



Universidad Nacional del Nordeste
Facultad de Ingeniería

ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA DE LA CIUDAD DE BELLA VISTA, PROVINCIA DE CORRIENTES



Autores:

- Carlos Javier Castañeda
- Andrés Augusto Velázquez

2018



Universidad Nacional del Nordeste
Facultad de Ingeniería

ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA DE LA CIUDAD DE BELLA VISTA, PROVINCIA DE CORRIENTES

Autores:

- Carlos Javier Castañeda
- Andrés Augusto Velázquez

Tutor:

- Ing. Hugo Rohrmann

2018

ANEXO I

Planos

ANEXO II

Tablas y Planillas

Capítulo I

Objetivos, introducción y necesidades del proyecto

Capítulo II

Recolección y procesamiento de datos

Capítulo III

Definición de traza y diseño geométrico de la defensa

Capítulo IV

Dimensionamiento y cálculo estructural

Capítulo II

Capítulo VII

Capítulo VII

Análisis de factibilidad económica

Capítulo V

Diseño de desagües pluviales

Capítulo VI

Obras complementarias

Contenido

Capítulo I: Objetivos, introducción y necesidades del proyecto

1.1. Objetivo	2
1.2. Ubicación del proyecto	2
1.3. Descripción del problema	6
2. Descripción de la zona de estudio	7
2.1. Caracterización geográfica	7
2.2. Características topográficas	7
2.3. Características geomorfológicas	7
2.4. Hidrografía	9
2.5. Clima	10
2.6. Características de la zona de emplazamiento del proyecto	12
2.7. Situación actual de la ciudad de Bella Vista	13
3. Necesidades del proyecto	14

Capítulo II: Recolección y procesamiento de datos

1. Datos topográficos	16
1.1. Procesamiento de datos de topografía	18
1.1.1. Metodología	18
1.1.2. Resultados	21
2. Morfología fluvial y proceso erosivo	22
3. Estudios geotécnicos	27
3.1. Información geotécnica	28
3.2. Resultados obtenidos	29
3.2.1. Planilla de resumen de ensayos	29
3.2.2. Suelo de fundación, perfil adoptado	31
3.2.3. Conclusiones	33
3.3. Parámetros del suelo de fundación	34
4. Estudios hidrológicos	41
4.1. Serie de alturas	45

4.2. Serie de caudales	46
4.3. Conclusiones	48

Capítulo III: Definición de traza y diseño geométrico de la defensa

3. Traza de la obra de defensa	52
3.1. Introducción	52
3.2. Diseño geométrico	53
3.2.1. Cota de diseño	53
3.2.2. Altura de resguardo	53
3.2.2.1. Velocidad de viento	53
3.2.2.2. Longitudes de acción del viento (Fetch)	55
3.2.2.3. Características de la ola generada por el viento	58
3.2.2.4. Sobreelevación del espejo de agua por efecto marea	58
3.3. Propuesta estructural	61

Capítulo IV: Dimensionamiento y cálculo estructural

4. Dimensionamiento del muro de sostenimiento	64
4.1. Predimensionamiento del muro	64
4.2. Análisis de cargas	65
4.2.1. Sobrecarga superficial	66
4.2.2. Cargas gravitatorias lineales	66
4.3. Geomantas	67
4.4. Cálculo de presiones horizontales efectivas	68
4.5. Cálculo del empuje	69
4.6. Cálculo de cargas estabilizantes	69
4.7. Verificaciones	70
4.7.1. Seguridad al vuelco	70
4.7.2. Seguridad al deslizamiento	71
4.7.3. Tensiones en el terreno	71
4.8. Dimensionamiento	71
4.8.1. Alzada	71

a) Encuentro entre muro y solera	71
4.8.1.1. Dimensionamiento a flexión	72
4.8.1.2. Verificación al corte	73
b) Sección a la mitad de la alzada	74
4.8.1.3. Dimensionamiento a flexión	75
4.8.1.4. Verificación al corte	76
4.8.2. Puntera	76
4.8.2.1. Dimensionamiento a flexión	77
4.8.2.2. Verificación al corte	78
4.8.3. Talón	79
4.8.3.1. Dimensionamiento a flexión	80
4.8.3.2. Verificación al corte	81
4.9. Verificación del muro de hormigón mediante simulación numérica	84
4.9.1. Análisis en régimen sin inundación	84
4.9.2. Análisis en régimen con inundación	88
4.1. Drenaje de la estructura	92
4.1.1. Sistema de filtración	94

Capítulo V: Diseño de desagües pluviales

5.1. Introducción	96
5.2. Delimitación de la cuenca	96
5.3. Caudal de diseño	97
5.3.1. Coeficiente de escorrentía superficial “C”	97
5.3.2. Tiempo de recurrencia	99
5.3.3. Intensidad de precipitación “ I_p ”	100
5.4. Caudal por frente de manzana	102
5.5. Cordón cuneta	103
5.6. Cálculo de sumidero de cordón	105
5.7. Cálculo de conductos de vinculación	107
5.8. Cálculo de conductos principales	107

5.9. Consideraciones técnicas	110
5.10. Estructura de salida	110

Capítulo VI: Obras complementarias

6.1. Introducción	122
6.2. Avenida costanera	124
6.2.1. Viaducto	128
6.2.2. Rotondas	129
6.2.3. Estacionamientos	131
6.2.4. Diseño estructural	131
6.3. Espacios verdes y de recreación	132

Capítulo VII: Análisis de factibilidad económica

7.1. Introducción	135
7.2. Evaluación Financiera	135
7.2.1. Determinación del costo de los materiales	135
7.2.2. Determinación del costo de los equipos	136
7.2.3. Determinación del costo de la mano de obra	138
7.2.4. Presupuesto de oferta	139
7.3. Evaluación económica - social	139
7.3.1. Beneficios económicos	139
7.3.1.1. Beneficios sociales por terreno protegido	140
7.3.1.2. Beneficios sociales por propiedades protegidas	140
7.3.1.3. Beneficios por valor residual de activos	142
7.3.2. Costos sociales	142
7.3.2.1. Valor social de la divisa	142
7.3.2.2. Valor social de la mano de obra no calificada	143
7.3.2.3. Cálculo del costo social del combustible	144
7.3.3.4. Presupuesto de oferta social	145

7.3.3.4. Costo social de mantenimiento	145
7.4. Determinación de indicadores de rentabilidad social	146
Bibliografía	148

Resumen ejecutivo

Introducción

El presente anteproyecto consiste en la contención y protección de los márgenes del Camping Municipal de la ciudad de Bella Vista. La misma se encuentra ubicada en la región centro-oeste de la provincia de Corrientes de la República Argentina.

El sector del camping ha sufrido a lo largo de los años el proceso erosivo en sus bordes causado por el poder abrasivo del río Paraná. En la zona en estudio, el río presenta gran cantidad de islas fluviales y bancos de arena, disminuyendo la sección de su cauce y aumentando su respectiva velocidad de escurrimiento, propiciando así la erosión de las barrancas erigidas en la ribera del camping.

A su vez, los excesos pluviales producidos por precipitaciones intensas sobre la ciudad, aumentan el proceso erosivo sobre los márgenes del camping, ocasionando un desgastamiento sobre la parte alta de las mismas.

Como el camping constituye un centro turístico de gran importancia en la localidad de Bella Vista, las problemáticas anteriormente mencionadas traen como consecuencia un impacto negativo en la actividad económica de la ciudad, por lo que se torna sumamente necesario llevar a cabo las medidas para paliar esta situación.

El objetivo del trabajo se basó en la ejecución de una defensa en la parte baja de las barrancas del predio, evitando así la erosión producida por el río Paraná; y de la implementación de un sistema de desagües pluviales de manera de canalizar los excedentes pluviales fuera del área del camping.

Materiales y métodos

Topografía

El estudio topográfico permite conocer las características superficiales de un terreno concreto, permitiendo la representación gráfica del mismo.

Para este caso, los datos topográficos fueron suministrados por el Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la provincia de Corrientes. Estos datos contemplan las curvas de nivel del sector del Camping Municipal, permitiendo obtener las mismas una perspectiva tridimensional del área en cuestión.

También se tuvo a disposición la batimetría del río Paraná en el sector de la ciudad de Bella Vista, efectuada por la Dirección Nacional de Vías Navegables.

Geotecnia

Dichos estudios permiten determinar los parámetros físicos-mecánicos del subsuelo del sector, como así también conocer la distribución de los diversos tipos de suelos existentes, para proceder a su posterior clasificación.

Para poder llevar a cabo el análisis, se contó con estudios de sondeos realizados por empresas privadas. Estos comprenden ensayos de penetración estándar (SPT), que permitieron conocer el perfil estratigráfico del sector de emplazamiento de la defensa; como así también conocer las características mecánicas e hidráulicas del suelo que servirá como fundación de la obra, y también del respectivo suelo de relleno.

Hidrología

Los estudios hidrológicos comprenden de gran relevancia dentro del anteproyecto, ya que a partir de los mismos se procedió a determinar la altura de diseño con su respectivo tiempo de recurrencia, datos que resultan primordiales para la definición de la cota de coronamiento del sistema de defensa.

Para establecer dicha altura, se realizó un análisis hidrológico tanto de series de alturas hidrométricas como de series de caudales, para ello, se recopiló datos de alturas medias diarias de la escala hidrométrica, provistas por la Dirección Nacional de Vías Navegables y medidas por la Prefectura Naval Argentina en el puerto de la ciudad de Bella Vista. En tanto los datos de caudales medios diarios máximos fueron relevados de la Base de Datos Hidrológica Integrada de la Subsecretaría de Recursos Hídricos.

El estudio probabilístico de ambas series se ajustó mediante el uso del modelo AF-MULTI, desarrollando el análisis de frecuencia de variables hidrológicas extremas. Con el empleo de dicho modelo, fue posible estimar valores de la variable para distintos períodos de retorno.

Una vez halladas las alturas hidrométricas para distintos tiempos de recurrencia, se procedió a obtener su correspondencia con las cotas del sistema del IGN, de manera así de determinar la cota de coronamiento de la defensa.

Diseño geométrico

Para establecer la traza del sistema de defensa, se realizó un estudio minucioso y detallado tanto de imágenes satelitales e información topográfica del área del camping. A su vez, se tuvo en cuenta los estudios geotécnicos brindados por terceros.

Para la adopción de la traza se consideró brindar una adecuada protección de las márgenes del camping frente a las crecientes del río Paraná para el evento de diseño adoptado, de manera de producir la mínima afectación en la zona.

Una vez establecida la traza, se efectuó la determinación de la cota de coronamiento del sistema de defensa. Para ello se tuvieron en cuenta la altura hidrométrica hallada para el tiempo de recurrencia de diseño, obtenida del análisis de series de alturas en la ciudad de Bella Vista; adicionándole la altura de revancha o resguardo por oleaje.

La defensa tendrá un trazado longitudinal a lo largo de su recorrido, materializándose la misma con un muro de hormigón armado en voladizo.

Dimensionamiento y cálculo de estabilidad

Adoptada la propuesta estructural de la defensa, se procedió a realizar el dimensionado y cálculo de estabilidad estructural. Estos análisis fueron complementados con el estudio y verificación de asentamientos y desplazamientos del muro.

Para la determinación de las dimensiones del muro se utilizó las recomendaciones propuestas en la bibliografía del autor Das Braja. El análisis estructural se efectuó siguiendo la metodología propuesta por la normativa vigente CIRSOC 201 (2005).

La verificación estructural del muro y el análisis de los desplazamientos y asentamientos se llevó a cabo mediante simulación numérica. Para ello se utilizó el programa Plaxis, que emplea el método numérico de elementos finitos para desarrollar el cálculo de estabilidad de casos geotécnicos de variada naturaleza.

Sistema de desagües pluviales

La falta de infraestructura de un sistema de desagües pluviales en las áreas urbanas que limitan con el predio del camping, provoca un efecto erosivo sobre la parte alta de las barrancas en los márgenes.

Por lo que se planteó el diseño de un adecuado sistema de drenaje pluvial con el propósito de canalizar en forma segura el flujo superficial hacia puntos localizados aguas abajo, de manera así de controlar los efectos adversos provocados por el mismo.

Para el diseño del sistema se empleó el método racional. Dicha metodología permite establecer una proporcionalidad entre el caudal máximo de diseño y la intensidad de la precipitación ocurrida sobre el área en estudio.

De manera de canalizar los excedentes de las cuencas hidrográficas hacia las aguas del río Paraná, se propuso la implementación de estructuras de disipación de energía. Estos disipadores son estructuras que se diseñan con el objetivo de reducir la energía cinética en los flujos de alta velocidad, debido al cambio brusco de nivel que existe entre el punto de descarga de la cuenca urbana y el cuerpo receptor. Dichas pérdidas pueden lograrse aplicando diferentes medidas, ya sea por incremento de la rugosidad, impacto o generación de resalto hidráulico.

Evaluación económica

La evaluación económica se centra en identificar los parámetros financieros de mayor incidencia, con el objetivo de determinar los indicadores de rentabilidad económicos para la ejecución del proyecto.

En el análisis se determinó el presupuesto de oferta del anteproyecto, considerando los respectivos costos de materiales, mano de obra, gastos generales, beneficios e impuestos correspondientes.

También fue necesario analizar la factibilidad del proyecto desde el punto de vista social. Para ello, se realizó una evaluación social identificando las fuentes de beneficios y costos sociales, de manera de garantizar si el proyecto favorece la maximización del bienestar colectivo.

Resultados

Geotecnia

El perfil del suelo adoptado muestra inicialmente una capa de arena limosa mal graduada (SP – SM) hasta los -10 metros de profundidad, con muy bajo contenido de humedad, seguida por una capa de arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH) hasta los -15 metros, con un aumento progresivo del contenido de humedad.

Establecido el perfil del suelo simplificado, se procedió a la determinación de los parámetros resistentes característicos de cada estrato.

- Angulo de fricción (ϕ).
- Peso específico del suelo seco (γ_d).
- Peso específico de suelo saturado (γ_{sat}).
- Módulo de elasticidad drenado (E')
- Coeficiente de permeabilidad (k) y relación de vacíos (eo).
- Coeficiente de Poisson (ν).
- Resistencia no drenada (S_u).
- Módulo de elasticidad no drenado (E_u).
- Coeficiente de compresibilidad (Cc) y de recompresión (Cr).

Dichos parámetros fueron utilizados posteriormente para el dimensionado y cálculo de estabilidad de la estructura de contención.

Hidrología

Mediante el análisis hidrológico de las series de alturas del río Paraná en la sección de Bella Vista, se obtuvo como resultado una cota de 41,78 msnm (IGN) correspondiente a una altura de 7,60 m de la escala hidrométrica ubicada en el puerto de Bella Vista. Dichas alturas representan un período de retorno de 100 años.

Dimensionamiento y cálculo de estabilidad

Se realizó las siguientes verificaciones en el muro de contención de hormigón armado, resultando las mismas ampliamente satisfactorias desde el punto de vista estructural:

- Seguridad al vuelco
- Seguridad al deslizamiento
- Verificación de las tensiones en el terreno

El análisis del muro utilizando el programa Plaxis se llevó a cabo modelando la situación del proyecto con régimen de inundación, y la respectiva sin inundación. En ambos casos, se obtuvo un comportamiento satisfactorio de la defensa, presentando la misma asentamientos y desplazamientos acordes y dentro del rango admisible para estas estructuras.

Sistema de desagües pluviales

Para un período de retorno de $TR=5$ años, se estableció mediante el uso del método racional, caudales máximos de diseño del orden de los 2,74 y 3,32 m³/s, para ambas subcuencas

delimitadas. Con dichos datos, se procedió al cálculo de los elementos componentes del sistema de drenajes.

- Cordón cuneta
- Sumideros de cordón
- Conductos de vinculación
- Conductos principales

El dissipador de energía necesario para canalizar los caudales pluviales hacia el río Paraná consta de una cámara de caída de $H^{\circ}A^{\circ}$ formada por una sección transversal cuadrada de 6m x 6m, complementada con la colocación de una estructura de colchón de gaviones que actúan como revestimiento del canal de descarga

Obras complementarias

Se analizó alternativas de proyecto de manera de complementar y beneficiar las propuestas realizadas, tanto en el aspecto social como en el económico.

Se planteó la integración de zonas creativas compuestas por un sector de playa y un paseo peatonal costanero, propuestas que aumentarán el atractivo turístico del camping.

Se realizó un estudio de proyección de trazado de una avenida costanera que facilite el acceso al camping, y que a su vez funcione como continuación de la avenida costanera existente en la ciudad. El diseño de la misma contempla los siguientes elementos:

- Dos rotondas.
- Tres curvas horizontales.
- Un viaducto.
- Una isleta para intersección en T canalizada.
- Zonas de estacionamiento a 45°.
- Accesos a zonas de loteo.

Evaluación económica

El presupuesto de oferta de las obras a realizarse es de

La evaluación social del anteproyecto permitió obtener los siguientes valores de indicadores de rentabilidad:

- $V.A.N. = \$342.367.136,66 > 0$
- $R.B.C. = 5,44 > 1$
- $T.I.R. = 95\% > 12\%$

Con lo que queda justificada la factibilidad económica de llevar a cabo el anteproyecto.

Capítulo I

Objetivos, introducción y necesidades del proyecto

1.1. Objetivo

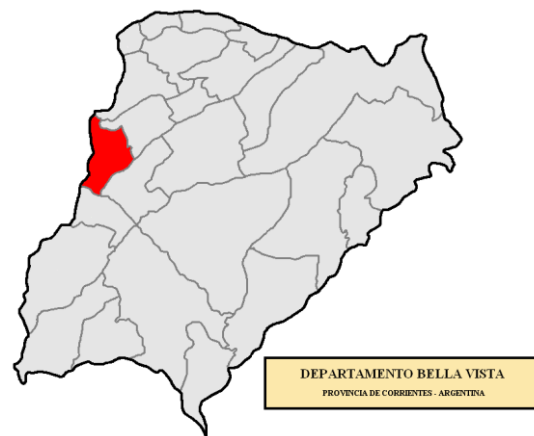
El objeto de dicho trabajo es la protección de los márgenes en el sector del Camping Municipal de La Cruz de los Milagros, ubicado el mismo en la ciudad de Bella Vista, provincia de Corrientes.

1.2. Ubicación del proyecto

El mismo se llevará a cabo en la ciudad de Bella Vista, situada en el departamento del mismo nombre. Ubicada en la región centro-oeste de la provincia de Corrientes, limita al oeste con el río Paraná, que lo separa de la provincia de Santa Fe (Ver figura 1).



República Argentina



Provincia de Corrientes



Departamento de Bella Vista

Figura 1: Mapa político de la República Argentina. Mapa político de la provincia de Corrientes. Mapa político del departamento de Bella Vista. No a escala (fuente: Dirección de Estadística y Censo de la Provincia de Corrientes).

En las siguientes imágenes se puede observar una desagregación geográfica de la zona de estudio; partiendo del departamento de Bella vista (Fig. 2), hasta llegar a la ciudad con el mismo nombre (Fig. 3) destacándose la misma con un color más oscuro, para finalmente observar el plano de la localidad de Bella Vista, en donde se encuentra indicada la zona de estudio (Fig. 4).

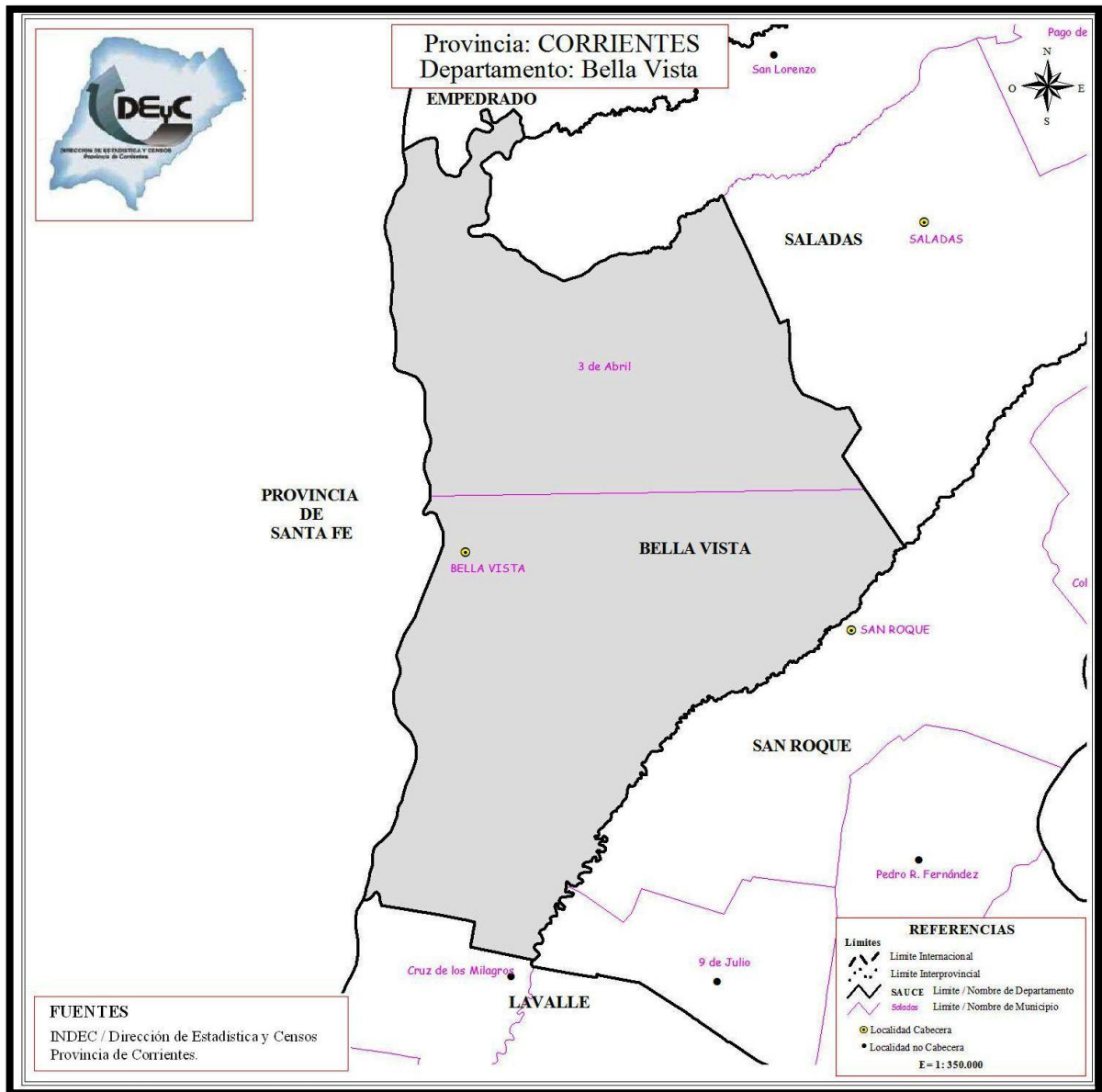


Figura 2: Mapa del departamento de Bella Vista. No a escala (fuente: Dirección de Estadística y Censo de la Provincia de Corrientes. Año 2011).

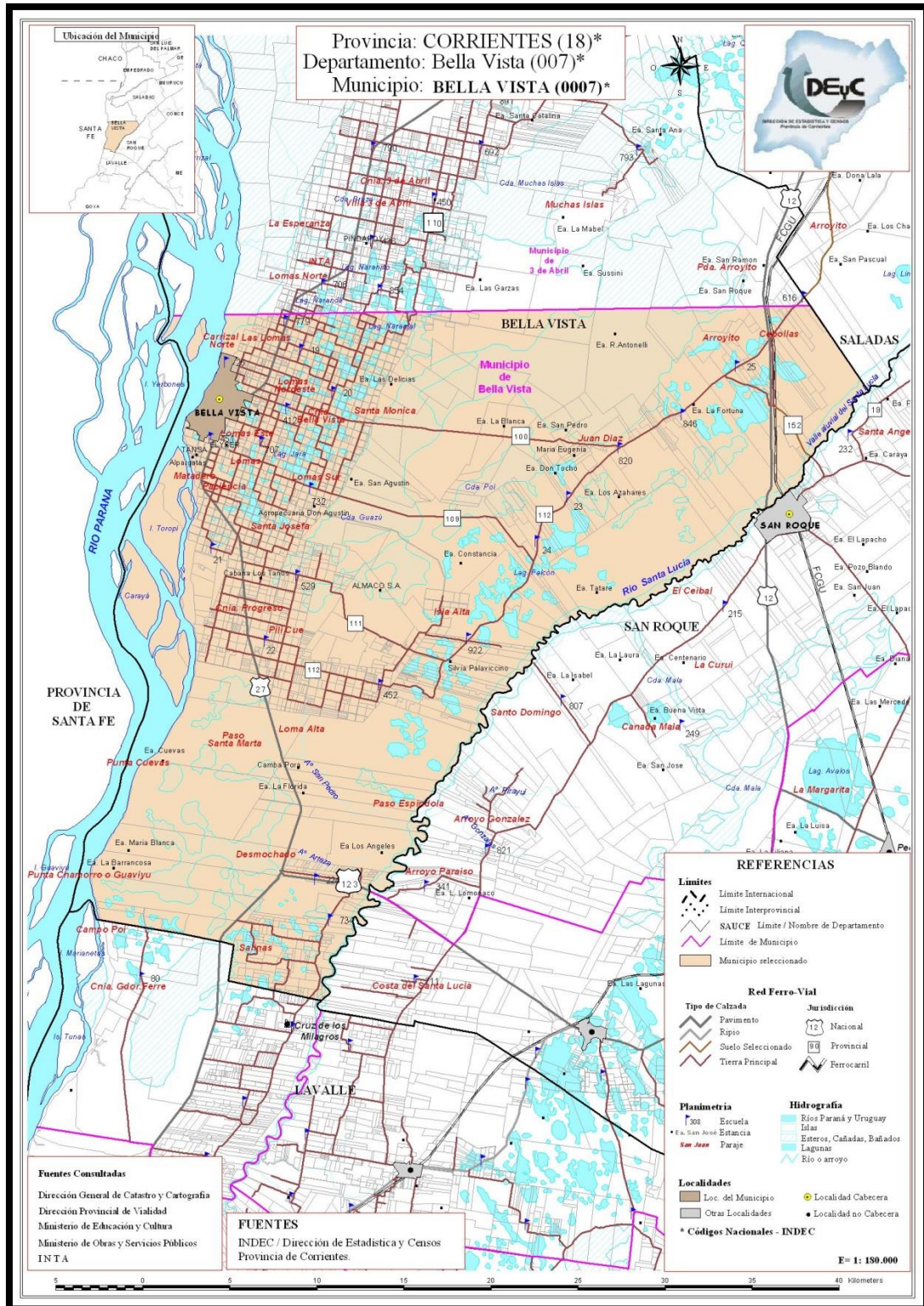


Figura 3: Mapa del municipio de Bella Vista. No a escala (fuente: Dirección de Estadística y Censo de la Provincia de Corrientes. Año 2011).

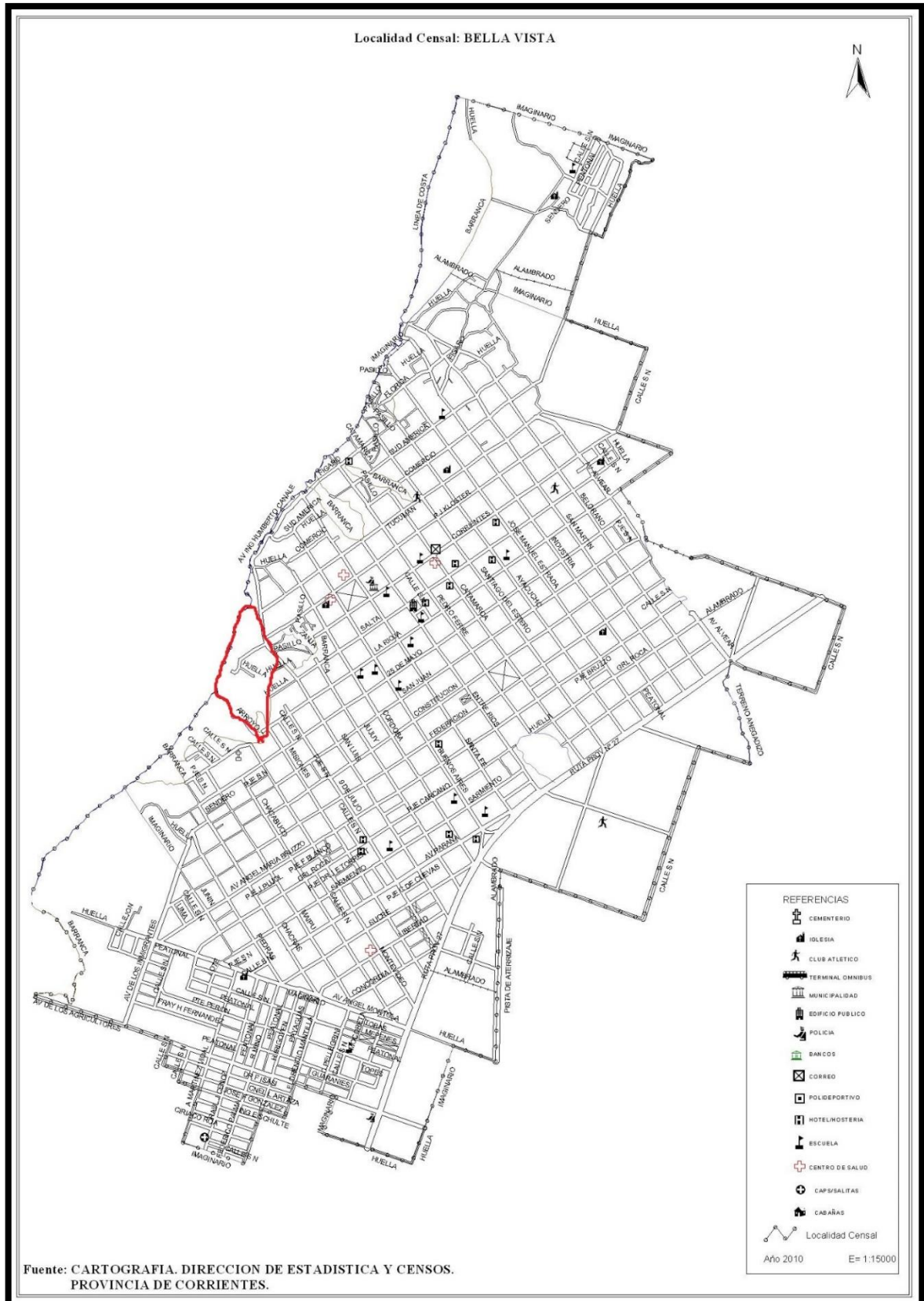


Figura 4: Plano de la localidad de Bella Vista. No a escala (fuente: Dirección de Estadística y Censo de la Provincia de Corrientes. Año 2011).

1.3. Descripción del problema

El predio en cuestión se trata de un Camping Municipal que representa un importante centro de atracción turístico de la ciudad. El mismo se encuentra sobre la costa del río Paraná (Ver figura 5 y figura 6).



Figura 5: Camping municipal Cruz de los Milagros (fuente: elaboración propia con Google Earth. Año 2016).



Figura 6: Parque Cruz de los Milagros, vista desde el río Paraná (fuente: <http://bellavista.gov.ar>).

Dicha localidad ha sufrido a lo largo de los años el efecto de la erosión en sus costas, causando el correspondiente costo de las pérdidas de tierras. Esto trae como consecuencia un

impacto negativo en la actividad económica de la ciudad, ya que como se mencionó anteriormente, el camping representa un importante centro turístico en dicha localidad.

Sumado a la problemática anterior, las barrancas existentes en el predio padecen de un proceso de desgaste producto de los escurrimientos de los excesos pluviales existentes en la parte alta de las barrancas, al producirse precipitaciones intensas sobre la ciudad.

2. Descripción de la zona de estudio

2.1. Caracterización geográfica

La provincia de Corrientes está ubicada en el nordeste de la República Argentina y en el centro de la Región Mesopotámica del país. Limita al norte y al oeste con el río Paraná, que lo separa de la república de Paraguay y de las provincias de Chaco y Misiones, respectivamente; al este con el río Uruguay, que la deslinda con las repúblicas de Brasil y Uruguay. Finalmente, al sur los ríos Guayquiraró y Mocoretá la separa de la provincia de Entre Ríos; y al noreste los arroyos Chimiray e Itaembé la deslindan con la provincia de Misiones.

La provincia de Corrientes posee una superficie de 88.886 km²; y cuenta con una población de 993.338 habitantes, de acuerdo al último Censo Argentino realizado en el año 2010.

2.2. Características topográficas

La topografía provincial se destaca por presentar baja amplitud de relieve (unos 200 metros entre sus cotas extremas: 220 y 20 metros, en los extremos Nordeste y Sudoeste, respectivamente), y una energía de relieve también baja a muy baja, predominando el aspecto de extensas planicies en el Oeste y suaves colinas en el Este (*Eliseo Popolizio, "Geomorfología de la provincia de Corrientes". 1977*).

Las depresiones corresponden a sistemas de esteros con agua permanente.

2.3. Características geomorfológicas

Se puede dividir en ocho grandes unidades geomorfológicas muy bien definidas (Fig. 7):

1. *Albardón y planicie del Paraná*
2. *Lomas arenosas, planicies y depresiones.*
3. *Colinas y llanuras onduladas del NE.*
4. *Depresión Iberiana.*
5. *Malezas del Iby-bai.*
6. *Cuchillas mesopotámicas.*
7. *Valle actual del río Paraná.*
8. *Terrazas del río Uruguay.*

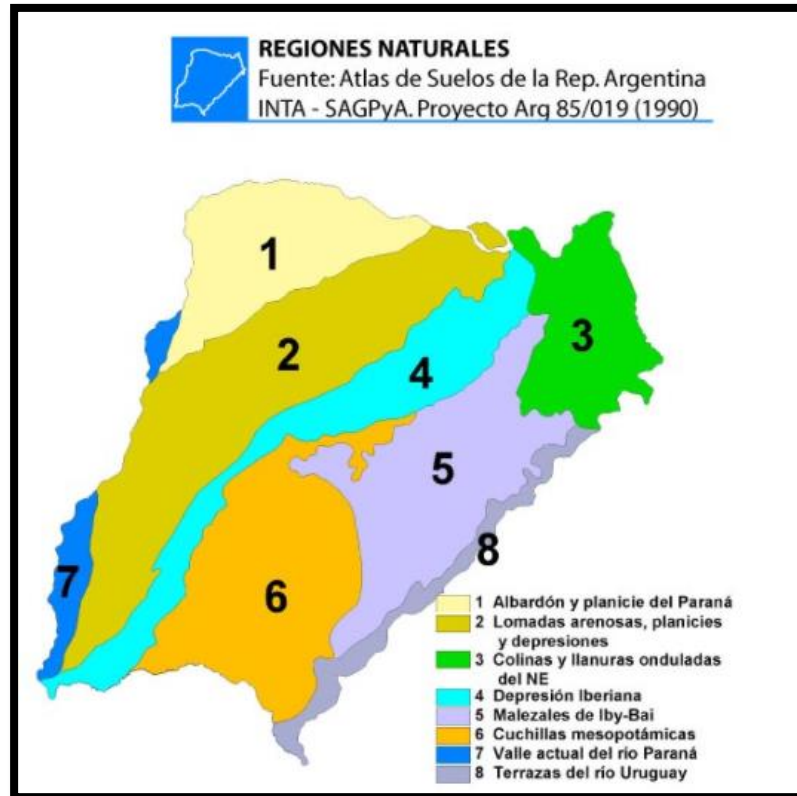


Figura 7: Mapa de áreas geomorfológicas de la provincia de Corrientes (fuente: INTA. Año 1990).

Como se puede observar, mediante el empleo del mapa de áreas geomorfológicas de la provincia de Corrientes provisto por el INTA (Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria), la zona en estudio se encuentra emplazada en la región número dos que corresponde al grupo de *Lomadas arenosas, planicies y depresiones*.

“Está formada por una serie de lomadas arenosas dispuestas en abanico, a partir de la localidad de Ituzaingó, entre las que se extienden grandes planicies inundables, algunas de las cuales desembocan en arroyos o ríos afluentes del Paraná. Dichas lomadas están caracterizadas por una atractiva formación de parque, con especies mixtas de los ambientes chaqueño y misionero, y se encuentran tapizadas por numerosas lagunas, por lo que se constituyen el emplazamiento de la mayor parte de las localidades de esta subunidad”. (*Ordenamiento Territorial de los Bosques Nativos de la Provincia de Corrientes – Ley Nacional N° 26.331. 2008*).

2.4. Hidrografía

Los dos principales cauces de la provincia de Corrientes son los ríos Paraná y Uruguay, representando sus valles los bordes más elevados del territorio provincial. El Paraná discurre por un valle con zonas bajas e inundables; y el Uruguay, que circula sobre un lecho rocoso que presenta periódicos saltos y rápidos constituidos por afloramientos rocosos basálticos.

En Corrientes, se distinguen dos grandes cuencas hidrográficas: la del Paraná y la del Uruguay. Estas dos forman parte de la cuenca del Plata, cuyas dimensiones se acercan a los 4.350.000 Km², convirtiéndose en la segunda por su extensión en el orden mundial (Mirassou, “*Gestión Integral de los Recursos Hídricos: Aportes a un desarrollo conceptual para la gobernabilidad del agua*”. 2009). En este caso, la zona de influencia del proyecto se encuentra en una sub-cuenca cuyas aguas derraman enteramente en el río Paraná. Por ello, se enfocará principalmente el estudio sobre las características del río Paraná.

El Paraná recorre la provincia de Corrientes por el oeste y al norte, siendo su recorrido total de 4.880 km de longitud, llegando a superar en ciertos tramos el ancho de 10km (Ver figura 8). El tramo en estudio es conocido como Paraná Medio, destacándose el mismo por presentar las características de un río de llanura, con gran cantidad de meandros, islas fluviales y bancos de arena. (Jaime P. y Menéndez A. 1997. Recuperado de www.ina.gov.ar).



Figura 8: Cuenca del río Paraná. Principales tributarios del Paraná (fuente: <http://descubrircorrientes.com.ar>).

En particular, la zona de influencia del proyecto se encuentra localizada en la cuenca del río Santa Lucía (3.1 en figura 9) muy próxima al parte-aguas que la divide con el valle aluvial del río Paraná aguas abajo de su confluencia con el río Paraguay (1.2 en figura 9). Dicha cuenca se encuentra indicada en la figura 9 que se presenta a continuación.

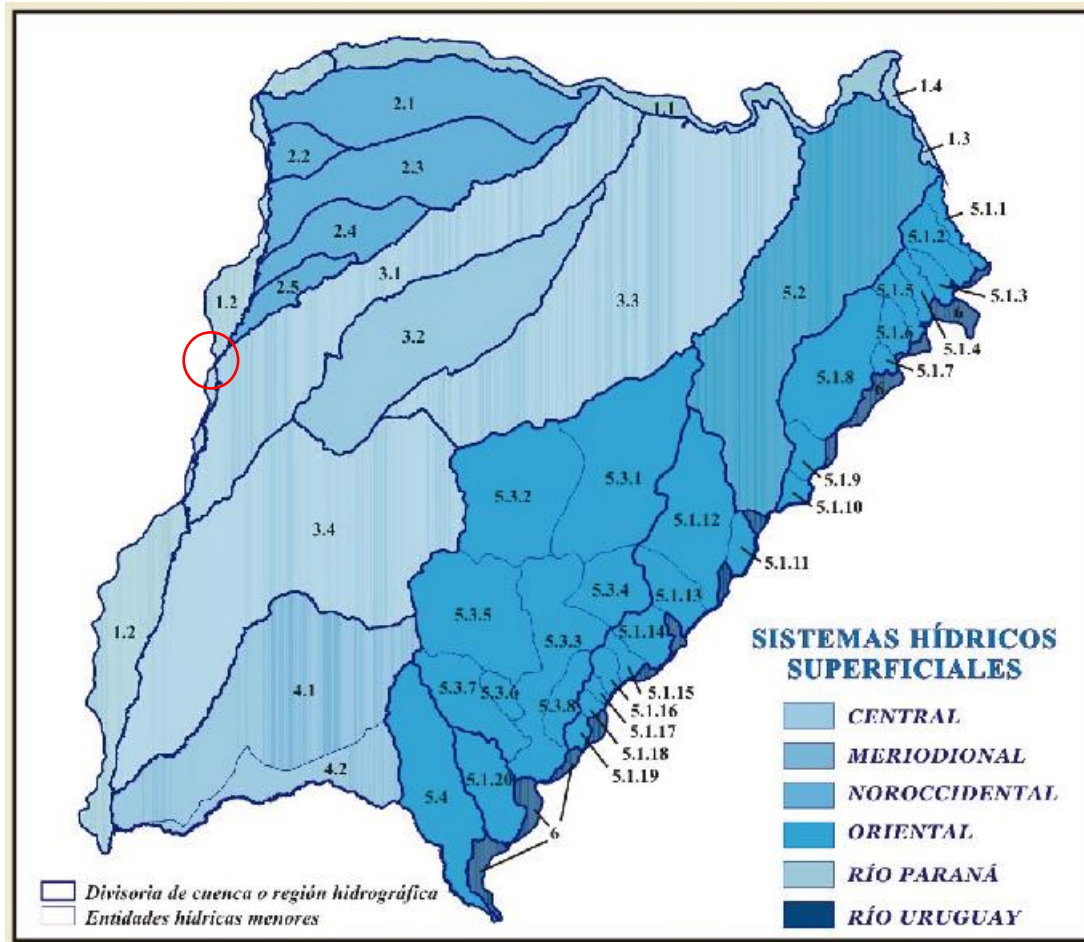


Figura 9: Mapa de cuencas y regiones hídricas superficiales de la provincia de Corrientes (fuente: ICAA).

2.5. Clima

El clima de la provincia de Corrientes presenta características heterogéneas a lo largo de su superficie. En el Nordeste de la provincia, predomina un clima subtropical húmedo; mientras que el sur se distingue por presentar un clima que posee características de pampa húmeda. No existe presencia de estaciones secas prolongadas, ni en general de sequías de importancia.

La temperatura media anual promedio es de 19,9° C, con registros absolutos máximos de 48 °C en enero, y mínimos de -6 °C en julio. El descenso de temperatura se produce levemente en el sentido norte – sur.

Las precipitaciones disminuyen de este a oeste, debido a que los vientos húmedos provenientes del océano Atlántico descargan su humedad en el este (Ver figura 10).

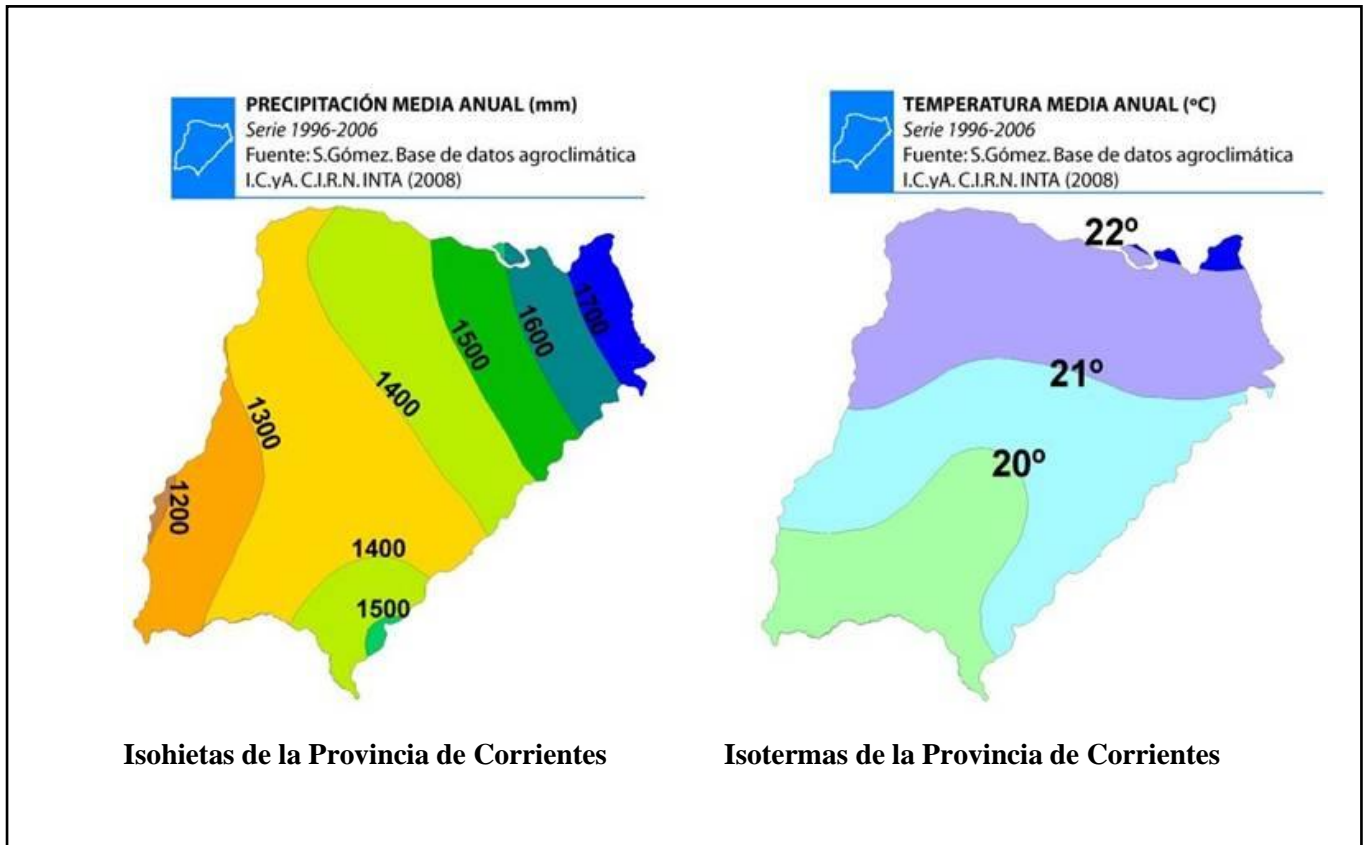


Figura 10: Mapa de isohietas e isotermas de la provincia de Corrientes (fuente: INTA).

La ciudad de Bella Vista, donde se realizará la obra en cuestión, presenta un clima subtropical húmedo, con una temperatura media anual de 21 °C. Los veranos tienen temperaturas máximas de hasta 40 °C, y durante el invierno las mínimas llegan a los 5 °C.

Las precipitaciones son abundantes y oscilan los 900 mm a 1400 mm anuales (fuente: <http://bellavista.gob.ar>).

2.6. Características de la zona de emplazamiento del proyecto

La costa a proteger con el sistema de defensa se extiende una longitud aproximada de 450 metros, a lo largo del cual se desarrolla el complejo del Camping Municipal Cruz de los Milagros (Ver figura 11). De ahí la importancia de su implementación, ya que dicho complejo representa un importante centro de atracción turístico de la ciudad; el cual ha sufrido el efecto de la erosión en su costa, con el correspondiente costo de las pérdidas de tierras.

Al tratarse de un complejo turístico, se plantea la ejecución de un paseo peatonal costanero, de manera tal de elevar así la calidad estética y atractivo turístico del lugar.

También se puede observar el proyecto de canalización de desagüe de los excesos pluviales, de manera de impedir el desgaste de las barrancas.



Figura 11: Imagen satelital de la localización del proyecto en la ciudad. No a escala (fuente: elaboración propia con Google Earth. Año 2016).

El material presente en la gran mayoría de su desarrollo es arenoso arcilloso, evidenciándose en épocas de bajas alturas, un proceso notable de erosión al presentarse sedimentos removidos de los cuerpos de tierra en contacto inmediato con el agua (Ver figura 12).



Figura 12: Presencia de material predominantemente arenoso (fuente: <http://bellavista.gob.ar>).

2.7. Situación actual de la ciudad de Bella Vista

Esta localidad posee una población de 29.071 habitantes, según los datos provistos por el último censo realizado por el INDEC en el año 2010. Si se compara este número con el respectivo censo realizado en el 2001, se puede apreciar un incremento del 14,50% de habitantes (Ver figura 13).

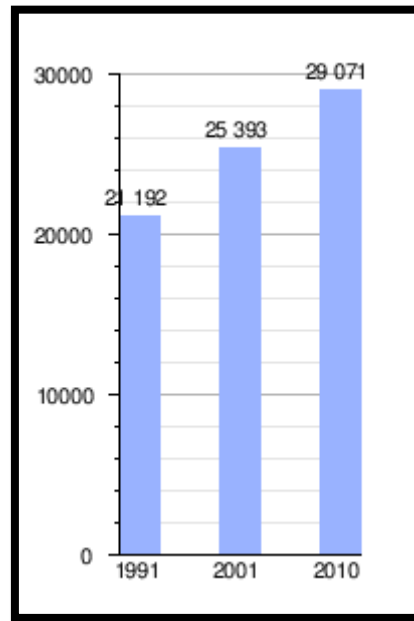


Figura 13: Evolución demográfica de la ciudad de Bella Vista (fuente: Censo Nacional del INDEC).

En la ciudad de Bella Vista se desarrollan actividades asociadas al procesamiento y comercialización de producción primaria, destacándose industrias procesadoras de frutas, fábricas de jugos concentrados y secadores de arroz. También se está produciendo un importante avance en la región del sector forestal y ganadero, desarrollándose aserraderos y diversos emprendimientos agroecológicos.

Los cultivos de mayor producción que se realizan en dicha localidad comprenden las hortalizas (principalmente tomate y pimiento), los cítricos (naranja, mandarina, limón y pomelo), maíz y arroz.

3. Necesidades del proyecto

Debido a los inconvenientes y características descriptos con anterioridad, se decide llevar a cabo la obra de defensa y complementarias con el fin de:

- Mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes, reduciendo así la erosión hídrica en cuestión.
- Contribuir al mejoramiento del funcionamiento hidráulico en el área que constituyen las barrancas.
- Evitar la pérdida continua de sectores del frente costero de la localidad.
- Proteger las propiedades privadas y el sector público.

Capítulo II

Recolección y procesamiento de datos

1. Datos topográficos

Los estudios topográficos consisten en la descripción superficial de un terreno en concreto, de manera de conocer sus características y obtener la representación gráfica del mismo. Con dichos estudios, se puede conocer las cotas de distintos puntos estudiados, estando referenciados los mismos a un plano de comparación adoptado. A partir de estos datos, se puede determinar pendientes y confeccionar curvas de nivel del sector en cuestión, es decir, un mapa que representa la unión de puntos en iguales condiciones de altura.

Para la presente obra, los datos topográficos se corresponden con los suministrados por el Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Provincia de Corrientes. Los mismos se componen de un plano topográfico de curvas de nivel del Camping Municipal Cruz de los Milagros, con cotas referidas al sistema IGN (Instituto Geográfico Nacional), y elaborado por la Dirección de Transportes y Puertos de Corrientes (Figura 14). Dicho plano se complementa con la representación de una perspectiva de la zona costera del camping (Figura 15), en donde se puede observar un esquema tridimensional de la geometría de las barrancas presentes en la misma (ver Anexo I, Plano 01).

También se cuenta con un plano general de relevamiento de cotas de nivel de la ciudad de Bella Vista, el cual presenta cotas de intersecciones de ejes de calles y con puntos situados a mitad de cuadra. Dichas cotas están referidas al sistema de referencia del IGN, y se encuentra también trazado por la Dirección de Transportes y Puertos de Corrientes.

Como conclusión de los datos proporcionados por los documentos anteriormente descriptos, se puede determinar que la cota media del terreno al pie de la barranca es de 40 msnm, mientras que la parte superior de la misma presenta una cota media de 57 msnm.

Por último, también se dispone de batimetrías del río Paraná, es decir, la representación del relieve del fondo del mismo, en la zona del Puerto Ocampo de la ciudad de Bella Vista, efectuada por la Dirección Nacional de Vías Navegables (ver Anexo I, Plano 02). La misma se efectuó con la utilización de una sonda ecógrafa y equipo GPS. En él se puede observar en el margen izquierdo del cauce sobre la costa del camping, una variación de la profundidad muy pronunciada.

La recopilación de datos mencionados precedentemente servirá de base para la confección de perfiles tipo del terreno, de manera de elegir con precisión el lugar de emplazamiento más conveniente para la confección de la obra de la defensa.

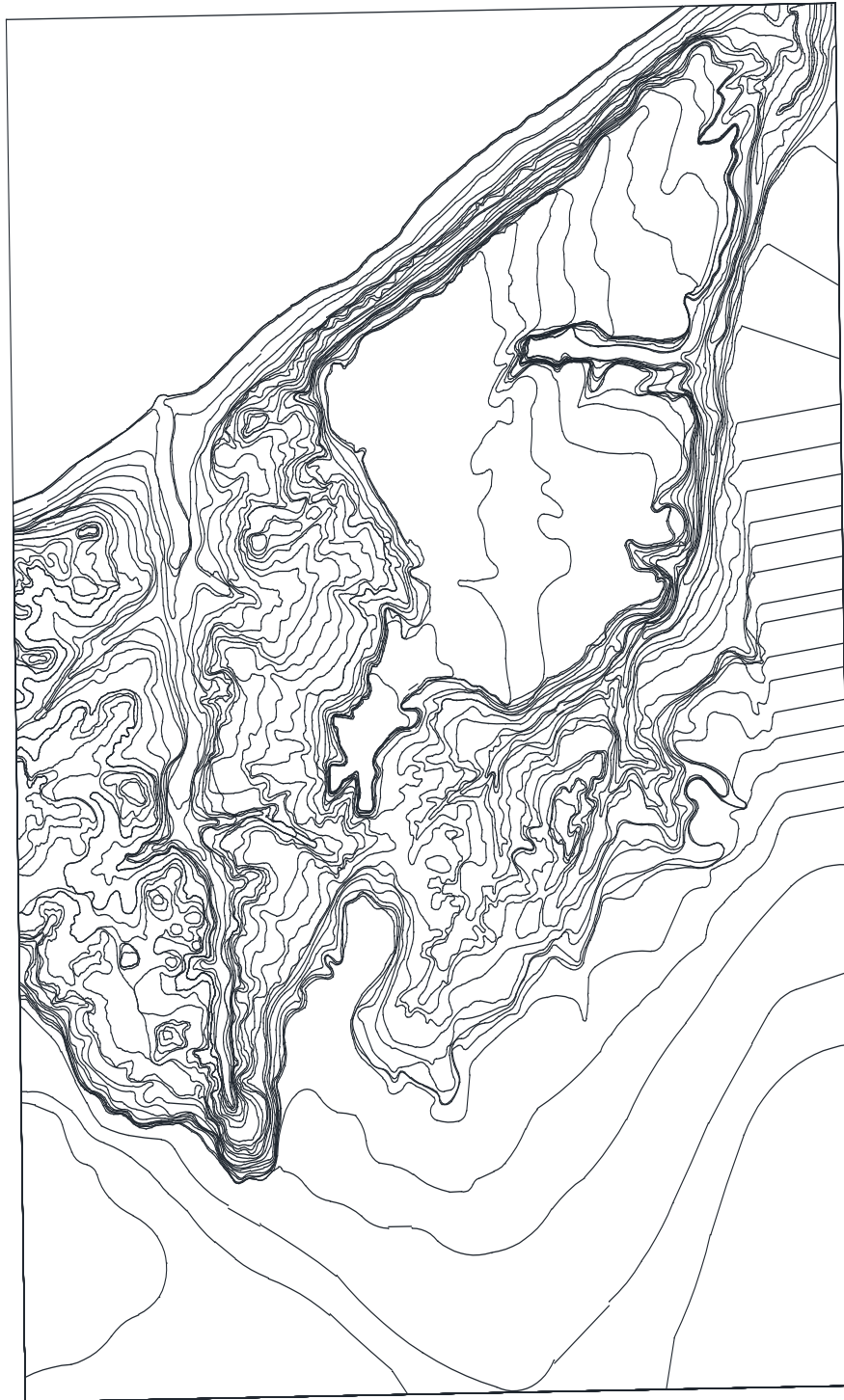


Figura 14: Plano de curvas de nivel del complejo Camping Municipal del año 1974 (fuente: Dirección General de Catastro y Cartografía de Corrientes).

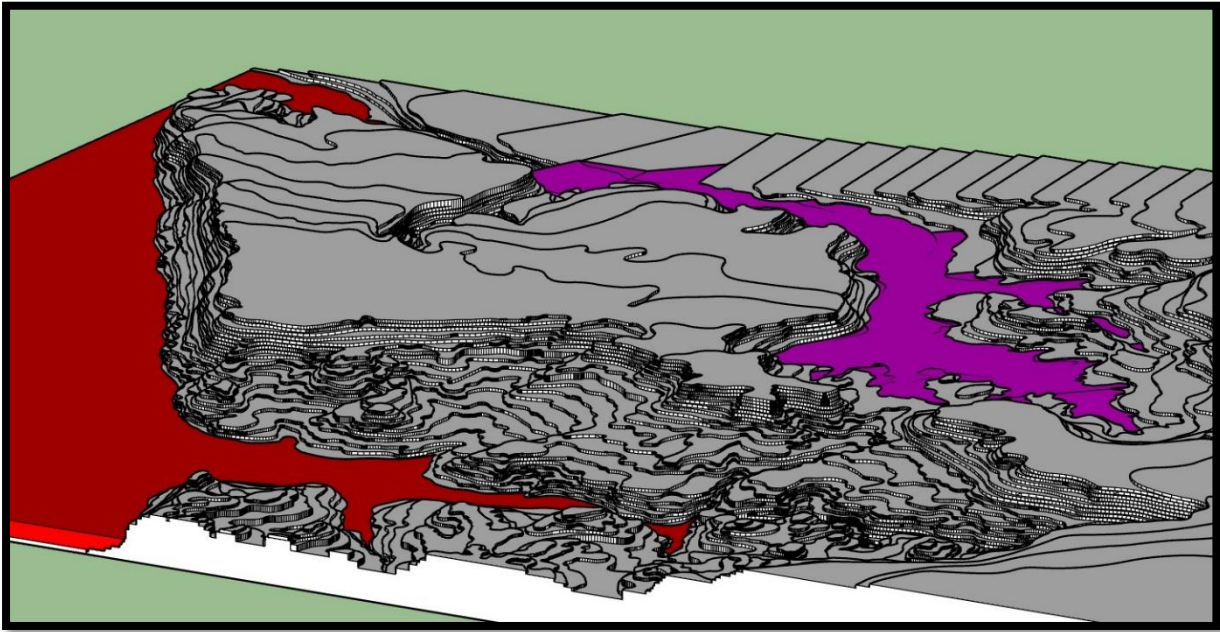
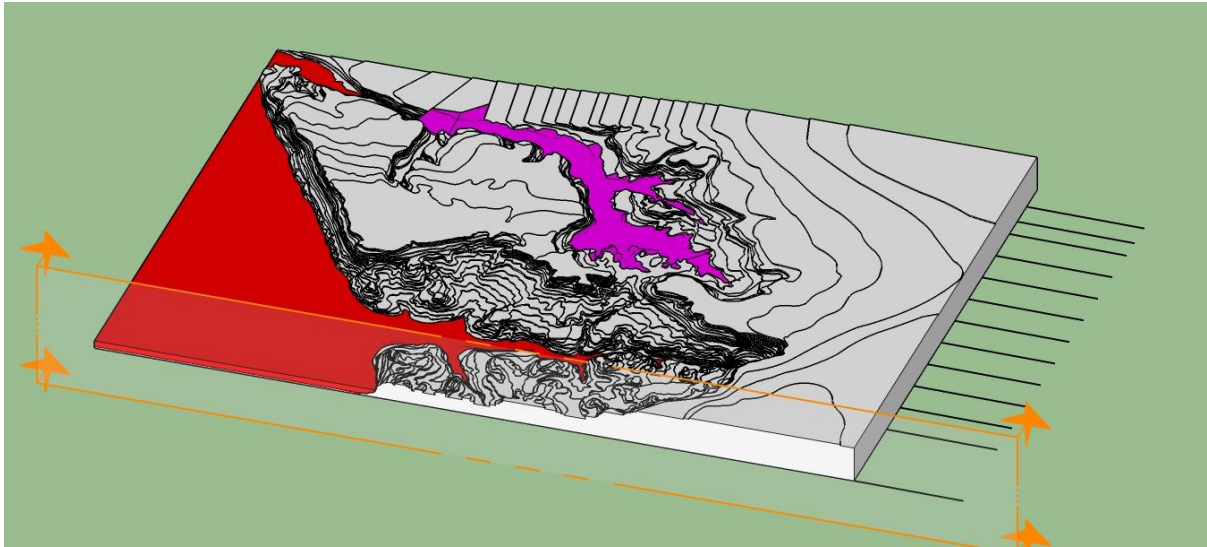


Figura 15: Perspectiva del complejo Camping Municipal (fuente: elaboración propia con SketchUp).

1.1. Procesamiento de datos de topografía

1.1.1. Metodología

A partir del mapa de curvas de nivel, se realizaron varios cortes transversales al perfil del terreno y se interpoló linealmente entre curvas de nivel. Para determinar las pendientes se modelaron los perfiles por medio de poligonales más simples. Esto permite interpretarlos con mayor facilidad y los hace más útiles para los posteriores cálculos a realizar. A modo de ejemplo se muestran los esquemas de dos perfiles transversales ubicados en los extremos del terreno (Figuras 16 y 18). Finalmente, luego de un riguroso análisis, se adoptó el perfil mostrado en la figura 17 como el representativo de la topografía de la zona en estudio, definida como zona homogénea (ver Anexo I, Plano 03 al 05).



CORTE 1

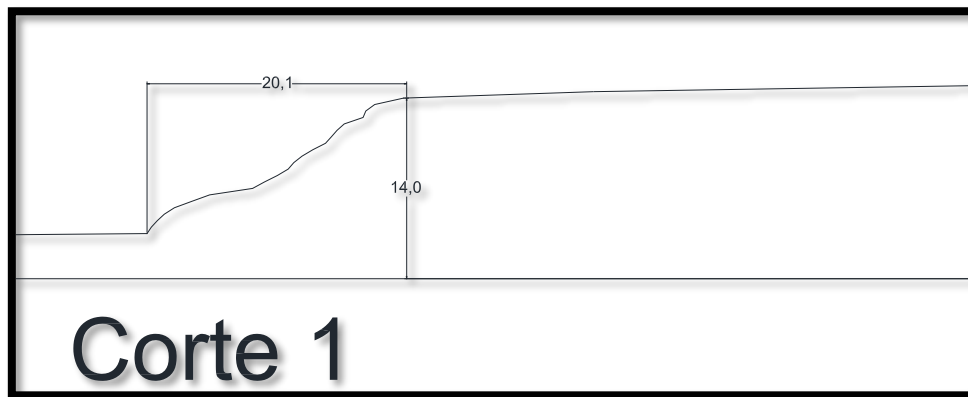
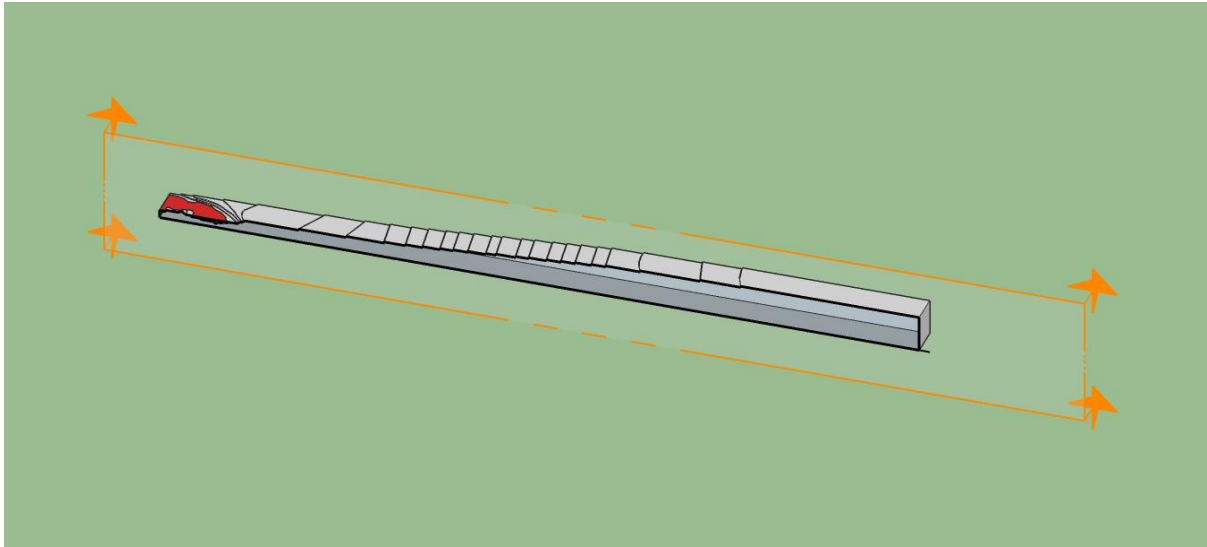


Figura 16: Perfil transversal del terreno del corte N°1 (fuente: elaboración propia).



CORTE13

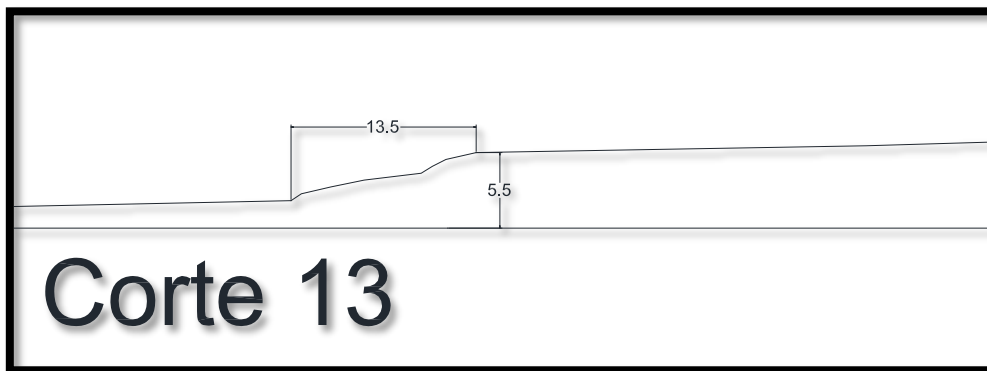
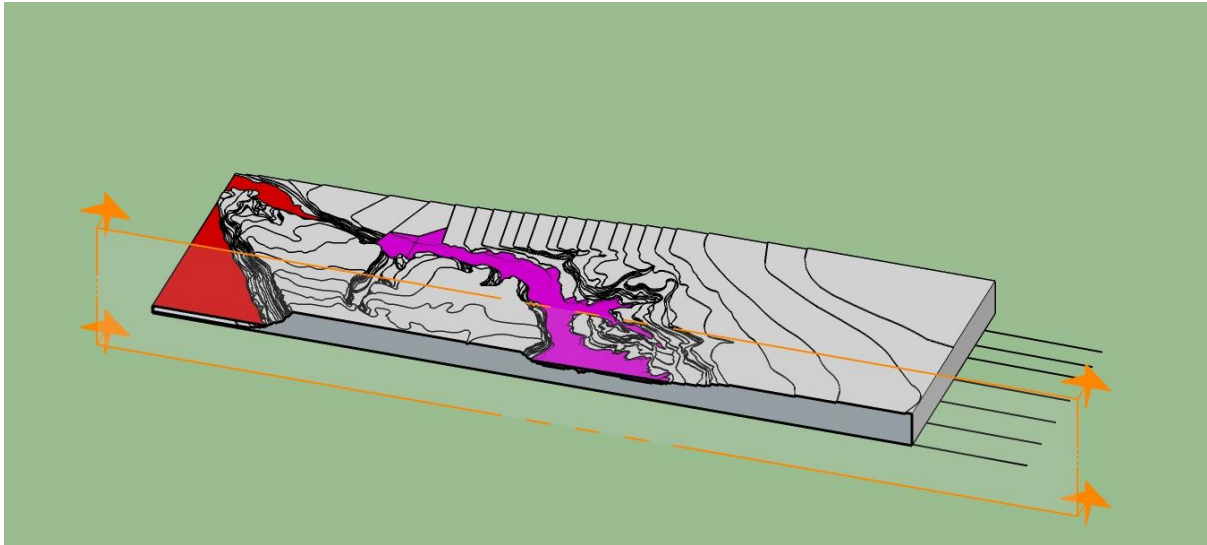


Figura 18: Perfil transversal del terreno del corte N°13 (fuente: elaboración propia).



CORTE 7

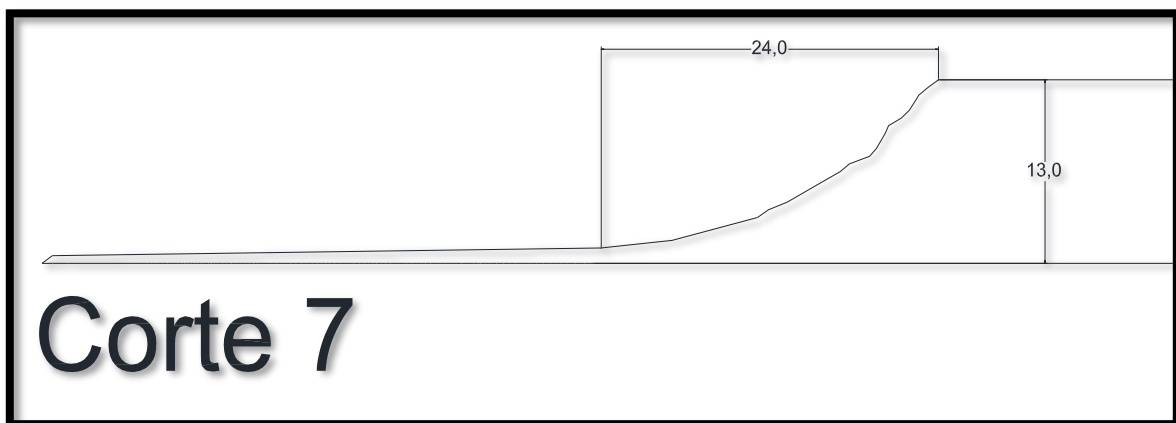


Figura 17: Perfil transversal de la zona homogénea adoptado (fuente: elaboración propia).

1.1.2. Resultados

El nivel superior se encuentra a 52 msnm y presenta un talud inclinado con una pendiente promedio de $i=48\%$. La mayor pendiente se encuentra en los últimos 6 metros superiores, es decir entre los 46 msnm y los 52 msnm, la cual alcanza un valor de $i=110\%$. (Figura 19).

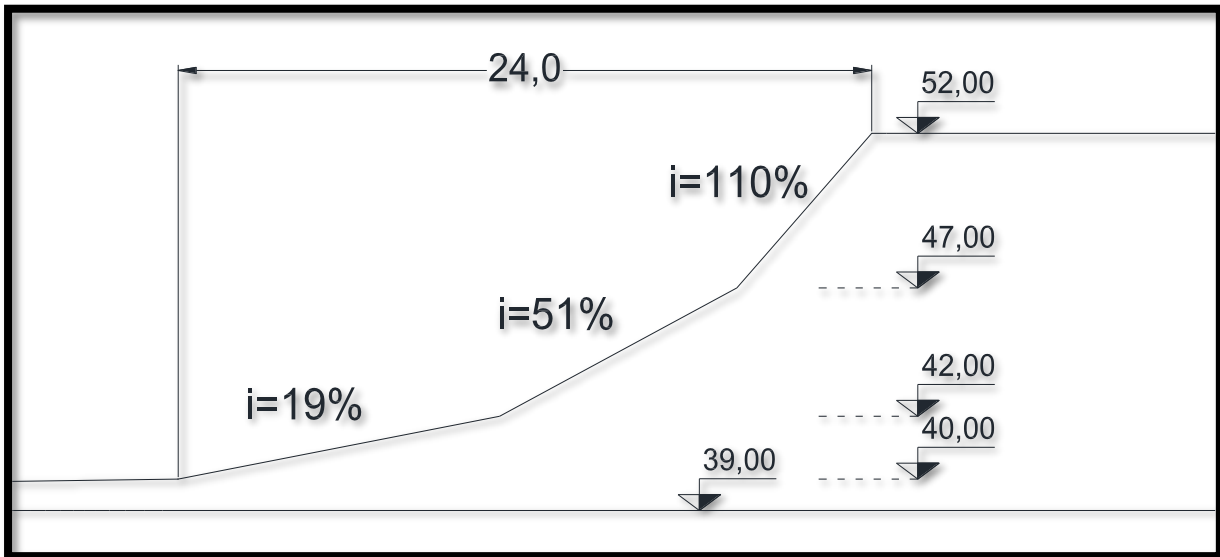


Figura 19: Perfil transversal del terreno simplificado. (Fuente: elaboración propia).

2. Morfología fluvial y proceso erosivo

La localidad de Bella Vista se encuentra a orillas del curso medio del río Paraná. Dicho tramo posee unos 722 km, desde la confluencia con el río Paraguay hasta la ciudad entrerriana de Diamante. Esto trae como consecuencia que ambos ríos circulen por canales marcados diferentes, manteniendo distintos desplazamientos que provocan el ensanchamiento del valle de inundación cuesta debajo de la confluencia. Como ambos ríos presentan diferentes caudales sólidos (siendo mayor el del Paraguay), este fenómeno produce una inestabilidad en el canal pudiendo provocar un fenómeno de ataque simultáneo sobre ambas márgenes en la zona de estrechamiento.

A su vez, también hay que tener en cuenta el ángulo de incidencia del río, ya que, desde la mencionada confluencia del Paraguay con el Paraná, río abajo se observa que el canal se junta y se separa a intervalos regulares dando como resultado un recorrido en planta denominado “collar de cuentas”. Dicho recorrido trae como consecuencia una intensa erosión ribereña en las zonas de estrechamiento, y formación de islas e islotes en las de separación (Popolizio, 1966).

En dicho tramo medio, el río se comporta como uno de llanura, caracterizándose por la presencia de gran cantidad de meandros, islas fluviales y bancos de arena. Este comportamiento se debe al aumento del ancho del valle de inundación del río, al virar hacia el sur en la confluencia con el río Paraguay; por lo que el río presenta un curso lento, sobre un lecho limoso y transportando gran cantidad de sedimentos provenientes de las estribaciones andinas fuertemente erosionadas, siendo su principal aportante el río Bermejo y sus respectivos tributarios. El valle de inundación en el margen izquierdo, es decir, en la zona de estudio, se encuentra limitado por barrancas; mientras en cambio su margen derecha se caracteriza por la presencia de zonas bajas y anegadizas (Popolizio, 1966).

A través de estudios de imágenes satelitales de los últimos 30 años, se ha logrado observar que el cauce del río Paraná ha sufrido significativas alteraciones a lo largo de su recorrido. Lo expuesto tiene como causa el traslado de sedimentos, representados por bancos e islas de arena en constante movimiento. El depósito de los mismos depende principalmente de la velocidad de escurrimiento del caudal del río. Esto provoca un estrechamiento del ancho de dicho cauce que, por la ley de continuidad de flujo, produce un aumento de la velocidad de la corriente; manteniendo así constante el caudal en la sección.

Como consecuencia de lo descrito anteriormente, este incremento de la velocidad de la corriente produce un efecto erosivo sobre las barrancas emplazadas en el margen izquierdo del cauce del río; y ocasionando sedimentación sobre el margen derecho del cauce, ya que la velocidad del flujo se hace menor.

A continuación, se comparan las imágenes del año 1984 y el año 2016, que evidencian el movimiento de los bancos de arena e islas mencionados anteriormente. Entonces, se concluye que el principal factor que define los efectos de la erosión es abordado por el campo de la hidráulica fluvial.

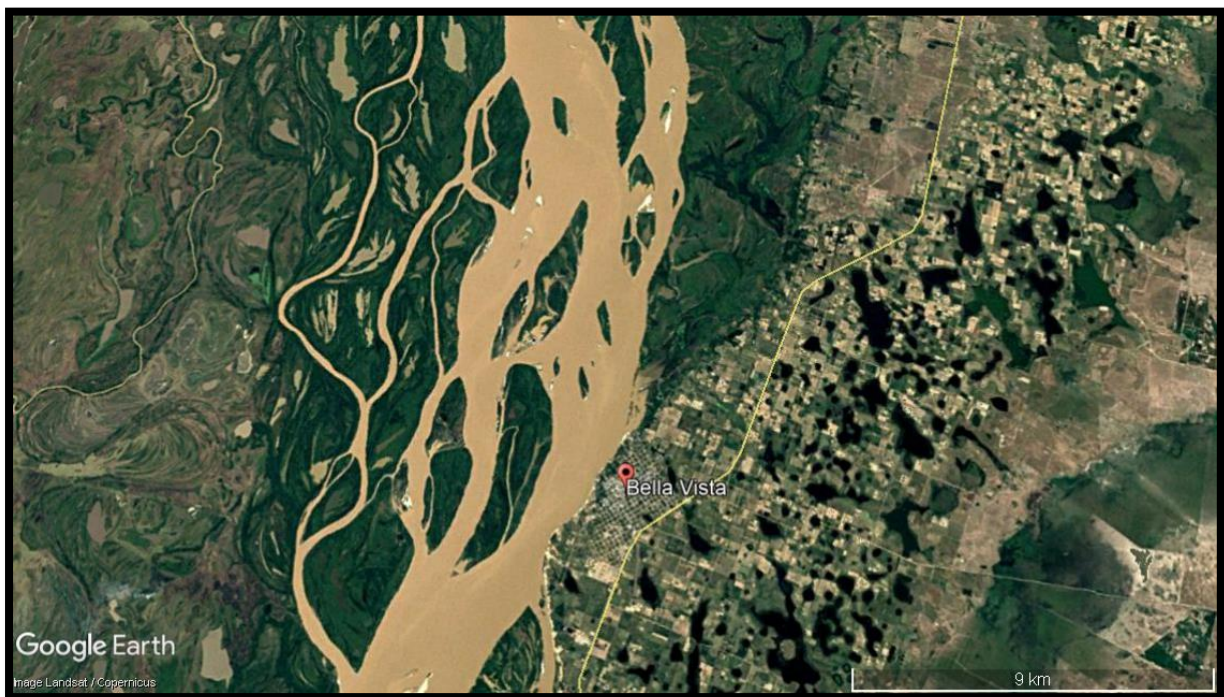


Figura 20: Imagen del cauce del río en sección Bella Vista. Año 1984 (fuente: elaboración propia con Google Earth).

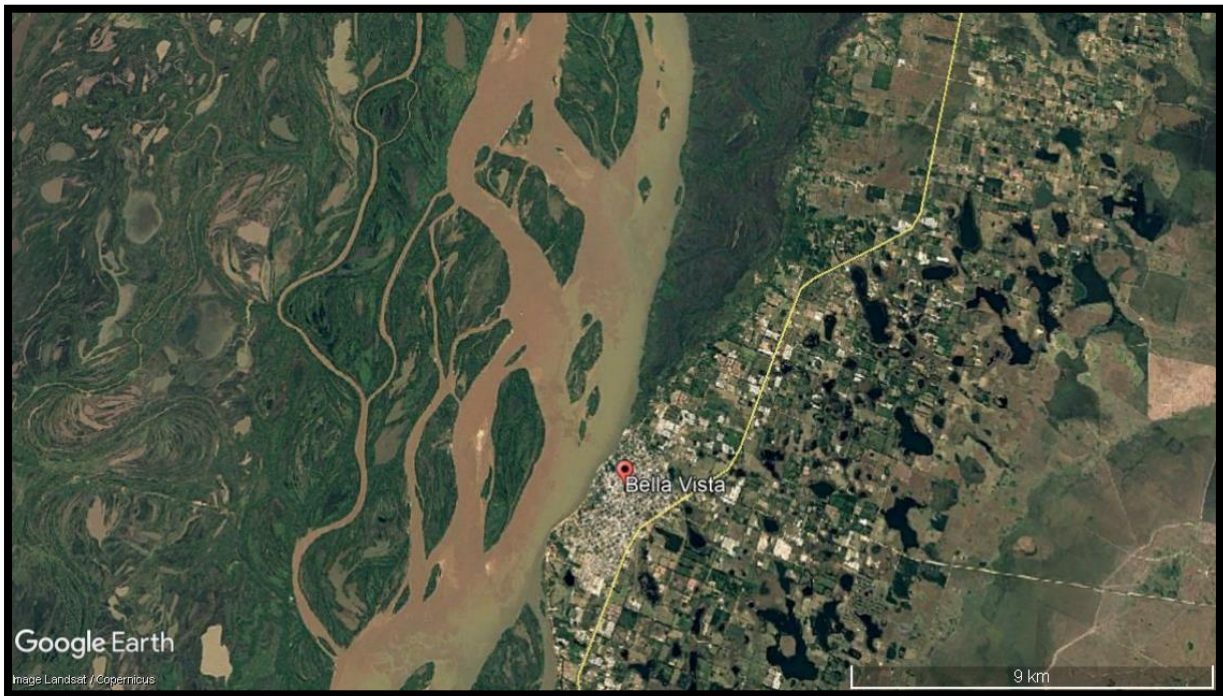


Figura 21: Imagen del cauce del río en sección Bella Vista. Año 2016 (fuente: elaboración propia con Google Earth).

Para tratar de determinar otras posibles causas de desmoronamientos de barrancas sobre el margen izquierdo del Paraná Medio (siendo la misma el área de estudio), se recurrió a diferentes estudios llevados a cabo por el Ingeniero Eliseo Popolizio. En los mismos, se llegaron a los siguientes orígenes de movimiento:

- *“La acción de la erosión fluvial: el arrastre de las partículas del lecho y márgenes de un curso fluvial, por acción de un escurrimiento es un hecho que innegablemente puede constituirse en causa principal de desmoronamientos grandes en los márgenes, según la forma en que se manifieste. Contrariamente a lo que se cree, no es tan determinante la velocidad del escurrimiento para que se produzca el arrastre; la velocidad condiciona la energía de que dispone el río para transportar caudal sólido. Esta acción erosiva puede:*
 - ◆ *Socavar la zona de barranca coincidente con el pelo de agua del curso, y de esa forma descalzar la cobertura que queda en voladizo y puede desmoronarse.*
 - ◆ *Incrementar el ángulo de talud de la margen sumergida hasta llegar al ángulo límite que pueda soportar el material constituyente y de esa forma producirse un deslizamiento tradicional por desequilibrio estático de fuerzas.*
- *Un problema de estabilidad de taludes: cualquier quiebre en la morfología superficial del terreno, lo que comúnmente se denomina ladera, puede ser estable o no en equilibrio. El mecanismo de deslizamiento descrito en el párrafo anterior, es en el fondo un problema de este tipo en donde la causa del*

desequilibrio es la erosión fluvial que incrementa el ángulo de talud de la ladera.” (Popolizio, Borfitz y Serra. 1980).

En las siguientes imágenes se evidencian los efectos erosivos del flujo sobre la ribera del camping municipal. Para ello, mediante superposiciones de distintas imágenes satelitales del complejo, se realizó un análisis de diversas secciones a lo largo de la línea de barranca, de tal manera de determinar un movimiento promedio sufrido por la misma en el lapso de tiempo estudiado. En la figura 20 se representa el plano catastral de la zona sobre el cual se dibujaron las curvas de nivel por cada metro de altura.

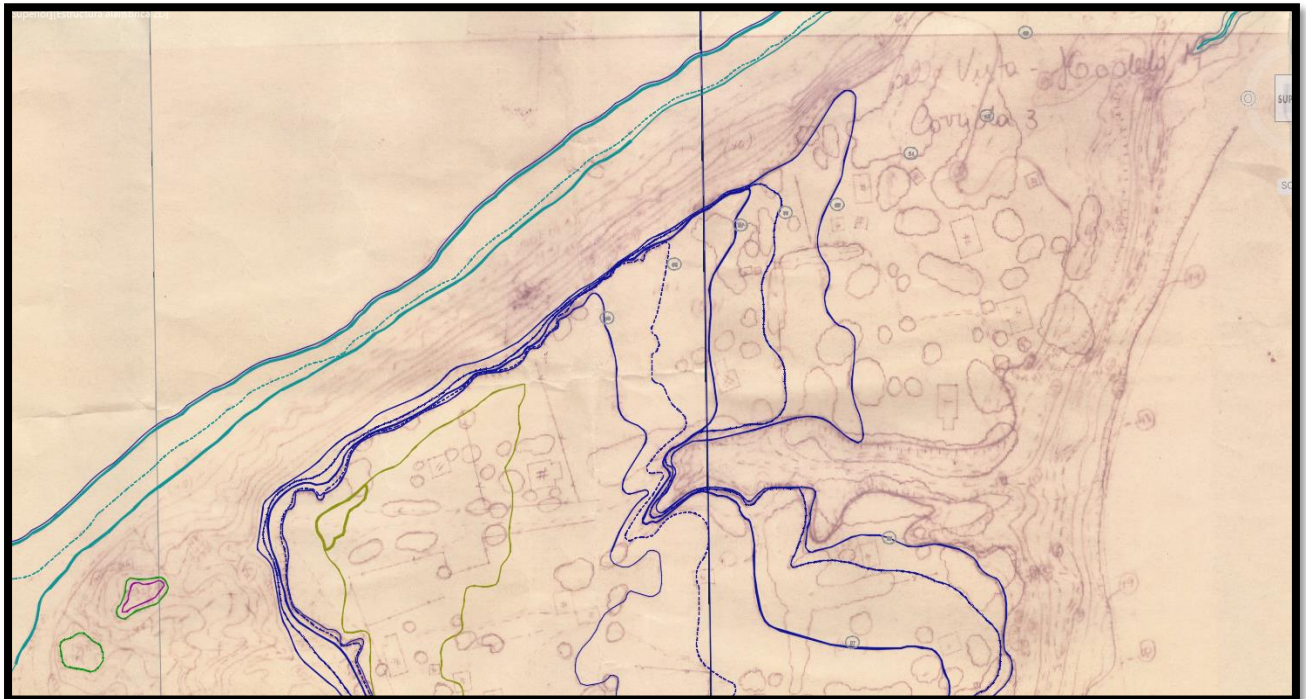


Figura 22: Plano de curvas de nivel del complejo Camping Municipal del año 1974 (fuente: Dirección General de Catastro y Cartografía de Corrientes).

Mediante la superposición de las imágenes de Catastro de 1974 y la actual correspondiente al año 2016 relevada del Google Earth, es posible conocer la longitud promedio de la faja erosionada total en la zona en cuestión cuyo valor es de 16,2 metros, evidenciada por el movimiento de la línea de barrancas (ver Anexo I, Plano 06). La misma se encuentra indicada en la figura 23.

De igual manera, se puede observar en la figura 24, el análisis de las imágenes satelitales superpuestas y georreferenciadas de los años 2006 y 2016, respectivamente. Se determina en la misma, que en el lapso de 10 años se ha producido una longitud erosionada promedio de 10,3 metros, llegando incluso a superar en algunas secciones los 14 metros.



Figura 23: Imagen satelital del complejo Camping Municipal del año 2016 solapada con el plano de catastro (fuente: elaboración propia con Google Earth).



Figura 24: Imagen satelital del complejo Camping Municipal del año 2016 solapada con la imagen satelital del año 2006 (fuente: elaboración propia con Google Earth).

Comparando ambas imágenes, se puede observar como la costa del complejo ha sufrido el proceso de erosión en el lapso de esos 42 años, produciendo la variación de los márgenes del río.

En la figura 25 se visualiza el incremento de la velocidad del proceso erosivo en los últimos años, para lo cual surge la necesidad de llevar a cabo una solución que detenga o reduzca dicha causa. En el mismo gráfico también se presenta la evolución histórica del deterioro de la barranca.

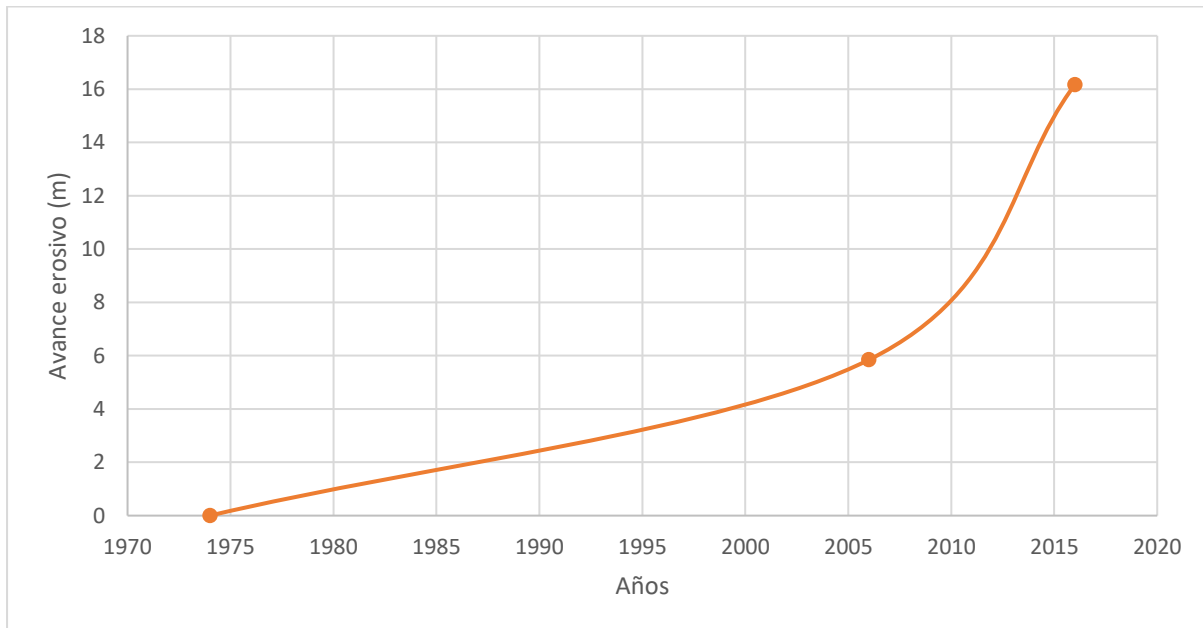


Figura 25: Evolución histórica del proceso de erosión sobre la barranca (fuente: elaboración propia).

3. Estudios geotécnicos

Estos estudios representan una gran importancia dentro de cualquier proyecto de ingeniería. Los mismos permitirán establecer una detallada distribución de los diversos tipos de suelo existentes, como también así determinar los parámetros mecánicos de los mismos. Para ello es necesario proceder al reconocimiento de campo de la zona en estudio, investigación del subsuelo, realizar las correspondientes tomas de muestras y estudios de ensayo in situ requeridos. Luego, llevando a cabo los respectivos ensayos en laboratorio, es posible determinar las características y parámetros físico-mecánicos e hidráulicas del subsuelo.

Con los datos relevados tanto de los ensayos in situ como los realizados en laboratorio, es posible establecer los parámetros resistentes del suelo en la zona en cuestión, de tal manera de poder garantizar un adecuado comportamiento de la obra ingenieril con su entorno.

De manera de poder determinar los parámetros geotécnicos del suelo en la zona de proyecto, se recurrió a estudios realizados por terceros. Entre ellos se cuentan con estudios

concedidos por el estudio TEC NEA SRL ubicado en la provincia del Chaco (ver Anexo II, Capítulo II).

Los sondeos fueron realizados en el Club Náutico de la ciudad de Bella Vista, hallándose el mismo sobre la ribera del río, y a menos de 200 m de la zona de estudio en cuestión (Ver Figura 26).



Figura 26: Ubicación de sondeos realizados por terceros en la ciudad de Bella Vista (fuente: elaboración propia con Google Earth).

Ya que el presente trabajo consta de un anteproyecto, y teniendo en cuenta además la homogeneización del suelo a lo largo de toda la longitud de la costa de la ciudad, se adopta como simplificación la utilización de dichos sondeos para el análisis de la zona de estudio. Una vez llegado a la etapa de proyecto, se debería realizar un estudio más detallado llevando a cabo los sondeos correspondientes en el complejo del camping en cuestión.

3.1. Información geotécnica

La misma se compone en primer lugar de los resultados del ensayo de penetración estándar, más conocidos como ensayo SPT. El ensayo SPT es un ensayo comúnmente usado en obras de ingeniería, ya sea para definir una medida de resistencia del suelo, o para realizar un sondeo de simple reconocimiento.

Para la realización de este ensayo se siguió el procedimiento descrito por las normas ASTM D-1586 e IRAM 10517. El ensayo consiste en hacer penetrar un saca-muestras mediante la aplicación de una carga dinámica, de manera de determinar el número de golpes necesarios para hacer que el saca-muestras penetre 0,3m. Las muestras representativas de suelo son recolectadas cada un metro de profundidad.

El número de golpes permite obtener parámetros resistentes del suelo a partir de correlaciones empíricas.

Complementando al ensayo anterior, se encuentran los resultados de los respectivos estudios de laboratorio. Dicha información está compuesta por:

- Análisis visual de apariencia.
- Análisis granulométrico. A partir del cual se obtuvieron los siguientes datos:
 - Pasa tamiz #4
 - Pasa tamiz #10
 - Pasa tamiz #40
 - Pasa tamiz #200
- Límites de Atterberg. El mismo permite determinar:
 - Límite Líquido
 - Límite Plástico
 - Índice de Plasticidad
- Densidad natural y seca.
- Humedad natural.
- Ensayos triaxiales.

Con dichos ensayos es posible proceder a la clasificación del suelo según el sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

3.2. Resultados obtenidos

3.2.1. Planilla de resumen de ensayos

Los ensayos mencionados anteriormente complementados con los ensayos in situ de penetración estándar, posibilitaron la realización de planillas de resumen para cada uno de los pozos con una profundidad de 15 metros.

Las mismas son de gran utilidad debido a que en ella se detallan los resultados obtenidos para cada muestra representativa de una profundidad de un metro, permitiendo realizar gráficos de variación de las diferentes características a lo largo del perfil total del pozo.

En el primer gráfico se presenta la variación del SPT al cual se debe prestar particular atención, debido a que es el que brindará información de la variación de las capacidades resistentes a lo largo del perfil. El segundo incluye la variación granulométrica y la de los

límites de Atterberg, los cuales posibilitan llevar a cabo una clasificación del tipo de suelo y conocer de qué forma se comportará frente a la presencia de agua.

Los elementos anteriormente mencionados, se encuentran complementados en la planilla con sus respectivos valores tabulados y además se incluyen otras características como ser: Clasificación SUCS, descripción, color, humedad, densidades y resultados del ensayo triaxial en caso que lo hubiere.

A continuación, se presentan las planillas mencionadas, correspondientes a los pozos en tierra firme número uno y número dos, en las cuales se pueden observar todos los elementos descriptos anteriormente (Figura 27 y 28).

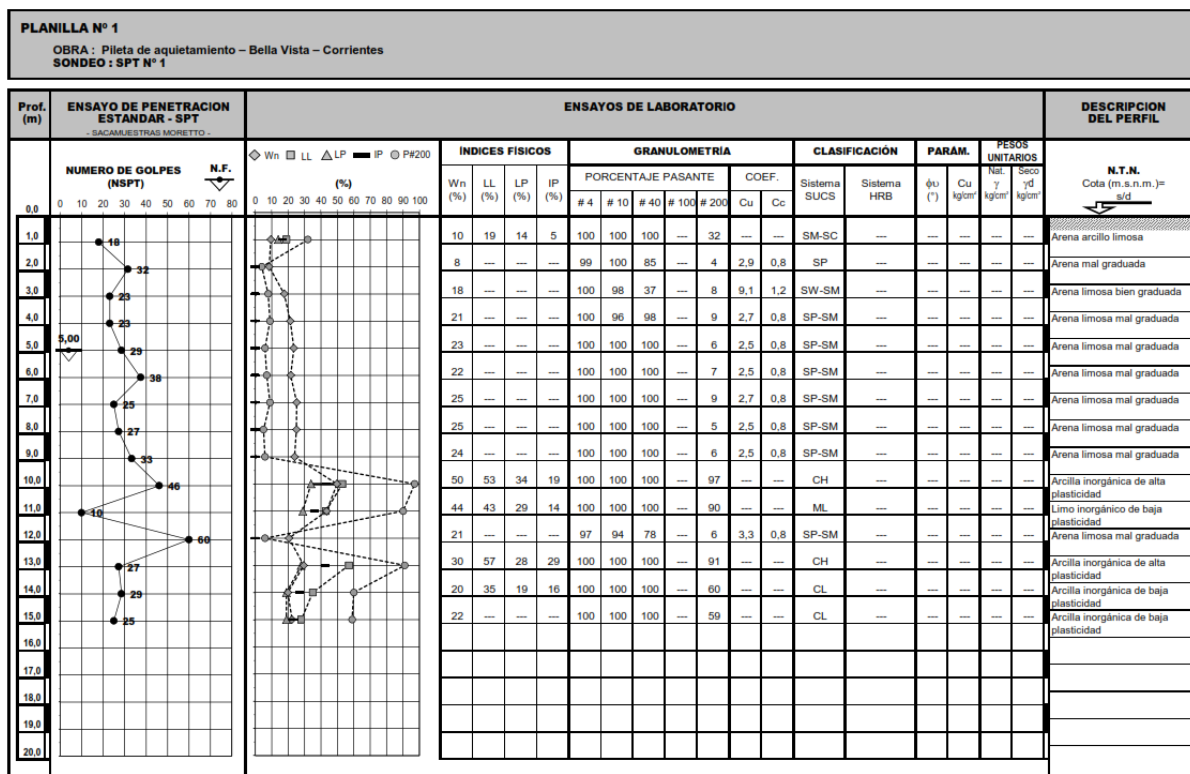


Figura 27: Planilla de resultados geotécnicos correspondiente al pozo en tierra firme número 1 (fuente: TEC NEA SRL).

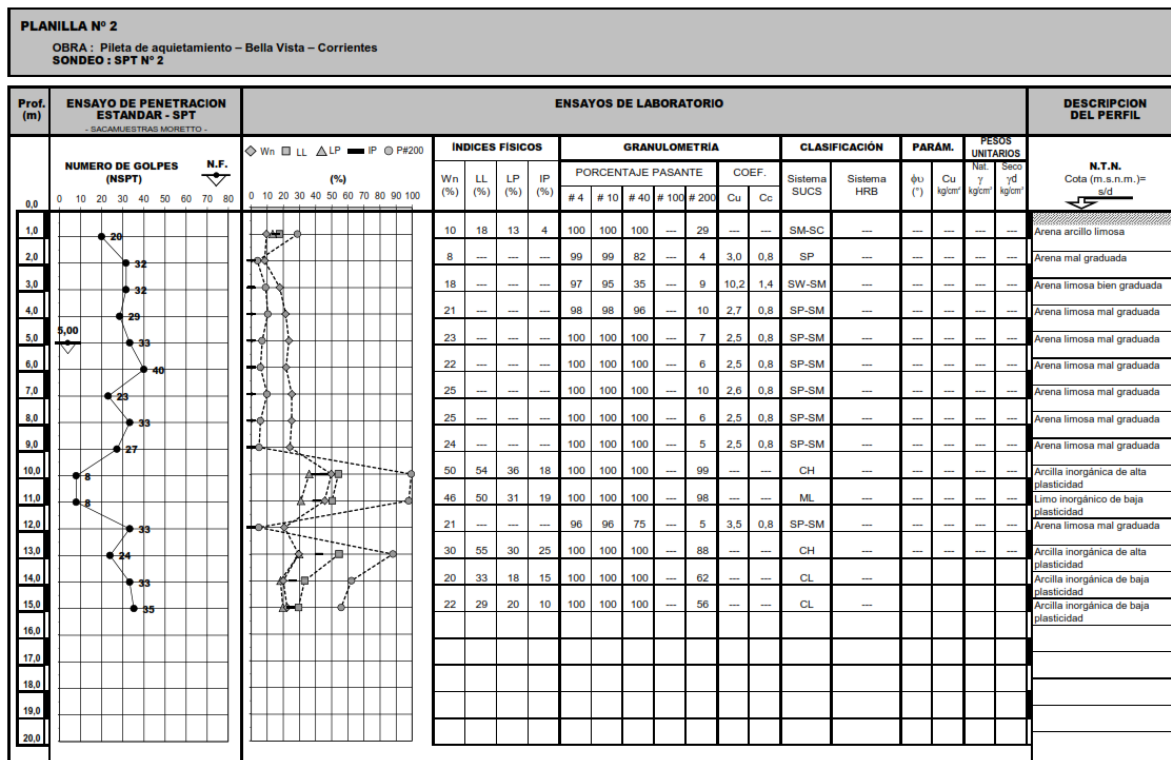


Figura 28: Planilla de resultados geotécnicos correspondiente al pozo en tierra firme número 2 (fuente: TEC NEA SRL).

3.2.2. Suelo de fundación, perfil adoptado

Las planillas permitieron establecer como varía el tipo de suelo en profundidad para cada pozo. A partir de estos estudios se desarrolló una agrupación de perfiles geotécnicos para simplificar el posterior cálculo y dimensionado, obteniendo así las mejores alternativas de proyecto en diferentes tramos cuyas características se considerarán similares para una determinada zona.

A continuación, se presenta en la tabla 1, los datos de SPT y clasificación SUCS en los que se relacionan los mismos para poder determinar un perfil representativo del suelo.

Tabla 1: SPT y clasificación SUCS (fuente: elaboración propia).

PROF	SPT 1	SPT 2	SPT MÍN
1	18	20	18
2	32	32	32
3	23	32	23
4	23	29	23
5	29	33	29
6	38	40	38
7	25	23	23
8	27	33	27
9	33	27	27
10	46	8	8
11	10	8	8
12	60	33	33
13	27	24	24
14	29	33	29
15	25	35	25

SM-SC	SP	SW-SM	SP-SM	CH	ML	CL
-------	----	-------	-------	----	----	----

Dada la anterior clasificación y los números de golpes de los ensayos, se determinó un perfil de número de golpes del SPT. Estos valores se adoptaron teniendo en cuenta el valor mínimo de manera de estar del lado de la seguridad, como se muestra en la tabla 1 y en la figura 29.

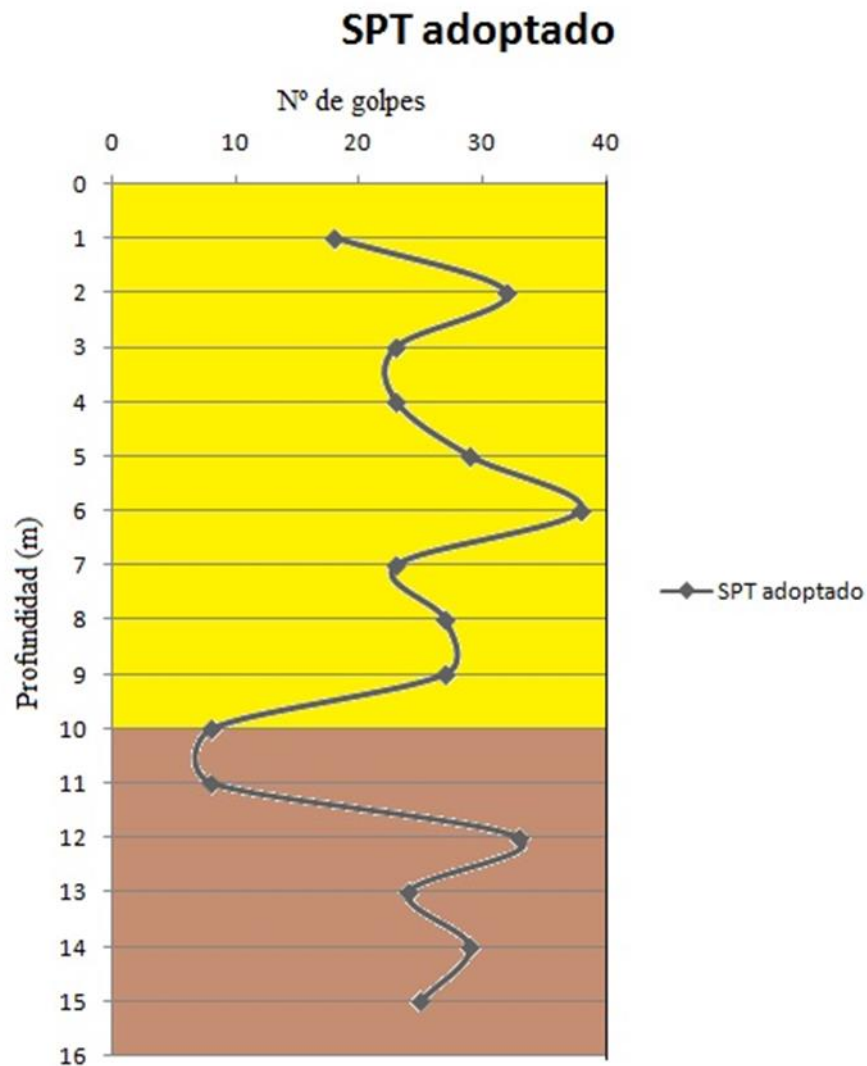


Figura 29: Perfil de SPT adoptado (fuente: elaboración propia).

3.2.3. Conclusiones

El perfil del suelo adoptado muestra inicialmente, luego de atravesar un suelo orgánico de características de suelo seco, un horizonte integrado predominantemente por una capa de arena limosa mal graduada hasta los 10 metros de profundidad, con muy bajo contenido de humedad, relativamente constante, seguida por una capa de arcilla inorgánica de alta plasticidad hasta los 15 metros, con un aumento progresivo del contenido de humedad. (Ver figura 30).

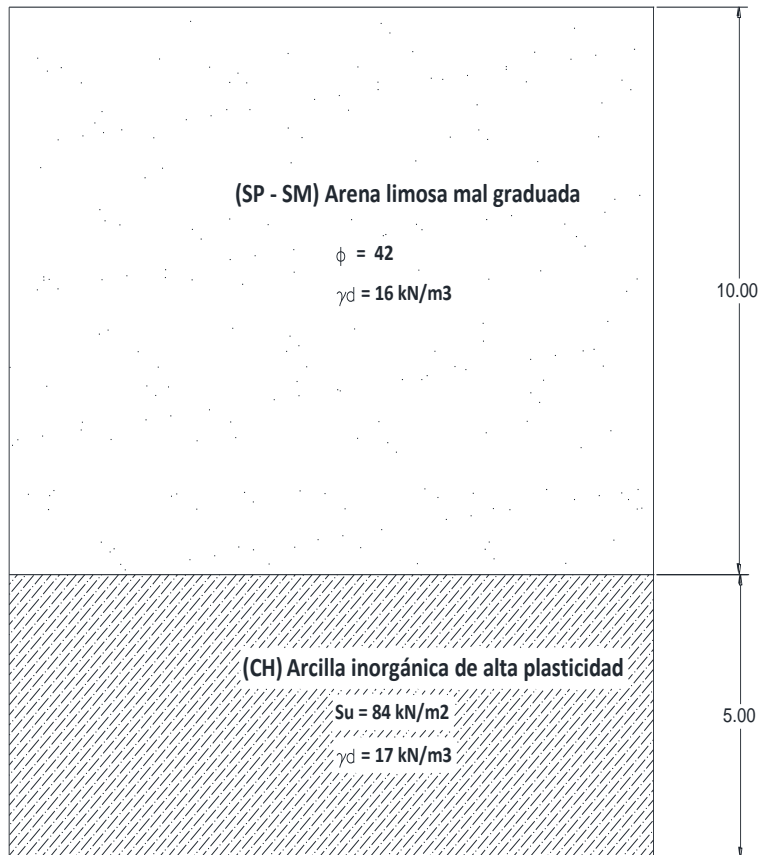


Figura 30: Perfil longitudinal simplificado (fuente: elaboración propia).

3.3. Parámetros del suelo de fundación

Una vez adoptado el perfil simplificado que se utilizará para el cálculo de la defensa, se procedió a la determinación de los parámetros resistentes característicos de cada estrato.

Estrato 1: (0,00 – 10,00 m): arena limosa mal graduada (SP – SM)

Angulo de fricción (ϕ)

Se estima el ángulo de fricción a partir de los gráficos (a) (Peck, Hanson y Thornburn, 1978) y (b) Mitchell y otros (1978). (Figura 31)

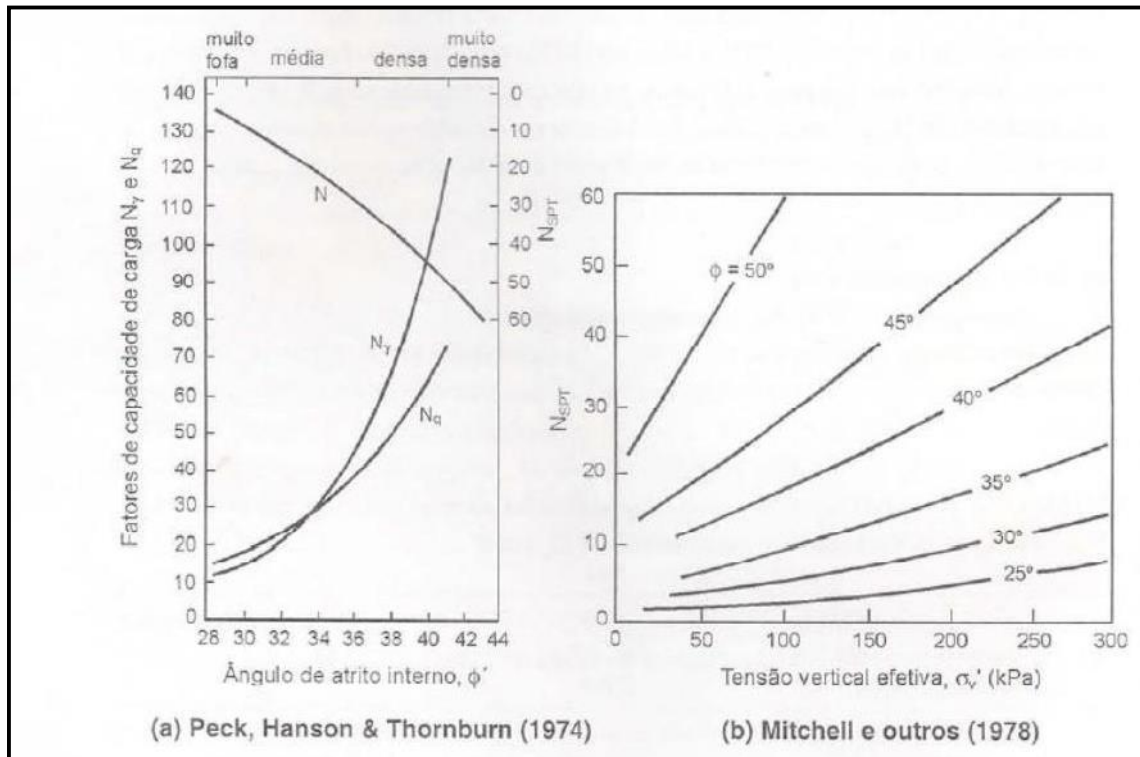


Figura 31: Estimativos del ángulo de fricción interno en suelos granulares en base al ensayo SPT (fuente: Schnaid, Fernando. 2000).

$$N_{SPT} \text{ estándar} = 0,8 * NSPT \text{ Moreto}$$

$$N_{SPT} = 0,8 * \frac{(18 + 32 + 23 + 23 + 29 + 38 + 23 + 27 + 27 + 8)}{10} = 25$$

De la tabla 2, se adopta el peso específico del suelo seco, considerando al estrato compuesto de arena limosa suelta. En la misma se observa que para este tipo de suelo se corresponde un peso específico igual a $\gamma_d = 16 \frac{kN}{m^2}$.

Tabla 2: Propiedades de los suelos según su tipo (fuente: Coduto, Donald. 1999).

Tabla 1.4. Índice de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco (Coduto, 1999)

Tipo de suelo	e	w % Típico	γ_d KN/m ³
Arena uniforme suelta	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa suelta	0.65	25	16
Arena limosa densa	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9 - 1.4	30 - 50	11.5 - 14.5
Arcilla orgánica suave	2.5 - 3.2	90 - 120	6 - 8

De tabla 3 se determina la densidad relativa de las partículas de suelo (G_s), para poder así hallar el peso específico de suelo saturado γ_{sat} .

Tabla 3: Valores característico de densidad de sólidos de diferentes suelos (fuente: <http://geolabs.com.mx/blog/2015/08/18/page/2/>).

Tipo de suelo	Densidad de sólidos G_s
Grava	2.65
Arena media a gruesa	2.65
Arena fina limosa	2.65
Loess, polvo de roca y limo-arenoso	2.67
Arena arcillosa	2.65
Limo arenoso	2.66
Limo	2.67-2.70
Limo arcilloso	2.68
Arena-limo-arcilla	2.69
Limo arcilla	2.71
Arcilla arenosa	2.70
Arcilla limosa	2.75
Arcilla	2.72-2.80
Limo con materia orgánica	2.30
Arcilla aluvial orgánica	2.13-2.60
Turba	1.50-2.15

Para el tipo de suelo de que se compone el estrato, siendo el mismo un suelo SM que representa a una “arena limosa”, de la tabla se corresponde un valor de $G_s = 2,65$. Con dicho valor, se procede a calcular el peso específico saturado.

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e_0}{G_s + e_0} * \gamma_w = \frac{2,65 + 0,48}{1 + 0,48} * 10 \frac{kN}{m^2} = 21 \frac{kN}{m^2}$$

A partir del peso específico seco (γ_d), se determinó el esfuerzo efectivo vertical.

$$\sigma'_{vo} = 16 \frac{kN}{m^2} * 5m = 80 \frac{kN}{m}$$

Finalmente, a partir de dichos datos, de Figura ... se determinó el ángulo de fricción interna siendo:

De gráfico (a) $\longrightarrow \varphi = 40^\circ$

De gráfico (b) $\longrightarrow \varphi = 44^\circ$

Se adopta $\longrightarrow \varphi = 42^\circ$

Módulo de elasticidad drenado (E')

En la tabla 4, se presentan los valores de E/N₆₀ para suelos granulares (Clayton, 1986).

Tabla 4: Valores de E/N₆₀ para suelos granulares (fuente: Schnaid, Fernando. 2000).

Tabela 2.7 Valores de E/N₆₀ para solos granulares (Clayton, 1986)

N	E/N ₆₀ (MPa)		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 - 2,4	0,4 - 0,6	3,5 - 5,3
10	2,2 - 3,4	0,7 - 1,1	4,6 - 7,0
30	3,7 - 5,6	1,5 - 2,2	6,6 - 10,0
60	4,6 - 7,0	2,3 - 3,5	8,9 - 13,5

A partir de lo calculado anteriormente:

$$N_{SPT} = 25 \longrightarrow \frac{E}{N_{60}} = 3,20 \longrightarrow E' = 3,20 * 25 = 80 \text{ MPa} = 80000 \text{ kPa}$$

Coefficiente de permeabilidad (k) y relación de vacíos (e_o)

Se determina estos parámetros de tabla 5 “propiedades promedio de los suelos” del Manual de “Diseño de presas pequeñas: una publicación técnica de recursos humanos”, ingresando a la misma con el tipo de suelo según su clasificación SUCS, siendo en este caso “SM”.

$$k = 1 * 10^{-5} \text{ cm/s}$$

$$e_o = 0,48$$

Para llegar a dicho valor de coeficiente de permeabilidad, se adoptó el valor k = 7,5 + 4.8 pies/año y se aplicó la conversión de unidades correspondiente.

Tabla 5: Propiedades promedio de diferentes suelos (fuente: “Diseño de presas pequeñas: una publicación técnica de recursos humanos”. 1983).

TABLA 6. PROPIEDADES PROMEDIO DE LOS SUELOS

Grupo de clasificación del suelo	Compactación Proctor		Relación de huecos, e_s	Permeabilidad, k , pies por año	Compresibilidad		Resistencia al corte		
	Densidad máxima del material seco en libras por pie cúbico	Proporción óptima de agua, porcentaje			A 20 lb/plg ² , en porcentaje	A 50 lb/plg ² , en porcentaje	C_u , lb/plg ²	C_{uv} , lb/plg ²	$\tan \phi$
GW	>119	<11.3	(*)	27,000±15,000	<1.4	(*)	(*)	(*)	>0.79
GP	>110	<12.4	(*)	64,000±34,000	<0.8	(*)	(*)	(*)	>0.74
GM	>114	<14.5	(*)	>0.3	<1.2	<1.0	(*)	(*)	>0.67
GC	>115	<14.7	(*)	>0.3	<1.2	<1.4	(*)	(*)	>0.60
SW	119±4	13.3±2.5	0.37±0.02	(*)	1.4±0.3	(*)	5.7±0.6	(*)	0.79±0.02
SP	110±2	12.4±1.0	0.50±0.03	>15.0	0.8±0.3	(*)	3.3±0.9	(*)	0.74±0.02
SM	114±1	14.9±0.4	0.99±0.02	7.5±4.9	1.2±0.1	3.0±0.4	7.4±0.9	2.9±1.0	0.67±0.02
SM-SC	119±1	12.9±0.5	0.41±0.02	0.8±0.4	1.4±0.2	2.9±1.0	7.3±3.1	2.1±0.8	0.96±0.07
SC	113±1	14.7±0.4	0.48±0.01	0.3±0.2	1.3±0.2	2.4±0.5	10.9±2.3	1.6±0.9	0.80±0.07
ML	103±1	19.2±0.7	0.63±0.02	0.59±0.23	1.5±0.2	2.6±0.3	9.7±1.5	1.3±0.7	0.62±0.04
ML-CL	109±2	16.8±0.7	0.54±0.03	0.13±0.07	1.0±0.2	2.2±0.0	9.2±2.4	3.2±0.7	0.62±0.06
CL	108±1	17.3±0.8	0.59±0.01	0.08±0.03	1.4±0.2	2.6±0.4	12.6±1.5	1.9±0.3	0.54±0.04
OL	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
MH	82±4	26.3±3.3	1.15±0.12	0.16±0.10	2.9±1.2	3.8±0.8	10.5±4.3	2.9±1.3	0.47±0.06
CH	94±2	23.1±1.2	0.80±0.04	0.05±0.05	2.6±1.3	3.9±1.5	14.9±4.9	1.6±0.86	0.35±0.20
OH	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

Coefficiente de Poisson (ν)

Se adopta el valor de tabla 6, correspondiendo al caso de “arena limosa” un valor de $\nu = 0,33$.

Tabla 6: Propiedades promedio de los suelos (fuente: Das, Braja. 2001).

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E		Relación de Poisson, μ
	lb/pulg ²	MN/m ²	
Arena suelta	1,500-3,500	10.35 - 24.15	0.20-0.40
Arena densa media	2,500-4,000	17.25 - 27.60	0.25-0.40
Arena densa	5,000-8,000	34.50 - 55.20	0.30-0.45
Arena limosa	1,500-2,500	10.35 - 17.25	0.20-0.40
Arena y grava	10,000-25,000	69.00 - 172.50	0.15-0.35
Arcilla suave	600-3,000	4.1 - 20.7	
Arcilla media	3,000-6,000	20.7 - 41.4	0.20-0.50
Arcilla firme	6,000-14,000	41.4 - 96.6	

Estrato 2: (10,00 – 15,00 m): arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH)

Resistencia no drenada (S_u)

Según práctica argentina:

$$N_{SPT} \text{ estándar} = 0,8 * NSPT \text{ Moreto}$$

$$N_{SPT} = 0,8 * \frac{(8 + 33 + 24 + 29 + 25)}{5} = 19$$

$$S_u = K * N_{SPT} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 4,4 * 19 = 84 \frac{kN}{m^2}$$

Siendo K variable entre 3,5 y 6,5, y recomendado un valor de K=4,4. (Fuente: Das, Braja. 2001. Pág. 100).

Módulo de elasticidad no drenado (Eu)

Se adopta un valor característico para la ciudad de Corrientes siendo:

$$\frac{Eu}{S_u} = 150$$

De LUNNE. 1997. CPT. Pág. 76:

$$Eu = 150 * S_u = 150 * 84 \frac{kN}{m^2} = 12600 \frac{kN}{m^2}$$

Razón de sobreconsolidación (OCR)

De manera de determinar el estado geostático del estrato, analizamos al mismo en la mitad de su profundidad.

De la tabla 2, se adopta el peso específico del suelo seco, considerando al estrato compuesto de arcilla dura. En la misma se observa que para este tipo de suelo se corresponde un peso específico igual a $\gamma_d = 17 \frac{kN}{m^2}$.

De la tabla 3 se determina la densidad relativa de las partículas de suelo (G_s), para poder así hallar el peso específico de suelo saturado γ_{sat} .

Para el tipo de suelo de que se compone el estrato, siendo el mismo “arcilla inorgánica de alta plasticidad”, de la tabla se corresponde un valor de $G_s = 2,75$. Con dicho valor, se procede a calcular el peso específico saturado.

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e_0}{G_s + e_0} * \gamma_w = \frac{2,75 + 0,56}{1 + 0,56} * 10 \frac{kN}{m^2} = 21 \frac{kN}{m^2}$$

A partir del peso específico seco (γ_d), se determinó el esfuerzo efectivo vertical.

$$\sigma'_{vo} = 16 \frac{kN}{m^2} * 5m + (16 - 10) \frac{kN}{m^2} * 5m + (17 - 10) \frac{kN}{m^2} * 2,5m = 127,5 \frac{kN}{m}$$

Aplicando la relación de Mayne y Kemper (Fuente: Das, Braja. 2001. Pág. 101), se obtuvo:

$$\sigma'_{vo} = 0,1275 \frac{MN}{m^2}$$

$$OCR = 0,193 * \left(\frac{N_{SPT}}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,689} = 0,193 * \left(\frac{10}{0,1275} \right)^{0,689} = 4$$

$$OCR = 4$$

Coeficiente de permeabilidad (k) y relación de vacíos (e_o)

Al igual que lo realizado en el estrato anterior, se determina estos parámetros de tabla 5, ingresando a la misma con el tipo de suelo según su clasificación SUCS, siendo en este caso “CL”.

$$k = 1 * 10^{-7} \text{ cm/s}$$

$$e_o = 0,56$$

Para llegar a dicho valor de coeficiente de permeabilidad, se adoptó el valor k = 0,08+0,03 pies/año y se aplicó la conversión de unidades correspondiente.

Coeficiente de compresibilidad (Cc) y de recompresión (Cr)

Del Lambe&William. 1974. Se tiene:

$$Cc = 0,10 * (1 + e_o) = 0,10 * (1 + 0,56) = 0,156$$

También:

$$Cr = 0,20 * Cc = 0,20 * 0,156 = 0,0312$$

Por último, se presenta a continuación un cuadro resumen de los parámetros geotécnicos calculados para cada estrato.

Tabla 7: Parámetros del suelo de fundación (fuente: elaboración propia).

Parámetro	Unidad	Material	
		Estrato 1 SM - SP	Estrato 2 CL
Peso unitario del suelo seco (γ_d)	kN/m ³	16	17
Peso unitario del suelo saturado (γ_{sat})	kN/m ³	21	21
Módulo de Young drenado (E')	kN/m ²	80000	-
Módulo de Young no drenado (Eu)	kN/m ²	-	12600
Coefficiente de poisson drenado (ν')	-	0,33	0,33
Cohesión (Su)	kN/m ²	0	84
Ángulo de fricción (ϕ)	grados	42	0
Coefficiente de permeabilidad (kh=kv)	cm/s	1*10 ⁻⁵	1*10 ⁻⁷
Relación de vacíos (e0)	-	0,48	0,56
Razón de sobreconsolidación (OCR)	-	-	4
Coefficiente de compresibilidad (Cc)	-	-	0,156
Coefficiente de recompresión (Cr)	-	-	0,0312

4. Estudios hidrológicos

“Los estudios hidrológicos en los que se analizan alturas del pelo de agua y del caudal de paso son elementos básicos para la determinación de las dimensiones y sitio de traza más óptimos para diseñar defensas costeras en áreas de riesgo hídrico” (*Ruberto y Currie, 2003*).

Dichos estudios representan un papel determinante en el desarrollo del anteproyecto en cuestión, ya que a través de los mismos fue posible determinar el tiempo de recurrencia del evento o altura de diseño, que no necesariamente se corresponde con la máxima altura del río. A partir de dicha altura, se procedió a proyectar la dimensión vertical del sistema de defensa; de manera de que, si ocurriera la creciente máxima, la misma no afectase la zona de barrancas del camping.

Para la determinación del evento de diseño, se procedió a analizar las series de alturas hidrométricas y caudales utilizando distintas funciones de probabilidad, de manera de adoptar la de mejor ajuste.

Luego se determinó el tiempo de recurrencia utilizando la distribución de mejor ajuste, para distintos eventos.

Para ello, se procedió a desarrollar un análisis hidrológico mediante la recopilación de datos de alturas medias diarias de la escala hidrométrica, provistas por la Dirección Nacional de Vías Navegables y medidas por la Prefectura Naval Argentina en el puerto de la ciudad de Bella Vista. La serie mencionada consta de alturas medidas desde el año 1906 hasta el presente año, es decir, año 2018.

También se realizó una recolección de datos de caudales medios diarios máximos en la sección de la ciudad de Corrientes, ubicada en el kilómetro 1.208 del río Paraná, obtenida de la Base de Datos Hidrológica Integrada de la Subsecretaría de Recursos Hídricos. La misma reúne los valores medios diarios máximos anuales de caudales medidos en la sección en cuestión, entre los años 1904 al 2016. Debido a la ausencia de datos de caudales medidos en la sección de Bella Vista, se decidió trabajar con los previamente mencionados. Aunque dichos caudales no fueran aforados en la zona de estudio, se consideró factible trabajar con ellos ya que se supone que los caudales en ambas secciones son similares por el escaso aporte que recibe entre ellas. Como fundamento de esta hipótesis, en el tramo comprendido entre la ciudad de Corrientes y la de Bella Vista, más allá de su confluencia con el río Paraguay, se presenta una notoria diferencia de caudal entre el Paraná Medio y sus afluentes, llegando inclusive a ser generalmente semipermanentes. De manera de poder brindar una idea de estas magnitudes, el caudal medio del Paraná supera en promedio los 16.000 m³/s; mientras que los principales tributarios en el tramo en cuestión corresponden a los aportados por los ríos Santa Lucía y Corrientes, rondando los caudales medios de los mismos el orden de 150 m³/s (A. Bonetto y Oscar Orfeo, 1984). Además, el análisis probabilístico se realizará con los datos de caudales medios diarios máximos, con lo que dicha diferencia se hace aún mayor, pudiéndose despreciar los caudales tributarios.

El análisis estadístico se realizó utilizando el modelo AF MULTI. El mismo consiste en un programa que posibilita el análisis de frecuencia de variables hidrológicas extremas mediante varias funciones teóricas de distribución de probabilidad. Dicho modelo permite estimar parámetros de funciones de distribución probabilística, a partir del cual es posible estimar eventos para distintos períodos de retorno.

Para realizar el estudio probabilístico, se decidió trabajar con la serie moderna del río Paraná, arrancando la misma a partir del año 1970. Esta determinación se basó teniendo en cuenta investigaciones llevadas a cabo por los doctores Orfeo y Stevaux (*“Hidraulic and morphological characteristics of middle and upper reaches of the Paraná River”*, 2001); en donde estudiando la hidráulica del tramo medio del río Paraná, observaron que las inundaciones extraordinarias en este tramo se daban con mayor frecuencia a partir de la segunda mitad del siglo 20, y más del 62% de las mismas después de 1970. Según los estudios, esto se debe al cambio en la dinámica hidráulica y morfológica actual del río Paraná, encontrándose la cuenca en su fase húmeda.

Además del comportamiento de las precipitaciones, lo expuesto precedentemente depende, principalmente, de la deforestación producida en los territorios de la cuenca Paraná-Plata (sobre todo en el nordeste de Argentina y sur de Brasil), provocando la pérdida de más del 90% de superficie de la selva originaria, trayendo como consecuencia que las mismas lluvias generen mayor escorrentía, traducándose en mayores caudales. En menor medida, también se debe a la construcción de las grandes represas de Itaipú y Yacyretá. Por todo lo

dicho anteriormente, se optó por trabajar con una serie más corta, pero más acorde con la morfología actual del Paraná. De esta manera, se evita que la media de las variables disminuya sustancialmente.

Con los datos de alturas y caudales, se conformaron series de cuarenta y ocho (48) eventos máximos medios anuales, arrancando las mismas a partir del año 1970.

Tabla 8: Serie anual de alturas medias diarias máximas anuales. Bella Vista (fuente: elaboración propia).

AÑO	ALTURA (m)	AÑO	ALTURA (m)
1970	4,26	1994	5,40
1971	5,41	1995	6,28
1972	5,68	1996	5,90
1973	5,64	1997	6,68
1974	5,69	1998	7,41
1975	5,27	1999	5,33
1976	5,05	2000	5,32
1977	6,05	2001	5,80
1978	5,00	2002	5,41
1979	5,62	2003	5,25
1980	5,94	2004	5,21
1981	5,77	2005	5,57
1982	6,57	2006	4,57
1983	7,22	2007	6,06
1984	5,52	2008	4,55
1985	5,52	2009	5,85
1986	5,46	2010	5,94
1987	6,09	2011	5,93
1988	5,30	2012	5,28
1989	5,95	2013	6,18
1990	6,59	2014	6,13
1991	4,68	2015	6,55
1992	7,35	2016	6,54
1993	6,00		

Tabla 9: Serie anual de caudales medios diarios máximas anuales. Corrientes (fuente: elaboración propia).

AÑO	CAUDAL (m ³ /S)	AÑO	CAUDAL (m ³ /S)
1970	27175	1994	35011
1971	23747	1995	26701
1972	29880	1996	41884
1973	30405	1997	48162
1974	23433	1998	38149
1975	26599	1999	17018
1976	36717	2000	27854
1977	24924	2001	25571
1978	29805	2002	24532
1979	34075	2003	24769
1980	31012	2004	26253,42
1981	38805	2005	25601,08
1982	60215	2006	29728,18
1983	37291	2007	20912,22
1984	28338	2008	22037,88
1985	26943	2009	31166,6
1986	38861	2010	29688,36
1987	26943	2011	25420,67
1988	28194	2012	33623,71
1989	43829	2013	33218,68
1990	31703	2014	30139,3
1991	54000	2015	36927,37
1992	30254	2016	29392,04
1993	31549		

A partir de dicha serie se efectuó un análisis estadístico empleando las siguientes funciones de distribución:

- Log - Normal.
- Gumbel.
- General Valores Extremos (GEV).
- Pearson.
- Log – Pearson.
- Exponencial.
- Wakeby.

Una vez obtenido los valores para distintas recurrencias, se procedió a calcular la bondad de ajuste de los distintos métodos de manera de conocer la consistencia de los datos utilizados. Para ello, el modelo calcula los tests de Chi Cuadrado y Kolmogorov-Smirnov, así

como los errores cuadráticos medios de frecuencia (ECMF) y variable (ECMV) para cada una de las distribuciones.

4.1. Serie de alturas

Como se mencionó anteriormente, se trabajó con una serie reducida de cuarenta y ocho (48) eventos máximos de alturas hidrométricas medidas en la sección del puerto de Bella Vista. Dicha serie está comprendida entre los años 1970 a 2017. Utilizando el modelo AF MULTI, se llegó a los siguientes resultados.

Tabla 10: Parámetros estadísticos (fuente: elaboración propia).

Variable original (m)					Valores extremos (m)		
Media	Desvío	Coef. Asimetría	Coef. Variación	C.A./C.V.	Máximo	Mínimo	Rango
5,8	0,68	0,34	0,1175	2,86	7,41	4,26	3,15

A continuación, se presenta un cuadro resumen del análisis de bondad de ajuste de las distintas funciones. Como se puede observar, se obtuvieron valores aceptables en 6 de las 7 funciones de distribución empleadas.

Tabla 11: Análisis de Bondad de Ajuste (fuente: elaboración propia).

BONDAD DE AJUSTE							
	LOG GAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOG PEARSON	EXP.	WAKEBY
Kolmogoroff	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	*
Chi Cuadrado	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	*
ECMF (%)	0,0325	0,0412	0,0412	0,0322	0,0324	0,0727	*****
ECMV (m)	0,10	0,14	0,11	0,10	0,10	0,24	0,14

De dicha tabla, se puede ver que las funciones Pearson y Log Pearson presentan el menor error. Ambas presentan un error de variable ECMV = 0,10, mientras que la función de Pearson posee un error mínimo de frecuencia menor; siendo el mismo ECMF = 0,0332 %.

A continuación, se realizó un estudio del valor de alturas hidrométricas para distintos tiempos de retorno.

Tabla 12: Valores de altura para distintas probabilidades (fuente: elaboración propia).

VALORES DE LA VARIABLE PARA DISTINTAS PROBABILIDADES								
PROB.	T.R.	LOG GAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOG PEARSON	EXP.	WAKEBY
0,0100	100	7,5	8	7,6	7,5	7,6	8,2	8,1
0,0111	90	7,5	7,9	7,6	7,4	7,6	8,1	8,1
0,0125	80	7,4	7,8	7,6	7,4	7,5	8,1	8
0,0143	70	7,4	7,8	7,5	7,3	7,5	8	7,9
0,0167	60	7,3	7,7	7,5	7,3	7,4	7,9	7,8
0,0200	50	7,3	7,6	7,4	7,2	7,4	7,7	7,7
0,0250	40	7,2	7,5	7,3	7,2	7,3	7,6	7,5
0,0300	30	7,1	7,3	7,2	7,1	7,1	7,4	7,4
0,0500	20	6,9	7,1	7	6,9	7	7,1	7,1
0,1000	10	6,7	6,7	6,7	6,6	6,7	6,6	6,7

Luego se calcularon las probabilidades de los eventos críticos de la serie analizada, de manera de poder determinar la variable de diseño.

Tabla 13: Probabilidad de los valores extremos registrados (fuente: elaboración propia).

PROBABILIDADES PARA VALORES EXTREMOS								
VARIABLE	AÑO	FREC.EXP	LOG GAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOG PEARSON	EXP.
7,41	1998	0,0104	0,0138	0,027	0,0193	0,0115	0,0177	0,0324
7,35	1992	0,0312	0,0165	0,0301	0,0229	0,0139	0,0205	0,0354
7,22	1983	0,0521	0,0238	0,038	0,0323	0,0209	0,0281	0,0429
6,68	1997	0,0729	0,0939	0,0992	0,1104	0,0908	0,0953	0,0952
6,59	1990	0,0938	0,1148	0,1159	0,1317	0,1123	0,1149	0,1088
6,57	1982	0,1146	0,1199	0,12	0,1368	0,1176	0,1196	0,112
6,55	2015	0,1354	0,1252	0,1242	0,1421	0,123	0,1246	0,1154
6,54	2016	0,1562	0,1279	0,1264	0,1448	0,1258	0,1271	0,1171

4.2. Serie de caudales

Se trabajó con una serie reducida de cuarenta y ocho (48) eventos máximos de caudales medidos en la sección del puerto de la ciudad de Corrientes. Dicha serie está comprendida entre los años 1970 a 2016. Repitiendo los pasos anteriores, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 14: Parámetros estadísticos (fuente: elaboración propia).

Variable original (m ³ /s)					Valores extremos (m ³ /s)		
Media	Desvío	Coef. Asimetría	Coef. Variación	C.A./C.V	Máximo	Mínimo	Rango
31601,8	8248,69	1,46	0,2610	5,60	60215	17018	43197

Luego se realizó el análisis de la bondad de ajuste mediante los test de Chi Cuadrado y Kolmogoroff respectivamente, también se calcularon los errores cuadráticos medios tanto de frecuencia como de la variable.

Tabla 15: Análisis de Bondad de Ajuste (fuente: elaboración propia).

BONDAD DE AJUSTE							
	LOG GAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOG PEARSON	EXP.	WAKEBY
Kolmogoroff	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	*
Chi Cuadrado	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	*
ECMF (%)	0,0499	0,0368	0,0315	0,0433	0,0304	0,0420	*****
ECMV (m)	1668,32	1307,62	896,13	1668,69	1007,82	1318,40	836,56

Se observa que la función GEV presentó el menor error relativo, obteniéndose para la misma un error de variable $ECMV = 896,13 \text{ m}^3/\text{s}$; mientras que la función Log Pearson posee un error mínimo de frecuencia menor; siendo el mismo $ECMF = 0,0304 \%$.

En la siguiente tabla, se visualizan los valores de caudales para distintos tiempos de retorno.

Tabla 16: Valores de caudales para distintas probabilidades (fuente: elaboración propia).

VALORES DE LA VARIABLE PARA DISTINTAS PROBABILIDADES								
PROB.	T.R.	LOG GAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOG PEARSON	EXP.	WAKEBY
0,0100	100	55562,2	56644,4	61971,9	54237,2	59462,2	61339,8	64574,7
0,0111	90	55002,7	55991,3	60970,7	53686,2	58558,7	60478,9	63396,4
0,0125	80	54363,6	55247,5	59844,9	53063,4	57552,5	59499,1	62074,3
0,0143	70	53632,8	54404,4	58587,2	52374,9	56457,9	58389,4	60600,9
0,0167	60	52791,9	53431	57159,1	51614,7	55270,1	57109,6	58932,8
0,0200	50	51806,2	52298,1	55528,7	50767,7	53971,2	55622,2	57035,2
0,0250	40	50574,1	50893,2	53553,2	49618,3	52256,1	53781,6	54746,6
0,0300	30	48969,4	49082,1	51080,6	48072	50071,3	51416,8	51900,4
0,0500	20	46643,1	46498	47691,6	45920,1	47063,4	48064	48039,5
0,1000	10	42490,2	42017,2	42182,1	41964,5	42017,5	42346,4	41900,4

A continuación, se presentan las probabilidades para los valores extremos de caudales de la serie en estudio.

Tabla 17: Probabilidad de los valores extremos registrados (fuente: elaboración propia).

PROBABILIDADES PARA VALORES EXTREMOS								
VARIABLE	AÑO	FREC.EXP	LOG GAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOG PEARSON	EXP.
60215	1982	0,0109	0,0042	0,0056	0,012	0,0027	0,0091	0,0115
54000	1991	0,0326	0,0134	0,0153	0,0238	0,0105	0,0199	0,0243
48162	1997	0,0543	0,0384	0,0385	0,0472	0,0327	0,0431	0,0494
43829	1989	0,0761	0,0804	0,0757	0,081	0,0727	0,0778	0,0835
41884	1996	0,0978	0,1102	0,102	0,1039	0,1014	0,1019	0,1058
38861	1986	0,1196	0,1752	0,1605	0,1543	0,1653	0,155	0,1526
38805	1981	0,1413	0,1767	0,1618	0,1555	0,1667	0,1562	0,1536
38149	1998	0,163	0,1944	0,1781	0,1695	0,1843	0,1709	0,1663

4.3. Conclusiones

De los resultados del estudio probabilístico en ambas series, la función de distribución que presentó mejor ajuste y los menores errores fue la Log Pearson para la serie de alturas; mientras que en el caso de las series de caudales la función que mejor ajustó fue la General de Valores Extremos (GEV); motivo por el cual se adoptaron las respectivas funciones para el trabajo de las series.

Mediante el análisis probabilístico de ambas series, y traduciendo las alturas hidrométricas en sus correspondientes cotas referidas al sistema IGN, se obtuvieron los valores presentados en la siguiente tabla para distintos tiempos de recurrencia.

Tabla 17: Alturas máximas de crecientes referidas al IGN en Bella Vista; y caudales máximos para distintos tiempos de recurrencia (fuente: elaboración propia).

TIEMPO DE RETORNO TR (AÑOS)	ALTURA (m)	COTA IGN (m)	CAUDALES (m ³ /s)
10	6,7	40,88	42182,1
20	7,0	41,18	47691,6
30	7,1	41,28	51080,6
40	7,3	41,48	53553,2
50	7,4	41,58	55528,7
60	7,4	41,58	57159,1
70	7,5	41,68	58587,2
80	7,5	41,68	59844,9
90	7,6	41,78	60970,7
100	7,6	41,78	61971,9

Luego se calculó la recurrencia del evento máximo de la serie, siendo el mismo $Q_{\text{máx}} = 60.215 \text{ m}^3/\text{s}$. Dicha crecida máxima presentó un período de retorno $T = 83,33$ años.

Se observa que para un tiempo de recurrencia de cien años se obtiene una creciente con una altura de 41,78 msnm. Dicha altura será determinante para el diseño del sistema de defensa, al considerar que la misma brindará una solución óptima desde el punto de vista de la relación beneficio-costos, que luego será verificado en el último capítulo de este trabajo.

Para comprobar que los valores obtenidos corresponden a un mismo evento, se ubicaron los caudales en la serie histórica de caudales medidos en la sección del puerto de la ciudad de Corrientes, de manera de conocer su fecha de ocurrencia, para luego extraer la altura hidrométrica aforada en la ciudad de Bella Vista en la misma fecha. Para ello se tomaron dos casos; la creciente máxima con un tiempo de recurrencia de diez años, y la respectiva a la de cien años.

En el primer caso, para un periodo de retorno de diez años, se obtuvo un caudal de 41.884 m³/s (próximo al valor de 42.017.50 m³/s del análisis estadístico), correspondiente el mismo al año 1996. En dicho año, la altura máxima registrada por la escala hidrométrica en

Bella Vista fue de 5,90 m. difiriendo en 0,80 m de los 6,70 m que se obtuvo del análisis de alturas.

Se llevó a cabo un análisis similar para un tiempo de recurrencia de cien años, para un caudal de 60.215 m³/s (siendo el caudal hallado del análisis de 61.971,90 m³/s) medido en el año 1982 en el puerto de la ciudad de Corrientes. En el respectivo año, la altura hidrométrica registrada en el puerto de la ciudad de Bella Vista fue de 6,57 m, difiriendo en aproximadamente 1,00 m del análisis de alturas realizado.

Se puede apreciar una diferencia en la correspondencia con estas variables hidrológicas para tiempos de recurrencias altos. Esto suele ocurrir en crecientes extraordinarias de ríos de llanura, ya que una vez que la misma empieza a escurrir por el valle de inundación se pierde correspondencia entre caudales y alturas, debido al cambio que se produce en las características hidráulicas del escurrimiento, siendo el más notorio el cambio en la rugosidad del mismo.

De esta manera, se decidió trabajar con la serie de alturas hidrométricas por sobre la de caudales; ya que esta última se utilizó como una simplificación adoptada por el equipo que no se corresponde con el escurrimiento real que pasa por la zona de estudio. En cambio, las primeras representan la altura real medida en la sección del puerto de Bella Vista.

Finalmente se optó por adoptar un tiempo de retorno de 100 años, correspondiéndose al mismo una altura de crecida de 41,78msnm.

Dicho tiempo de recurrencia se adoptó teniendo en cuenta las consecuencias que produciría una creciente que superara el evento de diseño. Además, se tuvo en cuenta que, a partir del nivel barranca (siendo el mismo de 40 msnm), el terreno presenta una pendiente ascendente importante, de tal manera que si superara dicha altura no representaría grandes pérdidas de material ni riesgo de desmoronamiento de las barrancas presentes en la zona.

De lo mencionado anteriormente, se llegó a la conclusión que la altura de diseño adoptada resulta conservadora para el anteproyecto en cuestión.

Capítulo III

Definición de traza y diseño geométrico de la defensa

3. Traza de la obra de defensa

3.1. Introducción

La definición de la traza de la defensa es el resultado de un estudio minucioso de imágenes satelitales y detalles del lugar, complementados con información topográfica y estudios geotécnicos.

El trazado propuesto responde a las siguientes premisas:

- Proteger adecuadamente el camping frente a las crecientes del río Paraná para el evento de diseño adoptado.
- Minimizar la afectación en la zona, como también de obras y propiedades con el mismo objeto.
- Recuperar terrenos anegables de uso turístico y recreativo.
- Otorgar una adecuada capacidad de desagüe del drenaje contra y bajo la defensa.
- Provocar, en forma directa e indirecta, el menor impacto negativo posible al medioambiente.
- Minimizar los costos de obra para facilitar su viabilidad económica y financiera.

Se adoptará para la misma un trazo longitudinal, de manera de seguir el curso natural existente de la ribera del camping. Esta forma de la estructura de defensa permitirá menores movimientos de suelo, evitando de esta manera grandes costos económicos. Se consideró la misma cota de coronamiento para toda la traza de la defensa (ver Anexo I, Plano 07).



Figura 32: Traza adoptada para sistema de defensa de la ciudad de Bella Vista (fuente: elaboración propia con Google Earth. Año 2016).

3.2. Diseño geométrico

3.2.1. Cota de diseño

Se decidió adoptar un tiempo de retorno de 100 años, correspondiéndose al mismo una altura de crecida de 41,78 msnm. Para ello, se tuvieron en cuenta las consecuencias que produciría una crecida que superara el evento de diseño.

3.2.2. Altura de resguardo

Para la fijación de la altura de coronamiento de la defensa se debe realizar el estudio del oleaje producido en el espejo de agua frente a la defensa por los vientos para, poder así, determinar la altura de revancha o resguardo de la defensa.

La altura de oleaje es el nivel sobre la superficie libre máxima del espejo de agua que alcanza una ola después de romperse sobre en el talud de aguas arriba durante una tormenta.

El análisis mencionado dependerá de los siguientes factores:

- Dirección e intensidad de los vientos dominantes en el lugar.
- Determinación del fetch.
- Longitudes sobre el río Paraná y sobre el valle del mismo, en la zona de estudio, donde se pueden desarrollar los trenes de olas.
- Estudio de las profundidades medias a lo largo del fetch y al pie de la defensa.
- Representación de las alturas de olas características de los trenes de olas que se producen por vientos de diseño.
- Determinación de las alturas de subidas de las olas por el talud de la defensa.

Para el cálculo del Fetch se utilizó una imagen satelital del año 1998 que corresponde a la máxima altura del período analizado. No se utilizó una imagen anterior, en primer lugar, porque hacía más engorrosa la medición de los parámetros de cálculo y, principalmente, debido a que las excesivas modificaciones que ha sufrido el cauce a lo largo de los últimos años en esta sección, arrojarían valores de alturas de oleaje que podrían ser diferentes a la situación actual.

A continuación, se presenta en detalle el cálculo de la altura de resguardo para poder efectuar un adecuado diseño de la defensa.

3.2.2.1. Velocidad de viento

Los datos referidos a la condición de los vientos se obtuvieron de datos de Estadística Meteorológica, Servicio Meteorológico Nacional, para un período de estudio del año 2001 al 2010 para la estación ubicada en la ciudad de Corrientes. Dada la Tabla 19, se desprende que la dirección del viento más frecuente es la SE seguida de la NE. Finalmente analizando la ubicación de la ciudad, se decidió realizar el análisis para los vientos con dirección NW dado

que afectarían directamente a la defensa propuesta (Figura 33), siendo el valor extremo de 85km/h (23,61m/s). (Tabla 20).

Tabla 19: Frecuencia de la dirección de los vientos (fuente: Servicio Meteorológico Nacional).

DIRECC		ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUA L
N	Frecuencia	58	79	58	38	27	38	31	14	18	18	27	33	36
	Vel. Media	15,5	16,9	15,7	15,5	13,5	15,4	15,7	17,2	19,4	18,6	16,5	13,7	15,9
NE	Frecuencia	178	197	176	160	221	276	261	258	149	196	209	188	206
	Vel. Media	13,6	13,5	13,1	12,8	14,3	13,6	16	17,6	18,5	17,5	15,6	13,5	15
E	Frecuencia	139	127	127	158	127	117	129	119	135	149	143	125	133
	Vel. Media	9,9	9,6	10,1	9,8	9,7	9,8	10,7	11,7	13,9	14,1	12,3	11,2	11,1
SE	Frecuencia	303	250	309	256	204	203	221	233	315	342	333	323	274
	Vel. Media	11,1	11,6	11,1	11,6	10	10,7	10,8	12,1	13,2	14,3	13,1	12,6	12
S	Frecuencia	180	172	181	235	211	184	177	201	224	179	177	191	193
	Vel. Media	13,3	12,5	12,4	13,6	12,7	12,8	14,6	14,8	16,6	16,9	15,5	13,3	14,1
SW	Frecuencia	76	96	76	75	128	122	123	136	131	88	82	83	101
	Vel. Media	13,9	14,3	14,5	12,5	14,6	14,4	15,9	17,6	18,5	19,3	16,3	13,4	15,6
W	Frecuencia	15	25	16	27	30	19	21	15	16	13	11	8	18
	Vel. Media	12,1	12,9	11,6	12,6	14,6	11,7	12,6	17,4	15,9	16,7	12,1	11,6	13,5
NW	Frecuencia	24	29	32	26	14	23	19	9	8	7	12	32	19
	Vel. Media	11,7	11,9	11,9	11,7	10,7	8,9	13,2	14,9	14,9	13,6	12,2	12,1	11,9
Calma	Frecuencia	27	24	25	27	39	18	19	15	5	9	15	15	19

Tabla 20: Valores extremos de los vientos (fuente: Servicio Meteorológico Nacional).

Km/h												
	W/81	SE/83	SW/93	NE/54	S/65	SSW/76	NW/104	W/87	WSW/93	NW/85	SW/122	
	10/2.009	20/2.010	8/2.005	20/2.002	12/2.002	15/2.001	12/2.010	31/2.010	19/2.002	21/2.007	16/2.005	

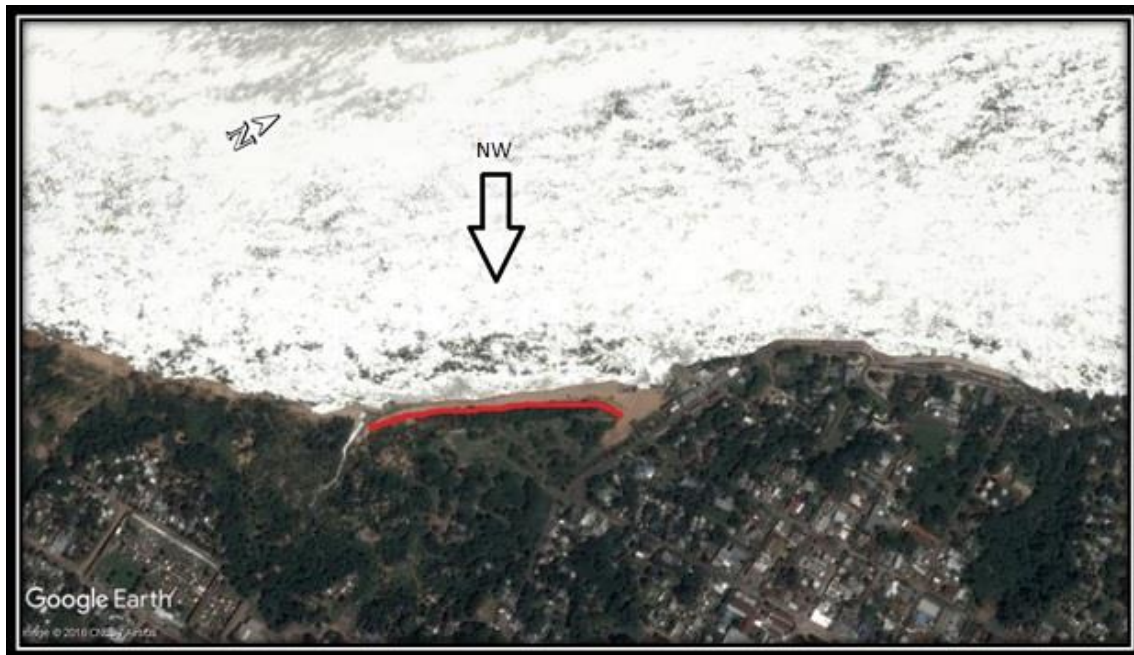


Figura 33: Dirección de los vientos analizados (fuente: elaboración propia con Google Earth. Año 2016).

3.2.2.2. Longitudes de acción del viento (Fetch)

El fetch es un parámetro topográfico definido por las intersecciones de la recta según la cual el viento sopla en un instante y el contorno del espejo de agua sometido a su acción, referido al punto de interés. Para las longitudes de acción del viento interesan tanto el fetch máximo, como el efectivo. El fetch máximo se emplea para el cálculo de la sobreelevación producida por el efecto marea mientras que el efectivo para caracterizar el tren de olas producido en el embalse (Figura 34).

El fetch efectivo se calcula como:

$$F = \sum D_i * \cos \alpha_i / \cos \alpha_i$$

Siendo:

- D_i : largo de la “i” desde el punto central en la defensa hasta la ribera opuesta (m).
- α_i : ángulo entre la línea “i” y la línea central o de diseño (m/s).
- F: fetch efectivo (m).

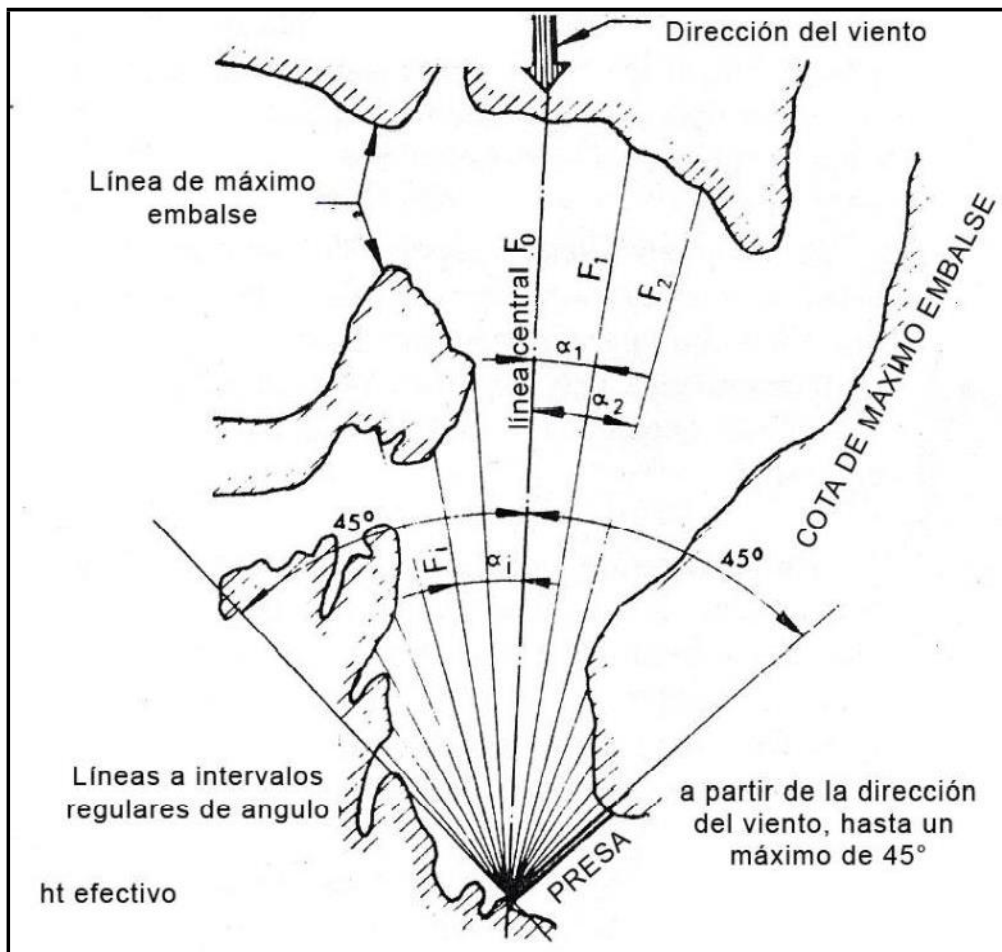


Figura 34: Determinación del fetch efectivo (fuente: Espinosa, Manuel E. 2010).

Primero se trazó la línea central (o línea de diseño) a partir del punto medio de la defensa hasta el punto de la ribera opuesta sobre el espejo del agua, en la dirección del viento analizado. Luego se trazaron siete líneas a intervalos regulares de cada lado de la línea central con una amplitud angular de 6° hasta intersectar con la costa ribereña opuesta, sin considerarse islas relativamente pequeñas. En la Figura 35 se muestra como se realizó este trazado.

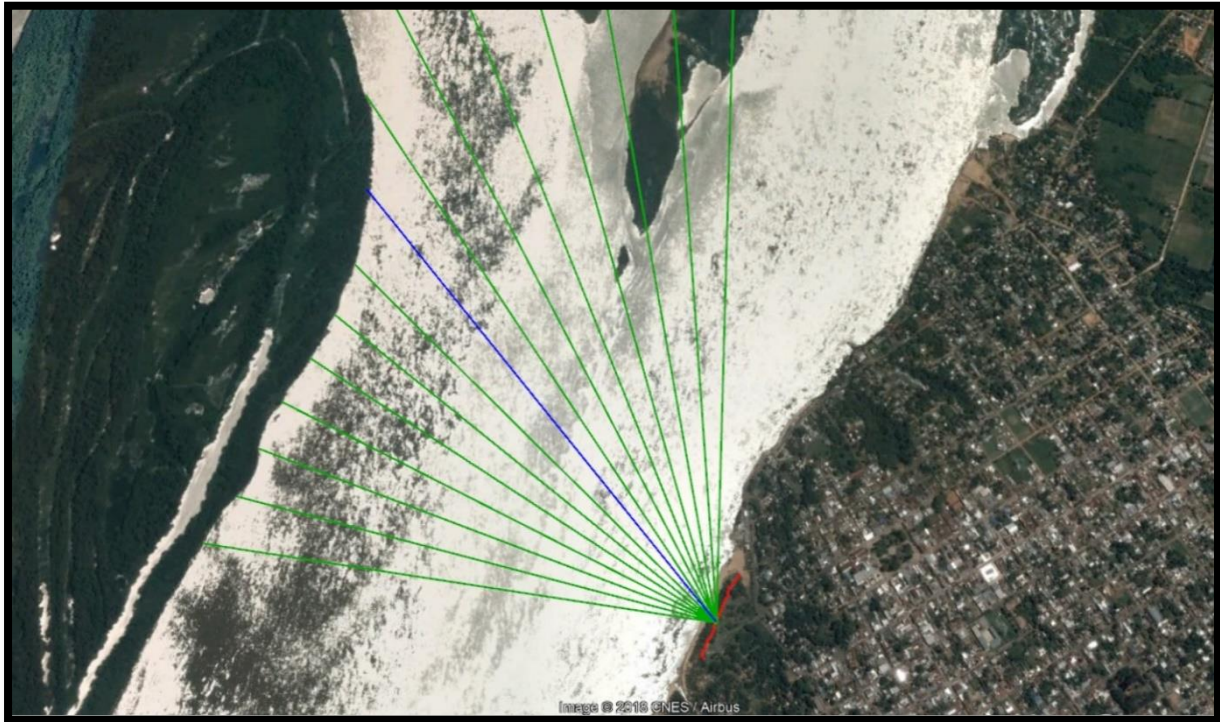


Figura 35: Determinación del fetch. En color azul, la línea central. En color verde las líneas a intervalos regulares para el cálculo del fetch efectivo (fuente: elaboración propia con Google Earth. Año 1998).

Finalmente se midieron las longitudes correspondientes y en función de las amplitudes angulares se determinó el fetch efectivo como muestra la tabla 21.

Tabla 21: Valores extremos de los vientos (fuente: elaboración propia).

Ángulo α_i	coseno	$D_i(m)$	$D_i \times \cos \alpha_i$
42	0,743	2.651,20	1.970,23
36	0,809	2.553,60	2.065,91
30	0,866	2.539,20	2.199,01
24	0,914	2.547,20	2.326,98
18	0,951	2.553,60	2.428,62
12	0,978	2.600,00	2.543,18
6	0,995	3.200,00	3.182,47
0	1,000	3.360,00	3.360,00
6	0,995	3.515,20	3.495,94
12	0,978	6.088,00	5.954,96
18	0,951	7.650,00	7.275,58
24	0,914	10.348,00	9.453,37
30	0,866	4.832,00	4.184,63
36	0,809	5.270,40	4.263,84
42	0,743	6.451,20	4.794,18
$\Sigma=$	13,511	$\Sigma=$	59.498,91

Entonces el fetch efectivo será:

$$F = \frac{\sum_i^{10} F_i \times \cos \alpha_i}{\sum_i^{10} \cos \alpha_i}$$

$$F = 4403,7 \text{ m} = 4,40 \text{ km}$$

3.2.2.3. Características de la ola generada por el viento

Se llama altura de ola significativa a la ola de diseño para la fijación de la revancha.

La amplitud de la ola A generada por el viento depende de:

- Intensidad, persistencia y dirección del viento dominante
- Fetch o máxima distancia entre la defensa y la costa opuesta del embalse

Stevenson propuso una expresión en función del fetch para evaluar la posible altura de la ola de oscilación:

$$A = 0,76 + 0,34 \times \sqrt{F} - 0,26 \times \sqrt[4]{F} \text{ (m)}$$

Siendo: F: fetch = 4,40 Km

Por lo tanto, A = 1,10 m (Amplitud de la onda)

Para determinar la altura de la ola reflejada por el viento sobre el muro de contención se debe aumentar un 33% el valor de A como muestra la figura 36.

Entonces, H = 4/3 A = 1,46 m

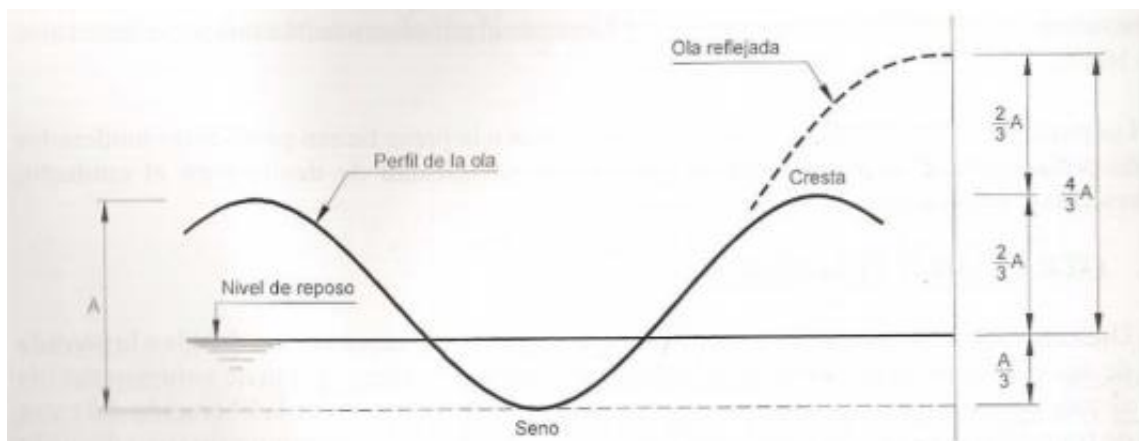


Figura 36: Oleaje frente a una presa. Croquis ilustrativo de la nomenclatura (fuente: E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Año 2004).

3.2.2.4. Sobreelevación del espejo de agua por efecto marea

Cuando el viento actúa de forma constante se produce una sobreelevación del embalse por encima de su nivel de reposo en la zona hacia donde sopla el viento.

La transferencia de energía del viento a la masa de agua tiene el efecto de elevar el nivel de agua en reposo. A este efecto se lo conoce como marea eólica. Para la apreciación de tal elevación se utiliza la fórmula de Zuider-Zee. Esta sobreelevación es función del fetch máximo, de la velocidad del viento y de la profundidad media, utilizando la siguiente expresión:

$$S = V^2 \times F \times \cos \alpha / (62000 \times D) \quad (m)$$

Siendo:

- S: sobreelevación por acción del viento (m).
- V: velocidad del viento (km/h).
- F_{máx}: fetch (km).
- D: profundidad (m).
- α : ángulo entre la línea del fetch y la dirección del viento adoptado.

Para la determinación de la profundidad media se utilizaron los datos topobatimétricos proporcionados por la Dirección Nacional de Vías Navegables, sabiendo que las profundidades se hallan en metros, referidas al cero del hidrómetro del Puerto Bella Vista que está a +34,74m sobre el cero del Riachuelo. (Ver Anexo 1, Plano 02). La sección analizada es la que se muestra en color azul en la figura 37, cuya área “a” es de 19435,5 m² y la longitud “l” de 1645 m. Por lo tanto, corresponde un tirante medio de:

$$D = \frac{a}{l} = \frac{19.435,5 \text{ m}^2}{1.645,0 \text{ m}} = 11,8 \text{ m}$$

Para este caso el F_{máx} se encuentra a un ángulo de 24° hacia el norte con respecto a la línea central, y su valor es de F_{máx} = 10,36 Km.

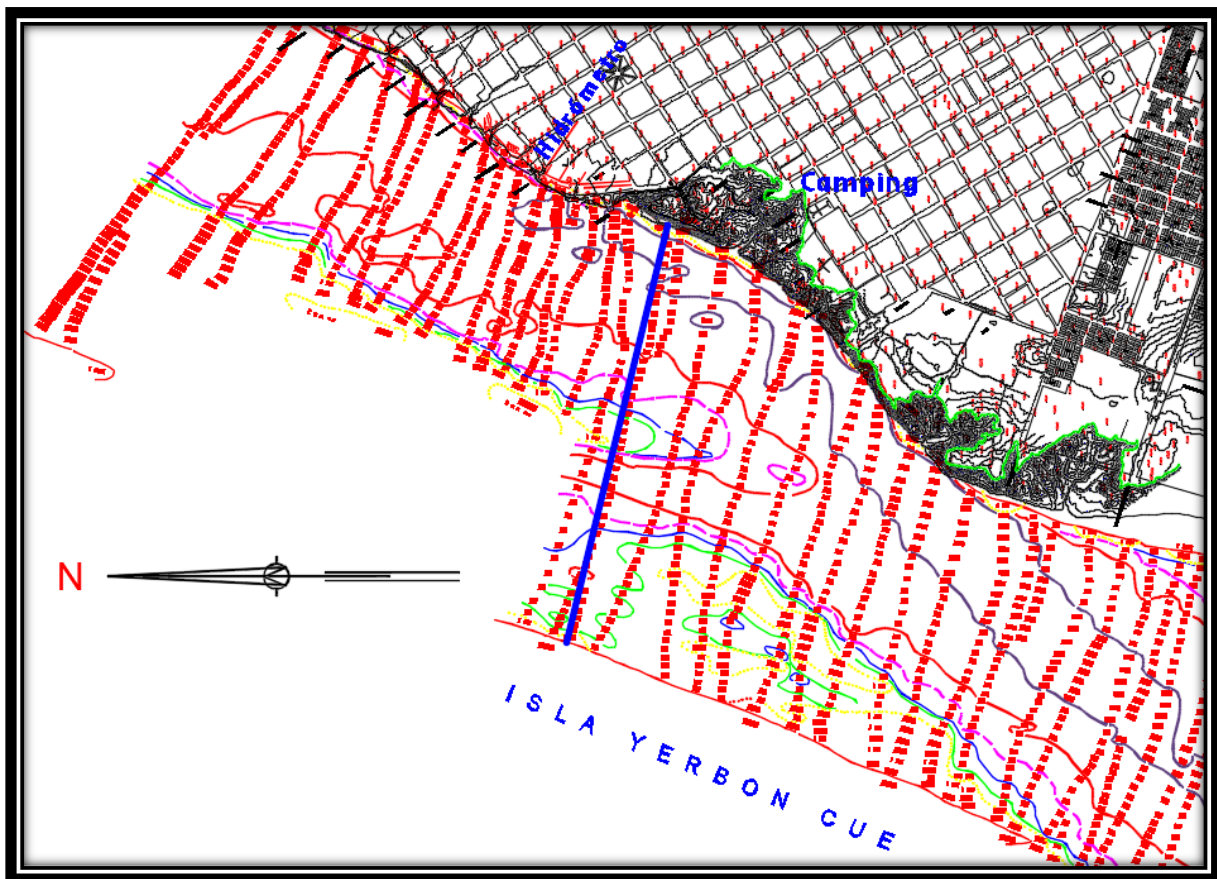


Figura 37: Representación de la sección de referencia adoptada para el cálculo de la profundidad media. No a escala (fuente: Dirección Nacional de Vías Navegables. Año 2006).

De esta manera, se obtiene la altura de sobreelevación que resulta:

$$S = \left(83 \frac{km}{h}\right)^2 \times 10,36km \times \frac{\cos 24^\circ}{62000 \times 11,80m} = 0,089m$$

Finalmente se calculó la revancha por oleaje, dada la siguiente fórmula, donde el valor de R_s fue despreciado, debido a que este considera la altura de trepada de una ola sobre un terraplén, y en este caso la defensa frontal está conformada por un muro de $H^\circ A^\circ$ de paramento vertical. Por lo tanto, se analizó únicamente la altura máxima que tendrán las olas generadas por el viento. (Ver figura 38)

$$H_{oleaje} = S + 0,75 * H + R_s \quad (m)$$

$$H_{oleaje} = 1,19m$$

Los empujes dinámicos generados por el proceso de oleaje son de poca intensidad como para tenerlos en cuenta.

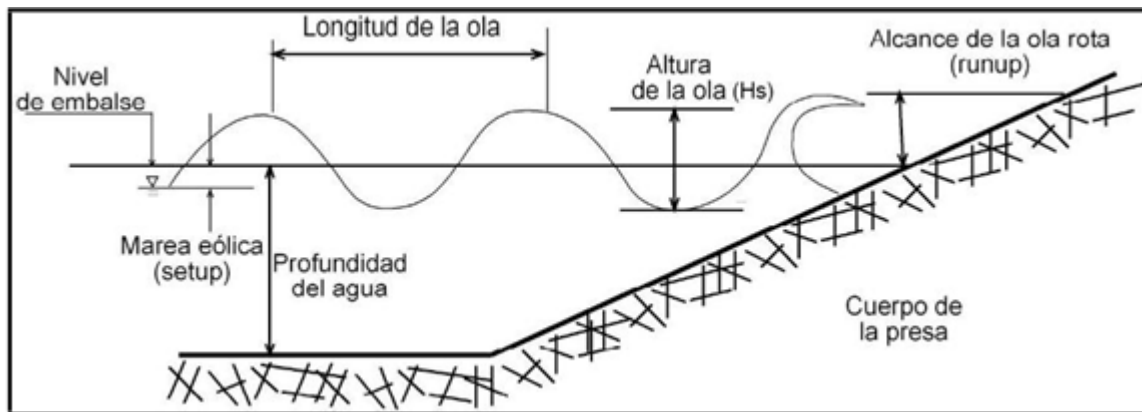


Figura 38: Croquis ilustrativo del oleaje frente a una presa (fuente: Espinosa, Manuel E. 2010).

Sumando este valor según las cotas IGN, teniendo en cuenta la altura de diseño del sistema de defensa que es de 41,78 msnm, nos da una altura total de 42,97 msnm. Luego, se adopta una cota de coronamiento de **43 msnm**.

3.3. Propuesta estructural

Se propone para la contención de la barranca un muro de hormigón armado en voladizo. Para el predimensionamiento se utilizaron las recomendaciones propuestas en la bibliografía del autor Das Braja, 2001, como se muestra en la Figura 39.

Este tipo de muros tiene como principal ventaja que lleva una disposición que le permite aprovechar el peso de los suelos como efecto estabilizador. Es recomendado por distintos autores hasta una altura entre 8 y 10 metros. Por encima de estos valores, este diseño estructural resultaría antieconómico.

El objetivo principal de esta estructura es evitar el desplazamiento de las tierras, generando un cierto grado de confinamiento que, a su vez, le provocará distintos tipos de esfuerzos, por lo cual deberá verificarse la estabilidad de dicho muro frente a las sollicitaciones que producen estos esfuerzos. En el siguiente capítulo se realiza el dimensionamiento y las verificaciones correspondientes.

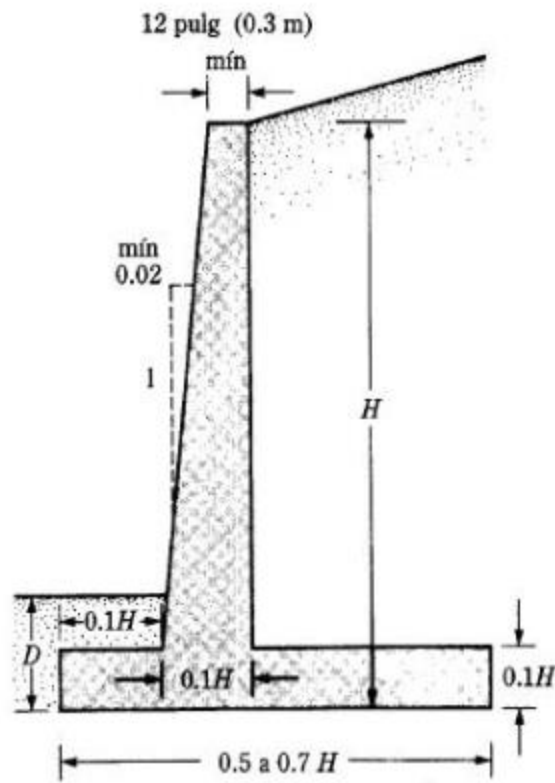


Figura 39: Dimensiones aproximadas para las distintas componentes de un muro de retención en voladizo, para verificaciones iniciales de la estabilidad (fuente: Das, Braja. 2001)

Capítulo IV

Dimensionamiento y cálculo estructural

3. Dimensionamiento del muro de sostenimiento

En el presente capítulo se analizó la estabilidad de la estructura propuesta para la defensa, determinación y análisis de asentamientos y el dimensionamiento del muro de H°A°.

Las verificaciones que se harán, serán las siguientes:

- Verificación al vuelco
- Verificación al deslizamiento
- Verificación de tensiones en el suelo bajo el muro

3.1. Predimensionamiento del muro

A partir de la cota de coronamiento calculada en el capítulo anterior, y la sección crítica del análisis topográfico se tiene:

- Altura para la sección crítica del muro de sostenimiento de H°A°

$$H = 43,01 \text{ m} - 40\text{m} = 3,01 \text{ m}$$

Con la altura determinada, se procede al predimensionamiento del muro:

- Ancho de base.
 $B = 0,6 * H = 0,6 * 3,01\text{m} = 1,80$ \longrightarrow Se adopta: **B = 1,85 m**
- Altura de talón:
 $ht = 0,10 * H = 0,10 * 3,01\text{m} = 0,301$ \longrightarrow Se adopta: **ht = 0,30 m**
- Ancho de puntera hasta unión de la alzada:
 $bp = 0,10 * H = 0,10 * 3,01\text{m} = 0,301$ \longrightarrow Se adopta: **bp = 0,30 m**
- Ancho de alzada en la unión de la alzada con la base:
 $b_{alz} = 0,10 * H = 0,10 * 3,01\text{m} = 0,301$ \longrightarrow Se adopta: **balz = 0,40 m**
 (Por una cuestión de pendiente mínima en el frente del muro)
- Ancho de alzada en coronamiento: \longrightarrow Se adopta: **bcor = 0,30 m**

Con lo cual quedan definidas las dimensiones iniciales del muro. (Ver figura 39)

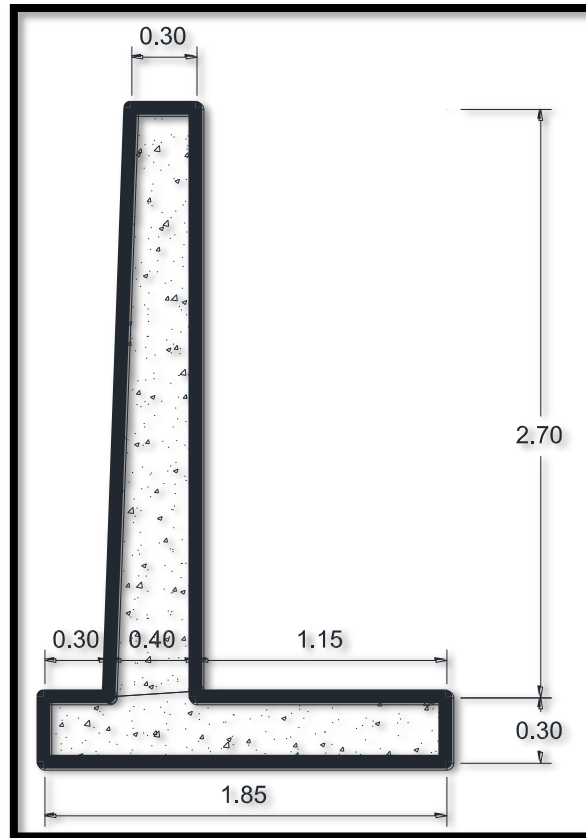


Figura 39. Esquema del perfil en sección crítica del muro de H°A° (fuente: elaboración propia).

3.2. Análisis de cargas

Las cargas principales que generarán alguna acción sobre las estructuras son las producidas por las obras del paseo costanero proyectado. Las construcciones existentes se encuentran lo suficientemente alejadas de la costa como para no considerar su influencia. Por el tipo de construcciones del lugar, siendo en su mayoría edificios livianos, se puede asegurar que todas las fundaciones de las mismas son superficiales. La influencia de las cargas transmitidas por éstas, pueden estimarse, que se extienden hasta una distancia del doble del ancho de la base, desde el borde de la misma. Por ejemplo, si suponemos que una de las edificaciones cercanas a la costa tiene una fundación con zapatas corridas de 60cm de ancho, entonces la influencia de las cargas se extendería tan solo a 1,20m del borde de la misma. Suponemos entonces que no habrá influencia de éstas sobre las estructuras de contención a analizar.

A continuación, se presenta el esquema del paseo costanero a construir, del cual se determinaron las cargas permanentes y sobrecargas.

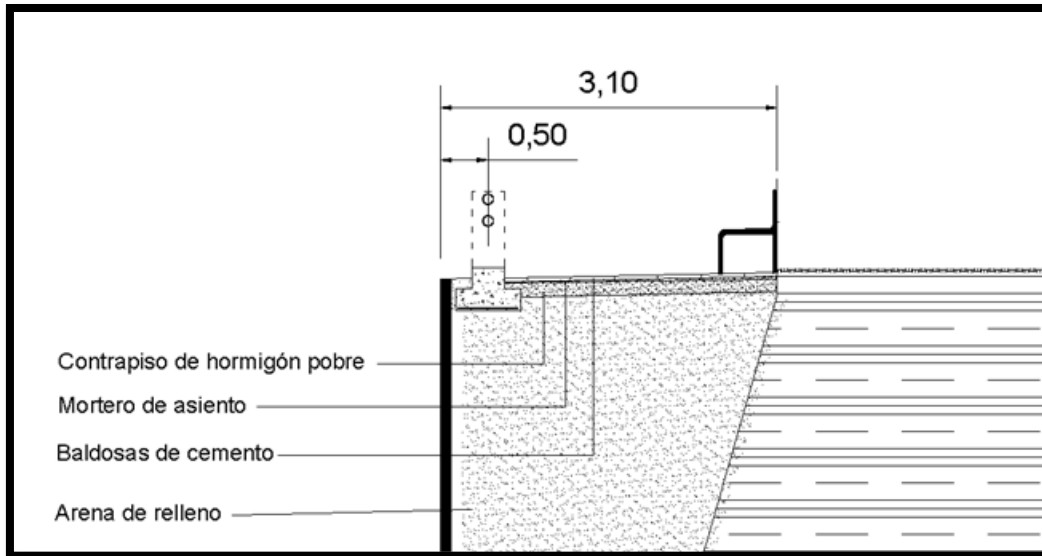


Figura 40. Esquema de materiales y elementos a considerarse en el análisis de carga. La estructura de contención es sólo representativa. (fuente: Domínguez, 2012.)

Del CIRSOC 101-2005, se obtuvieron los siguientes valores de carga:

Tabla 22. Cargas gravitatorias superficiales.

Elemento:	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	Carga superficial (KN/m ²)
Contrapiso de hormigón pobre	0,150	8	1,20
Carpeta de asiento	0,025	21	0,53
Baldosas de cemento	0,025	22	0,55
Total cargas gravitatorias (g)			2,28

3.2.1. Sobrecarga superficial

Para patios y lugares de paseo → $s = 5 \text{ kN/m}^2$.

3.2.2. Cargas gravitatorias lineales

Se plantea la colocación de una baranda a lo largo de toda la longitud del paseo costanero. La misma contará con una base y pilares de hormigón y tubos de chapa de acero. Los respectivos pilares se colocarán cada dos metros.

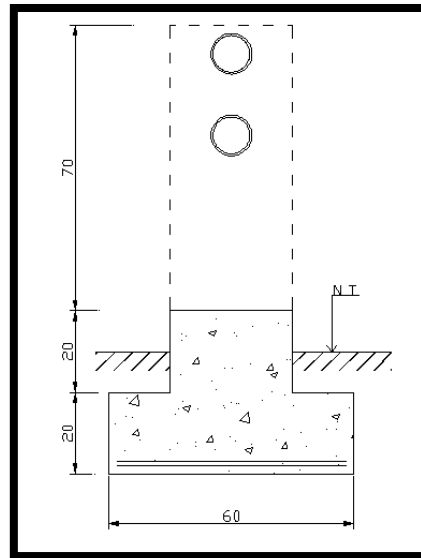


Figura 41. Esquema baranda.

Tabla 23. Cargas gravitatorias lineales.

Elemento:	Dimensiones (m ²)	Peso específico (kN/m ³)	Carga lineal (kN/m)
Base de hormigón armado	$(0,6+0,3)*0,2$	25	4,50
Pilares	$(0,3*0,3*0,7)/2$	25	0,79
Total (P)			5,29

No se tuvo en cuenta el peso de las barandas, por ser despreciable en comparación con las cargas totales.

3.3. Geomantas

Además de la erosión lateral que se produce en la costa analizada, debe también tenerse en cuenta el control de las cárcavas que se encuentran por encima del muro. Para ello, se propone la colocación de geomantas que tienen varios beneficios además del ya citado.

Para lograr la estabilidad de los taludes se prevé colocar mantas de tipo Geomantas Mac Mat (Macafferri) para el control de la erosión en la zona superior de la barranca. La función de este sistema es que el geotextil retenga las partículas de suelo suelto. Estas mantas son recomendadas en los casos en que se requiere una óptima defensa inmediata contra la erosión, una protección prolongada, elevado refuerzo de la vegetación y retención de sedimentos. Se colocará el geotextil en una extensión aproximada de 23 metros desde la

senda peatonal hasta el punto más elevado y una superficie aproximada de 9500 m². (Ver figura 42)

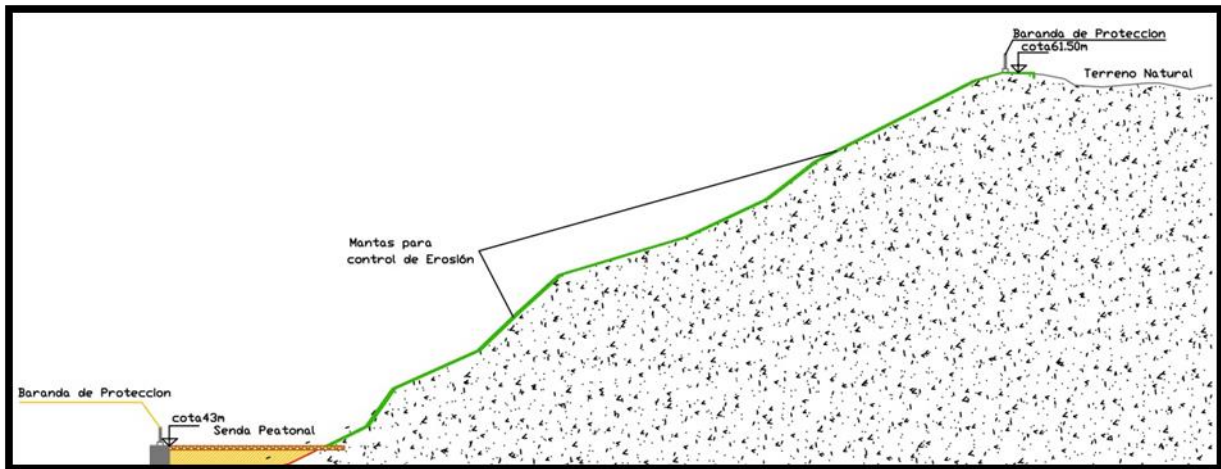


Figura 42. Esquema sección transversal con ubicación de geomanta (fuente: elaboración propia).

3.4. Cálculo de presiones horizontales efectivas

Se procede en este apartado a calcular la estabilidad del muro de contención flexible de H°A° mediante el método analítico provisto por la teoría de equilibrio plástico de Rankine.

Para el cálculo de las presiones horizontales efectivas, se consideró que el suelo de relleno es similar a estrato 1. Ésta es la zona donde se produciría la cuña de deslizamiento del empuje activo según la teoría de Rankine.

Tabla 24. Parámetros del suelo de relleno.

Suelo de relleno	
γ_{sat}	21
ϕ	42
c	0

Se desprecia la colaboración del suelo por delante del muro.

$$k_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{42^\circ}{2} \right) = 0,198$$

- Debido al relleno:

$$p_h = \gamma_{sat} * H * k_A = 21 \frac{kN}{m^3} * 3 m * 0,198 = 12,47 \frac{kN}{m^2}$$

- Debido a sobrecargas:

$$p_q = q * k_A = (2,275 + 5 + 5,288) \frac{kN}{m^2} * 0,198 = 2,487 \frac{kN}{m^2}$$

3.5. Cálculo del empuje

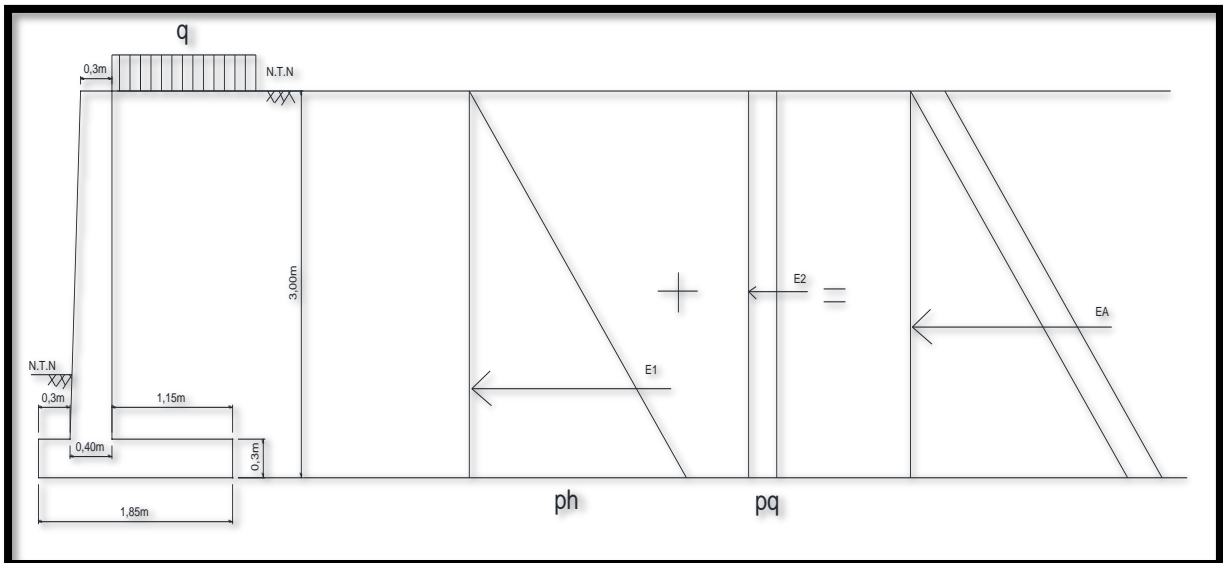


Figura 43. Esquema de empujes teóricos actuantes (fuente: Elaboración propia.)

$$E_1 = \frac{p_h * H}{2} = \frac{12,47 \frac{kN}{m^2} * 3 m}{2} = 18,71 \frac{kN}{m}$$

$$e_1 = \frac{H}{3} = 1 m$$

$$E_2 = p_q * H = 2,487 \frac{kN}{m^2} * 3 m = 7,46 \frac{kN}{m}$$

$$e_2 = \frac{H}{2} = 1,50 m$$

$$\rightarrow E_A = \sum E_i = (18,71 + 7,46) \frac{kN}{m} = 26,17 \frac{kN}{m}$$

$$H_{EA} = \frac{\sum E_i * e_i}{E_A} = \frac{18,71 \frac{kN}{m} * 1 m + 7,46 \frac{kN}{m} * 1,50 m}{26,17 \frac{kN}{m}} = 1,14 m$$

3.6. Cálculo de cargas estabilizantes

- Solera:

$$W_{sol} = 1,85 m * 0,30 m * 24 \frac{kN}{m^3} = 13,32 \frac{kN}{m} \longrightarrow x_{Wsol} = \frac{1,85m}{2} = 0,93 m$$

$$\longrightarrow M_{A solera} = 12,32 \frac{kNm}{m}$$

- Alzada:

$$W_{alz1} = 2,70 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 19,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \longrightarrow x_{Walz1} = 0,30 + 0,40 - \frac{0,30 \text{ m}}{2} = 0,55 \text{ m}$$

$$\longrightarrow M_{AWal1} = 10,69 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$W_{alz2} = 2,70 \text{ m} * \frac{0,10 \text{ m}}{2} * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \longrightarrow x_{Walz2} = 0,30 + \frac{2}{3} 0,10 \text{ m} = 0,37 \text{ m}$$

$$\longrightarrow M_{AWalz2} = 1,19 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

- Relleno:

$$W_{rell} = 1,15 \text{ m} * 2,70 \text{ m} * 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 65,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \longrightarrow x_{Wrell} = 1,85 \text{ m} - \frac{1,15 \text{ m}}{2} = 1,28 \text{ m}$$

$$\longrightarrow M_{Arell} = 83,14 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

- Sobrecarga:

$$W_q = 1,15 \text{ m} * 2,487 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \longrightarrow x_{Wq} = 1,85 \text{ m} - \frac{1,15 \text{ m}}{2} = 1,28 \text{ m}$$

$$\longrightarrow M_{Aq} = 3,66 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\sum F_w = V_T = 104,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sum M_{WA} = 111,00 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante de fuerzas verticales:

$$X_V = \frac{M_w}{V_T} = 1,07 \text{ m} (\text{Se mide desde punto A}).$$

3.7. Verificaciones

3.7.1. Seguridad al vuelco

- Momento de volcamiento:

$$M_{vol} = \sum M_A = E_A * h_{EA} = 26,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1,14 \text{ m} = 29,83 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

- Momento estabilizante:

$$M_{est} = \sum M_{WA} = 111,00 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

- Coeficiente de seguridad:

$$v = \frac{M_{est}}{M_{vol}} = \frac{111,00 \frac{kNm}{m}}{29,83 \frac{kNm}{m}} = 3,72 > 2 \quad B.C.$$

3.7.2. Seguridad al deslizamiento

Siendo f = Coeficiente de fricción $\longrightarrow f = 0,40$

$$v = \frac{f * V_T}{E_A} = \frac{0,40 * 104,07 \frac{kN}{m}}{26,17 \frac{kN}{m}} = 1,59 > 1,5 \quad B.C.$$

3.7.3. Tensiones en el terreno

$$M = 29,83 \frac{kNm}{m} - 104,07 \frac{kNm}{m} * 0,15 m = 14,22 \frac{kNm}{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{-104,07 \frac{kNm}{m}}{1,85 m} - \frac{14,22 \frac{kNm}{m}}{\frac{1,85^2}{6}} = 81,18 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{-104,07 \frac{kNm}{m}}{1,85 m} + \frac{14,22 \frac{kNm}{m}}{\frac{1,85^2}{6}} = 31,32 \frac{kN}{m^2}$$

Según estudio de suelos GEO TEC

$$\sigma_{adm} = 125 \frac{kN}{m^2} > 81,18 \frac{kN}{m^2} \quad B.C.$$

$$> 31,32 \frac{kN}{m^2} \quad B.C.$$

3.8. Dimensionamiento

3.8.1. Alzada

Resistencia requerida: $U = 1,6 * H$

a) Encuentro entre muro y solera

$$p_h = \gamma_{sat} * H_{alz} * k_A = 21 \frac{kN}{m^3} * 2,70 m * 0,198 = 11,23 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_q = q * k_A = (2,275 + 5 + 5,288) \frac{kN}{m^2} * 0,198 = 2,487 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_A = \frac{p_h * H_{alz}}{2} + p_q * H = \frac{11,23 \frac{kN}{m^2} * 2,70 m}{2} + 2,487 \frac{kN}{m^2} * 2,70 m = 21,88 \frac{kN}{m}$$

$$H_{EA} = \frac{\sum E_i * e_i}{E_A} = \frac{15,16 \frac{kN}{m} * 0,9 m + 6,71 \frac{kN}{m} * 1,35 m}{21,88 \frac{kN}{m}} = 1,04 m$$

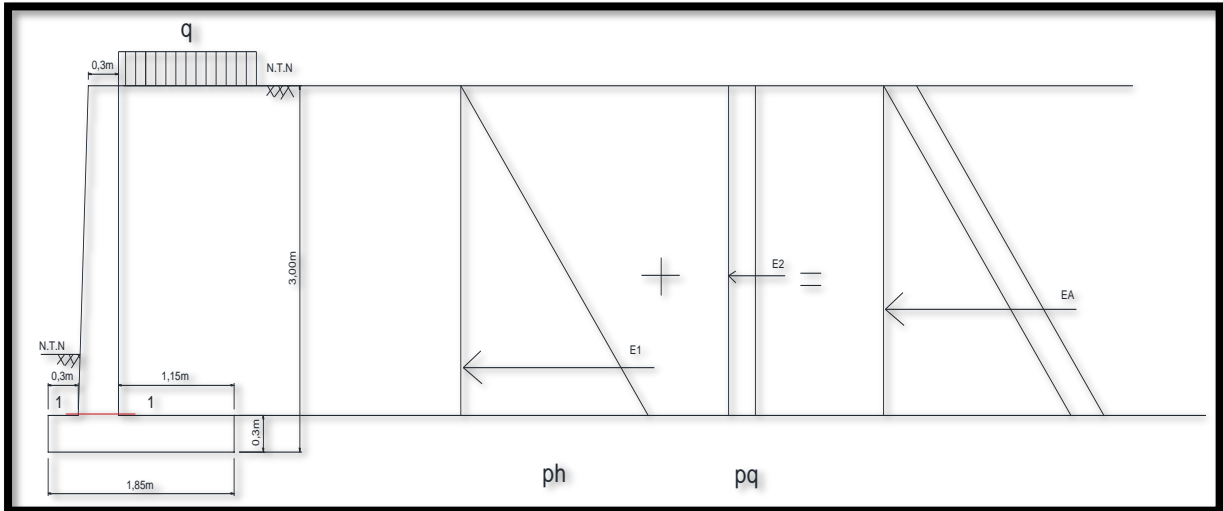


Figura 44. Sección de alzada analizada N°1.

$$M_{1-1} = \sum E_i * h_i = 22,76 \frac{kNm}{m}$$

3.8.1.1. Dimensionamiento a flexión

$$M_u = 1,60 * M_{1-1} = 1,60 * 22,76 \frac{kNm}{m} = 36,42 \frac{kNm}{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{36,42 \frac{kNm}{m}}{0,90} = 40,46 \frac{kNm}{m} = 0,041 \frac{MNm}{m}$$

$h = 0,40 m$ (Sección 1-1 de la alzada)

S/CIRSOC 201-2005 – Tabla 7.7.2:

Recubrimiento mínimo $c_c = 50 mm$ (para clases de exposición A1 y A2)

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2} = 0,40 m - 0,05 m - \frac{0,020 m}{2} = 0,34 m$$

Siendo d_b = diámetro de la barra.

- Armadura necesaria:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,34 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,041 \frac{MNm}{m}}{1,00 \text{ m}}}} = 1,679$$

S/Tablas de texto “Hormigón Armado” (Moller, 2012, p. 93) para H-25: $K_e = 24,301$.

$$A_{S_{nec}} = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,041 \frac{MNm}{m}}{0,34 \text{ m}} = 2,93 \frac{cm^2}{m}$$

- Armaduras mínimas:

S/CIRSOC 201-2005 – Art. 10.5.1: Armaduras mínimas para elementos solicitados a flexión:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{\sqrt{f'c(MPa)}}{4 * fy} * b * d = 10,12 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s \text{ mín}} \geq \frac{1,40}{fy} * b * d = 11,33 \frac{cm^2}{m}$$

S/CIRSOC 201-2005 por fenómenos de contracción y temperatura: Tabla 7.12.2.1:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho * b * h = 0,0018 * b * h = 7,20 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta $A_s \text{ min.} = 11,33 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{1\phi 16\text{mm c}/15 \text{ cm}}$

- Armadura de repartición:

S/CIRSOC 201-2005 - Art. 14.1.2 y 14.3.3:

$$A_{s \text{ mín horiz.}} = \rho * b * h = 0,0025 * b * h = 10 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta $A_s \text{ min.} = 10 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{1\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}}$

3.8.1.2. Verificación al corte:

- Esfuerzo de corte:

$$V_{1-1} = \sum E_i = 21,88 \frac{kN}{m}$$

$$V_u = V_{1-1} * 1,6 = 21,88 \frac{kN}{m} * 1,6 = 35,01 \frac{kN}{m}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{35,01 \frac{kN}{m}}{0,75} = 46,68 \frac{kN}{m}$$

- Contribución del hormigón:

S/CIRSOC 201-2005 - Art. 11.3.1

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d = 333,33 \frac{kN}{m}$$

$$\rightarrow V_c > V_n$$

No es necesaria armadura de corte.

b) Sección a la mitad de la alzada: (sección 2-2)

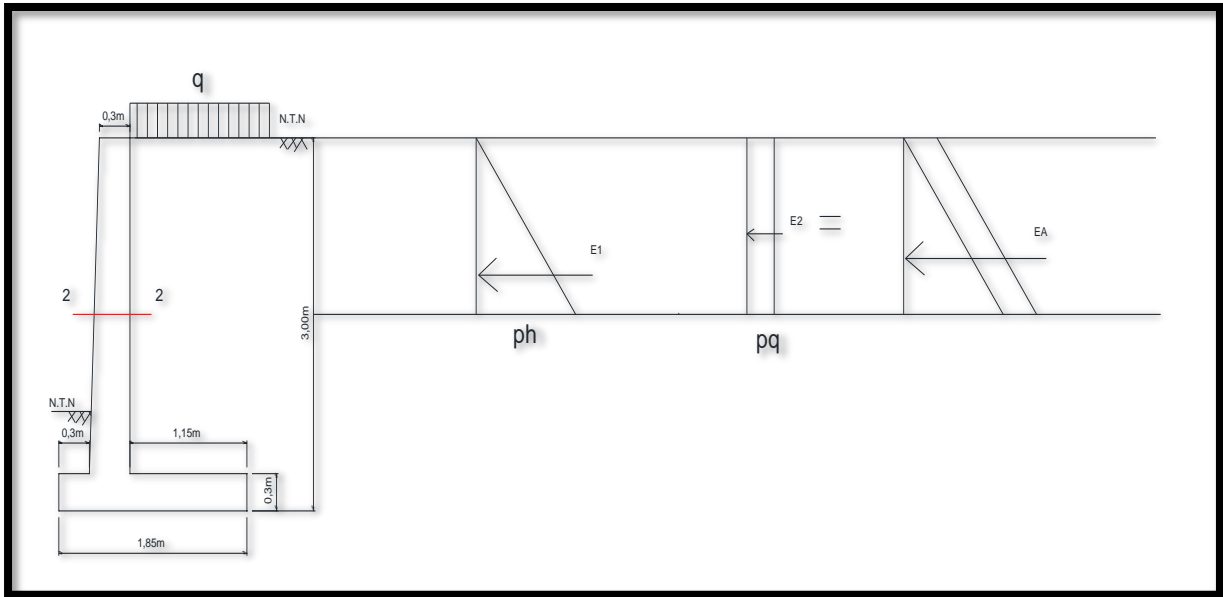


Figura 45. Sección de alzada analizada N°2.

$$p_h = \gamma_{sat} * \frac{H_{alz}}{2} * k_A = 21 \frac{kN}{m^3} * \frac{2,70 m}{2} * 0,198 = 5,62 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_q = q * k_A = (2,275 + 5 + 5,288) \frac{kN}{m^2} * 0,198 = 2,487 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_A = \frac{p_h * \frac{H_{alz}}{2}}{2} + p_q * H = \frac{5,62 \frac{kN}{m^2} * \frac{2,70 m}{2}}{2} + 2,487 \frac{kN}{m^2} * \frac{2,70 m}{2} = 7,01 \frac{kN}{m}$$

$$H_{EA} = \frac{\sum E_i * e_i}{E_A} = \frac{3,79 \frac{kN}{m} * 0,45 m + 6,71 \frac{kN}{m} * 0,675 m}{7,01 \frac{kN}{m}} = 0,89 m$$

$$M_{2-2} = \sum E_i * h_i = 6,24 \frac{kNm}{m}$$

3.8.1.3. Dimensionamiento a flexión

$$M_u = 1,60 * M_{2-2} = 1,60 * 6,24 \frac{kNm}{m} = 9,98 \frac{kNm}{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{9,98 \frac{kNm}{m}}{0,90} = 11,09 \frac{kNm}{m} = 0,011 \frac{MNm}{m}$$

$h = 0,35$ m (Sección 2-2 de la alzada)

S/CIRSOC 201-2005 – Tabla 7.7.2:

Recubrimiento mínimo $c_c = 50$ mm (para clases de exposición A1 y A2)

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2} = 0,35 \text{ m} - 0,05 \text{ m} - \frac{0,020 \text{ m}}{2} = 0,29 \text{ m}$$

Siendo d_b = diámetro de la barra.

- Armadura necesaria:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,29 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,011 \frac{MNm}{m}}{1,00 \text{ m}}}} = 2,765$$

S/Tablas de texto “Hormigón Armado” (Moller, 2012, p. 93) para H-25: $K_e = 24,301$.

$$A_{s_{nec}} = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,011 \frac{MNm}{m}}{0,29 \text{ m}} = 0,92 \frac{cm^2}{m}$$

- Armaduras mínimas:

S/CIRSOC 201-2005 – Art. 10.5.1: Armaduras mínimas para elementos solicitados a flexión:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{\sqrt{f'c(MPa)}}{4 * f_y} * b * d = 8,63 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s \text{ mín}} \geq \frac{1,40}{f_y} * b * d = 9,67 \frac{cm^2}{m}$$

S/CIRSOC 201-2005 por fenómenos de contracción y temperatura: Tabla 7.12.2.1:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho * b * h = 0,0018 * b * h = 6,30 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta $A_{s \text{ mín.}} = 9,67 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{1\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}}$

S/CIRSOC 201-2005 - Art. 14.1.2 y 14.3.3:

$$A_{s \text{ mín horiz.}} = \rho * b * h = 0,0025 * b * h = 8,75 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta $A_s \text{ min.} = 8,75 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{1\phi 16mm \text{ c}/20 \text{ cm}}$

3.8.1.4. Verificación al corte:

- Esfuerzo de corte:

$$V_{2-2} = \sum E_i = 7,01 \frac{kN}{m}$$

$$V_u = V_{2-2} * 1,6 = 7,01 \frac{kN}{m} * 1,6 = 11,22 \frac{kN}{m}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{11,22 \frac{kN}{m}}{0,75} = 14,95 \frac{kN}{m}$$

- Contribución del hormigón:

S/CIRSOC 201-2005 - Art. 11.3.1.

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d = 241,67 \frac{kN}{m}$$

$$\rightarrow V_c > V_n$$

No es necesaria armadura de corte.

- c) Parte frontal de la alzada.

- Armadura de fisuración.

Horizontal: $0,1\% \Omega_{H^\circ} = 0,001 * 3500 \frac{cm^2}{m} = 3,50 \frac{cm^2}{m}$

Vertical: $0,06\% \Omega_{H^\circ} = 0,0006 * 3500 \frac{cm^2}{m} = 2,10 \frac{cm^2}{m}$

Se adopta $\rightarrow \mathbf{1\phi 10mm \text{ c}/20 \text{ cm}}$

3.8.2. Puntera

Resistencia requerida: $U = 0,90 * D + 1,6 * H$

Solicitaciones en el encuentro entre la puntera y la alzada

Por relación de triángulos:

$$\sigma_p = \sigma_{min} + \sigma_x = 31,32 \frac{kN}{m^2} + 8,09 \frac{kN}{m^2} = 39,41 \frac{kN}{m^2}$$

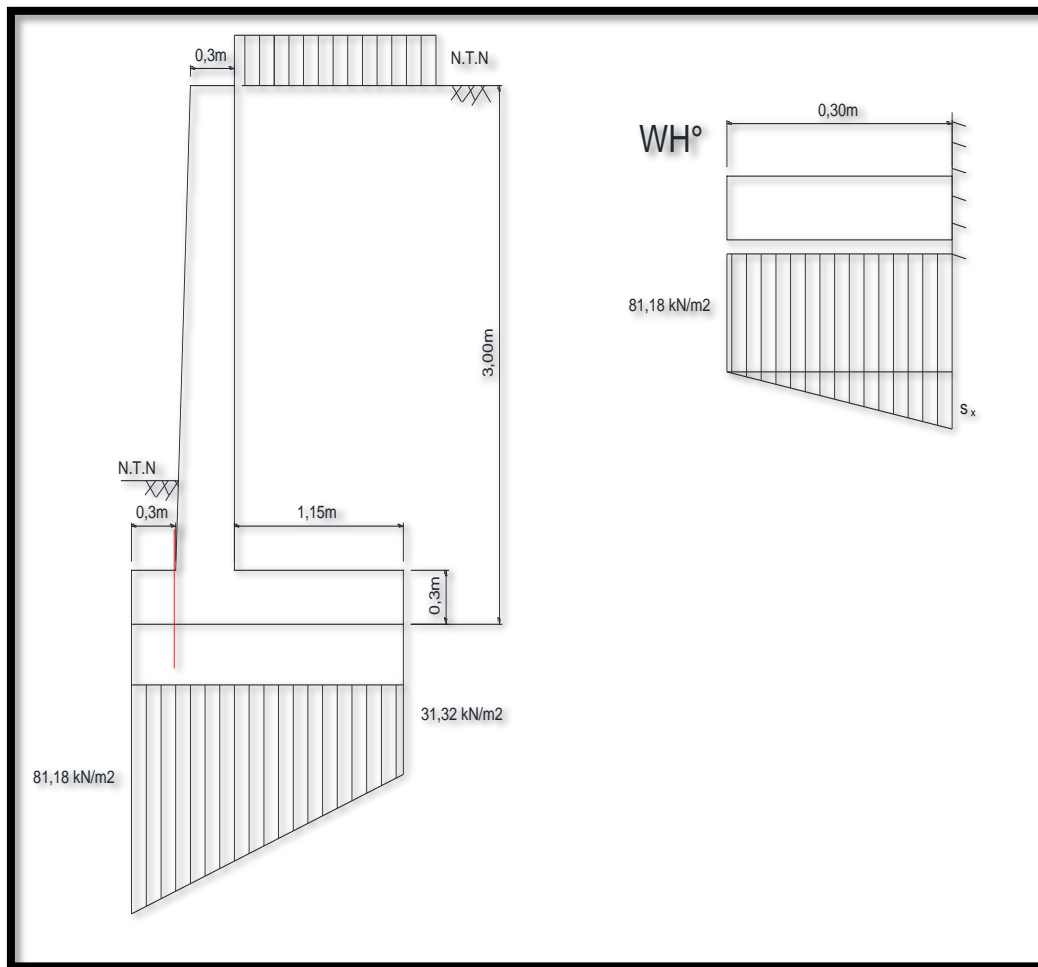


Figura 46. Sección puntera analizada.

3.8.2.1. Dimensionamiento a flexión

$$M_u = 0,9 * M_{WH^\circ} + 1,6 * M_{\sigma t}$$

$$M_u = -0,9 * \left[\left(24 \frac{kN}{m^3} * 0,30m * 0,30m \right) * \frac{0,30m}{2} \right] + 1,6 \left[\left(31,32 \frac{kN}{m^2} * 0,30m \right) * \frac{0,30m}{2} + \left(8,09 \frac{kN}{m^2} * \frac{0,30m}{2} \right) * \frac{0,30m}{3} \right]$$

$$M_u = 2,16 \frac{kNm}{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,16 \frac{kNm}{m}}{0,90} = 2,40 \frac{kNm}{m} = 0,002 \frac{MNm}{m}$$

h = 0,30 m (Altura de la puntera)

S/CIRSOC 201-2005 – Tabla 7.7.2:

Recubrimiento mínimo $c_c = 50 \text{ mm}$ (para clases de exposición A1 y A2)

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2} = 0,30 \text{ m} - 0,05 \text{ m} - \frac{0,020 \text{ m}}{2} = 0,24 \text{ m}$$

Siendo d_b = diámetro de la barra.

- Armadura necesaria:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,24 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,002 \frac{MNm}{m}}{1,00 \text{ m}}}} = 5,367$$

S/Tablas de texto “Hormigón Armado” (Moller, 2012, p. 93) para H-25: $K_e = 24,301$

$$A_{s_{nec}} = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,002 \frac{MNm}{m}}{0,24 \text{ m}} = 0,21 \frac{cm^2}{m}$$

- Armaduras mínimas:

S/CIRSOC 201-2005 – Art. 10.5.1: Armaduras mínimas para elementos solicitados a flexión:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{\sqrt{f'c(MPa)}}{4 * f_y} * b * d = 7,14 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s \text{ mín}} \geq \frac{1,40}{f_y} * b * d = 8,00 \frac{cm^2}{m}$$

S/CIRSOC 201-2005 por fenómenos de contracción y temperatura: Tabla 7.12.2.1:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho * b * h = 0,0018 * b * h = 5,40 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta $A_{s \text{ mín.}} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{1\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}}$

- Armadura de repartición:

S/CIRSOC 201-2005 - Art. 14.1.2 y 14.3.3:

$$A_{s \text{ mín horiz.}} = \rho * b * h = 0,0025 * b * h = 7,50 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta $A_{s \text{ mín.}} = 7,50 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{1\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}}$

3.8.2.2. Verificación al corte:

- Esfuerzo de corte:

$$V_u = -0,9 * W_{H^o} + 1,6 * W_{\sigma t}$$

$$V_u = -0,9 * \left[\left(24 \frac{kN}{m^3} * 0,30\text{m} * 0,30\text{m} \right) \right] + 1,6 \left[\left(31,32 \frac{kN}{m^2} * 0,30\text{m} \right) + \left(8,09 \frac{kN}{m^2} * \frac{0,30\text{m}}{2} \right) \right]$$

$$V_u = 15,03 \frac{kN}{m}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{15,03 \frac{kN}{m}}{0,75} = 20,04 \frac{kN}{m}$$

- Contribución del hormigón:

S/CIRSOC 201-2005 - Art. 11.3.1.

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d = 200 \frac{kN}{m}$$

$$\rightarrow V_c > V_n$$

No es necesaria armadura de corte.

3.8.3. Talón

Resistencia requerida: $U = 1,2 * D + 1,6 * (L + H)$

Solicitaciones en el encuentro entre el talón y la alzada:

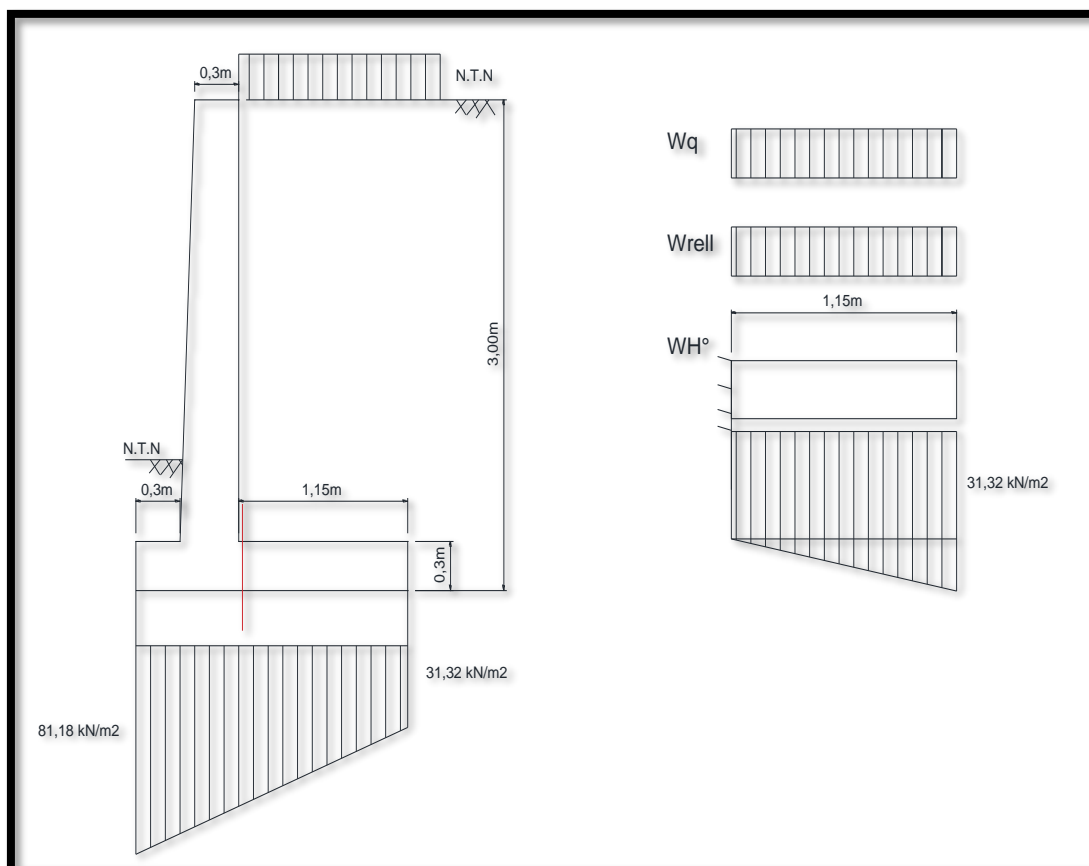


Figura 47. Sección de talón analizada.

En este caso se considera nulo el aporte de la presión del suelo inferior, de manera de adoptar la combinación más desfavorable de cargas.

3.8.3.1. Dimensionamiento a flexión

$$M_u = 1,2 * M_{WH^o} + 1,6 * M_{Wq} + 1,6 * M_{wrelleno}$$

$$M_u = 1,2 * \left[\left(24 \frac{kN}{m^3} * 0,30m * 1,15m \right) * \frac{1,15m}{2} \right] + 1,6 \left[\left(12,56 \frac{kN}{m^2} * 1,15m \right) * \frac{1,15m}{2} + \left(21 \frac{kN}{m^3} * 2,70m * 1,15m \right) * \frac{1,15m}{2} \right]$$

$$M_u = 79,00 \frac{kNm}{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{79,00 \frac{kNm}{m}}{0,90} = 87,78 \frac{kNm}{m} = 0,088 \frac{MNm}{m}$$

h = 0,30 m (Altura de la solera)

S/CIRSOC 201-2005 – Tabla 7.7.2:

Recubrimiento mínimo $c_c = 50 \text{ mm}$ (para clases de exposición A1 y A2)

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2} = 0,30 \text{ m} - 0,05 \text{ m} - \frac{0,020 \text{ m}}{2} = 0,24 \text{ m}$$

Siendo d_b = diámetro de la barra.

- Armadura necesaria:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,24 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,088 \frac{MNm}{m}}{1,00 \text{ m}}}} = 0,809$$

S/Tablas de texto “Hormigón Armado” (Moller, 2012, p. 93) para H-25: $K_e = 24,766$.

$$A_{s_{nec}} = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,766 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,088 \frac{MNm}{m}}{0,24 \text{ m}} = 9,08 \frac{cm^2}{m}$$

- Armaduras mínimas:

S/CIRSOC 201-2005 – Art. 10.5.1: Armaduras mínimas para elementos solicitados a flexión:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{\sqrt{f'c(MPa)}}{4 * f_y} * b * d = 7,14 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s \text{ mín}} \geq \frac{1,40}{f_y} * b * d = 8,00 \frac{cm^2}{m}$$

S/CIRSOC 201-2005 por fenómenos de contracción y temperatura: Tabla 7.12.2.1:

$$A_{s\text{ mín}} = \rho * b * h = 0,0018 * b * h = 5,40 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se adopta $A_{s\text{ min.}} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{1\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}}$

- Armadura de repartición:

$$A_{s\text{ rep}} = \frac{1}{5} * A^{\circ}_{\text{ppal}} = \frac{1}{5} *$$

S/CIRSOC 201-2005 - Art. 14.1.2 y 14.3.3:

$$A_{s\text{ mín horiz.}} = \rho * b * h = 0,0025 * b * h = 7,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se adopta $A_{s\text{ min.}} = 7,50 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{1\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}}$

3.8.3.2. Verificación al corte:

- Esfuerzo de corte:

$$V_u = 1,2 * W_{H^{\circ}} + 1,6 * W_q + 1,6 * W_{\text{relleno}}$$

$$V_u = 1,2 * \left[\left(24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,30\text{m} * 1,15\text{m} \right) \right] + 1,6 \left[\left(12,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,15\text{m} \right) + \left(21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2,70\text{m} * 1,15\text{m} \right) \right]$$

$$V_u = 137,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{137,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,75} = 183,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Contribución del hormigón:

S/CIRSOC 201-2005 - Art. 11.3.1.

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d = 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\rightarrow V_c > V_n$$

No es necesaria armadura de corte.

Finalmente, el armado total del muro de sostenimiento se puede observar en el siguiente esquema (ver Anexo I, Plano 08).

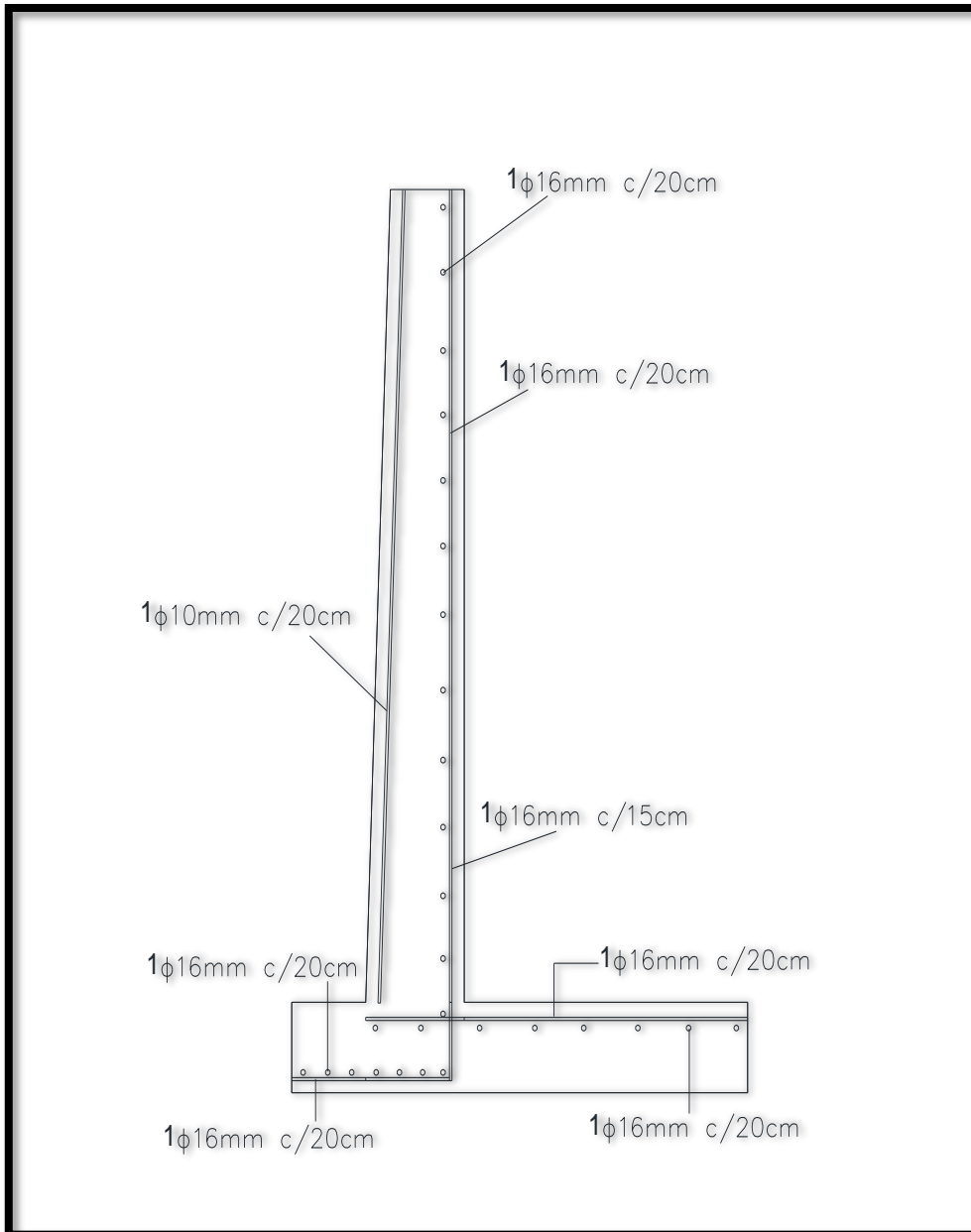


Figura 48. Esquema de armaduras del muro de sostenimiento (fuente: elaboración propia).

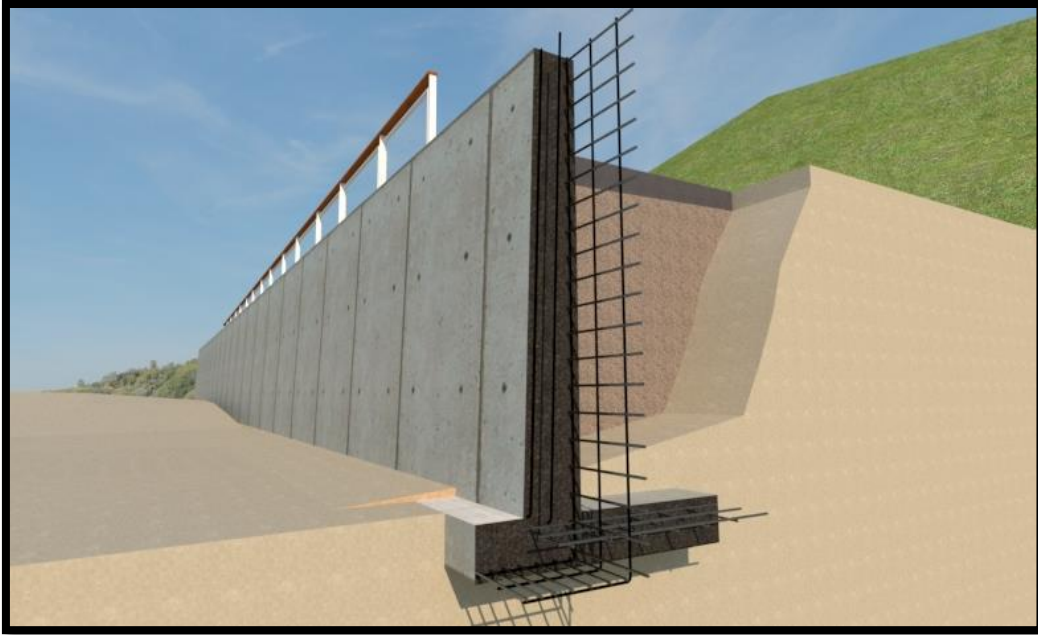


Figura 49. Disposición de armaduras del muro de sostenimiento (fuente: elaboración propia).

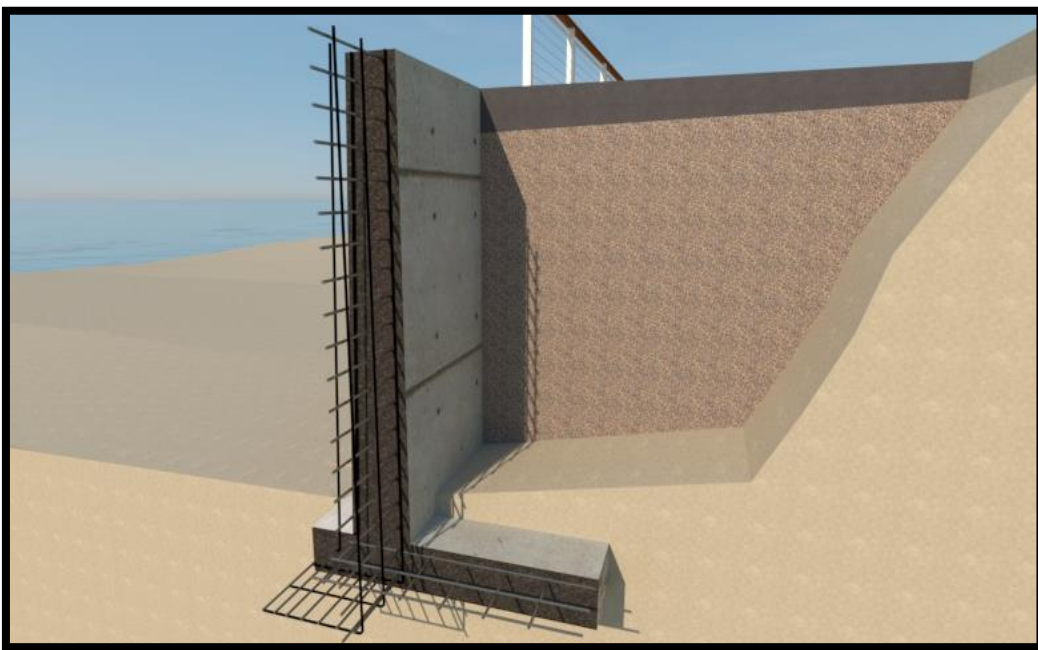


Figura 50. Vista del muro de sostenimiento y suelo de relleno (fuente: elaboración propia).

3.9. Verificación del muro de hormigón mediante simulación numérica

Al efecto de contrastar los resultados obtenidos con métodos analíticos y numéricos, se efectuó una simulación del muro de sostenimiento de hormigón armado en el perfil de cálculo en estudio mediante la utilización del programa Plaxis 7.2.

En principio, se cargaron en el programa las características geométricas que definen el problema y los parámetros que rigen el comportamiento del suelo teniendo en cuenta la información geotécnica desarrollada en el capítulo 2 para la zona homogénea en estudio. Por detrás de la solera del muro se definió un relleno con características similares al suelo del estrato 1. Las dimensiones geométricas del muro y el nivel freático se mantienen igual que en el cálculo analítico (34 msnm).

Para el análisis del muro de sostenimiento se tuvieron en cuenta las siguientes etapas:

- Régimen sin inundación
- Régimen con inundación

3.9.1. Análisis en régimen sin inundación

En esta etapa se analizó el funcionamiento del muro de sostenimiento considerando que el río Paraná se encuentra en un periodo de baja de altura. Para esta etapa se supuso el nivel freático a 5m por debajo del nivel de terreno adoptado como fue previsto en el capítulo 2. La sobrecarga tenida en cuenta fue de $12,56 \text{ KN/m}^2$. (Ver figura 49)

Se realizó el modelado geométrico para el cual se utilizó una densidad de malla “fina”. (Ver figura 50)

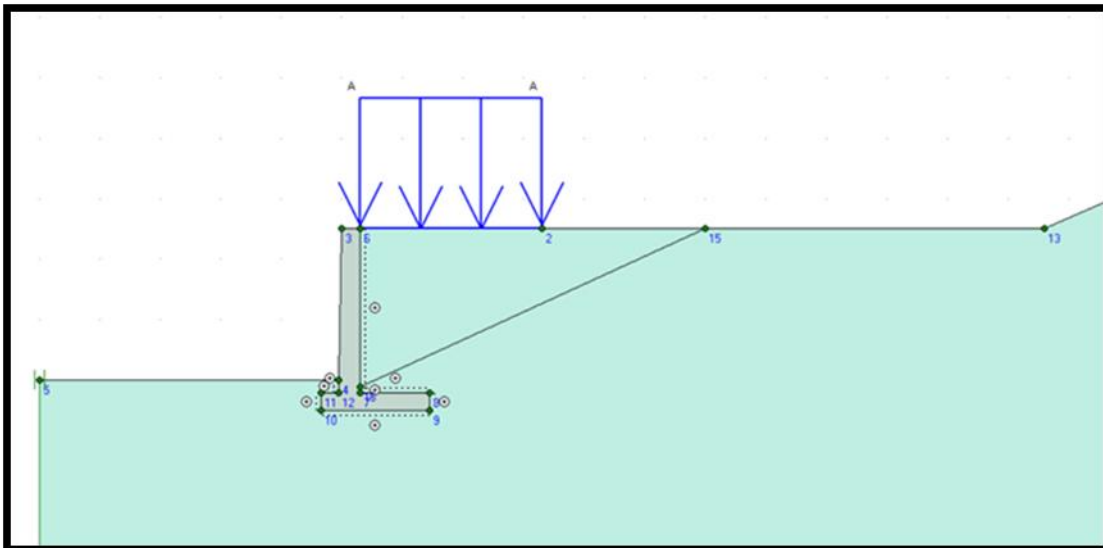


Figura 51. Características geométricas, régimen sin inundación (fuente: elaboración propia).

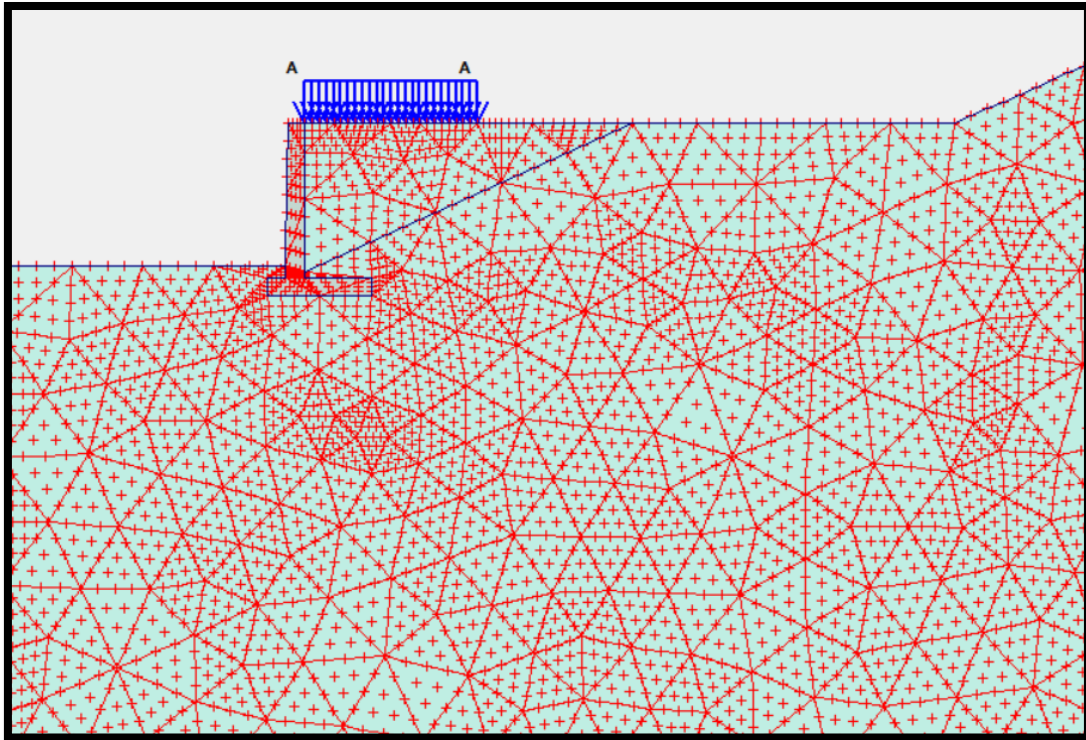


Figura 52. Malla generada con densidad fina (fuente: elaboración propia).

La modelación arrojó como resultado que no se ha producido la falla de la estabilidad ni tampoco la falla de la estructura. Es importante destacar que el programa no analiza individualmente el vuelco y el deslizamiento, sino que verifica que los desplazamientos de todos los puntos del sistema no alcancen valores elevados, es decir, se van elevando los valores de las cargas hasta que se produce la falla, por lo tanto, se dice que analiza la estabilidad global.

Se han generado deformaciones máximas totales del suelo, de 1,3 cm y deformaciones máximas horizontales de 0,3 cm. Éstas se encuentran la zona superior de la solera del muro, como se puede ver en la Figura 51 y Figura 52. Se puede observar en las mismas, las zonas de mayores deslizamientos, representados en colores rojo, amarillo y naranja, que podríamos asociar a una cuña de deslizamiento y su límite, define la superficie de deslizamiento.

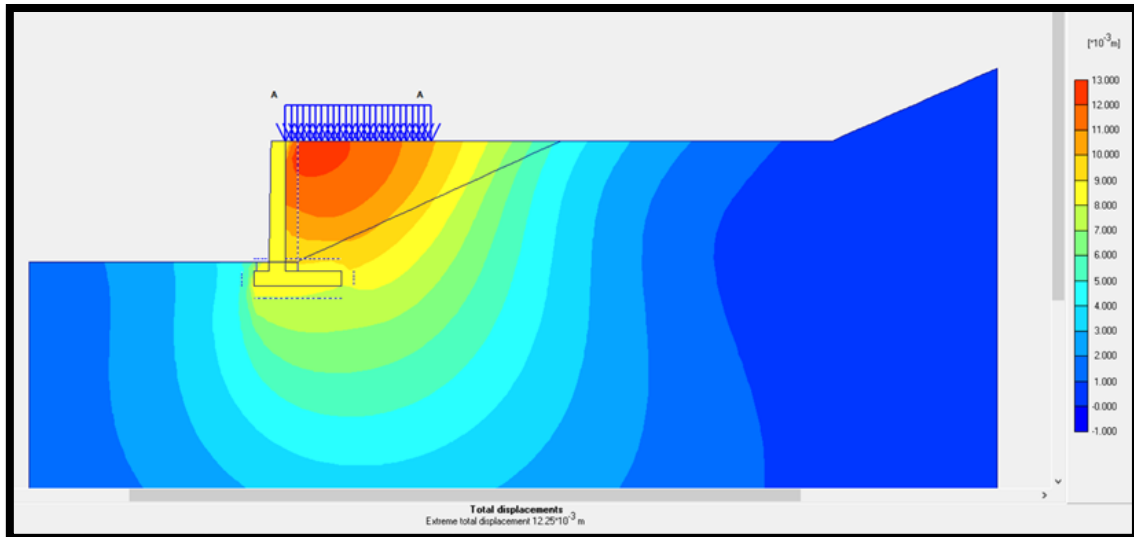


Figura 53. Desplazamientos totales máximos (fuente: elaboración propia).

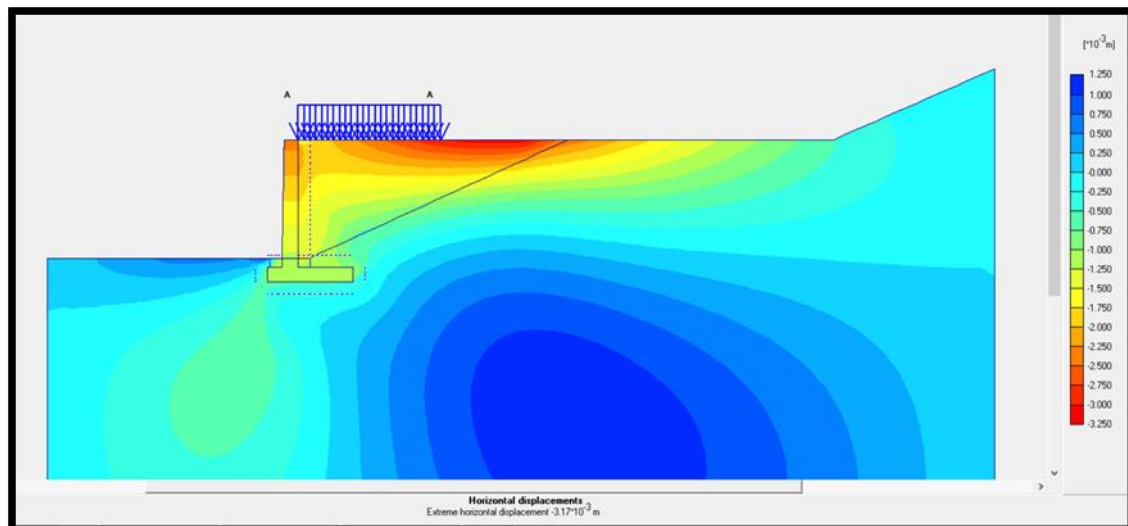


Figura 54. Desplazamientos horizontales máximos (fuente: elaboración propia).

En el estudio de las tensiones producidas en la cota cercana a la de cimentación, puede observarse que el valor máximo de las mismas alcanza los 45 KN/m^2 y se localiza en el plano de apoyo de la estructura en la dirección de la parte frontal de la alzada (Ver figura 53).

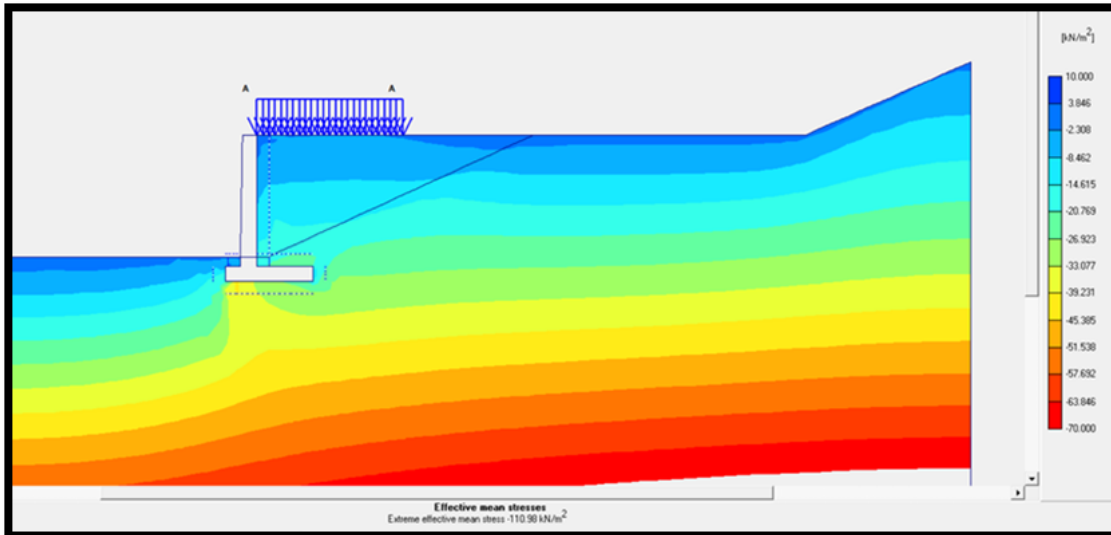


Figura 55. Distribución de tensiones efectivas principales (fuente: elaboración propia).

Los valores analizados precedentemente son representativos de las tensiones en el suelo, siempre que no se considere el contacto inmediato entre suelo y estructura. Las partículas en contacto directo con el muro pueden sufrir picos de tensiones. Los métodos analíticos no tienen en cuenta esto último, a diferencia del método numérico que puede realizar el análisis de tensiones en la interface entre materiales. A continuación, se presentan los resultados de este análisis.

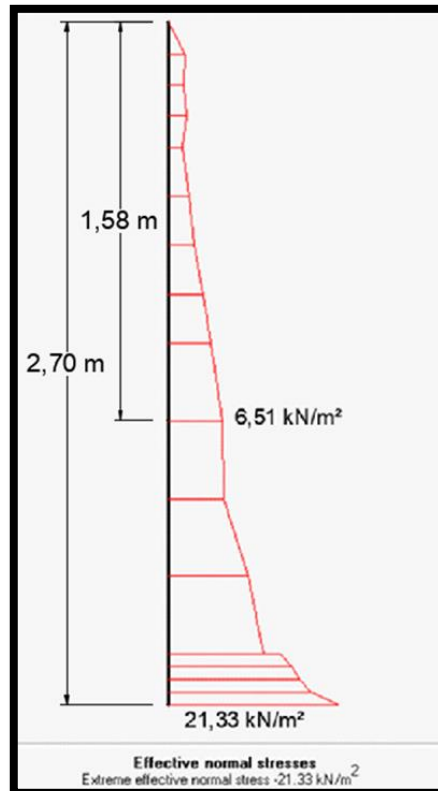


Figura 56. Distribución de tensiones efectivas en la interface entre materiales (fuente: elaboración propia).

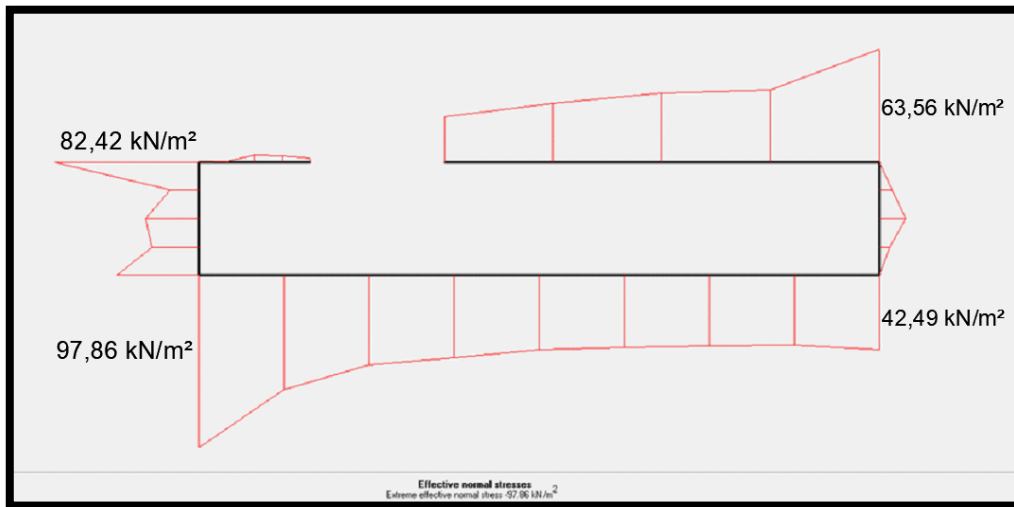


Figura 57. Distribución de tensiones efectivas en la interface entre materiales (fuente: elaboración propia).

Se observa que los valores de las presiones horizontales son muy pequeñas en la parte superior del paramento y van aumentando hasta llegar a un máximo de 21,33 KN/m² en la unión entre alzada y talón. En la base del muro, la presión máxima se produce en la esquina inferior de la puntera con un valor pico de 97,86 KN/m².

En lo referente a las presiones verticales, se ha podido observar que son mayores que las analizadas en la simulación general en una escala más amplia. Es conveniente utilizar estas últimas para la comparación con las tensiones admisibles del suelo, y las obtenidas en la interface para los estudios relacionados al hormigón.

3.9.2. Análisis en régimen con inundación

Para esta segunda etapa se realizó un análisis similar al anterior, pero suponiendo que el río Paraná alcanza la cota máxima adoptada, que es de 41,78 msnm, la cual corresponde a un tiempo de recurrencia de cien años como se analizó en el capítulo anterior. (Ver figura 56)

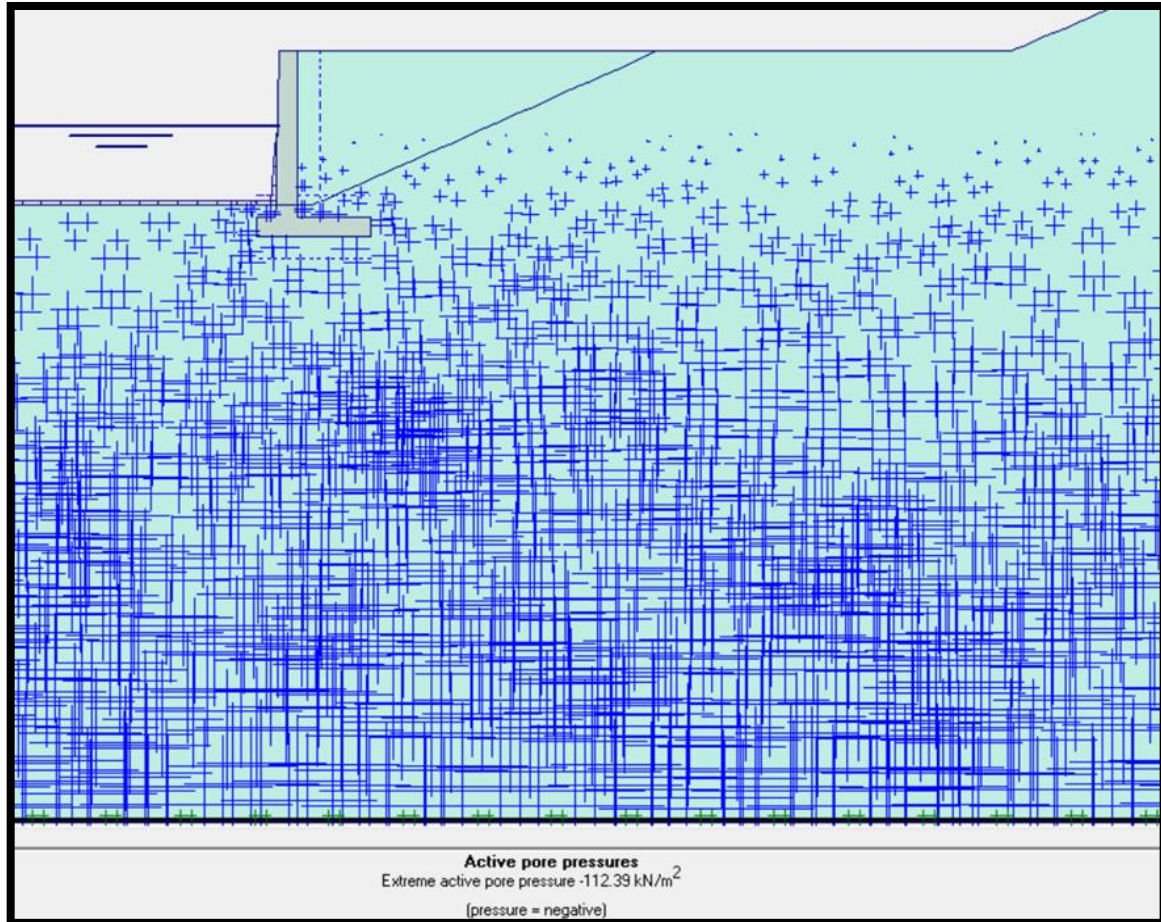


Figura 58. Presiones de poros generadas por la carga hidráulica considerada (fuente: elaboración propia).

Se han generado deformaciones máximas totales del suelo, de 0,8 cm y deformaciones máximas horizontales de 0,3 cm. Éstas se encuentran la zona superior de la solera del muro, como se puede ver en la Figura 57 y Figura 58. Se puede observar en las mismas, las zonas de mayores deslizamientos, representados en colores rojo, amarillo y naranja, que podríamos asociar a una cuña de deslizamiento y su límite, define la superficie de deslizamiento.

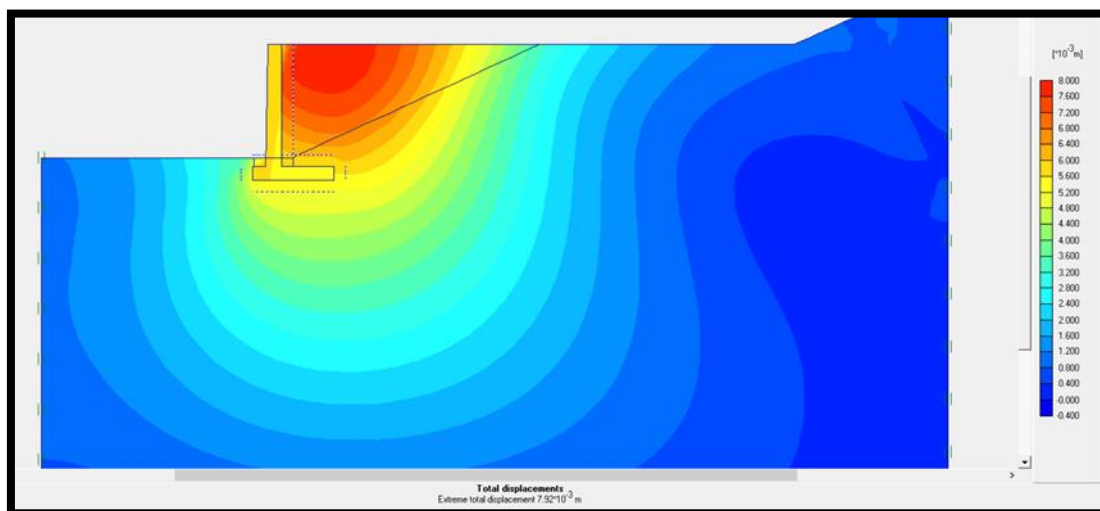


Figura 59. Desplazamientos totales máximos (fuente: elaboración propia)

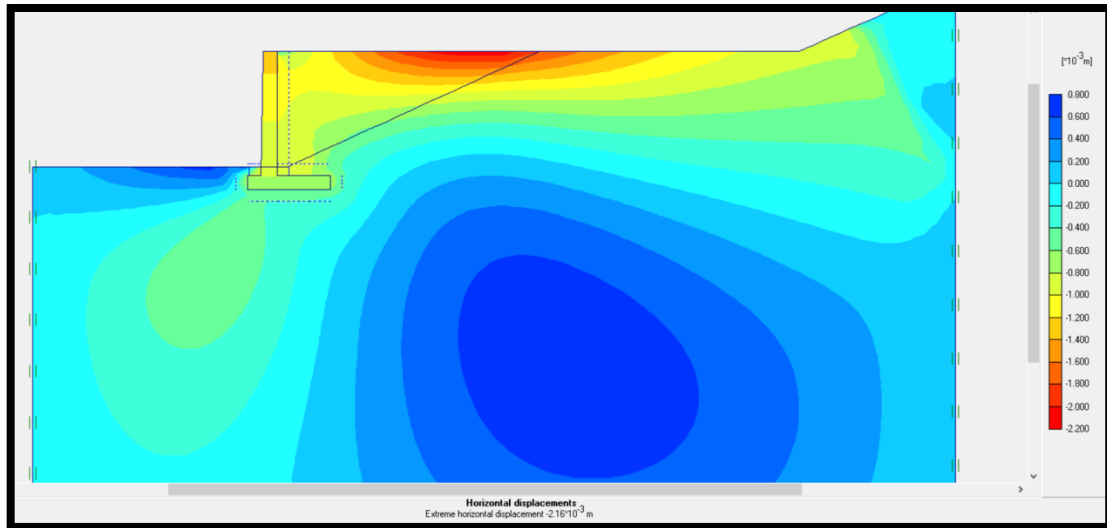


Figura 60. Desplazamientos horizontales máximos (fuente: elaboración propia).

En el estudio de las tensiones producidas en la cota cercana a la de cimentación, puede observarse que el valor máximo de las mismas alcanza los 40 KN/m^2 y se produce en el plano de apoyo de la estructura en la dirección de la parte frontal de la alzada. (Ver figura 59)

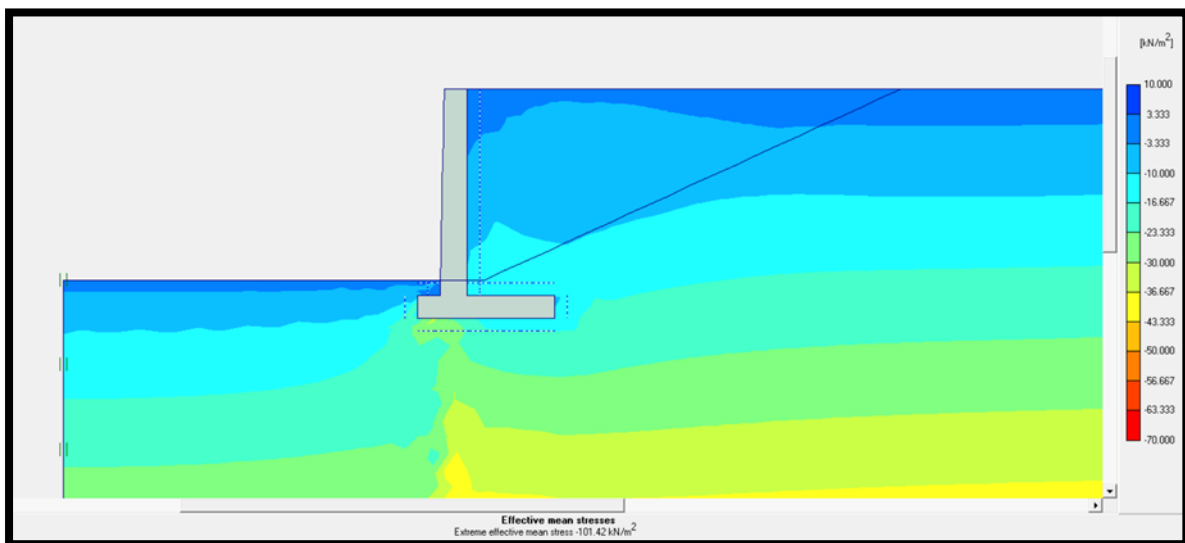


Figura 61. Distribución de tensiones efectivas principales (fuente: elaboración propia).

A continuación, se presentan los resultados del análisis de tensiones en la interface entre materiales.

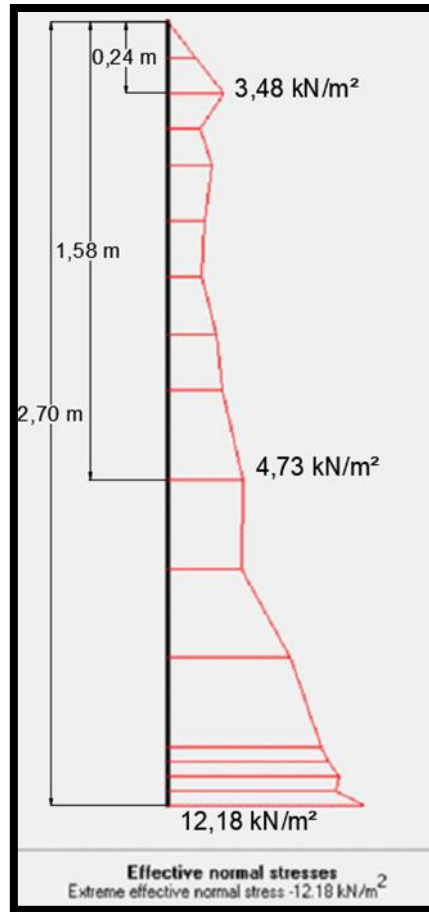


Figura 62. Distribución de tensiones efectivas en la interface entre materiales (fuente: elaboración propia).

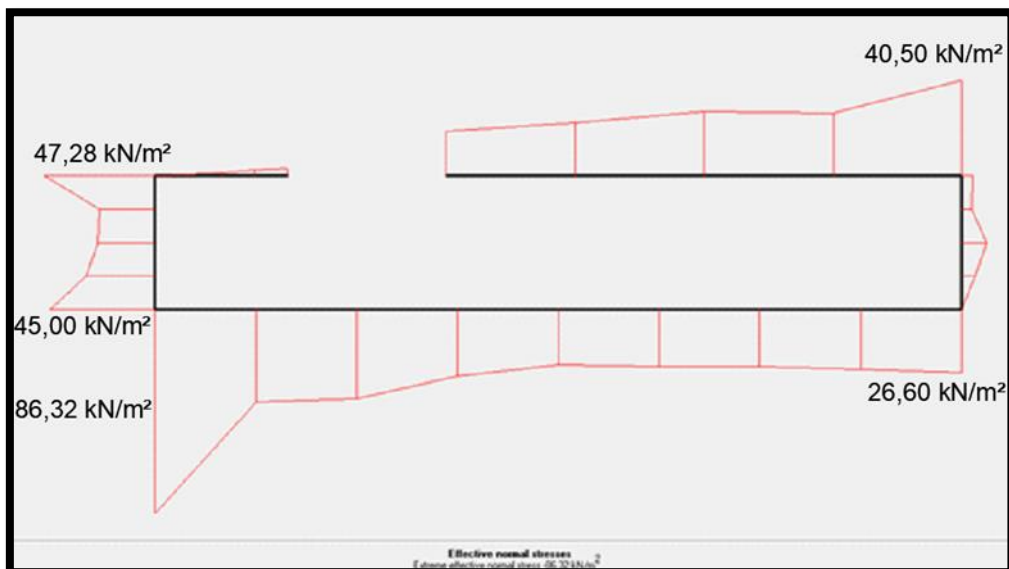


Figura 63. Distribución de tensiones efectivas en la interface entre materiales (fuente: elaboración propia).

Se observa que los valores de las presiones horizontales aumentan desde la parte superior del paramento hasta llegar a un máximo de $12,18 \text{ KN/m}^2$ en la unión entre alzada y talón. En la base del muro, la presión máxima se produce en la esquina inferior de la puntera con un valor pico de $86,32 \text{ KN/m}^2$.

Como se puede observar, estos valores resultaron menores a los obtenidos en el régimen sin inundación.

De esta manera se verifica la estabilidad del sistema por ambos métodos. El analítico lo divide en estabilidad al vuelco y al deslizamiento, mientras que la simulación numérica analiza la estabilidad global del sistema.

La distribución de presiones horizontales efectuadas por el programa es aproximadamente similar al del método tradicional. Para el cálculo de las armaduras, se utilizará el método de cálculo analítico tradicional.

Es importante aclarar que el método numérico presenta valores de tensión similares, tanto en los extremos como en el centro de la base del muro. Esto se debe a que la base del muro no es idealmente rígida como se la plantea en el método lineal, sino que en la realidad tiene cierta flexibilidad y, por lo tanto, sufre deformaciones, que a su vez provoca la redistribución de las tensiones generando la variación representada en la figura 61.

Con respecto a la distribución de tensiones en el plano de fundación, ambos métodos coinciden en que las tensiones en el borde del lado del agua son mayores a las del borde del lado del terreno.

Otro punto importante es que la simulación numérica considera el relleno que se encuentra por delante del muro y, por lo tanto, tiene en cuenta la tensión según el grado de deformación del mismo.

Para este tipo de estructuras no se disponen de asentamientos admisibles establecidos por norma o bibliografía, pero considerando que los valores de las deformaciones no superan el centímetro, se considera satisfactoria y apropiada, dada la magnitud de la estructura.

Todos los valores de ambos métodos se encuentran en el mismo orden de magnitud, lo que da mayor validez a la simulación.

4.1. Drenaje de la estructura

La evacuación de las aguas que se acumulan detrás del muro constituye un factor importante a prever para la construcción de la defensa, debido a que pueden ocasionar varios tipos de problemas. Según Cedreguen (1967) se pueden producir dos situaciones peligrosas:

- Aumento de las presiones causado por el agua entrapada: el hormigón y otros elementos impermeables de las estructuras crean mayor discontinuidad en su contacto con el suelo. Como son virtualmente impermeables, obstruyen los canales naturales de filtración y pueden causar presiones de agua elevadas.

- Formación de canales de filtración y tubificación (piping): originado por la presencia de discontinuidades permeables. Algún contacto entre una parte estructural rígida y el suelo son planos potenciales de debilidad pues la ligera separación o abertura a lo largo de ese plano atrae la filtración. Al ser el suelo erosionable, la tubificación puede comenzar a desarrollarse y salvo se la detenga, puede llevar a daños severos por levantamiento (boiling) o a la falla total, que ocurre cuando las fuerzas ascendentes debidas a filtración igualan las fuerzas descendentes debidas al peso específico sumergido del suelo.

Jimenez Salas (1981) afirma que un 33% de los accidentes ocurridos en muros rígidos han sido ocasionados por la ausencia o falla del sistema de drenaje. Otro efecto positivo que produce este sistema es el de aumentar la resistencia al corte del suelo por reducción de tensiones neutras. Por otra parte, se puede afirmar que el drenaje es un método de mejora del terreno ya que produce un aumento de su compacidad (Lambe, 1972). Por lo tanto, el objetivo principal será prevenir el daño en el tiempo, deterioro o falla del muro de sostenimiento.

Otro problema que se puede generar es que, al tener una capa impermeable en la parte superior debido a la senda peatonal, el agua infiltrada no puede salir a la superficie y evaporar por lo que se genera una presión por efecto del exceso de humedad, que provocaría una expansión diferencial y una posible deformación en el suelo con los consecuentes problemas que ello significa.

Se colocará un dren en la parte más baja del muro paralelo al paramento, que consiste en un tubo perforado rodeado de un filtro de material granular que debe cumplir ciertas condiciones para evitar la erosión por filtración de las partículas del suelo. El tubo será metálico y tendrá un diámetro de 16 cm y una pendiente del 1%.

La tubería de descarga se colocará cada 20 metros y por el exterior del muro se instalará una cañería que funcionará como colectora de esta descarga. Según norma se colocará una cámara de inspección cada 30 metros para tener acceso a la cañería. Se optó por este sistema por ser eficiente y el menos costoso. (Ver figura 62)

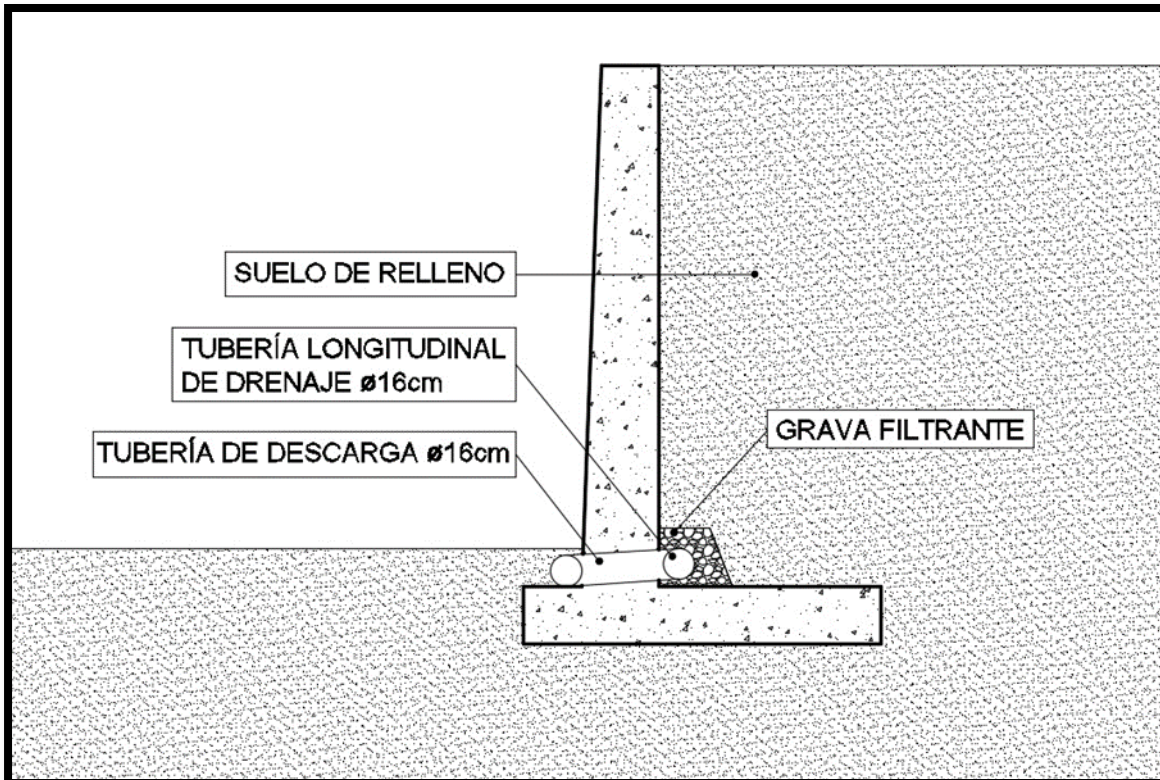


Figura 64. Esquema del sistema de drenaje del muro (fuente: elaboración propia).

4.1.1. Sistema de filtración

La función principal del filtro de grava es la de impedir la erosión por filtración cuando el gradiente hidráulico es elevado. Un filtro inadecuado es el factor más importante en el fracaso de un dren (Sowers, 1978).

La pérdida de volumen de suelo puede llevar a asentamientos de la superficie adyacente a la estructura de contención. Además, la migración de partículas puede producir la obstrucción de los drenes y, por lo tanto, a un incremento en las presiones de poros en el suelo en la zona de contacto con el muro.

Por lo referido precedentemente, es importante el adecuado análisis granulométrico del filtro, previo a la elección del material de relleno que conformará el sistema de drenaje, considerando fundamentalmente las siguientes premisas:

- Los vacíos entre las menores partículas del filtro deben ser mayores que los vacíos entre las menores partículas de suelo de relleno, para que el filtro tenga una mayor conductividad hidráulica que el suelo.
- Los vacíos entre las menores partículas del filtro deben ser menores que las mayores partículas del suelo de relleno para evitar que las partículas del suelo se desplacen dentro del filtro bajo elevados gradientes hidráulicos.

Los conceptos anteriores han sido tenidos en cuenta en el proyecto.

Capítulo V

Diseño de desagües pluviales

1. Introducción

Las barrancas ubicadas en el predio del camping, además de sufrir los efectos derivados de la erosión fluvial provocada por el río Paraná, también padecen un proceso erosivo en la parte alta de las mismas producto de los excesos pluviales provenientes de las zonas linderas al sector del camping.

La falta de infraestructura de un sistema de desagües pluviales en las áreas urbanas que limitan con el predio, provoca que, al producirse precipitaciones intensas sobre la localidad, los aportes superficiales en exceso terminen ocasionando el correspondiente efecto abrasivo y desgastamiento sobre la parte alta de las barrancas.

Por lo que, en el presente capítulo, se plantea el diseño de un adecuado sistema de desagües pluviales con el propósito de conducir en forma segura el flujo superficial hacia puntos localizados aguas abajo, de manera así de controlar los efectos adversos provocados por el mismo.

2. Delimitación de la cuenca

De manera de establecer los límites físicos de la cuenca de aporte, se partió de la base que el escurrimiento del agua se produce en correspondencia con la topografía del área estudiada, siguiendo la misma la ley de la gravedad.

Para determinar las divisorias de aguas que funcionan como parteaguas de la cuenca, se recurrió al plano catastral de la ciudad de Bella Vista, facilitado por la Dirección de Transportes y Puertos de Corrientes. El mismo cuenta con cotas de nivel de intersecciones de ejes de calles y con puntos situados a mitad de cuadra. Dichas cotas están referidas al sistema de referencia del IGN.

También se utilizó como apoyo imágenes relevadas del Google Earth, con el fin de conocer la impermeabilización del área alrededor de la zona del camping.

Con la información mencionada, se procedió a realizar la red de escurrimiento superficial para así poder delimitar y conocer los límites de las cuencas y subcuencas de aporte. Con motivo de trabajar con mayor precisión, a la cuenca de aporte hallada se la procedió a subdividir en dos subcuencas; el parteaguas divisorio de las mismas se determinó atendiendo a la topografía y a la distribución catastral de las manzanas de la zona, verificando que el comportamiento hidráulico adoptado se corresponde con el escurrimiento real que se produce en dichas aéreas.

En la figura 65 se visualiza la cuenca de aporte de la zona de estudio, divididas en sus respectivas subcuencas. También se encuentran indicados mediante las letras A y B los puntos de descarga de cada subcuenca.

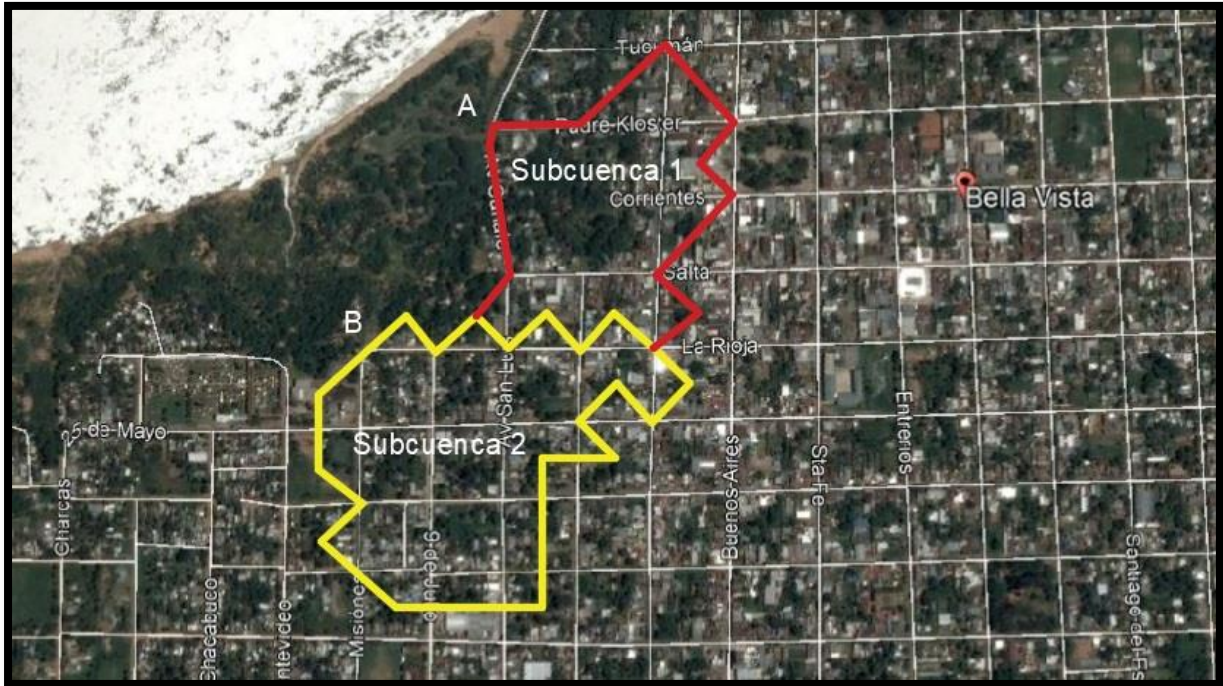


Figura 65. Subcuencas de aporte de la zona de estudio (fuente: Elaboración propia con Google Earth. Año 2016).

3. Caudal de diseño

Para determinar el caudal máximo de diseño se utilizó el método racional. Dicho caudal permitirá establecer las dimensiones de las bocas de tormenta y el diámetro de los conductos.

El método racional plantea una proporcionalidad entre el caudal máximo y la intensidad de la lluvia, y se expresa como:

$$Q = 0,275 * C * I * A$$

Donde:

- Q = Caudal máximo (m³/s).
- C = Coeficiente de escorrentía.
- I = Intensidad media en (mm/h).
- A = Área de la cuenca en (km²).

3.1. Coeficiente de escorrentía superficial “C”

El coeficiente de escorrentía C es un parámetro que depende de la permeabilidad del área en estudio, de la pendiente y de las características de encharcamiento de la cuenca. También tiene en cuenta las características y condiciones del suelo. Para determinarlo se utiliza la tabla 15.1.1 de la página 511 del libro “Hidrología Aplicada” de Ven Te Chow – Maidment – Mays.

Tabla 25. Coeficientes de escorrentía a usar en la ecuación del método racional (fuente: ‘Hidrología Aplicada’ de Ven Te Chow – Maidment – Mays. 1994).

Ocupación del Suelo	C
Edificación Muy Densa: Partes Centrales, densamente pobladas de ciudades con calles pavimentadas.	0.70 a 0.95
Edificación no Muy Densa: Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitantes, con calles pavimentadas.	0.60 a 0.70
Edificación con Pocas Superficies Libres: Partes residenciales con construcciones cerradas, calles pavimentadas.	0.50 a 0.60
Edificación con Muchas Superficies Libres: Partes residenciales con calles pavimentadas pero con muchas áreas verdes.	0.25 a 0.50
Suburbios con Alguna Edificación: Partes semi urbanas con pequeña densidad de construcciones.	0.10 a 0.25
Parques y Campos de Deportes: Partes rurales, áreas verdes, superficies arborizadas, parques ajardinados y campos de deporte sin pavimentos.	0.05 a 0.20

Mediante la utilización de la tabla anterior y de imágenes satelitales de la localidad, con el objetivo de identificar distintas áreas de escurrimiento; y realizando a su vez una evaluación de proyectos de urbanización con un horizonte de proyección de veinte años, en dicha zona no se espera un crecimiento de edificaciones públicas o centros comerciales de gran magnitud, por lo que no se espera un aumento considerable del grado de impermeabilización del sector en estudio. Por lo dicho anteriormente, se optó por un coeficiente de escorrentía igual a:

$$C = 0.60$$

Para determinar el tiempo de concentración T_c de la subcuenca se utilizó la expresión de Kirpich, siendo la misma:

$$T_c = 3,989 * L^{0,77} * S^{-0,33}$$

Siendo:

T_c = Tiempo de concentración en (min).

L = Longitud del escurrimiento en (km).

S = pendiente media longitudinal del curso de agua en (m/m).

Analizando las distintas subcuencas se obtiene:

Subcuenca 1

$$L = 627 \text{ m} = 0,627 \text{ km}$$

$$S = 0,030 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Con dichos datos se calculó el tiempo de la concentración siendo:

$$T_c = 3,989 * (0,627 \text{ km})^{0,77} * (0,030 \frac{m}{m})^{-0,33}$$

$$T_c = 8,86 \text{ min}$$

Adicionalmente, hay que considerar el tiempo necesario para que el agua desaguada de cada inmueble o lote sea conducida a la calle. Estimativamente, se establece similar al tiempo de concentración de calles hallado anteriormente, con lo que el tiempo de concentración total de la subcuenca quedaría:

$$T_c = 17,70 \text{ min}$$

Subcuenca 2

Procediendo de la misma forma que la subcuenca anterior, se calculó los distintos parámetros necesarios para obtener el caudal pico de diseño.

$$L = 606 \text{ m} = 0,606 \text{ km}$$

$$S = 8,88 \times 10^{-3} \frac{m}{m}$$

Con dichos datos se calcula el tiempo de la concentración siendo:

$$T_c = 3,989 * (0,606 \text{ km})^{0,77} * (8,88 \times 10^{-3} \frac{m}{m})^{-0,33}$$

$$T_c = 12,90 \text{ min}$$

Sumando, al igual que el caso anterior, el tiempo que demora el agua de salir del inmueble se obtuvo:

$$T_c = 24,80 \text{ min}$$

3.2. Tiempo de recurrencia

Para determinar el tiempo de recurrencia del evento de diseño, se recurre a valores aceptados internacionalmente recomendados por Tucci (1995). Los mismos son producto de estudios técnicos y económicos acordes a cada tipo de obra y ocupación del espacio.

Tabla 26. Tiempo de recurrencia de acuerdo con el tipo de obra y ocupación del suelo (fuente: “Drenagem Urbana” de Tucci. 1995).

Tipo de obra	Tipo de ocupación de suelo	TR (años)
Microdrenaje	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas con edificios de servicio públicos	5
	Aeropuertos	2 - 5
	Áreas comerciales con arterias de tráfico	5 - 10
Macro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	50 - 100
	Áreas de importancia específica	500

La zona de estudio se compone principalmente de espacios ocupados por áreas residenciales, y en menor medida por zonas comerciales. Como se mencionó con anterioridad, en dicha zona no se espera un aumento considerable del grado de impermeabilización. Por lo dicho, se adopta un tiempo de recurrencia igual a:

$$TR = 5 \text{ años}$$

Por lo tanto, la frecuencia del evento de diseño será:

$$P(\%) = \frac{1}{TR} = \frac{1}{5} = 0,20 \rightarrow 20 \%$$

Existe una probabilidad del 20 % que se produzca una tormenta igual o mayor a la lluvia de diseño.

3.3. Intensidad de precipitación “Ip”

Para determinar la intensidad media máxima se recurrió a curvas Intensidad – Duración – Frecuencia de una zona con características climáticas homogéneas a la localidad de Bella Vista, por lo que en el presente anteproyecto se decidió trabajar con las correspondientes al Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR), actualizadas al año 2005 (Pilar et. Al., 2005).

Con el respectivo tiempo de concentración hallado, y el tiempo de recurrencia TR = 5 años, se ingresa a las curvas IDF de la ciudad de Resistencia, obteniendo así una intensidad media igual a:

$$I = 118,79 \frac{mm}{h} \text{ (Subcuenca 1)}$$

$$I = 102,49 \frac{mm}{h} \text{ (Subcuenca 2)}$$

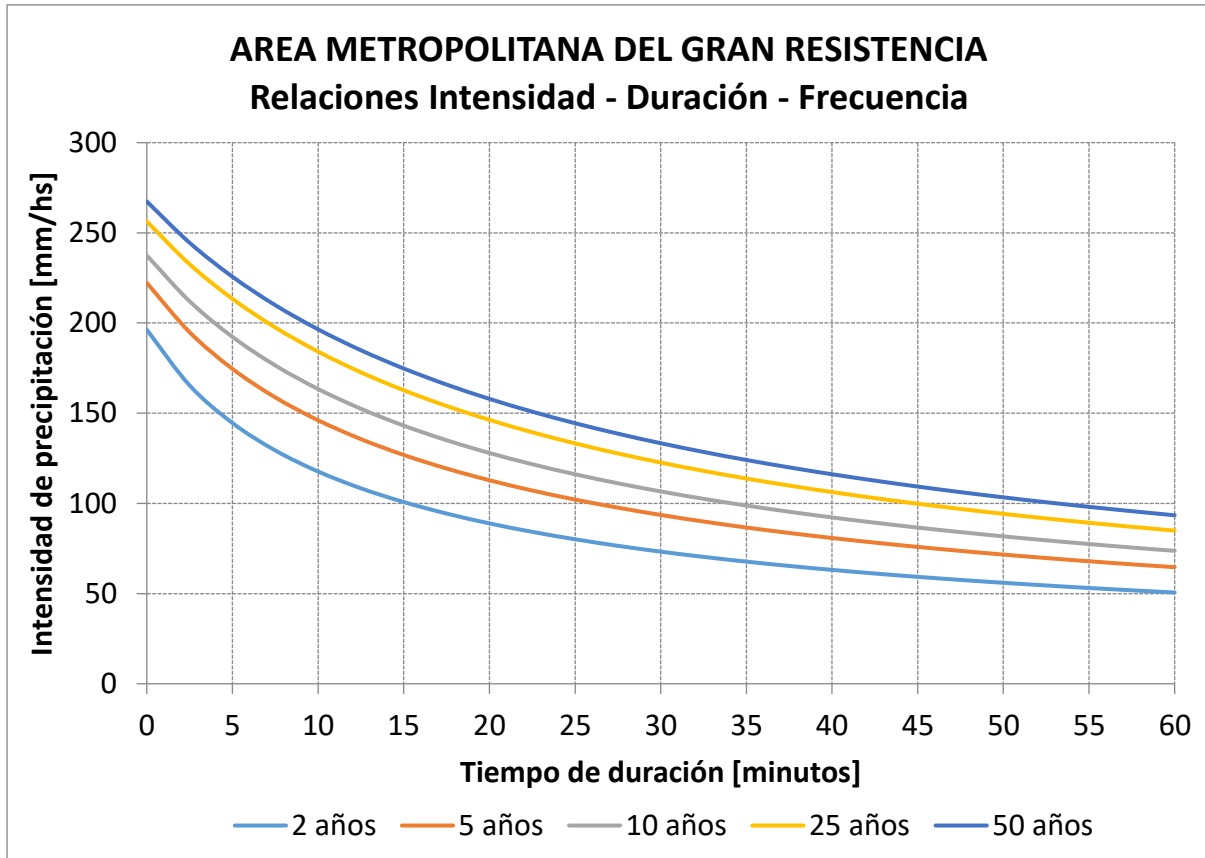


Figura 66: Curvas IDF del Área Metropolitana de la Ciudad de Resistencia (fuente: Pilar et al, 2005).

Dichas curvas se asocian a la siguiente expresión:

$$I_p(mm/h) = \frac{A}{(T_d + B)^C}$$

Siendo:

A, B y C = Parámetros de ajuste de la función.

T_d = Duración del evento en (min.).

Tabla 27. Parámetros de ajuste (fuente: Pilar et al, 2005).

TR (años)	A	B	C
2	746,019	8,12	0,6375
5	1205,735	11,824	0,6846
10	1639,94	14,681	0,7193
25	2366,837	18,427	0,7629
50	2563,10953	19,8751155	0,75607635

A partir del área de aporte de la subcuenca 1, siendo la misma de $A = 12,89 \text{ ha} = 0,1289 \text{ km}^2$, se calculó el caudal máximo de diseño:

$$Q_1 = 0,275 * 0,65 * 118,79 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0,1289 \text{ km}^2$$

$$Q_1 = 2,74 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

De la misma manera, siendo el área de aporte de la subcuenca 2 $A = 18,13 \text{ ha} = 0,1813 \text{ km}^2$, se calculó el caudal máximo de diseño:

$$Q_2 = 0,275 * 0,65 * 102,49 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0,1813 \text{ km}^2$$

$$Q_2 = 3,32 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

4. Caudal por frente de manzana

A continuación, se procedió a calcular el caudal que cada manzana aportará por cada frente. Para ello, se adoptó como simplificación la ponderación uniforme del caudal por unidad de superficie. A partir del plano de catastro de la ciudad de Bella Vista, se observa que las manzanas en la cuenca de estudio poseen en mayoría una disposición regular que consta de una dimensión de 105 por 105 metros entre líneas municipales y con anchos de calles son de 18 metros; con lo que cada manzana cubre un área de 123 x 123 metros, es decir, 1.5 hectáreas.

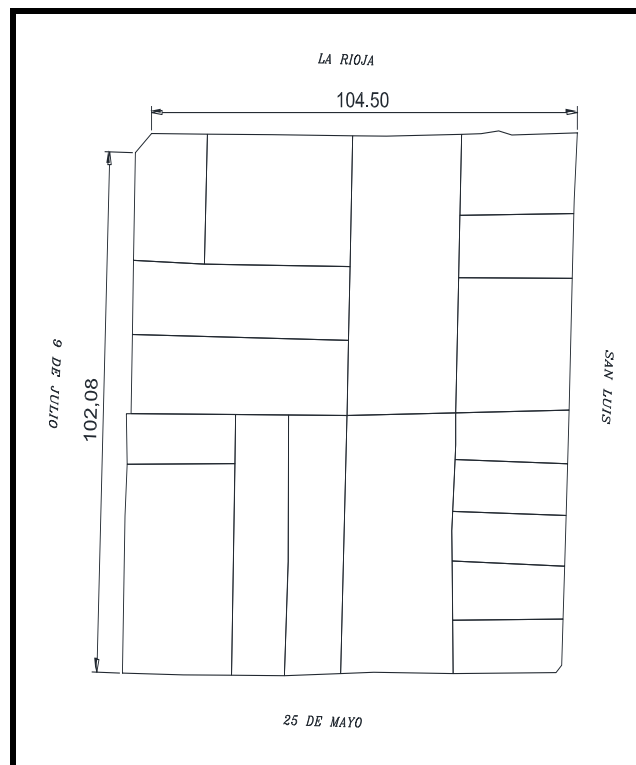


Figura 67. Disposición de manzanas (fuente: Dirección de Transporte y Puertos de la Provincia de Corrientes).

Al observar el loteo y la distribución parcelaria interna, se puede asumir con suficiente aproximación que en cada manzana se produce una generación de caudales que posee cuatro salidas dentro de la misma, como se visualiza en la siguiente imagen:

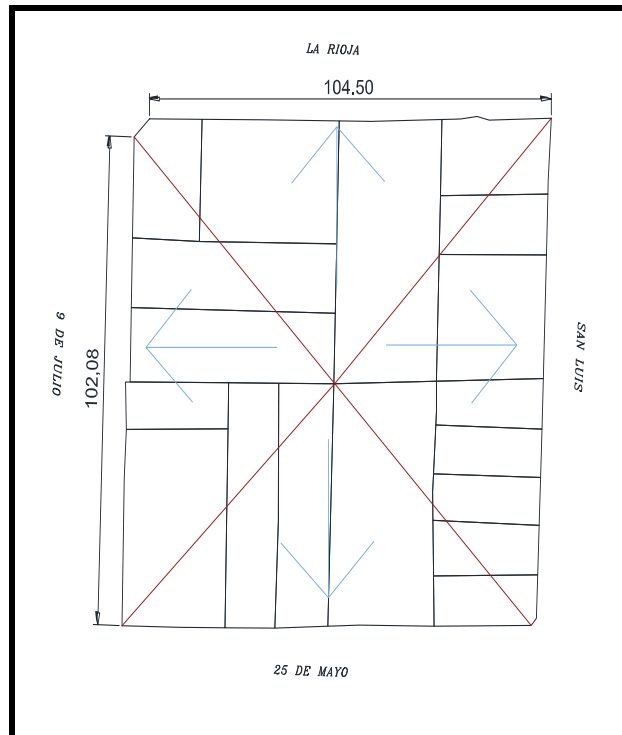


Figura 68. Simplificación de escurrimiento interno de las manzanas.

Establecida estas condiciones, y con el valor de superficie hallado anteriormente (1,5 ha), es posible inferir el caudal que cada manzana aportará por cada frente, siendo el mismo:

$$Q_{f1} = 0,08 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{f2} = 0,07 \frac{m^3}{s}$$

5. Cordón cuneta

Luego se procedió a calcular la capacidad de transporte del cordón cuneta. Para ello se utilizó la fórmula de Manning y sus supuestos intrínsecos, como flujo uniforme en la sección y aceptando que el ancho superior del canal es igual al perímetro mojado. Con lo que la ecuación de Manning se transforma en:

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

Se procedió a adoptar un perfil transversal tipo de pavimento y vereda, presentando en general las calles, dentro del área de estudio, similares dimensiones a la adoptada (ver Anexo

I, Plano 9). Se hace notar que en ambas subcuencas la totalidad de las calles se encuentran pavimentadas con sus correspondientes cordones cuneta. A partir de dicho perfil, se calculan las variables que rigen la ecuación de Manning, siendo:

- $A = 0,36 \text{ m}^2$ (sección transversal del escurrimiento).
- $P = 4,18 \text{ m}$ (perímetro mojado de la sección).
- $R = A/P = 0,086 \text{ m}$ (radio hidráulico).

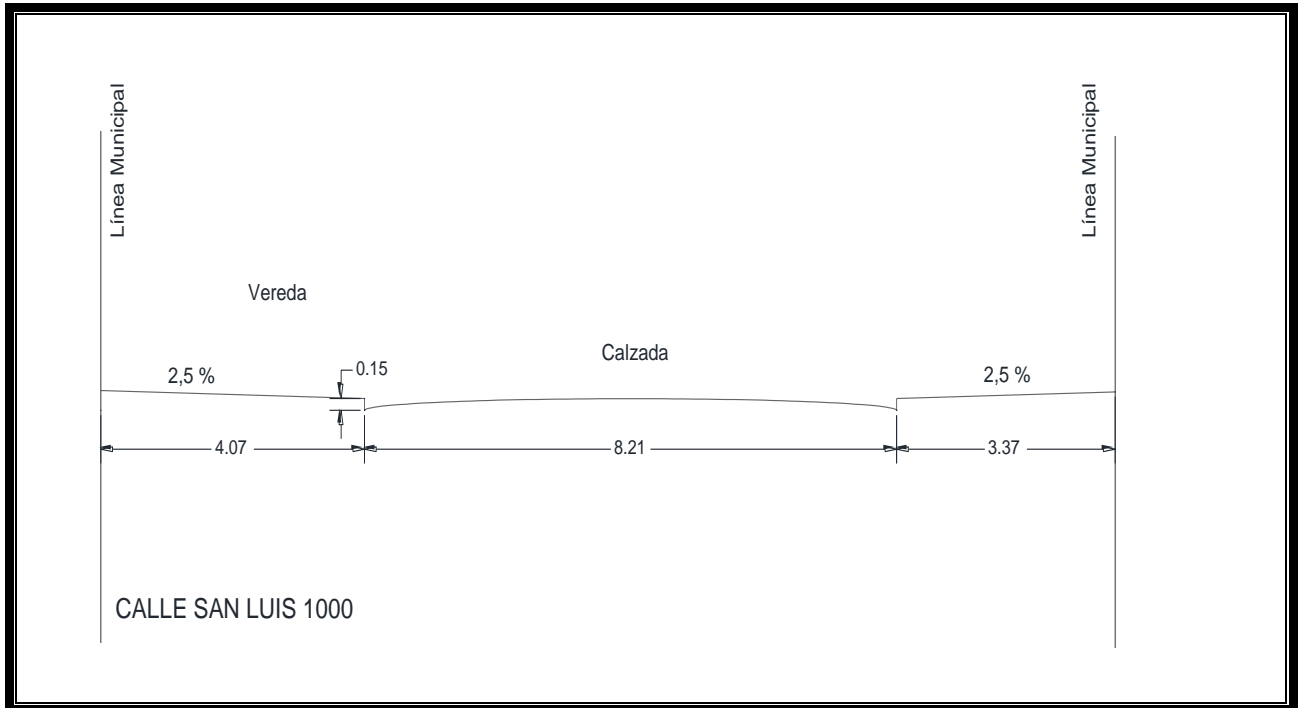


Figura 69. Sección transversal tipo de calles pavimentadas (fuente: elaboración propia).

Para determinar el coeficiente de Manning (n), se hace uso de tablas extraídas del libro “Hidrología Aplicada” de Ven Te Chow – Maidment – Mays.

Tabla 28. Valores de n de Manning (fuente: ‘Hidrología Aplicada’ de Ven Te Chow – Maidment – Mays. 1994).

CARACTERÍSTICAS	n
CANALES	
Rectilíneos con pastos de 15 cm. de altura	0,300–0,400
Rectilíneos con pastos y ramas de 30 cm. de altura	0,300–0,060
de hormigón premoldeados con buena terminación	0,011–0,014
de H° moldeados en el lugar con formas metálicas simples	0,012–0,014
de H° moldeados con encofrado de madera	0,015–0,020

CORDÓN CUNETA	
de asfalto suave	0,013
de asfalto rugoso	0,016
de concreto suave con pavimento de asfalto	0,014
de concreto rugoso con pavimento de asfalto	0,015
de pavimento de H°	0,014–0,016
de piedras	0,016

Teniendo en cuenta las características del cordón cuneta del proyecto, siendo el mismo de asfalto, se corresponde un coeficiente de Manning igual a:

$$n = 0,015$$

En la tabla presentada a continuación, se resume el cálculo de los caudales admisibles por los cordones cunetas que componen la subcuenca:

Tabla 29. Caudales admisibles y colocación de sumideros (fuente: elaboración propia).

N° calle	Frentes acumulados	Qf acum. m3/s	Cota Inicio m.	Cota Final m.	Desnivel m.	Pendiente m.	Q. adm. Por calle	Corresponde sumidero	Denominación-ubicación
SUBCUENCA N°1		qfrente (m3/s)=	0,080						
5	8	0,640	56,65	47,35	9,30	0,0886	1,393	B.C.	
11	6	0,480	65,18	63,91	1,27	0,0121	0,515	B.C.	
21	7	0,560	63,91	52,47	11,44	0,1090	1,545	B.C.	
20	19	1,520	65,18	59,48	5,70	0,0543	1,091	M.C.	S1 - al inicio
SUBCUENCA N°2		qfrente (m3/s)=	0,070						
50	2,5	0,175	67,08	66,94	0,14	0,0013	0,171	M.C.	S2 - al inicio
48	9,5	0,665	65,28	65,7	0,42	0,0040	0,296	M.C.	S3 - al inicio
27	5	0,350	65,77	66,05	0,28	0,0027	0,242	M.C.	S4 - al inicio
14	8	0,560	56,65	53,96	2,69	0,0256	0,749	B.C.	
29	13	0,910	63,09	61,91	1,18	0,0112	0,496	M.C.	S5 - al inicio
45	6	0,420	65,65	62,86	2,79	0,0266	0,763	B.C.	

6. Cálculo de sumidero de cordón

Para determinar la ubicación de los sumideros, se procedió a realizar la verificación que los caudales máximos que podrían llegar desde cualquier recorrido posible no superaran la capacidad de transporte que posee la calle, sin sobrepasar el nivel de cordón establecido.

A fin de calcular las dimensiones de los sumideros, se consideró que los mismos trabajan a borde libre. Como la totalidad de las calles se encuentran pavimentadas dentro de la cuenca, se utilizó la siguiente fórmula para dimensionar el sumidero de cordón:

$$Q = 1,7 \times L \times y^{3/2}$$

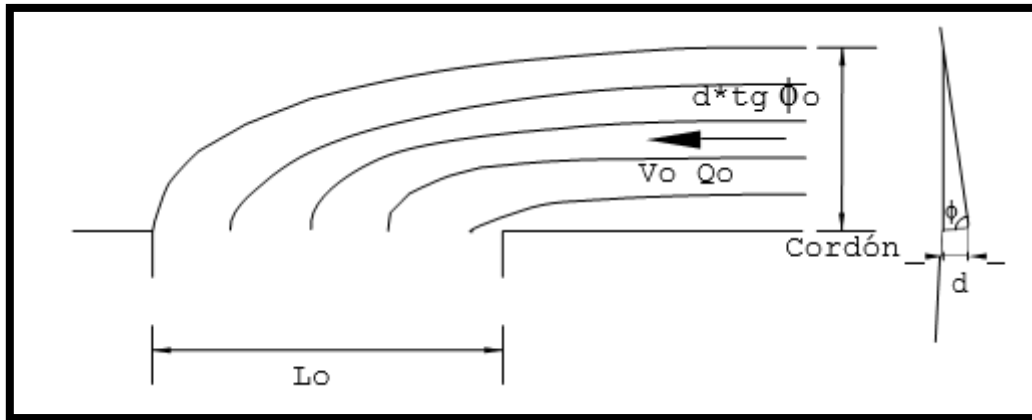


Figura 70. Esquema de un sumidero de cordón (fuente: Guía de Trabajos Prácticos de la cátedra de Hidrología de la Facultad de Ingeniería de la UNNE)

Donde:

- Q: Caudal en m³/s.
- L: Longitud de la reja vertical en m.
- y: Profundidad de la lámina.

Adoptando un tirante $y = 14$ cm, y conociendo el caudal Q, es posible despejar la longitud de la reja de la ecuación anterior, quedando la misma:

$$\rightarrow L = \frac{Q}{1,7 \times y^{3/2}}$$

En la tabla siguiente, se muestran las dimensiones adoptadas para los sumideros del proyecto:

Tabla 30. Longitudes de sumideros (fuente: elaboración propia).

N° sumidero	Caudal (m3/s)	L nec.	L. adopt.
S1	0,800	2,72	3,00
S2	0,175	0,62	1,00
S3	0,665	2,51	3,00
S4	0,385	1,79	2,00
S5	0,350	1,45	2,00
S6	0,700	2,63	3,00

7. Cálculo de conductos de vinculación

A continuación, se procedió al dimensionamiento de los conductos de vinculación. Los mismos se los calculó como conductos circulares a presión.

Para ello, se utiliza la ecuación de Hazen-Williams:

$$J = 10,65 \times \left(\frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}} \right)$$

Donde:

- J = pérdida de carga unitaria en [m/m].
- Q = caudal de cálculo en [m³/s.]
- D = diámetro del conducto propuesto en [m].
- C = coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza y el estado de las paredes.

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{10,65 \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times J}}$$

Se supuso una pérdida de carga unitaria de 2m/100m, es decir, J = 0,02 m/m, y se adopta para su materialización caños PVC (correspondiendo a los mismos un coeficiente de rugosidad C=140). Conociendo el caudal para el cual están capacitados los imbornales, se calculó el diámetro necesario del conducto:

$$D = 0,58 \text{ m}$$

El municipio de Resistencia estipula un diámetro mínimo de 0,60 m, teniendo en consideración la facilidad de limpieza. Por lo tanto, se adopta un diámetro D = 0,60 m para todos los conductos de vinculación.

8. Cálculo de conductos principales

Dichos conductos son los encargados de conducir los caudales captados por los sumideros hacia el punto de descarga de la cuenca. Pueden materializarse mediante cualquier forma de sección, adoptando en este caso conductos circulares.

A estos conductos generalmente se los debe diseñar para que trabajen a gravedad, con lo cual es aplicable la ecuación de Manning:

$$D = \left(\frac{3,21 * n * Q}{\sqrt{S_0}} \right)^{3/8}$$

Donde:

- D = diámetro del conducto calculado en [m].
- Q = caudales acumulados en [m³/s.]
- n = coeficiente de rugosidad del material.
- So = pendiente del conducto en [m/m].

Para su materialización se adoptaron cañerías de plástico PVC, correspondiendo a los mismos un coeficiente de Manning igual a $n = 0,09$.

En la siguiente planilla se observa los valores de obtenidos de las secciones de los conductos principales (ver Anexo II, Plano 0...).

Tabla 31. Secciones de conductos principales por tramos (fuente: Elaboración propia).

Designación	Progresivas (m)	Pendiente (m/m)	Q _{máx} (m ³ /s)	Φ (m)	Φ adoptado (m)
CP1	0 - 123	0,0041	0,800	0,68	1,10
CP2	0 -123	0,0011	0,175	0,49	0,80
	123 -246	0,0032	0,175	0,40	0,80
	246 - 369	0,0041	1,225	0,80	1,10
	369 - 492	0,0041	1,225	0,80	1,10
CP3	0 - 123	0,0024	0,350	0,55	0,80
	123 -246	0,0041	0,350	0,50	0,80
	246 - 369	0,0024	2,275	1,12	1,40

Seguidamente se aprecian los perfiles de los tramos de conductos principales calculados anteriormente, en donde se pueden visualizar las tapadas y pendientes adoptadas para cada caso, con el criterio de que posean las medidas mínimas para su mantenimiento y limpieza.

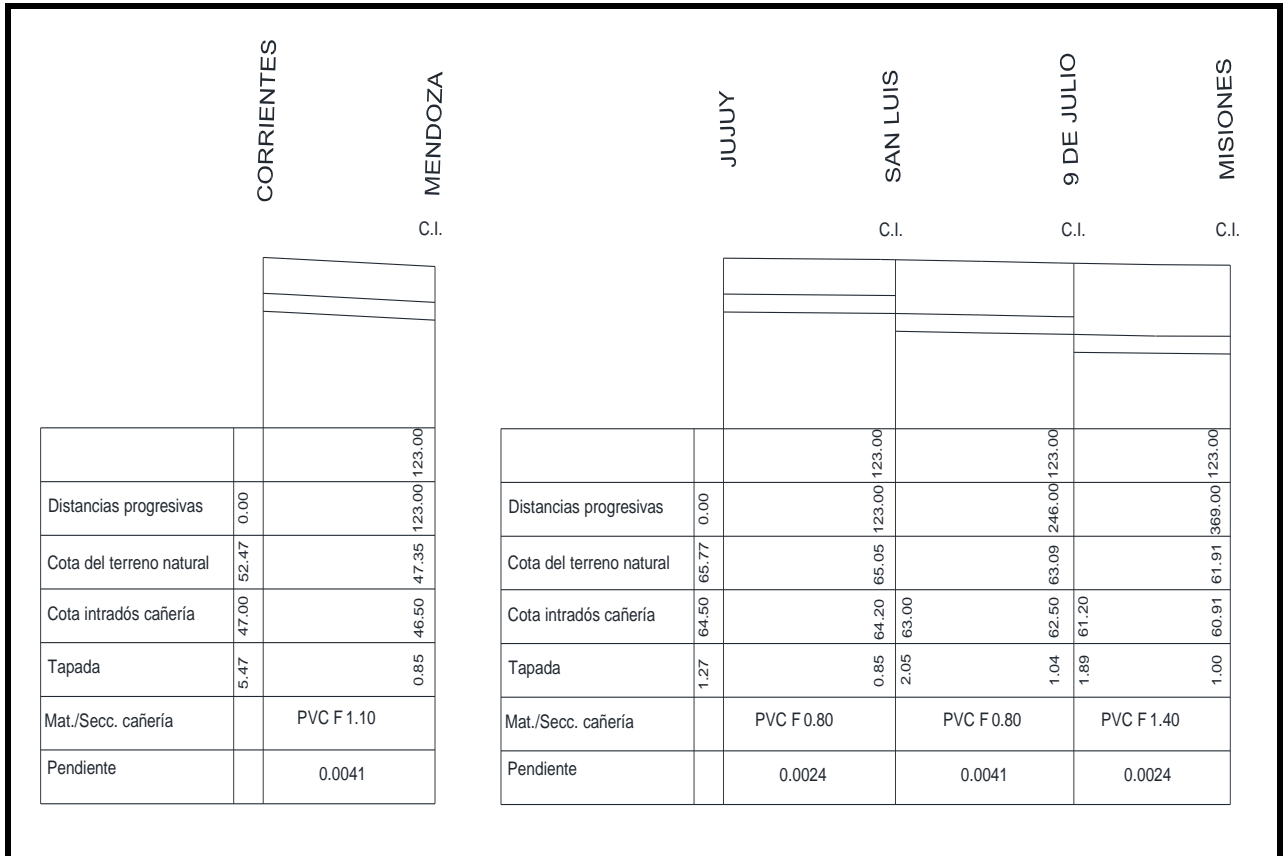


Figura 71. Perfiles transversales de los tramos de conductos CP1 y CP3 respectivamente (fuente: elaboración propia).

Debido al cambio brusco de nivel que existe entre el punto de cota más baja de la cuenca urbana (punto de descarga) y la superficie del pelo de agua del río Paraná (trabajando el mismo como cuerpo receptor), al producirse la descarga en la salida de la tubería, la energía potencial se convierte en energía cinética. Dicha energía se manifiesta en forma de altas velocidades que generan elevadas presiones y puede provocar socavación en la caída del chorro.

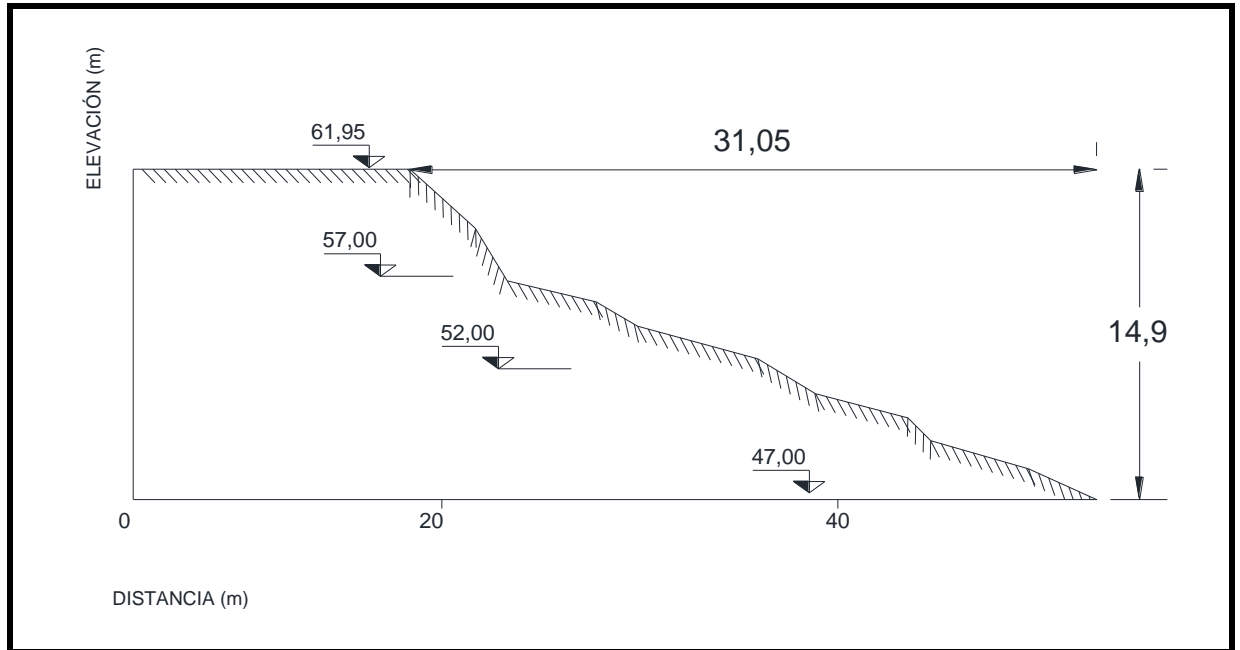


Figura 73. Perfil transversal de salida de subcuenca 2 (fuente: elaboración propia).

Para evitar la erosión del canal de descarga, se hace necesario disipar la energía del chorro previamente explicada. Existen múltiples maneras de lograrlo, por lo que se optó por la más eficaz y económica, que ha otorgado muy buenos resultados.

Estos disipadores de energía son estructuras que se diseñan con el objetivo de reducir la energía cinética en los flujos de alta velocidad. Dichas pérdidas pueden lograrse aplicando diferentes medidas, ya sea por incremento de la rugosidad, impacto o generación de resalto hidráulico.

Al contar dicho anteproyecto con dos puntos de descargas separados, se buscó la medida más conveniente desde el punto de vista técnico y económico de encauzar los excesos hacia aguas abajo. La topografía del sector de trazado de conductos hizo inviable la implementación de un solo punto de descarga, debido al excesivo movimiento de suelos que se debería llevar a cabo de manera de respetar las pendientes y tapadas recomendadas para dichas cañerías. Por lo que se optó mantener los dos puntos de descargas (ver figura 71).

Debido al importante desnivel generadas por las barrancas (siendo el mismo de un valor aproximado de 15m), se decidió realizar en el punto B una estructura de disipación de energía, de manera de reducir la velocidad de caída del flujo.

En cambio, al encontrarse el punto A en una zona más baja, resulta mucho menor la inclinación del terreno en comparación con el caso anterior, por lo solo se implementará la colocación de un revestimiento en el canal de descarga

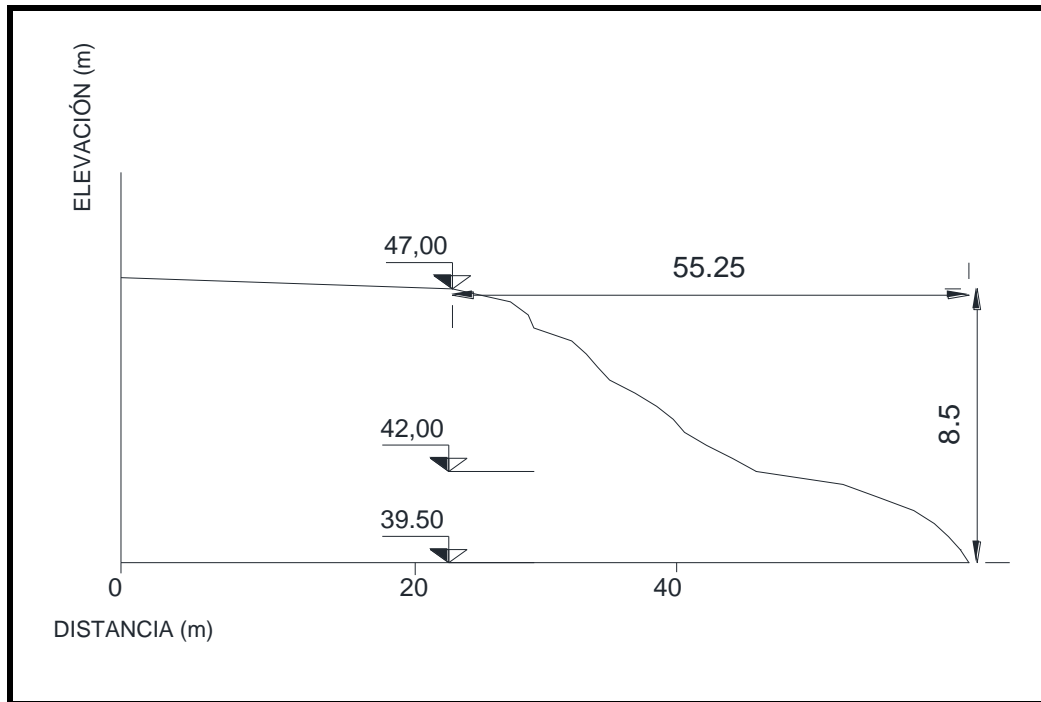


Figura 74. Perfil transversal de salida de subcuenca 1 (fuente: elaboración propia).

En la imagen presentada a continuación se encuentra indicado el recorrido de dichas canalizaciones hasta su salida en el río.



Figura 75. Emplazamiento de las estructuras de salida (fuente: Elaboración propia con Google Earth. Año 2016).

Con el fin de determinar la estructura más conveniente para disipar la energía del flujo, se procedió a calcular el número de Froude; el mismo permite conocer la forma del resalto hidráulico y las características del flujo entrante. Se define como la relación entre las fuerzas de inercia y de peso del flujo.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY_1}}$$

Donde:

- Fr = Número de Froude.
- V = Velocidad de entrada al dissipador [m/s].
- Y_1 = Profundidad hidráulica del conductor de entrada [m].

En primer lugar, se calculó la velocidad de acometida en la desembocadura por calle Misiones, correspondiente al punto de descarga de la segunda subcuenca.

Considerando que el conducto no trabaja a sección llena, sino a $\frac{3}{4}$ de su capacidad:

$$A = \frac{(\phi - \sin \phi) * D^2}{8} = 1,24 \text{ m}^2$$

De manera que, conociendo el caudal de los excesos y el área del conducto de acometida, y suponiendo velocidad uniforme del flujo dentro del conducto, fue posible estimar dicha velocidad de la siguiente forma:

$$v_0 = \frac{Q}{A} = \frac{2,832 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1,24 \text{ m}^2} = 2,28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_0 = 2,28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Conociendo la diferencia entre la cota del conducto de acometida y el de salida, es decir, el desnivel a salvar por la estructura de disipación, se calculó la velocidad de caída del flujo dentro de la misma utilizando el teorema de Torricelli:

$$v_s = \sqrt{2g * (h + \frac{v_0^2}{2g})} = \sqrt{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * (4,80\text{m} + \frac{(2,28 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} = 9,97 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_s = 9,97 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Donde:

- v_s = Velocidad del fluido a la salida de la cámara [m/s].
- v_0 = Velocidad de aproximación en conducto [m/s].
- h = Altura del desnivel a salvar por cámara [m].
- g = Aceleración de la gravedad [m2/s].

Con el valor de velocidad hallada, y siendo la profundidad hidráulica de $Y_1 = 1,05\text{m}$, es posible calcular el número de Froude, siendo el mismo:

$$Fr = \frac{16,61 \frac{m}{s}}{\sqrt{9,80 \frac{m}{s} * 1,05 m}}$$

$$Fr = 5,17$$

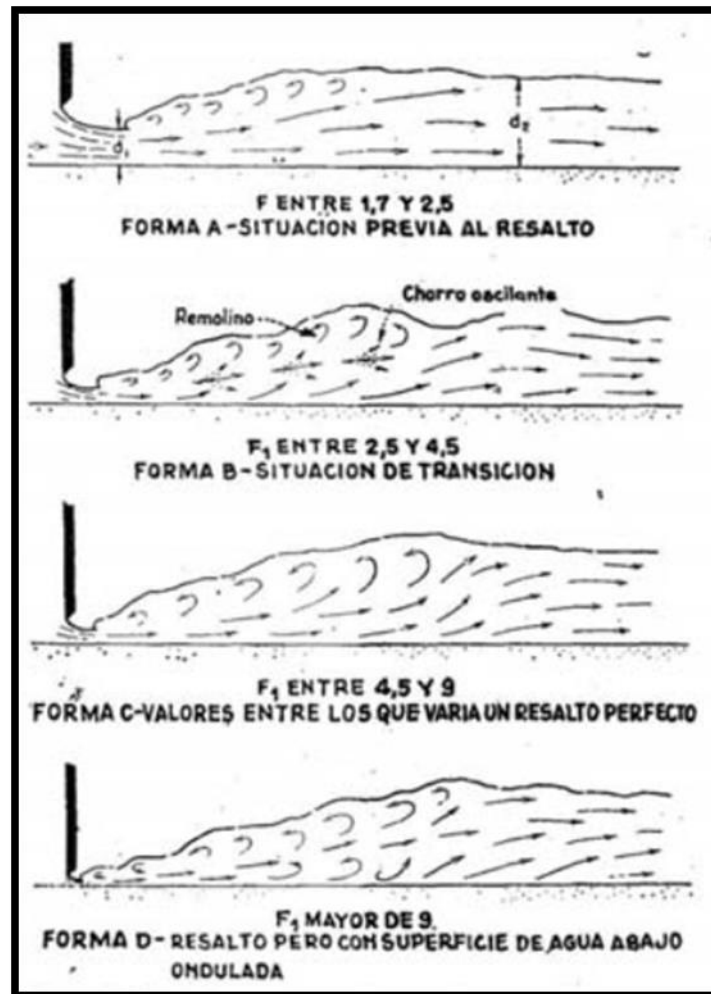


Figura 76. Formas características del resalto hidráulico en función del número de Froude (fuente: Proyecto de pequeñas presas, 1970).

Al tratarse de un régimen supercrítico ($Fr > 1$), se adopta la estructura más conveniente propuesta por la Bureau of Reclamation para estos casos, consistente en una cámara de caída libre (*Proyecto de presas pequeñas, 1983*).

A su vez, se llevó a cabo un estudio de antecedentes de implementación de estas estructuras en proyectos anteriores de desagües pluviales en la ciudad de Bella Vista, de manera de adoptar la medida más adecuada desde el punto de vista hidráulico. Actualmente, para efectuar la salida de los excesos pluviales en la parte norte de la ciudad, se están ejecutando

cámaras de caída libre con el objeto de salvar una diferencia de nivel semejante al caso de análisis, constando el mismo de una altura de 15m. Como el área en donde se están efectuando estas estructuras posee características similares a la zona de estudio, se decidió adoptar la realización del mismo dissipador para el anteproyecto en cuestión.

Dicho dissipador consta de una cámara de caída libre de H°A° formada por una sección transversal rectangular de 6x3m, y un desarrollo vertical igual al desnivel a salvar. Por lo mencionado, es una estructura que no requiere espacio para un desarrollo longitudinal, ya que el descenso de los excesos se produce de forma vertical.

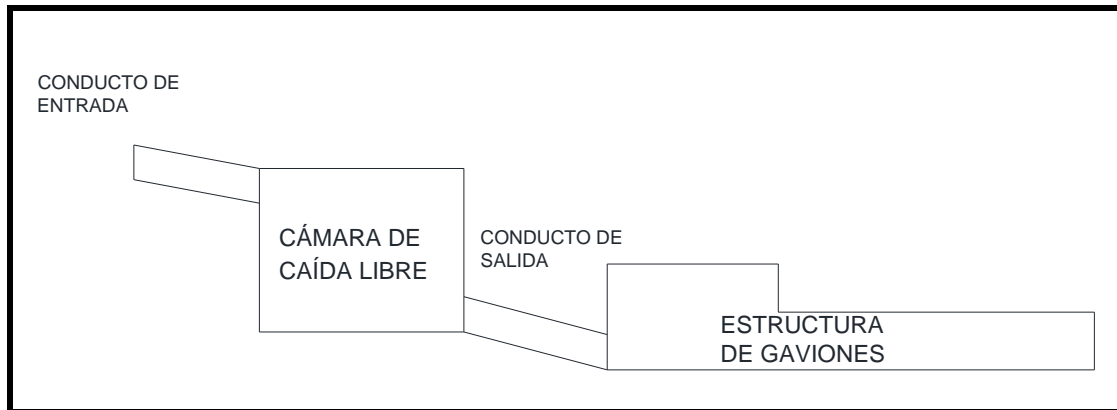


Figura 77. Esquema de estructura de disipación adoptada (fuente: elaboración propia).

Se adopta la altura de la cámara igual a 4,80m, correspondiente a la altura del sector más empinado del perfil de la barranca, en donde se produce la caída libre del flujo (ver Figura 73).

Para determinar el ancho de la misma, es necesario realizar el diseño del colchón amortiguador hidráulico encargado de la disipación de la energía cinética que posee el fluido al llegar al pie de cámara

Dicho diseño consiste en la determinación de la profundidad y longitud del mismo. Con este fin, se recurren a las especificaciones propuestas por el Bureau of Reclamation.

En primer lugar, se calculó el número de caídas mediante la siguiente ecuación:

$$D = \frac{q^2}{g * h^3}$$

Siendo:

- D = Número de caídas.
- q = Caudal unitario [m³/s/m].
- h = Desnivel entre los conductos de entrada y salida de la cámara [m].

Reemplazando en la fórmula los valores hallados anteriormente:

$$D = 0,018$$

Los parámetros geométricos son funciones asociadas a la ecuación anterior, obteniéndose los mismos utilizando las siguientes fórmulas:

$$L = 4,3 * h * D^{0,27}$$

$$P = 1,0 * h * D^{0,22}$$

Donde L y P representan la longitud y la profundidad del colchón amortiguador respectivamente.

Con el valor del número de caídas hallado anteriormente, es posible determinar dichas dimensiones, siendo las mismas:

$$L = 5,98m$$

$$P = 1,98m$$

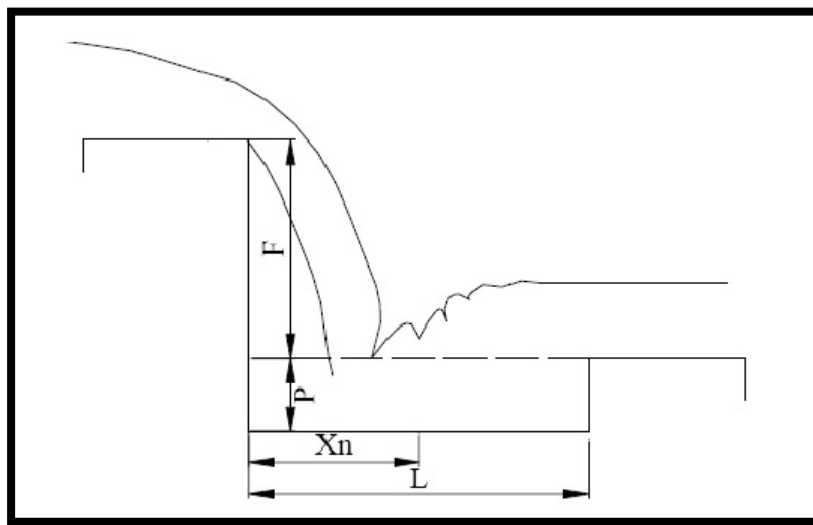


Figura 78. Parámetros de diseño del colchón hidráulico. (Fuente: “Hydraulic design of Stilling Basins and Energy Dissipators”. Bureau of Reclamation. 1963).

De dicha manera, quedan determinadas las dimensiones de la cámara y del colchón amortiguador.

- Cámara de caída: - Altura: 4,80m
- Ancho: 3,00m
- Colchón amortiguador: - Profundidad: 2,00m
- Longitud: 6,00m

Es necesario realizar el estudio del flujo a la salida de la cámara de caída, de manera que el mismo no provoque erosión ni socavación en el respectivo canal de descarga. Para ello, se llevó a cabo el mismo análisis ejecutado anteriormente, con el fin de determinar si resulta necesario la implementación de otra estructura de disipación.

Utilizando la fórmula de Manning para canales abiertos, se calculó la velocidad del flujo a la lo largo del canal de salida.

$$v = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- v = Velocidad del flujo en el canal de descarga [m/s].
- Rh = Radio hidráulico del canal de descarga [m].
- S = Pendiente de fondo del canal [m/m].
- n = Coeficiente de Manning.

El canal de salida se desarrolla a lo largo de terreno natural en tierra con poca vegetación, presentando una sección rectangular a lo largo de su recorrido con ancho igual al diámetro del conductor de salida de la cámara. Dichas cuestiones permiten conocer los siguientes parámetros:

- $n = 0,027$
- $Rh = \frac{A}{p} = 0,40 \text{ m}$
- $S = 0,228 \text{ m/m}$

Con dichos parámetros determinados, se procedió a calcular la velocidad del flujo en el canal, siendo el mismo de:

$$v = \frac{1}{0,027} * (0,40\text{m})^{\frac{2}{3}} * (0,228\text{m/m})^{1/2}$$

$$v = 0,94 \text{ m/s}$$

Igual que en el caso anterior, se realizó el cálculo del número de Froude, de forma de conocer las características hidráulicas del flujo que circulará en el canal.

$$Fr = \frac{0,94 \frac{m}{s}}{\sqrt{9,80 \frac{m}{s} * 1,05 \text{ m}}}$$

$$Fr = 0,25$$

Al tratarse de un régimen subcrítico ($Fr < 1$), y como $Fr < 1,7$, no es necesario ningún dispositivo ni ningún otro procedimiento de amortiguación (*Proyecto de presas pequeñas, 1983*).

Es importante determinar si dichas velocidades calculadas se encuentran entre los límites admisibles dentro del área proyectada de diseño. Estas consideraciones se realizan con el fin que de que velocidades muy bajas no provoquen deposición de sedimentos, como a su vez velocidades muy altas del flujo no produzcan erosión de las partículas del suelo. Para establecer dichos límites, se utilizaron tablas recomendadas por diferentes autores según el tipo de material del canal y los sólidos transportados por el agua, que se presentan a continuación:

Tabla 36. Máxima velocidad permitida en canales no revestidos (Fuente: “Diseño Hidráulico” Krochin Sviatodlav. Ed. MIR. Moscú 1978).

MATERIAL DE LA CAJA DEL CANAL	"n" Manning	Velocidad (m/s)		
		Agua limpia	Agua con partículas coloidales	Agua transportando arena, grava o fragmentos
Arena fina coloidal	0.020	1.45	0.75	0.45
Franco arenoso no coloidal	0.020	0.53	0.75	0.60
Franco limoso no coloidal	0.020	0.60	0.90	0.60
Limos aluviales no coloidales	0.020	0.60	1.05	0.60
Franco consistente normal	0.020	0.75	1.05	0.68
Ceniza volcánica	0.020	0.75	1.05	0.60
Arcilla consistente muy coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Limo aluvial coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Pizarra y capas duras	0.025	1.80	1.80	1.50
Grava fina	0.020	0.75	1.50	1.13
Suelo franco clasificado no coloidal	0.030	1.13	1.50	0.90
Suelo franco clasificado coloidal	0.030	1.20	1.65	1.50
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.20	1.80	1.95
Gravas y guijarros	0.035	1.80	1.80	1.50

Tabla 37. Máxima velocidad permitida en canales revestidos. (Fuente: “Acueductos y Alcantarillados”. Freddy Leonardo y Franco Idarraga. Universidad de Colombia).

Material del canal	n de Manning	Velocidad máxima (m/s)
Concreto liso áspero	0,012 - 0,016	6,0
Gaviones (0.5 m y mayor)	0,025	4,7
Mampostería convencional o en piedra	0,015	3,7
Piedra sobre mortero	0,035	3,7
Piedras grandes	0,025	3,0
Capa doble de piedra	0,035	3,0
Suelo apisonado con piedra	0,033	2,6
Guijarros y piedras	0,033 - 0,040	2,0
Arcilla dura	0,020 - 0,030	1,5
Cenizas volcánicas	0,020 - 0,030	1,1
Arenas finas	0,020 - 0,030	0,8

Como se observa, la velocidad de salida del flujo supera la permitida para un canal no revestido en ambos casos. Por lo que se implementa la utilización de gaviones como revestimiento de los canales de descarga de los excesos hacia aguas abajo. La capacidad máxima de velocidad de estas estructuras supera ampliamente las velocidades de salida del flujo en ambos puntos de descarga, con lo que se asegura el correcto funcionamiento del canal sin que se produzca erosión.

Por lo que el sistema se complementa con la colocación de una estructura de colchón de gaviones que actúan como revestimiento del canal de descarga. Los mismos se componen de elementos prismáticos de sección rectangular de 1,00 m de ancho, 0,50 y 1,00 m de alto. Están conformados por una malla metálica de malla hexagonal, rellena con piedras del lugar correctamente seleccionadas y acomodadas.

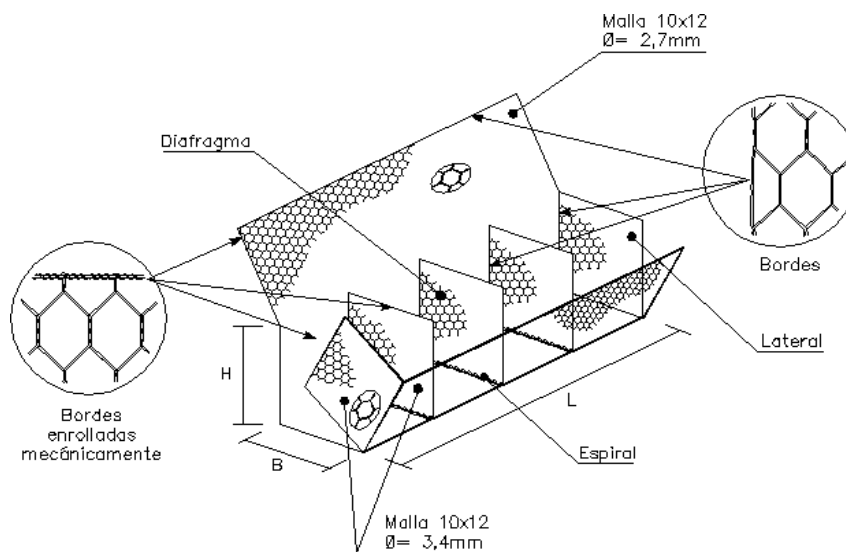


Figura 79. Esquema de estructura de gaviones en la desembocadura. (Fuente: Folleto de gaviones Maccaferri).

Este sistema de colchones de gaviones se extenderá a lo largo de toda la canalización hasta la descarga del flujo en aguas del río Paraná, manteniendo en toda su longitud un ancho uniforme igual al diámetro del conducto de salida. A continuación, se observa una planimetría del sistema de disipación adoptado en la desembocadura por calle Misiones.

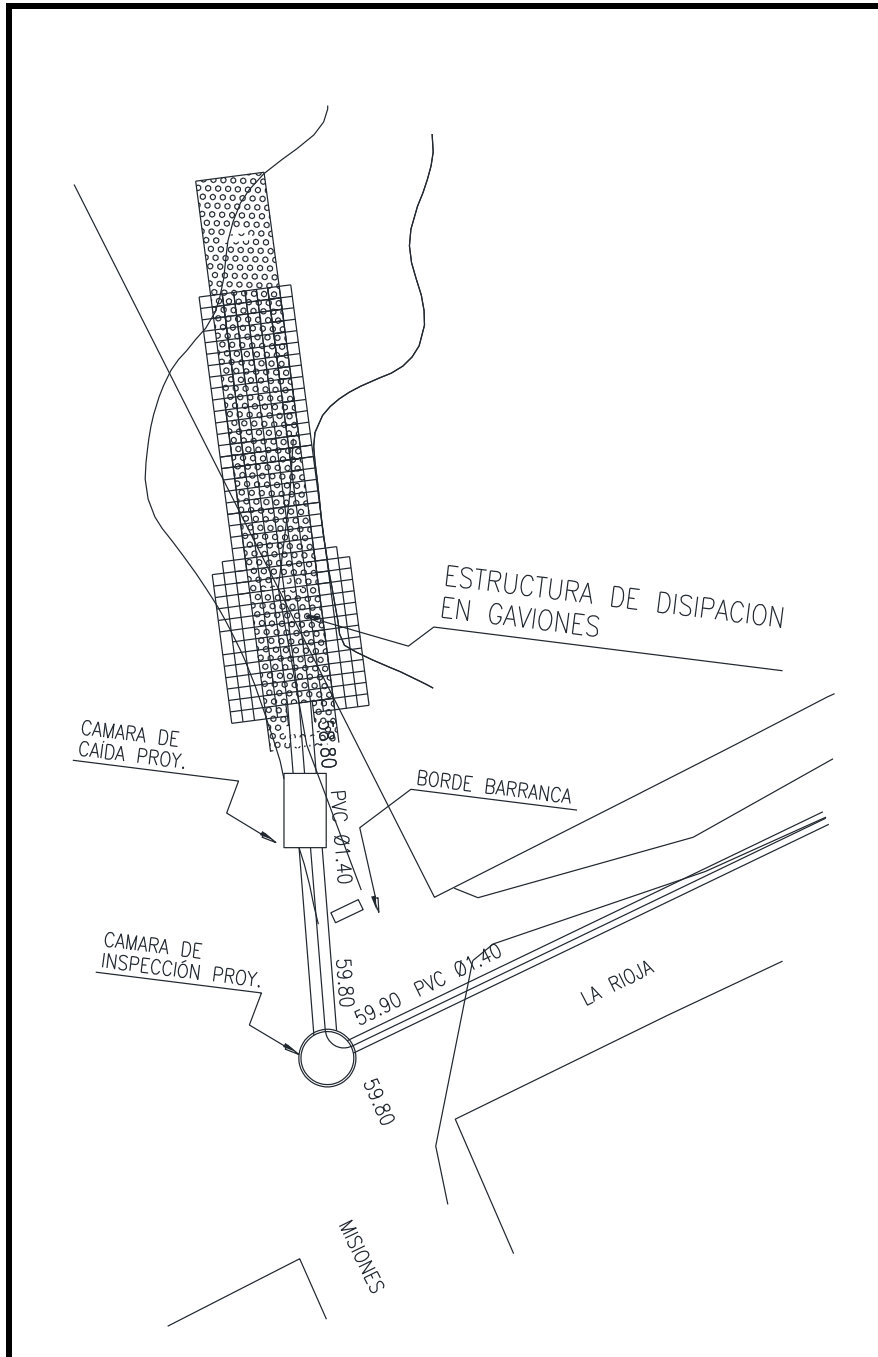


Figura 80. Emplazamiento de las estructuras de salida. (Fuente: Elaboración propia).

Capítulo VI

Obras complementarias

1. Introducción

En este capítulo se pretende presentar algunas alternativas de proyecto que complementarán de manera efectiva las obras a realizarse, tanto en el aspecto social como en el económico.

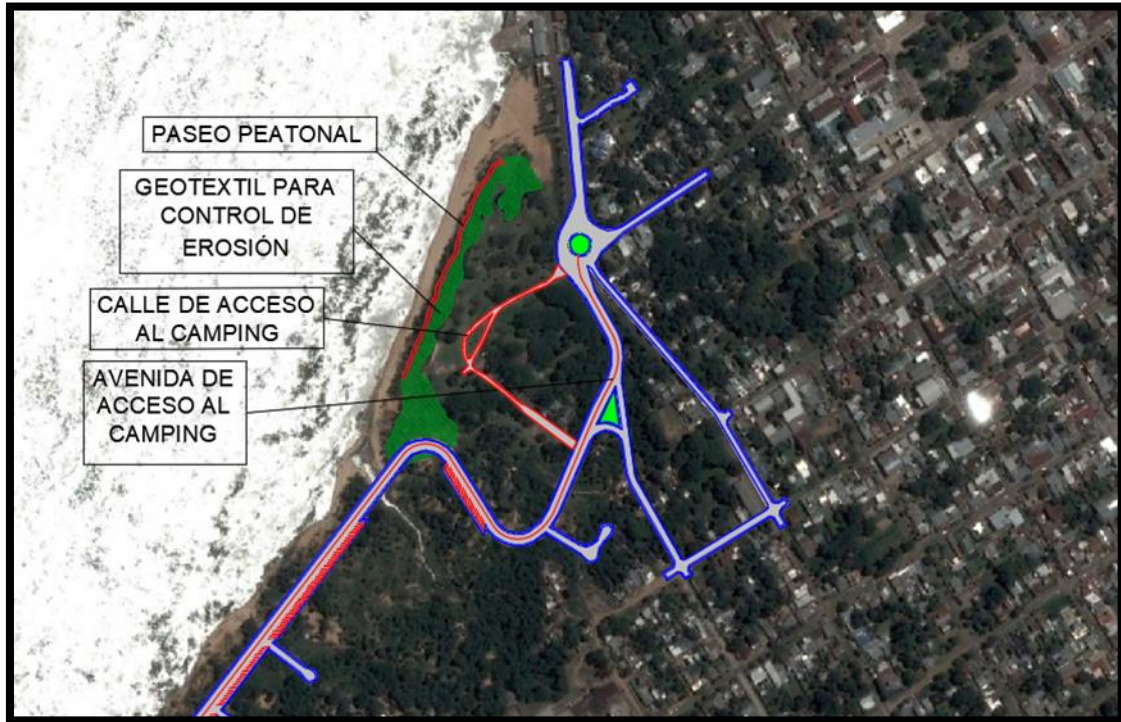


Figura 81. Esquema de obras adicionales propuestas y acceso existente (fuente: elaboración propia, con base en datos proporcionados por la subsecretaría de obras y servicios).

Se comentó anteriormente que además de realizar la estructura de defensa costera de la ciudad de Bella Vista, se propone integrar una zona recreativa compuesta por un paseo peatonal costanero. Esto traerá consigo un aumento tanto en el valor de los terrenos aledaños como en el atractivo turístico. También se plantea una avenida costanera que facilite el acceso al camping.

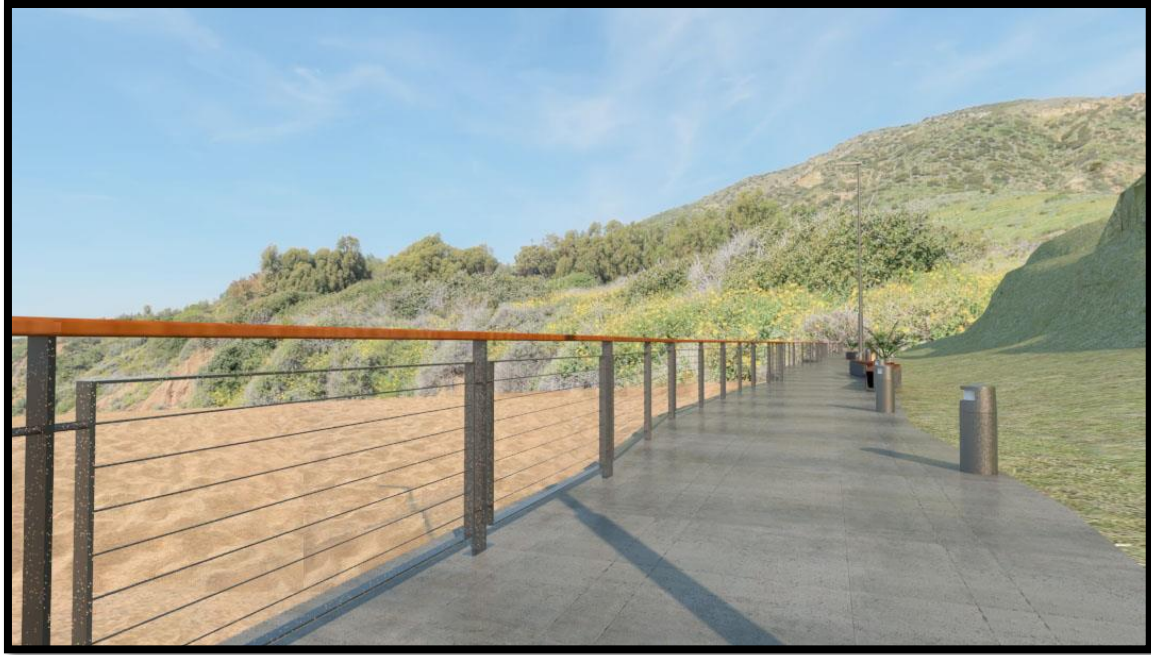


Figura 82. Vista hacia el sector norte del paseo peatonal costanero proyectado (fuente: elaboración propia, con base en datos proporcionados por la subsecretaría de obras y servicios).



Figura 83. Vista hacia el sector sur del paseo peatonal costanero proyectado (fuente: elaboración propia, con base en datos proporcionados por la Subsecretaría de obras y servicios).

2. Avenida costanera

Se deberá realizar un estudio de las condiciones topográficas que se presenten en el lugar de la obra, y considerar la clasificación correspondiente al tipo de vía establecido en el código de planeamiento urbano de la ciudad de Corrientes. De esta manera, se deberá diseñar la avenida cumpliendo con las condiciones de seguridad y confort que sugieren las normas de diseño geométrico. El acceso al camping consiste en una calle de doble mano, que ya se encuentra actualmente materializada en la zona que se indica en la figura 74.

La traza propuesta se puede observar en la figura 75, y tiene una longitud de 1279m. La misma conectará la avenida Canales con las calles Piedras y San Juan.

El diseño cuenta con:

- Dos rotondas, la rotonda N°1 donde se encuentra la isleta entre la intersección de la calle Padre Kloster y la Avenida Canale. La rotonda N° 2 proyectada en la unión de la avenida Costanera con la avenida de conexión con las calles San Juan y Piedras.
- Tres curvas horizontales.
- Un viaducto.
- Una isleta para intersección en T canalizada.
- Zonas de estacionamiento a 45°.
- Accesos a zonas de loteo.



Figura 84. Traza propuesta de avenida costanera (fuente: elaboración propia).

Para la definición del eje se tuvieron en cuenta las siguientes condiciones:

- El inicio se presentará en una rotonda ubicada en lugar de la isleta, dado que es el extremo de la costanera que se quiere extender. Su cota es de 47,35m IGN y coincide con el punto más bajo del drenaje de la subcuenca 2, analizada en el capítulo previo.
- La avenida bordeará al camping tratando de mantener el mismo nivel topográfico, es decir se pretende seguir la disposición natural del terreno representado por las curvas de nivel, con el objeto de evitar excesivos movimientos de tierra.
- La zona se encuentra inhabitable y sin viviendas consolidadas, con escasos asentamientos, pero se encuentran loteadas, por lo que se prevé una futura zona residencial o pública lo que conlleva a realizar calles de acceso a dichos espacios.

- Se proyectará un sector de estacionamiento en dirección a 45° en el lado opuesto al río para evitar obstaculizar la vista.
- Se construirá una rotonda que conectará dos avenidas, una será la prolongación de la costanera y otra que se conectará con las calles piedras y san justo.
- La continuidad de la costanera mencionada en el ítem anterior no será contemplada en este proyecto debido a la gran envergadura y su consecuente incidencia económica, ya que debido a su gran longitud representaría una elevada inversión en relación a la situación demográfica actual de la ciudad de Bella Vista y su proyección a 20 años. De igual manera, queda planteada la posibilidad de dicha continuidad, en función de un posible crecimiento de la ciudad.

Para una adecuada clasificación vial y su posterior diseño, se debe recurrir al pliego de DNV, que determina la categoría en función de la topografía y el TMDA.

De acuerdo al código de planeamiento urbano de la ciudad de Corrientes, las redes viales se clasifican en:

a) Red vial principal

- 1- Primaria
- 2- Secundaria
- 3- Terciaria

b) Red vial suplementaria o interna.

Red vial primaria: Está integrada por las rutas nacionales y provinciales y avenidas de tránsito rápido que vinculan a la ciudad con el resto de la provincia y el país, y distribuye el tránsito de la región a la red vial secundaria.

Red vial secundaria: Está integrada por las vías de circulación rápida que vinculadas a las primarias conectan los distintos sectores urbanos.

Red vial terciaria: Comprende las vías de tránsito vehicular más lento, que vinculadas a las secundarias interconectan entre sí los centros de actividades y servicios de los distintos sectores urbanos.

Red vial suplementaria o interna: Está constituido por todas las calles restantes del área urbana que desde la red vial principal posibilitan la circulación local de las distintas zonas y el acceso a cada predio, pasaje y espacios públicos de estacionamiento colectivo.

Se clasificó al anteproyecto como una red vial secundaria ya que conectaría las distintas zonas urbanas y barrios de la ciudad.

Características:

- a) Ancho de faja de emplazamiento mínimo = 25m.
- b) Perfiles normalizados que aseguren la continuidad de las calzadas.
- c) Aceras de ancho mínimo = 3,5m.
- d) Clasificadas según tránsito vehicular de carga liviana y pesada o carga liviana exclusiva.

Por estas peculiaridades se adoptó un perfil simétrico, que tiene un ancho de calzada total de 14m y contendrá el flujo vehicular en ambos sentidos. Puede contar con parterre central o un separador materializado como señalización horizontal. Las veredas tendrán una amplitud de 3,5m en las dos márgenes. Se sugiere este ancho de calzada porque permitirá un flujo vehicular más holgado, teniendo que el ancho actual de las calles es aproximadamente de 7 metros.

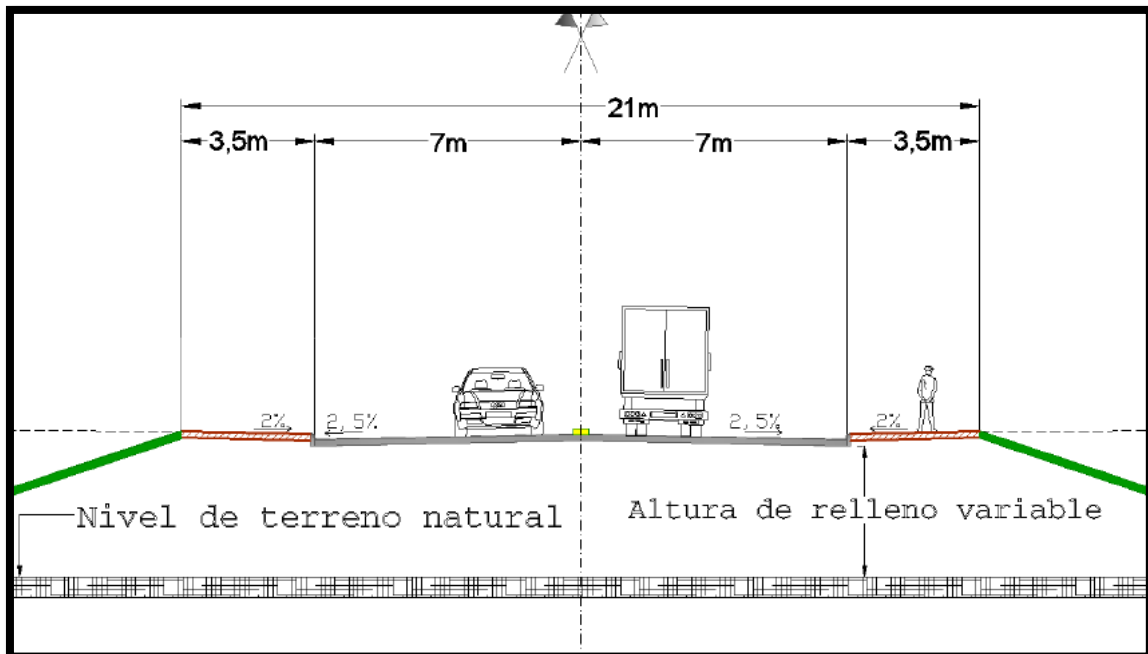


Figura 85. Perfil tipo de la avenida costanera (fuente: Diez, 2012).

Esta construcción vial trae aparejada una reducción de la capacidad de infiltración del suelo, esto se contempla en la impermeabilización del suelo. Para mejorar estas condiciones se estudian la pendiente de la rasante y en su rugosidad, que serán diseñados de tal forma de lograr un eficiente drenaje de los excesos pluviales a través de los cordones cunetas proyectados. De todas formas, en el proyecto de drenaje pluvial realizado previamente ya fue contemplada la impermeabilización del terreno para un plazo de 20 años.

2.1. Viaducto

Se deberá realizar un viaducto para el cruce del canal de desagüe. En la figura 77 se observa que tiene una extensión de aproximadamente 80 m. Una obra de alcantarillado resultaría antieconómica, razón por la cual se decidió la construcción de un viaducto que sorteará mejor a la topografía del lugar sin la necesidad de grandes movimientos de suelo. (Ver figura 77).

Si en esta zona se construye un terraplén, el mismo interrumpirá el escurrimiento superficial de los excesos pluviales provenientes de las cuencas de aporte, que se dirigen al río Paraná, por lo que el puente tendrá la función de no obstaculizar dicho escurrimiento.



Figura 86. Traza propuesta de zona del viaducto (fuente: elaboración propia).

Se adoptó un perfil tipo para la superestructura del puente. El perfil transversal del puente tiene un ancho total de 24m (ver figura 78), resultando más estrecho que el proyectado para la avenida costanera. Estructuralmente está compuesto por nueve vigas “doble T” de hormigón pretensado, de 1,58m de altura, separadas 2,46m entre sí, midiendo de eje a eje. Ambas calzadas son de 7m de ancho, con bombeo del 2% a dos aguas, menor al de la calzada de la Costanera por la razón de que una carpeta de desgaste con más pendiente generaría mayores espesores de asfalto, y por consiguiente aumentaría el peso de la estructura.

El perfil tiene 3 veredas, del lado del río tiene un ancho de 3,95m, la acera central 2m y la izquierda de 2,50m, todas con pendiente del 1% para el desagüe pluvial. Los peatones estarán protegidos del tránsito mediante defensas New Jersey dispuestas a ambos márgenes de cada calzada, además de las barandas perimetrales.

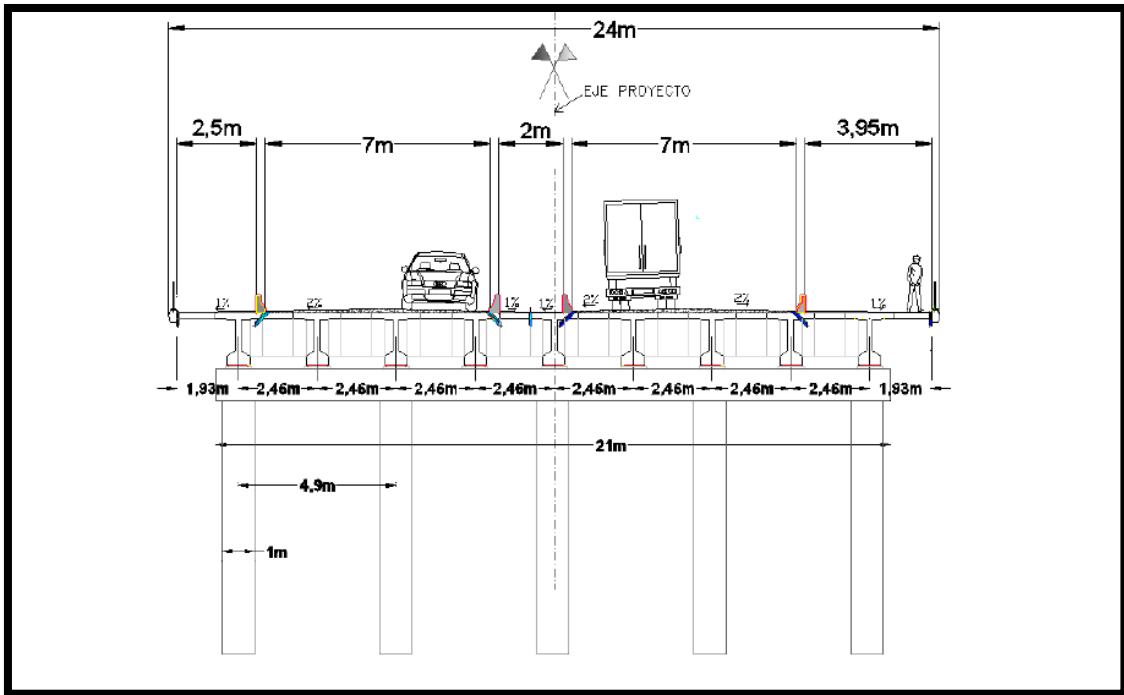


Figura 87. Perfil tipo del viaducto (fuente: Diez, 2012).

2.2. Rotondas

Uno de los objetivos principales de las rotondas del tipo RM es limitar físicamente las velocidades de los vehículos mediante la deflexión de la trayectoria. De esta manera, si se produjera un choque sería a baja velocidad y en un bajo ángulo de impacto. Las RM reducen los accidentes y las demoras de tránsito. Es por esto que se optó por la colocación de dos de estas rotondas en los puntos mencionados a continuación.

La rotonda n°1 se localiza en el inicio de la costanera y se emplazará sobre la isleta que se encuentra en este lugar, tendrá un ancho mínimo de 10 metros. (Ver figura 79)

En lo referente a la rotonda n°2, esta se localizará en el final de la avenida costanera, donde el usuario tendrá las alternativas de dirigirse hacia la ciudad o hacia la ruta, o de continuar el recorrido por la costanera. (Ver figura 80)

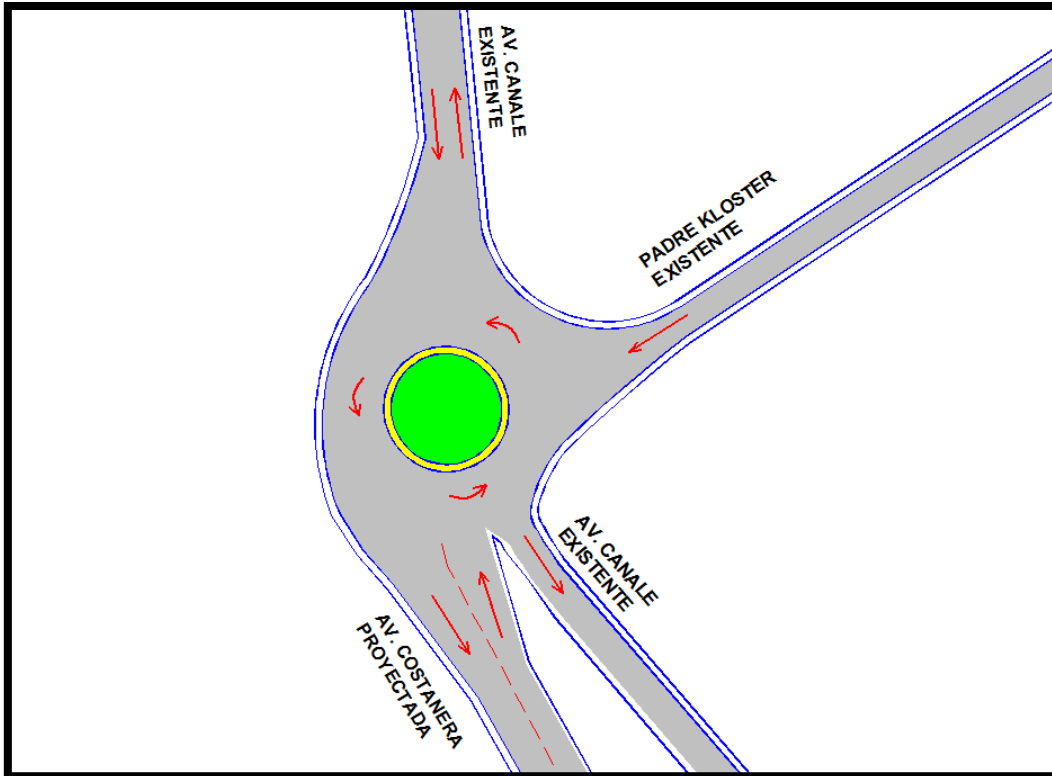


Figura 88. Esquema de rotonda n°1 (fuente: elaboración propia).

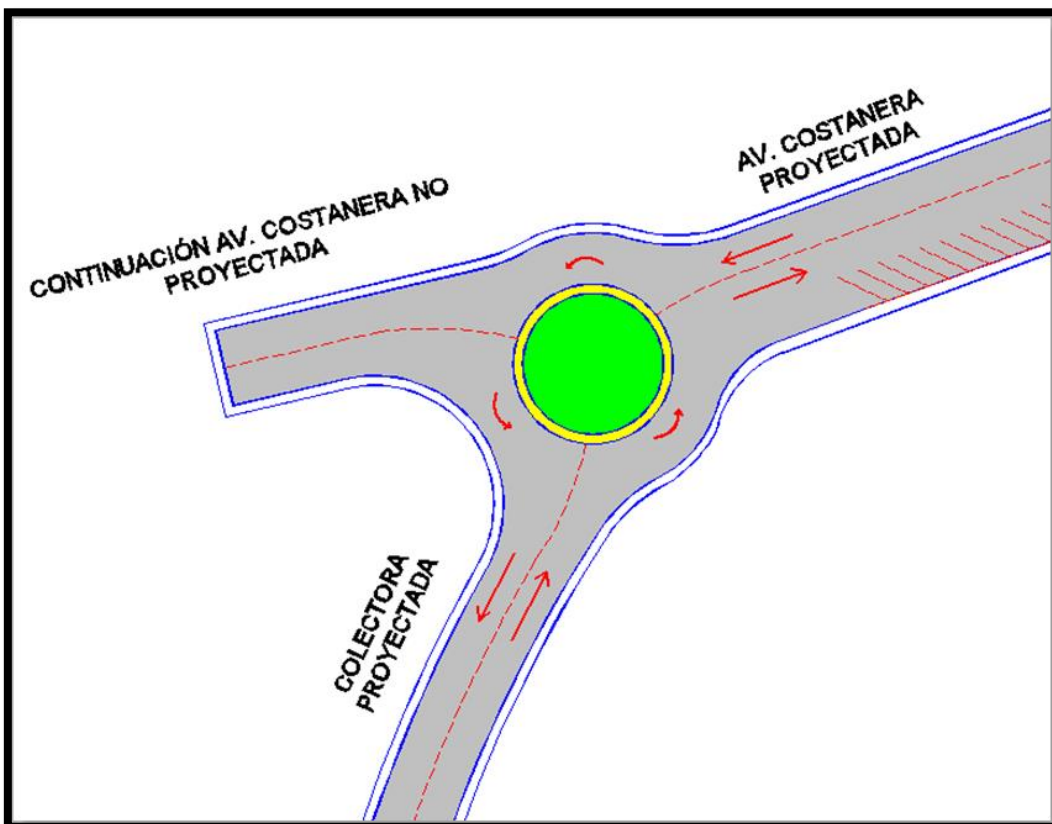


Figura 89. Esquema de rotonda n°2 (fuente: elaboración propia).

2.3. Estacionamientos

Se construirán dos sectores de estacionamiento, uno en la zona del camping con una longitud de 80 metros y una capacidad para 24 autos. Otro en la avenida después del viaducto y antes de llegar a la segunda rotonda, con una longitud de 380 metros y una capacidad para 112 vehículos. Con un sobre ancho de 3,60 metros.

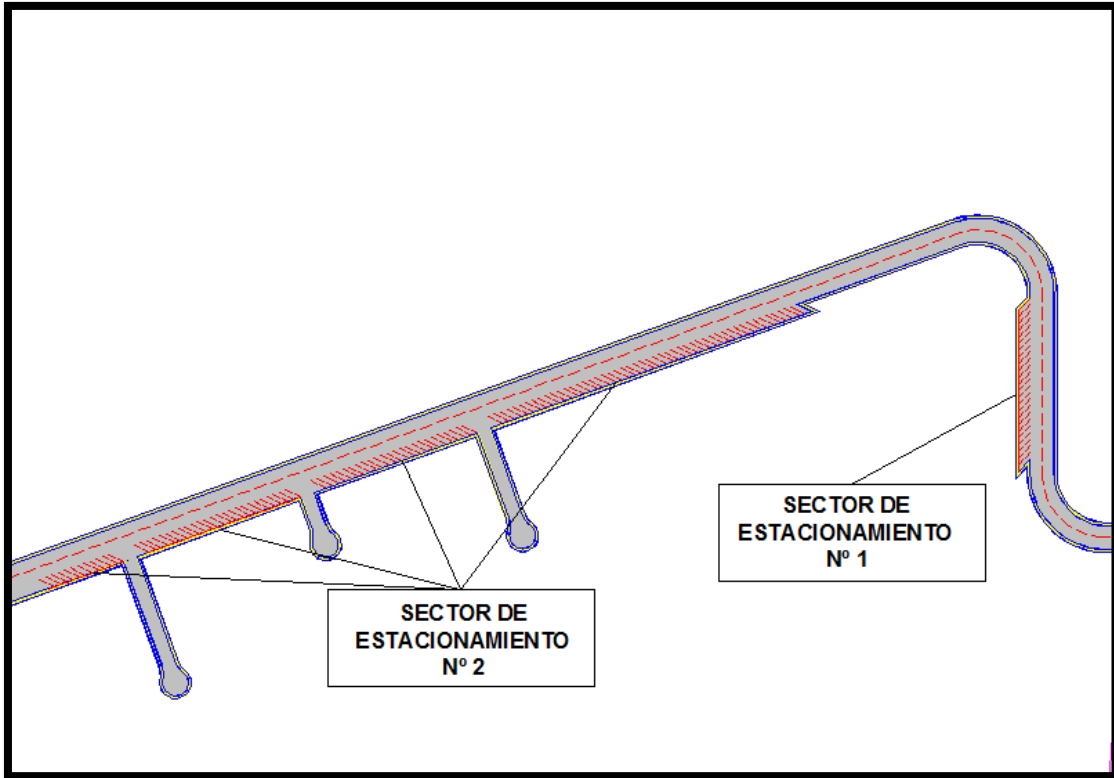


Figura 90. Esquema de zonas de estacionamiento (fuente: elaboración propia).

2.4. Diseño estructural

Para el proyecto del paquete estructural se sugiere ejecutarlo de hormigón armado al ser un pavimento para tránsito urbano, ya que éste conforma una estructura rígida, capaz de distribuir las cargas en una gran superficie, con bajas deflexiones, transmitiendo bajas tensiones a la subrasante, por el contrario un pavimento del tipo flexible se comporta mejor con cargas dinámicas y con respecto al tránsito urbano podría llegar a sufrir grandes deformaciones en las zonas de estacionamiento o de detención obligada por presencia de semáforos.

Para que la construcción del terraplén sea más económica, se utilizará refulado de arena del río Paraná, debido a su disponibilidad cercana al lugar de la obra y por ser un material que según la clasificación de la AASHTO es un bueno para ser utilizado como subrasante.

Si bien una de las características del pavimento rígido es que la losa de hormigón absorbe gran parte de las tensiones transmitiendo pocas al suelo que se encuentra por debajo, el ICPA explica que para evitar la erosión de la interfase losa-apoyo debe construirse una base que se encuentre entre la losa de hormigón y la subrasante, y es de uso obligatorio en vías de tránsito pesado. Otros beneficios de construir una base son:

- Mejora la distribución de las cargas.
- Contribuye al drenaje subsuperficial.
- Protege de la acción de las heladas.
- Garantiza un soporte uniforme.
- Constituye una plataforma de trabajo.

3. ESPACIOS VERDES Y DE RECREACIÓN

Como se expuso anteriormente, habrá zonas que debido a sus características se encontrarán sujetas a erosión hídrica. Estas zonas se corresponden principalmente con la barranca del camping y la superficie del terraplén.

Para tener un control efectivo de la erosión hídrica se debe complementar la técnica estructural con la vegetación.

Algunos de los beneficios de la vegetación en el control de la erosión son:

- Reduce el desprendimiento de suelo.
- Intercepta las gotas de lluvia.
- Disminuye los escurrimientos.
- Limpia los escurrimientos.
- Reduce la velocidad de los escurrimientos.
- Aumenta la infiltración de agua al suelo.
- Mejora es aspecto del sitio, la calidad del suelo y el medio ambiente para las plantas del lugar.

Para recubrir el talud es conveniente utilizar pasturas de la familia de las gramíneas cespitosas densas, como cynodon, axonopus, paspalumnotatum, etc. (Fuente: Skerman, P.J., & Riveros, F. (1990). Tropical Grasses. Roma: FAO. Página 128).

Una especie abundante es el paspalumnotatum, por lo que es conveniente utilizarla en este proyecto. Una característica importante de esta especie es que produce semillas por lo que se las puede comprar y sembrar sin la necesidad de adquirirlas mediante panes que resultarían más costosos.

El hábitat de estas plantas es similar al lugar del proyecto, por lo que no habría inconvenientes de adaptación.

Esto se complementará con las geomantas colocadas en las zonas de barrancas, que tienen los beneficios ya explicados en el capítulo 4. Las mismas proporcionarán un

confinamiento de las partículas de suelo, provocando un ambiente favorable para la germinación de semillas

Tanto el camping como la costanera se caracterizan por contener zonas verdes, siendo un atractivo turístico que atraerá a habitantes de la ciudad y personas de otros lados, e incluso propiciará las inversiones para generar emprendimientos económicos.

Debe tenerse en cuenta la colocación de puentes peatonales o alcantarillas en los sitios donde se atraviesen cursos de agua afluentes al río Paraná, a fin de no alterar el curso natural del agua. También debe considerarse la instalación de una bajada de lanchas, en la zona cercana al camping.



Figura 91. Zona recreativa proyectada (fuente: elaboración propia, con base en datos proporcionados por la subsecretaría de obras y servicios).

Se deberán realizar refacciones en la zona del camping siguiendo con el diseño actual, como ser la colocación de barandas, la renovación de bancos, la incorporación de parrillas, zona de juegos para chicos y el mejoramiento de la iluminación.

Un estudio más detallado debería hacerse en una etapa de proyecto.

Capítulo VII

Análisis de factibilidad económica

1. Introducción

En el presente capítulo se procedió a realizar la evaluación socio-económica del anteproyecto en cuestión. Dicho análisis se centra en identificar los parámetros financieros de mayor incidencia, de manera de poder desarrollar un flujo de fondos con el objetivo de determinar los indicadores de rentabilidad económicos.

El análisis de factibilidad abarca tanto una evaluación financiera del anteproyecto, como así también una evaluación económica social del mismo. Mientras que el primero consiste en la determinación del costo del anteproyecto desde el punto de vista privado, el segundo se corresponde a un estudio de beneficios y costos con un enfoque social, de manera de garantizar la maximización del bienestar colectivo.

Las obras a materializarse constan de un muro de defensa de H°A° contra el proceso erosivo del río Paraná, contando el mismo con una longitud de 450 metros; y un sistema de desagües pluviales con estructuras de disipación compuestas por una cámara de caída de H°A° y recubrimiento del canal de descarga con gaviones caja.

2. Evaluación financiera

Para llevar a cabo la evaluación del anteproyecto desde el punto de vista financiero, en primer lugar, se efectuó la subdivisión de los ítems de mayor relevancia dentro de la obra, con el objeto de realizar el correspondiente cómputo métrico de sus respectivos componentes y poder así determinar el precio de inversión de cada uno.

2.1. Determinación del costo de los materiales

A continuación, se observa la identificación de los materiales a utilizar que componen los rubros de mayor incidencia dentro de la obra, con sus respectivas cantidades y precios unitarios.

Para la respectiva determinación de los costos de los materiales, se utilizó como referencia el catálogo “Costos Oficiales Referenciales para la cotización de Obras Públicas”, confeccionado por la Dirección de Planificación y Obras de la Provincia de Corrientes, con vigencia a julio de 2018.

En el análisis presentado a continuación, se consideraron los costos de los materiales a pie de obra.

Tabla 38. Costo de los materiales a pie de obra (fuente: elaboración propia).

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Precios unitarios	Subtotal 1	Subtotal 2	Total	
1	MURO DE CONTENCIÓN						\$ 4.600.291,80	
1.1	AGLOMERANTES Y ADHESIVOS					\$ 2.235.240,00		
1.1.1	Hormigón Elaborado H-25	m ³	630	\$ 3.548,00	\$ 2.235.240,00			
1.2	HIERRO Y METALES					\$ 1.815.591,80		
1.2.1	Acero ADN 420 φ10	kg	4582	\$ 41,10	\$ 188.320,20			
1.2.2	Acero ADN 420 φ16	kg	40279	\$ 40,40	\$ 1.627.271,60			
1.4	MADERAS					\$ 28.290,00		
1.4.1	Madera p/encofrado	m ²	123	\$ 230,00	\$ 28.290,00			
1.5	GEOTEXTIL					\$ 521.170,00		
1.5.1	Geomantas	m ²	9500	\$ 54,86	\$ 521.170,00			
2	SENDA PEATONAL						\$ 136.117,03	\$ 136.117,03
2.1	Cemento Portland Normal	kg	3037,5	\$ 4,17	\$ 12.666,38			
2.2	Cal hidráulica	kg	5265	\$ 5,42	\$ 28.536,30			
2.3	Arena puesto en obra	m ³	25,65	\$ 542,47	\$ 13.914,36			
2.4	Baldosas de cemento	Un	1800	\$ 45,00	\$ 81.000,00			
3	BARANDA PEATONAL						\$ 281.508,40	
3.1	ZAPATA DE H°A°					\$ 140.795,58		
3.1.1	Cemento Portland Normal	kg	3600	\$ 4,17	\$ 15.012,00			
3.1.2	Arena puesto en obra	m ³	28,8	\$ 542,47	\$ 15.623,14			
3.1.3	Canto rodado	m ³	57,6	\$ 938,98	\$ 54.085,25			
3.1.4	Hierro redondo liso φ16 mm	kg	1388	\$ 40,40	\$ 56.075,20			
3.2	BARANDA PEATONAL					\$ 105.525,00		
3.2.1	Caño redondo 13/4" x 1,6 mm	ml	900	\$ 117,25	\$ 105.525,00			
3.3	PILARES					\$ 35.187,82		
3.3.1	Cemento Portland Normal	kg	481,95	\$ 4,17	\$ 2.009,73			
3.3.2	Ladrillos comunes	Un	2313	\$ 13,60	\$ 31.456,80			
3.3.3	Cal hidráulica	kg	198	\$ 5,42	\$ 1.073,16			
3.3.4	Arena puesto en obra	m ³	1,8	\$ 360,07	\$ 648,13			
4	DESAGUES PLUVIALES						\$ 4.739.220,52	
4.2	CONDUCTOS					\$ 2.043.196,79		
4.2.1	Caño PVC aprob. D= 0,80 m	ml	498	\$ 1.805,17	\$ 898.974,66			
4.2.2	Caño PVC aprob. D= 1,10 m	ml	374	\$ 2.262,19	\$ 846.059,06			
4.2.3	Caño PVC aprob. D= 1,40 m	ml	123	\$ 2.424,09	\$ 298.163,07			
4.3	SUMIDEROS					\$ 240.689,33		
4.3.1	Sumidero de cordón	Un	7	\$ 34.384,19	\$ 240.689,33			
4.4	ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN					\$ 2.455.334,40		
4.4.1	Hormigón Elaborado H-25	m ³	52,8	\$ 3.548,00	\$ 187.334,40			
4.4.2	Colchón de gaviones	m ³	1680	\$ 1.350,00	\$ 2.268.000,00			
						Subtotal	\$ 9.757.137,75	

2.2. Determinación del costo de los equipos

Para la materialización de las obras a llevarse a cabo, se precisa la utilización de maquinaria pesada, compuesta por los equipos nombrados a continuación:

- Motoniveladora.
- Camión volcador.
- Retroexcavadora sobre neumático
- Cargador frontal
- Tractor sobre oruga con hoja topadora.
- Rodillo pata de cabra vibratorio.

- Camión regador de agua.
- Tractor neumático.

Seguidamente, en la tabla 35 se encuentran expresados los equipos mencionados anteriormente con sus respectivos modelos y características, con el propósito de poder estimar sus valores monetarios.

Tabla 39. Características y costo de los equipos (fuente: elaboración propia).

Equipo	Cantidad	Marca	Modelo	Potencia (HP)	Costo
Motoniveladora	1	Astarza	120	140	\$ 2.477.270,00
Camión Volcador	1	Mercedes Benz	1114	140	\$ 2.966.400,00
Retroexcavadora s/Neumático	1	John Deere	410E	90	\$ 2.459.739,00
Cargador Frontal	1	Astarza	950-1	130	\$ 2.168.300,00
Tractor s/Orugas c/Hja Topadora	1	Caterpillar	D7A	200	\$ 6.094.145,20
Rodillo Pata de Cabra Vib.	1	Astarza	240-I-3	115	\$ 1.908.851,40
Camion Regador de Agua	1	Mercedes Benz	1112	140	\$ 1.954.744,20
Tractor Neumático	1	Caterpillar	CAT C15	100	\$ 1.025.536,50

A continuación, se adjunta en tabla 40 el resumen del cálculo de amortizaciones, los gastos correspondientes a repuestos y reparaciones, y el consumo de combustible y lubricantes de los diferentes equipos. Para ello se establecieron las siguientes cuestiones:

- Plazo de ejecución de obra: 6 meses = 120 días
- Jornada legal de trabajo: 8 horas/día
- Vida útil de equipos: 10000 horas.

Tabla 40. Costo de funcionamiento de los equipos (fuente: elaboración propia).

Equipo	Cantidad	Valor	Días	Amortización (\$/día)	Repar./Refac. (\$/día)	Comb./Lubr. (\$/día)
Motoniveladora	1	\$ 2.477.270,00	120	1981,816	1486,362	7443,52
Camión Volcador	1	\$ 2.966.400,00	120	2373,12	1779,84	7443,52
Retroexcavadora s/Neumáticos	1	\$ 2.252.000,00	120	1801,6	1351,2	4785,12
Cargador Frontal	1	\$ 2.168.300,00	120	1734,64	1300,98	6911,84
Tractor s/Orugas c/Hja Topadora	1	\$ 6.094.145,20	120	4875,31616	3656,48712	10633,6
Rodillo Pata de Cabra Vib.	1	\$ 1.908.851,40	120	1527,08112	1145,31084	6114,32
Camion Regador de Agua	1	\$ 1.954.744,20	120	1563,79536	1172,84652	7443,52
Tractor Neumático	1	\$ 1.025.536,50	120	820,4292	615,3219	5316,8
				16677,79784	12508,34838	56092,24

2.3. Determinación del costo de la mano de obra

Para el análisis de costos de la mano de obra, se recurrió nuevamente al catálogo de “Costos Oficiales Referenciales para la cotización de Obras Públicas”, confeccionado por la Dirección de Planificación y Obras de la Provincia de Corrientes, con vigencia a julio de 2018.

La evaluación se llevó a cabo teniendo en cuenta los distintos componentes de remuneraciones básicas, seguros, cargas sociales y demás factores; con el fin de hallar el salario total de la mano de obra. A su vez, también se estimó un total de 150 horas de trabajo promedio por mes.

En la tabla 37 se observan el precio del jornal básico y el total incluyendo las respectivas cargas sociales de la mano de obra.

Tabla 41. Precio de la mano de obra (fuente: elaboración propia).

Categoría	Básico (\$/hs.)	Total (con cargas sociales) (\$/hs.)
Oficial especializado	102,43	210,92
Oficial	87,28	179,73
Medio Oficial	80,47	165,70
Ayudante	73,88	152,13

2.4. Presupuesto de oferta

A continuación, se presenta el costo-costo de la obra al cual se le adiciona un porcentaje por beneficio de la empresa, los gastos generales (tanto directos, como indirectos) y el IVA. Finalmente, se obtiene el presupuesto oficial de oferta (ver Anexo II, Capítulo VII).

Tabla 42. Presupuesto, costo-costo (fuente: elaboración propia).

Ítem	DESIGNACIÓN	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Parcial	Total	Incidencia
1	Limpieza del terreno y excavación	Ha	0,7	\$ 193.387,20	\$ 135.371,04	\$ 135.371,04	0,37%
2	Relleno de suelo	m ³	3072	\$ 301,64	\$ 926.638,08	\$ 926.638,08	2,55%
3	Muro de sostenimiento	m ³	630	\$ 9.949,08	\$ 6.267.918,69	\$ 6.267.918,69	17,27%
4	Geotextiles	m ²	9500	\$ 54,86	\$ 521.170,00	\$ 521.170,00	1,44%
5	Senda peatonal	ml	450	\$ 21.594,95	\$ 9.717.728,00	\$ 9.717.728,00	26,77%
6	Desgües pluviales	ml	995	\$ 9.286,96	\$ 9.240.525,55	\$ 9.240.525,55	25,46%
7	Construcción de sumideros, incluyendo provisión de materiales	Un	7	\$ 34.384,19	\$ 240.689,33	\$ 240.689,33	0,66%
8	Estructura de disipación	m ³	1733	\$ 1.625,24	\$ 2.816.534,30	\$ 2.816.534,30	7,76%
9	Trabajos Varios	Gl.	1	\$ 6.432.455,67	\$ 6.432.455,67	\$ 6.432.455,67	17,72%
						\$ 36.299.030,67	100,00%

Tabla 43. Presupuesto final (fuente: elaboración propia).

GASTOS GENERALES	\$ 5.444.854,60
SUBTOTAL 1	\$ 41.743.885,27
BENEFICIOS (10%)	\$ 4.174.388,53
SUBTOTAL 2	\$ 45.918.273,79
IVA (21%)	\$ 9.642.837,50
TOTAL	\$ 55.561.111,29

3. Evaluación económica - social

Con el objeto de analizar si el presente anteproyecto es factible desde el punto de vista social, en primer término, resulta necesario identificar las fuentes de beneficios y costos sociales. Una vez determinados los mismos, se procedió a desarrollar el flujo de fondos de manera de obtener los indicadores de rentabilidad económicos.

Para la evaluación, se adoptó un período de evaluación conservador de 20 años. Dicha determinación se la tomó teniendo en cuenta que el mencionado plazo se corresponde a una recurrencia de la crecida importante ocurrida en 1998, siendo el mismo el evento que se adoptó para el diseño del sistema de defensa.

3.1. Beneficios económicos

Con el fin de llevar a cabo esta tarea, se decidió realizar, en primer lugar, el análisis de los beneficios sociales que conllevará la obra de defensa costera, y en segundo término se procede al estudio de los respectivos beneficios del sistema de desagües pluviales.

3.1.1. Beneficios sociales por terreno protegido

La evaluación de dichos beneficios contempla las pérdidas materiales evitadas por la construcción del muro de defensa en un período de tiempo determinado.

Para ello, se procedió a realizar un análisis simplificado basado en la tasa media de erosión sufrida en el camping, ya calculada en el capítulo 2. Como se vio en el capítulo mencionado, el proceso erosivo aumentó considerablemente en el lapso de los últimos diez años, por lo que para el análisis se adopta un valor de erosión anual de 2 m.

Considerando el período de evaluación de 20 años adoptado, una longitud de línea de barrancas protegida de 450 m y definiendo un valor estimativo de \$ 400 el metro cuadrado de terreno se obtiene:

$$\text{Ingresos terreno} = 2 \frac{m}{\text{año}} * 450m * 20 \text{ años} * 12000 \frac{\$}{m^2} = \$216.000.000$$

$$\text{Ingresos terreno por año} = 2 \frac{m}{\text{año}} * 450m * 12000 \frac{\$}{m^2} = \$10.800.000$$

Se hace notar que se adoptó de forma conservadora un valor de terreno constante a lo largo del período de análisis, situación que no se condice con la real, ya que la implementación de la obra de defensa producirá un aumento considerable del valor futuro de la zona en estudio.

3.1.2. Beneficios sociales por propiedades protegidas

La ejecución de un sistema de desagües pluviales trae beneficios tanto de los habitantes de las calles en donde se implementa el sistema, como así también mejoras en el tránsito del área en cuestión. Se nombran a continuación algunos de dichos beneficios:

- Mejora en las condiciones higiénicas de las viviendas y disminución de deterioro de bienes causadas por las inundaciones urbanas.
- Mejoría de la calidad estética de las viviendas. Brindando mayor accesibilidad a los ocupantes de las mismas.
- Aumento en la calidad del transporte, disminuyendo el riesgo de ocurrencia de accidentes debido a la reducción de la lámina de agua sobre el pavimento.
- Entre otros.

A su vez, estos beneficios también se pueden clasificar en directos e indirectos.

- Beneficios directos: contemplan a los propietarios de las viviendas en donde se realiza el sistema de desagües, es decir, a los frentistas de las calles anegadas. Los mismos se verán beneficiados con un aumento significativo del valor inmobiliario de sus propiedades.
- Beneficios indirectos: se refieren a todos los usuarios que recién estos beneficios indirectamente, ya sea por su cercanía al área en cuestión, por el uso de los caminos mejorados debido al sistema de drenajes, etc.

Para la cuantificación de los beneficios sociales por la implementación del sistema de drenajes se utilizó el método de los precios hedónicos. Mediante el uso de dicha metodología se busca estimar el aumento de precio de las viviendas y terrenos que provocará la ejecución de la obra pluvial.

Existen zonas que, a pesar de no estar habitadas, se encuentran loteadas para una futura inversión, por lo tanto, se prevé un potencial de crecimiento inmobiliario.

De manera de determinar la cotización de las propiedades del área en estudio, se recopiló información de distintas inmobiliarias de Bella Vista, obteniendo así datos referentes al costo del metro cuadrado de terreno. En la zona de estudio, los inmuebles se hallan en una cotización de \$10000 a \$30000 /m², adoptándose para el análisis un valor promedio de \$20000/m².

A partir de los datos provistos por las inmobiliarias, se realizó la evaluación de la situación con y sin proyecto:

Tabla 44. Evaluación d los valores de los inmuebles en la situación sin y con proyecto (fuente: elaboración propia).

SITUACIÓN SIN PROYECTO					
Cuenca	Área (has)	% Área construida	Área construida (m ²)	Precio unitario (\$/m ²)	Precio total (\$)
Subcuenca 1	1,5	70	10500	20.000,00	210.000.000,00
Subcuenca 2	15,13	53	80189	20.000,00	1.603.780.000,00
SITUACIÓN CON PROYECTO					
Cuenca	Área (has)	% Área construida	Área construida (m ²)	Precio unitario (\$/m ²)	Precio total (\$)
Subcuenca 1	1,5	70	10500	30.000,00	315.000.000,00
Subcuenca 2	15,13	53	80189	30.000,00	2.405.670.000,00

A continuación, se resumen los beneficios sociales obtenidos por la implementación del sistema de desagües pluviales:

Tabla 45. Beneficios sociales por sistema de desagües pluviales (fuente: elaboración propia).

BENEFICIOS SOCIALES			
Cuenca	Sin proyecto	Con proyecto	Beneficio
Subcuenca 1	\$ 210.000.000,00	\$ 315.000.000,00	\$ 105.000.000,00
Subcuenca 2	\$ 1.603.780.000,00	\$ 2.405.670.000,00	\$ 801.890.000,00
		Total	\$ 906.890.000,00

\$ 906.890.000,00 / 20 años = 45.344.500 \$/año

Finalmente, los beneficios sociales resultan:

Beneficios = \$216.000.000 + \$ 906.890.000 = \$1.122.890.000

Beneficios anuales = 56.144.500 \$/año

3.1.3. Beneficios sociales por valor residual de activos

Luego de haber finalizado el horizonte de evaluación del proyecto, es muy probable que muro aún siga en pie, es decir que seguirá teniendo un valor económico. Es a éste al que denominamos valor social residual de activos, ya que seguirá representando un beneficio para la sociedad.

Se consideró estimativamente un valor del 20% del valor inicial del muro, debido a los considerables deterioros que puede sufrir durante esos 20 años.

$$Vr = 0,20 * \$6.076.234,89 = \$1.215.246,98$$

3.2. Costos sociales

Para realizar el estudio de costos sociales, se requiere determinar los coeficientes de corrección que afectarán a los precios financieros determinados anteriormente, de manera que reflejen el auténtico costo de inversión que representa para la sociedad. Los factores claves que se procederán a corregir son:

- Valor social de la divisa para bienes transables internacionalmente.
- Valor social de la mano de obra no calificada.

3.2.1. Valor social de la divisa

El precio social de los insumos transables internacionalmente se define como la cantidad de divisas que el país gana o pierde a causa del proyecto por unidad del bien (π), multiplicado por el tipo de cambio R. Matemáticamente se expresa:

$$P^* = \pi \times R$$

Dicho indicador se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$R^* = R \times \left[\frac{(M + T_i) + (X + S_x)}{M + X} \right]$$

Donde:

- R*: Precio social de la divisa.
- R: Precio de mercado de la divisa.
- M: Valor CIF de las importaciones.

- X: Valor FOB de las exportaciones.
- Ti: Ingresos por derechos y/o impuestos de importación.
- Sx: Subsidios por derechos de exportación.

Se obtuvo del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INDEC) los valores correspondientes a las importaciones y exportaciones. Dichas cifras se encuentran estimadas para el año 2017, para un cambio de 39,50 \$/U\$S.

- M: 66.899 millones de dólares = 2.642.511 millones de pesos.
- X: 58.384 millones de dólares = 2.306.168 millones de pesos.

Del informe de estadísticas tributarias redactada por la Administración Federal de Ingresos Públicos (AFIP), fue posible conocer las cifras provenientes de los ingresos y subsidios de importación y exportación correspondientes al año 2017.

- Ti = 69259 millones de pesos.
- Sx = 66121 millones de pesos.

Reemplazando los valores obtenidos en la fórmula, se halló el valor social de la divisa:

$$R^* = R \times \left[\frac{(2.642.511 + 69259) + (2.306.168 - 66121)}{(2.642.511 + 2.306.168)} \right]$$

$$R^* = R \times 1,00$$

Siendo el factor 1,00 hallado aplicado a todos los insumos transables internacionalmente utilizados en el proyecto.

3.2.2. Valor social de la mano de obra no calificada

Dicho coeficiente es calculado mediante la aplicación de las denominadas “funciones respuestas”, desarrolladas por Robert Haveman en 1969 (ver figura 82). Las mismas representan la probabilidad de ocupar mano de obra no calificada previamente desocupada.

Con dichas condiciones, es posible calcular el precio de la mano de obra mediante la siguiente fórmula:

$$PSMONC = PMMONC(1 - p) + p * COMONCD$$

Donde:

- PSMONC: precio social de la mano de obra no calificada
- PMMONC: precio de mercado de la mano de obra no calificada.
- p: probabilidad de emplear mano de obra desempleada. (Ver Figura 82)
- COMONCD: costo de oportunidad de la mano de obra no calificada desempleada.

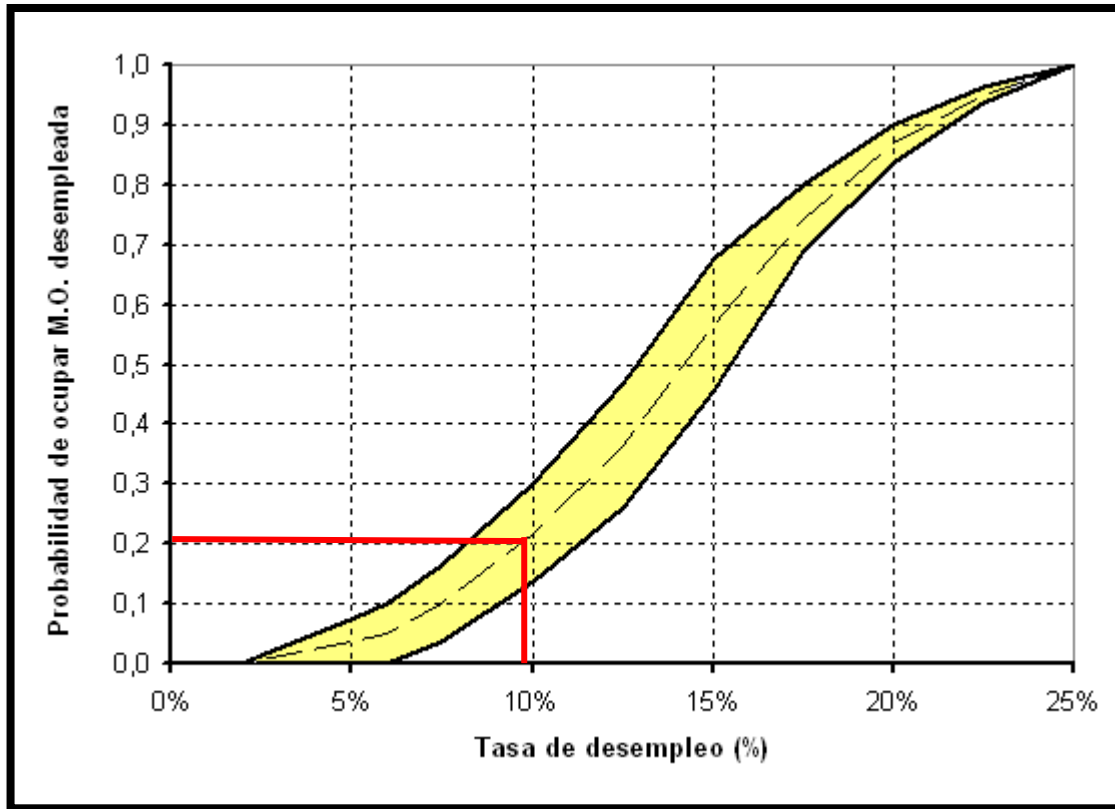


Figura 92. Probabilidad de emplear mano de obra previamente desocupada (fuente: Haveman, Robert. 1969)

A partir de los datos provistos por el INDEC, se obtuvo la tasa de desocupación del segundo trimestre del 2018, siendo la misma de un valor de 9,6 %. Ingresando al gráfico de la figura 82 con dicha tasa, se obtiene una probabilidad de captación de mano de obra no calificada previamente desocupada igual a 20 %.

Como simplificación, se consideró que el costo de oportunidad de la mano de obra no calificada es nulo ($COMONCD = 0$), es decir, que toda la mano de obra no calificada desempleada se encuentra disponible a la hora de realizarse el anteproyecto. Con lo que el precio social de la mano de obra sería:

$$PSMONC = PMMONC(1 - 0,20)$$

$$PSMONC = PMMONC \times 0,80$$

3.2.3. Cálculo del costo social del combustible

$$\text{Factor de corrección} = \frac{\text{Costo sobre impuestos}}{\text{Precio}}$$

Precio = 45,19 \$/litro

Impuesto interno = 6,726 \$/litro

I.V.A. = 21%

$$\text{Factor de corrección} = \frac{(45,19 - 6,726) * (1 - 0,21)}{18} = 1,90$$

3.2.4. Presupuesto de oferta social

Con los coeficientes obtenidos en el apartado previo, se calcula el presupuesto desde el punto de vista social.

Tabla 46. Presupuesto, costo-costo social (fuente: elaboración propia).

Ítem	DESIGNACIÓN	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Parcial	Total	Incidencia
1	Limpieza del terreno y excavación	Ha	0,7	\$ 294.958,30	\$ 206.470,81	\$ 206.470,81	0,56%
2	Relleno de suelo	m ³	3072	\$ 393,41	\$ 1.208.555,52	\$ 1.208.555,52	3,29%
3	Muro de sostenimiento	m ³	630	\$ 9.644,82	\$ 6.076.234,89	\$ 6.076.234,89	16,55%
4	Geotextiles	m ²	9500	\$ 54,86	\$ 521.170,00	\$ 521.170,00	1,42%
5	Senda peatonal	ml	450	\$ 20.564,57	\$ 9.254.058,58	\$ 9.254.058,58	25,21%
6	Desgües pluviales	ml	995	\$ 10.021,12	\$ 9.971.014,75	\$ 9.971.014,75	27,16%
7	Construcción de sumideros, incluyendo provisión de materiales	Un	7	\$ 34.384,19	\$ 240.689,33	\$ 240.689,33	0,66%
8	Estructura de disipación	m ³	1733	\$ 1.615,97	\$ 2.800.469,37	\$ 2.800.469,37	7,63%
9	Trabajos Varios	Gl.	1	\$ 6.432.455,67	\$ 6.432.455,67	\$ 6.432.455,67	17,52%
						\$ 36.711.118,93	100,00%

Tabla 47. Presupuesto final social (fuente: elaboración propia).

GASTOS GENERALES	\$ 5.478.794,85
SUBTOTAL 1	\$ 42.189.913,78
BENEFICIOS (10%)	\$ 4.218.991,38
SUBTOTAL 2	\$ 46.408.905,15
IVA (21%)	\$ 9.745.870,08
TOTAL	\$ 56.154.775,23

3.2.4. Costo social de mantenimiento

Se considera necesario contemplar el mantenimiento a lo largo de la vida útil tanto de la defensa como del sistema de drenajes planteados, para que los mismos mantengan un adecuado funcionamiento durante este período de tiempo, de manera que puedan responder de la mejor forma ante los eventos de diseños proyectados.

Para ello, se adopta un horizonte de evaluación de 20 años, en donde se determina un valor igual al 5 % del valor del presupuesto de oferta social para la ejecución del mantenimiento cada año, llegándose a un valor de:

$$CS \text{ Mantenimiento} = \$ 2.807.738,80$$

4. Determinación de indicadores de rentabilidad social

Una vez identificados y calculados los respectivos beneficios y costos que producen la materialización de las obras propuestas, se procedió a determinar los indicadores económicos que establecen la factibilidad social de llevarlo a cabo. En este caso, se calcularon tanto el Valor Actual Neto Social (VAN), la Relación Beneficio-Costo (RBC) y la Tasa Interna de Retorno (TIR).

Siendo el plazo de ejecución de obra proyectado de 6 meses, produciendo el proyecto un impacto inmediato sobre el área en estudio, los indicadores previamente mencionados son calculados para dicho intervalo de tiempo.

El costo de mantenimiento anteriormente calculado, se lo consideró en cálculo llevándolo a valores presentes para un horizonte de 20 años.

A continuación, se muestran los cálculos de los indicadores de rentabilidad social.

Tabla 48. Flujo de fondos (fuente: elaboración propia).

Año	Beneficios sociales	Costo de mantenimiento	Saldo
1	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
2	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
3	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
4	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
5	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
6	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
7	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
8	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
9	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
10	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
11	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
12	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
13	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
14	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
15	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
16	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
17	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
18	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
19	\$ 56.144.500,00	\$ 2.807.738,76	\$ 53.336.761,24
20	\$ 57.359.746,98	\$ 2.807.738,76	\$ 54.552.008,22

Tasa de descuento social	0,12
Inversión inicial	\$ 56.154.775,23

$$VAN = -56.154.775,23 + \frac{53.336.761,24}{(1 + 0.12)^1} + \frac{53.336.761,24}{(1 + 0.12)^2} + \dots + \frac{54.552.008,22}{(1 + 0.12)^{20}}$$

$$VAN_{(12\%)} = \$ 342.367.136,66$$

$$RBC = \frac{\frac{56.144.500,00}{(1+0.12)^1} + \frac{56.144.500,00}{(1+0.12)^2} + \dots + \frac{57.359.746,98}{(1+0.12)^{20}}}{56.154.775,23 + \frac{2.807.738,76}{(1+0.12)^1} + \frac{2.807.738,76}{(1+0.12)^2} + \dots + \frac{2.807.738,76}{(1+0.12)^{20}}}$$

$$RBC = 5,44$$

$$TIR = 95\%$$

Por lo tanto, al ser el $VAN > 0$, la $RBC > 1$ y la $TIR > 12\%$ (costo de oportunidad adoptado), la ejecución del proyecto resulta conveniente desde el punto de vista económico o social.

Bibliografía

- AF MULTI, *Manual del usuario*. (1995). Santa Fé.
- Bonetto, A.; Orfeo, O. (1984). *Caracteres sedimentológicos de la carga en suspensión del río Paraná enre Confluencia y Esquina (Prov. De Corrientes, R.A.)*. Revista de la Asociación Argentina de Mineralogía, Petrología y Sedimentología. Tomo 15.
- CIRSOC 201. (2005). *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*. Buenos Aires, Argentina.
- Das Braja. (2000). Cuarta Edición. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. Ed. International Thomson Editores. México.
- Das Braja. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Ed. International Thomson Editores. México.
- Dirección de Planificación y Obras. (2018). Precios oficiales referenciales para cotización de obras públicas. Corrientes. Dirección de Planificación y Obras (DPO). Recuperado de: www.dpo.gov.ar/preciof.php.
- Diseño de presas pequeñas: una publicación técnica de recursos hidráulicos*. (1983). 12da Edición. México.
- Haro, P.; Hidalgo, X.; Jara, F.; Castro, M. (2017). *Eficiencia en la Disipación de Energía en Estructuras para Cambio Simultáneo de Nivel y de Dirección en Sistemas de Alcantarillado en Ciudades Andinas*. Revista Politécnica Vol. 38 No. 2. Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador.
- Jaime, P.; Menéndez, A. (1997). *Modelo hidrodinámico del río Paraná desde Yacyretá hasta la ciudad de Paraná*. Ezeiza: Instituto Nacional del Agua y del Ambiente (INA). Recuperado de: <https://www.ina.gov.ar/>.
- Leonardo, F.; Idarraga, F. (2002). *Acueductos y Alcantarillados*. Consejo de Investigaciones Científicas. Universidad de Colombia.
- Orfeo, O.; Parsons, D.; Best, J.; Lutz, A.; Zurita, A. (2009). *The Paraná River: from Pleistocene to the Present*. IESGLO, Basin Analysis Series I: 155-186.
- Orfeo, O.; Stevaux, J. (2001). *Hidraulyc and morphological characteristics of middle and upper reaches of the Paraná River*. Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas de la Universidad del Nordeste.
- PLAXIS Version 8. Reference Manual.
- PLAXIS Version 8. Tutorial Manual.
- Popolizio, E. (1966). *Causas geográficas de los desplomes y deslizamientos de las riberas del río Paraná y en especial de la ciudad de Corrientes*. Revista universitaria N° VI y VII. Centro de Geociencias Aplicada. UNNE. Chaco.
- Popolizio, E. (1977). *Contribución a la geomorfología de la provincia de Corrientes*. Revista Geociencias VII y VIII. Centro de Geociencias Aplicadas. UNNE. Chaco.

Popolizio, E.; Borfitz, A.; Serra, P. (1980). *Fotointerpretación aplicada al estudio de las causas de los desmoronamientos de ribera en la localidad de Lavalle (Prov. De Corrientes)*. Revista Geociencias. Tomo 15. Serie C. Centro de Geociencias Aplicadas. UNNE. Chaco.

Ruberto, A.; Currie, H. (2003). *Utilización de un estudio hidrológico para la adecuación de defensas ribereñas*. Comunicaciones Científicas y Tecnológicas 2003. UNNE.

Ruberto, A.; Kutnich, E.; Depettris, C.; Pilar, J.; Gabazza, S. (2006). *Actualización y análisis de las curvas IDF en el área Metropolitana del Gran Resistencia [AMGR]*. Comunicaciones Científicas y Tecnológicas (2006). UNNE.

Subsecretaría de Recursos Hídricos. Base de Datos Hidrológica Integrada (BDHI). Recuperado de: <http://bdhi.hidricosargentina.gob.ar/>

Sviatodlav, K. (1978). *Diseño Hidráulico*. Ed. MIR. Moscú.

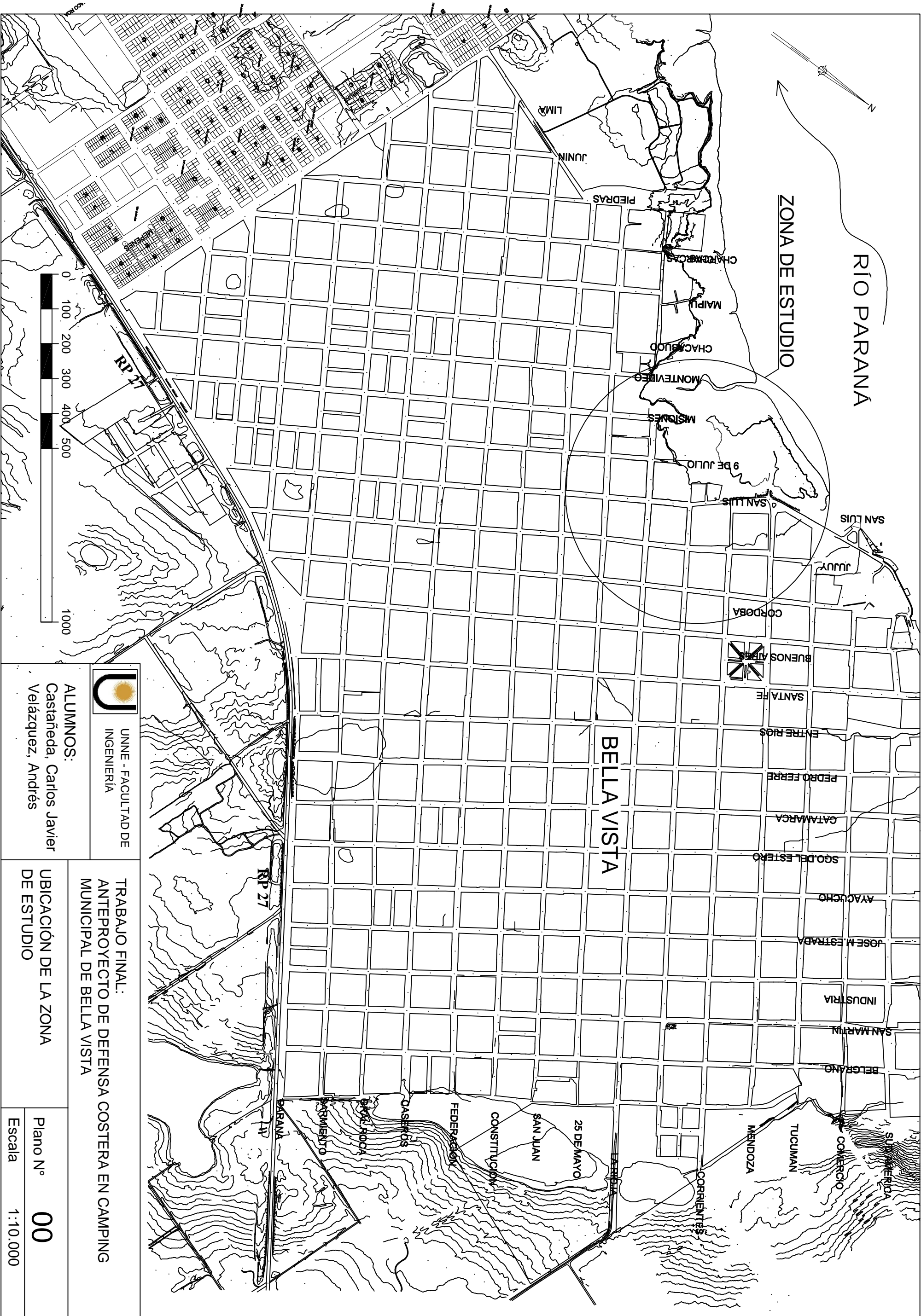
Terzaghi, K.; Peck, R. Traducción Moretto, Oreste. (1955). Segunda Edición. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Editorial El Ateneo. Argentina.

Vente Chow; Maidment, D.; Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Ed. Mc. Graw Hill, Santa Fé de Bogotá, Colombia.

Villmarin Paredes, S. (2013) *Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía hidráulica*. Escuela Politécnica del Ejército. Sagolquí, Ecuador.

Índice de planos

N° DE PLANO	CONTENIDO	ESCALA
00	Ubicación de la zona de estudio	1:10.000
01	Curvas de nivel del sector del Camping Municipal y ubicación de cortes transversales	1:2.500
02	Batimetría del río Paraná sección Bella Vista	1:10.000
03	Perfil transversal del terreno N°1	1:250
04	Perfil transversal del terreno N°13	1:250
05	Perfil transversal del terreno adoptado	1:250
06	Retroceso promedio de las barrancas en zona camping	1:2.500
07	Traza del muro de H°A°	1:5.000
08	Esquema de armaduras del muro de H°A	1:25
09	Sección transversal tipo de calles pavimentadas	1:100
10	Diseño del sistema de desagüe pluvial	1:5.000
11	Subcuenca de aporte 1 - Ubicación de sumideros - Traza de conductos	1:2.500
12	Subcuenca de aporte 2 - Ubicación de sumideros - Traza de conductos	1:2.500
13	Esquema: Estructura de salida en calle Misiones	1:250
14	Traza vial propuesta de avenida costanera	1:5.000



RÍO PARANA

ZONA DE ESTUDIO

BELLA VISTA

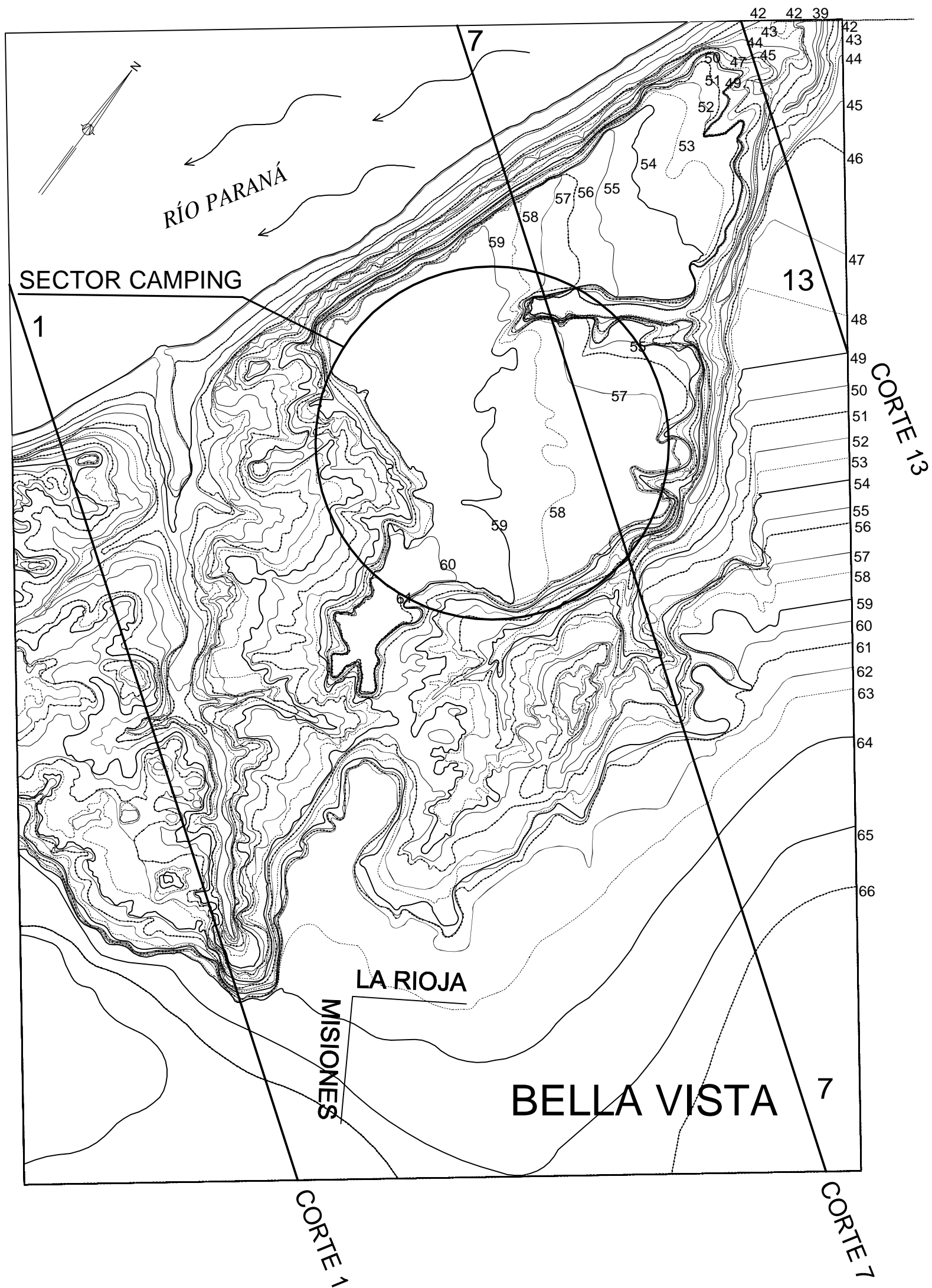


ALUMNOS:
Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING
MUNICIPAL DE BELLA VISTA

UBICACIÓN DE LA ZONA
DE ESTUDIO

Plano N° **00**
Escala 1:10.000



UNNE - FACULTAD DE INGENIERÍA

ALUMNOS:
Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING MUNICIPAL DE BELLA VISTA

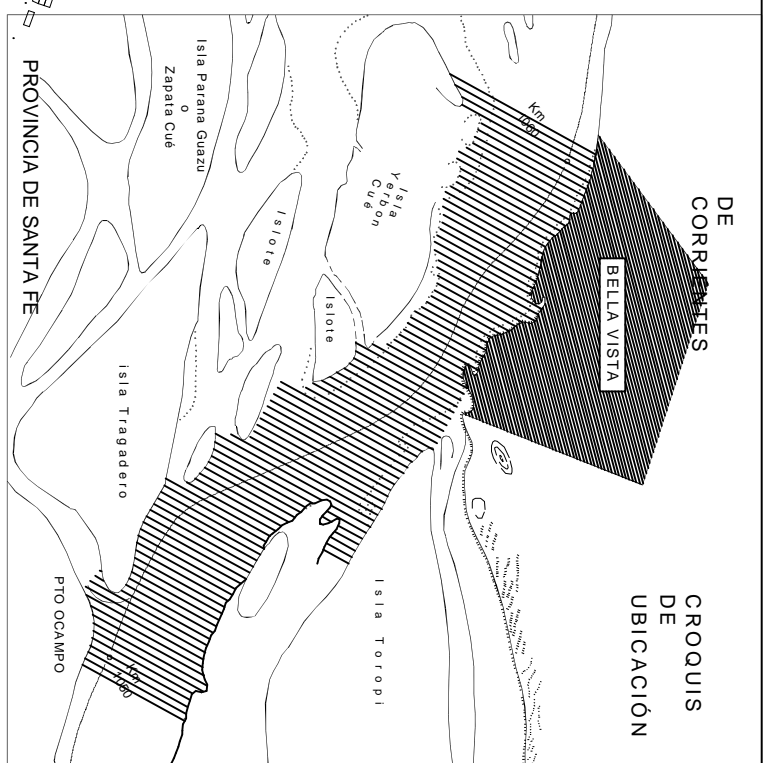
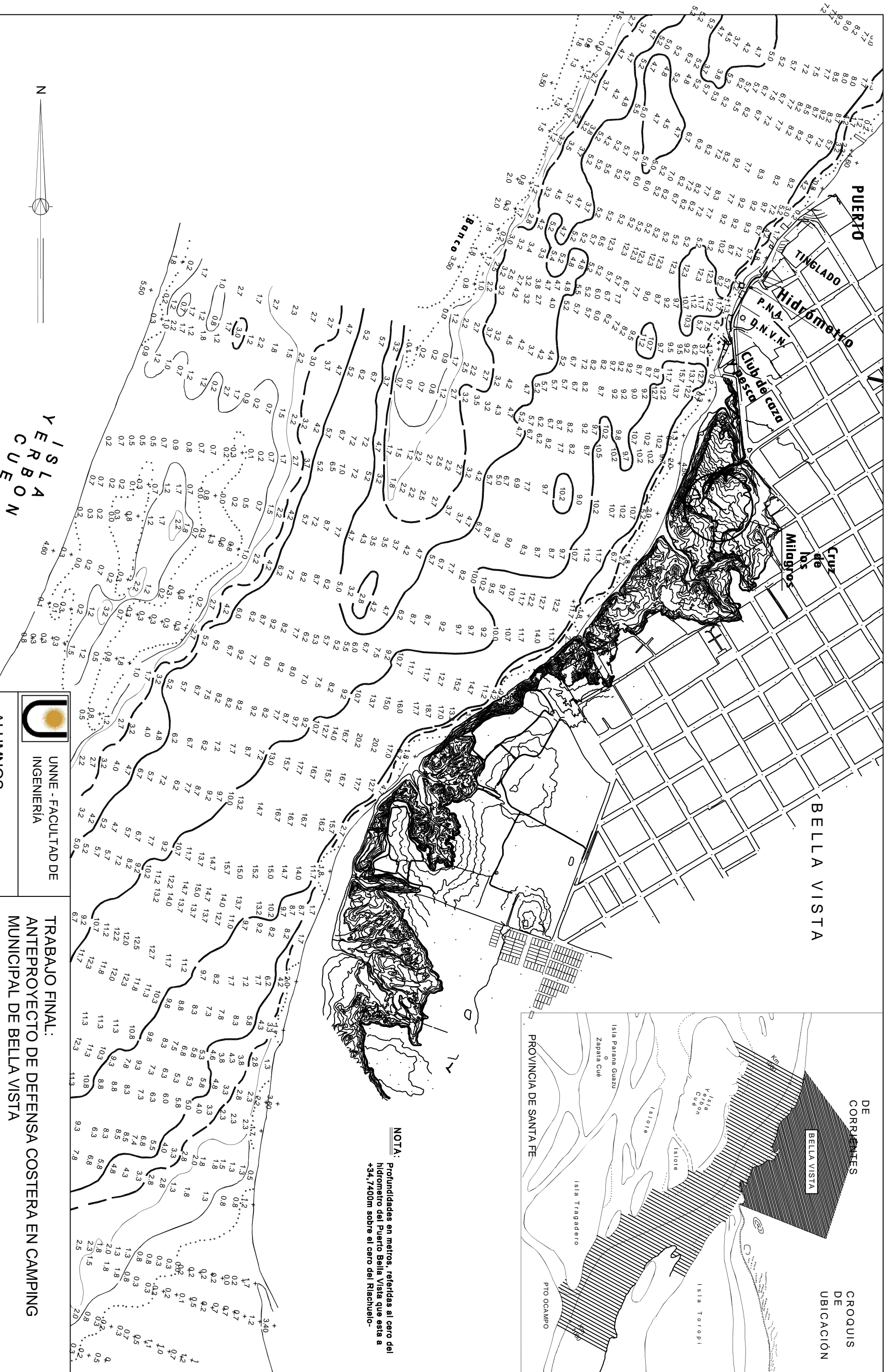
CURVAS DE NIVEL DEL SECTOR DEL CAMPING MUNICIPAL Y UBICACIÓN DE CORTES TRANSVERSALES

Plano N°

01

Escala

1:2 500



NOTA: Profundidades en metros, referidas al cero del hidrometro del Puerto Bella Vista que esta a +34,7400m sobre el cerro del Riachuelo.

 UNNE - FACULTAD DE INGENIERIA

ALUMNOS:
Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

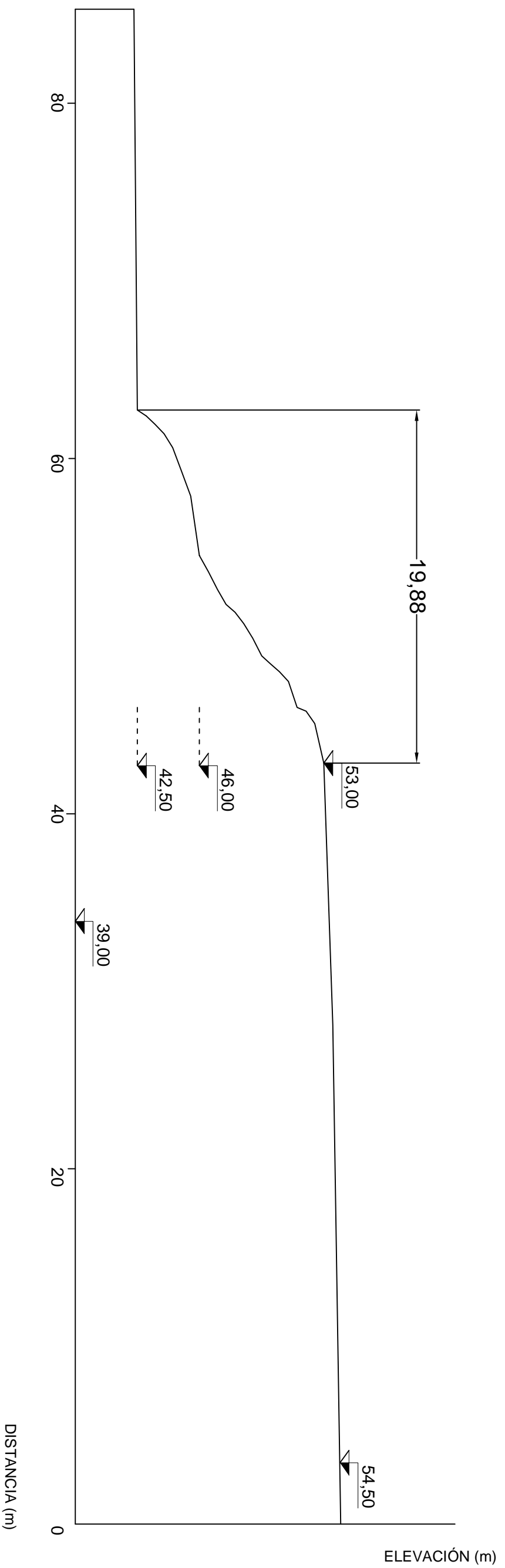
TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING MUNICIPAL DE BELLA VISTA

BATIMETRIA DEL RIO PARANA
SECCION BELLA VISTA

Plano N° **02**

Escala 1:10.000

28 28 43 70



UNNE - FACULTAD DE
INGENIERÍA

ALUMNOS:

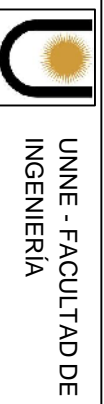
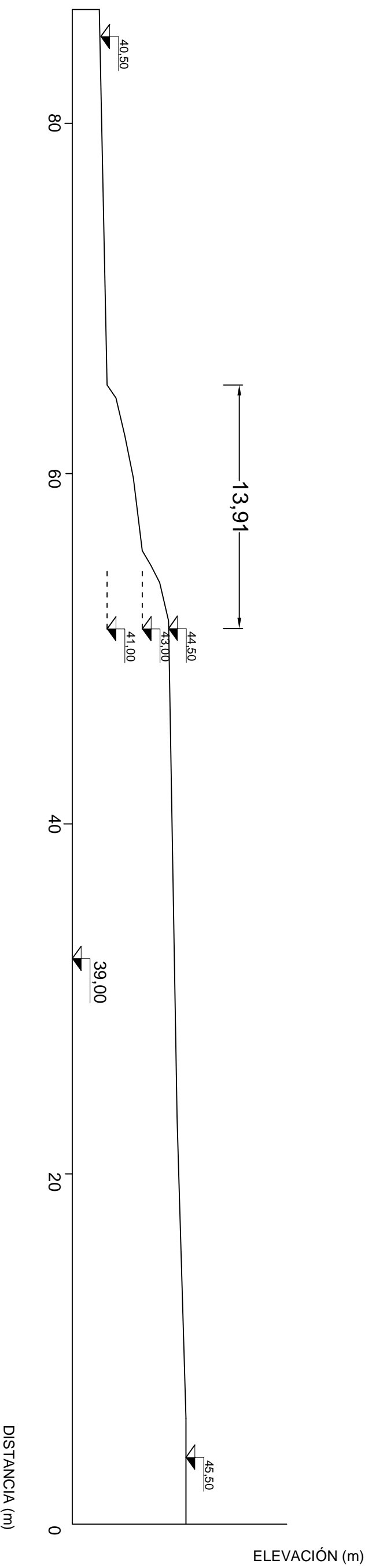
Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING
MUNICIPAL DE BELLA VISTA

PERFIL TRANSVERSAL
DEL TERRENO Nº1

Plano Nº **03**

Escala 1:250



UNNE - FACULTAD DE
INGENIERIA

ALUMNOS:

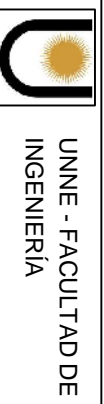
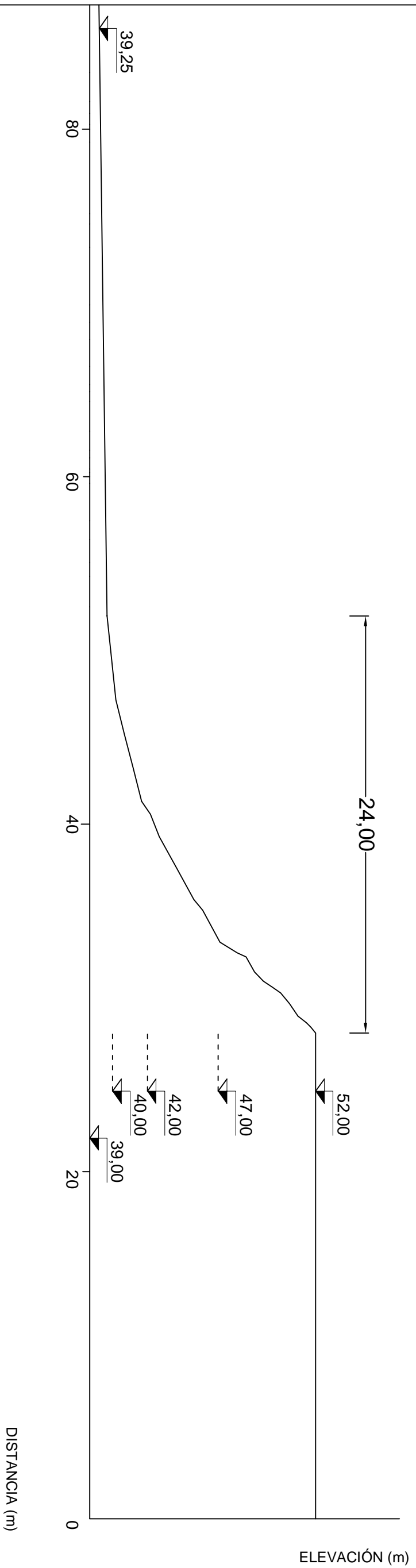
Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING
MUNICIPAL DE BELLA VISTA

PERFIL TRANSVERSAL
DEL TERRENO N°13

Plano N° **04**

Escala 1:250



UNNE - FACULTAD DE
INGENIERIA

ALUMNOS:

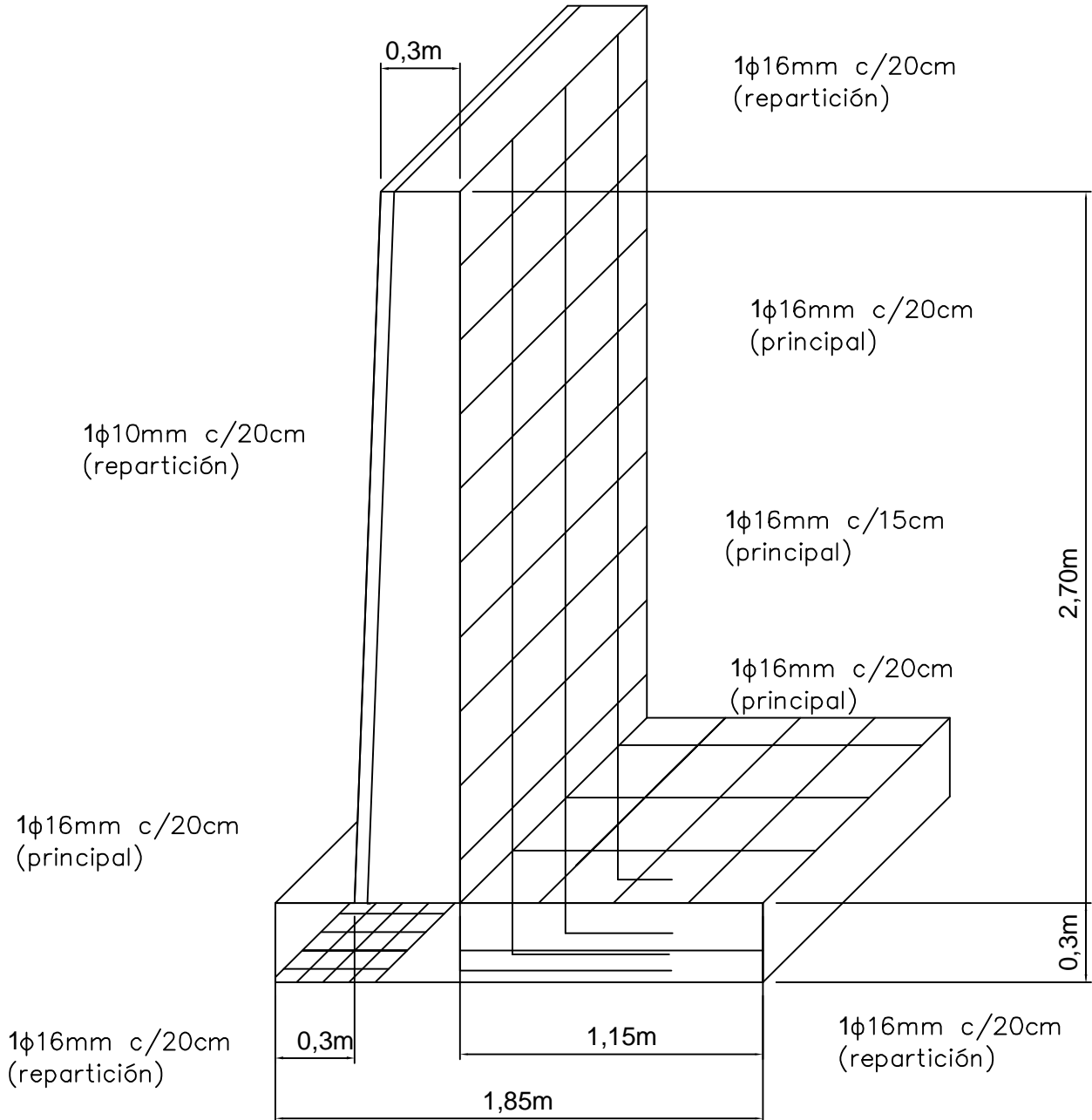
Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING
MUNICIPAL DE BELLA VISTA

PERFIL TRANSVERSAL
DEL TERRENO ADOPTADO

Plano N° **05**

Escala 1:250



UNNE - FACULTAD DE INGENIERÍA


TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING MUNICIPAL DE BELLA VISTA

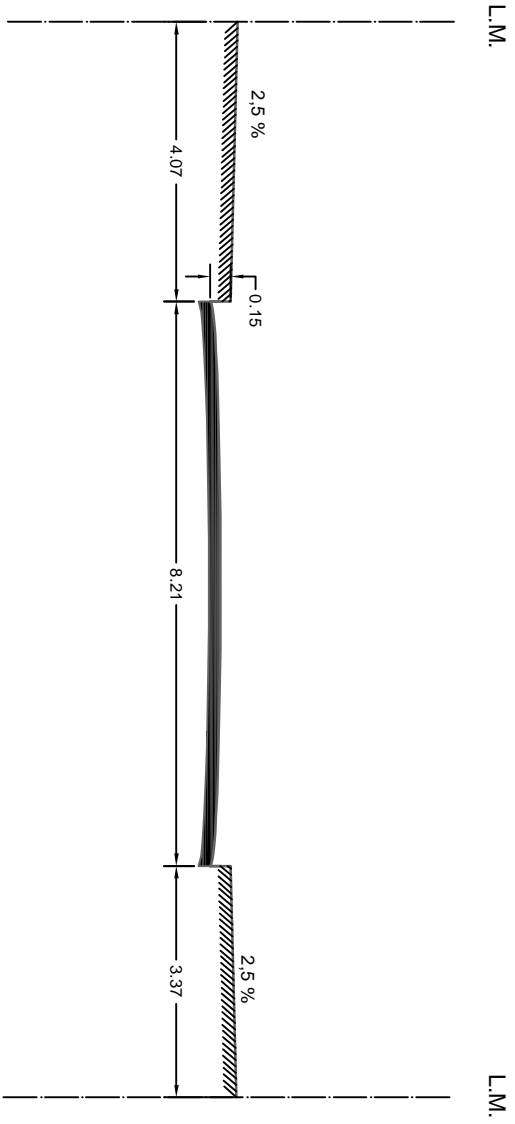
ALUMNOS:
Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

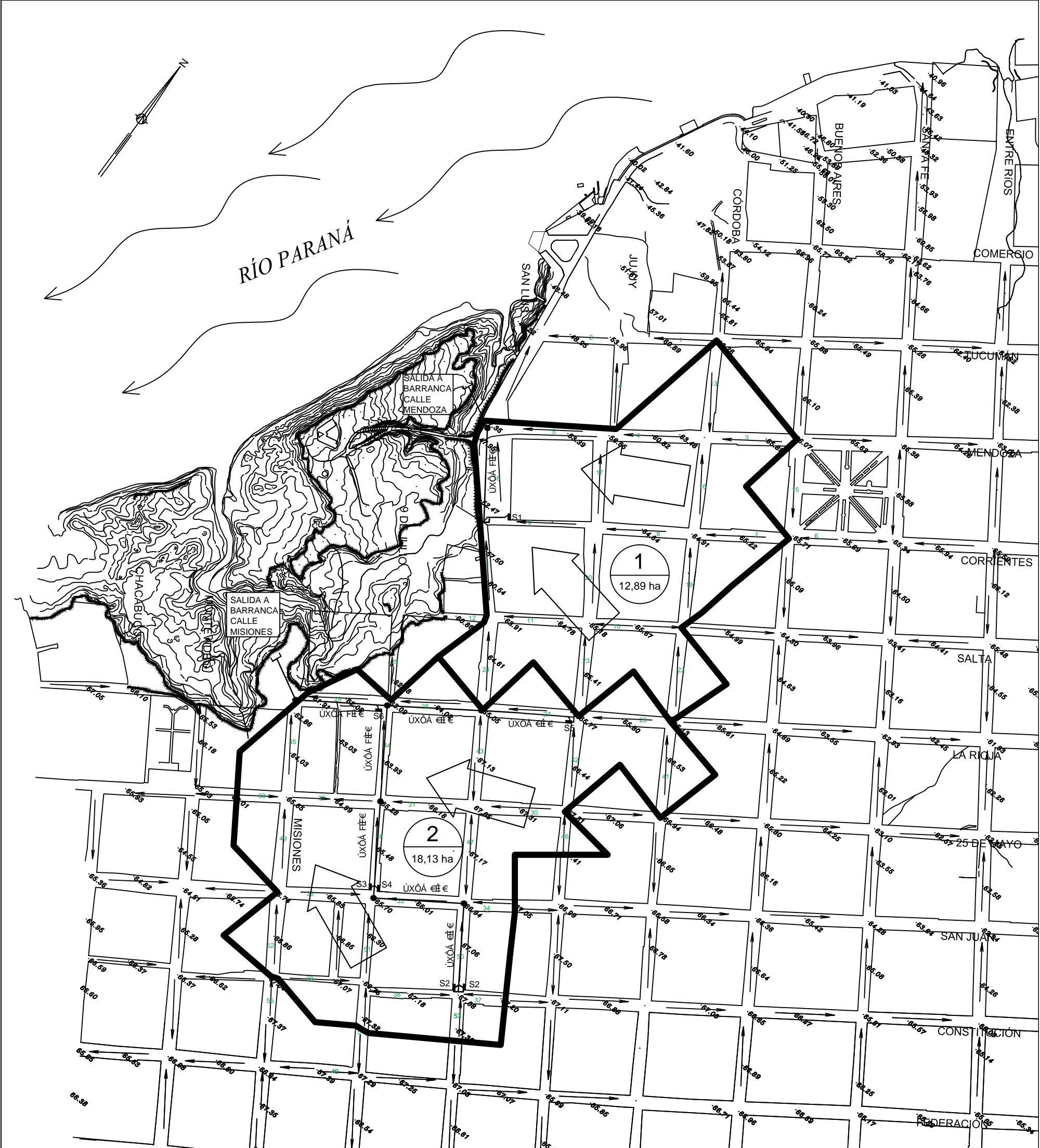
ESQUEMA DE ARMADURA DEL MURO DE H°A°

Plano N° 08





Escala 1:25

ALUMNOS: Castañeda, Carlos Javier Velázquez, Andrés	 UNNE - FACULTAD DE INGENIERIA	SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO DE CALLES PAVIMENTADAS
		TRABAJO FINAL: ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING MUNICIPAL DE BELLA VISTA
Plano N° 09		Escala horizontal 1:100 Escala vertical 1:25





REFERENCIAS

-  TRAZA CONDUCTO
-  SUMIDEROS
-  SUMIDEROS
-  SENTIDO DE ESCURRIMIENTO



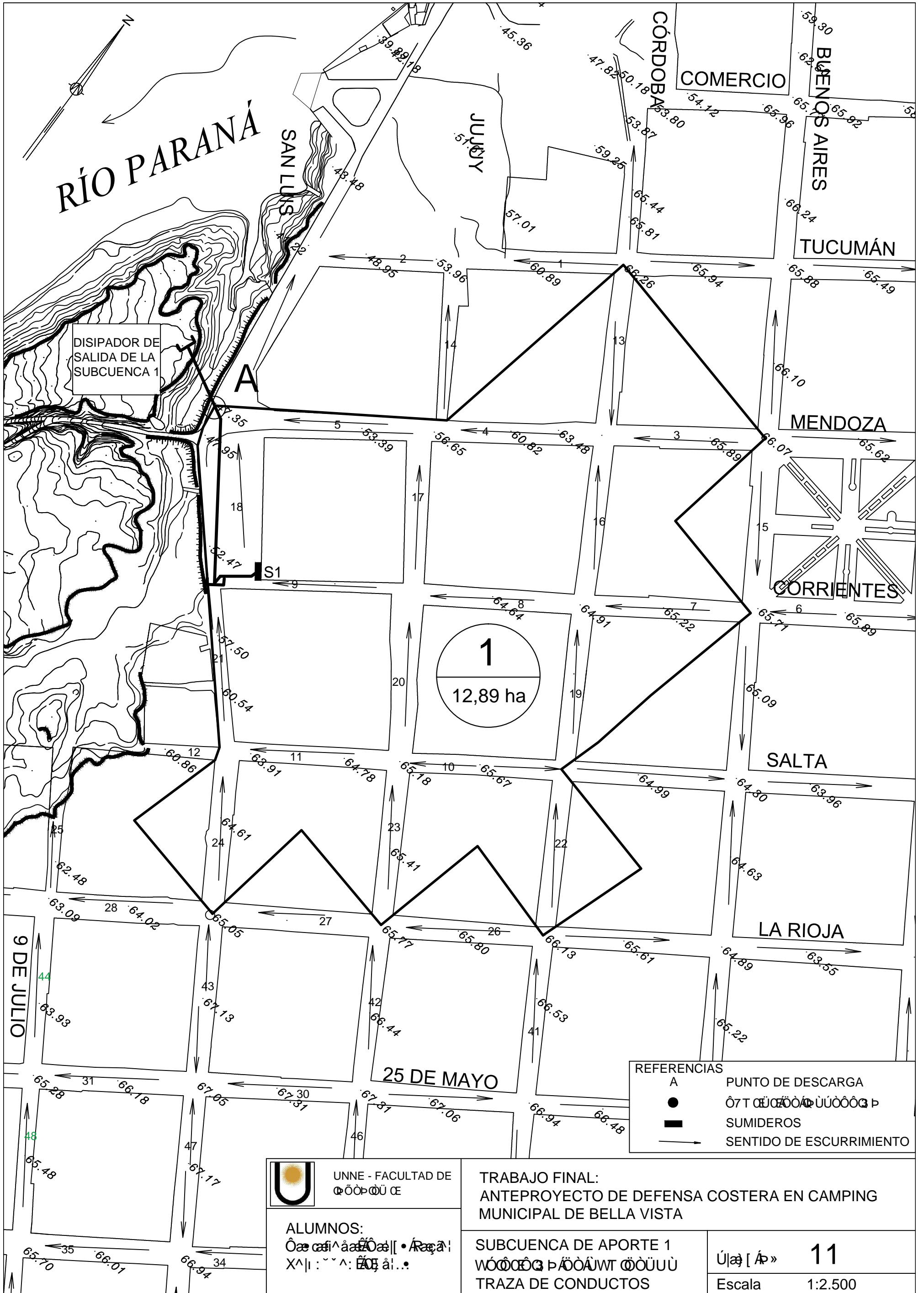
UNNE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING MUNICIPAL DE BELLA VISTA

ALUMNOS:
CAROLINA A. GARCÍA • RAFAEL A. ...

...

Úlaj [Á » 10
Escala 1:5.000



RÍO PARANÁ

DISIPADOR DE SALIDA DE LA SUBCUENCA 1

1
12,89 ha

- REFERENCIAS
- A PUNTO DE DESCARGA
 - PUNTO DE DESCARGA
 - SUMIDEROS
 - SENTIDO DE ESCURRIMIENTO

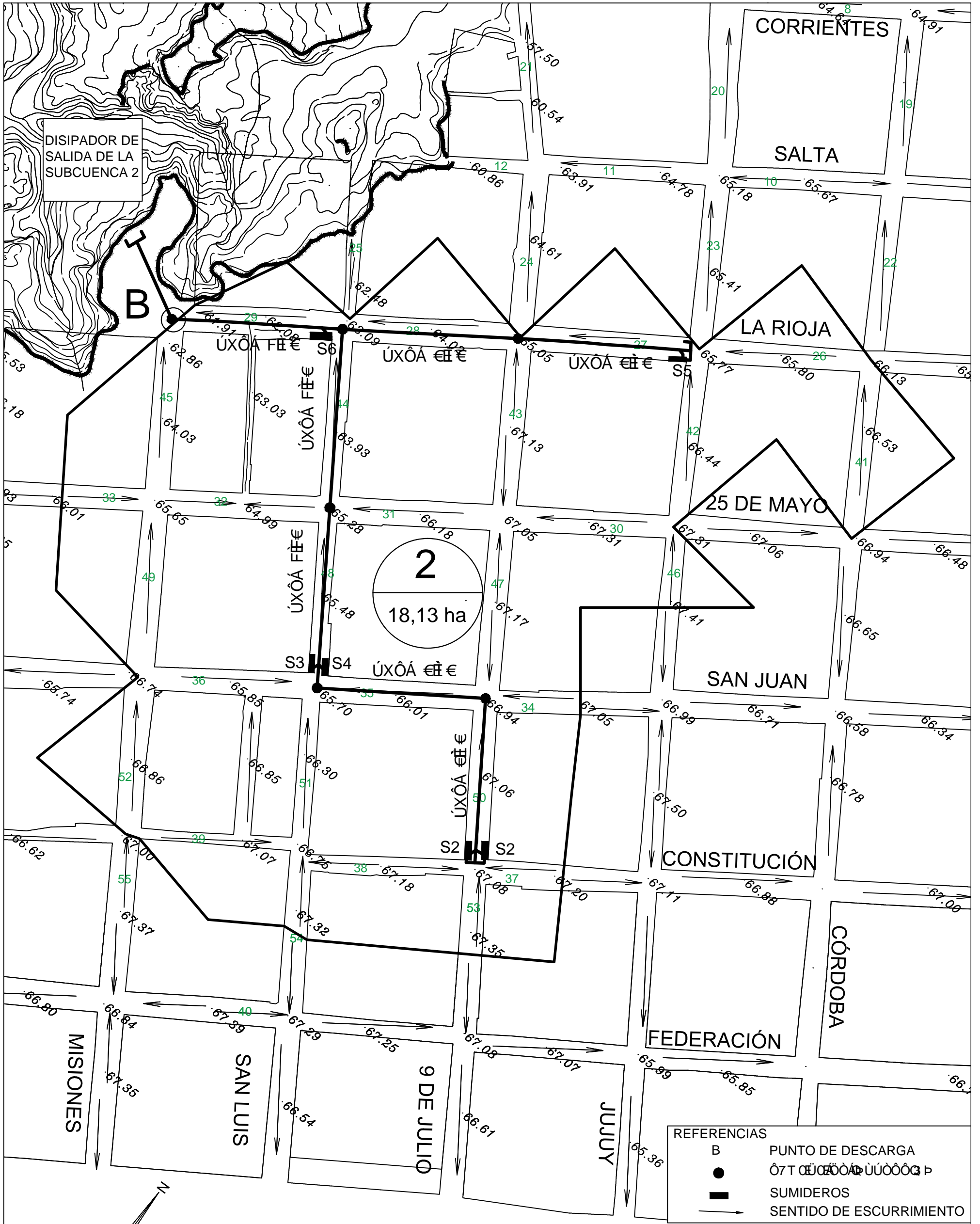
UNNE - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING MUNICIPAL DE BELLA VISTA

ALUMNOS:
Diego Alejandro Rodríguez
Xavier Alejandro Rodríguez

SUBCUENCA DE APOORTE 1
TRAZA DE CONDUCTOS

Hoja 11
Escala 1:2.500



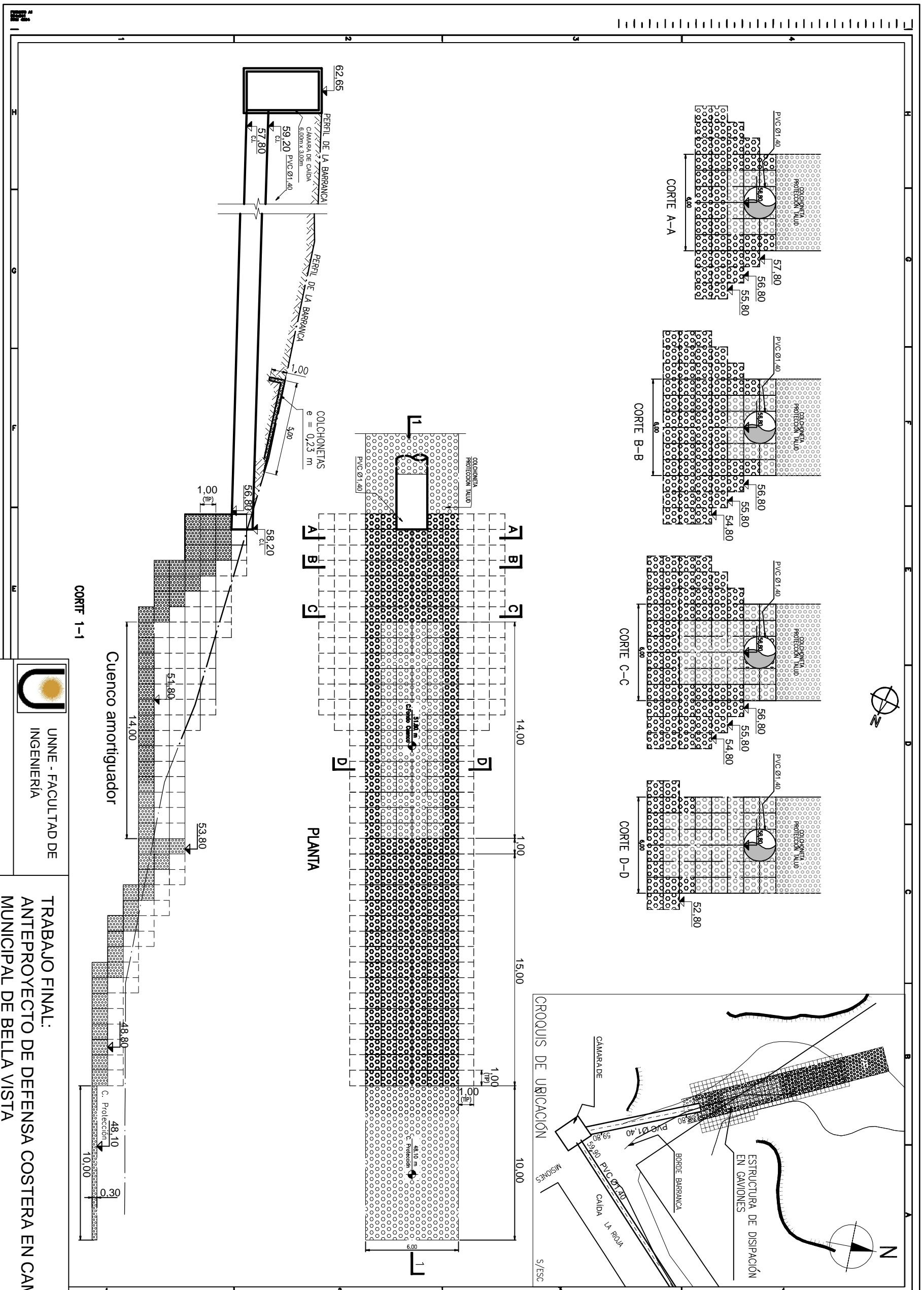
UNNE - FACULTAD DE
 INGENIERIA CIVIL

TRABAJO FINAL:
 ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING
 MUNICIPAL DE BELLA VISTA

ALUMNOS:
 María José Rodríguez
 María José Rodríguez

SUBCUENCA DE APORTE 2
 TRAZA DE CONDUCTOS

Hoja 12
 Escala 1:2.500



CORTF 1-1

Cuenco amortiguador

PLANTA



UNNE - FACULTAD DE INGENIERIA

ALUMNOS:

Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING MUNICIPAL DE BELLA VISTA

DISIPADOR DE ENERGÍA EN CALLE MISIONES

Plano N° 13

Escala 1:250



UNNE - FACULTAD DE
INGENIERÍA

ALUMNOS:

Castañeda, Carlos Javier
Velázquez, Andrés

TRABAJO FINAL:
ANTEPROYECTO DE DEFENSA COSTERA EN CAMPING
MUNICIPAL DE BELLA VISTA

TRAZA VIAL PROPUESTA
DE AVENIDA COSTANERA

Plano N° **14**

Escala 1:10.000

Capítulo VII

	A PARTIR DEL 01/08/18				
	Ayudante	1/2 Oficial	Oficial	Sereno (Mensual)	Oficial Especializado
Jornal de la Categoría (por hora)	77,57	84,50	91,65	14.074,88	107,56
Supuesto de 188 hs trabajadas en el mes					
Jornal por horas trabajadas	77,57	84,50	91,65	14.074,88	107,56
Subtotal Remuneraciones	77,57	84,50	91,65	14.074,88	107,56
SAC	6,39	6,96	7,55	1.160,02	8,86
Presentismo					
vacaciones	3,88	4,23	4,58	703,74	5,38
Total de Remuneraciones (A)	87,84	95,69	103,79	15.938,64	121,80
Fondo de Cese Laboral (C)	9,31	10,14	11,00	1.688,99	12,91
<u>Descuentos Obreros</u>					
Jubilación 11,00%	9,66	10,53	11,42	1.753,25	13,40
Obra Social 3,00%	2,64	2,87	3,11	478,16	3,65
Ley 19032 3,00%	2,64	2,87	3,11	478,16	3,65
Cuota Sindical 2,50%	2,20	2,39	2,59	398,47	3,05
Seguro de Vida 1,00%	0,88	0,96	1,04	159,39	1,22
Neto a percibir	79,14	86,21	93,51	14.360,21	109,74
Contribuciones SUSS (28%)					
Jubilación 10,17%	8,93	9,73	10,56	1.620,96	12,39
Jubilación (Adicio) 5,00%	4,39	4,78	5,19	796,93	6,09
Asig. Fliares 4,44%	3,90	4,25	4,61	707,68	5,41
Ley 19032 (PAMI) 1,50%	1,32	1,44	1,56	239,08	1,83
Fondo Nac. Empl 0,89%	0,78	0,85	0,92	141,85	1,08
Obra Social 6,00%	5,27	5,74	6,23	956,32	7,31
<u>Fijo</u>					
ART \$ 0,60	12,90	14,00	15,13	2.232,01	17,65
IERIC 2,00%	0,19	0,20	0,22	33,78	0,26
UOCRA 2,00%	0,19	0,20	0,22	33,78	0,26
Total de Contribuciones (D)	37,87	41,20	44,63	6.762,39	52,27
Vestimenta y días no laborales					
Vacaciones Prop. (B)	19,33	21,05	22,83	3.506,50	26,80
COSTO LABORAL por mes (A)+(B)+(C)+(D)	135,02	147,02	159,41	24.390,02	186,98
Por Hora	135,02	147,02	159,41	24.390,02	186,98
	Ayudante	1/2 Oficial	Oficial	Sereno (Mensual)	Oficial Especializado

Ítem. - DESBOSQUE, DESTRONQUE Y LIMPIEZA DEL TERRENO

<u>Equipo</u>			H.P.			
1 Tractor s/Orugas c/Hja Topadora Cat D7A			200,00	\$		6.094.145,20
1 Retroexcavadora s/Neumático JD (410E)			90,00	\$		2.459.739,00
1 Tractor Neumatico			100,00	\$		1.025.536,50
1 Motoniveladora (Astarza) Mod. 120			120,00	\$		3.115.914,00
			<u>472,00</u>			<u>12.695.334,70</u>
Amortización e intereses	/d	0,00096	x \$	12.695.334,70	= \$/d	12187,52
Rep./Ref.	/d	0,00056	x \$	12.695.334,70	= \$/d	7109,39
Combustibles y lubricantes	\$/HP d	72,30	x HP	472,00	= \$/d	34127,49
Mano de Obra:						
2 Ofi. Esp.	x \$/d	1687,36	= \$/d	3374,72		
1 Ayudante	x \$/d	1217,04	= \$/d	<u>1217,04</u>	= \$/d	<u>4591,76</u>
					\$/d	<u>58016,16</u>
Rendimiento:		0,30	Ha/d			
Costo:		<u>58.016,16</u>	\$/d		= \$/Ha	193387,2
		0,30	Ha/d			

Precio:	193387,2	\$/Ha x	1,65	=	\$ 319.088,88	\$/Ha
---------	-----------------	---------	------	---	----------------------	-------

Ítem - - RELLENO DE SUELO COMPACTADO

I - EJECUCIÓN:

Equipo	H.P.		
1 Motoniveladora (Astarza) Mod. 120	120,00	\$	3.115.914,00
1 Rodillo Pata de Cabra Vib. Mod. 240-I-3	115,00	\$	1.908.851,40
1 Camion Regador de Agua	140,00	\$	1.954.744,20
2 Tractor Neumatico	200,00	\$	2.051.073,00
	<u>575,00</u>		<u>9.030.582,60</u>

A. e I.=	/d	0,00096 x \$	9.030.582,60	= \$/d	\$ 8.669,36
R. y R.=	/d	0,00056 x \$	9.030.582,60	= \$/d	\$ 5.057,13
C. y L.=	\$/HP d	72,30400 x HP	575,00	= \$/d	\$ 41.574,80

Mano de Obra:

5,0 Ofi. Esp.	x \$/d	1687,36 =\$/d	8436,80		
3,0 Ayudante	x \$/d	1217,04 =\$/d	<u>3651,12</u>	= \$/d	<u>12087,92</u>
				\$/d	<u>67.389,21</u>

Rendimiento: 500 m3/d

Costo:	<u>67.389,21 \$/d</u>	= \$/m3	<u>134,78</u>
	500 m3/d		

Distancia excedente de Transporte = 5.00 Km.

II - PROVISIÓN DE SUELO (Puesto sobre Camión)

EQUIPO

	H.P.		
1,0 Cargador Frontal (Astarza 950-1) 2,29m3	130,00	\$	2.168.300,00
0,5 Tractor s/Orugas c/Hja Topadora Cat D7A	100,00	\$	3.047.072,60
	<u>230,00</u>	\$	<u>5.215.372,60</u>

A. e I.=	/d	0,00096 x \$	5.215.372,60	= \$/d	\$ 5.006,76
R. y R.=	/d	0,00056 x \$	5.215.372,60	= \$/d	\$ 2.920,61
C. y L.=	\$/HP d	72,30400 x HP	230,00	= \$/d	\$ 16.629,92

Mano de Obra:

1,0 Ofi. Esp.	x \$/d	1687,36	= \$/d	1687,36	
1,0 Ayudante	x \$/d	1217,04	= \$/d	<u>1217,04</u>	= \$/d
					<u>2904,4</u>
				\$/d	<u>27.461,69</u>

Rendimiento: 800 m3/d

Costo:	<u>27.461,69 \$/d</u>	= \$/m3	<u>34,33</u>
	800 m3/d		

III - COSTO DEL MATERIAL : = \$/m3 15,33

IV - TRANSPORTE DE SUELOS:

CÁLCULO DE RENDIMIENTO

Tiempo Medio de Carga m/c 3,00

Recorrido: $\frac{2 \times 60 \times 5,00}{40 \text{ Km/h}}$ Km m/c 15,00

Tiempo Medio de Descarga..... m/c 3,00
m/c 21,00

Ciclo diario: $\frac{480 \text{ m/d}}{21,00 \text{ m/c}}$ = c/d 22,86

Rendimiento 22,86 c/d x Km. 5,00 x m3/c 5,00 =Kmm3/d 571,50

EQUIPO

1,0 Camion Volcador 5/6 m3 H.P. 140,00 \$ 1.483.200,00
140,00 \$ 1.483.200,00

A. e I.= /d 0,00096 x \$ 1.483.200,00 = \$/d \$ 1.423,87

R. y R.= /d 0,00056 x \$ 1.483.200,00 = \$/d \$ 830,59

C. y L.= \$/HP d 72,30400 x HP 140,00 = \$/d \$ 10.122,56

Mano de Obra:

1,0 Ofi. Esp. x \$/d 1687,36 =\$/d = \$/d 1687,36 = \$/d 1687,36
\$/d 14.064,38

Rendimiento: 600,00 Kmm3/d

Costo: $\frac{14.064,38}{600,00 \text{ Kmm3/d}}$ \$/d =\$/Kmm3 23,44

RESUMEN :

I - PROVISIÓN DE SUELO. = \$/m3 34,33

II- COSTO MATERIAL EN YACIM = \$/m3 15,33

III - TRANSPORTE DE SUELOS.

Costo por m3 = 5,00 Km x \$/Kmm3 23,44 = \$/m3 117,20

IV - EJECUCIÓN. = \$/m3 134,78

= \$/m3 301,64

Precio: 301,64 \$/m3 x 1,65 =\$/m3 **497,71**

Ítem - SENDA PEATONAL

COLOCACIÓN DE PISO				
MATERIALES			Rendimiento	
Cemento Portland Normal (xBolsa de 50kg)	Bolsa	\$ 208,50	0,1	20,85 \$/m ²
Cal aérea hidratada (Bolsa de 25Kg)	Bolsa	\$ 135,50	0,18	24,39 \$/m ²
Arena puesta en obra	m ³	\$ 542,47	0,03	16,27 \$/m ²
Loseta de Hº 40x40	m ²	\$ 281,25	1,05	295,31 \$/m ²
				356,83 \$/m ²
MANO DE OBRA		Rendimiento:	1,2 hs/m ²	
2 Oficial especializado		421,84 \$/hs		506,208 \$/m ²
3 Oficial		539,19 \$/hs		647,028 \$/m ²
3 Ayudante		456,39 \$/hs		547,668 \$/m ²
				1700,904 \$/m ²
TOTAL RUBRO			2057,73 \$/m²	

PILARES				
MATERIALES			Rendimiento	
Cemento Portland Normal (xBolsa de 50kg)	Bolsa	\$ 208,50	0,1	20,85 \$/m ³
Ladrillos comunes	U	\$ 13,60	500	6800,00 \$/m ³
Cal aérea hidratada (Bolsa de 25Kg)	m ³	\$ 135,50	0,18	24,39 \$/m ³
Arena puesta en obra	m ²	\$ 542,47	0,03	16,27 \$/m ³
				6861,51 \$/m ³
MANO DE OBRA		Rendimiento	8 hs/m ³	
1 Oficial especializado		210,92 \$/hs		1687,36 hs/m ³
2 Oficial		359,46 \$/hs		2875,68 hs/m ³
2 Ayudante		304,26 \$/hs		2434,08 hs/m ³
				6997,12 hs/m ³
TOTAL RUBRO			13858,63 \$/m³	

BASE DE H° A°				
MATERIALES			Rendimiento	
Cemento Portland Normal	kg	\$ 4,17	5,4	22,52 \$/m ³
Arena puesta en obra	m ³	\$ 542,47	0,612	331,99 \$/m ³
Canto rodado	m ³	\$ 938,98	0,612	574,66 \$/m ³
Hierro redondo liso φ16 mm	kg	\$ 40,40	630	25449,92 \$/m ³
				26379,08 \$/m ³
MANO DE OBRA			Rendimiento 8,5 hs/m ³	
1 Oficial especializado		210,92 \$/hs		1792,82 hs/m ³
3 Oficial		539,19 \$/hs		4583,115 hs/m ³
3 Ayudante		456,39 \$/hs		3879,315 hs/m ³
				10255,25 hs/m ³
TOTAL RUBRO			36634,33 \$/m³	

BARANDAS				
MATERIALES			Rendimiento	
Caño Redondo 13/4" x 1,6mm	ml	\$ 117,25	1,05	123,12 \$/ml
				123,12 \$/ml
MANO DE OBRA			Rendimiento 2 hs/ml	
1 Oficial especializado		210,92 \$/hs		1687,36 hs/ml
2 Oficial		359,46 \$/hs		2875,68 hs/ml
2 Ayudante		304,26 \$/hs		2434,08 hs/ml
				6997,12 hs/ml
TOTAL RUBRO			7120,24 \$/ml	

Resumen

Colocación de pisos	2057,73 \$/m ²	3 m	6173,19 \$/ml
Pilares	13858,63 \$/m ³	0,2 m ²	2806,37 \$/ml
Base de H°A°	36634,33 \$/m ³	0,15 m ²	5495,15 \$/ml
Barandas	7120,24 \$/ml		7120,24 \$/ml

TOTAL ÍTEM 21594,95 \$/ml

Ítem - DESAGÜES PLUVIALES

Excavación común	557,25 \$/m ³	8 m ²	4458,00 \$/ml
Relleno de suelo para conducto	301,64 \$/m ³	8 m ²	2413,12 \$/ml

Caño PVC aprob. D= 80 mm	Materiales	1805,17 \$/ml		
	Colocación	318,56 \$/ml		
	Total	2123,73 \$/ml	498 ml	\$ 1.057.617,54

Caño PVC aprob. D= 110 mm	Materiales	2262,19 \$/ml		
	Colocación	399,21 \$/ml		
	Total	2661,40 \$/ml	374 ml	\$ 995.363,60

Caño PVC aprob. D= 140 mm	Materiales	2424,09 \$/ml		
	Colocación	427,78 \$/ml		
	Total	2851,87 \$/ml	123 ml	\$ 350.780,01
			995 ml	\$ 2.403.761,15

2415,84 \$/ml

TOTAL	9286,96 \$/ml
--------------	----------------------

Construcción de sumideros, incluyendo provisión de materiales	34384,19 \$/Un.	7	Un.	\$ 240.689,33
---	-----------------	---	-----	---------------

Rendimientos para colocación:		
Ø = 0,40m	60	m/día
Ø = 0,50m	60	m/día
Ø = 0,60m	60	m/día
Ø = 0,70m	48	m/día
Ø = 0,80m	48	m/día
Ø = 1,00m	48	m/día
Ø = 1,20m	36	m/día
Ø = 1,50m	36	m/día
Ø = 1,50m	36	m/día

Ítem - ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN

Provisión, acarreo y colocación
de gaviones

1350 \$/m³ 1680 m³ \$ 2.268.000,00

Estructura de H°A°

MATERIALES

Hormigón pre-elaborado H-25	\$ 3.548,00	\$/m ³	Cantidad	52,8		\$ 187.334,40
-----------------------------	-------------	-------------------	----------	------	--	----------------------

Barras de acero	Acero ADN 420 φ10	41,10	\$/Kg	350	Desperdicio +10%	385,0	\$ 15.823,18
	Acero ADN 420 φ16	40,40	\$/Kg	3069		3375,9	\$ 136.375,20
							\$ 152.198,38

Madera para encofrado	230	\$/m ²		123		\$ 28.290,00
-----------------------	-----	-------------------	--	-----	--	---------------------

MANO DE OBRA

	Rendimiento	18	hs/m ³	3,33		
1 Oficial especializado	210,92	\$/hs		\$ 703,07	\$/m ³	
2 Oficial	359,46	\$/hs		\$ 1.198,20	\$/m ³	
3 Ayudante	456,39	\$/hs		\$ 1.521,30	\$/m ³	
				\$ 3.422,57	\$/m ³	\$ 180.711,52

\$ 2.816.534,30

1625,24 \$/m³

