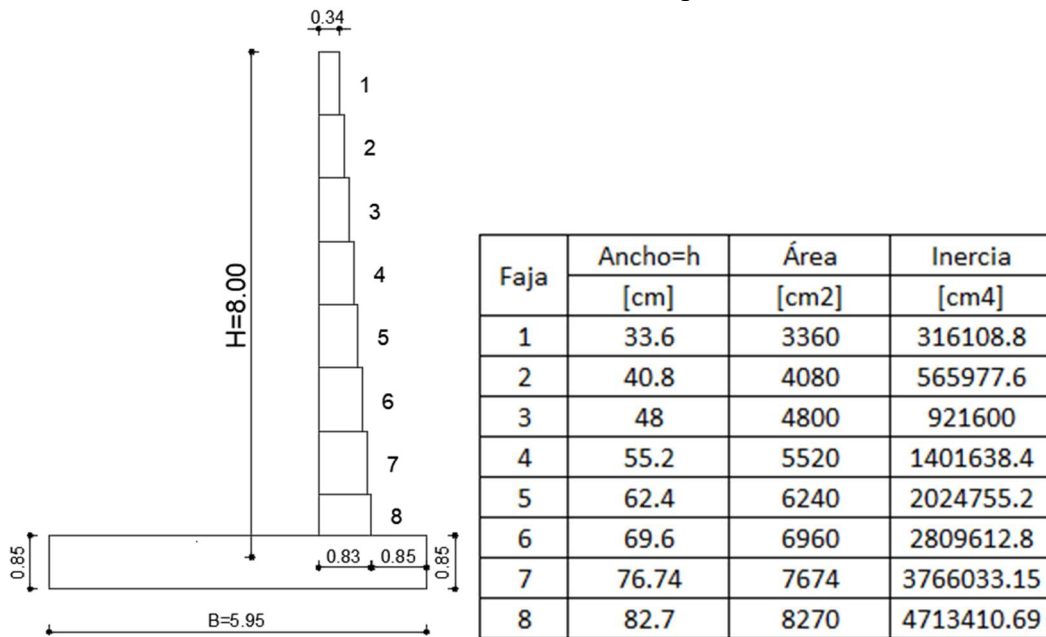


3.2.7 SOLICITACIONES

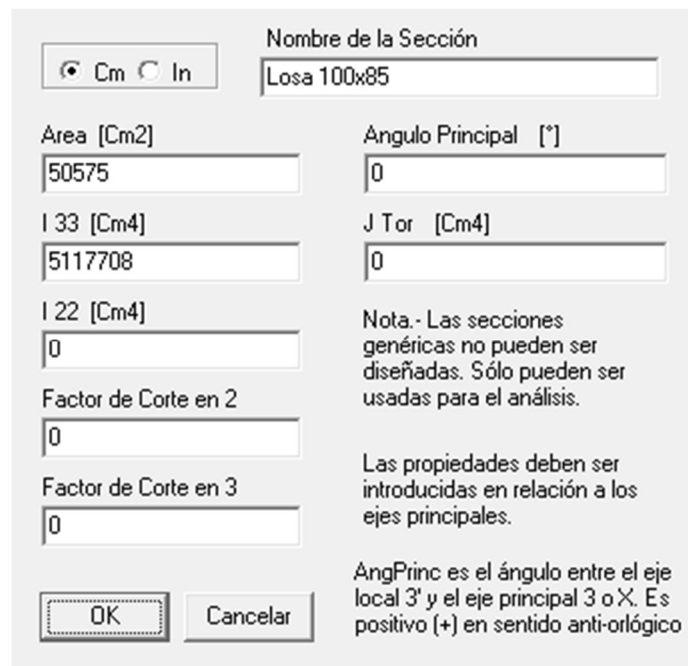
Las solicitaciones del muro se calcularán con el programa AVwin. Para cargar la estructura se emplearán barras que representen pie, talón y muro vertical de la estructura, estas barras están unidas entre sí con un empotramiento (sin articulación).

El muro se calculará como si tuviera 1.00 m de ancho. La inercia que se empleará será según el eje z perpendicular a la hoja, ya que los momentos se producen en el plano xy.

A la altura del muro (8.00 m) se le adicionarán nudos cada 1.00m, donde cada faja tendrá una sección recta constante igual al promedio del espesor de muro para dicha faja. En cuanto a la losa se tomará la sección real de 85 cm de espesor.



Secciones e inercias para AVwin – Muro



Nombre de la Sección: Losa 100x85

Cm In

Area [Cm²]: 50575

I 33 [Cm⁴]: 5117708

I 22 [Cm⁴]: 0

Factor de Corte en 2: 0

Factor de Corte en 3: 0

Angulo Principal [°]: 0

J Tor [Cm⁴]: 0

Nota.- Las secciones genéricas no pueden ser diseñadas. Sólo pueden ser usadas para el análisis.

Las propiedades deben ser introducidas en relación a los ejes principales.

AngPrinc es el ángulo entre el eje local 3' y el eje principal 3 o X. Es positivo (+) en sentido anti-órlogico

OK Cancelar

Secciones e inercias para AVwin – Pie y talón

Se empleará para el cálculo hormigón H-25, con las siguientes características:

<input checked="" type="radio"/> Kg-Cm <input type="radio"/> Lb-In	
Material es...	
<input type="radio"/> Acero <input checked="" type="radio"/> Hormigón armado <input type="radio"/> Otro	
Nombre del material	H-25
Módulo de elasticidad [Kg/Cm ²]	240000
Tensión de fluencia del acero Fy [Kg/Cm ²]	4200
Coefficiente de Poisson	0.2
Tensión de rotura del hormigón Fc [Kg/Cm ²]	250
Peso específico [Kg/Cm ³]	0.0025
Factor de Constante de torsión J (0 = 0.05)	0
Coef. de dilatación térmica [1/°C]	1E-5
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancelar"/>	

Propiedades del material (AVwin)

En cuanto a los vínculos externos se colocarán resortes cada 0.85 m, y un móvil horizontal en el extremo para tomar las fuerzas horizontales evitando que la estructura se modele de forma isostática. Para determinar el coeficiente K del resorte se empleará la simplificación de que para una carga en faja de ancho B el coeficiente de Balasto Ks resulta:

$$Ks \cong \frac{E_0}{B}$$

Donde E₀ es el coeficiente edométrico o módulo de deformación, y se obtiene por tabla en función del tipo de suelo y su carga última de rotura del suelo. Previamente se determinó el valor de q_u del suelo, el cual resultó ser:

$$q_u = 28360 \frac{kN}{m^2} = 2,84 \frac{kN}{cm^2}$$

De la bibliografía consultada^[10], obtenemos que para arcillas compactas el módulo de deformación varía entre 90 a 180 Kg/cm² para cargas últimas entre 2 y 4 kN/cm². Interpolando, para q_u=2,84 kN/cm² el módulo de deformación es E₀=128 Kg/cm². Y como sabemos que el ancho de la base es de 5.95 m, el coeficiente de Balasto es:

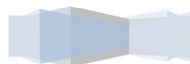
$$Ks \cong \frac{E_0}{B} = \frac{128 \frac{kgf}{cm^2}}{595cm} = 0.215 \frac{kgf}{cm^3}$$

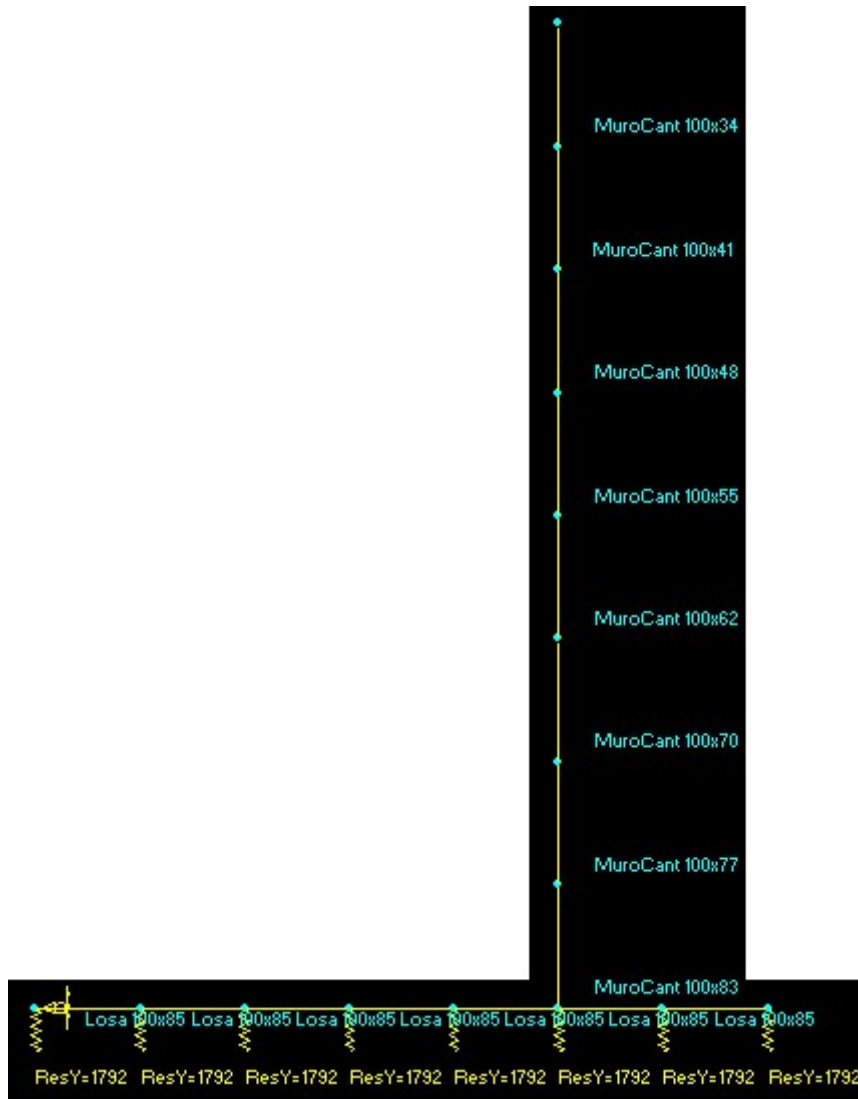
Luego, empleando el área de influencia de cada resorte, podemos calcular el coeficiente K del resorte:

$$K_{resorte} = AI \times Ks = 85cm \times 100cm \times 0.215 \frac{kgf}{cm^3} = 1827.5 \frac{kgf}{cm}$$

$$K_{resorte} := 1827.5 \frac{kgf}{cm} = 1792.165 \frac{kN}{m}$$

[10] José Jiménez Salas. “Geotecnia y Cimientos III” – ISBN 8472070174, 1980.





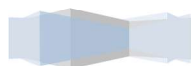
Esquema de estructura (AVwin)

La hipótesis de carga a emplear será la del caso 2, empleada para la verificación a la estabilidad. No se considerarán los esfuerzos para el caso 1 ya que cuando actúa la presión del mar se tiene también la resistencia del empuje de suelo que ayuda en la toma de esfuerzos. Como combinación de cargas se emplearán todas las cargas actuando al mismo tiempo sin coeficientes de mayoración.

$$Combinación = E_A + E_q + E_p + pp$$

Los empujes activos y pasivos serán cargas triangulares. El empuje activo debido a la sobrecarga será una carga rectangular.

A continuación, se presenta una tabla en donde se muestran los valores de las cargas para cada faja en la zona inferior y superior.



Faja	qs	EA [kN/m]		EP [kN/m]	
	[kN/m]	superior	inferior	superior	inferior
1	2.486		4.17	-	-
2	2.486	4.17	8.34	-	-
3	2.486	8.34	12.51	-	-
4	2.486	12.51	16.68	-	-
5	2.486	16.68	20.85	-	-
6	2.486	20.85	25.02	0	38.4
7	2.486	25.02	29.19	38.4	76.8
8	2.486	29.19	33.36	76.8	115.2

Los resultados obtenidos del programa son los que se muestran a continuación:

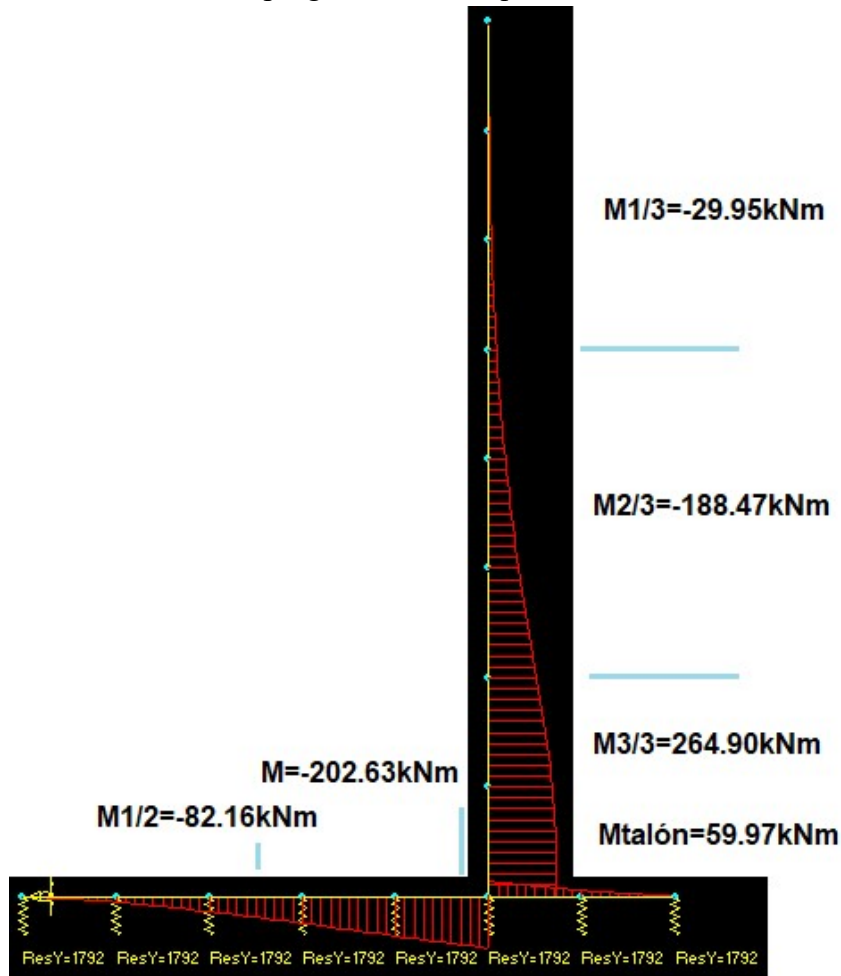


Diagrama de momentos

Momentos máximos para cada tramo del muro y de la losa:

- Pie ½ (2.125 m): -82.16 kNm
- Pie máximo (4.25 m): -202.63 kNm
- Talón: 59.97 kNm
- Muro 1/3 (5 a 8 m medidos desde la base): -29.95 kNm
- Muro 2/3 (2 a 5 m medidos desde la base): -188.47 kNm
- Muro 3/3 máximo: -264.9 kNm



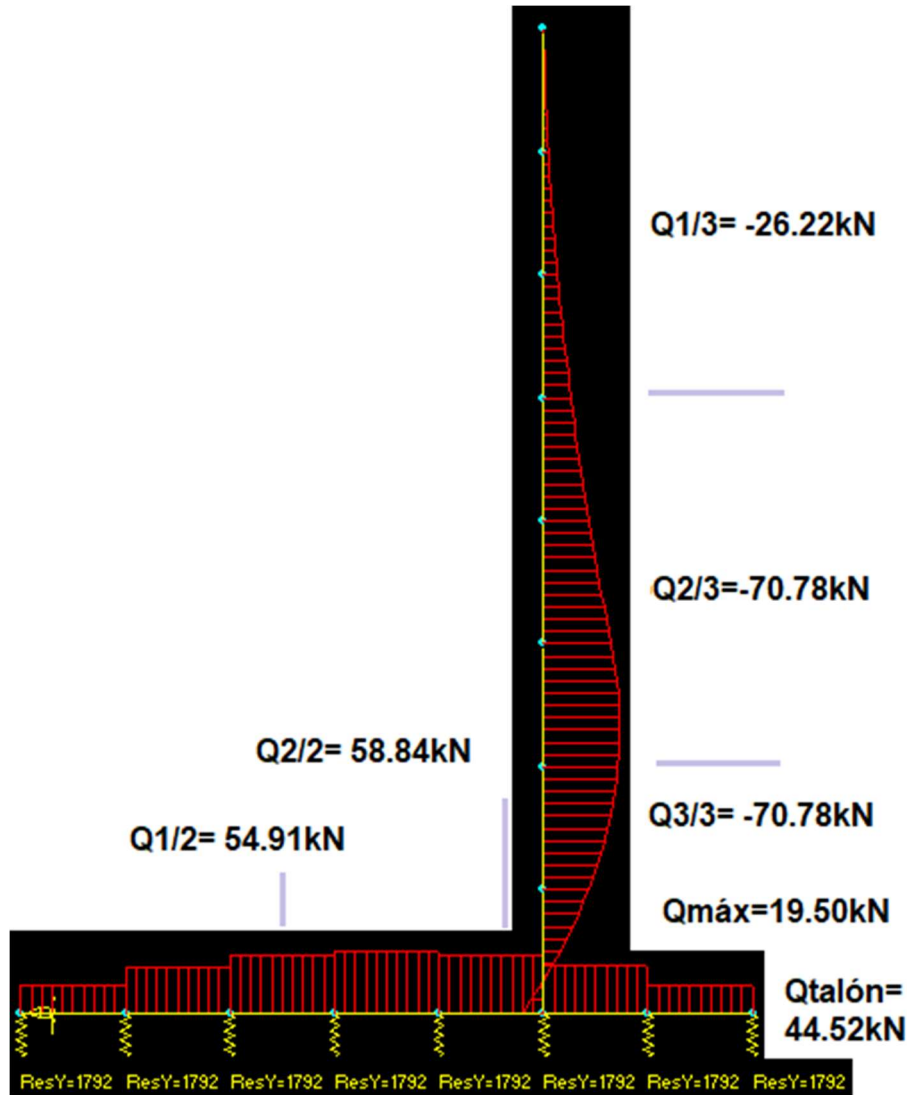


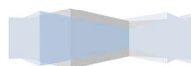
Diagrama de corte

Corte máximo para cada tramo del muro y de la losa:

- Pie ½ (2.125 m): 54.91 kN
- Pie máximo (4.25 m): 58.84 kN
- Talón: 44.52 kN
- Muro 1/3 (5 a 8 m medidos desde la base): -26.22 kN
- Muro 2/3 (2 a 5 m medidos desde la base): -70.78 kN
- Muro 3/3 máximo: -70.78 kN
- El 20% del muro se encuentra con valores de corte positivo, el valor máximo de corte positivo es: 19.50 kN

El equilibrio del nudo se cumple perfectamente ya que el momento en el nudo es de -262.59 kNm (-264.76 kNm es el máximo).

$$-262.59kNm + 202.63kNm + 59.97kNm = 0.01 kNm$$



3.2.8 DIMENSIONADO DE ARMADURAS

Obtenidas las solicitaciones máximas para cada tramo se calcularán ambas piezas estructurales a flexión.

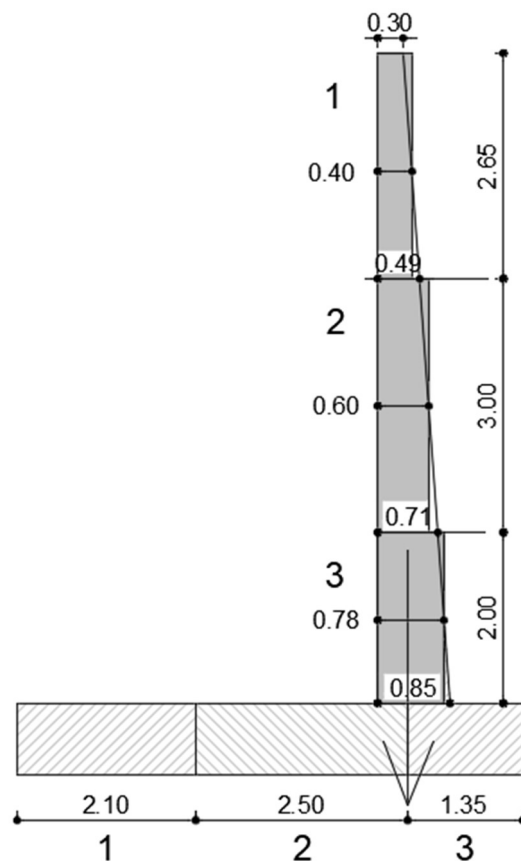
En el caso del muro, podría considerarse como una columna de 1.00 m de ancho, que recibe cargas axiales de compresión debidas al peso propio y flexionales debido al empuje como se mostró anteriormente (Flexión compuesta simple). Debido a que las cargas de flexión son mayores que las cargas a compresión, es probable que el muro se calcule a flexo compresión con flexión dominante.

En el caso del pie y talón se calcularán como una losa también de 1.00 m de ancho que recibe flexión pura.

Para el cálculo se empleará el reglamento CIRSOC 201/05 actualmente en vigencia. ^[11]

**En el capítulo 14 “Tabiques” se indica que los muros de contención en voladizo deberán ser diseñados de acuerdo al capítulo 10 “Cargas axiales y flexión”, con armadura horizontal mínima que respete la cuantía mínima de 0.002 para tabiques.*

Debido a que el muro es de sección variable, cada tramo se calculará como si tuviera un espesor medio y las siguientes alturas:



Esquema para el dimensionado de armaduras

Para los recubrimientos se tiene en cuenta que la designación de la estructura es M3: Ambiente marino sumergido en zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicadura del mar.

[11] “Reglamento argentino de estructuras de hormigón”. CIRSOC 201/05 – INTI, 2005.

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
C L	Húmedo o sumergido, con cloruros de origen diferente del medio marino		Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Superficies de hormigón expuestas al rociado o la fluctuación del nivel de agua con cloruros Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desagües industriales 	<ul style="list-style-type: none"> Piletas de natación sin revestir. Fundaciones en contacto con aguas subterráneas Cisternas en plantas potabilizadoras Elementos de puentes
M 1	Marino	Al aire	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> A más de 1 km. de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales. 	<ul style="list-style-type: none"> Construcciones alejadas de la costa pero en la zona de influencia de los vientos cargados de sales marinas (*).
M 2		Al aire	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> A menos de 1 km. de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales 	<ul style="list-style-type: none"> Construcciones próximas a la costa.
M 3		Sumergidos	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas. 	<ul style="list-style-type: none"> Estructuras de defensas costeras Fundaciones y elementos sumergidos de puentes y edificios en el mar
		Sumergidos	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> En la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar 	<ul style="list-style-type: none"> Estructuras de defensas costeras, fundaciones y elementos de puentes y edificios

(*) La distancia máxima depende de la dirección de los vientos predominantes. Cuando ellos provengan del mar, como ocurre en la mayor parte del litoral de la Provincia de Buenos Aires, esta zona está entre 1 km y 10 km. En la mayor parte de la Patagonia esta zona es inexistente. El Director del Proyecto deberá acotar los límites de aplicación de esta zona de agresividad.

Tabla 2.1: "Exposiciones generales que producen corrosión" CIRSOC 201/05

	Condición	Recubrimiento mínimo en mm
(a)	<input type="checkbox"/> Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1.)	50
(b)	Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	35 30
(c)	Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:	

Tabla 7.7.1: "Recubrimientos mínimos" CIRSOC 201/05

Corresponde aumentar en un 50% el recubrimiento de la tabla de acuerdo al reglamento Cirsoc. Por lo tanto, el recubrimiento de la losa (pie y talón) será mayor a 7.5 cm, y el del muro será mayor a 5.25 cm. Se adoptan recubrimientos de 8 y 6 centímetros respectivamente.

Antes de comenzar con el dimensionado de las armaduras se colocarán las solicitaciones máximas para cada uno de los tres tramos del muro y la losa. Para obtener las fuerzas de compresión se consideró el peso propio y una carga lineal de 1 kN/m para considerar el peso de una posible baranda pesada o mampostería sobre el coronamiento del muro.

	Losa			Muro		
	1	2	3	1	2	3
M [kNm]	-82	-203	60	-30	-189	-265
N [kN]	-	-	-	28.5	73.5	111
Q [kN]	55	59	45	-26	-71	-71
b [cm]	100	100	100	100	100	100
e [cm]	85	85	85	40	60	78
r [cm]	8	8	8	6	6	6
d [cm]	77	77	77	34	54	72

Resumen solicitaciones y dimensiones

Habiendo definido las características anteriormente mencionadas estamos en condiciones de dimensionar la armadura.



Armadura vertical - Muro tramo 3

$$N := 111 \text{ kN} \quad f'_c := 25 \text{ MPa} \quad \text{Calidad del hormigón}$$

$$M := -265 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad f_y := 420 \text{ MPa} \quad \text{Calidad del acero}$$

A fines prácticos, se utiliza un coeficiente de mayoración de cargas de 1.4 aunque lo correcto sería realizar las combinaciones de cargas mayoradas que indica el CIRSOC, donde se utiliza un coeficiente de mayoración distinto dependiendo del tipo de carga.

$$N_u := 1.4 \cdot N = 155.4 \text{ kN}$$

$$M_u := 1.4 \cdot M = -371 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El dimensionado se realiza considerando el ancho medio de 78 cm. La cara traccionada es la interna por estar empotrado en su base. La altura útil d se mide desde la zona exterior del muro hasta la armadura de la cara interna del mismo.

$$h := 78 \text{ cm} \quad r := 6 \text{ cm} \quad d := h - r = 0.72 \text{ m} \quad b_w := 1.00 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e := \frac{|M_u|}{N_u} = 2.387 \text{ m} \quad \frac{e}{h} = 3.06$$

$\frac{e}{h} > 1 \Rightarrow$ Flexocompresión con gran excentricidad. Se utiliza la tabla auxiliar N°1 por tener predominio de flexión.

El dimensionado se realiza como una losa, ya que se trata de un elemento superficial sometido principalmente a flexión.

La armadura principal se ubica en la cara en contacto con el suelo de forma vertical, y la armadura de repartición se coloca transversal a la misma, de forma horizontal. En la cara externa se colocará armadura de piel.

Momento nominal:

$$\phi := 0.9 \quad \text{Coeficiente de minoración de resistencia para flexión}$$

$$M_n := \frac{|M_u|}{\phi} = 412.222 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_n := \frac{N_u}{\phi} = 172.667 \text{ kN} \quad y_e := \frac{h}{2} - r = 0.33 \text{ m}$$

$$M_{ne} := M_n - N_n \cdot y_e = 355.242 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$mn_{m\acute{a}x} := 0.268$$

$$\Delta M_n := M_{ne} - mn_{m\acute{a}x} \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2 = -2597.046 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por ser menor a 0 kNm corresponde colocar armadura simple.

$$m_n := \frac{M_{ne}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} = 0.032 \quad k_a := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} = 0.033$$



$$k_{amin} := 0.066 \quad k_{amax} := 0.319 \quad k_a < k_{amin} \quad \Rightarrow \text{uso } k_{amin}$$

$$k_a := k_{amin}$$

Armadura necesaria:

$$A_s := k_a \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_w \cdot d + \frac{N_n}{f_y} = 28.154 \text{ cm}^2$$

Debemos verificar que la armadura sea mayor a la mínima que determina el reglamento CIRSOC para elementos sometidos a flexión (Sección 10.5).

$$A_{smín.1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \quad A_{smín.1} := \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 420} \cdot b_w \cdot d = 21.429 \text{ cm}^2$$

$$A_{smín.2} = 1.4 \cdot \frac{b_w \cdot d}{f_y} \quad A_{smín.2} := 1.4 \cdot \frac{b_w \cdot d}{420} = 24 \text{ cm}^2$$

La armadura adoptada verifica. Se adoptará la armadura comercial al final para unificar barras a lo largo de todo el muro Cantiléver.

Armadura vertical - Muro tramo 2

Debido a que el tramo más solicitado del muro dio armadura mínima, se calculará la armadura para los tramos 1 y 2 empleando el k_a mínimo.

$$N := 73.5 \text{ kN} \quad N_u := 1.4 \cdot N = 102.9 \text{ kN}$$

$$M := -189 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_u := 1.4 \cdot M = -264.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n := \frac{|M_u|}{\phi} = 294 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad N_n := \frac{N_u}{\phi} = 114.333 \text{ kN}$$

$$h := 60 \text{ cm} \quad r := 6 \text{ cm} \quad d := h - r = 0.54 \text{ m} \quad b_w := 1.00 \text{ m}$$

$$k_{amin} := 0.066 \quad k_a := k_{amin}$$

Armadura necesaria:

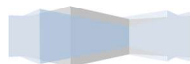
$$A_s := k_a \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_w \cdot d + \frac{N_n}{f_y} = 20.754 \text{ cm}^2$$

$$A_{smín.1} := \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 420} \cdot b_w \cdot d = 16.071 \text{ cm}^2$$

$$A_{smín.2} := 1.4 \cdot \frac{b_w \cdot d}{420} = 18 \text{ cm}^2$$

Armadura vertical - Muro tramo 1

$$N := 28.5 \text{ kN} \quad N_u := 1.4 \cdot N = 39.9 \text{ kN}$$



$$M := -30 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_u := 1.4 \cdot M = -42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_n := \frac{|M_u|}{\phi} = 46.667 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad N_n := \frac{N_u}{\phi} = 44.333 \text{ kN}$$

$$h := 40 \text{ cm} \quad r := 6 \text{ cm} \quad d := h - r = 0.34 \text{ m} \quad b_w := 1.00 \text{ m}$$

$$k_{amin} := 0.066 \quad k_a := k_{amin}$$

Armadura necesaria:

$$A_s := k_a \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_w \cdot d + \frac{N_n}{f_y} = 12.409 \text{ cm}^2$$

$$A_{smín.1} := \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 420} \cdot b_w \cdot d = 10.119 \text{ cm}^2$$

$$A_{smín.2} := 1.4 \cdot \frac{b_w \cdot d}{420} = 11.333 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada

Muro tramo 1	$\phi 12 \text{ c} / 9 \text{ cm}$	$12.55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$Nec (12.409 \text{ cm}^2)$
Muro tramo 2	$\phi 16 \text{ c} / 9 \text{ cm}$	$22.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$Nec (20.754 \text{ cm}^2)$
Muro tramo 3	$\phi 20 \text{ c} / 18 \text{ cm} + \phi 16 \text{ c} / 18 \text{ cm}$	$28.60 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$Nec (28.154 \text{ cm}^2)$

Verificación de la separación mínima reglamentaria:

$$d_b := 12 \text{ mm} \quad s \leq 2.5 \cdot e_{mín} \quad 2.5 \cdot 30 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

$$s \leq 25 \cdot d_b \quad 25 \cdot d_b = 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$9 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \therefore \text{Verifica}$$

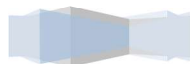
Armadura vertical - Cara comprimida

Para la armadura de repartición se considerará la mitad de la armadura vertical mínima requerida para tabiques por el reglamento CIRSOC 05. Para barras de diámetro menor a 16 mm corresponde aplicar una cuantía de 0.0012. Entre 1/3 y 1/2 deberá colocarse en la cara comprimida. Considerando 1/2 tenemos:

$$\rho_{mín} := 0.0012$$

$$A_{g3} := 78 \text{ cm} \cdot 1 \text{ m} = 0.78 \text{ m}^2 \quad \text{Área de hormigón tramo 3}$$

$$A_{s3} := \left(\frac{\rho_{mín} \cdot A_{g3}}{1 \text{ m}} \right) \cdot \frac{1}{2} = 4.68 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Sección de acero necesaria tramo 3}$$



$$A_{g2} := 60 \text{ cm} \cdot 1 \text{ m} = 0.6 \text{ m}^2$$

Área de hormigón tramo 2

$$A_{s2} := \left(\frac{\rho_{\min} \cdot A_{g2}}{1 \text{ m}} \right) \cdot \frac{1}{2} = 3.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Sección de acero necesaria tramo 2

$$A_{g1} := 40 \text{ cm} \cdot 1 \text{ m} = 0.4 \text{ m}^2$$

Área de hormigón tramo 1

$$A_{s1} := \left(\frac{\rho_{\min} \cdot A_{g1}}{1 \text{ m}} \right) \cdot \frac{1}{2} = 2.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Sección de acero necesaria tramo 1

Armadura adoptada

Como armadura de piel, en la cara comprimida se colocarán barras también cada 18 cm, para unificar el armado, pero en este caso las barras serán de diámetro 10 para los dos primeros tramos, y de diámetro 8 para el tramo superior.

Muro tramo 2 y 3: $\phi 8 \text{ c} / 9 \text{ cm}$

Muro tramo 1: $\phi 8 \text{ c} / 18 \text{ cm}$

$$5.58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$2.79 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificación al corte

$$V_u := 1.6 \cdot (-71 \text{ kN}) = -113.6 \text{ kN}$$

Corte máximo (Tramo 3 y 2)

$$\phi := 0.75$$

Coefficiente de minoración de resistencia para corte

$$V_n := \frac{|V_u|}{\phi} = 151.467 \text{ kN}$$

$$V_n < V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c := \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1 \cdot 0.72 \cdot 1000 = 600 \text{ kN}$$

Como los tramos más solicitados a corte verifican, el muro completo verifica al corte.

Armadura horizontal

Para la armadura horizontal, tendremos en cuenta la armadura de contracción y temperatura que de acuerdo al reglamento CIRSOC 05 tendrá una cuantía mínima de:

$$\rho_{\min} := 0.002$$

Por otro lado, la armadura de contracción y fragüe se coloca, según indica el reglamento, 1/3 en la cara en contacto con el suelo, y 2/3 en la cara externa, debido a que esta última es la que se encuentra más expuesta a los cambios de temperatura y humedad.

Tramo 1:

$$A_{g1} := 40 \text{ cm} \cdot 1 \text{ m} = 0.4 \text{ m}^2$$

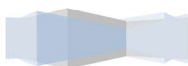
Área de hormigón tramo 1

$$A_{s1} := \frac{\rho_{\min} \cdot A_{g1}}{1 \text{ m}} = 8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Sección de acero necesaria tramo 1

$$A_{s_ext} := A_{s1} \cdot \frac{2}{3} = 5.333 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_int} := A_{s1} - A_{s_ext} = 2.667 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$



$$\phi 8 \text{ c/ } 10 \text{ cm} \quad 5.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \phi 8 \text{ c/ } 10 \text{ cm} \quad 5.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Tramo 2:

$$A_{g2} := 60 \text{ cm} \cdot 1 \text{ m} = 0.6 \text{ m}^2 \quad \text{Área de hormigón tramo 2}$$

$$A_{s2} := \frac{\rho_{\min} \cdot A_{g2}}{1 \text{ m}} = 12 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Sección de acero necesaria tramo 2}$$

$$A_{s_{\text{ext}}} := A_{s2} \cdot \frac{2}{3} = 8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{s_{\text{int}}} := A_{s2} - A_{s_{\text{ext}}} = 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi 10 \text{ c/ } 10 \text{ cm} \quad 7.85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \phi 8 \text{ c/ } 10 \text{ cm} \quad 5.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Tramo 3:

$$A_{g3} := 78 \text{ cm} \cdot 1 \text{ m} = 0.78 \text{ m}^2 \quad \text{Área de hormigón tramo 3}$$

$$A_{s3} := \frac{\rho_{\min} \cdot A_{g3}}{1 \text{ m}} = 15.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Sección de acero necesaria tramo 3}$$

$$A_{s_{\text{ext}}} := A_{s3} \cdot \frac{2}{3} = 10.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{s_{\text{int}}} := A_{s3} - A_{s_{\text{ext}}} = 5.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi 12 \text{ c/ } 10 \text{ cm} \quad 11.30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \phi 8 \text{ c/ } 10 \text{ cm} \quad 5.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura- Losa tramo 2

Se realizará el cálculo al igual que en una losa tradicional, para la armadura en la cara comprimida se deberá colocar armadura mínima. Por tener toda la losa la misma sección se realiza el cálculo para el tramo más solicitado.

$$M := -203 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A fines prácticos, se utiliza un coeficiente de mayoración de cargas de 1.4 aunque lo correcto sería realizar las combinaciones de cargas mayoradas que indica el CIRSOC, donde se utiliza un coeficiente de mayoración distinto dependiendo del tipo de carga.

$$M_u := 1.4 \cdot M = -284.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h := 85 \text{ cm} \quad r := 8 \text{ cm} \quad d := h - r = 0.77 \text{ m} \quad b_w := 1.00 \text{ m}$$

Momento nominal:

$$\phi := 0.9 \quad \text{Coeficiente de minoración de resistencia para flexión}$$

$$M_n := \frac{|M_u|}{\phi} = 315.778 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_n := \frac{M_n}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} = 0.025 \quad k_a := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} = 0.025$$



$$k_{amin} := 0.066 \quad k_{amax} := 0.319 \quad k_a < k_{amin} \quad \Rightarrow \text{uso } k_{amin}$$

$$k_a := k_{amin}$$

Armadura necesaria:

$$A_s := \frac{k_a \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_w \cdot d}{1 \text{ m}} = 25.713 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Debido a que tanto el pie como el talón requieren armadura mínima, ésta se aplicará a lo largo de toda la losa. Si bien el pie requiere armadura superior por tener momentos negativos, y el talón requiere armadura inferior por tener momentos positivos la armadura mínima se colocará en la zona superior e inferior.

Armadura adoptada

$$\text{Losas tramos 1, 2 y 3} \quad \phi 20 \text{ c/ } 12 \text{ cm} \quad 26.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{superior e inferior}$$

Verificación al corte

$$V_u := 1.6 \cdot (59 \text{ kN}) = 94.4 \text{ kN} \quad \text{Corte máximo (Tramo 2)}$$

$$\phi := 0.75 \quad \text{Coeficiente de minoración de resistencia para corte}$$

$$V_n := \frac{|V_u|}{\phi} = 125.867 \text{ kN}$$

$$V_n < V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad V_c := \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1 \cdot 0.72 \cdot 1000 = 600 \text{ kN}$$

Como el tramo más solicitado a corte verifica, la losa completa verifica al corte.

Longitud de empalme

$$I_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b > 0.30 \text{ m} \quad d_b := 20 \text{ mm}$$

Factor por ubicación de la armadura. Para armadura vertical corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_t := 1$$

Factor por revestimiento. Para armadura sin revestir corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_e := 1$$

Factor por diámetro de la armadura. Para armadura $\phi > 16$ corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_s := 1$$

Factor por hormigón con agregado liviano. Para H° de densidad normal corresponde un valor 1.

$$\lambda := 1$$

$$I_d := \frac{9}{10} \cdot \frac{420}{\sqrt{25}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b = 1.512 \text{ m}$$

$$l_d := 1.3 \cdot I_d = 1.966 \text{ m}$$

Adopto una longitud de 2.00 m.



$$I_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b > 0.30 \text{ m} \quad d_b := 16 \text{ mm}$$

Factor por ubicación de la armadura. Para armadura vertical corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_t := 1$$

Factor por revestimiento. Para armadura sin revestir corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_e := 1$$

Factor por diámetro de la armadura. Para armadura $\phi \leq 16$ corresponde un valor igual a 0.8.

$$\psi_s := 0.8$$

Factor por hormigón con agregado liviano. Para H° de densidad normal corresponde un valor 1.

$$\lambda := 1$$

$$I_d := \frac{9}{10} \cdot \frac{420}{2\sqrt{25}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b = 0.968 \text{ m}$$

$$l_d := 1.3 \cdot I_d = 1.258 \text{ m}$$

Adopto una longitud de 1.30 m.

$$I_d := \frac{9}{10} \cdot \frac{420}{2\sqrt{25}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b = 0.968 \text{ m}$$

$$l_d := 1.3 \cdot I_d = 1.258 \text{ m}$$

Adopto una longitud de 1.30 m.

$$I_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b > 0.30 \text{ m} \quad d_b := 8 \text{ mm}$$

Factor por ubicación de la armadura. Para armadura vertical corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_t := 1$$

Factor por revestimiento. Para armadura sin revestir corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_e := 1$$

Factor por diámetro de la armadura. Para armadura $\phi \leq 16$ corresponde un valor igual a 0.8.

$$\psi_s := 0.8$$

Factor por hormigón con agregado liviano. Para H° de densidad normal corresponde un valor 1.

$$\lambda := 1$$

$$I_d := \frac{9}{10} \cdot \frac{420}{2\sqrt{25}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b = 0.484 \text{ m}$$

$$l_d := 1.3 \cdot I_d = 0.629 \text{ m}$$

Adopto una longitud de 0.70 m.

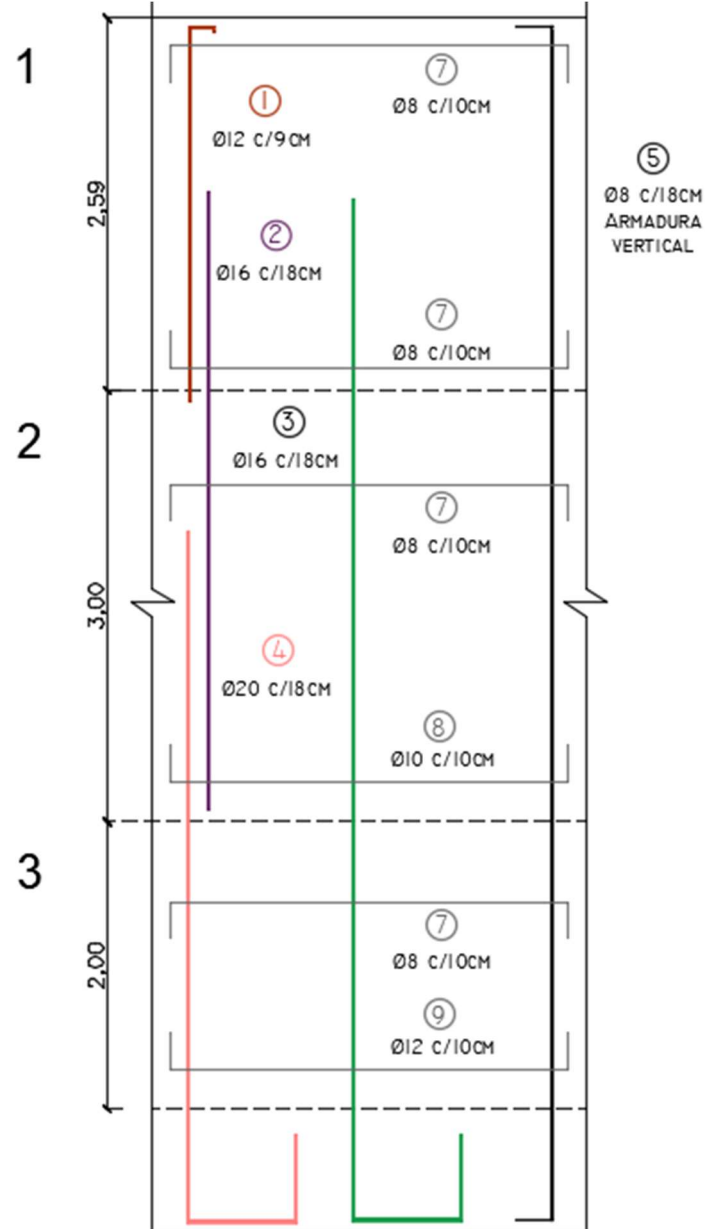
Se realizará el empalme de barras verticales con una longitud de 2.00 m para el tramo 2 debido a que las barras del tramo 1 tienen un diámetro de 20 mm. Para el empalme del tramo 1 se empleará una longitud de 1.30 m debido a que el diámetro de las barras del tramo 2 son de 16 mm. Las barras de 16 mm continúan del tramo 3 al tramo 2. Por otro lado, para las barras verticales de la cara externa el empalme será de 0.70 porque todas las barras son de diámetro 8 mm.



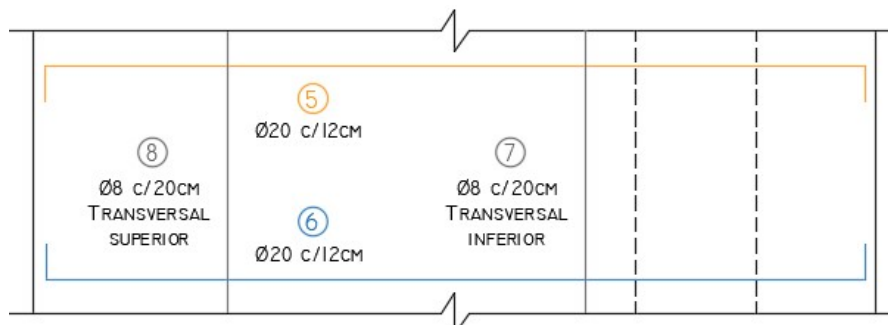
3.2.9 DETALLE DE ARMADO

Se indica a continuación la cantidad de barras y su disposición dentro del muro considerando las longitudes de empalme.

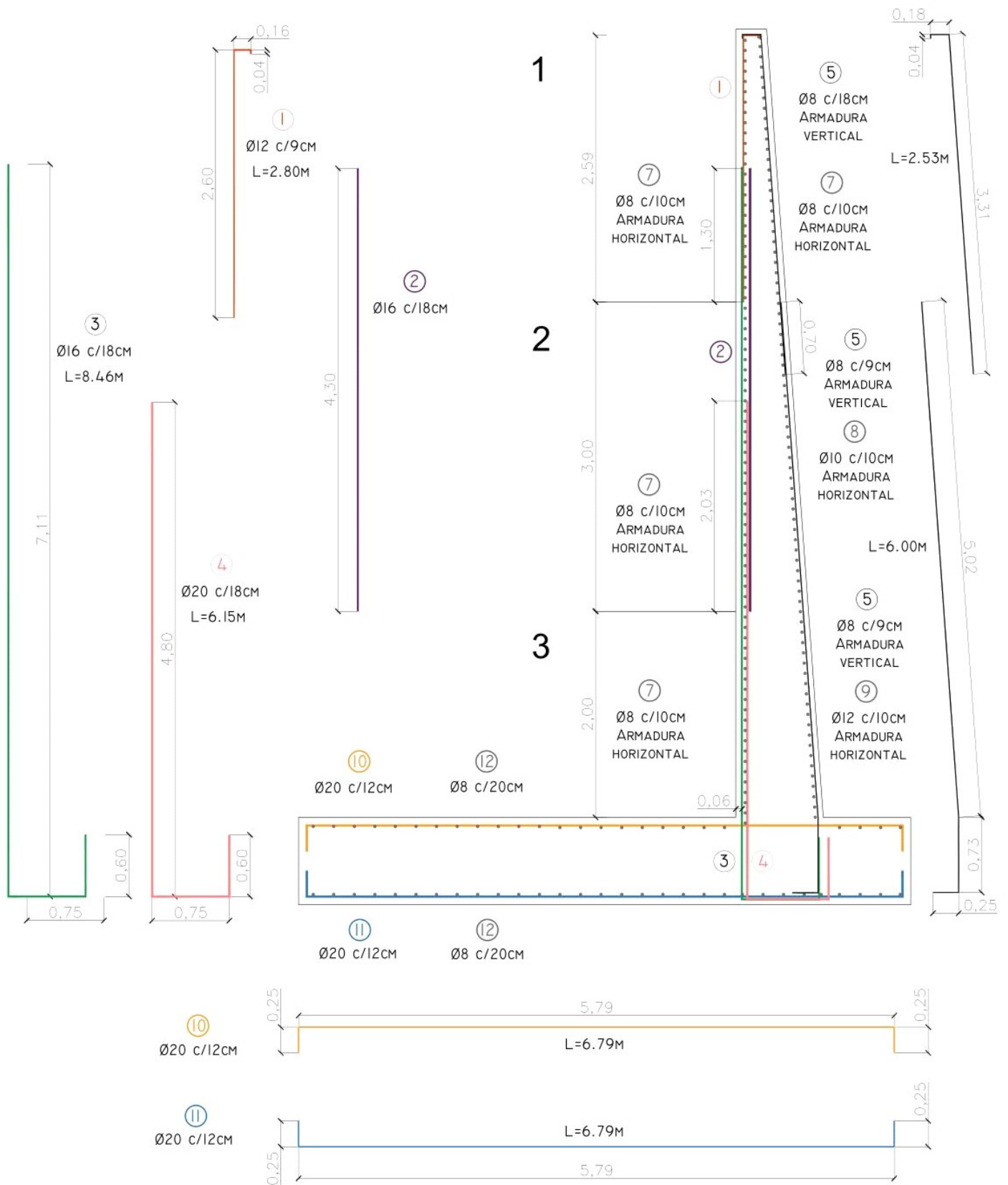
Se adiciona armadura constructiva en las losas del pie y talón del muro.



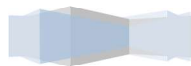
Armaduras de muro



Armaduras de losa de muro



Detalle de armado y despiece muro Cantiléver



3. Diseño de escollero como defensa costera

3.3.1 ROCAS DISPONIBLES

En la zona se dispone de dos tipos de rocas ígneas aptas para su uso en obras de defensa marina. Estos son pórfidos provenientes de la zona de Cerro Dragón, con un peso específico del orden de **2.80 t/m³**, y rocas provenientes de la zona de la cantera de caliza de petroquímica, con un peso específico de alrededor de 2.45 t/m³. Se emplearán las rocas de Cerro Dragón, cuya cantera se ubica a 85 km al oeste de la ciudad.

3.3.2 CONTENCIÓN DEL SUELO

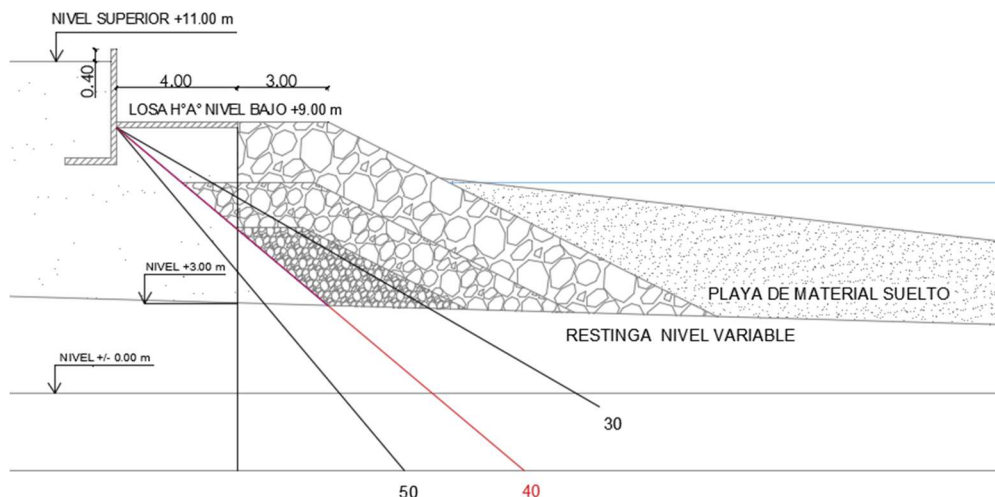
Anteriormente, en la etapa de diseño, se planteó una sección de tres capas que comenzaba sobre una pared vertical de suelo. A pesar de ello, en esta etapa se decide realizar un talud con el suelo del barranco (arcillas y limos secos principalmente) con un ángulo de talud natural para que el volumen de suelo sea estable. En función a valores de referencia se define que para arcillas secas el ángulo debe variar entre 30° y 50° medidos desde la horizontal.

Arena fina, seca...	10 a 20°
Arena fina, mojada...	15 a 25°
Arcilla húmeda...	0a 20°
Arcilla seca...	30 a 50°
Grava...	30 a 40°
Tierra vegetal...	30 a 45°
Marga...	30 a 45°
Roca...	50 a 90°

Valores de referencia ángulo de talud natural. Fuente: Construmatica.com

Se elige un ángulo de inclinación de 40° ya que el talud se encuentra protegido por el peso de las rocas a lo largo de todo el trazado y por la restinga en su base.

El ángulo del talud comienza a medirse desde el nivel bajo del paseo costero, quedando una porción de suelo en vertical debajo de la losa, protegido con la coraza:



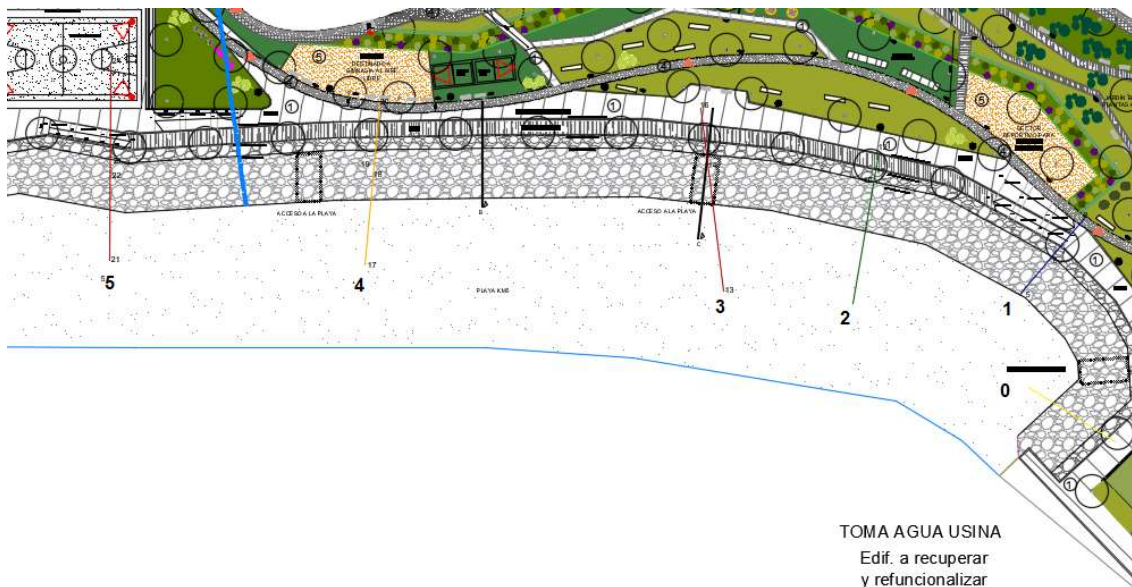
Ángulo del talud en el proyecto

3.3.3 DISEÑO DE SECCIÓN DE LA DEFENSA

En base a los perfiles de playa relevados en la primera etapa del proyecto, podemos decir que los niveles de playa y suelo son aproximadamente iguales para las secciones 5, 4, 3 y 2. Por esta razón, para el diseño de la defensa se trabajará con una “sección promedio” que tenga características medias entre todo el recorrido de la defensa.

La sección 1 es diferente ya que esta zona es más baja y actualmente se encuentra el cauce de agua. Por otro lado, en la sección 0 tenemos la casa de bombas por lo que el contacto entre la defensa y el suelo será diferente.

Sin embargo, el cálculo se realizará únicamente para las primeras secciones ya que la acción del oleaje impacta sobre ellas y no sobre la zona del perfil 1 y 0 debido a que se encuentran protegidas por la casa de bombas y sus muros verticales.



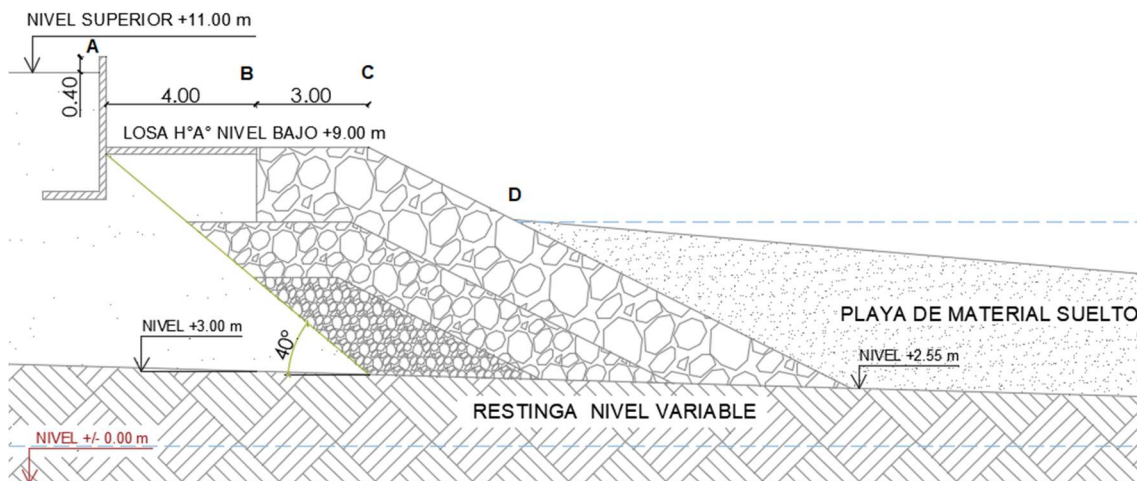
Perfiles relevados sobre el proyecto



Perfiles relevados sobre el terreno actual (Google Earth)

Los niveles del proyecto serán los mismos en todos los casos (Nivel superior e inferior del paseo, inicio y pendiente de la defensa), lo que varía de un perfil a otro será el terreno natural y la playa. Para establecer la pendiente de la playa promedio se dibujarán los puntos conocidos de la playa y luego se adoptará como línea de playa la tendencia entre estos puntos.

A continuación, se muestran los niveles del terreno para los cuatro puntos más importantes del perfil (A, B, C y D). La cota de proyecto es de +11.00 m para el nivel en muro de contención, y de +9.00 m para el nivel de unión vereda enrocado y coronamiento.



Esquema de la defensa (Puntos A, B, C y D)

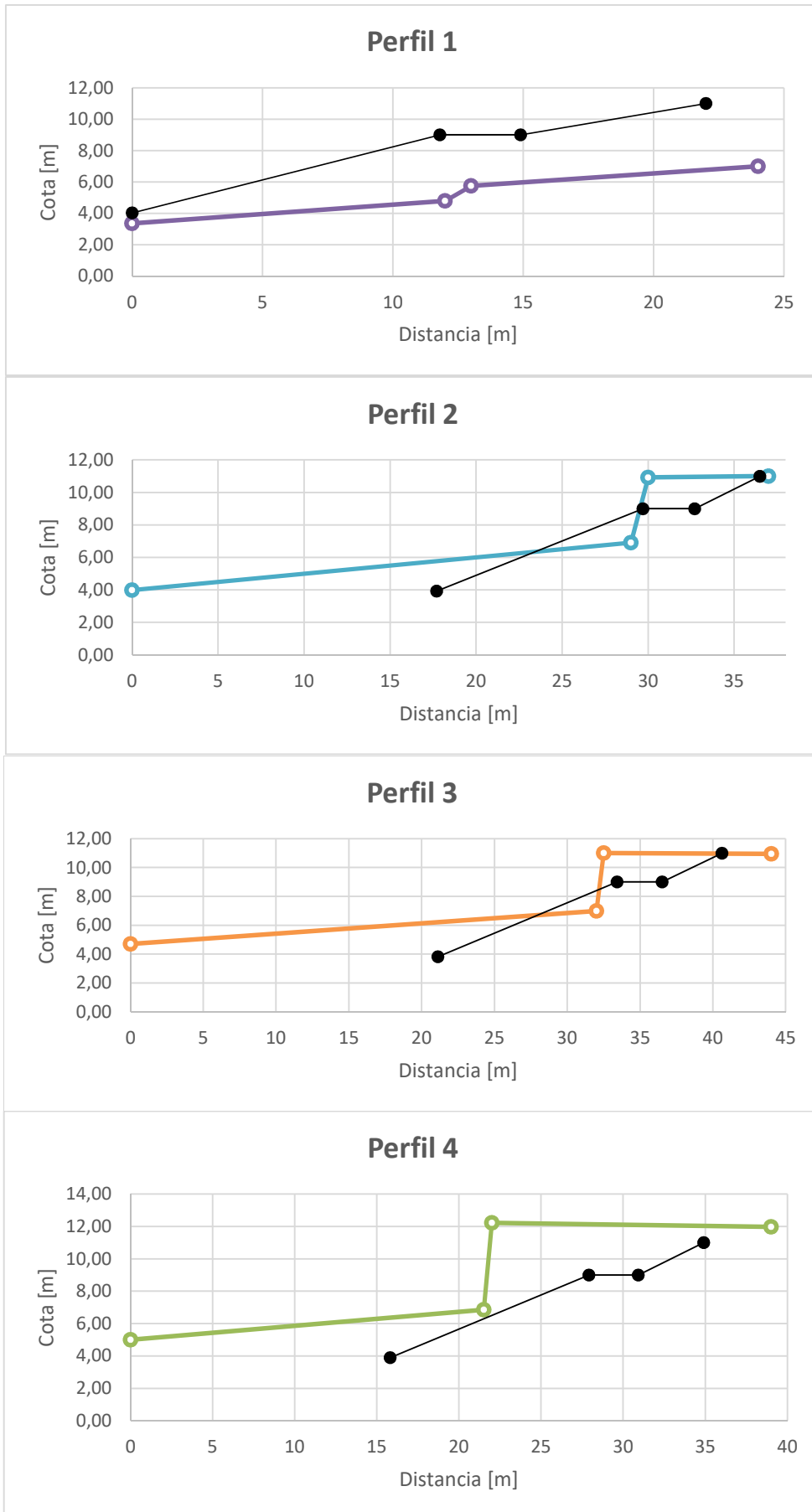
Perfil relevado	Nivel en muro de contención	Nivel en unión vereda/enrocado	Nivel filo del coronamiento	Nivel playa/enrocado	
	A	B	C	D	
1	22	14,9	11,8	0	Progresiva [m]
	6,8	6	4,7	3,35	Cota [m]
2	36,5	32,7	29,7	17,7	Progresiva [m]
	11	10,95	10,9	5,8	Cota [m]
3	40,6	36,5	33,4	21,1	Progresiva [m]
	11	11	8	6,2	Cota [m]
4	34,9	30,9	27,9	15,8	Progresiva [m]
	12	12,1	12,2	6,3	Cota [m]
5	31,5	27,4	24,1	12,2	Progresiva [m]
	11	10,9	10,8	6,2	Cota [m]

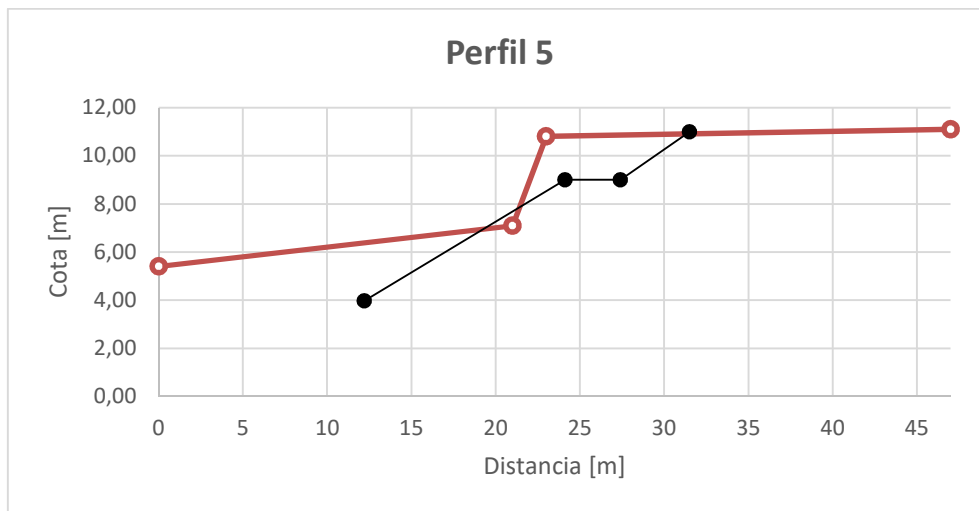
*Las progresivas se miden desde el cero sobre cada perfil

Desmorte Terraplén

Los niveles son representados en las gráficas siguientes, donde se muestran los perfiles de proyecto en color negro y los perfiles del terreno en colores.







En base a los datos obtenidos se propone rellenar con arena fina la zona de los perfiles 0 y 1 (zona más protegida que no recibe oleaje directo) para evitar que el enrocado quede completamente a la vista para cualquier nivel de marea, y principalmente, para aprovechar la playa para el baño en esta zona de aguas tranquilas. En este caso no se trata de una obra blanda ya que la defensa es quien protege de la erosión. La arena adicionada en la playa deberá recibir mantenimiento, reponiendo la misma en caso de que el mar la traslade por procesos erosivos.

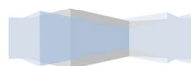
Como se mencionó previamente, el diseño de la sección se realizará de manera de proteger el talud, manteniendo una pendiente natural de 40° que evite desplazamientos de suelo.

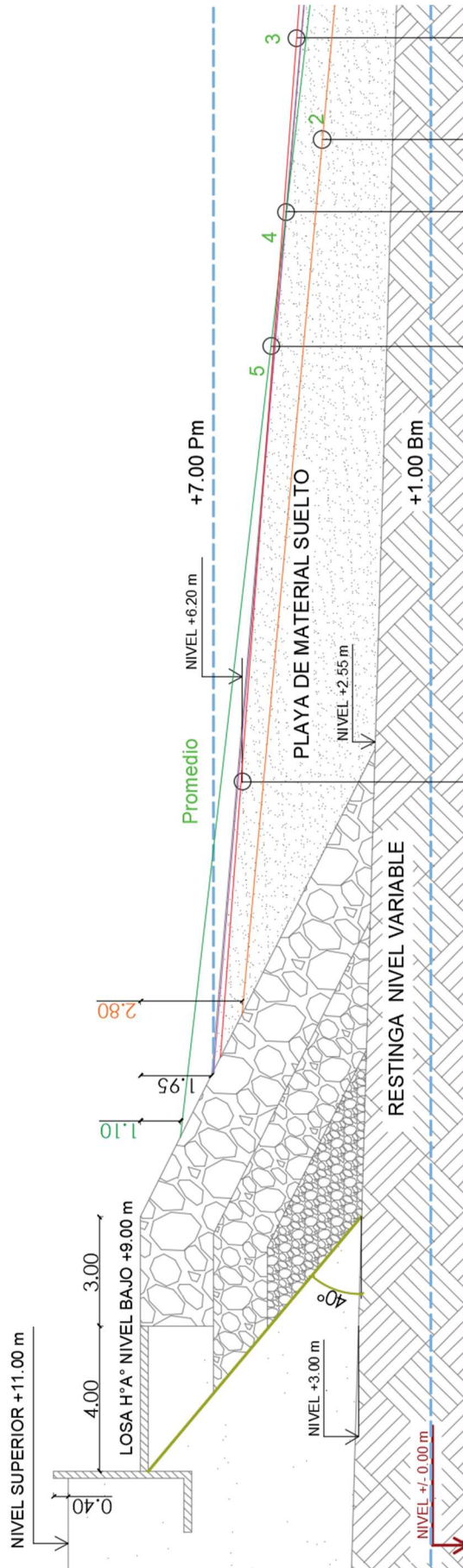
Se adopta un núcleo recubierto por una sub-capa y una coraza:

- El *núcleo* es la porción central de la sección de la obra de defensa que soporta las capas restantes.
- La *subcapa* es la que está en contacto con el núcleo y posee rocas de tamaños crecientes desde éste hacia el exterior siguiendo la ley de filtros.
- La *coraza* es la capa exterior compuesta por los elementos de mayor tamaño (peso) que debe ser capaz de resistir la acción directa del oleaje. Finalmente, el *pie de filtro* sirve para evitar la erosión del talud y está conformado por rocas de apoyo en la zona inferior de la coraza.

El coronamiento deberá poseer como mínimo tres elementos por cuestiones de estabilidad y control de sobrepaso.

En la siguiente página se puede ver la sección tipo que se empleará para los cálculos.



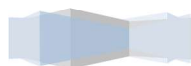


REFERENCIAS:

- Playa perfil 5
- Playa perfil 4
- Playa perfil 3
- Playa perfil 2

PESOS:

- **Coraza:** dos capas de roca de peso W según cálculo.
- **Subcapa:** Roca de peso W/8 a W/10
- **Núcleo:** Roca de peso W/80 a W/4000



3.3.4 CÁLCULO DE SECCIÓN DE LA DEFENSA

Para determinar el peso mínimo de las rocas de cada capa se empleará la ecuación de Hudson actual.

Fórmula de Hudson:

$$W = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{K_d \cdot (S_r - 1)^3 \cdot \cotg(\alpha)}$$

Donde:

γ_r Peso específico del material

H_s Altura significativa de la ola

K_d Coeficiente en función del tipo de material y su ubicación

$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_{agua}}$ Peso específico relativo del material

α Ángulo del talud

La pendiente de la defensa será de 1:2, por lo cual corresponde un ángulo de 26°33'54.18".

Debido a que se considera que la obra será de bajo mantenimiento se adoptará el criterio conservador de SPM (Shore Protection Manual- Publicación del cuerpo de ingeniería de Estados Unidos) del año 1984 donde la altura significativa de la ola se adopta igual al valor de $H_{1/10}$. La altura significativa de la ola será de 1.51 m.

El peso específico de las rocas es de 2.80 t/m³, y el peso específico del agua salada es de 1.05 t/m³, por lo tanto, el peso específico relativo es de:

$$\gamma_r := 2.80 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{agua} := 1.05 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

$$S_r := \frac{\gamma_r}{\gamma_{agua}} = 2.667 \quad \alpha := 26.56505118^\circ$$

Por otro lado, el coeficiente K_d se obtiene de la tabla adaptada y actualizada de SPM (1984) con criterio de daño cero y mínimo sobrepaso.

Se emplean los siguientes datos:

- Rocas naturales rugosas y angulosas.
- Capas que posee el manto del escollero $n=2$.
- Los elementos de protección se colocarán de forma aleatoria.



- Se considera que la ubicación es en el tronco o cuerpo de un escollera, ya que para la defensa la acción del oleaje no es en múltiples direcciones como ocurre con el morro.

- Se ubicará en zona de ola rompiente debido a que se ubica sobre la costa. De todas maneras, se verifica que la ola es rompiente comparando la profundidad del mar con la altura de la ola. Adoptando como profundidad “d” la distancia entre la restinga al pie del talud y el nivel medio de la marea, tenemos la siguiente comparación:

$$d := \frac{(7 \text{ m} + 1 \text{ m})}{2} - 2.55 \text{ m} = 1.45 \text{ m} \quad H_s := 1.51 \text{ m}$$

$$d = 1.45 \text{ m} \quad 2 \cdot H_s = 3.02 \text{ m}$$

Como puede observarse $2H_s > d$ por lo que la ola se considera rompiente. Bajo estas condiciones el coeficiente K_d resulta:

$$K_d := 2.0$$

El peso de las unidades de la coraza será de 521 Kg, con un volumen de 0.186 m^3 :

$$W := \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{K_d \cdot (S_r - 1)^3 \cdot 2} = 0.521 \text{ tonnef}$$

En el caso de emplear las rocas de la cantera de caliza de Petroquímica, las unidades de la coraza deberán ser de 890 Kg, con un volumen de 0.363 m^3 :

$$W_{1.10} := \frac{2.45 \cdot 1.51^3}{2.0 \cdot (2.333 - 1)^3 \cdot 2} = 0.89$$

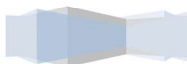
Daño:

Para olas de mayor altura que la de cálculo, se tendrá un porcentaje de daño de la defensa, es decir, el porcentaje de rocas que serán movidas de su lugar ante tormentas con olas de gran altura. Esto se calculará para olas de altura $H_{1/100}$ y la altura máxima $H_{\text{máx}}$.

$$H_s := 1.51 \text{ m} \quad H_d := 1.98 \text{ m} \quad \frac{H_d}{H_s} = 1.311 \quad \text{Daño} := 20\%$$

$$H_s := 1.51 \text{ m} \quad H_d := 2.15 \text{ m} \quad \frac{H_d}{H_s} = 1.424 \quad \text{Daño} := 30\%$$

Comparando con el criterio de adoptar $H_s = H/3$, los daños serían mucho mayores:



$$H_s := 1.20 \text{ m} \quad H_d := 1.98 \text{ m} \quad \frac{H_d}{H_s} = 1.65 \quad \text{Daño} := 50\%$$

$$H_s := 1.20 \text{ m} \quad H_d := 2.15 \text{ m} \quad \frac{H_d}{H_s} = 1.792 \quad \text{Daño} > 50\%$$

Como conclusión podemos decir que el criterio adoptado es conservador, pero adecuado debido a que ante grandes tormentas considerar $H_s = H/3$ podría significar la pérdida de la defensa.

3.3.5 ESQUEMA FINAL CON PESOS Y ESPESORES

El espesor de cada capa se determina a partir de considerar la siguiente ecuación:

$$e = n \cdot k_{\Delta} \cdot \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \gamma_r = 2.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del material}$$

$$k_{\Delta} := 1 \quad \text{Obtenido de tabla}$$

$$W_{\text{Coraza}} := 520 \text{ kgf} \quad \text{Peso de cada unidad de protección}$$

$$n := 2 \quad \text{Capas de la coraza}$$

$$e_{\text{Coraza}} := n \cdot k_{\Delta} \cdot \left(\frac{W_{\text{Coraza}}}{\gamma_r} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.141 \text{ m}$$

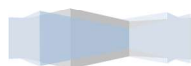
$$W_{\text{Subcapa}} := 60 \text{ kgf} \quad \text{Peso de cada unidad de protección}$$

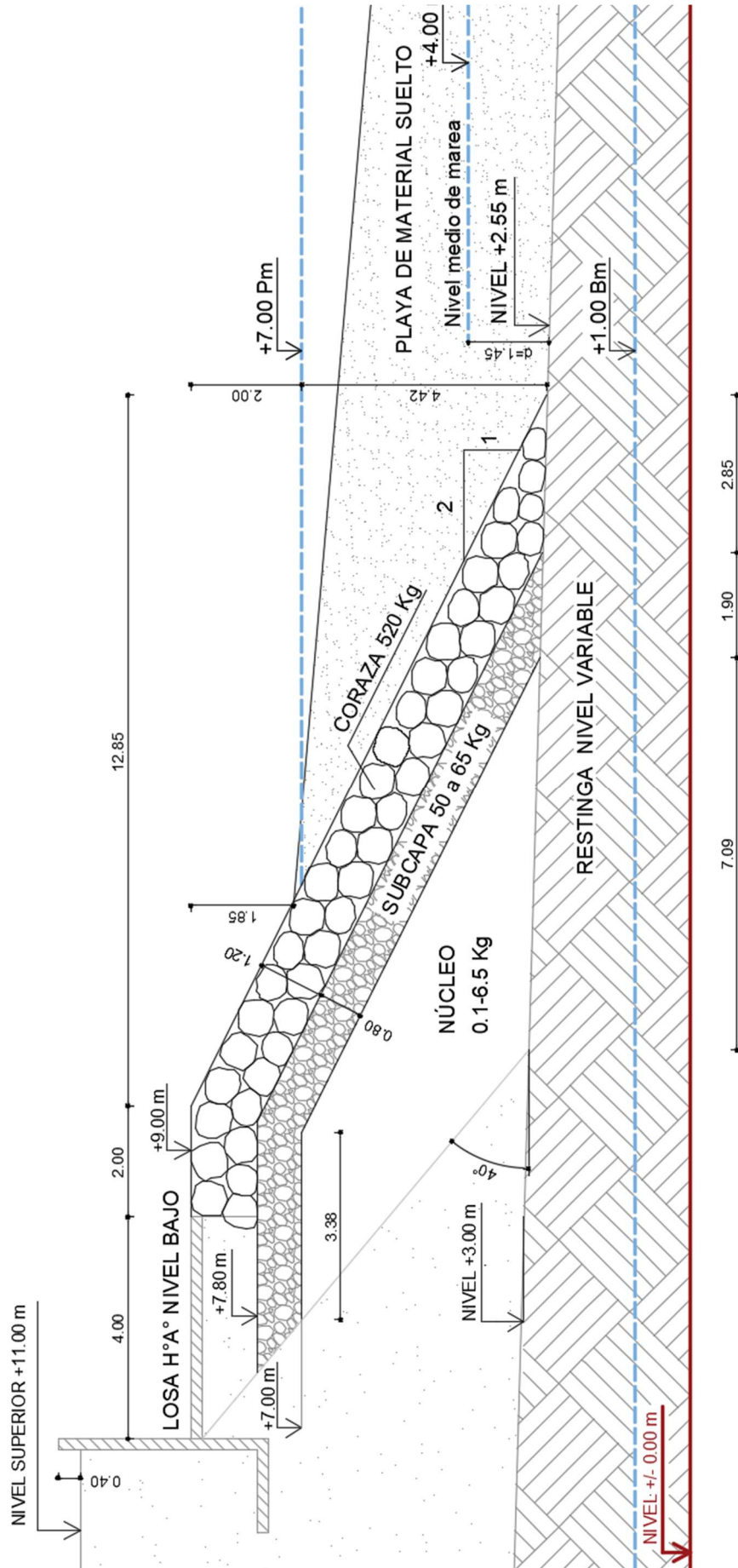
$$n := 3 \quad \text{Capas de la subcapa}$$

$$e_{\text{Subcapa}} := n \cdot k_{\Delta} \cdot \left(\frac{W_{\text{Subcapa}}}{\gamma_r} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.833 \text{ m}$$

A continuación, se presentan los pesos y volúmenes de cada capa, considerando las rocas de cerro dragón (2.80 Tn/m^3):

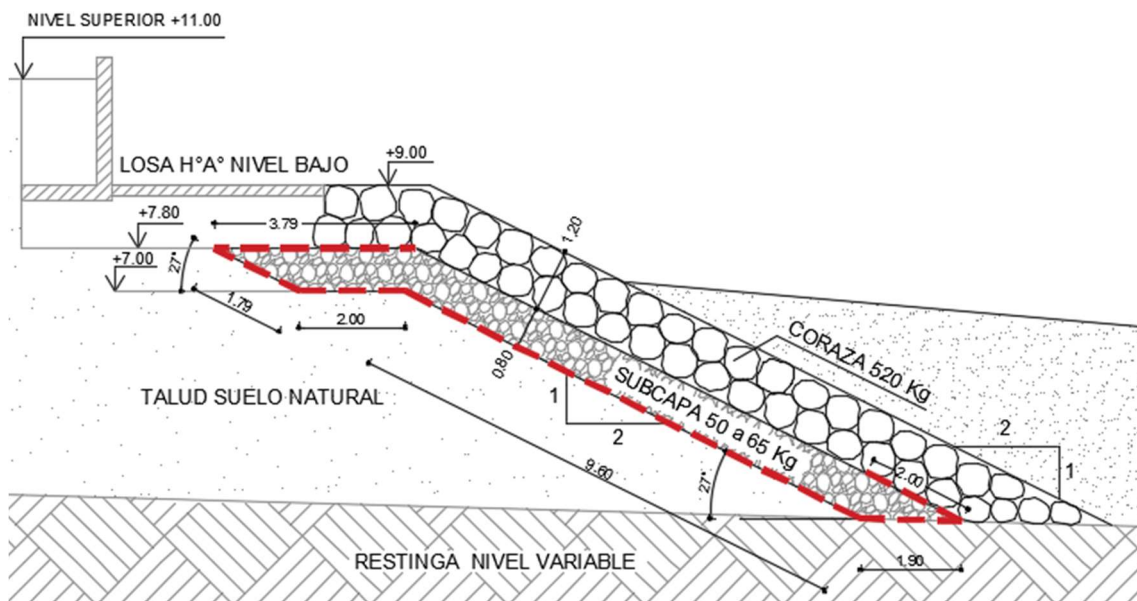
Capa	Peso		Volumen	Espesor
	W	[Kg]	[L]	[m]
Coraza	W	520	185,71	1,2
Subcapa	W/8	65	23,21	0,8
	W/10	52	18,57	
Núcleo	W/80	6,5	2,32	-
	W/4000	0,13	0,05	





Como se puede observar del esquema anterior, en función del talud natural se tendrá un mayor o menor volumen de rocas. Este talud quedará definido con el diseño del muro de contención, pero de cualquier forma el volumen de rocas para el núcleo es muy superior al necesario para la coraza y la subcapa.

Se toma la decisión de realizar una modificación para optimizar la estructura, y es por ello que en lugar de plantear una defensa de 3 capas se elimina el núcleo generando un talud revestido con rocas naturales. Este talud estará compuesto por suelo natural del lugar y relleno para conseguir el volumen necesario para completar el perfil del talud. Para que esta solución sea posible deberán colocarse geotextiles entre el talud y la subcapa.



Esquema ubicación geosintéticos

La modificación permite una solución mucho más económica ya que en lugar de requerir un gran volumen de rocas de 6 kg se colocará suelo de relleno en un volumen mucho menor. Adicionalmente, se reduce el movimiento de suelo necesario y por consiguiente el uso de máquinas viales debido a que con la idea original se debían realizar dos taludes (40° y 27°), mientras que con la modificación solo se necesita un talud (27°).

3.3.6 GEOSINTÉTICOS

Los geosintéticos son materiales poliméricos sintéticos que se fabrican específicamente para ser utilizados en aplicaciones geotécnicas junto con suelos y rocas. Cumplen diversas funciones, y para el presente proyecto debe cumplir con las siguientes:

- **Separación:** Para mantener una interfaz bien definida entre el talud y la subcapa durante la construcción y toda la vida útil del talud.
- **Filtrado:** Para permitir el libre flujo de agua a través de la interfaz entre dos materiales de diferente gradación sin que los finos pasen de un material al otro. En este caso permite el paso del agua de mar o de la napa freática sin que se erosione el talud al filtrarse el material fino por el revestimiento de rocas.



- **Protección:** Para absorber la acción mecánica que incide sobre la superficie del material que protegen. Principalmente nos sirve para la etapa constructiva ya que sobre el geotextil se arrojarán las rocas de la subcapa (50 a 65 Kg).

Los geosintéticos a emplear son geotextiles no tejidos, los cuales cumplen con las 3 funciones anteriormente mencionadas. Cabe mencionar que por ubicarse protegido del sol no es necesario que los geotextiles sean de colores claros para evitar la degradación ante rayos UV. Esta característica permite que las mantas a colocar sean más económicas. Existen diversas opciones comerciales, y en función de la empresa puede emplearse una sola capa o múltiples capas para conseguir las funciones requeridas.

Por ejemplo, en el mercado existe la manta permeable “PlusTex N serie 1000” de Coripa^[12], éstas son de fibras sintéticas dispuestas sin orientación determinada, con buenas propiedades mecánicas que permiten que resistan muy bien los esfuerzos de tracción y el punzonado.

FUNCIONES DE LOS GEOTEXILES NOTEJIDOS



Funciones de geotextil no tejido – Coripa



PlusTex N serie 1000– Coripa

Constructivamente, se deberá tener en cuenta que los geotextiles deben colocarse solapados entre sí como indica el fabricante cubriendo toda la superficie del revestimiento. Para el presente diseño podemos observar que el geotextil se coloca entre la subcapa y la coraza en la zona superior e inferior para evitar que éste se mueva de su posición.

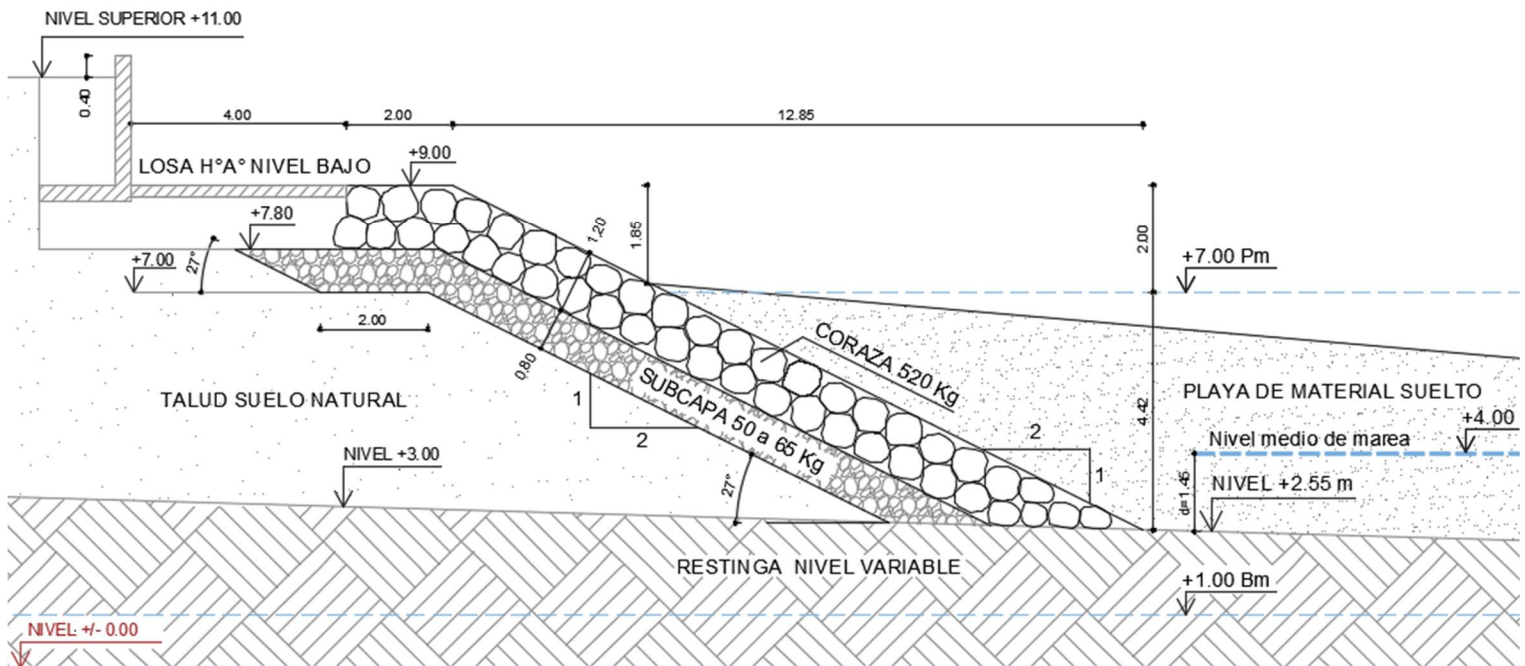
[12] <http://www.coripa.com.ar/productos/38-geotextiles-notejidos>

3.3.7 CÁLCULO DEL MURO SEGUNDA ALTURA

Finalmente, se deberá diseñar y calcular el muro de contención que soportará el empuje del suelo desde el nivel bajo +9.00 m hasta el nivel alto +11.00 m.

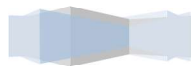
Se realizará el mismo procedimiento de cálculo que se utilizó para calcular los muros cantiléver en la sección 3.1. El suelo a trasdós del muro será relleno con suelo granular seleccionado, y se colocarán drenes para evitar contener el suelo en estado de saturación. En cuanto al suelo de la fundación, se podría fundar sobre la subcapa del enrocado o sobre suelo seleccionado de relleno. Esto genera dos posibles soluciones:

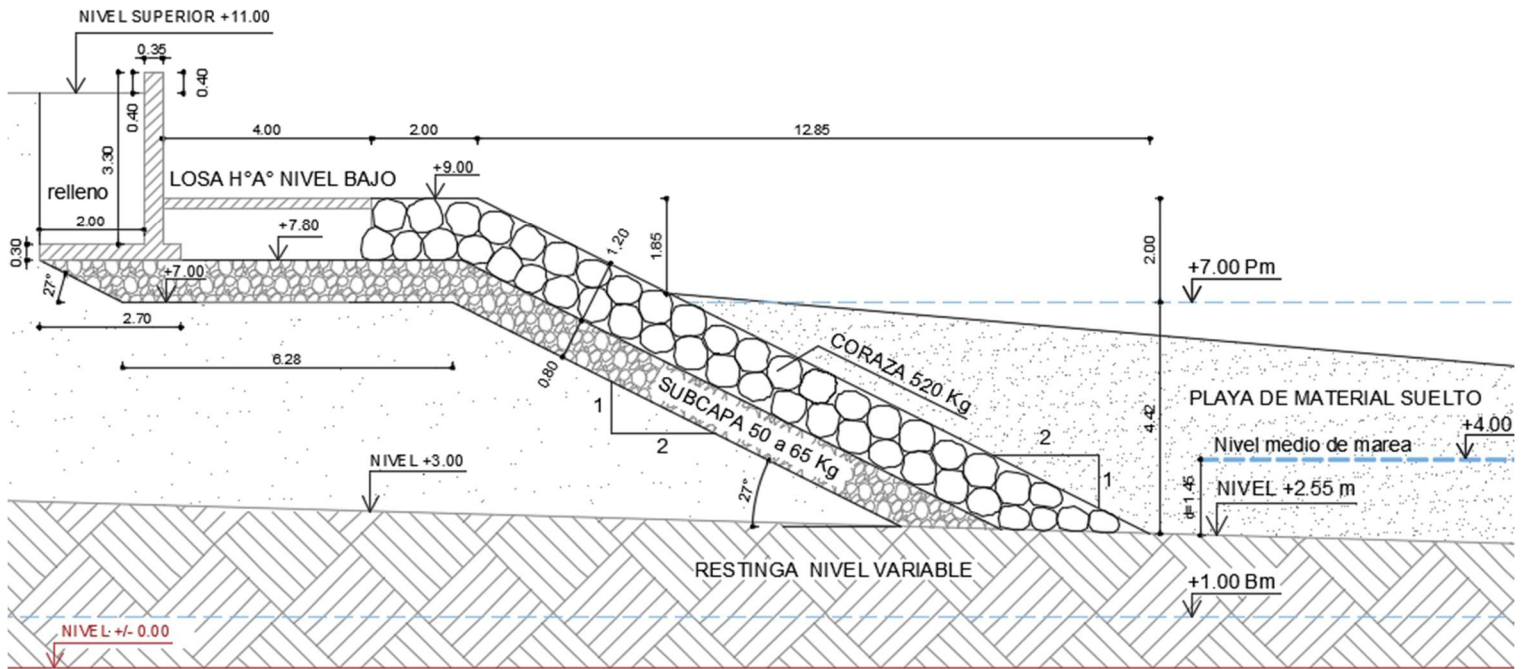
- La primera de ellas consiste en que el muro tenga la longitud mínima para salvar la diferencia de alturas, esto significa que el pie del talud coincida con la losa (vereda) del paseo. El muro se podría fundar sobre el mismo suelo del talud o colocar un relleno con suelo de mejor calidad en el metro de altura entre las estructuras y la subcapa. De esta manera se reduciría el asentamiento del muro. El corte de la subcapa para la opción 1 se realiza luego de 2.00 m medidos desde la parte inferior de su coronamiento como se muestra en el siguiente esquema:



Esquema del muro de contención (Opción 1)

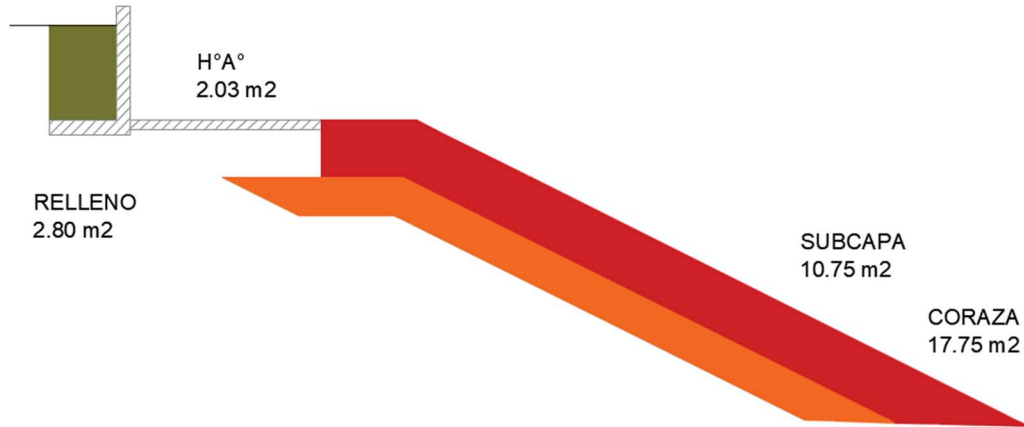
- La segunda opción será trabajar con un muro de mayor profundidad para que éste pueda fundarse directamente sobre la subcapa de la defensa costera, un estrato mucho más resistente. El corte de la subcapa se realizará a partir del extremo del pie del muro de contención con la misma pendiente del enrocado 2:1. El suelo debajo de la vereda será suelo de relleno seleccionado para evitar deformaciones. La desventaja es que al aumentar la altura del muro se incrementan todas las dimensiones del mismo ya que están en función de la altura, es por esta razón que esta solución es más costosa porque implica mayor volumen de relleno, rocas y hormigón.



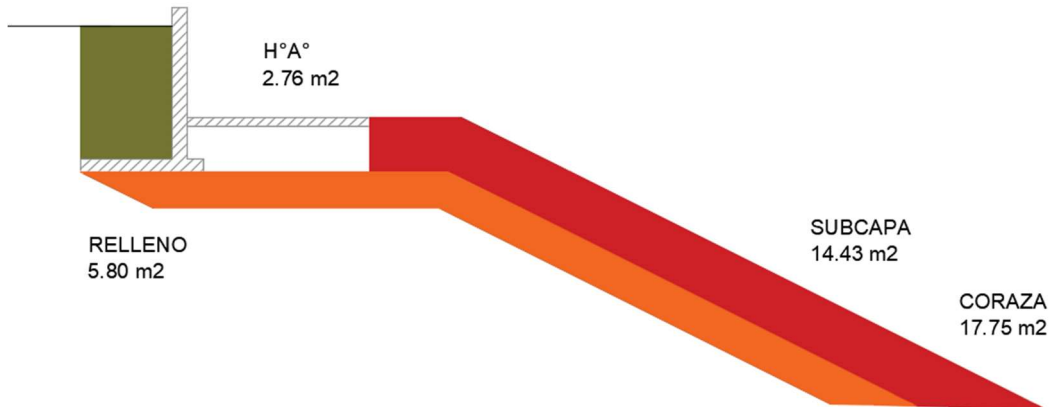


Esquema del muro de contención (Opción 2)

En ambos casos se deberá colocar una junta de dilatación longitudinal entre el muro y la losa para evitar fisuras ante asentamientos o dilataciones/contracciones por temperatura. Para decidir entre una opción y la otra se calculan las superficies de cada elemento (roca, relleno y H°A°).



Superficies de materiales (Opción 1)



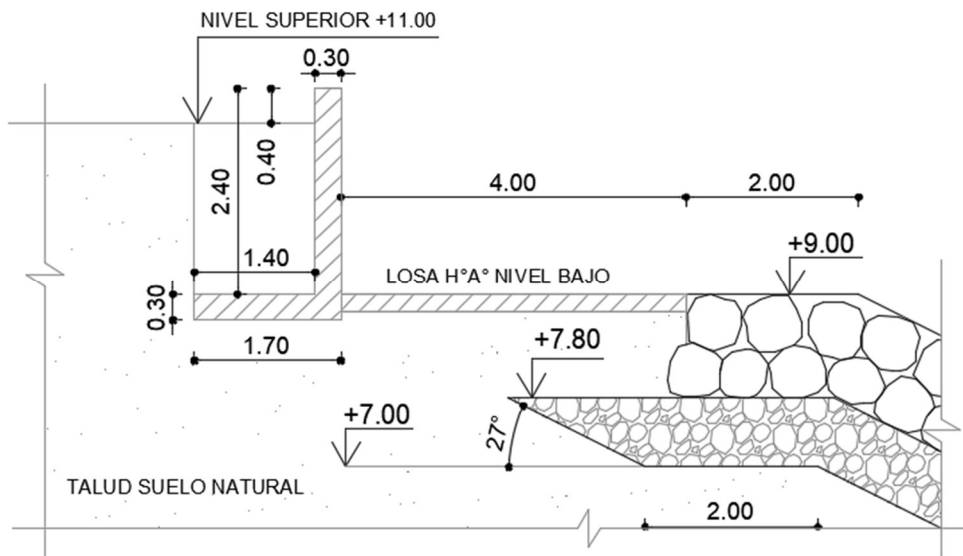
Superficies de materiales (Opción 2)

Considerando una longitud del muro de contención de 246m podremos tener los volúmenes de cada material, los cuales se observan en el siguiente cuadro comparativo. En la tercera fila puede observarse el porcentaje de aumento de los volúmenes al seleccionar la opción 2.

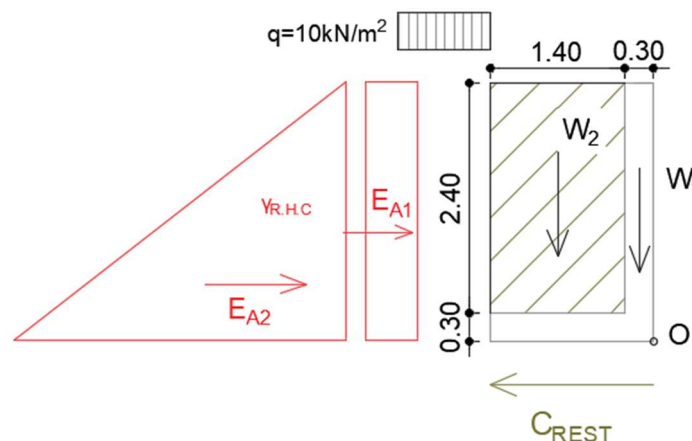
Volúmenes [m3]	H°A°	ROCA		RELLENO
		Subcapa	Coraza	
OP 1	499.4	2644.5	4366.5	688.8
OP 2	679.0	3549.8	4366.5	1426.8
OP 2/OP 1 [%]	136%	134%	100%	207%

Como puede observarse, se tiene un gran ahorro en los costos de la obra al colocar el muro cantiléver y la losa en un mismo nivel. En base a esto se decide adoptar el diseño de la opción 1.

Las dimensiones del muro se calcularon con el mismo predimensionado del muro cantiléver de la sección anterior. En este caso el muro resulta de sección constante debido a que el espesor resulta menor al mínimo.



Esquema del muro de contención con dimensiones



Empujes sobre el muro de contención

Parámetros del suelo: Se empleará el mismo relleno que se utilizó para el cálculo del muro cantiléver en la sección anterior. En cuanto a la base, se emplearán datos similares a los del suelo de Km 3.

$$\begin{aligned} \text{Relleno húmedo y compactado} \quad \gamma_{R.H.C} &:= 18.9 \frac{kN}{m^3} & \gamma_{RSAT} &:= 20 \frac{kN}{m^3} \\ \phi_{RLL} &:= 37 \text{ deg} & C_{RLL} &:= 0 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Base: Talud (Basado en arena mal graduada de ensayo parque Huergo).

$$\gamma_{TSECO} := 14 \frac{kN}{m^3} \quad \gamma_{TH} := 17.5 \frac{kN}{m^3} \quad \gamma_{TSAT} := 19.0 \frac{kN}{m^3} \quad \phi_T := 22^\circ \quad C_{uT} := 60 \text{ kPa}$$

Debido a que el nivel es muy alto y el muro presenta barbacanas (drenes) se considera que el nivel freático se ubica debajo del nivel de fundación del muro, por lo tanto, se considera el peso específico húmedo del suelo.

1. Cálculo del empuje activo

$$\begin{aligned} P_{Activo} &= \frac{\gamma \cdot z + q}{N_\phi} - \frac{2 \cdot C}{\sqrt{N_\phi}} \\ N_{\phi RLL} &:= \tan \left(45 \text{ deg} + \frac{\phi_{RLL}}{2} \right)^2 = 4.023 & z_A &:= 2.70 \text{ m} \\ P_A &:= \frac{\gamma_{R.H.C} \cdot z_A}{N_{\phi RLL}} = 12.685 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Empujes:

$$E_{A1} := q \cdot \frac{z_A}{N_{\phi RLL}} = 6.712 \frac{kN}{m} \quad E_{A2} := P_A \cdot \frac{z_A}{2} = 17.125 \frac{kN}{m}$$

2. Cálculo de las fuerzas de gravedad

$$\begin{aligned} b_1 &:= 1.70 \text{ m} & e &:= 0.30 \text{ m} & h_1 &:= 2.40 \text{ m} & b_2 &:= 1.40 \text{ m} & h_2 &:= 2.40 \text{ m} \\ W_1 &:= \gamma_{Hormigón} \cdot (b_1 \cdot e + h_1 \cdot e) = 30.75 \frac{kN}{m} \\ W_2 &:= \gamma_{R.H.C} \cdot b_2 \cdot h_2 = 63.504 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

3. Cálculo de la fuerza cohesiva (Adherencia)

$$k := \frac{2}{3} \quad \text{Base} := 1.7 \text{ m} \quad A := C_{uT} \cdot k \cdot \text{Base} = 68 \frac{kN}{m}$$



Cálculo del momento volcante (respecto al punto "O")

$$M_{V1} := E_{A1} \cdot \frac{z_A}{2} + E_{A2} \cdot \frac{z_A}{3} = 24.473 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\Sigma M_{Volcantes} := M_{V1} = 24.473 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Cálculo del momento estabilizante (respecto al punto "O")

Distancia al filo interior del muro desde el punto O. $x := 0.30 \text{ m}$

$$M_{E1} := W_1 \cdot 0.85 \text{ m} + W_2 \cdot (b_2 + x) = 134.094 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\Sigma M_{Estabilizantes} := M_{E1} = 134.094 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Verificación al vuelco

$$\frac{\Sigma M_{Estabilizantes}}{\Sigma M_{Volcantes}} = 5.479 \quad \frac{\Sigma M_{Estabilizantes}}{\Sigma M_{Volcantes}} > 2$$

Por ser mayor a 2, el muro de contención verifica al vuelco.

Verificación al deslizamiento

Cálculo de las fuerzas deslizantes

$$\Sigma F_{deslizantes} := E_{A1} + E_{A2} = 23.837 \frac{kN}{m}$$

Cálculo de las fuerzas resistentes

Para calcular el aporte del peso a las fuerzas deslizantes deberemos emplear el coeficiente de fricción del suelo. Se utiliza la siguiente ecuación:

$$(\Sigma F_{Verticales}) \cdot \tan(\delta) \quad \delta_{Tatad} := \frac{2}{3} \cdot \phi_T = 0.256$$

$$Fricción := (W_1 + W_2) \cdot \tan(\delta_{Tatad}) = 24.668 \frac{kN}{m}$$

$$\Sigma F_{Resist} := A + Fricción = 75.668 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{\Sigma F_{Resist}}{\Sigma F_{deslizantes}} = 3.174 \quad \frac{\Sigma F_{Resist}}{\Sigma F_{deslizantes}} > 1.5 \quad \text{Verifica}$$



Solicitaciones:

Las solicitaciones del muro se calcularán con el programa AVwin.

Se trabajará con una estructura de dos barras y con 1.00 m de ancho.

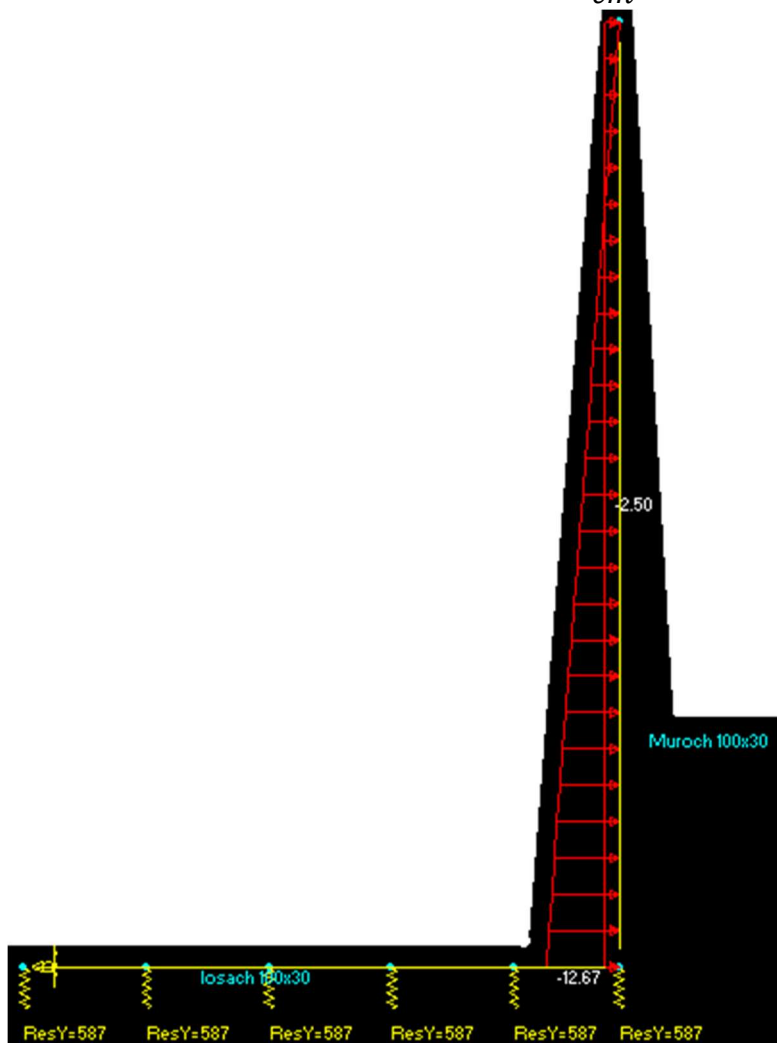
El muro se cargará como una barra de 0.30 m de espesor y 2.70 m de altura. En cuanto a la losa se tomará la sección real de 0.30 m de espesor y 1.70 m de ancho.

Para los vínculos usaremos resortes nuevamente y de tabla obtenemos el coeficiente E_0 para una arcilla media (se adopta el menor valor por no tener la carga última del suelo).

$$K_s \cong \frac{E_0}{B} = \frac{30 \frac{kgf}{cm^2}}{170cm} = 0.176 \frac{kgf}{cm^3}$$

Luego, empleando el área de influencia de cada resorte, podemos calcular el coeficiente K del resorte:

$$K_{resorte} = AI \times K_s = 34cm \times 100cm \times 0.176 \frac{kgf}{cm^3} = 598.4 \frac{kgf}{cm}$$



Esquema de estructura (AVwin)

$$K_{resorte} := 598.4 \frac{kgf}{cm} = 586.83 \frac{kN}{m}$$



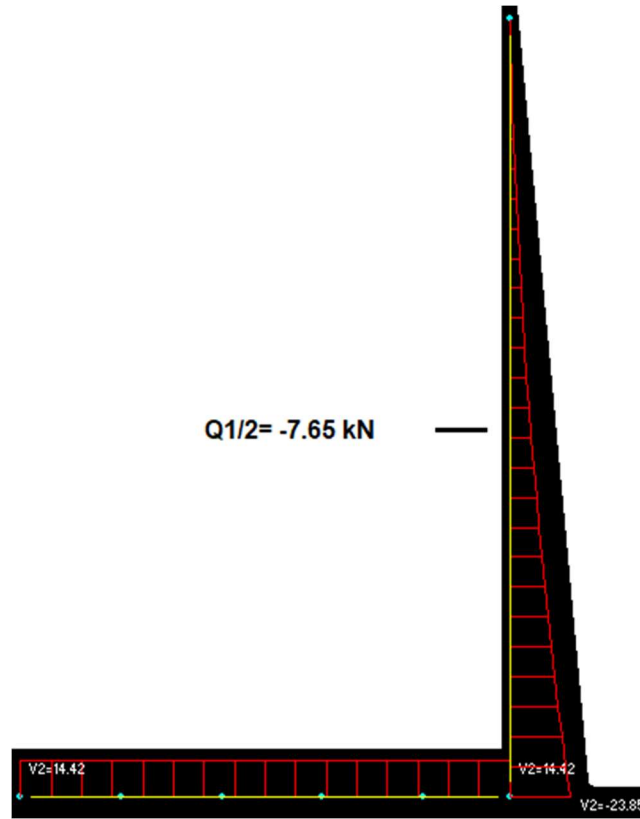


Diagrama de corte (AVwin)

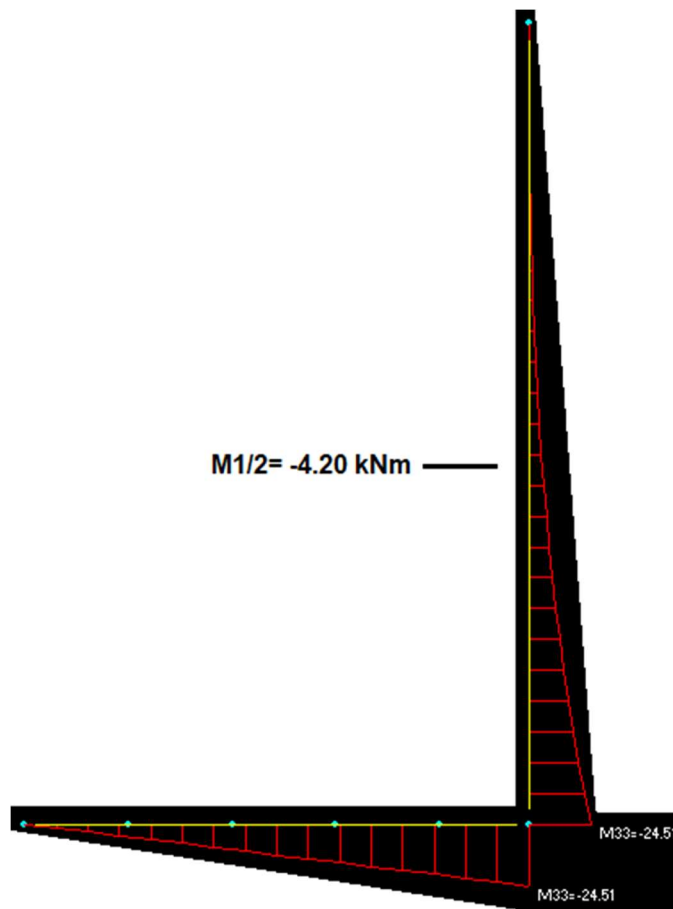


Diagrama de momentos (AVwin)



Momentos máximos para cada tramo del muro y de la losa:

- Muro 1/2 (medio superior): -4.20 kNm
- Muro 2/2 (medio inferior): -24.51 kNm
- Pie: -24.51 kNm

Corte máximo para cada tramo del muro y de la losa:

- Muro 1/2 (medio superior): -7.65 kN
- Muro 2/2 (medio inferior): -23.85 kNm
- Pie: 14.42 kNm

Dimensionado de armaduras:

Armadura vertical - muro

$$N := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 2.40 m \cdot 0.30 m \cdot 1.00 m + 1 kN = 19 kN \quad Pp + baranda/murete$$

$$M := -24.51 kN \cdot m \quad f'_c := 25 MPa \quad \text{Calidad del hormigón}$$

$$V := 23.85 kN \quad f_y := 420 MPa \quad \text{Calidad del acero}$$

A fines prácticos, se utiliza un coeficiente de mayoración de cargas de 1.4 aunque lo correcto sería realizar las combinaciones de cargas mayoradas que indica el CIRSOC, donde se utiliza un coeficiente de mayoración distinto dependiendo del tipo de carga.

$$N_u := 1.4 \cdot N = 26.6 kN$$

$$M_u := 1.4 \cdot M = -34.314 kN \cdot m \quad V_u := 1.4 \cdot V = 33.39 kN$$

$$h := 30 cm \quad r := 5 cm \quad d := h - r = 0.25 m \quad b_w := 1.00 m$$

Excentricidad:

$$e := \frac{|M_u|}{N_u} = 1.29 m \quad \frac{e}{h} = 4.3$$

$\frac{e}{h} > 1 \Rightarrow$ Flexocompresión con gran excentricidad. Se utiliza la tabla auxiliar N°1 por tener predominio de flexión.

El dimensionado se realiza como una losa, ya que se trata de un elemento superficial sometido principalmente a flexión.

La armadura principal se ubica en la cara en contacto con el suelo de forma vertical, y la armadura de repartición se coloca transversal a la misma, de forma horizontal. En la cara externa se colocará armadura de piel.

Momento nominal:

$$\phi := 0.9 \quad \text{Coeficiente de minoración de resistencia para flexión}$$

$$M_n := \frac{|M_u|}{\phi} = 38.127 kN \cdot m$$

$$N_n := \frac{N_u}{\phi} = 29.556 kN$$

$$y_e := \frac{h}{2} - r = 0.1 m$$



$$M_{ne} := M_n - N_n \cdot y_e = 35.171 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$mn_{m\acute{a}x} := 0.268$$

$$\Delta M_n := M_{ne} - mn_{m\acute{a}x} \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2 = -320.766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por ser menor a 0 kNm corresponde colocar armadura simple.

$$m_n := \frac{M_{ne}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} = 0.026 \quad k_a := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} = 0.027$$

$$k_{amin} := 0.066 \quad k_{amax} := 0.319 \quad k_a < k_{amin} \quad \Rightarrow \text{uso } k_{amin}$$

$$k_a := k_{amin}$$

Armadura necesaria:

$$A_s := k_a \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_w \cdot d + \frac{N_n}{f_y} = 9.052 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada $\phi 16 \text{ c} / 20 \text{ cm} \quad 10.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Verificaci3n de la separaci3n m3nima reglamentaria:

$$d_b := 16 \text{ mm} \quad s \leq 2.5 \cdot e_{m\acute{a}n} \quad 2.5 \cdot 30 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

$$s \leq 25 \cdot d_b \quad 25 \cdot d_b = 40 \text{ cm}$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \therefore \text{Verifica}$$

Armadura vertical - Cara comprimida

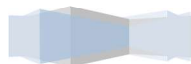
Para la armadura de repartici3n se considerar3 la mitad de la armadura vertical m3nima requerida para tabiques por el reglamento CIRSOC 05. Para barras de di3metro menor a 16 mm corresponde aplicar una cuant3a de 0.0012. Entre 1/3 y 1/2 deber3 colocarse en la cara comprimida. Considerando 1/2 tenemos:

$$\rho_{m\acute{a}n} := 0.0012$$

$$A_g := 30 \text{ cm} \cdot 1 \text{ m} = 0.3 \text{ m}^2 \quad \text{3rea de hormig3n}$$

$$A_s := \left(\frac{\rho_{m\acute{a}n} \cdot A_g}{1 \text{ m}} \right) \cdot \frac{1}{2} = 1.8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Secci3n de acero necesaria}$$

Armadura adoptada $\phi 8 \text{ c} / 20 \text{ cm} \quad 2.51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$



Verificación al corte

$$\phi := 0.75$$

Coefficiente de minoración de resistencia para corte

$$V_n := \frac{|V_u|}{\phi} = 44.52 \text{ kN}$$

$$V_n < V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad V_c := \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1 \cdot 0.72 \cdot 1000 = 600 \text{ kN}$$

El muro verifica al corte.

Armadura horizontal

Para la armadura horizontal, tendremos en cuenta la armadura de contracción y temperatura que de acuerdo al reglamento CIRSOC 05 tendrá una cuantía mínima de:

$$\rho_{min} := 0.002$$

Por otro lado, la armadura de contracción y fragüe se coloca, según indica el reglamento, 1/3 en la cara en contacto con el suelo, y 2/3 en la cara externa, debido a que esta última es la que se encuentra más expuesta a los cambios de temperatura y humedad.

$$A_g := 30 \text{ cm} \cdot 1 \text{ m} = 0.3 \text{ m}^2 \quad \text{Área de hormigón}$$

$$A_s := \frac{\rho_{min} \cdot A_g}{1 \text{ m}} = 6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Sección de acero necesaria}$$

$$A_{s_ext} := A_s \cdot \frac{2}{3} = 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{s_int} := A_s - A_{s_ext} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi 10 \text{ c/ } 20 \text{ cm} \quad 3.92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} \quad 2.51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura- Losa

$$M := -24.51 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V := 14.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u := 1.4 \cdot M = -34.314 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_u := 1.4 \cdot V = 20.188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h := 30 \text{ cm} \quad r := 5 \text{ cm} \quad d := h - r = 0.25 \text{ m} \quad b_w := 1.00 \text{ m}$$

Momento nominal:

$$\phi := 0.9 \quad \text{Coefficiente de minoración de resistencia para flexión}$$

$$M_n := \frac{|M_u|}{\phi} = 38.127 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

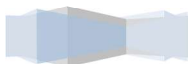
$$m_n := \frac{M_n}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} = 0.029 \quad k_a := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} = 0.029$$

$$k_{amin} := 0.066 \quad k_{amax} := 0.319 \quad k_a < k_{amin} \quad \Rightarrow \text{uso } k_{amin}$$

$$k_a := k_{amin}$$

Armadura necesaria:

$$A_s := \frac{k_a \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_w \cdot d}{1 \text{ m}} = 8.348 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$



Debido a que tanto el pie como el talón requieren armadura mínima, ésta se aplicará a lo largo de toda la losa. Si bien el pie requiere armadura superior por tener momentos negativos, y el talón requiere armadura inferior por tener momentos positivos la armadura mínima se colocará en la zona superior e inferior.

Armadura adoptada $\phi 16 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ $10.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ superior e inferior

En el otro sentido se colocará armadura mínima. $\phi 8 \text{ c} / 20 \text{ cm}$

Verificación al corte

$\phi := 0.75$ Coeficiente de minoración de resistencia para corte

$$V_n := \frac{|V_u|}{\phi} = 26.917 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_n < V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad V_c := \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1 \cdot 0.72 \cdot 1000 = 600 \text{ kN}$$

Como el tramo más solicitado a corte verifica, la losa completa verifica al corte.

Longitud de empalme

$$I_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b > 0.30 \text{ m} \quad d_b := 12 \text{ mm}$$

Factor por ubicación de la armadura. Para armadura vertical corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_t := 1$$

Factor por revestimiento. Para armadura sin revestir corresponde un valor igual a 1.

$$\psi_e := 1$$

Factor por diámetro de la armadura. Para armadura $\phi \leq 16$ corresponde un valor igual a 0.8.

$$\psi_s := 0.8$$

Factor por hormigón con agregado liviano. Para H° de densidad normal corresponde un valor 1.

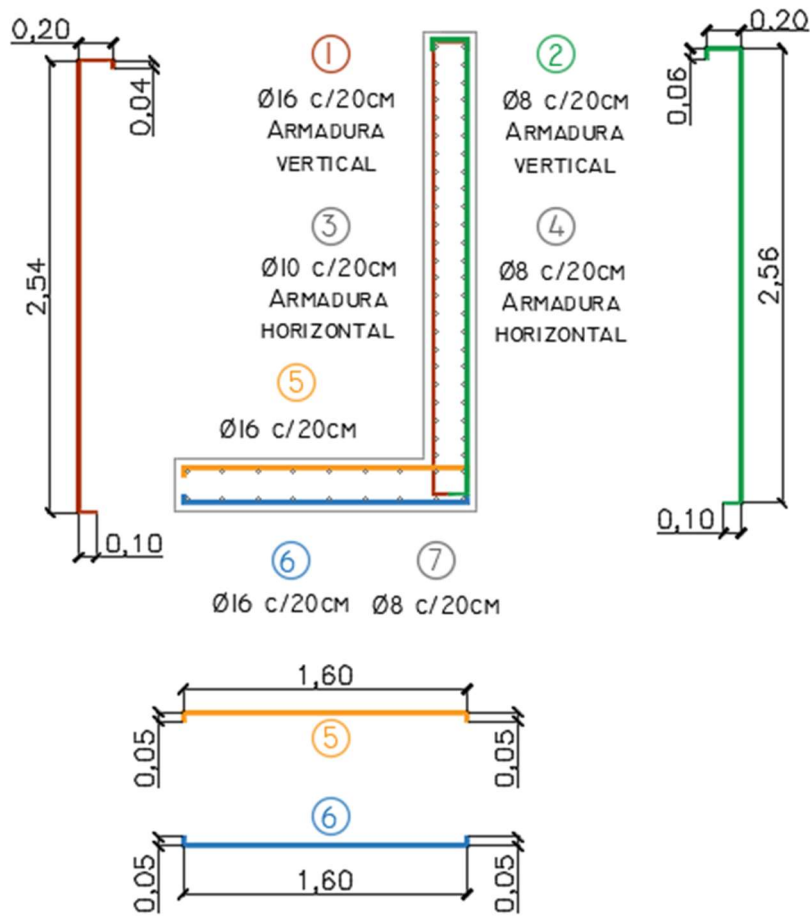
$$\lambda := 1$$

$$I_d := \frac{9}{10} \cdot \frac{420}{\sqrt{25}} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda \cdot d_b = 0.726 \text{ m}$$

$$l_d := 1.3 \cdot I_d = 0.943 \text{ m}$$

Adopto una longitud de 1.00 m.





Detalle de armado y despiece muro





4. Conclusiones

En la unidad 3 de este documento se explicaron las ventajas de tener un enrocado como defensa costera en lugar de un muro vertical de contención.

Habiendo realizado los cálculos para ambas estructuras podemos observar que cualquiera de ellas es estable y soporta los estados de carga a la cual será sometida a lo largo de su vida útil, sin embargo, para que el muro vertical funcione como defensa se tuvo que modificar el diseño del paseo costero. Sabemos también que elegir un muro vertical como defensa costera genera daños en la playa erosionando la misma disminuyendo su nivel con la consecuente pérdida de la posibilidad de utilizar la playa para el baño. Por otro lado, existe riesgo de caída y ahogo desde estas estructuras debido a que es difícil volver a subir, sobre todo con mareas altas o grandes olas.

Podemos decir entonces que luego de analizar las dos variantes estructurales, la mejor opción consiste en realizar un enrocado debido principalmente a que permite mantener el trazado planteado en la etapa de diseño del anteproyecto.

Además, con el talud se evita el riesgo de vida que genera un muro vertical ante posibles caídas de personas desde el mismo; y permite conservar el nivel de la playa, permitiendo que el lugar sea turístico.

De acá en más se considerará únicamente el enrocado como defensa del proyecto ya que se considera que es la mejor opción para el mismo.



CAPÍTULO 4: DESAGÜES PLUVIALES

1. Hidrología

4.1.1 CUENCA HIDROGRÁFICA

Anteriormente, en la etapa de diseño, se mencionó que el cauce de agua que circulaba por el medio del predio se encauzaría en un conducto cerrado. Esta decisión se tomó para poder aprovechar el espacio, y para reducir los riesgos de caída o contaminación al tener un canal a cielo abierto.

Para poder determinar la sección del conducto que circulará bajo tierra en el proyecto, es necesario conocer el tamaño de la cuenca que desaguará en él. Las cuencas hidrográficas son áreas del territorio que por su forma acumulan agua y la drenan en un mismo punto de descarga. En nuestro caso, el punto de descarga será el conducto pluvial enterrado que funcionará a superficie libre.

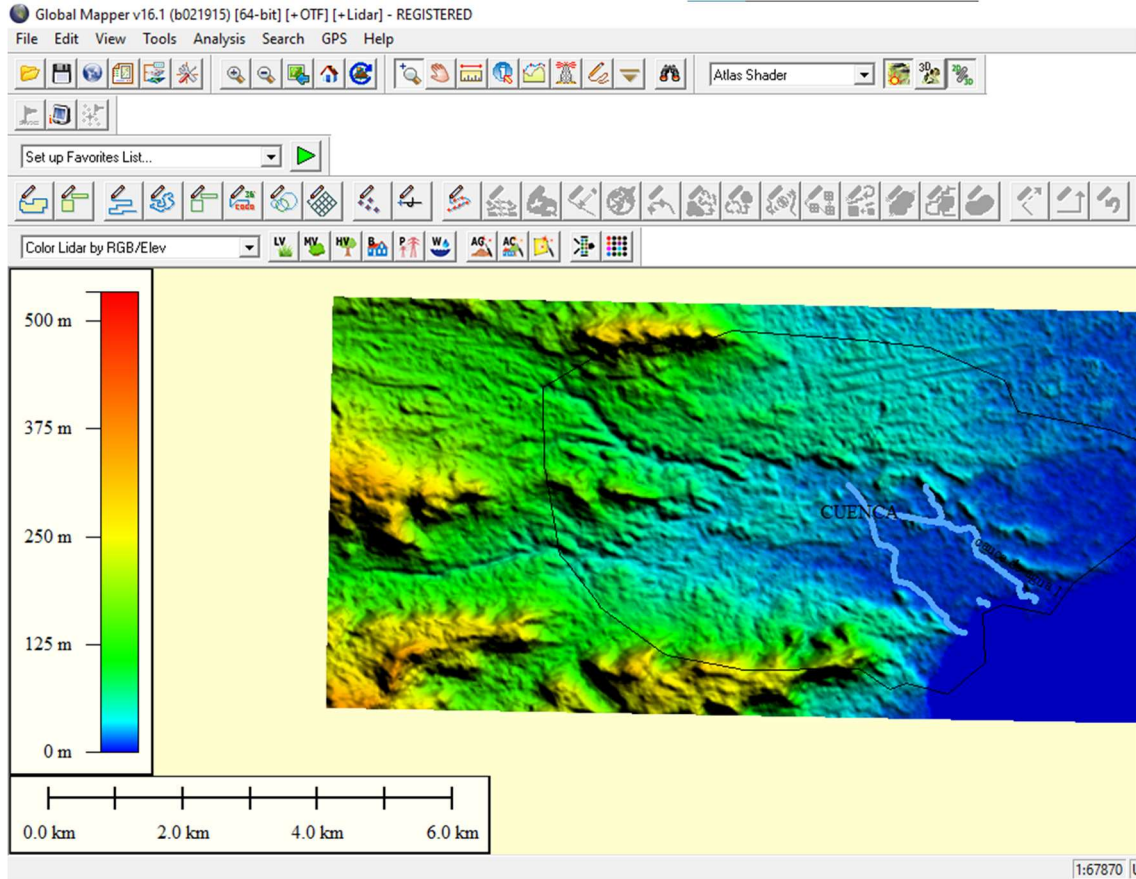
Para delimitar la cuenca se emplearon los programas “Google Earth”, “Global Mapper” y “Civil 3D”, donde a partir de la altimetría se trazó la línea divisoria de aguas.

En primer lugar, se trazó en Google Earth el recorrido de los arroyos de la zona: arroyo Belgrano, un pequeño arroyo en el centro y el arroyo del cual nos interesa determinar la cuenca. Luego, se dibujó una polilínea para delimitar la superficie a exportar.

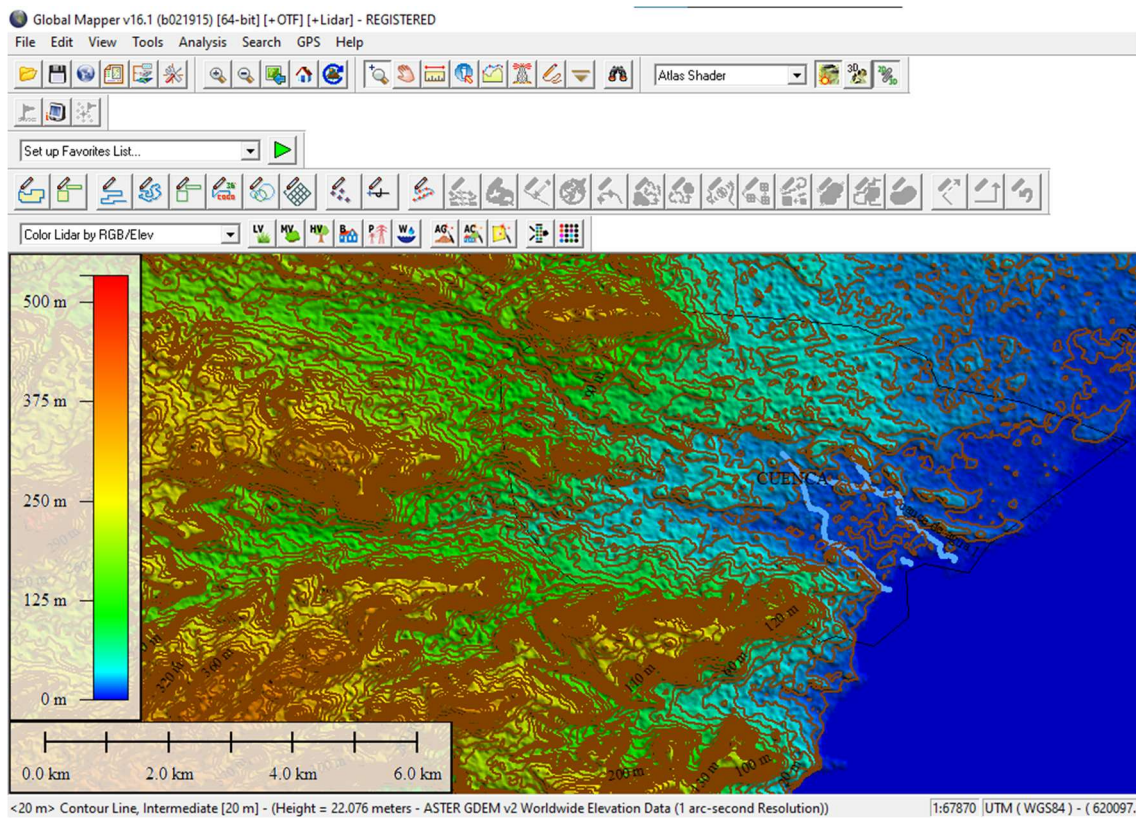


Polígonos en Google Earth

Esta superficie se cargó en el software Global Mapper para poder determinar las curvas de nivel, y finalmente exportarlas al software Civil 3D.

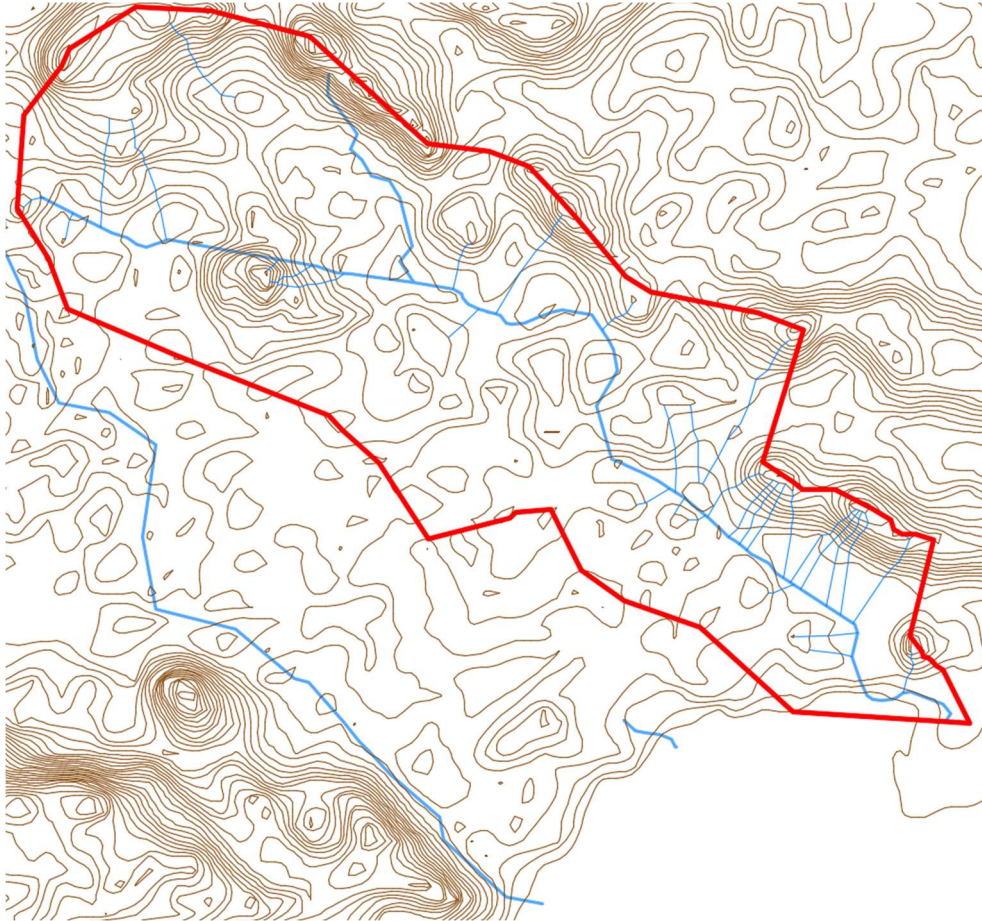


Poligonos en Global Mapper



Curvas de nive en Global Mapper

En civil 3D, empleando las curvas de nivel, se trazaron manualmente algunas de las escorrentías que llegan hacia el arroyo en estudio. Con las escorrentías marcadas se puede delimitar la divisoria de aguas y con ella se puede definir el área tributaria para posteriormente calcular el caudal a desaguar por el canal.



Curvas de nivel y área tributaria Civil 3D

Las curvas de nivel marcan líneas cada 2.00 m de altura. Como puede observarse, el área entre el arroyo en estudio y el arroyo Belgrano es prácticamente plana, por lo que la divisoria de aguas es algo difusa. Además, hay muchas zonas bajas dentro de la cuenca donde el agua tiende a estancarse. Adoptando una delimitación aproximada se llegó a que el área tributaria tiene un valor de 1948170 m², lo que equivale a 1,948 km².

4.1.2 MÉTODO RACIONAL

El método racional es un método que sirve para diseñar el drenaje de pequeñas cuencas. Se recomienda su uso para áreas tributarias menores a 100 Ha. Sin embargo, lo aplicaremos en nuestro caso por tratarse de un anteproyecto (194.8 Ha).

El método nos brinda el caudal que deberá desagotar nuestro sistema de drenaje, y para calcularlo se deberá dividir el área tributaria en distintas franjas. Estas franjas estarán definidas por isócronas. Las isócronas son líneas que se conforman por puntos de igual tiempo de recorrido hasta la salida de la cuenca. El cálculo consiste en aplicar la siguiente fórmula a cada una de dichas franjas:



$$Q = \frac{CAI}{360}$$

Donde:

Q = Caudal a drenar [m³/s]

A = Área de la cuenca tributaria [Ha]

I = Intensidad de la lluvia [mm/h]

C = Coeficiente de escorrentía [adimensional entre 0 y 1]

La intensidad de la lluvia se obtiene del estudio de régimen de lluvias dentro de la cuenca en función de la recurrencia deseada. A mayor recurrencia tendremos una intensidad de lluvia mucho mayor, ya que es la máxima lluvia dentro de ese periodo de años de recurrencia.

El coeficiente de escorrentía da idea de la permeabilidad que tiene el terreno y el entorno, por lo que para determinarlo es necesario conocer cada zona dentro de la cuenca (Viviendas, edificios, vegetación, infraestructura, suelo, etc.).

Tipo de superficie	Coeficiente c
Ciudades con edificación muy densa	0.70 a 0.90
Barrios con muchos edificios	0.50 a 0.70
Barrios con pocas casas o con edificios industriales	0.25 a 0.50
Campos de deportes, terrenos libres	0.10 a 0.30
Praderas y jardines	0.05 a 0.25
Parques	0.10 a 0.20
Tejas	0.9
Adoquinado	0.50 a 0.70
Pavimento asfáltico	0.85 a 0.9
Macadam	0.25 a 0.45

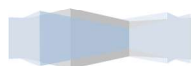
Isócronas

Lo primero que se debe hacer es subdividir la cuenca en zonas de menor afluencia, para ello se trazan las isócronas que son líneas de igual tiempo de concentración. El tiempo de concentración es el tiempo necesario para que una gota de agua llegue al punto o sección de estudio desde el punto más alejado de la cuenca. En este caso emplearemos tiempos de concentración cada 15 minutos, y la sección en estudio será la sección s-s ubicada en la esquina de la ex usina eléctrica de YPF, a partir de este punto se modificará el recorrido del canal.

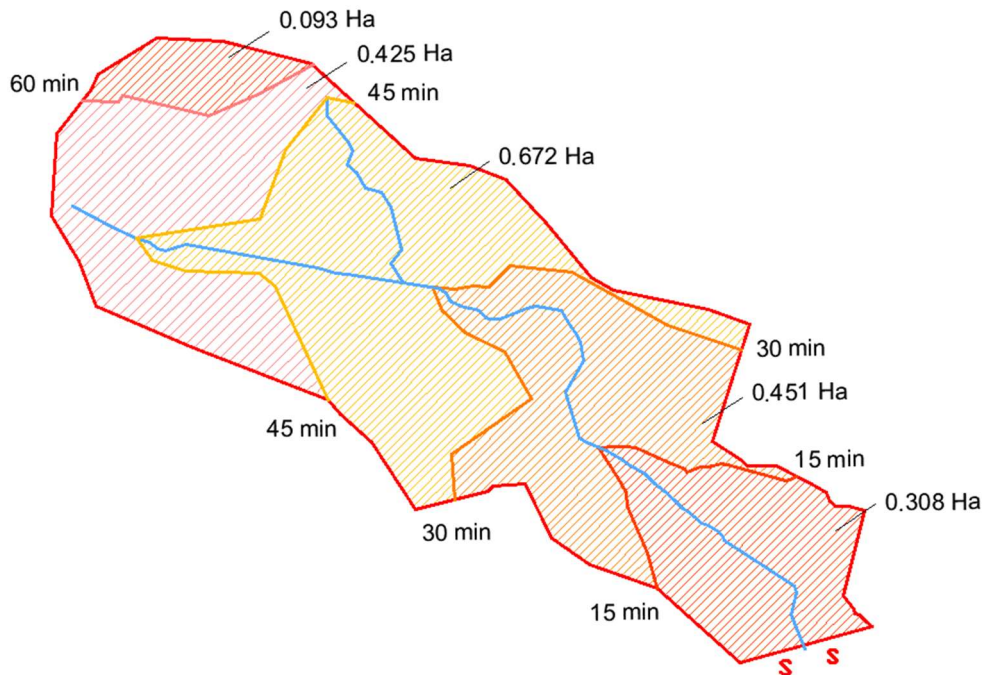
Adoptaremos dos velocidades de escurrimiento superficial: 0.50 m/s, que corresponde a terrenos naturales, y 1 m/s que se empleará cuando el recorrido sea por el cauce de agua. Con la velocidad de escurrimiento y el tiempo (900s = 15 min) obtenemos las distancias para ubicar los puntos de cada isócrona:

$$\text{Distancia en terreno natural} = \text{velocidad} \times \text{tiempo} = \frac{1 \text{ m}}{\text{s}} \times 900\text{s} = 900\text{m}$$

$$\text{Distancia por cauce de agua} = \text{velocidad} \times \text{tiempo} = \frac{0.50 \text{ m}}{\text{s}} \times 900\text{s} = 450\text{m}$$



Estas distancias se trazan de forma perpendicular a las curvas de nivel. Luego de subdividir la cuenca obtenemos el siguiente esquema:

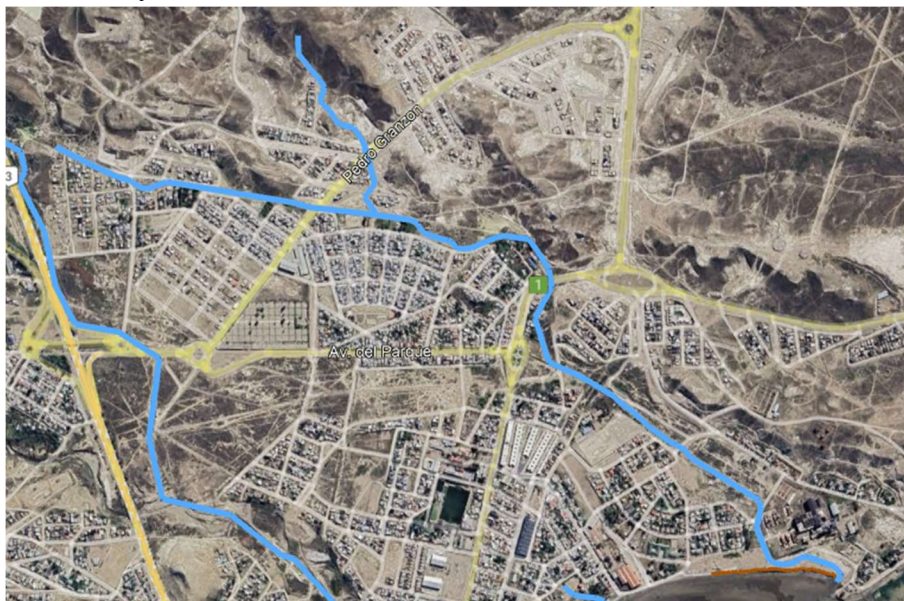


Esquema de cuenca e isócronas

Coefficiente “C”

El coeficiente de escorrentía superficial se determina por inspección visual y con el uso de las tablas el valor de c para cada una de las franjas.

En nuestro caso tenemos mayormente barrio de viviendas bajas, por lo que podemos adoptar entre 0.25 y 0.50 para el coeficiente de escorrentía. Para la franja con tiempo de hasta 60 y 75 minutos tenemos terrenos naturales sin viviendas, los valores podrían tomarse entre 0.10 y 0.30.



Vista aérea de la cuenca

Debido a que los suelos de la zona son arcillosos y poco permeables, debemos adoptar valores superiores a los de tabla. Además, se debe tener en cuenta el crecimiento futuro



de la zona. En base a lo anteriormente mencionado adoptamos entonces para las franjas de hasta 15, 30 y 45 minutos un valor de 0.80, y para la franja de 60 y 75 minutos un valor de 0.90 por tener principalmente terreno natural impermeable.

Intensidad de lluvia “I”

Debido a que en la zona no hay pluviómetros o pluviógrafos, no se tienen datos de precipitaciones en la cuenca. Un valor usualmente empleado en la aplicación del método para otras cuencas de la ciudad de Comodoro Rivadavia. $I = 40 \text{ mm/h}$.

En base al aumento de lluvias en los últimos años en la ciudad se decide tomar como intensidad de lluvias un valor de 50 mm/h .

Adicionalmente, se realizará la comparación con una intensidad de lluvia como la de la gran lluvia de 2017 para observar la diferencia de una obra con una recurrencia usual y con una gran recurrencia. $I = 70 \text{ mm/h}$.

Según el libro “Comodoro Rivadavia y la catástrofe de 2017”, se considera que en la ciudad un evento de precipitación intenso es aquel que supera 15 mm/día y son eventos muy intensos aquellos que superan 34.4 mm/día . Un evento extremo será aquel que supere los 59 mm/día . El acontecimiento del año 2017 acumuló 232 mm de lluvia en 48 horas.

Aplicación del método

Con los parámetros anteriormente definidos se aplicará la ecuación para cada franja de la cuenca. El caudal total a desaguar por el canal enterrado será la suma de los caudales de cada franja como se puede ver en la siguiente tabla:

Tiempo de concentración	Área [m ²]	Área [Ha]	C	Área acumulada [Ha]	I [mm/h]	Q [m ³ /s]
15	307525	0.308	0.8	0.308	50	0.034
30	450845	0.451	0.8	0.758	50	0.084
45	671562	0.672	0.8	1.430	50	0.159
60	425373	0.425	0.9	1.855	50	0.232
75	92865	0.093	0.9	1.948	50	0.244
Total	1948170	1.948			Adopto	0.244

El caudal es de $0.244 \text{ m}^3/\text{s} = 244 \text{ L/s}$.

Adicionalmente se adjunta la comparación para el caso de una gran lluvia:

Tiempo de concentración	Área [m ²]	Área [Ha]	C	Área acumulada [Ha]	I [mm/h]	Q [m ³ /s]
15	307525	0.308	0.8	0.308	70	0.048
30	450845	0.451	0.8	0.758	70	0.118
45	671562	0.672	0.8	1.430	70	0.222
60	425373	0.425	0.9	1.855	70	0.325
75	92865	0.093	0.9	1.948	70	0.341
Total	1948170	1.948			Adopto	0.341

El caudal es de $0.341 \text{ m}^3/\text{s} = 341 \text{ L/s}$.



2. Cálculo de un canal estable

4.2.1 CANAL EN CONDUCTO CERRADO

El destino del canal será transportar desagües de tipo urbano, es decir, desagües pluviales. Los caudales en este tipo de desagües son variables en el tiempo en función de las precipitaciones. En este caso se empleará el caudal de diseño previamente determinado ($Q=244$ L/s). Obtenido el caudal de diseño estamos en condiciones de proceder al diseño del canal. El diseño de un canal implica determinar las dimensiones de la sección, el material del conducto o revestimiento, el trazado en planta y la pendiente longitudinal del mismo. Sabemos que el canal a diseñar escurrirá por un conducto cerrado de sección circular y se decide optar por colocar piezas prefabricadas de hormigón armado ensambladas en obra.

Trazado en planta y pendiente longitudinal:

Para comenzar, se determinará el trazado en planta y la pendiente longitudinal. Se decide evitar cambios de pendientes, direcciones y secciones para que el desagüe sea lo más directo posible.

El canal cambiará de forma de un canal abierto a uno cerrado en el punto donde actualmente el canal se encauza para el paso vehicular. La calle Dr. Oscar Alustiza tiene un cruce a nivel con el canal actual, dicho cruce se resolvió haciendo circular el arroyo por un conducto cerrado. Como puede observarse en la siguiente imagen, se tiene un canal abierto sin revestir que ingresa a un conducto de sección circular de 90 cm de diámetro interior, y 6.00 m de largo:

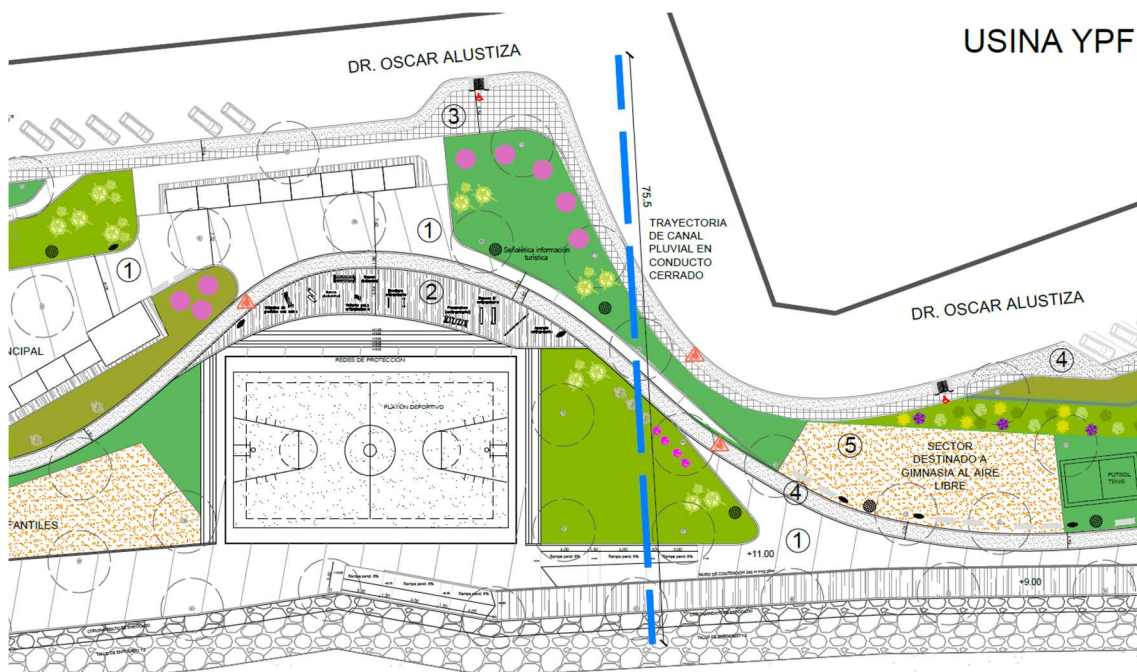


Canal en conducto cerrado actual

En el proyecto se realizará el mismo cambio de sección, con la diferencia de que se revestirá el canal abierto antes del ingreso al conducto para evitar que el agua pueda

abrirse paso alrededor del mismo. Partiendo desde dicho punto, el trazado tendrá la dirección que genere la menor longitud, por lo que será perpendicular al eje del enrocado. Finalmente desembocará en él a un nivel inferior al camino peatonal y superior al nivel de la playa considerado en el proyecto. Esta decisión se toma para permitir que el mantenimiento del canal se realice desde el extremo del enrocado, y para que la playa no interfiera con la salida del agua. En caso de que el nivel de la playa aumente, se deberá colocar un filtro adecuado en la salida del mismo para evitar que el agua en el conducto circule a presión, es decir, a sección llena.

Podemos observar que el trazado del canal será el siguiente:



Trazado de canal en conducto cerrado

La longitud del conducto cerrado será de 75.50 m.

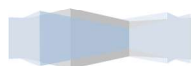
Empleando los mismos niveles de proyecto podemos observar que la conexión entre el canal abierto y el cerrado se realizará a un nivel de +8.90 m, mientras que la desembocadura del canal en el enrocado se dará a un nivel de +7.50 m. Ambos niveles corresponden al nivel inferior del conducto.

Para una distancia horizontal de 75.50 m podemos obtener la pendiente longitudinal única a lo largo de todo el trazado del canal:

$$i = \frac{8.90m - 7.50m}{75.50m} = 0.0185$$

La pendiente será de **1.85 cm/m**.

Se decide adoptar una pendiente baja que permita un adecuado escurrimiento y un menor volumen de excavación, a la vez de que permita desaguar en el enrocado sobre el nivel de la playa y sobre el nivel de pleamar determinado previamente (+7.00 m).



Luego del dimensionado se realizará la verificación a la velocidad mínima para evitar sedimentos en el canal.

Material y sección:

Como se mencionó previamente, conocemos el material y la sección de nuestro conducto. Dado que se deciden emplear premoldeados de hormigón armado, conocemos el coeficiente de rugosidad $\eta_0=0.016$, sin embargo, este coeficiente debe ser modificado para ajustarse a la realidad.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m_5$$

Donde:

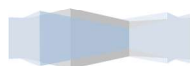
- n_1 efecto de las irregularidades de las superficies sólidas de contacto.
- n_2 variaciones de tamaño y forma de las secciones.
- n_3 obstrucciones de la sección.
- n_4 vegetación.
- m_5 corrección por efecto de sinuosidades o meandros.

COEFICIENTE	DESIGNACIÓN	CATEGORÍA	VALOR
n_1	Irregularidad.	Suave.	0,000
		Menor.	0,005
		Moderada.	0,010
		Severa.	0,020
n_2	Variación de la sección.	Gradual.	0,000
		Ocasional.	0,005
		Frecuente.	0,010 – 0,015
n_3	Obstrucción.	Despreciable.	0,010
		Menor.	0,010 – 0,015
		Apreciable.	0,020 – 0,030
		Severa.	0,040 – 0,060
n_4	Vegetación.	Escasa.	0,005 – 0,010
		Moderada.	0,010 – 0,025
		Alta.	0,025 – 0,050
		Muy alta.	0,050 – 0,100
m_5	Intensidad de sinuosidad.	Menor.	1,000
		Apreciable.	1,150
		Severa.	1,300

Coefficientes de ajuste para la rugosidad de Manning (Ven Te Chow, 1959) [13]

Para ello se realizarán las siguientes consideraciones:

[13] Ven Te Chow. “Hidráulica de canales abiertos ” Mc Graw Hill - ISBN: 958600228-4, 1959.

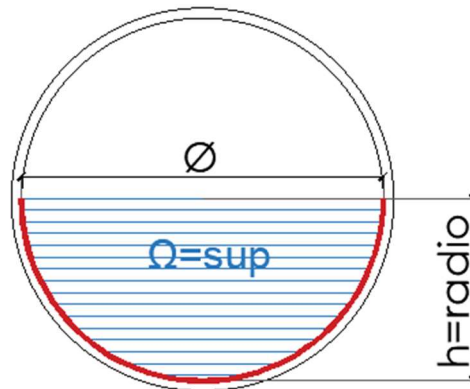


- ❖ Irregularidad suave. $n_1 = 0.005$
- ❖ Se considera una variación de la sección nula porque las piezas serán premoldeadas ensambladas en obra siguiendo una trayectoria recta. $n_2 = 0$
- ❖ Las obstrucciones serán despreciables. No hay obstrucciones en el cauce por cruces de otros conductos. $n_3 = 0.005$
- ❖ Debido a que el conducto circula por un conducto cerrado no existirá luz solar, se supone por esta razón que la vegetación será escasa. $n_4 = 0.005$
- ❖ La sinuosidad es despreciable. $m_1 = 1$

$$n = (0.016 + 0.005 + 0 + 0.005 + 0.005) \times 1 = 0.031$$

Luego de los ajustes, el coeficiente de rugosidad tiene un valor de $\eta = 0.031$.

En cuanto a la sección, se realizará una importante consideración. Para realizar el dimensionado de la sección del canal se supondrá que el tirante de agua para el caudal de diseño será igual al radio del conducto, es decir el desagüe para dicho caudal deberá ocupar la mitad de la sección del conducto. Esta suposición permite que la sección del agua sea semicircular teniendo el perímetro mojado mínimo, y a su vez, permite que el conducto tenga capacidad para soportar caudales mayores al de diseño.



χ = perímetro mojado

Sección del conducto con la condición $h=r$

La ecuación para determinar el diámetro del conducto será la ecuación de Chezy Manning:

$$Q = \Omega \cdot U \quad U = \frac{1}{\eta} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \therefore \quad Q = \frac{1}{\eta} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \Omega$$

Aplicando la relación adoptada entre el diámetro y el tirante crítico los distintos parámetros de la sección quedan:

$$X = \frac{\pi \cdot \phi}{2} \quad \text{Perímetro mojado}$$

$$h = \frac{\phi}{2} \quad \text{Tirante}$$

$$R = \frac{\Omega}{X} \quad \text{Radio hidráulico}$$

$$\Omega = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \frac{1}{2} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{8} \quad \text{Superficie del fluido}$$



De esta manera, estamos en condiciones de conocer el diámetro mínimo que podrá tener el conducto para circular a media sección con el caudal de diseño:

$$Q = \frac{i^{\frac{1}{2}}}{\eta} \cdot \frac{\Omega^{\frac{2}{3}}}{X^3} \cdot \Omega = \frac{2\sqrt{i}}{\eta} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{8}\right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi}{2}\right)^{-\frac{2}{3}}$$

$$Q = \frac{2\sqrt{i}}{\eta} \cdot \left(\frac{\pi}{2^3}\right)^{\frac{5}{3}} \cdot \phi^{\frac{10}{3}} \cdot \pi^{-\frac{2}{3}} \cdot \phi^{-\frac{2}{3}} \cdot 2^{\frac{2}{3}} \quad Q = \frac{2\sqrt{i}}{\eta} \cdot \frac{\pi^{\frac{5}{3}}}{2^5} \cdot \phi^{\frac{10}{3}} \cdot \pi^{-\frac{2}{3}} \cdot \phi^{-\frac{2}{3}} \cdot 2^{\frac{2}{3}}$$

$$Q = \frac{2\sqrt{i}}{\eta} \cdot 2^{-\frac{13}{3}} \cdot \pi \cdot \phi^{\frac{8}{3}} \quad i := 0.0185 \quad \eta := 0.031 \quad Q := 0.244 \frac{m^3}{s}$$

$$\phi := \left(\frac{Q \cdot \eta}{2^{-\frac{13}{3}} \cdot \pi \cdot 2\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0.679 \text{ m}$$

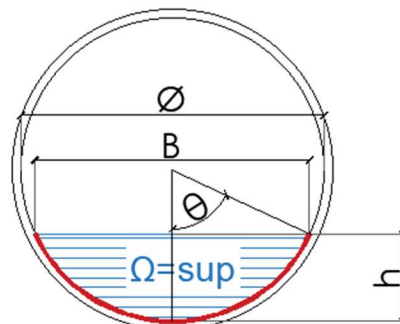
Para dicho diámetro, la velocidad media del fluido será:

$$\phi := 0.679 \quad \Omega := \frac{\pi \cdot \phi^2}{8} = 0.181 \quad X := \frac{\pi \cdot \phi}{2} = 1.067$$

$$U := \frac{1}{\eta} \cdot \left(\frac{\Omega}{X}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} = 1.345 \frac{m}{s}$$

Si bien puede colocarse un conducto de 68 cm de diámetro, se decide optar por un conducto de 80 cm de diámetro interno para permitir el ingreso de una persona de mantenimiento en caso de ser necesario para desobstruir.

Al aumentar el diámetro del conducto se modificará el tirante y la sección mojada del conducto, en este caso conviene referir los parámetros de la sección en función del ángulo:



χ = perímetro mojado

Sección del conducto para un tirante h

Partiendo de la ecuación de Chezy Manning junto con la ecuación de continuidad encontraremos la sección, y, por lo tanto, el tirante de la sección:



$$U = \frac{1}{\eta} \cdot \left(\frac{\Omega}{X}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad Q = \Omega \cdot U \quad \frac{Q}{\Omega} = \frac{1}{\eta} \cdot \left(\frac{\Omega}{X}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{Q \cdot \eta}{\sqrt[2]{i}} = \Omega^{\frac{5}{3}} \cdot X^{-\frac{2}{3}} \quad \Omega = \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot (\theta - \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)) \quad X = \phi \cdot \theta$$

$$\frac{Q \cdot \eta}{\sqrt[2]{i}} = \phi^{\left(\frac{-2}{3}\right)} \cdot \theta^{\left(\frac{-2}{3}\right)} \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^{\frac{10}{3}} \cdot (\theta - \sin(\theta) \cdot \cos(\theta))^{\frac{5}{3}}$$

$$\frac{Q \cdot \eta}{\sqrt[2]{i}} \cdot \phi^{\left(\frac{8}{3}\right)} \cdot 2^{\frac{10}{3}} = (\theta - \sin(\theta) \cdot \cos(\theta))^{\frac{5}{3}} \cdot \theta^{\left(\frac{-2}{3}\right)}$$

$$\frac{Q \cdot \eta}{\sqrt[2]{i}} \cdot \phi^{\left(\frac{8}{3}\right)} \cdot 2^{\frac{10}{3}} = 1.016 \quad \text{por tanteos}$$

$$\theta = 77.5^\circ$$

$$\theta := \frac{77.5}{180} \cdot \pi = 1.353$$

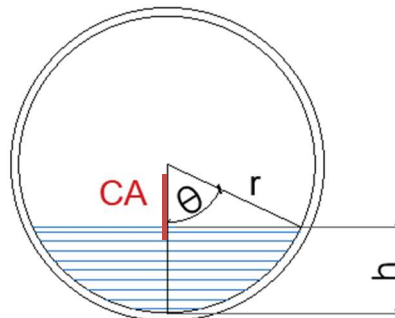
$$Q = 0.244$$

$$\eta = 0.031$$

$$i = 0.019$$

$$(\theta - \sin(\theta) \cdot \cos(\theta))^{\frac{5}{3}} \cdot \theta^{\left(\frac{-2}{3}\right)} = 1.019$$

Adoptaremos un ángulo de $77.5^\circ = 1.353 \text{ rad}$



Esquema para determinar h

$$CA := \frac{\phi}{2} \cdot \cos(\theta) = 0.087 \text{ m} \quad h := \frac{\phi}{2} - CA = 0.313 \text{ m}$$

$$\Omega := \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot (\theta - \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)) = 0.183 \text{ m}^2 \quad X := \phi \cdot \theta = 1.082 \text{ m}$$

$$U := \frac{Q}{\Omega} = 1.336 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Seleccionado el diámetro del conducto, debemos verificar que la velocidad se encuentre entre los valores máximos y mínimos. El límite máximo está en función del material de



la pared sólida en contacto con el fluido, y se emplea para evitar socavaciones producidas por fricción. El límite mínimo tiene como función evitar sedimentación y formación de plantas acuáticas en el conducto. El límite de velocidad mínima se calcula de acuerdo a la ecuación de Robert Gregg Kennedy.

$$U_{\min} := 0.55 \cdot h^{0.64} = 0.262 \frac{m}{s} \quad \therefore \quad \text{El canal verifica a la velocidad mínima. (*)}$$

$$U_{\max} := 25 \frac{m}{s} \quad H^{\circ}A^{\circ}H17 \quad \therefore \quad \text{El canal verifica a la velocidad máxima.}$$

Finalmente, mediante iteración hallamos el tirante crítico, el cual permite conocer el régimen del escurrimiento a superficie libre y la energía propia mínima H_{\min} .

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\Omega_c^3}{B_c} \quad \text{Relación para hallar el tirante crítico}$$

$$\frac{Q^2}{9.81} = 0.006$$

$$\theta = 74^{\circ} \quad \theta := \frac{74}{180} \cdot \pi = 1.292$$

$$B_c := \phi \cdot \sin(\theta) = 0.769$$

$$\Omega_c := \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot (\theta - \sin(\theta)) \cdot \cos(\theta) = 0.164 \quad m^2$$

$$\frac{\Omega_c^3}{B_c} = 0.006 \quad CA := \frac{\phi}{2} \cdot \cos(\theta) = 0.11 \quad m \quad h_c := \frac{\phi}{2} - CA = 0.29 \quad m$$

El tirante crítico será de 0.29 m y se dará para un ángulo de 74° .

La energía propia mínima será entonces:

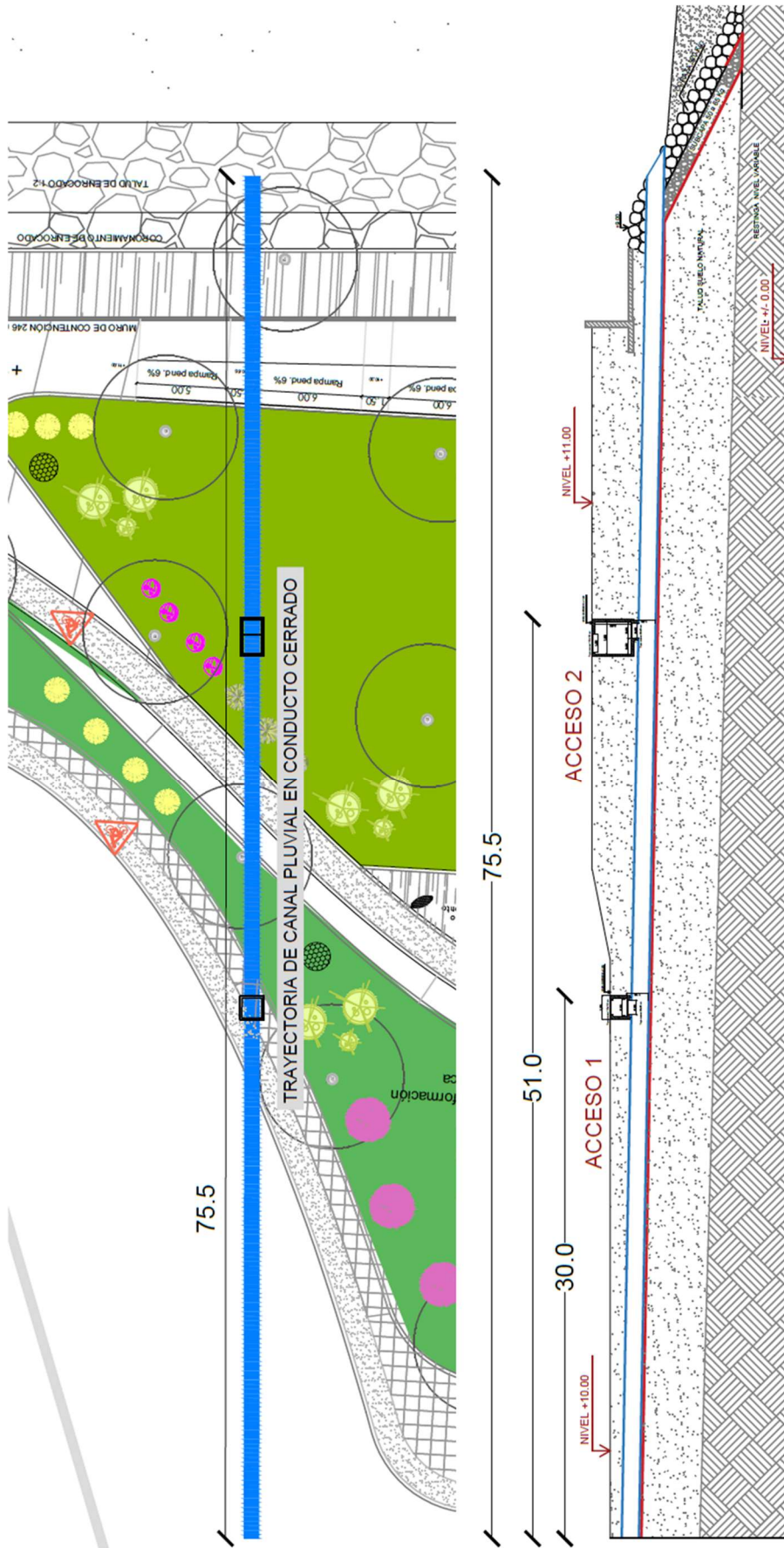
$$H_{\min} := h_c + \frac{\Omega_c}{2 \cdot B_c} = 0.397 \quad m \quad 1.05 \cdot H_{\min} = 0.416$$

$$H := h + \frac{Q^2}{2 \cdot 9.81 \cdot \Omega^2} = 0.404 \quad m \quad H \geq 1.05 \cdot H_{\min} \quad \therefore \quad \text{No verifica}$$

Se adopta 0.80 m como diámetro del canal a pesar de no cumplir con la última verificación. Esto se debe a que dicha verificación únicamente implica que se originarán ondulaciones en la superficie del agua debido a que el régimen fluctuará entre rápido y lento para el caudal de diseño debido a que el tirante se encuentra muy próximo del tirante crítico.

Nota: Otra bibliografía consultada indica velocidades mínimas promedio de 0.6 m/s. (Fuente: "Hidráulica de canales abiertos" Richard H. French). Para aumentar la velocidad se debería reducir la sección o aumentar la pendiente del conducto. A pesar de esta aclaración, se mantienen las dimensiones elegidas.





Esquema general corte y planta

4.2.2 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

Las zanjas para colocar los elementos premoldeados tendrán una altura promedio de 3.00m, por lo que deberán ser debidamente apuntaladas para evitar desmoronamientos.

El fondo del canal deberá contar con film de polietileno y piedra bola sobre él para lograr un manto drenante que cumplirán la función de impermeabilizar y llevar las posibles filtraciones de agua desde el canal al enrocado.

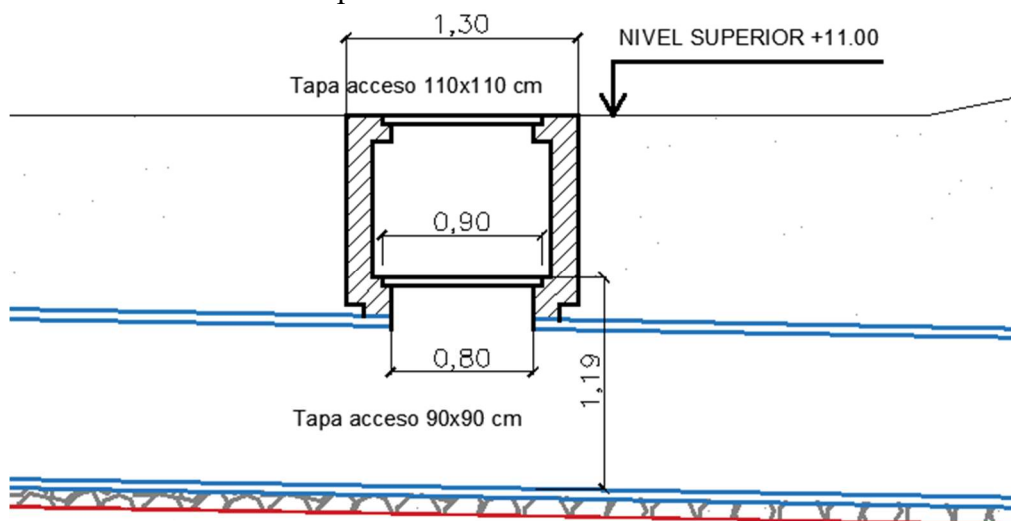
Los premoldeados se deberán bajar con grúas y ensamblarse para generar el canal. En la unión entre elementos se colocará mortero o anillos de goma para asegurar la hermeticidad del mismo. En el extremo del canal, en su encuentro con el enrocado se colocará una pieza especial también premoldeada.

Es muy importante que el geotextil que sirve de filtro para el enrocado sea continuo y se extienda forrando parte del conducto enterrado para evitar migración de finos hacia los mantos de roca.

4.2.3 MANTENIMIENTO

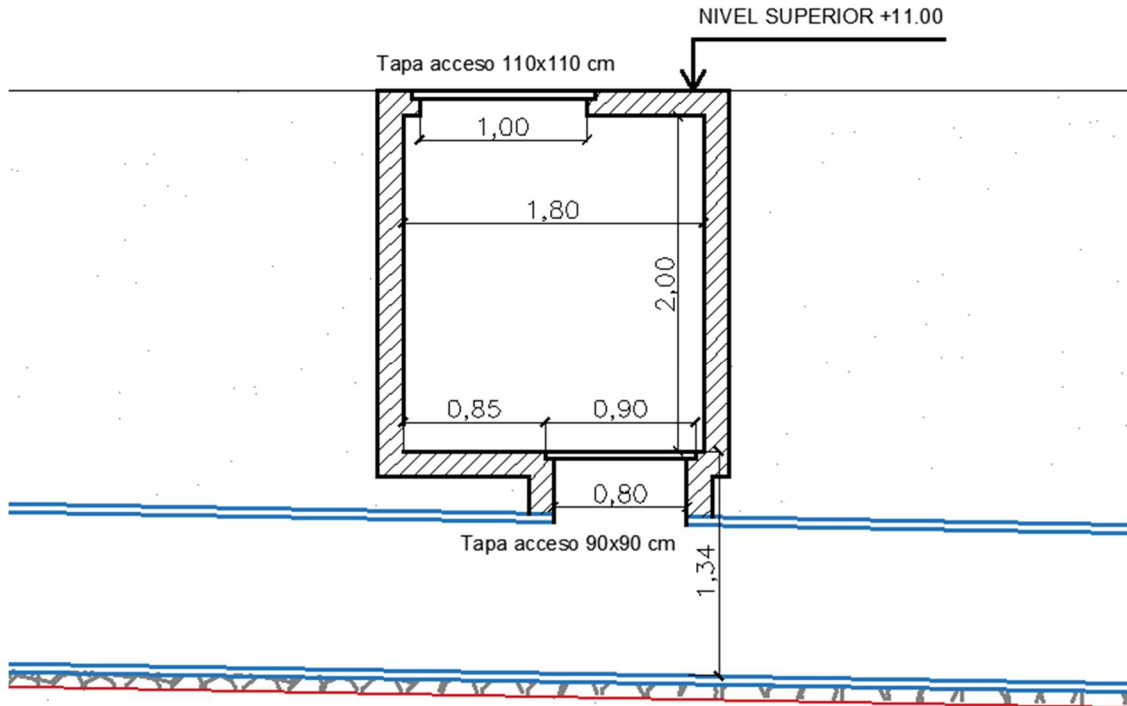
En épocas de precipitaciones bajas, el caudal se reduce y el canal se encuentra con un tirante muy bajo que no permite el arrastre de sólidos. Estos sólidos decantan y se acumulan, provocando una reducción de la sección del canal. También puede darse el caso de que se arrojen diversos objetos aguas arriba del canal en conducto cerrado produciéndose la obstrucción del mismo. Debido a esto, se debe realizar el mantenimiento del mismo para limpiar el conducto y eliminar todo tipo de residuos o sólidos en el mismo. El mantenimiento del conducto se realizará por un operario desde el extremo inferior, y por el extremo superior cuando el tirante lo permita.

A causa de que el canal tiene una longitud de 75.5 m, se decide agregar dos accesos intermedios ubicados cada aproximadamente 25 m. Desde la superficie del paseo se colocarán cámaras de acceso con escaleras verticales que permitan acceder al conducto. El primer acceso será de 1.30 m x 1.30 m y se ubicará en las veredas de la calle Dr. Alustiza. Ésta contará con una tapa en superficie de 1.10 x 1.10 m ubicada una sobre la tapa inferior de 0.80 x 0.80 m para acceder al canal.



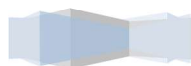
Detalle acceso 1

El segundo acceso tendrá un tamaño mayor por ubicarse en la zona alta del paseo, en este caso la cámara será de 2.10 m x 1.30 m. Las tapas tendrán las mismas dimensiones que en el caso anterior, con la diferencia de que se ubicarán desfasadas entre sí para poder usar el fondo de la cámara como apoyo al descender.



Detalle acceso 2

Como se observó en el capítulo 1 del presente informe, al mover el canal y entubarlo se pierde en la zona baja del paseo costero el sumidero pluvial que llevaba las aguas superficiales hacia el mar. Si bien el canal se encuentra enterrado, aún las aguas pueden llevarse hacia él. Por esta razón, se aprovecha uno de los accesos para verter los desagües pluviales de la zona baja del paseo costero. Generando así ahorro de tiempo y dinero al evitar zanjas de al menos un metro y medio de profundidad en caso de llevar las aguas directamente al enrocado.

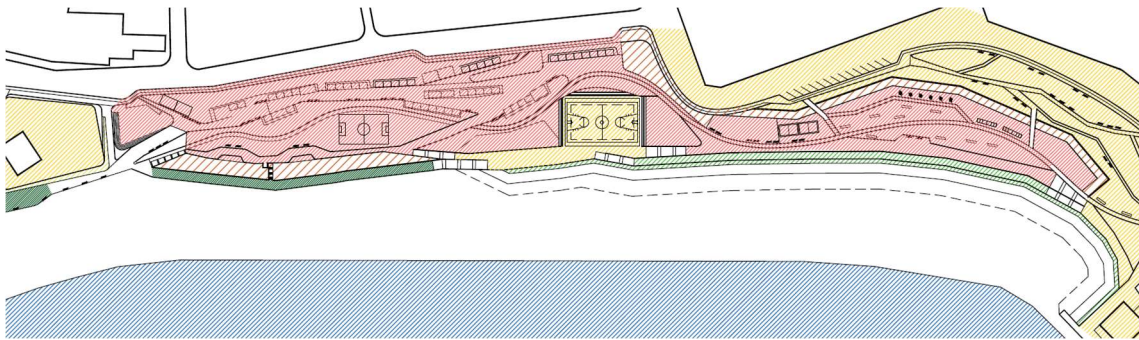


3. Desagües de escurrimiento superficial

4.3.1 ZONAS

Recordando los niveles del proyecto, podíamos identificar los siguientes sectores:

- Nivel +11.00 m en color rojo (nivel general)
- Nivel +10.00 m en color amarillo (Cancha, miradores, casa de bombas, jardín botánico de plantas autóctonas y estacionamientos)
- Nivel +9.00 m en color verde claro (coronamiento de enrocado y paseo bajo)
- Nivel +8.00 m en color verde oscuro (bajadas a la playa, conexión con etapa 2 existente).

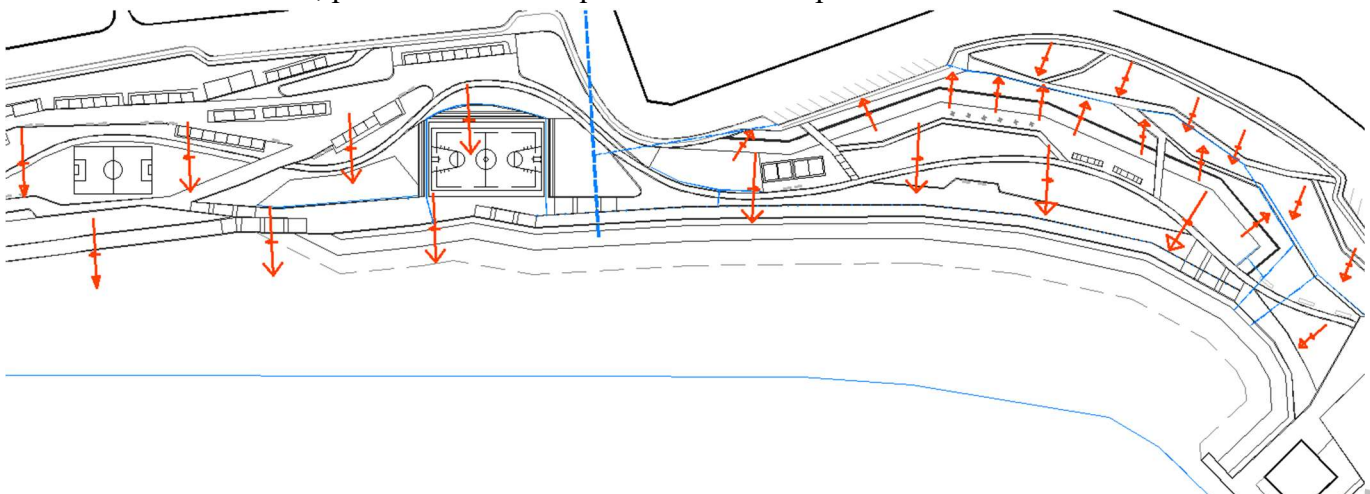


Niveles del paseo costero

Analizando dichos niveles, podemos observar que hay zonas que naturalmente llevan las aguas de lluvia a la playa al darle una pequeña pendiente, y otras zonas que requieren de sistemas de desagüe pluvial que lleven las aguas de lluvia al enrocado y de allí al mar.

Para las primeras zonas se seleccionan pendientes de 1% en dirección a la playa; y para las segundas se tendrán también pendientes de 1%, pero se llevará el escurrimiento superficial a canaletas impermeables con rejillas metálicas superiores. Dichas canaletas se dirigirán de la manera más directa posible hacia el enrocado o hacia el canal para verter allí el agua de lluvia.

A continuación, podemos ver un esquema del sistema pluvial:

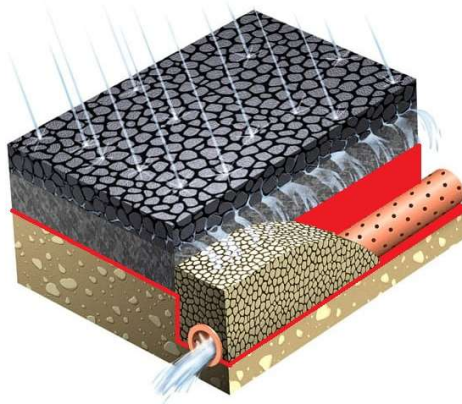


Esquema de desagüe pluvial

Como se observa en el esquema anterior, el playón polideportivo se encuentra en un nivel inferior a su entorno. Para evitar que se inunde se deberán colocar canaletas impermeables entre la cancha y las gradas, colocando conductales enterrados hasta conectar dichas canaletas con el coronamiento del enrocado.

Por último, cabe destacar, que en las zonas de juegos de niños y sectores deportivos se colocó suelo drenante. En estos casos, debajo del suelo drenante se colocará el manto drenante conformado por gravas sin finos, en conjunto con un conducto con orificios que recoja las aguas y las lleve hacia el mar a través de las veredas con pendiente. El manto filtrante se recubre con geotextil impermeable para evitar que el agua circule por fuera del conducto.

Desde dicho conducto el agua se llevará hacia las veredas con pendiente o, cuando no resulte posible mediante gárgolas y caños de lluvia se llevará a niveles inferiores.

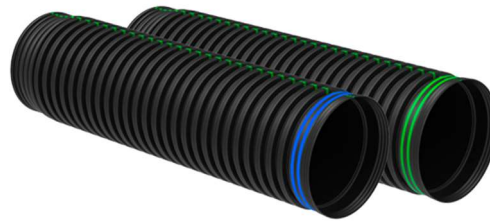


Esquema de desagüe pluvial en suelo drenante

4.3.2 ELEMENTOS DEL SISTEMA Y MATERIALES

El sistema de desagüe pluvial estará compuesto por:

- ❖ **Canaletas** impermeables como sumideros. Se realizarán de hormigón simple revestido con mortero hidrófugo para impermeabilizar la superficie. Dichas canaletas tendrán base con pendiente 1% en dirección a los conductales.
- ❖ **Rejas metálicas** con 2 cm de separación entre sí realizadas a medida para cada canaleta. Cumple la función de evitar el ingreso de elementos de grandes dimensiones como por ejemplo bolsas dentro del sistema pluvial, adicionalmente, al retirarla se puede acceder cómodamente al sistema pluvial para su desobstrucción.
 - ☞ Las canaletas se colocarán a lo largo de las veredas del jardín botánico, en el estacionamiento noreste y a los lados del playón polideportivo. (ver plano pluvial adjunto).
- ❖ **Conductales** de PEAD (polietileno de alta densidad), los cuales se caracterizan por ser corrugados en el exterior y lisos en el interior. Estas cañerías tienen algunas ventajas respecto a otros materiales, como, por ejemplo: no sufrir corrosión, ser de alta resistencia a la abrasión por arenas, ser livianas, de buena resistencia mecánica y fáciles de colocar. Las uniones se realizan por medio de soldaduras térmicas usando métodos de termofusión o electrofusión.



Cañerías pluviales de PEAD

- ☞ Los conductales se colocarán desde las rejillas metálicas hasta el coronamiento del enrocado/accesos al canal. En el caso de las veredas del jardín botánico tendrán dos conductales con una única desembocadura en el coronamiento del enrocado en la zona más curva del mismo (cerca de la casa de bombas); y en el caso del estacionamiento tendrá un único conductal hasta el acceso rectangular (ver plano pluvial adjunto)
- ❖ **BDA** (bocas de desagüe abiertas), compuestas por una cámara de sección cuadrada de hormigón simple revestido con mortero hidrófugo y una reja metálica superior. Las mismas se conectarán a una cañería PEAD que servirá de acceso intermedio a los conductales para realizar el mantenimiento correspondiente.
 - ☞ Las BDA se colocarán sobre el trazado de los conductales a una distancia menor a 15 metros entre sí para permitir cómodamente la desobstrucción.
- ❖ **Gárgolas y caños de lluvia** como drenaje en la zona inferior de los muros para permitir el paso del agua detrás de los mismos.

En el muro de nivel bajo (+9.00 m) el agua escurrirá directamente al coronamiento del enrocado, mientras que en el nivel alto (+11.00 m) se colocarán gárgolas y caños de lluvia para evitar que el agua escurra sobre la cara del muro y drene directamente hacia la losa inferior del paseo. También se colocarán en el muro que contiene la zona de juegos infantiles, en este caso la diferencia de niveles es menor (1.00 m).

 - ☞ En estos casos, es importante tener en cuenta que los caños de lluvia quedarán a la vista, y es por esta razón que el sistema gárgola + CLL se realizará en hormigón a la vista, pudiendo ser piezas premoldeadas colocadas directamente en obra.

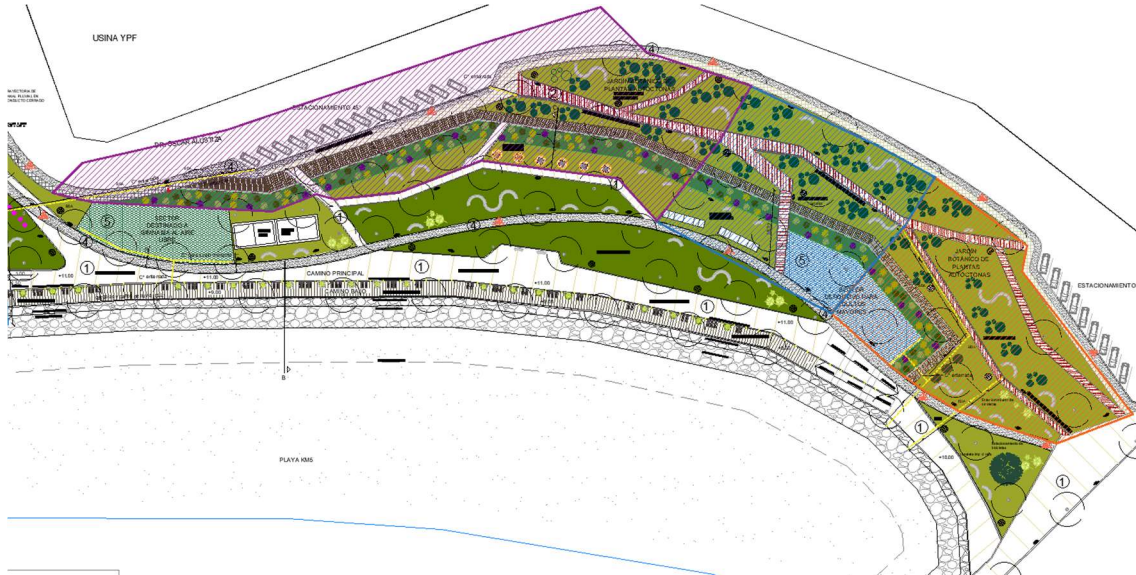
4.3.3 CÁLCULO

Para verificar cada uno de los elementos del desagüe pluvial se deben considerar las superficies a desaguar desde aguas arriba hacia aguas abajo.

El primer elemento que recibe las aguas será la rejilla metálica y el canal impermeable. Debido a que el mismo es continuo y de igual extensión que el camino del paseo, no es necesario verificar su sección por ser mucho mayor a la requerida por análisis de desagües pluviales. Sin embargo, se considera necesaria tal extensión para recibir adecuadamente las aguas de lluvia. Luego de un tiempo desde la inauguración del paseo, es posible que el nivel del suelo varíe y si se adoptara una sección pequeña de rejillas es probable que la misma no capte el agua de las lluvias y se generen charcos en zonas bajas del jardín botánico.



El siguiente elemento a calcular serán los conductales que lleva las aguas de lluvia desde las canaletas hacia el enrocado/canal. Se computarán las superficies totales a desaguar y luego se adoptará el diámetro más adecuado para dichos conductales. A continuación, se pueden observar un esquema de las superficies a desaguar y los cálculos realizados: determinación de superficie, diámetro adoptado y superficie que desagota:



Esquema superficies 1 (violeta), 2 (azul) y 3 (naranja)

Conductal	Superficie	Superficie mayorada	Pendiente	Diámetro adoptado	Superficie máx. a desaguar
	[m ²]	[m ²]			
1) Estacionamiento	3790	4169	0.01	250	4858
2) Conductal 1 (talud + cancha bocha y tejo)	1811	1992.1	0.01	200	2672
3) Conductal 2 (casa de bombas)	2112	2323.2	0.01	200	2672
Cancha	1207	1327.7	0.01	200	2672
Zona de juegos	360	396	0.01	100	426

Se toma parte de la calle en la superficie 1 para estar del lado de la seguridad, ya que es probable que la pendiente de la calzada genere que el agua ingrese a la canaleta del estacionamiento.

Por último, se dimensionarán los caños de lluvia para el muro del sector de niños (3 unidades) y los caños de lluvia para el paseo bajo (3 unidades).

Caños de lluvia	Superficie	Pendiente	Diámetro	Sección	Superficie máx. a desaguar	Sección	
	[m ²]					[m/m]	[mm]
1) Juegos	100	0.01	100	7854	300	10x10	10000
2) Cancha + vereda paseo	265	0.01	100	7854	300	10x10	10000
3) veredas paseo	160	0.01	100	7854	300	10x10	10000
4) veredas paseo	165	0.01	100	7854	300	10x10	10000

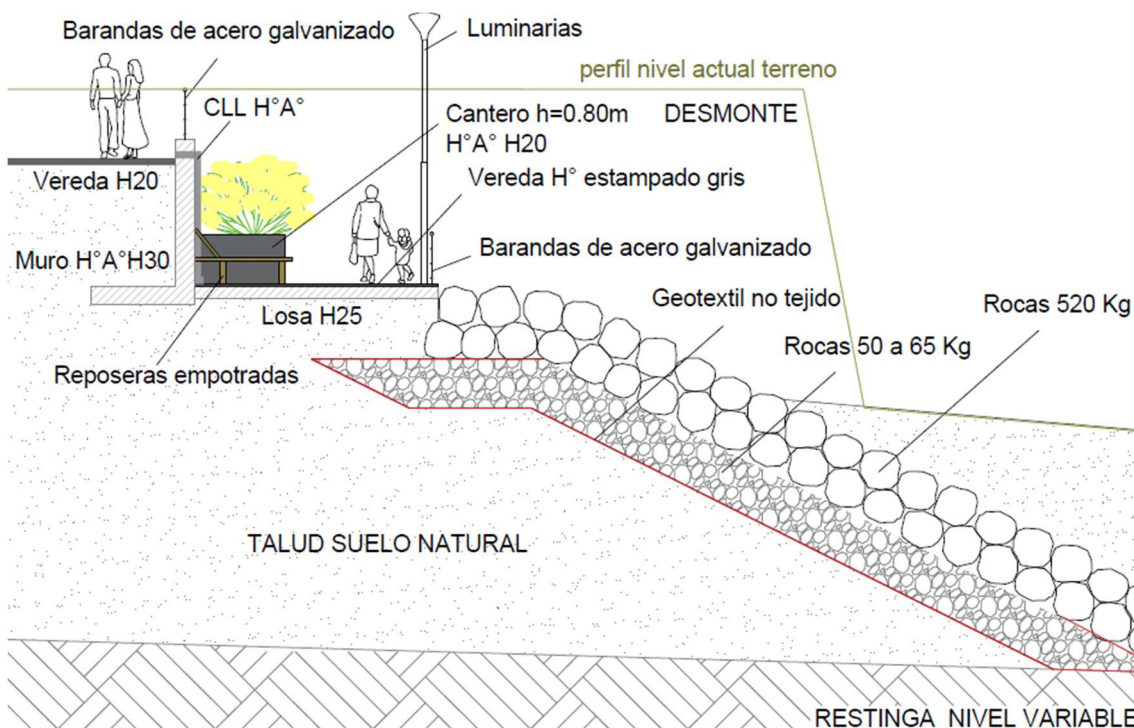
CAPÍTULO 5: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

1. Cómputo

5.1.1 DEFENSA COSTERA - ENROCADO

Para el desarrollo del cómputo de la defensa, se considerarán todas las etapas que componen la obra civil: movimiento de suelo, estructura tanto de roca en sus distintos niveles como el muro de hormigón armado para contener el paseo alto, pluvial e iluminación. Adicionalmente, se computarán canteros, barandas, y mobiliario urbano para conseguir el valor final por metro lineal de defensa y poder compararlo con la otra opción de defensa que es con muro vertical de hormigón armado.

En la siguiente imagen podemos observar los distintos materiales a computar:



Materiales defensa: enrocado

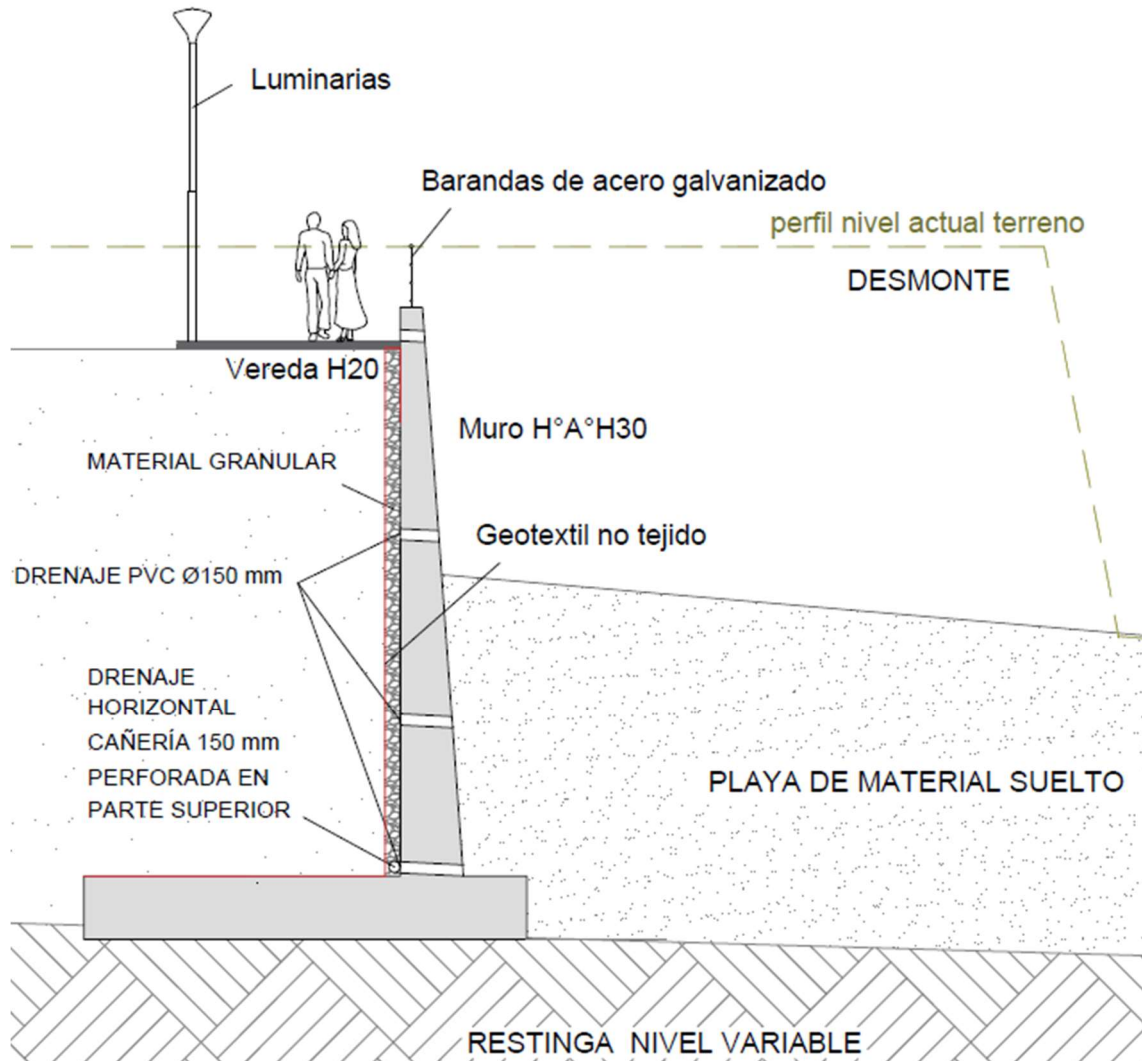
El perfil del terreno cambiará a lo largo del paseo costero teniendo zonas altas con gran volumen en desmonte como es el caso del corte elegido, y otras con zonas de desmonte y relleno.

5.1.2 DEFENSA COSTERA - MURO VERTICAL DE H°A°

El cómputo de materiales del muro de H°A° como defensa costera se realizará únicamente para poder comparar el precio final de ambas opciones.

En este caso, las etapas a considerar son las mismas que en el apartado anterior, lo cual implica computar los siguientes materiales: Hormigón armado, armaduras, pluviales, veredas, barandas, iluminación y mobiliario urbano.





Materiales defensa: muro H°A°

5.1.3 MOVIMIENTO DE SUELOS

En esta unidad se encuentra el cómputo para llevar el terreno actual a los niveles de proyecto del paseo costero: +10.00 m, +11.00 m, +8.00 m y los taludes variables. Además, se considerará el volumen de suelo a rellenar y compactar que corresponde a anular el canal abierto actual, y el volumen de suelo a rellenar o desmontar para las defensas.

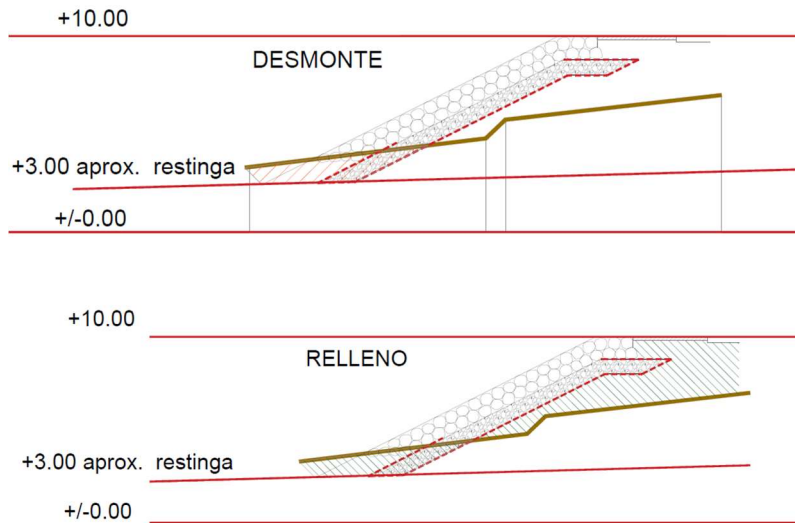
Para estimar los volúmenes para el enrocado y el muro vertical, retomaremos los perfiles relevados en la etapa de altimetría y se determinarán las secciones en desmonte o a rellenar, luego, multiplicando las secciones por el ancho de influencia obtengo los volúmenes finales. El ancho de influencia de cada perfil será la mitad de la distancia a sus perfiles consecutivos.

Los perfiles relevados que se encuentran en la zona de la defensa son los perfiles 1, 2, 3, 4 y 5.

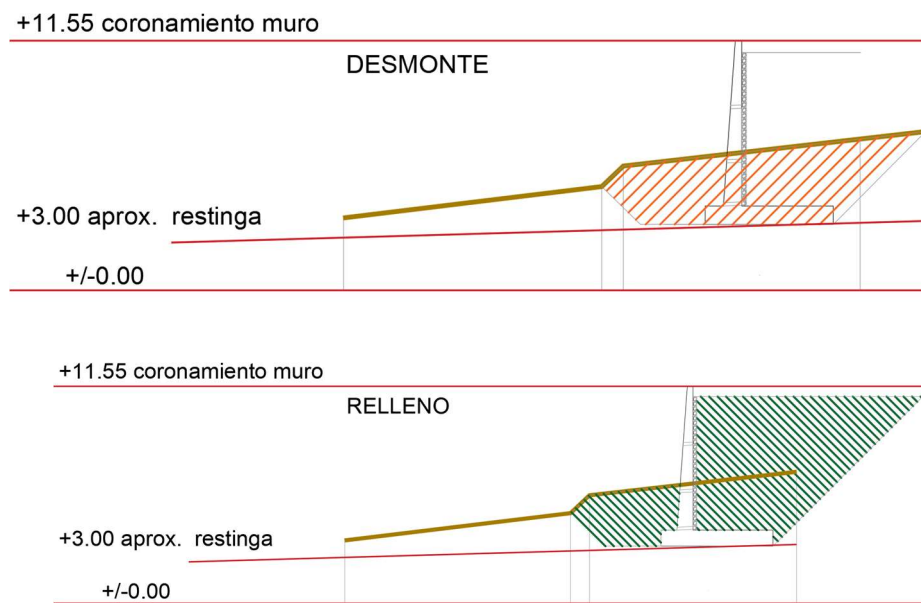
A continuación, se puede ver en color marrón el perfil natural del suelo, en color verde la zona a rellenar y en color naranja la zona a desmontar.



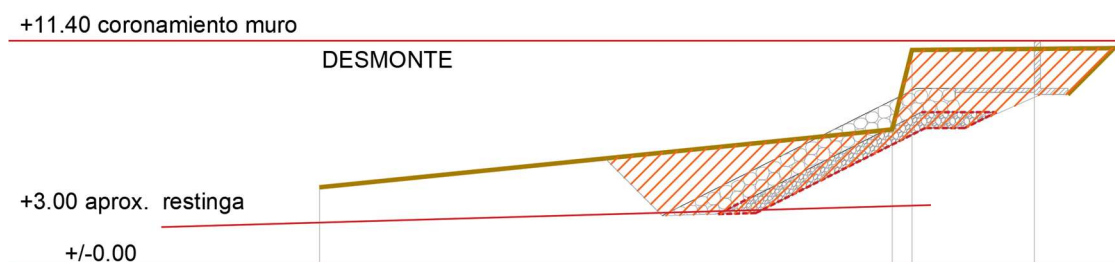
PERFIL N° 1: Enrocado

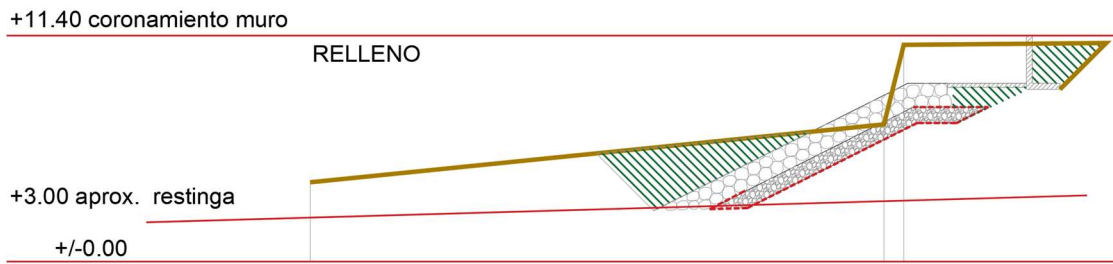


PERFIL N° 1: Muro

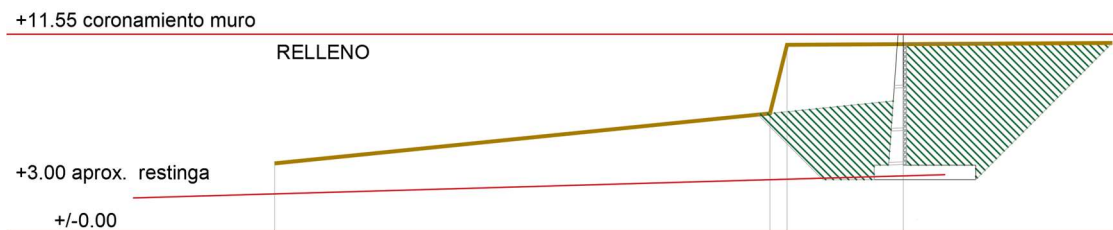
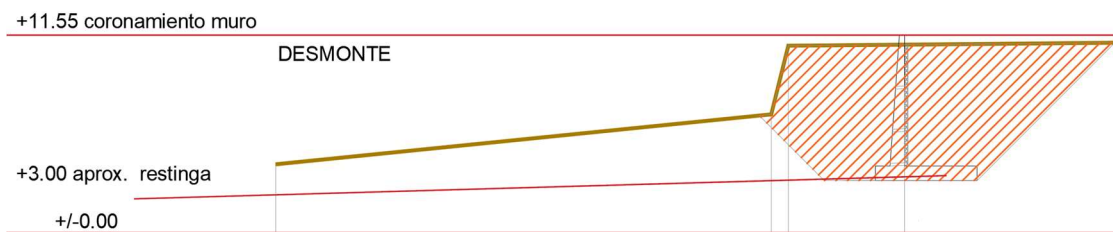


PERFIL N° 2: Enrocado

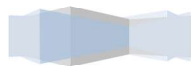
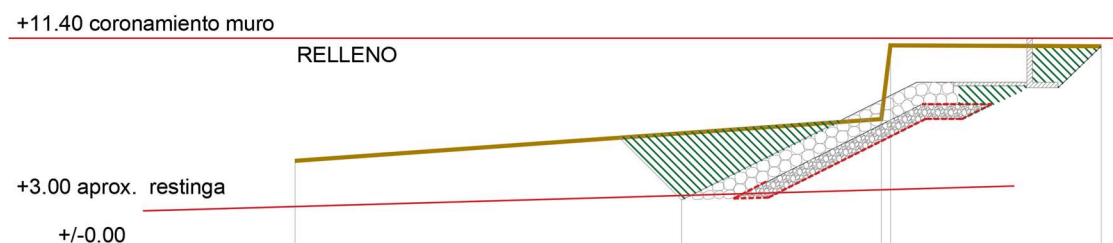
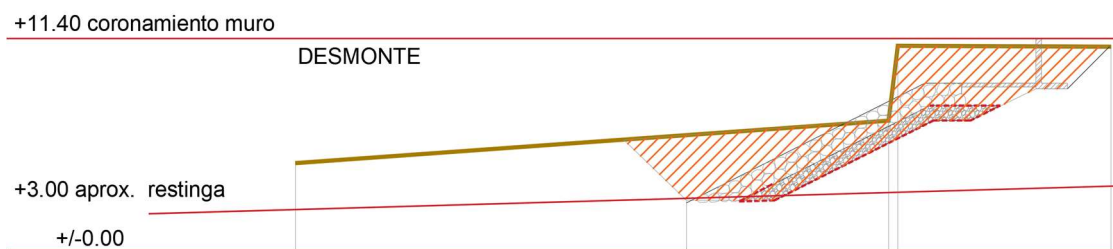




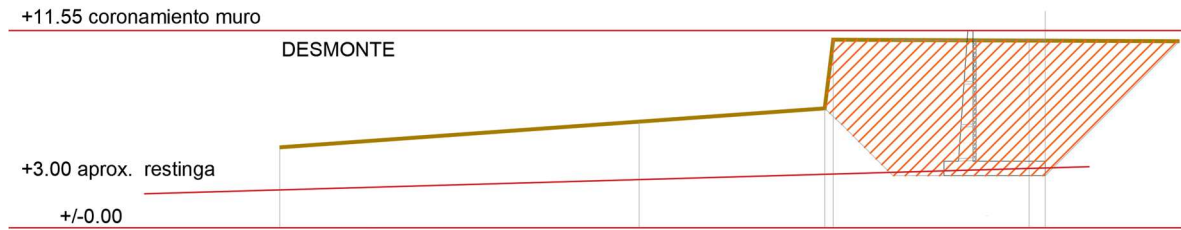
PERFIL N° 2: Muro



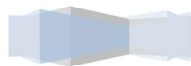
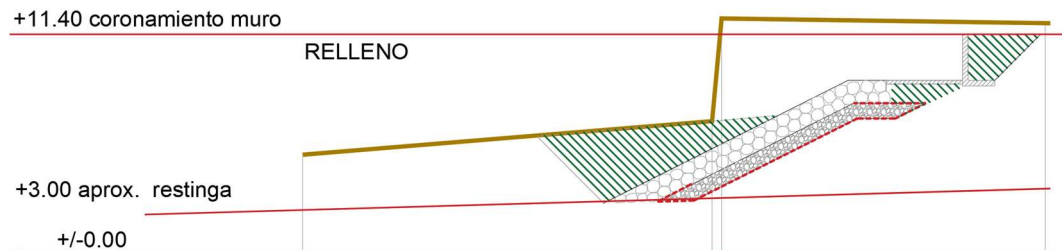
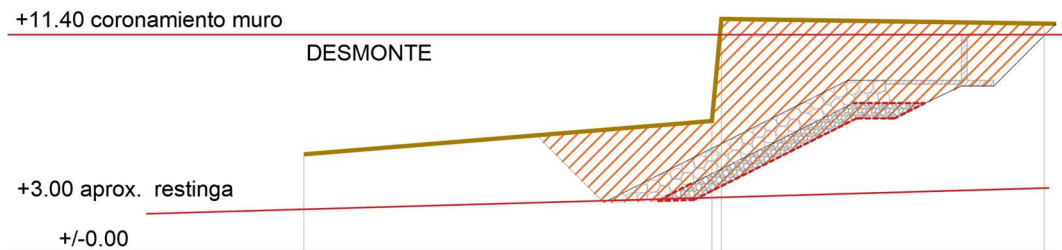
PERFIL N° 3: Enrocado



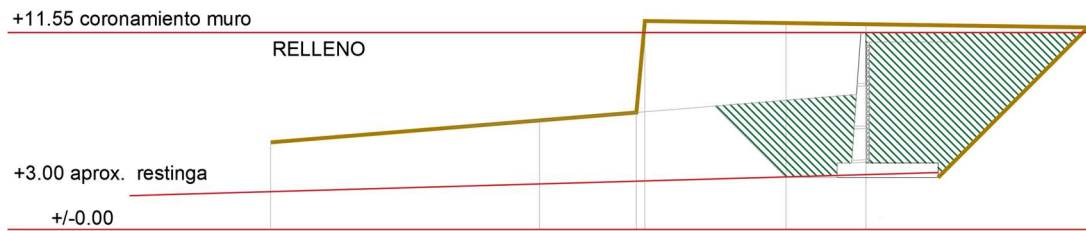
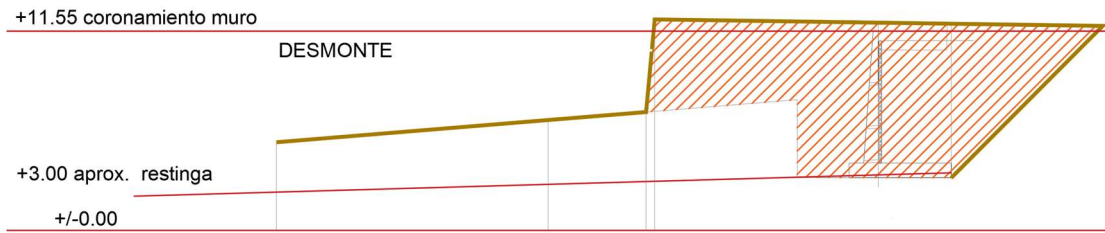
PERFIL N° 3: Muro



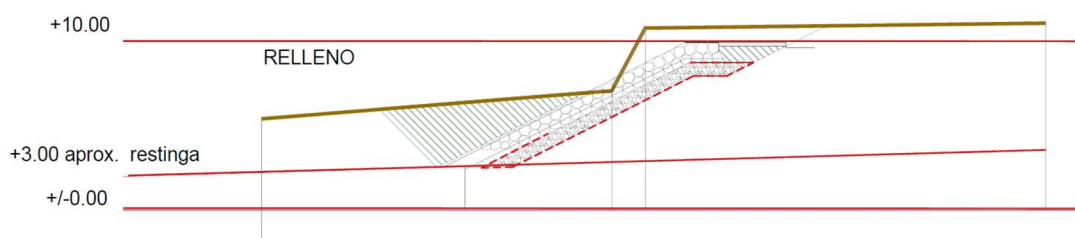
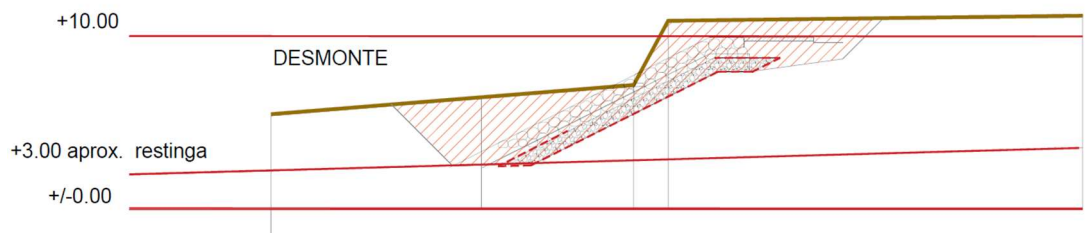
PERFIL N° 4: Enrocado



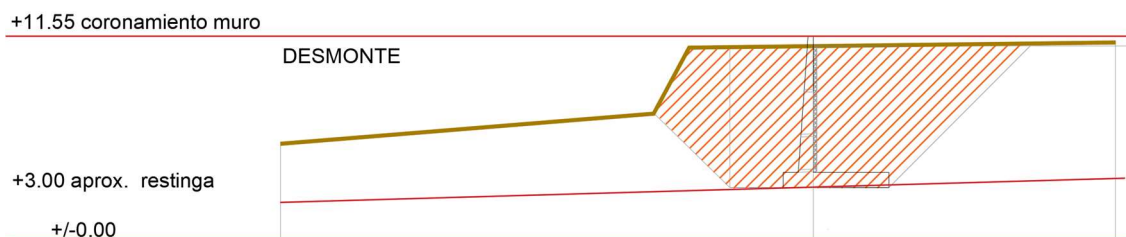
PERFIL N° 4: Muro



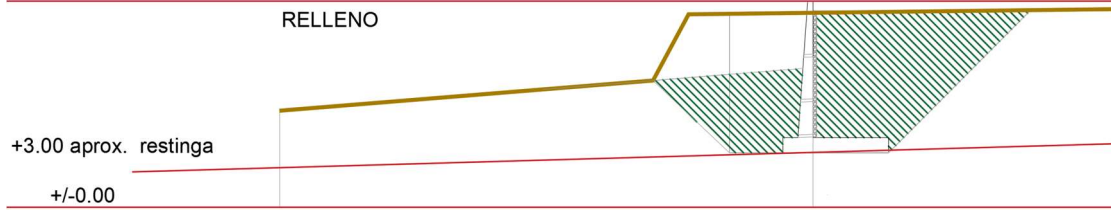
PERFIL N° 5: Enrocado



PERFIL N° 5: Muro



+11.55 coronamiento muro



Los volúmenes resultantes son los siguientes:

DEFENSA - ENROCADO						
Punto	Volúmenes por metro		Ancho de influencia	Volúmenes totales		
	Relleno	Desmante		Relleno	Desmante	Neto
	m ³ /m	m ³ /m		m ³	m ³	m ³
1	34.8	8.7	82	2853.6	713.4	2140.2
2	25.7	66.4	43	1105.1	2855.2	-1750.1
3	30.7	74.8	60	1842.0	4488.0	-2646.0
4	33.2	118	72	2390.4	8496.0	-6105.6
5	26.7	87.7	107	2856.9	9383.9	-6527.0
TOTAL				11048.0	25936.5	-14888.5

DEFENSA - MURO H°A°						
Punto	Volúmenes por metro		Ancho de influencia	Volúmenes totales		
	Relleno	Desmante		Relleno	Desmante	Neto
	m ³ /m	m ³ /m		m ³	m ³	m ³
1	74.2	40.6	100	7420	4060	3360.0
2	85	121.2	46	3910	5575.2	-1665.2
3	78.5	125	61	4788.5	7625	-2836.5
4	94.3	162	71	6695.3	11502	-4806.7
5	86.5	124.4	94	8131	11693.6	-3562.6
TOTAL				30944.8	40455.8	-9511.0

Como se puede observar, el volumen en desmante es mayor al volumen requerido para rellenar. Por esta razón se decide utilizar el volumen de suelo desmontado para rellenar, nivelar y compactar.

Se presupuestarán los volúmenes a desmontar y rellenar en la defensa, por un lado, y los volúmenes a rellenar y nivelar en el nivel general por otro lado.

NIVEL GENERAL DE PROYECTO						
Ubicación	Volúmenes por metro		Altura	Volúmenes totales		
	Relleno	Desmante		Relleno	Desmante	Neto
	m ² /m	m ² /m		m ³	m ³	m ³
Zona juegos	-	2075	1	0.0	2075.0	-2075.0
Cancha	924	-	1	924.0	0.0	924.0
Cauce de agua actual	2300	-	1.7	3910.0	0.0	3910.0
Nivel +12.00	-	5045	1	0.0	5045.0	-5045.0
Nivel +7.00	1382	-	3	4146.0	0.0	4146.0
TOTAL				8980.0	7120.0	1860.0

Por último, se computan los volúmenes menores a excavar que corresponden a instalaciones.

Dentro de este movimiento de suelo se incluye excavación para fundación de luminarias, zanjeo para pluviales e instalación eléctrica y el volumen mayor que corresponde al canal que circula por conducto cerrado.

ÍTEM	Ubicación	Sección	Largo	Volumen
		m ²	m	m ³
Desmonte y excavación general	Inst. eléctrica	0.095	623.0	59.19
	Pluvial	0.400	316.8	126.72
	Canal en conducto cerrado	9.900	71.0	702.90
TOTAL				888.81

5.1.4 CANAL POR CONDUCTO CERRADO Y PLUVIALES

Para el canal se tendrá en cuenta la colocación de geotextiles, junto con el ensamblado de las piezas de hormigón que componen el canal y tapado de zanjas luego de la colocación. Adicionalmente, se deberán computar los accesos para la desobstrucción del canal y la desembocadura del mismo en el enrocado.

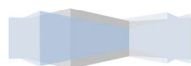
En cuanto a los pluviales de escurrimientos superficiales menores se considera la colocación de cañerías y tapado de zanjas (manual en este caso).

5.1.5 VEREDAS

Hasta ahora computamos movimiento de suelos, pluviales y defensa. Para completar las etapas correspondientes a la parte de ingeniería del proyecto se computarán las veredas considerando únicamente el tratamiento superficial que se le realizará a las mismas. Los suelos drenantes de zona de juegos y deportivas, se suponen formarán parte de una etapa posterior junto con las canchas, ferias, mobiliario urbano, y paisajismo.

ÍTEM	Superficie
	m ²
Veredas paseo bajo	840
Veredas senda peatonal	6790
Veredas jardín botánico	550
Veredas perimetrales	530
Bicisendas	2005

- Veredas en paseo bajo: Losa H30 (rubro 2: estructura), y un contrapiso de hormigón armado H20 de 10 cm de espesor con terminación estampado con formas regulares color gris.

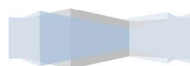




- Veredas senda peatonal: Contrapiso H°A° H20 de 12 cm de espesor con malla Q188 inferior y terminación escobillado transversal y bordes llaneados con endurecedor superficial color arena.



- Veredas jardín botánico: Contrapiso H°A° H20 de 12 cm de espesor con terminación estampado con formas regulares color rojo.



- Veredas perimetrales: Contrapiso H°A° H20 de 12 cm de espesor con losetas piedra lavada Paraná 40x40.



- Bicisendas: Contrapiso H°A° H20 de 12 cm de espesor con malla Q188 inferior y terminación fratasado.



5.1.6 EQUIPAMIENTO PASEO BAJO

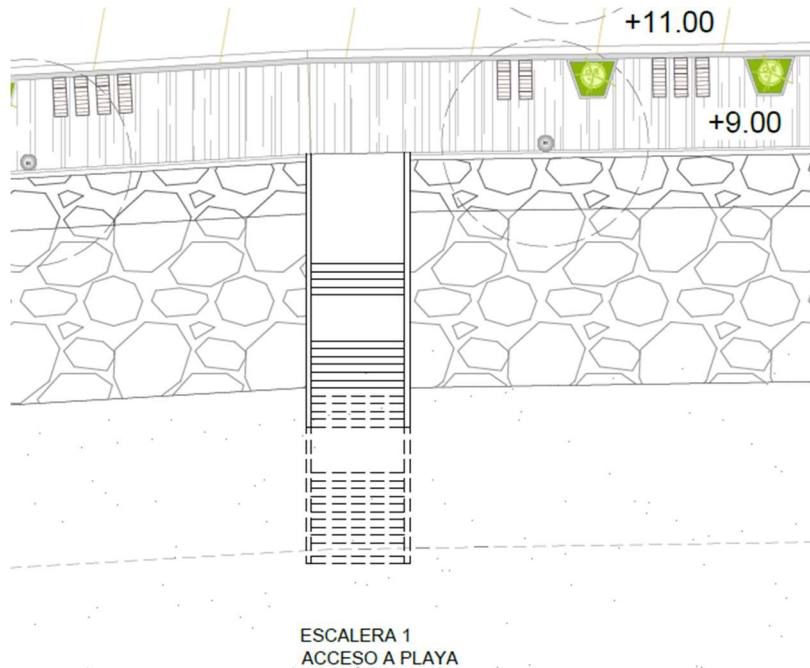
Para llegar al valor final para la opción del enrocado se adicionará el costo de barandas, canteros y reposeras del paseo bajo. Las barandas serán de acero galvanizado amuradas mediante placas de anclaje al coronamiento del muro y a la losa, los canteros serán premoldeados de H°A° colocados con grúa, y las reposeras serán de madera plástica reciclada y se amurarán con placas de anclaje a la losa.

5.1.7 BAJADAS A LA PLAYA

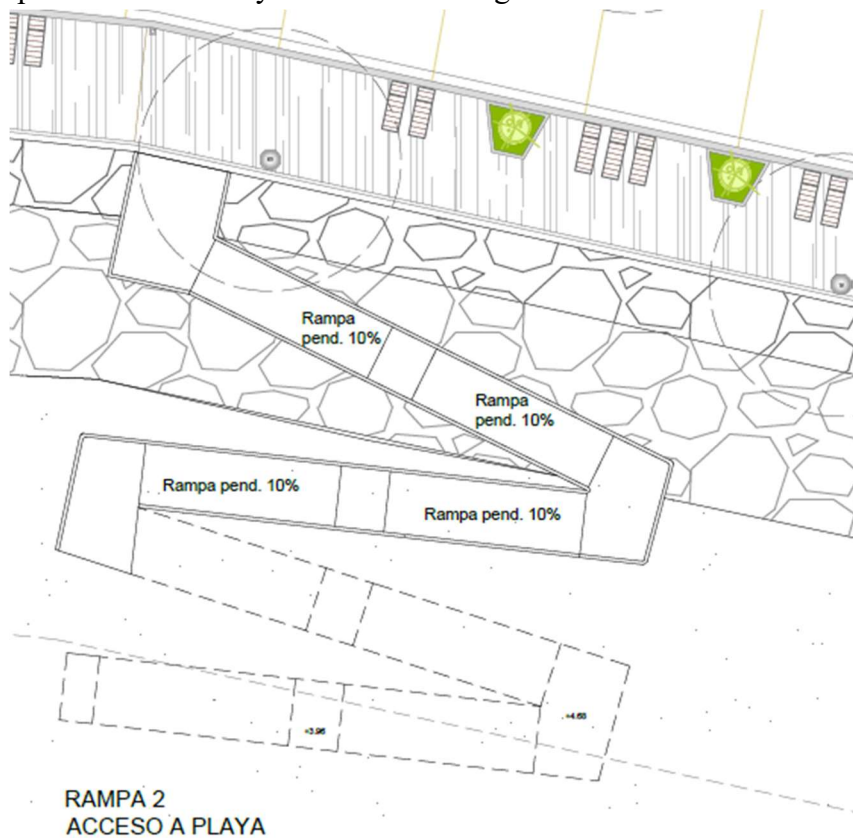
Para poder computar y presupuestar las bajadas a la playa fue necesario realizar un esquema estructural y predimensionar los distintos elementos estructurales, los mismos no fueron calculados y en un caso real deberían calcularse y dimensionarse de manera adecuada. Se anexa al presente informe la lámina “**Bajadas playa – PF CB 2022**” donde se detallan fundaciones y superestructura de las distintas bajadas.



Bajada 1: escalera ubicada al oeste cerca del acceso al paseo bajo, la misma es de dimensiones reducidas.



Bajada 2: bajada accesible del paseo ya que se compone de una rampa con tramos de seis metros con pendiente de 10% y descansos de longitud mínima: 1.50 m.



Bajada 3: es la escalera principal ya que es la de mayor extensión y se espera que también sea la de mayor concurrencia por ubicarse en el acceso desde el norte al paseo. Está compuesta por escalones de 30 cm de pedada y 18 cm de pedada al igual que la escalera



1, sin embargo, esta escalera cuenta con zonas sin escalón intermedio para permitir que las personas usen la escalinata para sentarse.



El cómputo para ambas alternativas se encuentra en el anexo adjunto “**Cómputo – PF CB 2022**”. Allí se podrán observar los cómputos discriminados por la unidad de medida (volumen, superficie, longitud, unidad) y por tipo de defensa.

2. Presupuesto

5.2.1 ANÁLISIS DE PRECIOS

Computados todos los rubros e ítems en las unidades correspondientes, se procede a realizar los análisis de precios unitarios para la unidad de medida seleccionada. En ellos se definirán materiales, mano de obra y equipos necesarios para obtener el costo costo de cada ítem.

Algunos materiales fueron estimados, como por ejemplo en el caso de estructuras no calculadas (pilotes de bajadas, por ejemplo), y en otros casos se midieron directamente los consumos reales. Para el segundo caso, se adicionó un 10% para considerar el desperdicio que se genera al no poder emplear el 100% del material.

Los rendimientos de máquinas y mano de obra se obtuvieron de diversas fuentes, dependiendo de cada ítem. Algunos de ellos fueron tomados del manual de cómputo y presupuesto de Mario Chandías, otros fueron tomados de la página generadora de precios de Cype (<http://www.argentina.generadordeprecios.info>), y otros se obtuvieron de

análisis de precios de obras similares. Una empresa local tuvo la gentileza de compartir los rendimientos que se obtuvieron en base a la experiencia y el trabajo con mano de obra y equipo de la zona. Empleando los 3 métodos previamente mencionados se ajustaron los rendimientos comparando las fuentes entre sí hasta llegar a los que finalmente se pueden observar en el anexo de nombre “APU 1/2/3/5/6 – PF CB 2022” según corresponda.

5.2.2 GASTOS GENERALES DIRECTOS E INDIRECTOS

Al costo de la obra determinado para cada ítem en particular se le sumará un porcentaje de 10% correspondiente a gastos generales directos, y un valor de 8% para considerar los gastos generales indirectos.

5.2.3 HONORARIOS, IMPREVISTOS Y COSTOS FINANCIEROS

Honorarios, imprevistos y costos financieros se tomarán como porcentaje aplicado al subtotal II: costo de la obra más gastos generales directos e indirectos.

Como beneficio se aplicará un 7% considerando obra civil de gran extensión y hasta cinco cotizantes para realizar la obra.

Se adoptará un valor de 2% para considerar imprevistos.

Los costos financieros se estimarán en 2%.

5.2.4 IMPUESTOS

Finalmente, al subtotal III: subtotal II más honorarios, imprevistos y costos financieros se aplicarán los impuestos.

Se aplican dos impuestos, IVA de 21% e ingresos brutos de 2.50%.

Conocidos todos los porcentajes podemos conocer el coeficiente de paso K de la obra:

1 - MONTO BASICO	1		
2 - GASTOS GENERALES Y OTROS GASTOS INDIRECTOS	18.00%		0.1800
		Sub total II=	1.1800
3 - BENEFICIOS	7.00%		0.0826
4 - IMPREVISTOS	2.00%		0.0236
5 - GASTOS FINANCIEROS	2.00%		0.0236
		Sub Total III=	1.3098
5 - IMPUESTOS	23.50%		0.3078
		Sub total IV	0.3078
		COEFICIENTE DE PASO	1.6176

El precio final de la obra para las etapas civiles y la defensa costera terminada será de \$2.196.677.195,52. (dos mil ciento noventa y seis millones seiscientos setenta y siete mil novecientos noventa y cinco con cincuenta y dos centavos)

3. Presupuesto para defensa con muro de H°A° - Comparación

Realizando el análisis de precios para los ítems correspondientes al muro de hormigón y empleando el mismo coeficiente de paso obtenemos el presupuesto final de la obra para esta defensa.

El precio final de la obra resulta de \$2.200.348.310,10. (dos mil doscientos millones trescientos cuarenta y ocho mil trescientos diez con diez centavos).

Si consideramos para cada caso únicamente los ítems desmontes y relleno correspondientes al rubro movimiento de suelos, y los ítems muros, geotextil y enrocado correspondientes al rubro estructura llegamos a un valor más real de lo que es la defensa en sí. Ahora bien, si a este valor lo dividimos por los metros de defensa podemos obtener el costo por metro de estructura para cada caso:

DEFENSA	ENROCADO + MURO	MURO
ESTRUCTURA	\$ 756,628,128.83	\$ 723,470,973.22
MOVIMIENTO DE SUELOS	\$ 82,920,666.35	\$ 153,725,557.60
COSTO COSTO	\$ 839,548,795.18	\$ 877,196,530.81
PRECIO FINAL	\$ 1,382,526,138.91	\$ 1,444,522,509.92
LONGITUD DE DEFENSA	365	372
PRECIO POR METRO DE DEFENSA	\$ 3,787,742.85	\$ 3,883,125.03

Por lo tanto, el precio de la defensa con muro es 1.03% más alto que el precio de la defensa con enrocado. Esta pequeña diferencia se debe a que, si bien el costo por metro cúbico de enrocado es mayor que el metro cúbico de muro vertical, éste último requiere de un movimiento de suelo mucho mayor que compensa la diferencia de precios entre ambos. Se considera que la diferencia no es significativa, por lo cual realizar cualquiera de las dos estructuras desde el punto de vista económico es indiferente.

Por último, podemos conocer el valor de la obra por metro cuadrado. Para 36400 m² que es la superficie general del proyecto, el costo por m² queda en \$60.348.27

Los presupuestos finales pueden encontrarse anexados al presente informe en el archivo de nombre “Presupuesto enrocado – PF CB 2022” y “Presupuesto muro – PF CB 2022” según corresponda.

4. Plan de trabajo - Plazo de obra

El plazo de obra queda definido con el plan de trabajo, donde pueden observarse todos los ítems con la duración de cada tarea y la vinculación entre ellas.

Para realizar el plan de trabajo se emplea el software Project. Se cargaron los datos de los mismos ítems y rubros del cómputo y presupuesto para luego completar con la duración



de cada ítem. Los tiempos dependen del rendimiento de la mano de obra y de la cantidad de mano de obra de cada tipo. Dentro de cierto rango razonable, a mayor cantidad de máquinas o equipos de trabajo (oficial + 2 ayudantes, por ejemplo) puedo tener varios frentes de trabajo y de esta manera reducir los plazos para cada tarea. Estas decisiones se tomarán para cada ítem en particular.

Calendario laboral:

Se considera que las personas trabajarán 9 horas de lunes a viernes en jornadas de 8 a 12 hs y de 13 a 18 hs. Además, se considera media jornada para el día sábado, 4 horas de 8 a 12 hs. Se elige como comienzo de obra el día lunes 2 de enero de 2023.

Duración defensa:

Para determinar los tiempos de obra para la construcción de la defensa, se considerará el transporte de rocas, ya que es el limitante en este tipo de estructuras. Se considerarán 5 camiones con cajas roqueras de 10 metros cúbicos de capacidad cada uno realizando dos viajes por día. En total obtenemos una capacidad máxima de trabajo de 100 m³ de roca por día. Sabiendo que en total tenemos 10493.75 m³ de roca para construir la defensa, y que el volumen a transportar puede ser algo menor consideramos la capacidad diaria de 90 m³. La duración total del ítem “enrocado” es de 116.6 días. Adoptamos 120 días de duración ya que no siempre se podrá cumplir con los 10 viajes diarios. Además, se pasarán a horas para considerar la media jornada del día sábado. El total de horas de este ítem resulta ser de: **960 horas**.

Considerando el rendimiento de la mano de obra para la colocación del geotextil observamos que resulta en 767 horas. (10220 m² de geotextil con un rendimiento de 0.24 h/m² y considerando tres medios oficiales = $10220 * 0.24 / 3 = 817.6$ horas)

Para determinar la duración de movimiento de suelos para la defensa, consideramos los 36984.50 m² y el rendimiento limitante que en nuestro caso son los equipos. Para 18 m³/h de excavación el rendimiento resulta de 0.056 h/m³. Con ambos datos obtenemos **2071.1 horas**.

Si bien suele comenzar antes el movimiento de suelos para preparar el talud que recibe las rocas, no puede dejarse por mucho tiempo el suelo perfilado al descubierto porque podría perder su nivel. Por esta razón, las 3 tareas con duraciones distintas entre sí deberán tener duraciones similares. La colocación de geotextil debe tener la misma duración que el enrocado, ya que deberán hacerse en simultáneo, ambas tareas tendrán una duración de **960 horas**. En cuanto al movimiento de suelos, se decide que por la extensión de la obra y debido al problema previamente mencionado se colocarán dos equipos de trabajo. De esta manera reducimos el trabajo a la mitad del tiempo: **1035.6 horas**.

En cuanto a la programación del Project, consideraremos que la colocación del enrocado finalizará 2 días laborales después de finalizado el movimiento de suelos.

Por otro lado, otra tarea que se encuentra condicionada con el movimiento de suelos es la construcción de las bajadas a la playa. Las bajadas son estructuras que se ubicarán sobre la defensa, pero son independientes de ésta. El orden constructivo será preparar el terreno, colocar los pilotes, realizar los cabezales y las bases, y finalmente ubicar las rocas de la

coraza y la subcapa alrededor de la subestructura de las bajadas para formar el enrocado. A fines prácticos se dividirá la tarea bajadas en 3 comenzando cada etapa a la altura de la defensa que corresponda considerando que el avance de obra es de oeste a este, finalizando en la casa de bombas. Para el 30% de avance de movimiento de suelos se realizarán los pilotes de la escalera 1 y luego los cabezales. Para el 60% de avance se realizarán los pilotes de la rampa, y para el 80% de avance se realizarán los pilotes de la escalera 3 (principal). Durante el pilotaje se considera que se detendrá la colocación de rocas durante una semana (56 horas aproximadamente). Debido que el movimiento de suelos tiene una duración mayor que la colocación de rocas (76 horas), esto no será un problema.

Canal y pluviales:

Otro rubor importante a tener en cuenta será la realización del canal entubado, la colocación de rocas en su desembocadura y la anulación del cauce de agua actual al rellenar la zona. Lo primero a realizar será construir el canal nuevo. Cuando se asegure su correcto funcionamiento se procederá a anular el canal abierto actual. Posteriormente, las máquinas y el equipo de trabajo realizarán la nivelación y compactación de toda la superficie del terreno para llegar a los niveles de proyecto. Finalmente, se realizarán las zanjas para realizar los pluviales correspondientes y cumplido este ítem finaliza el movimiento de suelos. La condición para comenzar las excavaciones para instalaciones será justamente terminar dos días antes de que comience la colocación de los conductuales, que a su vez dependen de que finalicen las veredas.

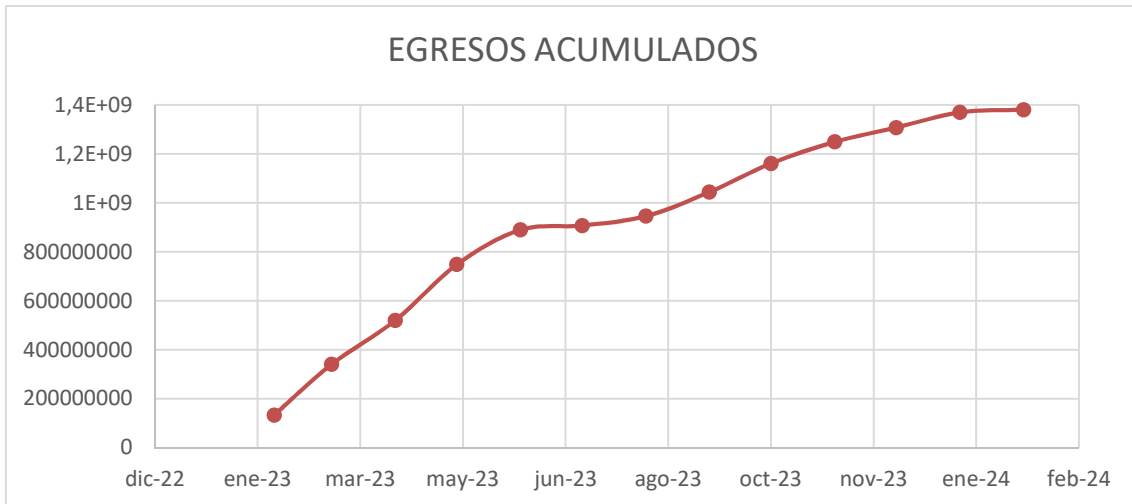
Veredas:

Se decide construir las veredas desde los contrapisos del paseo bajo en la defensa hacia afuera, finalizando con cordones y veredas perimetrales.

El comienzo de la etapa de construcción del rubro contrapisos, veredas y solados será 15 días después de comenzada la construcción de la losa del paseo bajo. Esto se debe a que se decide comenzar desde el enrocado como se mencionó previamente.

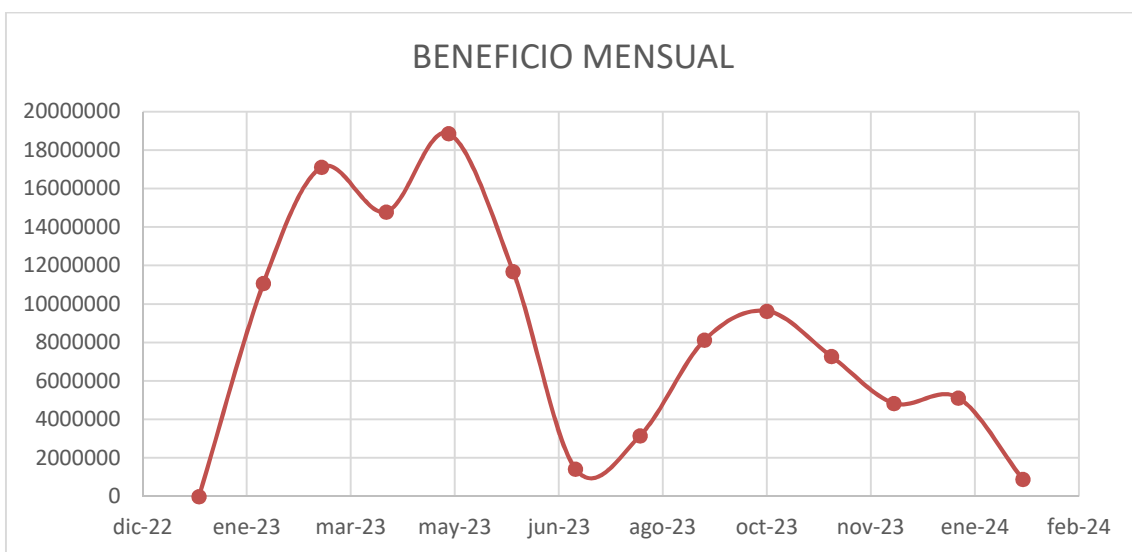
Para los tiempos se consideraron dos grupos de trabajo compuesto por un oficial y dos ayudantes. Luego de realizar las veredas del paseo bajo, estos dos grupos realizarán las bicisendas, las veredas perimetrales, vados y cordones cuneta.

Además de estos grupos de trabajo, se tendrán 3 frentes de trabajo realizando las veredas del jardín botánico. Luego, estos 3 frentes compuestos por 3 oficiales y 6 ayudantes en total realizarán las veredas peatonales que son las de mayor duración de la obra (1132 horas). Ambos frentes terminarán aproximadamente en la misma fecha siendo el último rubro en finalizar, y, por lo tanto, marcando el fin de la obra para las etapas consideradas. Si bien podría comenzarse con este rubro antes y construir en paralelo veredas y defensa para reducir el plazo de obra se considera poco realista que una obra de estas características tenga una duración menor al año. Sin embargo, ante posibles retrasos en la etapa de estructuras y movimiento de suelos una estrategia para la empresa constructora sería adelantar la etapa de veredas y solados para cumplir con el plazo de obra de la supuesta licitación.



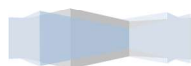
Usando los porcentajes de avance general mensual podemos estimar cuál sería el beneficio por mes para la empresa constructora que realiza la obra.

Si bien lo correcto es aplicar el beneficio unitario para cada ítem, en este caso se aplicará el porcentaje de beneficio de 7% al costo costo total de la obra más los gastos generales.



El mayor beneficio se tiene en mayo de 2023 con \$18.862.705, y el beneficio más bajo se tiene en el mes de julio de 2023 con \$1.429.100.

Como puede observarse, durante los meses de junio y agosto del año 2023 existe un área baja en el beneficio, y una zona plana en egresos. Esto se debe a que, como podemos ver en el diagrama de Gantt, mientras finaliza la construcción del muro y comienza la construcción de las vigas y losas que componen las bajadas a la playa no se tienen otros ítems en simultáneo. La empresa constructora deberá tener en cuenta estos meses de bajos ingresos para poder equipararlos con los de meses anteriores y siguientes.



Porcentaje de avance	0.0%	9.7%	24.7%	37.7%	54.2%
Mes	ene-23	feb-23	mar-23	abr-23	may-23
Egresos acumulados	\$ -	\$ 134,074,580.85	\$ 341,266,782.80	\$ 520,276,035.95	\$ 748,638,082.30
Costo costo + CF acumulados	\$ -	\$ 158,208,005.40	\$ 402,694,803.70	\$ 613,925,722.42	\$ 883,392,937.11
Beneficio acumulado	\$ -	\$ 11,074,560.38	\$ 28,188,636.26	\$ 42,974,800.57	\$ 61,837,505.60
Beneficio mensual	\$ -	\$ 11,074,560.38	\$ 17,114,075.88	\$ 14,786,164.31	\$ 18,862,705.03

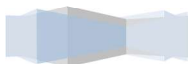
64.3%	65.1%	67.6%	74.7%
jun-23	jul-23	ago-23	sep-23
\$ 887,700,994.03	\$ 898,947,792.37	\$ 933,576,486.99	\$ 1,031,687,130.16
\$ 1,047,487,172.96	\$ 1,060,758,395.00	\$ 1,101,620,254.65	\$ 1,217,390,813.59
\$ 73,324,102.11	\$ 74,253,087.65	\$ 77,113,417.83	\$ 85,217,356.95
\$ 11,486,596.51	\$ 928,985.54	\$ 2,860,330.18	\$ 8,103,939.13

83.1%	89.8%	94.6%	100.0%
oct-23	nov-23	dic-23	ene-24
\$ 1,148,323,350.90	\$ 1,240,487,667.49	\$ 1,305,816,897.74	\$ 1,381,050,429.90
\$ 1,355,021,554.06	\$ 1,463,775,447.64	\$ 1,540,863,939.33	\$ 1,629,639,507.28
\$ 94,851,508.78	\$ 102,464,281.33	\$ 107,860,475.75	\$ 114,074,765.51
\$ 9,634,151.83	\$ 7,612,772.55	\$ 5,396,194.42	\$ 6,214,289.76

6. Honorarios

5.6.1 POR PORCENTAJES

Como ingenieros civiles podemos ser distintos personajes dentro de una obra, y dependiendo de nuestra tarea los honorarios a recibir serán distintos. Las opciones son que el ingeniero trabaje en: anteproyecto, proyecto, dirección de obra o representación técnica de la obra.



Por parte de la empresa constructora podemos ser representantes técnicos, en tal caso, nos corresponde el del valor de la obra.

La dirección de obra y el proyecto perciben de honorarios un valor entre el 7 y el 15% del valor total de la obra. A estos honorarios le corresponden 60% por proyecto y 40% por dirección de obra.

Por último, para la realización de un anteproyecto podemos considerar como honorarios el 20% de los honorarios del ingeniero que se dedica a realizar el proyecto y la dirección de obra.

Considerando esta obra en particular calcularemos los honorarios para los distintos personajes de obra:

COSTO COSTO	(Materiales + Mano de obra + Equipos)	\$ 1,381,050,430.21
SUBTOTAL II	(Subtotal 1 + GGD y GGI)	\$ 1,629,639,507.65
SUBTOTAL III	(Subtotal 2 + Beneficio+ Imprevistos + CF)	\$ 1,808,899,853.49
VALOR FINAL DE OBRA	(Subtotal 3 + Impuestos)	\$ 2,233,991,319.06

Anteproyecto	20% de 10%	\$ 32,592,790.15
Proyecto + DO	10%	\$ 162,963,950.77
Proyecto	60% de 10%	\$ 97,778,370.46
Dirección de obra	40% de 10%	\$ 65,185,580.31
Representante técnico	1%	\$ 16,296,395.08

MES	Avance de obra		Honorario mensual	
	% acumulado	% mensual	DO	RT
ene-23	0.00	0.00	\$ -	\$ -
feb-23	0.10	0.10	\$ 6,328,320.22	\$ 1,582,080.05
mar-23	0.25	0.15	\$ 9,779,471.93	\$ 2,444,867.98
abr-23	0.38	0.13	\$ 8,449,236.75	\$ 2,112,309.19
may-23	0.54	0.17	\$ 10,778,688.59	\$ 2,694,672.15
jun-23	0.64	0.10	\$ 6,684,097.81	\$ 1,671,024.45
jul-23	0.66	0.01	\$ 816,628.78	\$ 204,157.19
ago-23	0.68	0.03	\$ 1,806,823.90	\$ 451,705.98
sep-23	0.76	0.07	\$ 4,645,863.41	\$ 1,161,465.85
oct-23	0.84	0.08	\$ 5,505,229.62	\$ 1,376,307.40
nov-23	0.90	0.06	\$ 4,156,372.06	\$ 1,039,093.02
dic-23	0.95	0.04	\$ 2,767,677.68	\$ 691,919.42
ene-24	0.99	0.04	\$ 2,929,856.86	\$ 732,464.22
feb-24	1.00	0.01	\$ 506,244.51	\$ 126,561.13





5.6.1 POR HORAS

Si consideramos las horas necesarias para llevar a cabo el anteproyecto, para la parte de ingeniería corresponden 400 horas.

A un valor de 4000 pesos la hora, el costo del anteproyecto resulta \$1.600.00,00 (Un millón seiscientos mil pesos). Cabe destacar que este anteproyecto se realizó sobre una propuesta desarrollada por arquitectas del área de planeamiento de la municipalidad, por lo que el honorario calculado no corresponde al total del anteproyecto.



BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ciselli y Duplatt. “Km 5 barrios patagónicos con memoria petrolera y ferroviaria”: Ed. Dunken, 2006.
- [2] <https://lahojaeditorial.com.ar/km-5-lugar-que-incluye-mas-de-un-barrio>
- [3] Investigadores Néstor Hirtz, Mario Grizinik y Andrés Blachakis. “Evaluación geohidrológica aplicada al desarrollo urbano de la Ciudad de comodoro Rivadavia”-1st Joint World Congress on Groundwater: UNPSJB, 2011.
- [4] Gómez Andrea “Dinámica costera de la ciudad de Comodoro Rivadavia” Anexo IV, Buenos Aires: SEGEMAR, 2003.
- [5] Compilador Paredes, José. “Comodoro Rivadavia y la catástrofe de 2017”. Figura 12: UNPSJB, 2019.
- [6] “Borde costero Caleta Olivia” Case History, Santa Cruz: Macaferri, 2013.
- [7] <https://www.coam.org/es/servicios/concursos/concursos-ocam/bancos-compartir>
- [8] Hugo Donini. “Diseño y construcción de obras de abrigo en talud” UNPSJB, 2016.
- [9] Braja M. Das. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones ” Séptima edición - ISBN: 987607481823-9, 2011.
- [10] José Jiménez Salas. “Geotecnia y Cimientos III” – ISBN 8472070174, 1980.
- [11] “Reglamento argentino de estructuras de hormigón”. CIRSOC 201/05 – INTI, 2005.
- [12] <http://www.coripa.com.ar/productos/38-geotextiles-notejidos>
- [13] Ven Te Chow. “Hidráulica de canales abiertos ” Mc Graw Hill - ISBN: 958600228-4, 1959.
- Plan de gestión integral del arbolado urbano. Listado de especies para plantar en la ciudad
 - Séptimo congreso Argentino de cuaternario y geomorfología (2018)
 - Propuesta para una definición de la franja costera, usos y actividades en la costa de comodoro Rivadavia – UNPSJB FHCS. *Raimondo, Ana María*





- Modelo ambiental con sistemas de información geográfica aplicado a la gestión de riesgo de desastre urbano. Aplicación en Com. Riv. (2018) – Universidad Nacional del Sur. *Massera Cristina*
- Diagnóstico de la erosión en la zona costera del caribe Colombiano – *Blanca Oliva Posada y William Pineda*
- Estudio de impacto ambiental – Muro de protección contra la erosión del borde costero en la cabecera Parroquial de Chanduy
- Criterios para el estudio y diseño universal del espacio público: el caso de las calles en lima (2015)– Universidad católica del Perú. *Jessica Cárdenas*
- Usabilidad y equidad. Mobiliario urbano – Universidad Nacional de Colombia. *Elkin Javier Rojas Ruiz*
- Bases para concurso de anteproyecto “Parque de la ciudad” (2020) - MUNICIPALIDAD
- Presentación reconstrucción de dunas y ampliación de playa refugio de los lobos (Audiencia 2021) – *Ing. Jorge Abramian Civiltec Consultores SRL*
- Revista Naturalia Patagónica (2007) – UNPSJB
- Revista el ojo del Cóndor. Retroceso de la línea de costa en la ciudad de Com. Riv - *Dra. Lantanos*
- Recomendaciones en el diseño, construcción y uso de las obras de abrigo de talud tendido – experiencias en la provincia del Chubut - *Ing. Ricardo del Valle e Ing. Hugo Donini.*
- Muros de contención y muros de sótano (1989) – *Dr. Ing. J. Calavera*
- Construcción de defensa de costas, puente y cabecera de escollera en el relleno al norte del sexto espigón (2016) – Puerto de Buenos Aires. *Pitton Straface y Peyregne M*
- Ecurrimientos a superficie libre – Soporte técnico de hydrocalculus (2016)
- Hidráulica de canales abiertos – *Richard French*
- Redes de desagües pluviales principales en zona sur (2019) – *Gobierno de la provincia del Chubut*
- Cómputos y presupuestos - *Mario Chandías*

