

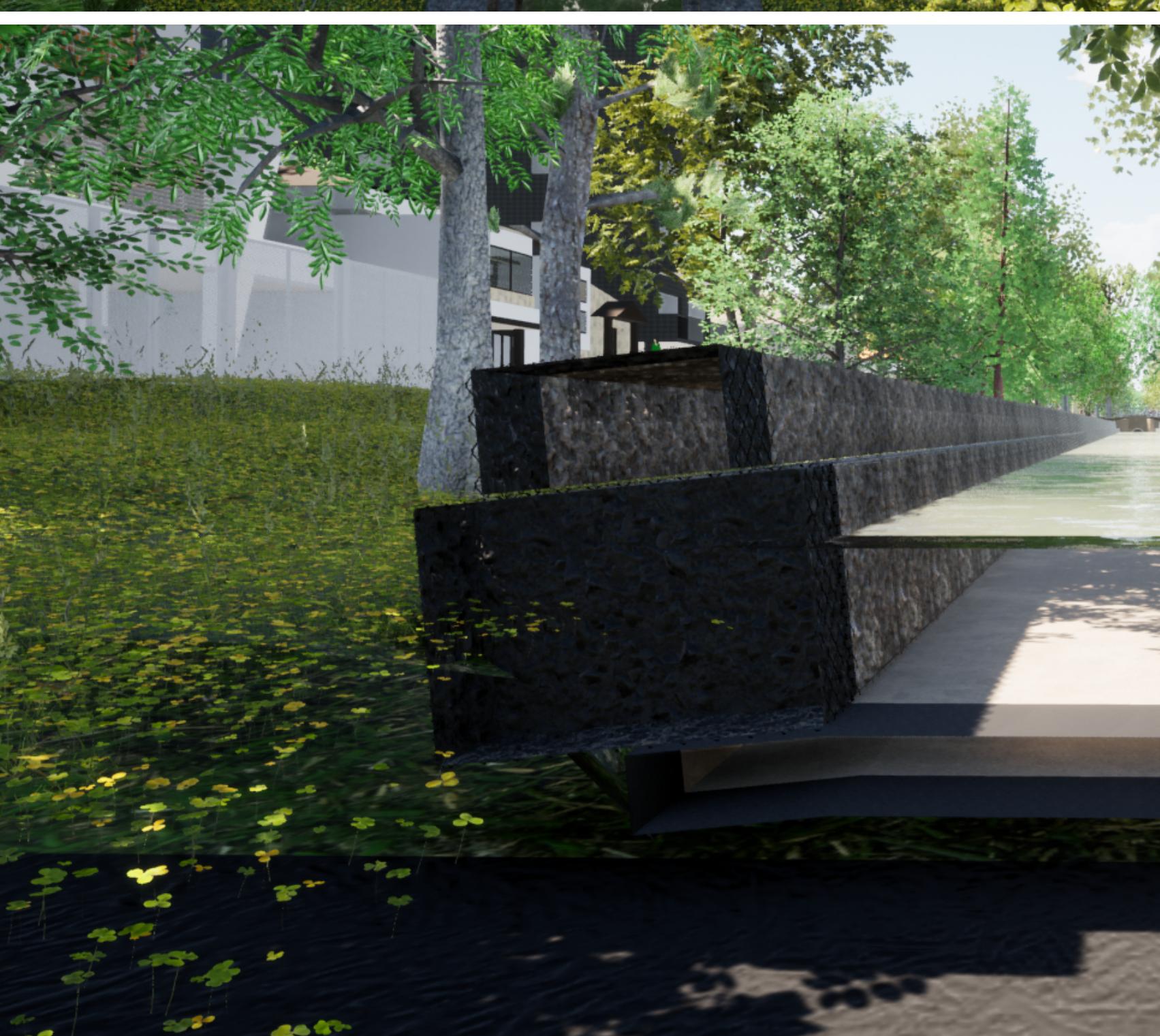


Trabajo Final CANALIZACIÓN DEL ARROYO ESPERANZA

RIOS, Siomara
RODRIGUEZ, Guadalupe
URBINA, Samanta

Tutor: Ing. Carlos Depetris

Año 2021





**Agradecemos al Ingeniero
Carlos Depetris por aceptar
el desafío de la tutoría en
este anteproyecto.**

**Además a la Ingeniera
Verónica Gustin y al
Ingeniero Ezequiel Silva por
su ayuda y asesoramiento.**

**También al Ingeniero
Alejandro Salgado por su
colaboración y buena
predisposición.**

Facultad de Ingeniería. Trabajo Final de Carrera

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

En la ciudad de Paso de los Libres, provincia de Corrientes, Argentina se propone como anteproyecto la canalización del arroyo Esperanza, para la erogación de escorrentía de precipitaciones máximas que se presentan con 5 años de recurrencia. A continuación se expone cuáles son los objetivos y motivos de la mencionada solución.

1.1. Objetivos

Diseñar y dimensionar la canalización del arroyo Esperanza, ubicado en la ciudad de Paso de los Libres provincia de Corrientes, considerando los aportes de los excedentes pluviales generados en subcuenca que topográficamente drenan hacia la traza del colector pluvial natural, desembocando finalmente en el río Uruguay.

Estudiar y proyectar el comportamiento hidráulico de un canal rectangular construido con gaviones.

Contemplar la limpieza del cauce, recuperación del espacio circundante para uso público y dar solución a problemas de estanqueidades.

Promover acciones que tiendan a la superación de la marginalidad de la zona.

1.2 Motivos

La intervención del arroyo queda englobada dentro del Plan estratégico 2030 del municipio de la ciudad de Paso de Los Libres, la que actualmente no cuenta con anteproyectos que den una solución a los problemas que representa el arroyo.

Movilizados por la demanda por parte del municipio, este anteproyecto surge para cubrir los estudio técnicos de base, necesarios para la elaboración del proyecto ejecutivo “Canalización del arroyo Esperanza”.

El casco histórico de la ciudad presenta problemas de anegamiento incluso ante precipitaciones de muy bajo milimetrage, para lo cual se requiere de la ejecución de obras complementarias, como por ejemplo proyectar un sistema de alcantarillas que desembocan en el arroyo Esperanza.

El gran aporte de caudal, sumado a las altas pendientes que se presentan en las primeras cuadras, generan velocidades de escurrimiento superficial muy altas, lo cual ocasiona socavación en partes del cauce del arroyo, poniendo en peligro la estabilidad del suelo en viviendas circundantes. Esto también refleja la necesidad de la determinación de una sección específica para el curso de agua existente.

En cuanto al impacto social, actualmente se encuentran asentadas once familias en los márgenes del cauce, encontrándose en una situación de saneamiento básico vulnerable, con hogares informales. Se prevé relocalizarlos y así poder prevenir y/o reducir el riesgo de enfermedades de origen hídrico-sanitaria.

Facultad de Ingeniería. Trabajo Final de Carrera

1.3 Ubicación

El área de estudio se encuentra dentro del departamento Paso de los Libres ubicándose al sureste de la provincia de Corrientes, sobre la margen derecha del río Uruguay, en la frontera más densamente poblada entre Argentina y Brasil, con puntos extremos departamentales al NORTE 29° 30' latitud Sur, al SUR 30° 06' latitud Sur, al ESTE 56° 50' longitud Oeste y al OESTE 57° 42' longitud Oeste, como se presenta en la fig. 1.1.



Figura 1.1: Ubicación del departamento de Paso de los Libres.

La superficie departamental de Paso de los Libres es de 4.916 km² representando el 5,53% del total provincial, con una población total del departamento de 49.557 habitantes, según Censo de Población y Vivienda de 2010. Administrativamente, está dividido en 4 Municipios: Tapebicuá, Paso de Los Libres, Parada Pucheta y Bonpland.

La ciudad capital del departamento es Paso de los Libres, fundada en el año 1843, se ubica en un lugar estratégico que favorece el intercambio de bienes y servicios con la ciudad de Uruguaya, Brasil.

El arroyo Esperanza se desarrolla en el noreste de la ciudad como continuación de la calle Coronel Reguera, su orientación es perpendicular al río Uruguay, y a lo largo de sus 810 metros atraviesa las calles: Los Ciento Ocho, Yatay, Pago Largo, avenida San Martín, Pellegrini y Costanera.

Facultad de Ingeniería. Trabajo Final de Carrera

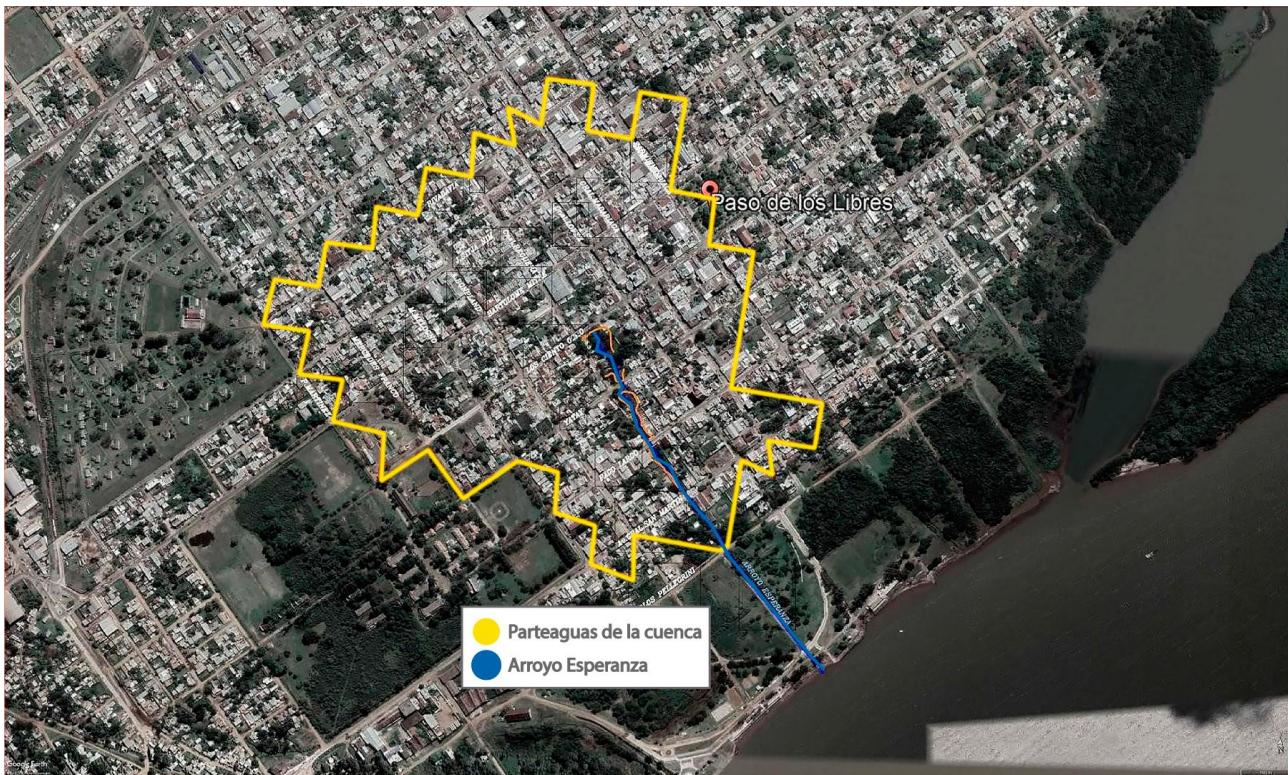


Figura 1.2: Ubicación del arroyo Esperanza y cuenca de aporte..

En la figura 1.2 extraída de Google Earth, se observa en color azul la ubicación del arroyo Esperanza. La zona a intervenir en esta investigación son los primeros 500 m, comenzando en la calle Los Ciento Ocho y finalizando en calle Pellegrini. A partir de allí, el caudal se encausa mediante un sistema de tubificación, compuesta por tres caños de un metro de diámetro, hasta descargar en el cuerpo receptor, el río Uruguay.

1.4 Metodología de trabajo

Este anteproyecto se lleva a cabo mediante datos suministrados del programa Autocad Civil 3D y luego comparados con relevamientos en el sitio, aportados por el ingeniero agrimensor Javier Gomez Lucietti. Las instituciones públicas no contaban con relevamientos actuales realizados dentro del arroyo, y no fue posible realizar un relevamiento propio debido a las limitaciones ocasionadas por la pandemia de COVID-19.

El anteproyecto se divide en dos etapas:

- Estudios preliminares.
- Dimensionamiento, verificación y presupuesto.

a) Etapa de estudios preliminares:

Se establece la configuración, análisis de alternativas y los parámetros básicos de diseño. Luego de la recopilación y análisis de datos disponibles, surgen las bases sobre las que se fundamenta este anteproyecto. En concreto, esta parte se compone de:

- Perfil topográfico del arroyo,
- Delimitación de la cuenca y subcuenca,

Facultad de Ingeniería. Trabajo Final de Carrera

- Parámetros hidrológicos, utilizando programas como Qgis y AFMULTI,
- Recopilación de estudios de suelos de la zona,
- Análisis de trabajos complementarios existentes.

b) Dimensionamiento, verificación y presupuesto.

Luego de analizar los estudios preliminares, se prosigue con la intervención del mismo, que contempla:

- Modelación del sistema con herramientas informáticas: HEC- HMS, GAWACWIN, Autocad Civil 3D,
- Desarrollo del diseño ingenieril en base a la alternativa seleccionada,
- Cómputo y presupuesto.

A continuación se deja una breve descripción de los capítulos, que componen este trabajo:

- **Capítulo 1: Introducción**

Expone en qué consiste el anteproyecto, la ubicación geográfica del arroyo Esperanza y los estudios realizados para llegar a la solución que se propone.

- **Capítulo 2: Antecedentes y relevamiento fotográfico**

Se detallan mediante textos, imágenes, gráficos y esquemas, cuál es la situación actual del arroyo Esperanza.

- **Capítulo 3: Hidrología**

Delimitación de subcuenca. Análisis estadístico de precipitaciones. Actualización de las curvas IDF de la ciudad de Paso de los Libres, para poder modelar la tormenta de diseño que será introducida al programa HEC-HMS. Usos de suelo y coeficientes CN de cada subcuenca.

- **Capítulo 4: Hidráulica**

Se modela topológicamente la cuenca mediante el software HEC-HMS, con los parámetros obtenidos en capítulo 3. Se opta por un canal de gaviones. Se determina una sección necesaria.

- **Capítulo 5: Dimensionamiento del canal**

Se compararon distintos estudios de suelo de la zona. Se predimensiona una sección de gaviones y colchoneta. Se procede al análisis de cargas y verificación de estabilidad mediante el programa GAWACWIN. Se verifica hidráulicamente el fondo del canal.

- **Capítulo 6: Proceso constructivo**

Se describen cuáles serán las tareas a realizar para poder materializar el anteproyecto, definiendo el método de trabajo, duración de tareas y la elección de alternativas.

Facultad de Ingeniería. Trabajo Final de Carrera

- **Capítulo 7: Cómputo y presupuesto**

Luego de establecer el proceso constructivo para poder materializar el anteproyecto, se registra el cómputo, presupuesto, plan de trabajo y curva de inversión. Se detalla en profundidad el rubro movimiento de suelos.

- **Capítulo 8: Conclusiones y recomendaciones**

Se añade un breve comentario acerca de medidas a considerar para la realización de este anteproyecto.

TRABAJO FINAL DE CARRERA

Capítulo 2



CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES Y RELEVAMIENTO FOTOGRÁFICO

Se detalla mediante textos, imágenes, gráficos y esquemas, cuál es la situación actual del arroyo Esperanza.

2.1 Situación hidrológica e hidráulica actual

La infraestructura de la ciudad de Paso de los Libres se configura sosteniendo la disposición natural de su geografía, como se ve en la figura 2.1, de manera que los principales cuerpos receptores de la escorrentía urbana son:

1. El arroyo Yatay que surca al este de la localidad con dirección S - N y que descarga en el río Uruguay,
2. El arroyo La Despedida, tributario del Yatay que surca N - S y
3. El río Uruguay, donde el efluente pluvial urbano descarga mediante zanjas o canales a cielo abierto. Este último punto hace referencia al arroyo Esperanza.

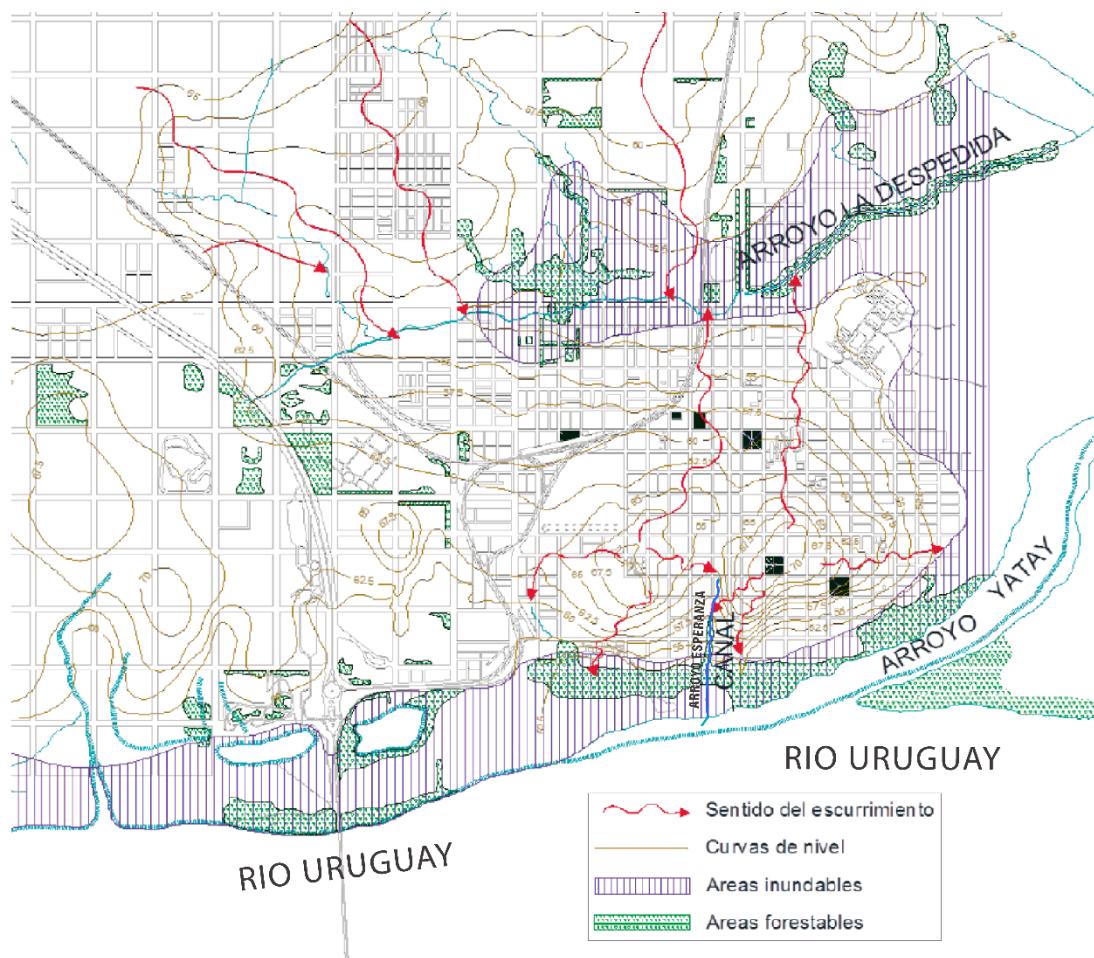
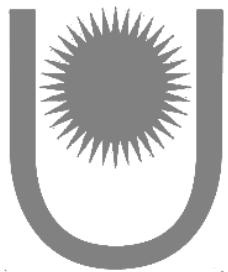


Figura 2.1: Hidrodinámica de Paso de los Libres. Fuente: Plan Estratégico de Ordenamiento Territorial 2013.

TRABAJO FINAL DE CARRERA

Capítulo 2



En la actualidad, el arroyo Esperanza presenta un curso de agua intermitente, es decir, transporta agua de manera eventual y no de forma permanente. El mismo no cuenta con información respecto al área de aporte, línea de ribera, ni caudales aforados.

El estudio en cursos de agua de tan poco caudal y efímero, suele desestimarse; por lo tanto, no hay claridad en la determinación de la línea de ribera ni tampoco catastralmente hay una determinación respecto a las márgenes del arroyo que señalan el límite entre el espacio de dominio público y privado.

Los sentidos de escurrimientos de las calles se establecieron mediante las cotas de las esquinas de cada cuadra, de una planialtimetría brindada por la municipalidad. Ver plano N°1.

2.2 Diagnóstico social actual

Uno de los estudios previos de gran envergadura realizados en el área fue el Plan estratégico de ordenamiento territorial en el año 2013, donde se sugieren distintos tipos de intervenciones a largo plazo, pero no está incluida la canalización del arroyo Esperanza. Sin embargo, actualmente forma parte del Plan Estratégico 2030, donde fue incorporado a un conjunto de obras tendientes a revalorizar el casco histórico de la ciudad.

Si bien esta obra repercute favorablemente para toda la población de la ciudad, se estima que se beneficiarán directamente un total de 300 personas que habitan linderamente al arroyo. Estos mismos habitantes que sólo conviven con la potencialidad de este espacio encuentran en él zonas difíciles de limpiar, por lo que se crean microbasurales, descarga de escombros, y hasta descargas de líquidos cloacales clandestinos.

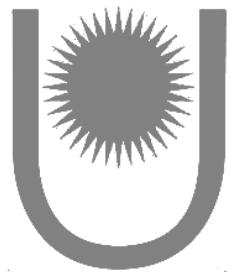
Además, los vecinos identifican a los actuales 500 metros del arroyo Esperanza como una zona poco segura para circulación peatonal y vehicular, posee escaso o nulo alumbrado público y/o señalizaciones correspondientes, repercutiendo en incidentes de todo tipo.

2.3 Diagnóstico ambiental

Conforme a lo publicado por el INDEC en el censo 2010, los indicadores de necesidades básicas insatisfechas señalan que la cantidad de cloacas en viviendas de la zona urbana de la ciudad de Paso de Los Libres alcanza el 36%, y que dentro de ese porcentaje el 97% de las instalaciones sanitarias no cumplen con una condición mínima, e incluso el 3% ni siquiera posee retrete. Se sabe que la exposición a ese tipo de desechos provoca en las personas enfermedades de tipo diarreicas.

TRABAJO FINAL DE CARRERA

Capítulo 2



El arroyo Esperanza se ve particularmente afectado por la descarga clandestina de efluentes cloacales, lo cual afecta no solamente de forma desfavorable al medio ambiente, sino que también afecta directamente a los vecinos que viven junto al arroyo, quienes están en constante exposición a enfermedades, inundaciones y malos olores.

Al poseer secciones irregulares, sumadas a rellenos caseros con escombros, socavaciones y depósitos de suelos, conlleva a una acumulación de agua. Dando lugar a la proliferación de plagas como ratas, mosquitos, y demás alimañas transmisoras de enfermedades como el dengue.

Se puede observar, fundamentalmente en las áreas de los asentamientos una gran cantidad de residuos sólidos domiciliarios, tanto en el cauce como en la ribera, encontrándose elementos tales como plásticos, metálicos, neumáticos, etc. A pesar de la eficiencia del servicio de recolección de residuos, no existe conciencia comunitaria sobre el problema de la presencia de residuos sólidos urbanos en estas zonas. La ausencia de programas de educación ambiental incrementa el peligro potencial para la población, ya que ha sido frecuente observar a niños jugando en las márgenes del arroyo.



Figura 2.2. Microbasural existente en las márgenes del arroyo Esperanza.

En el punto 2.5 Relevamiento fotográfico, en las figuras 2.4 hasta 2.11, se puede observar en detalle la problemática descrita.

2.4 Antecedente

TRABAJO FINAL DE CARRERA

Capítulo 2



- Ley N° 5588. Determinación de la línea de ribera y régimen de uso de los bienes inmuebles en áreas inundables. Boletín Oficial de la República Argentina, 21 de septiembre de 2004.
- Decreto N°2.245/12. Reglamentación de Ley N° 5588. Dirección general de despacho y boletín oficial, Corrientes, República Argentina, 2 de octubre de 2012. Folio 646.
- Ley N°3066. Código de aguas de la provincia de Corrientes. Boletín Oficial de la República Argentina, 1° de septiembre de 1972.
- Ing. Brutti, O. M, (2018). Proyecto urbano integral de renovación y puesta en valor del circuito comercial de la ciudad de Paso de Los Libres. Memoria de cálculo hidráulico, peatonal Colón.
- Arq. Montani, C., (2020). Proyecto urbano integral de renovación y puesta en valor del circuito comercial de la ciudad de Paso de Los Libres. Marco urbano y sectorial. Área de Planificación Urbana, municipalidad de Paso de los Libres.
- Arq. Montani, C., (2020). Plan Estratégico 2030. Área de Planificación Urbana, municipalidad de Paso de los Libres.
- Petrovic, J. C. y colaboradores, (2013). Plan estratégico de ordenamiento territorial del municipio de Paso de Los Libres, Tomo I. CFI, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Nacional del Nordeste.
- Ing. M. B. de Aguilar, ICAA, (1984). Proyecto Entubamiento Zanjón sin nombre - Localidad Paso de Los Libres, pág. 20.

2.5 Relevamiento fotográfico

Seguidamente se emplean fotografías para dar una perspectiva concreta del estado actual del arroyo Esperanza. El espacio a intervenir es el especificado por la línea roja desde los puntos 1 al 8.



Figura 2.3: Traza del arroyo Esperanza

- Tramo 1:

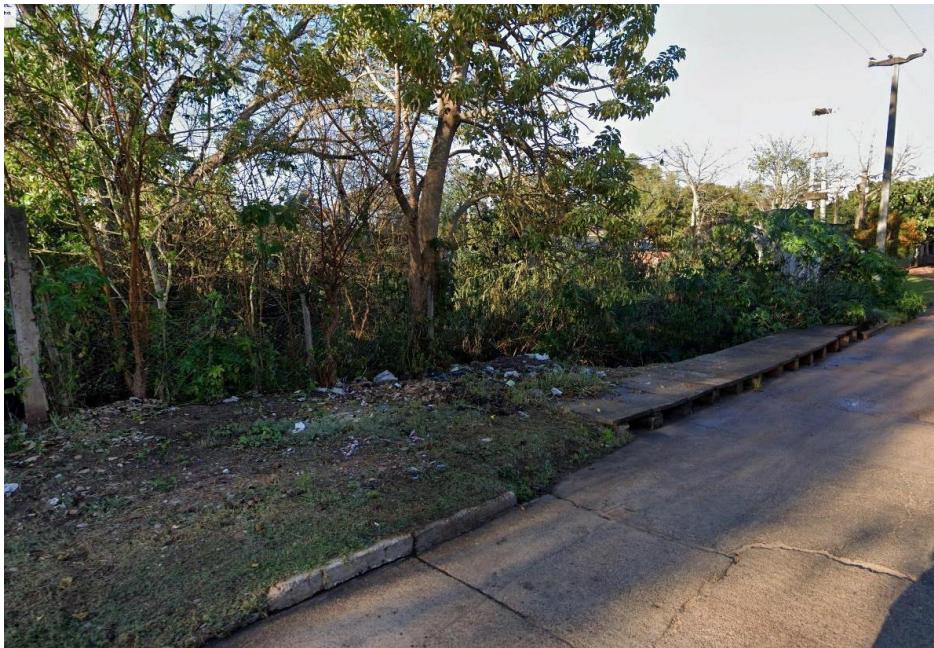


Figura 2.4: Inicio arroyo Esperanza. Vista desde la intersección de las calles Los Ciento Ocho y Coronel Reguera. (Punto 1 según Figura 2.1)



Figura 2.5: Vista desde la intersección de las calles Yatay y Coronel Reguera. (Punto 2 según Figura 2.1)

- Tramo 2:

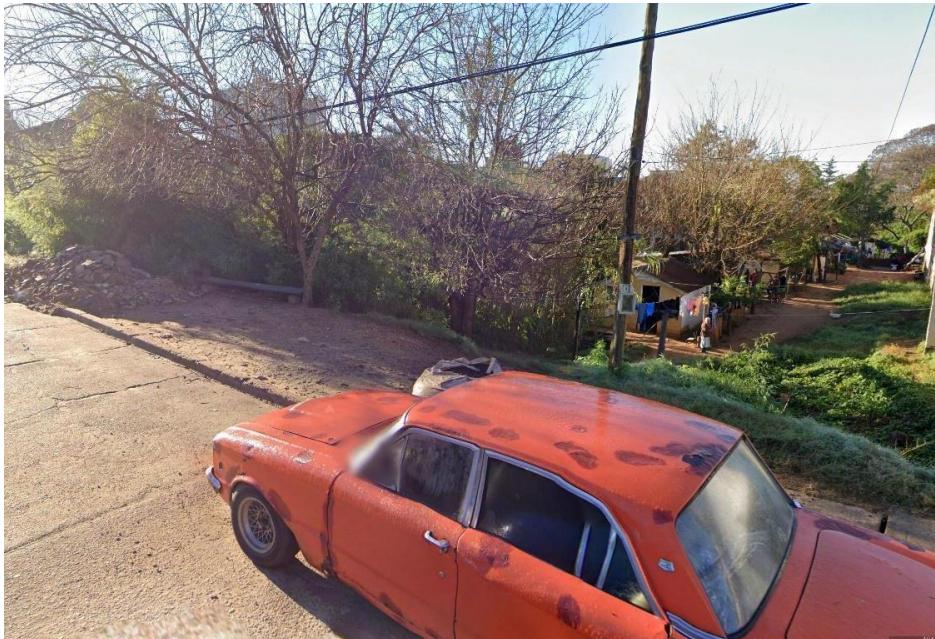


Figura 2.6: Vista desde la intersección de las calles Yatay y Coronel Reguera. (Punto 3 según Figura 2.1)



Figura 2.7: Vista desde calle Pago Largo (Punto 4 según Figura 2.1)

- Tramo 3:

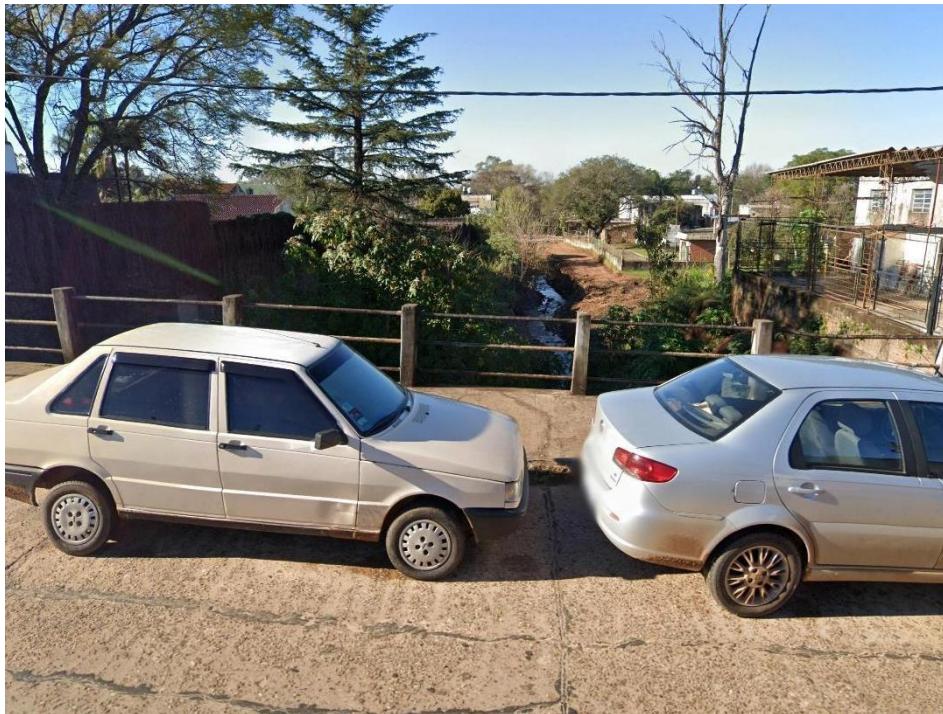


Figura 2.8: Vista desde calle Pago Largo (Punto 5 según Figura 2.1)



Figura 2.9: Vista desde avenida San Martín (Punto 6 según Figura 2.1)

- Tramo 4:

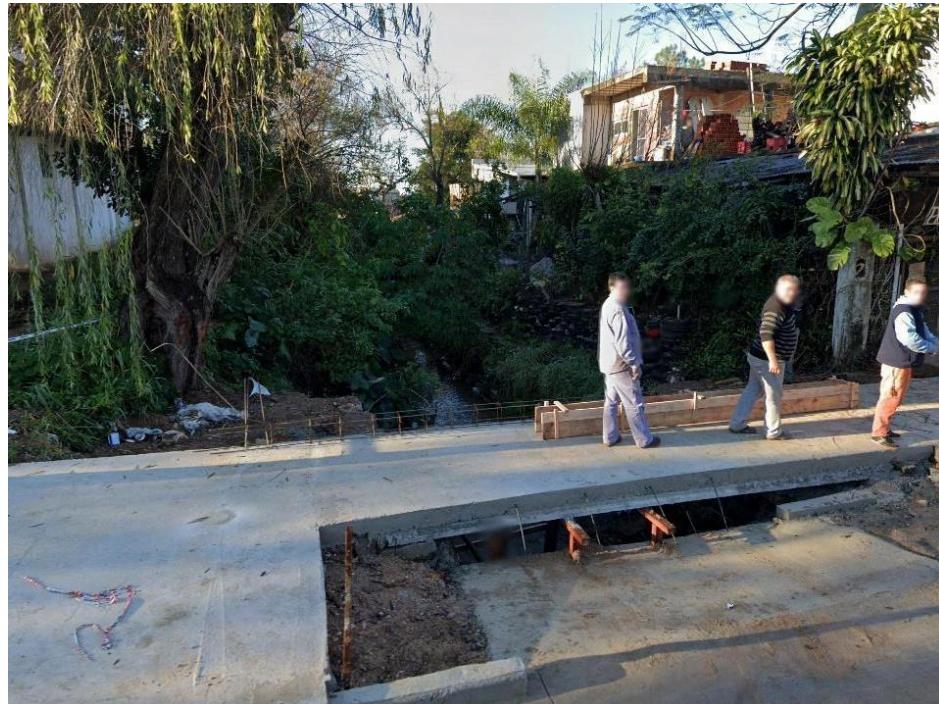
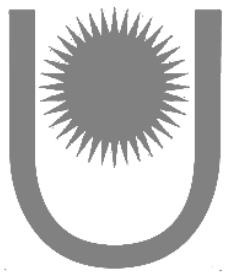


Figura 2.10: Vista desde avenida San Martín (Punto 7 según Figura 2.1)



Figura 2.11: Vista desde calle Pellegrini (Punto 8 según Figura 2.1)



TRABAJO FINAL DE CARRERA

Capítulo 2

2.6 Perfiles transversales

Los planos y los perfiles descritos a continuación fueron obtenidos con el software de diseño asistido Autocad Civil 3D. Los resultados se compararon con relevamientos topográficos realizados por el Ingeniero Agrimensor Javier Gómez Lucietti.

Cabe aclarar que la posibilidad de realizar trabajos *in situ* se vieron impedidos a causa de la pandemia COVID-19.

Los perfiles transversales se determinaron sobre la traza del arroyo cada 20 metros, a lo largo de 500 metros de longitud. Ver Planos N°: 4-a, 4-b, 4-c, 4-d, 4-e.

Se incorporaron detalles de secciones de alcantarillas existentes extraídas del “Proyecto Entubamiento Zanjón sin nombre, localidad Paso de los Libres.” Ing. M. B. de Aguilar, ICAA, (1984).

A modo de descripción general, desde el punto indicado como cero (0) en los perfiles transversales, se considera hacia los lados una distancia máxima de intervención de 20 metros por cada lado.

Se incorporan imágenes y fotografías de las alcantarillas existentes. La ubicación de los perfiles transversales respecto de la traza de la canalización se puede observar en Plano N°3.

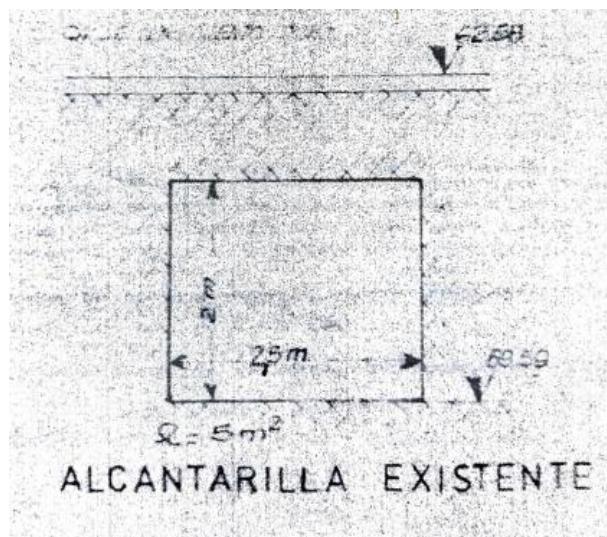
PROGRESIVA 0+000

Alcantarilla sección rectangular

Material: Hormigón Armado

Ancho: 2,50m

Alto: 2,00m



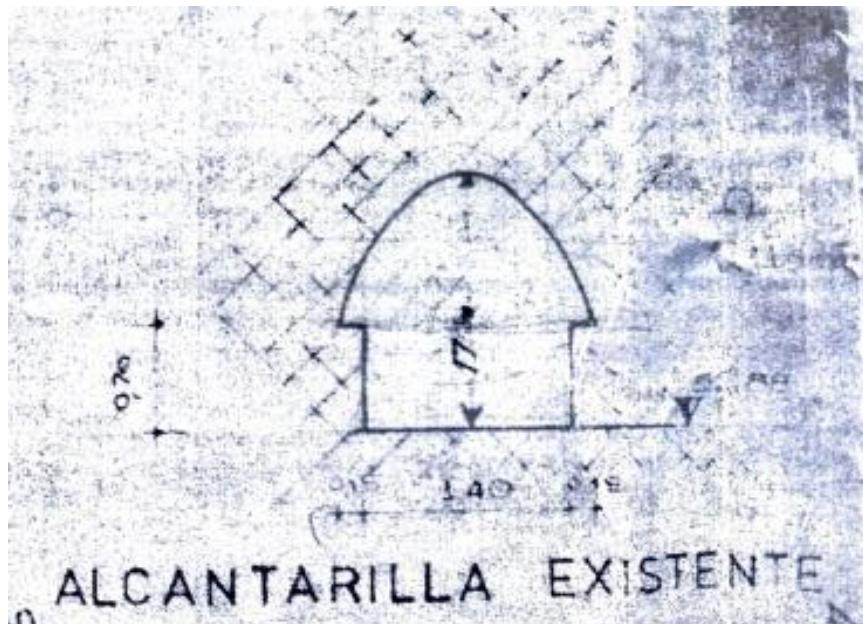
TRABAJO FINAL DE CARRERA

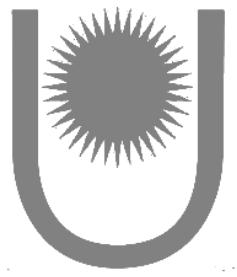
Capítulo 2

PROGRESIVA 0+110

Alcantarilla sección irregular

Material: Hormigón Armado





TRABAJO FINAL DE CARRERA

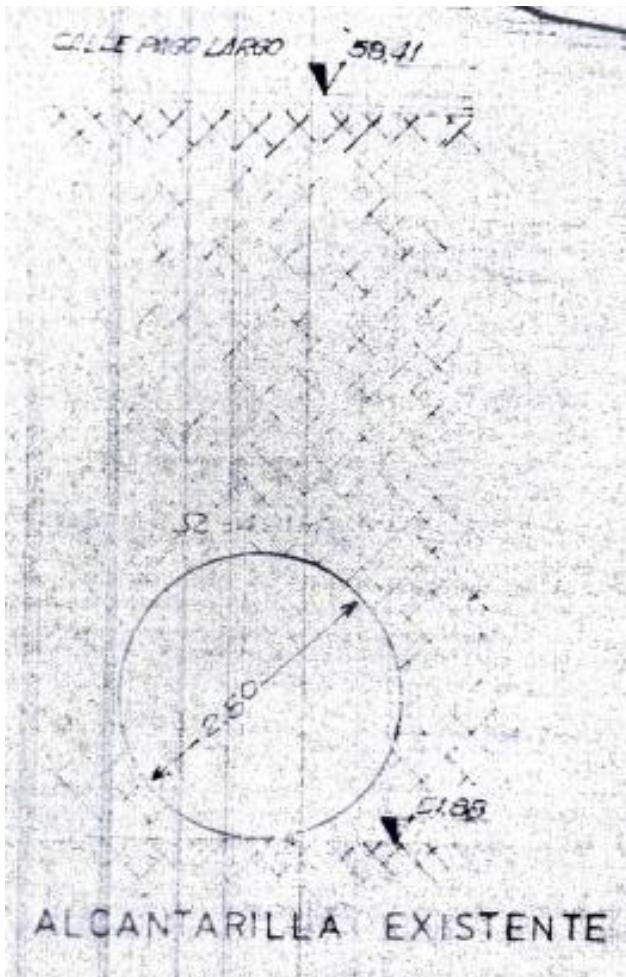
Capítulo 2

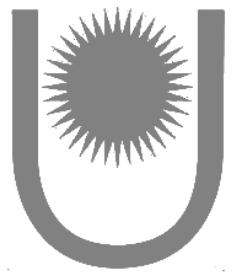
PROGRESIVA 0+240

Alcantarilla de sección circular

Material: Hormigón Armado

Diámetro: 1,20m





TRABAJO FINAL DE CARRERA

Capítulo 2

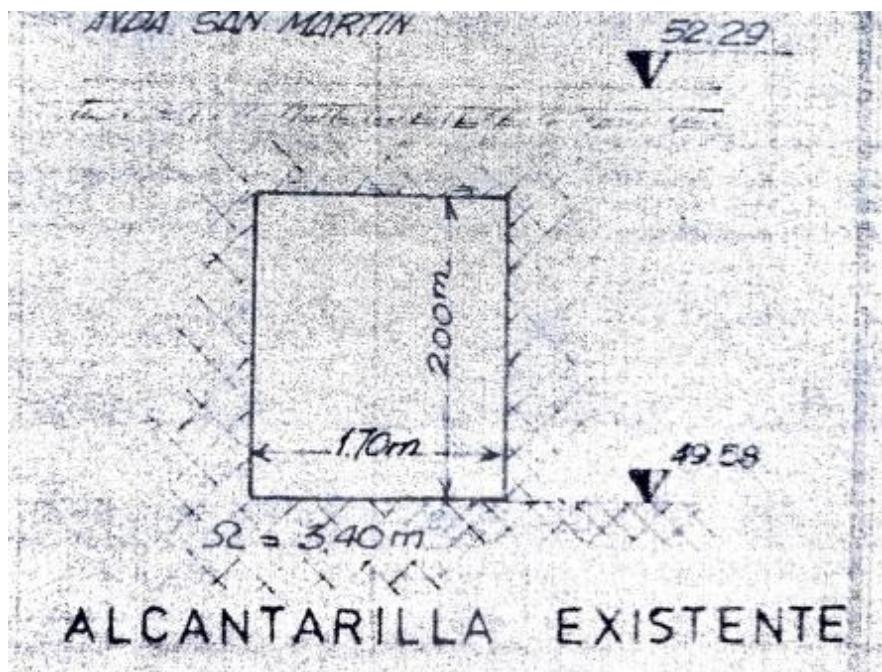
PROGRESIVA 0+370

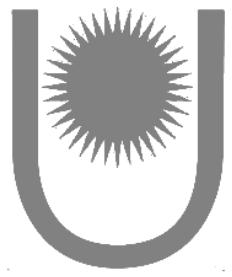
Alcantarilla de sección rectangular

Material: Hormigón Armado

Ancho: 1,70m

Alto: 2,00m





TRABAJO FINAL DE CARRERA

Capítulo 2

PROGRESIVA 0+500

Alcantarilla de sección circular

Material: Hormigón Armado

Diámetro: 1,0m



2.7 Perfil longitudinal

Ver plano N°3.

CAPÍTULO 3: HIDROLOGÍA

Aquí se detallan los criterios para determinar los parámetros y variables hidrológicas que modelan el caudal de aporte al arroyo Esperanza. Se estudió la delimitación de subcuenca, sus áreas, sus porcentajes de impermeabilidad y tiempos de concentración.

Por otra parte, se realizó un análisis estadístico de precipitaciones con el objeto de actualizar las curvas IDF de la ciudad de Paso de los Libres. Posteriormente, se procede a modelar la tormenta de diseño que será introducida al programa HEC-HMS.

3.1. Delimitación de subcuenca

Los límites físicos de las divisorias de agua correspondientes al área de aporte de las subcuenca se obtuvieron partiendo de la base que el movimiento del agua se produce en estricta armonía con la topografía, es decir, desde aguas arriba hacia aguas abajo. El objetivo es delimitar el área de aporte para definir los caudales que aporta cada subcuenca al arroyo, a partir de la transformación de la tormenta de diseño en caudales, este último aspecto se encuentra en el Capítulo 4.

Para determinar las divisorias de aguas se visitó la Dirección de Catastro del municipio, organismo público que facilitó el plano catastral de la ciudad, documento que contiene cotas (IGN) del área a intervenir.

A partir de un modelo digital del terreno confeccionado mediante imágenes SRTM se delimitó el área a intervenir en veinte subcuenca que aportan escorrentía al arroyo Esperanza. Al efecto, en Plano N°2, se indica la ubicación de cada una de estas. En la tabla 3.1 a continuación se indican las áreas de aporte, longitud y pendiente de las subcuenca de aporte.

Tabla 3.1. Características morfológicas de las subcuenca en la zona de estudio.

Subcuenca	Área (m ²)	Longitud mayor (m)	Pendiente
1	145211,02	748	0,011671
2	15291	239	0,011213
3	4004	67	0,003433
4	8779	132	0,006061
5	38654	227	0,012555
6	54638	391	0,020205
7	18023	188	0,030957
8	7917	128	0,009453
9	41881,744	481	0,023306
10	30853,773	368	0,037228
11	35765,168	455	0,023297
12	35892	460	0,027022

13	46582	365	0,031918
14	18494	256	0,043125
15	40218	454	0,033480
16	8569	135	0,011185
17	8202	130	0,019385
18	8036	128	0,030938
19	8345	131	0,014504
20	8367	120	0,051417
TOTAL	583722,71	m ²	
	58,37	Ha	

La construcción del parteaguas de cada subcuenca, se basó en la hipótesis de la división del escurrimiento de cada manzana en cuatro direcciones, figura 3.1.

Esta partición se construyó a partir de la división parcelaria. Cada manzana, dependiendo de la topografía de las calles que la circundan, pertenecen a una y otra subcuenca.

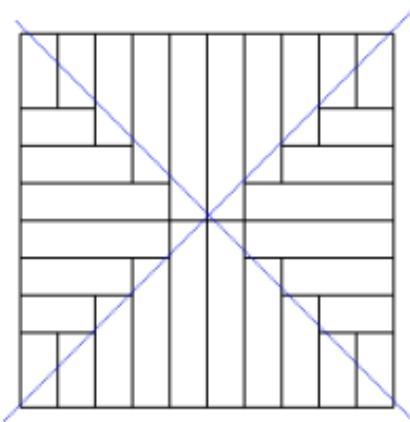


Figura 3.1. Tomada de Guía de trabajos prácticos N°9 (Fig. 2) – Hidrología - UNNE.

Para ello se dibujó la dirección del escurrimiento en cada calle, ver plano N°1. De esta manera quedó determinada la cuenca del arroyo Esperanza, con el objetivo de poder definir los caudales mediante transformación de precipitación. Se muestra en la figura 3.2, la cuenca de aporte con una superficie de aporte de 58,37 Ha, y sus respectivas subcuenca.



Figura 3.2. Subcuencas del arroyo Esperanza.

3.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (tc) se define como “el tiempo que tarda la gota de agua más alejada o con mayor dificultad, para llegar al punto de salida de la cuenca” Ing. Carlos Depetris, Hidrología, UNNE, o como el tiempo transcurrido entre el inicio de la lluvia y el momento en que toda la cuenca está aportando al caudal de salida.

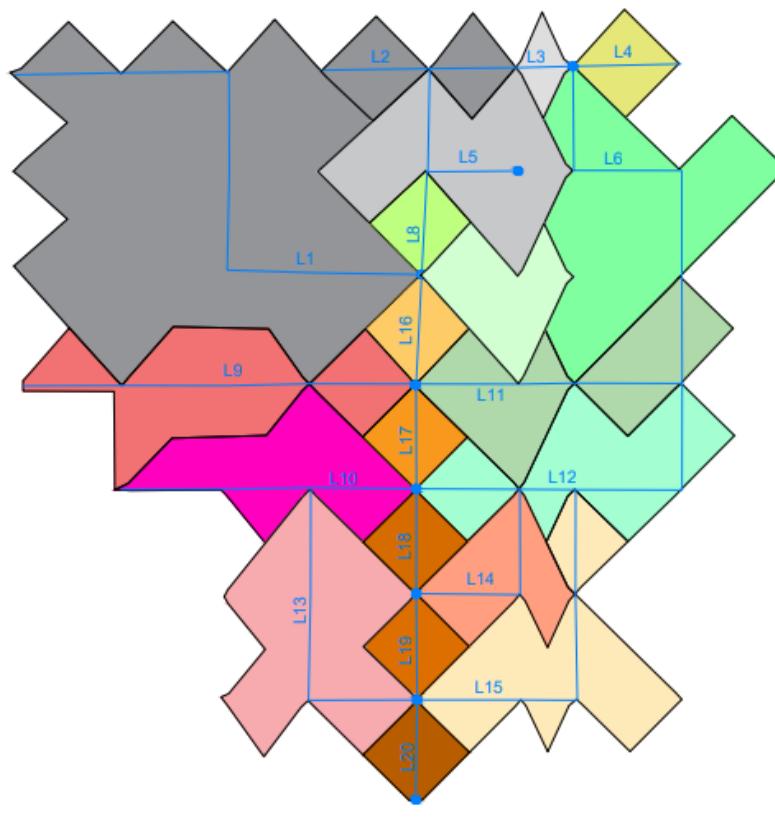


Figura 3.3. Longitudes de escurrimiento adoptadas para cada subcuenca.

Existen diversas fórmulas empíricas para determinar el tc , en este trabajo se calculó con la ecuación propia del método de Kirpich, ecuación 3-1. El método fue desarrollado a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas.

$$tc = 3,989 * L^{0,77} * i^{-0,385} = [min] \quad (3 - 1)$$

Siendo: L = longitud del tramo, en (km)

i = pendiente del tramo, en (m/m)

Además, el método de Kirpich se hizo para pendientes que varían del 3% al 10%, aplicado en áreas con una extensión máxima de 0,5 km². Debido a que esta cuenca no tiene una pendiente dentro de ese rango, se aplican algunas correcciones, que se detallan a continuación.

Según el método, para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar tc por 0,4; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cuneta.

Se afectó por el coeficiente 0,4 por ser las calles canales de concreto, y por 1,5 por recomendación del Ingeniero Luis Martínez. Con lo cual el caudal por subcuenca quedó determinado en la tabla 3.2.

Tabla 3.2: Caudales por subcuenca con el método de Kirpich ajustado.

Subcuenca	Área (m ²)	Longitud mayor (m)	Pendiente	Tiempo de concentración (min)
1	145211,02	748	0,011671	10,62
2	15291	239	0,011213	4,48
3	4004	67	0,003433	2,65
4	8779	132	0,006061	3,59
5	38654	227	0,012555	4,12
6	54638	391	0,020205	5,22
7	18023	188	0,030957	2,52
8	7917	128	0,009453	2,96
9	41881,744	481	0,023306	5,79
10	30853,773	368	0,037228	3,93
11	35765,168	455	0,023297	5,55
12	35892	460	0,027022	5,29
13	46582	365	0,031918	4,15
14	18494	256	0,043125	2,81
15	40218	454	0,033480	4,82
16	8569	135	0,011185	2,89
17	8202	130	0,019385	2,27
18	8036	128	0,030938	1,87
19	8345	131	0,014504	2,55
20	8367	120	0,051417	1,47

3.3 Datos de precipitación

Para obtener las tormentas de diseño se emplearon los datos de precipitaciones diarias brindados por el Servicio Meteorológico Nacional, correspondiente a la estación meteorológica con sede en Paso de Los Libres, a una distancia de 6,85 kilómetros del arroyo en estudio. (Latitud: 29° 43' 09,70" S - Longitud: 57° 05' 02,40") y cuya ubicación se indica en la figura 3.4.



Figura 3.4: Ubicación de la estación meteorológica de la ciudad de Paso de los Libres.

La estación meteorológica de Paso de los Libres inició su registro el 1 de enero de 1991. Hasta el 30 de septiembre de 2020, último mes registrado al desarrollar este trabajo, no presenta vacíos de información. Luego de un análisis de dicha información se confeccionó la tabla 3.5 de precipitaciones diarias máximas mensuales, obtenidas del Servicio Meteorológico Nacional.

Facultad de Ingeniería.
Trabajo Final de Carrera

Tabla 3.4: Precipitaciones diarias máximas mensuales de la estación meteorológica de Paso de los Libres

Año	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Anual
90-91					103,7	55,6	35,5	361,8	102	244,4	151,1	38	1092,1
91-92	57,4	110,7	132,7	176,2	51,7	360,4	334,7	380,4	227,9	358,7	122,2	14,2	2327,2
92-93	75,7	129,2	80	115	190,8	26,9	213,6	149,8	267,4	44,6	36	2	1331
93-94	33,4	165,3	305	182,5	48	305,1	139,4	135,6	111,9	122,3	62,7	88,2	1699,4
94-95	97,6	172,2	69,7	24	139	147,6	163,4	73,7	110,3	30,9	37,2	16,5	1082,1
95-96	105	100,5	86,4	52	251	142,9	194	328	16	15,9	4	26	1321,7
96-97	119	95,2	102,1	101,2	66,2	377	60	132	188	84,7	85	12,3	1422,7
97-98	73,4	333,5	217,6	371,3	548,8	153	357,5	558,8	21	204,3	123,2	43,5	3005,9
98-99	169,5	38,3	44,8	112,5	47	245,9	45,4	146,7	94	50	107,1	19,6	1120,8
99-00	94,7	152,2	31	73,9	85,5	68,8	310	175,4	151,8	48,2	53,2	39,9	1284,6
00-01	59,8	162,5	130	99	276,7	172,2	158,3	226,6	120,8	76,1	16	106,8	1604,8
01-02	130,9	120,8	65,5	37,5	59,5	95	272	476,3	59	82	139,3	60,1	1597,9
02-03	167,3	345,8	346	264,5	127,3	154	274	242	167,5	71,2	28	114,2	2301,8
03-04	27,5	231,5	112,5	185	11,2	106	62	128,6	64,3	114,4	25,7	35	1103,7
04-05	48	225,9	187,9	168	78	15,2	94,2	99,9	246,1	146,8	23,8	87,4	1421,2
05-06	67	137,5	83	85,4	49	31,7	59,6	120	29	164,6	21,7	53,9	902,4
06-07	68,5	150,5	107,5	208,5	51,5	171,2	212,4	116	25,6	81,1	21,7	112,7	1327,2
07-08	116,5	281,6	87,3	78	145,8	119	53,8	76,5	123,2	71	108,2	84,2	1345,1
08-09	85,5	282,7	21	22,6	88,4	94,5	93	18,7	86	23	19	26,1	860,5
09-10	95,5	95	524	271,1	178	149,7	109,5	54,5	157,3	4	176,5	21,7	1836,8
10-11	128,3	42	21,5	174,5	94	107,6	54	83,1	113,2	76,5	39,7	46,1	980,5
11-12	110,1	128,1	52	173,6	24	113,3	23,2	143,1	30	57,2	34,9	121,2	1010,7
12-13	107,7	349	16,1	525	119	171,6	169,2	103,2	92,9	25,3	155	9,9	1843,9
13-14	34,9	103	225,7	47	191,3	241	227,3	116,5	127,7	79,1	75,5	30,5	1499,5
14-15	243,9	156,7	113,5	359,5	230,7	110	63,7	33	130	53	76,7	188	1758,7
15-16	59	325,3	269	395	79,4	115	130	283,3	75,4	148,8	70	69	2019,2
16-17	16,2	335,1	56,8	113,2	111,6	215,1	177,4	293,8	311,1	43,8	43	133	1850,1
17-18	142,3	102	72,4	58,3	172	62	194,1	103,5	134,8	54,1	59,2	63,5	1218,2
18-19	122,1	53	190,4	213,4	623,9	68,7	103,7	217,5	156,1	14,7	92,4	37	1892,9
19-20	21,6	199,7	187,2	56	73,6	136	81	33,2	222,5	75,7	16	9	1111,5

Facultad de Ingeniería.
Trabajo Final de Carrera

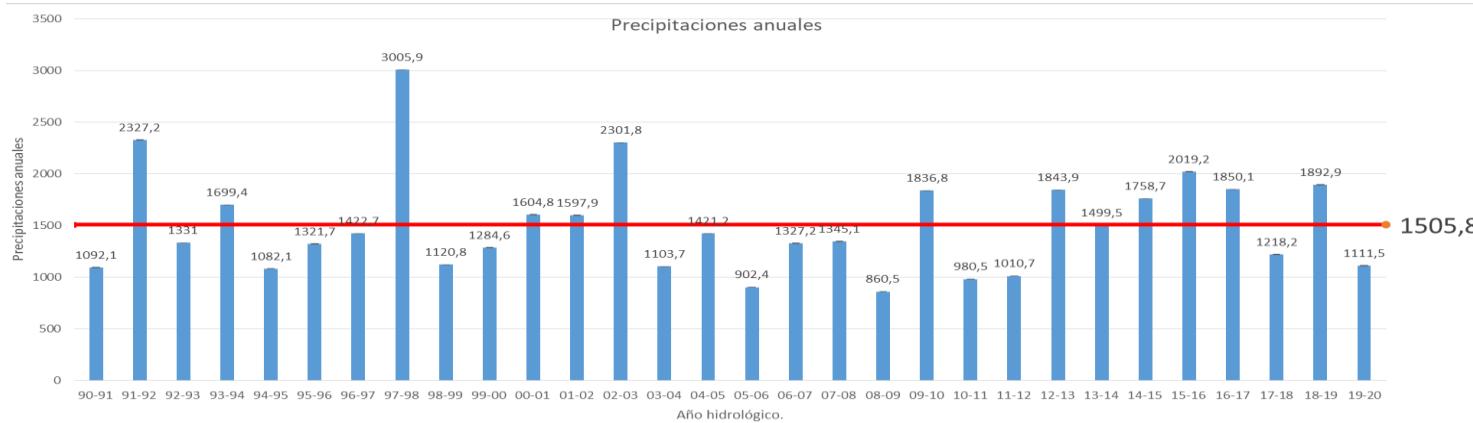


Figura 3.7: Gráfico resumen de precipitaciones anuales del registro de la tabla 3.4

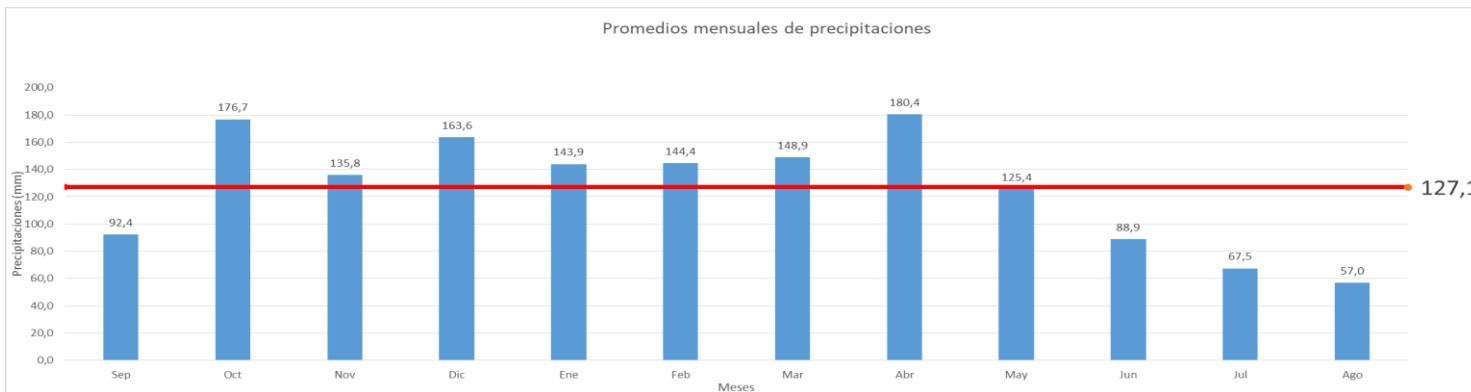


Figura 3.8: Gráfico de promedios mensuales de precipitaciones de tabla 3.4

Para proyectos de obras hidráulicas, tales como sistemas de drenaje rural o urbano, alcantarillas, desagües pluviales, vertederos de represas, etc., es necesario conocer los tres parámetros que caracterizan las precipitaciones máximas: intensidad, duración y recurrencia.

Las relaciones intensidad- duración- frecuencia (IDF) permiten definir el valor de intensidad media de lluvia para una duración igual al tiempo en que la totalidad de la cuenca de aporte se encuentra solicitando a la obra con el caudal de diseño, y para una recurrencia acorde al riesgo asociado a la falla.

La intensidad media de lluvia disminuye a medida que se incrementa la duración de la tormenta. A su vez, para una duración de tormenta determinada, cuanto mayor sea la recurrencia o tiempo de ocurrencia de la tormenta, mayor será su intensidad.

3.4. Extrapolación de curvas IDF

En regiones donde existe carencia de datos pluviográficos que permitan confeccionar las relaciones IDF, se recurre a la regionalización a fin de cubrir estos vacíos de información, basándose en la hipótesis de la similitud estadística regional.

Uno de los métodos de extrapolación de curvas IDF es el denominado “de relación entre duraciones” cuya principal hipótesis considera que los eventos de lluvias de gran intensidad y corta duración obedecen a procesos atmosféricos similares, que aparentemente son independientes de la región de estudio. Para ello se utiliza datos pluviométricos de estaciones en la zona y los datos de la estación pluviográfica más cercana.

Al efecto, se utilizaron las curvas IDF de la ciudad de Concordia, figura 3.6, provincia de Entre Ríos, elaboradas por Zamanillo y colaboradores. Este procedimiento es válido debido a que la ciudad de Paso de los Libres se encuentra dentro del área de influencia del pluviógrafo por ser zonas meteorológicamente homogéneas, como puede observarse en la tabla 3.3. En la figura 3.5, se aprecia la cercanía de la ciudad de Paso de los Libres a la localidad anteriormente mencionada.

Tabla 3.3. Estaciones pluviométricas seleccionadas para el estudio de tormentas de diseño para la provincia de Entre Ríos realizado por Zamanillo.

ESTACIÓN	LATITUD	LONGITUD
1. GUALEGUAYCHÚ AERO	-33.000	-58.617
2. ISLETAS	-32.217	-60.350
3. CRUCESITAS III	-32.127	-59.699
4. HERNANDEZ	-32.338	-60.027
5. FEBRE	-32.467	-59.917
6. SAUCE VIEJO AERO	-31.700	-60.817
7. PARANÁ AERO	-31.783	-60.483
8. COLÓN	-32.217	-58.150
9. PAYSANDÚ	-32.350	-58.033
10. C. DEL URUGUAY INTA	-32.483	-58.333
11. GILBERT	-32.530	-58.932
12. VILLAGUAY	-31.850	-59.083
13. SAN SALVADOR	-31.633	-58.500
14. LOS CHARRUAS	-31.181	-58.183
15. CONCORDIA AERO	-31.300	-58.017
16. EL YUQUERÍ	-31.383	-58.117
17. PASO JUNCUÉ	-30.350	-59.250
18. SAN GUSTAVO	-30.691	-59.387
19. LA PAZ	-30.747	-59.607
20. BANDERAS	-30.825	-59.234
21. EC-YESO Oeste	-30.857	-59.379
22. SAN JAIME	-30.333	-58.300
23. PEDRO VALLEJOS	-31.245	-59.745
24. COLONIA AVIGDOR	-31.184	-59.401
25. MERCEDES (URUGUAY)	-33.250	-58.067
26. CASTELAR INTA	-34.667	-58.650
27. PERGAMINO INTA	-33.933	-60.550
28. SAN PEDRO INTA	-33.683	-59.683
29. OLIVEROS INTA	-32.550	-60.850
30. ROSARIO AERO	-32.917	-60.783
31. ZAVALLA	-33.017	-60.883
32. EST. LA ESPERANZA	-30.200	-58.283
33. MERCEDES INTA	-29.167	-58.017
34. M. CASEROS AERO	-30.267	-57.650
35. PASO DE LOS LIBRES AERO	-29.683	-57.150
36. COLONIA	-34.450	-57.850
37. RECONQUISTA	-29.183	-57.150

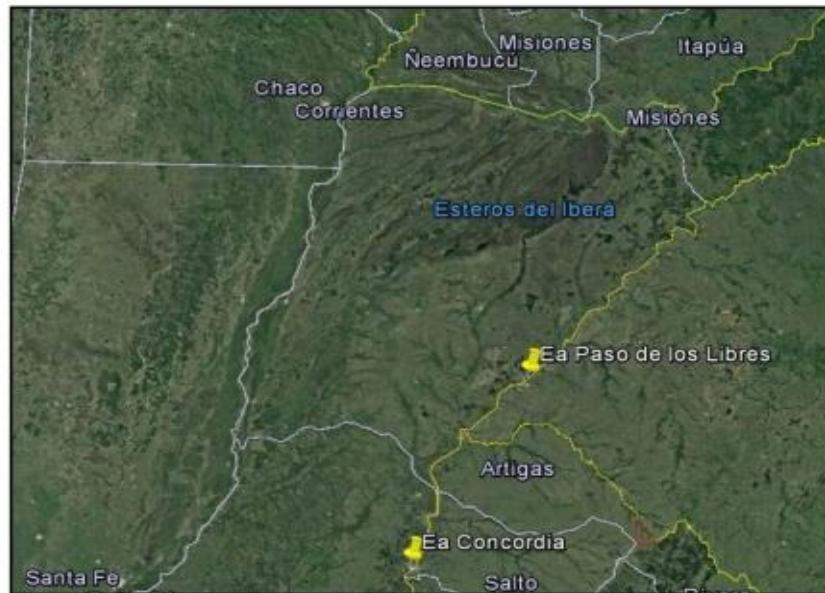


Figura 3.5. Ubicación de las estaciones pluviométricas y pluviográficas utilizadas.

Cabe destacar que las curvas IDF de Concordia, “son válidas para duraciones de entre 10 y 1440 minutos, y para recurrencias de hasta 50 años”,

Zamanillo y colaboradores, "Tormentas de diseño para la provincia de Entre Ríos", pág. 26.

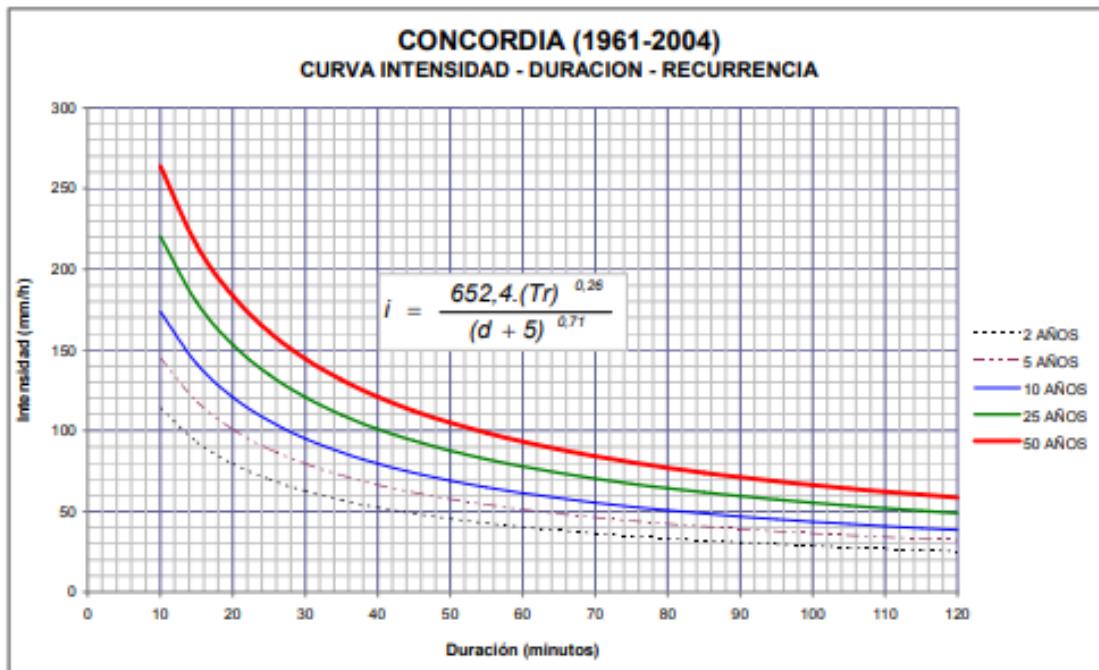


Figura 3.6: Curva IDF de la ciudad de Concordia, extraída de "Tormentas de diseño para la provincia de Entre Ríos" del Ing. Zamanillo.

Se extrajeron datos utilizando la metodología de transposición aplicado al pluviógrafo de Concordia. En la tabla 3.4, se resume brevemente las características del registro pluviométrico utilizado.

La metodología consta de tres etapas:

1. Ajuste de la curva de probabilidades de precipitaciones diarias máximas anuales de la estación meteorológica de Paso de los Libres.
2. Obtención de la relación entre duraciones de eventos extremos de precipitación.
3. Determinación de las curvas IDF de Paso de los Libres.

3.4.1 Ajuste de la curva de probabilidades de precipitaciones diarias máximas anuales

Para construir las curvas IDF deben seleccionarse las mayores precipitaciones de cada año, según su duración, y efectuar el análisis estadístico a través de distintas distribuciones de probabilidad de extremos, tabla 3.6, a los efectos de determinar cuál de ellas presenta el mejor ajuste a los datos observados, tabla 3.7.

Se efectuó el análisis de frecuencia de precipitaciones máximas diarias seleccionadas correspondientes a la serie de máximos de 29 años de longitud de registro. Para el procesamiento de la información pluviométrica se utilizó el software AFMULTI, que fue ejecutado por el Ingeniero Carlos Depetris.

AFMULTI procesa los datos mediante las siguientes distribuciones de probabilidad: Log Gauss, General de Valores Extremos (GEV), Gumbel, Pearson, Log Pearson, Exponencial y Wakeby. Se obtuvieron los siguientes resultados (tabla 3.6 y 3.7):

Tabla 3.5. Registro de precipitaciones diarias máximas anuales.

DATOS SMN			
Año	Meses sin datos	Pmax (mm)	Fecha (dd/mm/aaaa)
91-92	0	205,9	11/04/1992
92-93	0	80,5	07/05/1993
93-94	0	140,6	03/02/1994
94-95	0	59	01/05/1995
95-96	0	118	02/04/1996
96-97	0	119	04/02/1997
97-98	0	206	26/01/1998
98-99	0	122	03/02/1999
99-00	0	103	26/03/2000
00-01	0	82	24/02/2001
01-02	0	92	06/04/2002
02-03	0	110,3	22/12/2002
03-04	0	104	13/02/2004
04-05	0	110	15/10/2004
05-06	0	59	03/10/2005
06-07	0	74	04/04/2007
07-08	0	90	27/05/2008
08-09	0	81	01/03/2009
09-10	0	77	11/12/2009
10-11	0	47	09/05/2011
11-12	0	92	22/12/2011
12-13	0	147	19/12/2012
13-14	0	97	16/03/2014
14-15	0	99	20/12/2014
15-16	0	85	26/06/2016
16-17	0	123	12/05/2017
17-18	0	85	14/3/2018
18-19	0	194	09/01/2019
19-20	0	107	21/05/2020

Tabla 3.6. Valores de la variable para distintas probabilidades

RIOS, Siomara - RODRIGUEZ, Guadalupe - URBINA, Samanta.

PROBABILIDAD	LOG GAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOG PEARSON	EXPONENCIAL	WAKEBY
0,002	283,7	280,3	339,4	260,1	296,9	315,7	354,1
0,005	254,4	252,1	290,1	243,1	268,8	279,0	301,6
0,01	232,5	230,8	256,0	224,7	241,4	251,3	264,9
0,02	210,8	209,3	224,4	205,7	215,2	223,6	230,4
0,05	181,8	180,7	186,0	179,6	182,1	187,0	188,2
0,1	159,5	158,6	159,0	158,6	157,8	159,3	158,7
0,2	136,1	135,6	133,1	136,0	133,6	131,6	131,0
0,3	121,4	121,2	118,1	121,4	119,0	115,4	115,6
0,4	110,1	110,1	107,1	110,2	108,2	103,9	105,0
0,5	100,5	100,7	98,1	100,6	99,1	95,0	97,0
0,6	91,7	92,2	90,1	91,8	91,1	87,7	90,6
0,7	83,1	83,8	82,5	83,4	83,4	81,5	85,2
0,8	74,2	74,9	74,8	74,6	75,5	76,2	79,8
0,9	63,3	63,9	65,5	64,5	66,1	71,5	69,0
0,95	55,5	55,8	59,0	57,6	59,5	69,3	54,7
0,98	47,9	47,6	52,6	51,4	53,2	68,1	38,5
0,99	43,4	42,6	48,7	48,0	49,5	67,6	31,1
0,995	39,7	38,3	45,5	45,4	46,4	67,4	27,0
0,998	35,6	33,4	41,8	43,2	43,8	67,3	24,3
0,999	33,0	30,1	39,5	41,4	41,0	67,3	23,4

Para medir la bondad del ajuste se consideró el error cuadrático medio de la variable (E.C.M.V.) y el error cuadrático medio de la frecuencia (E.C.M.F.). Más abajo se pueden ver en figuras 3.9 y 3.10, y en tabla 3.7, el análisis de los resultados.

Tabla 3.7. Bondad del ajuste de las distribuciones de probabilidades.

BONDAD DE AJUSTE	LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENCIAL	WAKEBY
KOLMOGOROFF	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
CHI CUADRADO	---	---	---	---	---	---	---
ECMF	0,0444	0,0423	0,0376	0,0439	0,0361	0,0475	0
ECMV	0,09	0,09	9,14	9,21	8,89	9,94	9,43

ESTUDIO ESTADISTICO DE: Precipitación máxima diaria anual (mm)
ESTACION: Paso de los Libres (Corrientes) - SERIE: Prec

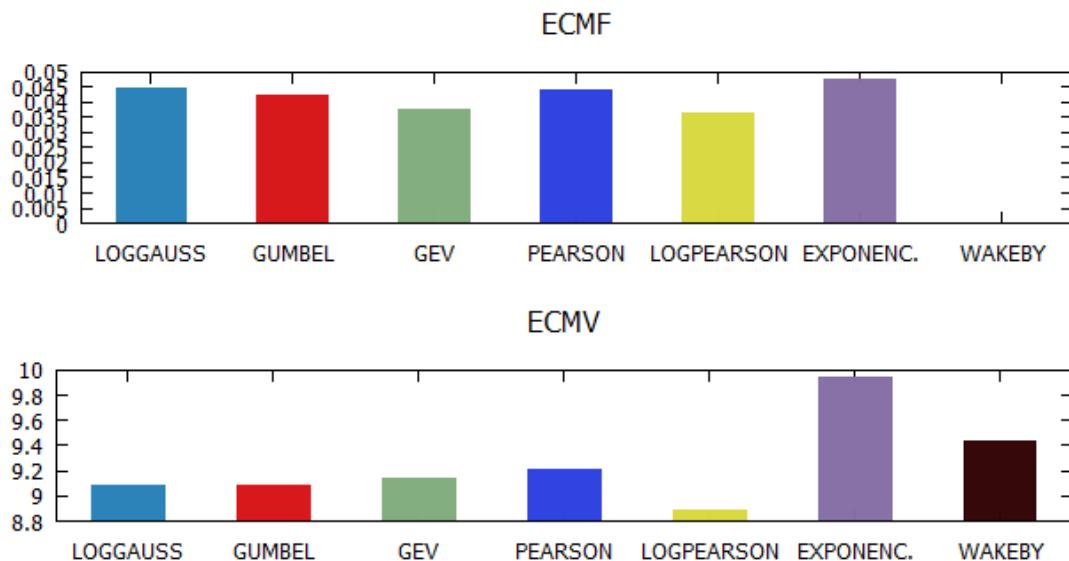


Figura 3.9: Gráfico de los ECMF y ECMV, resultados del estudio estadístico

ESTUDIO ESTADISTICO DE: Precipitación máxima diaria anual
ESTACION: Paso de los Libres (Corrientes) - SERIE: Prec

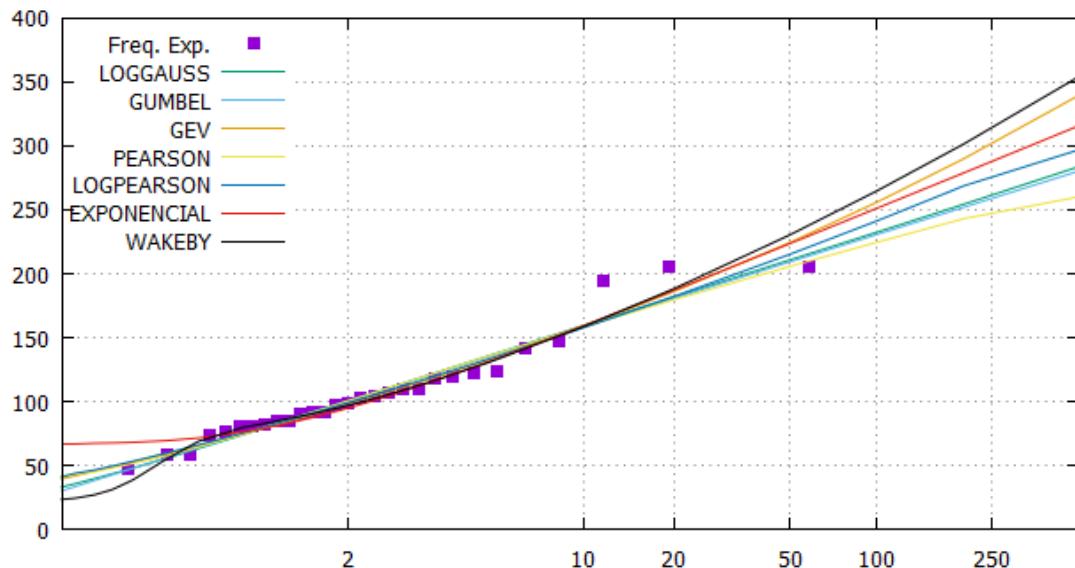


Figura 3.10: Gráfico de los ajustes de las distribuciones de probabilidad analizadas

Al analizar los resultados, la distribución que presenta el mejor ajuste individual fue la distribución Log Pearson, ya que es la que presenta los menores errores tanto de frecuencia como de variable. Los valores que arroja para las recurrencias a utilizar en drenaje urbano son:

- 157.8 mm para TR = 10 años
- 133.6 mm para TR = 5 años

3.4.2. Relación duración-precipitación máxima diaria

Para estimar la intensidad de diseño, se utilizó un procedimiento basado en la desagregación temporal de la precipitación máxima diaria regionalizada.

A cada zona meteorológicamente homogénea se atribuyó el mismo patrón de distribución temporal de la lámina total precipitada, caracterizado por los cocientes $rd/24$ entre láminas de distintas duraciones d (min) con respecto a la precipitación de 24 horas ($P_{24\text{horas}}$) y por las relaciones $RT = \frac{P_{24\text{horas}}}{P_{diaria}}$. Los cocientes $rd/24$ se obtuvieron de la relación IDF representativa de la región de homogeneidad meteorológica. Es decir, que en una localidad donde puede estimarse la precipitación máxima diaria ($P_{\text{máx diaria}}$) en base a los mapas regionalizados, las láminas h_d correspondientes a duraciones d menores a 24 horas pueden obtenerse afectando a la misma por los cocientes antes mencionados, extrapolados desde la estación pluviográfica. Por lo tanto:

$$hd \text{ (mm)} = \frac{rd}{24} * P_{24} = \frac{rd}{24} * (RT * P_{\text{máx diaria}}) \quad (3-2)$$

Para cada período de retorno TR, la desagregación temporal de las precipitaciones máximas diarias permitió determinar las láminas h_d (mm) para todo el rango de duraciones d (min) menores a 24 horas, a partir de las cuales quedaron definidas las correspondientes intensidades $i_d = h_d * \frac{60}{d} = [\frac{\text{mm}}{\text{h}}]$, generando una nube de puntos que se ajustó mediante una ecuación tipo Sherman:

$$i = \frac{K * Tr^m}{(d+c)^n} \quad (3-3)$$

Donde K , m , n , d y c son parámetros a determinar en base a un análisis de regresión lineal múltiple.

3.4.2.1 Desagregación temporal de las tormentas

Este método se basa en dos características observadas en las curvas IDF correspondientes a puestos pluviográficos ubicados en diversas partes del mundo.

- a. Existe una tendencia de las curvas de probabilidad de diferentes duraciones a mantenerse paralelas entre sí.
- b. Para diferentes lugares del mundo existen relaciones similares entre precipitaciones medias máximas de diferentes duraciones:

Las relaciones entre duraciones se obtienen según la expresión:

$$r_{t1/t2} = \frac{\text{precipitación de duración } t1}{\text{precipitación de duración } t2} \quad (3 - 4)$$

La relación $RT = \frac{P_{24\text{horas}}}{P_{diaria}}$, incorpora al análisis la diferencia que existe entre el día pluviométrico o pluviográfico (generalmente con hora de inicio y fin de registro predeterminadas) y el intervalo móvil de 24 horas que abarca las máximas intensidades de tormenta. En base a estudios realizados, para el pluviógrafo de Concordia $RT = 1,16$.

Las relaciones ($rd/24$) entre láminas de duración d y la precipitación de 24 horas permiten efectuar la desagregación temporal de la lámina total precipitada cuando sólo se cuenta con registros pluviométricos.

3.4.2.2 Relaciones ($rd/24$) de los pluviógrafos provinciales

Se determinaron como el cociente entre las láminas estimadas a partir de las ecuaciones intensidad-duración-frecuencia. Los valores correspondientes a cada estación pluviográfica se indican en la tabla 3.8, confeccionados para la ciudad de Concordia.

Tabla 3.8: Relaciones ($rd/24$) del pluviógrafo de Concordia.

Duración									
10	30	60	90	120	180	360	720	1440	
0,18	0,29	0,38	0,43	0,47	0,54	0,66	0,82	1	

Los valores de precipitaciones máximas diarias obtenidos para las coordenadas de la localidad de Paso de los Libres a partir de los mapas regionalizados de precipitaciones máximas se indican en la tabla 3.9.

Tabla 3.9: valores de precipitaciones máximas diarias obtenidos para Paso de los Libres.

TR (años)	FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN.	
	PROBABILIDAD	PEARSON LOG (mm)
100	0,01	241,4
50	0,02	215,2
20	0,05	182,1
10	0,1	157,8
5	0,2	133,6
2	0,5	99,1

El valor promedio de la relación RT entre las láminas de 24 horas ($P_{24\text{horas}}$) y las láminas máximas diarias ($P_{máx \text{ diaria}}$) para el pluviógrafo emplazado en Concordia es igual a 1,16.

A partir de la relación IDF de Concordia se definieron las relaciones rd/24 entre láminas de duración d (min) y las láminas de 24 horas correspondientes a los períodos de retorno TR.

Las precipitaciones máximas diarias estimadas para la localidad de Paso de los Libres en base al mapa regionalizado se desagregaron temporalmente afectados por las relaciones rd/24, obteniéndose las láminas $h_d = rd/24 \cdot RT$. Pmáx diaria indicadas en la tabla 3.10.

Tabla 3.10: Desagregación temporal Pmax diarias - Láminas hd (mm).

TR	Duración											
	Pmax	RT	P24	10	30	60	90	120	180	360	720	1440
100	241,4	1,16	280,0	50,4	81,2	106,4	120,4	131,6	151,2	184,8	229,6	280,0
50	215,2	1,16	249,6	44,9	72,4	94,9	107,3	117,3	134,8	164,8	204,7	249,6
20	182,1	1,16	211,2	38,0	61,3	80,3	90,8	99,3	114,1	139,4	173,2	211,2
10	157,8	1,16	183,0	32,9	53,1	69,6	78,7	86,0	98,8	120,8	150,1	183,0
5	133,6	1,16	155,0	27,9	44,9	58,9	66,6	72,8	83,7	102,3	127,1	155,0
2	99,1	1,16	115,0	20,7	33,3	43,7	49,4	54,0	62,1	75,9	94,3	115,0

A partir de las láminas hd (mm) se determinan las intensidades id (mm/hora) correspondientes a todo el rango de duraciones menores a 24 horas, generando una nube de puntos que simula las intensidades de diseño, que se indican en la tabla 3.11 y se representan gráficamente en la figura 3.11.

Tabla 3.11: Desagregación temporal Pmax diaria – Intensidad id estimada.

TR	Duración									
	años	10	30	60	90	120	180	360	720	1440
100	302,4	162,4	106,4	80,3	65,8	50,4	30,8	19,1	11,7	
50	269,6	144,8	94,9	71,6	58,7	44,9	27,5	17,1	10,4	
20	228,1	122,5	80,3	60,6	49,6	38,0	23,2	14,4	8,8	
10	197,7	106,2	69,6	52,5	43,0	32,9	20,1	12,5	7,6	
5	167,4	89,9	58,9	44,4	36,4	27,9	17,0	10,6	6,5	
2	124,2	66,7	43,7	33,0	27,0	20,7	12,6	7,9	4,8	

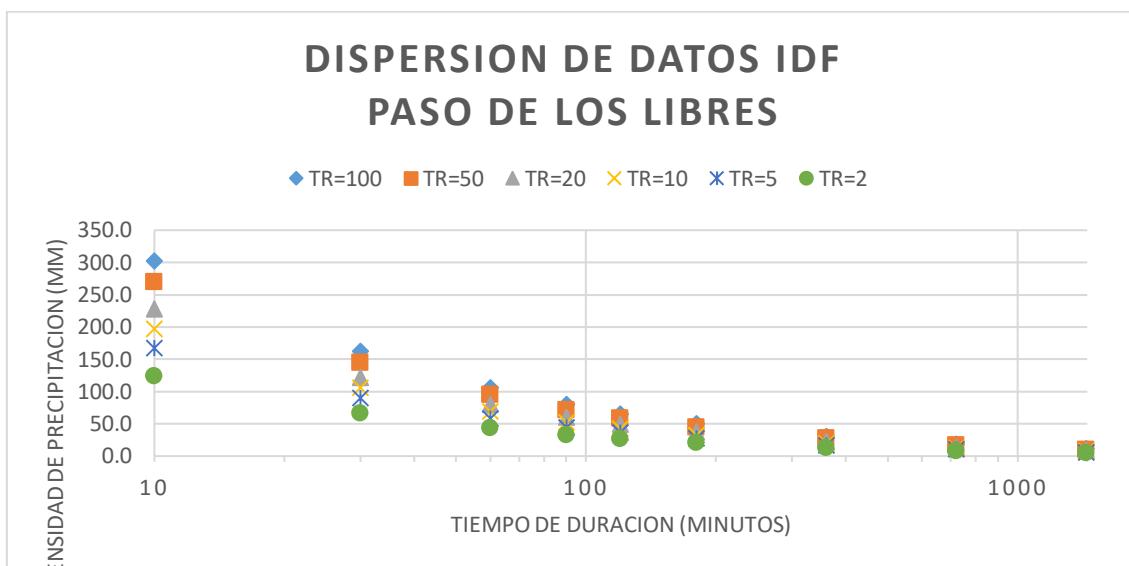


Figura 3.11.: Intensidades id estimadas (mm/hora).

3.4.3 IDF para Paso de los Libres

Finalmente, a través de un análisis de regresión lineal múltiple puede efectuarse el ajuste de estos puntos a una ecuación, determinándose la ecuación IDF para la localidad de Paso de los Libres, indicado en la figura 3.12 y tabla 3.12.

$$i(TR) = A * td^{-c} \quad (3-5)$$

Tabla 3.12: coeficientes de ajuste para la ecuación IDF para Paso de los Libres

TR (años)	A	c
2	623,7199	-0,6618
5	839,5189	-0,6615
10	997,2201	-0,6629
20	1148,9999	-0,6626
50	1355,6888	-0,662

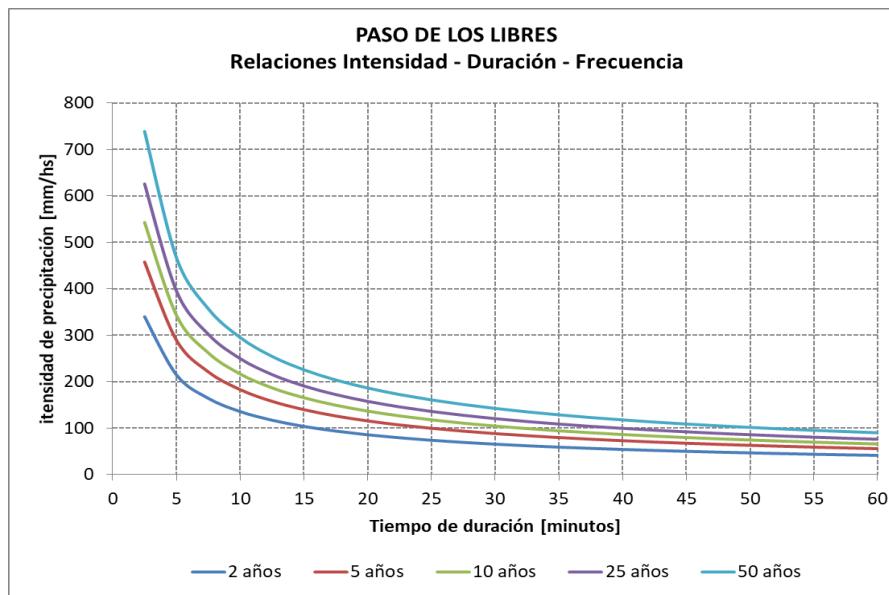


Figura 3.12: Curvas IDF extrapoladas para la estación Paso de los Libres.

3.4. Determinación de la tormenta de diseño por el método de Bloques Alternos

Se determina el hietograma de precipitación de diseño por el método de bloques alternos, para una tormenta de 10 horas de duración en la localidad de Paso de los Libres, para un período de retorno de 5 años, adoptando incrementos de tiempo iguales a 15 minutos.

Se asume que la intensidad máxima se produce coincidente con el tiempo de concentración de la cuenca, calculado en la tabla 3.13. de manera de obtener la precipitación crítica, y que en el momento en el que se produzca la mayor intensidad de precipitación, toda la cuenca esté aportando caudal.

Tabla 3.13: datos necesarios para calcular el tiempo de concentración por subcuenca.

Cota inicial	Cota final	Longitud	% Incidencia	Pendiente ponderada
71,75	68,48	129,3	0,07318	0,00185
68,48	64,97	129,5	0,07330	0,00199
64,97	63,85	129,5	0,07330	0,00063
62,65	62,14	67,83	0,03839	0,00029
62,14	61,75	126,95	0,07185	0,00022
61,75	61,7	248,42	0,14060	0,00003
61,7	58,6	135,3	0,07658	0,00017
58,6	55,36	110,00	0,06226	0,00183
55,36	54,85	130,00	0,07358	0,00029
54,85	51,00	130,00	0,07358	0,00218
51,00	46,70	130,00	0,07358	0,00243
46,70	44,00	300,00	0,16980	0,00153
		1766,80		0,01503

$$Tc = 3,989 * 1,899^{0,77} * 0,01195^{-0,385} * 0,4 * 1,5 = 18,67 \text{ min.} \quad (3-1)$$

La relación intensidad-duración-frecuencia de tipo Sherman determinada para la localidad de Paso de los Libres, responde a la siguiente ecuación.

$$i(TR) = A * td^{-c} \quad (3-5)$$

Tabla 3.14: Coeficientes utilizados para TR=5 años. Extracción de tabla 3.12

TR (años)	A	c
5	839,5189	-0,6615

A partir de la misma se obtienen las intensidades correspondientes a los intervalos de tiempo establecidos. Las mismas se indican en la tercera columna de la tabla 3.15.

En la cuarta columna se calcula la precipitación caída en cada intervalo. Se supone que los 30 minutos de máxima precipitación incluyen el intervalo de 15 minutos más lluviosos, por lo cual si a éstos les corresponde una precipitación de 35 mm, en los 15 minutos restantes la precipitación será igual a $44,2 - 35,0 = 9,25$ ms. De la misma forma se calcula la precipitación caída en los restantes intervalos de 15 minutos.

Se optó por elegir una tormenta de 10 horas de duración de manera tal que el total precipitado (122 mm) sea similar al valor de precipitación diaria obtenida del análisis estadístico para un tiempo de retorno de 5 años (133mm), contemplando así la peor situación.

El patrón de distribución temporal así generado se indica en la figura 3.13.

Tabla 3.15: Método de los bloques alternos. Incrementos de precipitación.

Intervalo	Tiempo	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental
	(min)	(mm/h)	(mm)	(mm)
0	0	0,00	0,0	0,00
1	15	139,97	35,0	34,99
2	30	88,49	44,2	9,25
3	45	67,68	50,8	6,51
4	60	55,95	55,9	5,19
5	75	48,27	60,3	4,39
6	90	42,79	64,2	3,84
7	105	38,64	67,6	3,44

8	120	35,37	70,7	3,13
9	135	32,72	73,6	2,88
10	150	30,52	76,3	2,67
11	165	28,65	78,8	2,50
12	180	27,05	81,2	2,36
13	195	25,66	83,4	2,23
14	210	24,43	85,5	2,12
15	225	23,34	87,5	2,02
16	240	22,36	89,5	1,93
17	255	21,48	91,3	1,85
18	270	20,69	93,1	1,78
19	285	19,96	94,8	1,72
20	300	19,29	96,5	1,66
21	315	18,68	98,1	1,61
22	330	18,11	99,6	1,56
23	345	17,59	101,1	1,51
24	360	17,10	102,6	1,47
25	375	16,65	104,0	1,43
26	390	16,22	105,4	1,39
27	405	15,82	106,8	1,36
28	420	15,44	108,1	1,32
29	435	15,09	109,4	1,29
30	450	14,75	110,7	1,26
31	465	14,44	111,9	1,24
32	480	14,14	113,1	1,21
33	495	13,85	114,3	1,18
34	510	13,58	115,4	1,16
35	525	13,32	116,6	1,14
36	540	13,08	117,7	1,12
37	555	12,84	118,8	1,10
38	570	12,62	119,9	1,08
39	585	12,40	120,9	1,06
40	600	12,20	122,0	1,04
				121,98

Se optó por no extender la duración de precipitación, obteniendo una precipitación más cercana a 133,6 mm, debido a que la intensidad es muy baja y no generaría un mayor caudal en el tramo del arroyo.

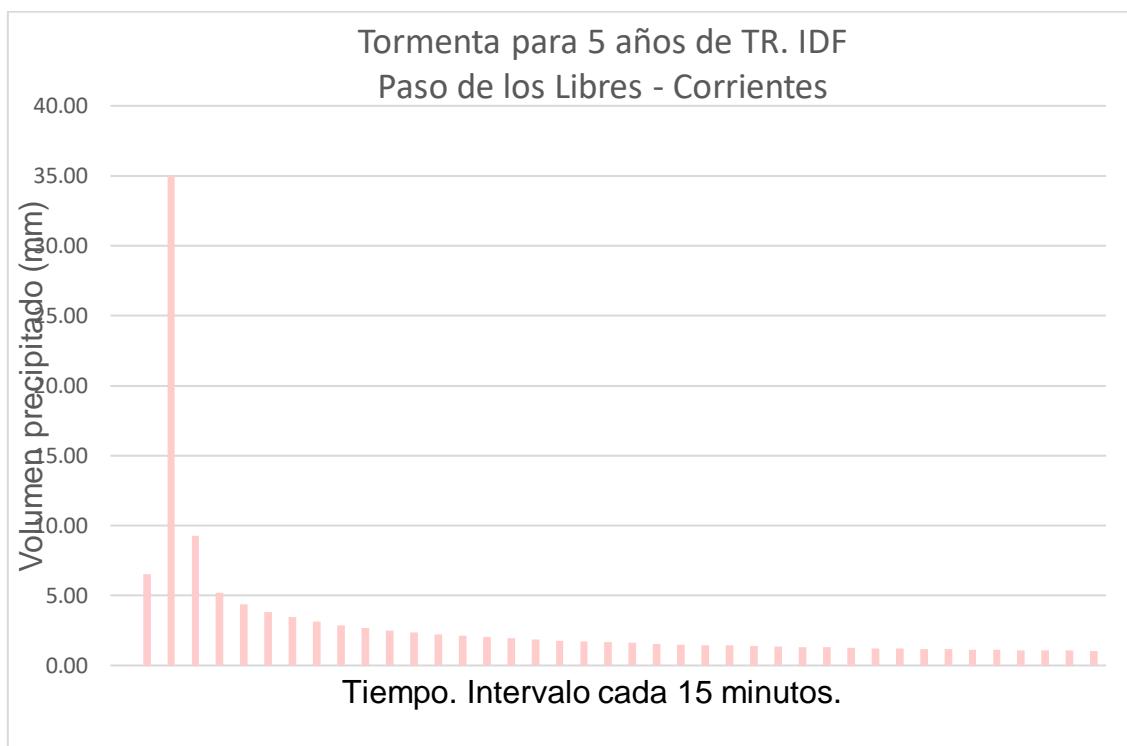


Figura 3.13: Hietograma de diseño. Métodos de los bloques alternos. Paso de los Libres.
Duración: 10 horas. Recurrencia: 5 años.

3.6. Uso de suelo

El uso de suelo en cada subcuenca es determinado sobre imágenes obtenidas a través del programa Google Earth, las que fueron analizadas en el software Qgis.

Se distinguieron cuatro tipos:

- A: Zonas verdes,
- B: Calles pavimentadas y veredas,
- C: Zonas impermeables en lotes (techos, patios impermeabilizados, etc.),
- D: Zonas de suelo descubierto.

En la figura 3.14 se indica los tipos de coberturas de suelo, según la clasificación planteada. En tanto que los porcentajes que abarcan cada uno de esos tipos en una de las cuencas se detalla en la tabla 3.16.

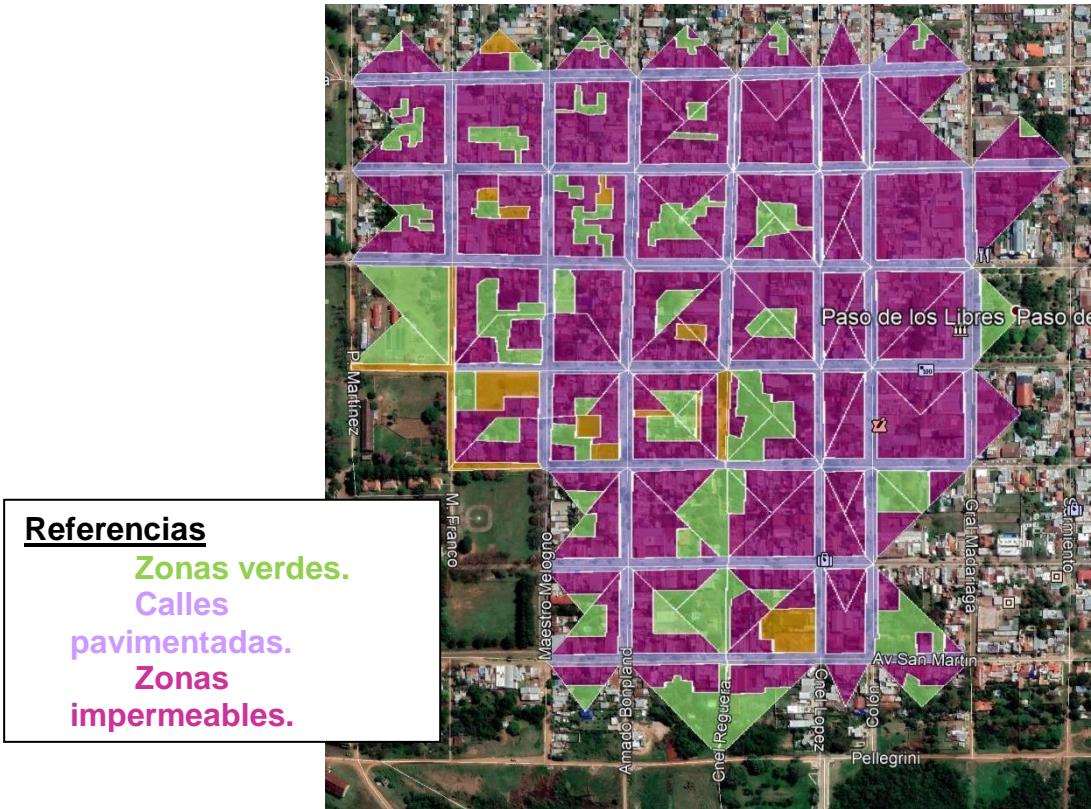


Figura 3.14: Tipos de Coberturas en las cuencas de aporte al sistema de desagüe pluvial del arroyo Esperanza.

Tabla 3.16: Coberturas de suelo de las cuencas en la zona de estudio.

Subcuenca	Usos	Área (%)	CN	AxCN	CN ponderado
1	A	18,26	55	10,04	76
	B	23,18	84	19,47	
	C	55,69	80	44,56	
	D	2,69	70	1,89	
2	A	10,65	55	5,86	78
	B	23,50	84	19,74	
	C	65,85	80	52,68	
	D	0,00	70	0,00	
3	A	0,00	55	0,00	81
	B	23,60	84	19,83	
	C	76,40	80	61,12	
	D	0,00	70	0,00	
4	A	5,87	55	3,23	80
	B	26,43	84	22,20	
	C	67,71	80	54,17	
	D	0,00	70	0,00	
5	A	0,00	55	0,00	75

	B	25,74	84	21,62	
	C	66,96	80	53,57	
	D	0,00	70	0,00	
6	A	0,70	55	0,38	81
	B	25,37	84	21,31	
	C	73,94	80	59,15	
	D	0,00	70	0,00	
7	A	8,80	55	4,84	79
	B	23,68	84	19,89	
	C	67,52	80	54,02	
	D	0,00	70	0,00	
8	A	17,99	55	9,89	76
	B	22,61	84	18,99	
	C	59,40	80	47,52	
	D	0,00	70	0,00	
9	B	16,73	84	14,05	14
10	A	17,53	55	9,64	76
	B	21,18	84	17,80	
	C	51,05	80	40,84	
	D	10,34	70	7,24	
11	B	25,95	84	21,79	22
12	A	11,87	55	6,53	78
	B	23,77	84	19,97	
	C	64,35	80	51,48	
	D	0,00	70	0,00	
13	A	16,30	55	8,97	77
	B	22,49	84	18,89	
	C	61,20	80	48,96	
	D	0,00	70	0,00	
14	A	4,14	55	2,28	80
	B	23,85	84	20,03	
	C	72,01	80	57,61	
	D	0,00	70	0,00	
15	A	19,24	55	10,58	75
	B	23,25	84	19,53	
	C	48,39	80	38,72	

	D	9,12	70	6,38	
16	A	6,50	55	3,58	79
	B	23,88	84	20,06	
	C	65,00	80	52,00	
	D	4,62	70	3,23	
17	A	36,70	55	20,18	68
	B	0,00	84	0,00	
	C	35,65	80	28,52	
	D	27,65	70	19,36	
18	A	71,90	55	39,55	62
	B	0,00	84	0,00	
	C	28,10	80	22,48	
	D	0,00	70	0,00	
19	A	68,20	55	37,51	63
	B	0,00	84	0,00	
	C	31,80	80	25,44	
	D	0,00	70	0,00	
20	A	83,36	55	45,85	59
	B	0,00	84	0,00	
	C	16,64	80	13,31	
	D	0,00	70	0,00	

CAPÍTULO 4: HIDRÁULICA

En este capítulo se realiza la topología de la cuenca del arroyo Esperanza, y su procesamiento en el software HEC HMS, de manera de obtener los caudales que permitan el futuro dimensionamiento estructural. Además, se incluye el estudio de una alternativa a los conductos que acometen a la canalización planteada. Se realizó la verificación del fenómeno hidráulico de resalto. Por último, se deja una breve reseña de la altura máxima que puede alcanzar al río Uruguay y cómo eso afectaría a la propuesta de este anteproyecto.

4.1. Modelación Mediante HEC HMS

El software HEC HMS simula la respuesta hidrológica de una cuenca mediante los siguientes componentes: modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada.

Una simulación calcula la transformación de lluvia en caudal en el modelo de la cuenca, dada la entrada del modelo meteorológico. Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo durante el cual se realiza la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar.

Los componentes de los datos de entrada, tales como las series temporales, tablas y datos por celdas, son requeridos como parámetros o condiciones de contorno tanto del modelo de cuenca como en el meteorológico. Los elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos que se producen en la cuenca.

Elementos hidrológicos:

- Subcuenca: Se usa para representar la cuenca física. Dada la precipitación, la salida de agua de la subcuenca se calcula restando las pérdidas a la precipitación y transformando el exceso de precipitación en caudal en el punto de salida de la subcuenca, sumando finalmente el caudal base.
- Tramo: Se usa para transportar el agua generada en algún punto de la cuenca hacia aguas abajo hasta otro punto de la cuenca, definidos ambos en el modelo de la cuenca. La respuesta de este transporte es un retardo y una atenuación del hidrograma de entrada.
- Unión: se usa para sumar flujos de agua que provienen de elementos hidrológicos situados aguas arriba de la unión. La respuesta es simplemente la suma de los hidrogramas de todos los elementos conectados a la unión.

Se describen los tramos identificados dentro de las subcuencas:

- Tramos A–E: corresponden a sumideros y entubamientos existentes, el cual se procedió a modelar el caudal que transporta y luego se realizó mediante Manning una verificación de las secciones existentes.
- Tramos E–I: corresponde al tramo a intervenir mediante una canalización a cielo abierto utilizando gaviones.
- Tramo I–J: actualmente, se encuentra canalizado mediante 3 tubos de hormigón de sección circular de 1m de diámetro, se realiza la verificación de los mismos.

4.1.1. Modelo de cuenca (Basin Model)

En base al trazado de la red hidrográfica y la división de la cuenca en 20 subcuentas, se materializa una topología para la simulación hidrológica en donde participan los distintos componentes del sistema hidrológico.

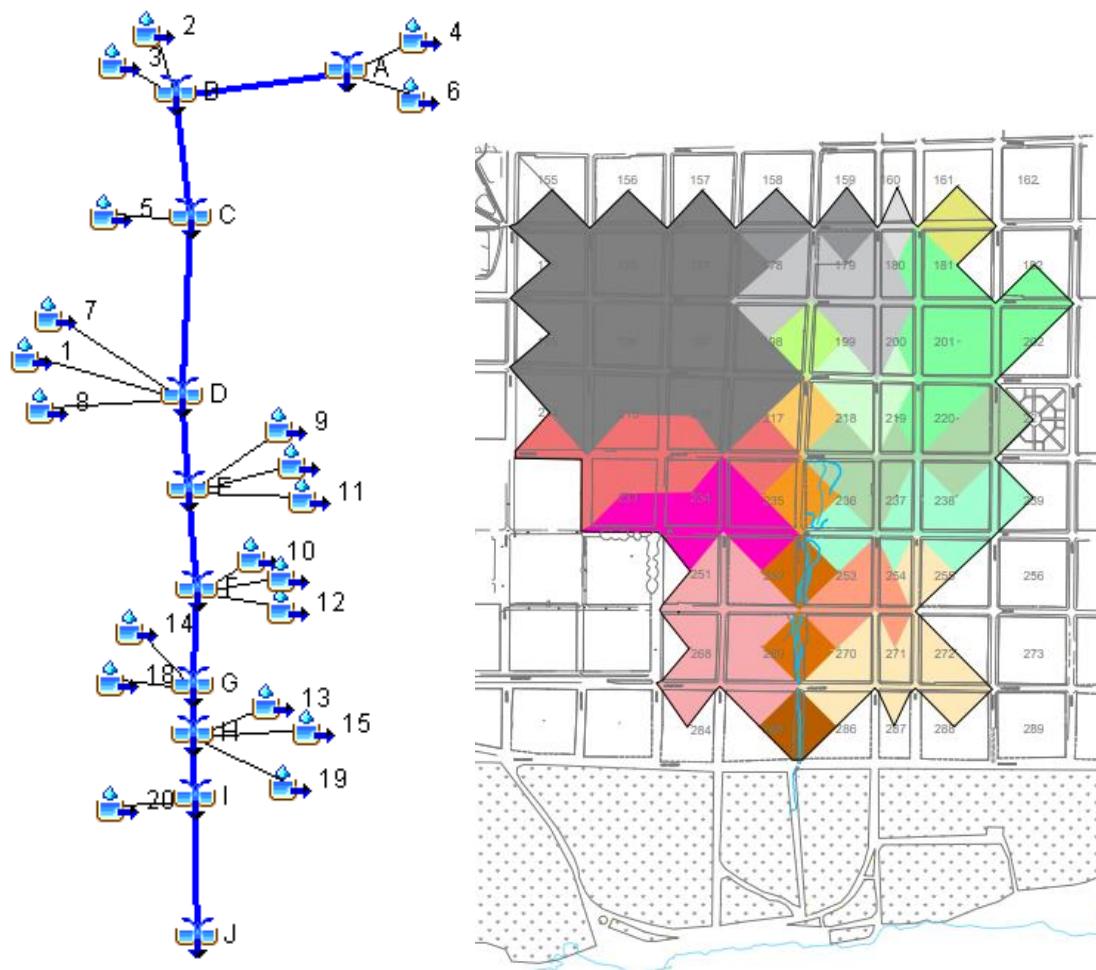


Figura 4.1: Topología de la cuenca, representando las subcuentas, tramos de canal y uniones correspondientes.

Mediante el método del SCS (servicio de conservación del suelo) el programa calcula, para cada subcuenca, qué parte de la precipitación caída va a generar escorrentía directa y el caudal de la misma. De esta manera obtenemos el hidrograma a la salida de las subcuenca.

4.1.2. Parámetros ingresados por subcuenca

Se caracteriza a cada subcuenca mediante lo siguientes parámetros:

- Área: medida en Autocad, y expresada en km².
- CN (curva número): obtenido del capítulo 3 sección 6.
- Lag time: tiempo de concentración de cada subcuenca (calculado como el 60% del tc por el método de Kirpich)
- Abstracción inicial:

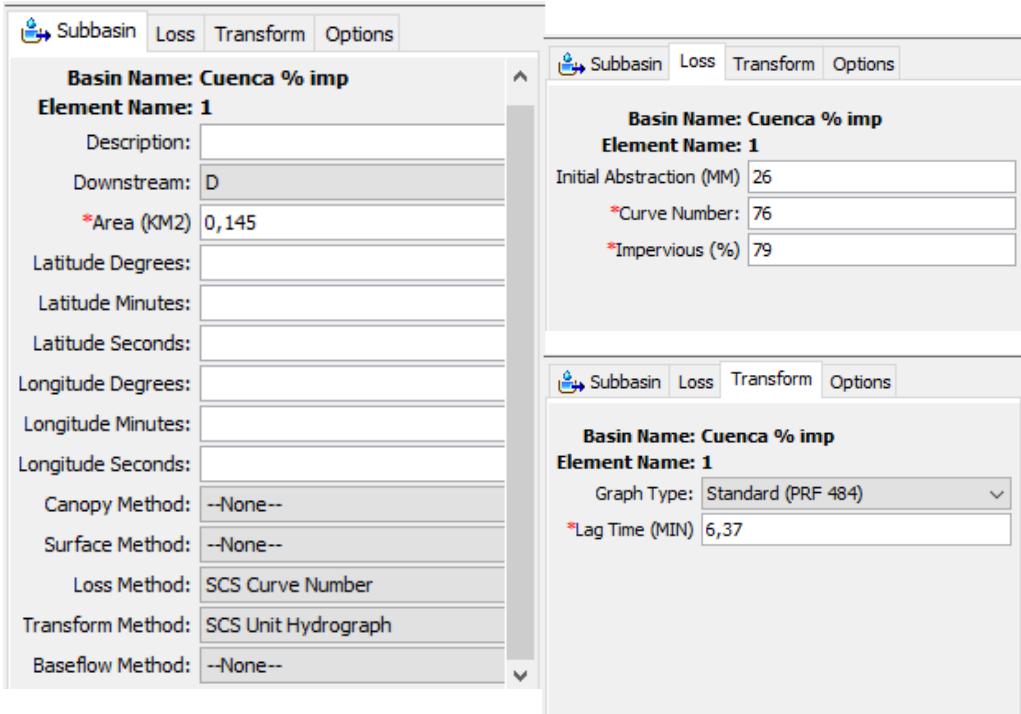
$$Ai \text{ (mm)} = \left[\frac{1000}{CN-10} * 25,4 \right]^{0,55} \quad (4 - 1)$$

- Impermeabilidad (imprevius): porcentaje del área que corresponde a pavimentos y techos.

En la tabla 4.1 se identifican las 20 subcuenca con sus respectivos valores.

Tabla 4.1: Subcuenca con parámetros respectivos que permiten el procesamiento en HEC HMS.

Subcuenca	Área (Km ²)	CN	Abstracción inicial (mm)	Lag time (min)	Imprevius (%)
1	0,14521	76	26	6,37	79
2	0,01529	78	26	2,69	89
3	0,00400	81	25	1,59	100
4	0,00878	80	26	2,16	94
5	0,03865	79	26	2,47	93
6	0,05464	81	25	3,13	99
7	0,01802	79	26	1,51	91
8	0,00792	76	26	1,77	82
9	0,04188	73	27	3,47	62
10	0,03085	76	26	2,36	72
11	0,03577	77	26	3,33	84
12	0,03589	78	26	3,17	88
13	0,04658	77	26	2,49	84
14	0,01849	80	26	1,69	96
15	0,04022	75	27	2,89	72
16	0,00857	79	26	1,73	89
17	0,00820	68	28	1,36	36
18	0,00804	62	30	1,12	28
19	0,00835	63	30	1,53	32
20	0,00837	59	31	0,88	17



The figure consists of three separate windows of the HEC-HMS software, all titled "Subbasin" and showing "Basin Name: Cuenca % imp" and "Element Name: 1".

- Left Window:** Shows parameters for a subbasin element. Fields include: Description (empty), Downstream (D), *Area (KM2) (0,145), Latitude Degrees, Latitude Minutes, Latitude Seconds, Longitude Degrees, Longitude Minutes, Longitude Seconds, Canopy Method (-None-), Surface Method (-None-), Loss Method (SCS Curve Number), Transform Method (SCS Unit Hydrograph), and Baseflow Method (-None-).
- Middle Window:** Shows parameters for a subbasin element. Fields include: Initial Abstraction (MM) (26), *Curve Number (76), and *Impervious (%) (79).
- Right Window:** Shows parameters for a subbasin element. Fields include: Graph Type (Standard (PRF 484)), and *Lag Time (MIN) (6,37).

Figura 4.2: parámetros ingresados para subcuenca 1.

La figura 4.2 indica cómo se introducen en el software HEC HMS los parámetros correspondientes a cada subcuenca.

Luego se incluyen los tramos (reach), y el programa ejecuta la evolución del hidrograma generado en una subcuenca a medida que transita por el conducto aguas abajo.

El modelo de propagación se procesó mediante el método Muskingum-Cunge. Se propone su utilización debido a que combina métodos hidráulicos con la simplicidad del método de Muskingum.

Para cada tramo se necesitan los siguientes datos:

- Longitud del tramo en metros,
- Pendiente,
- Coeficiente de Manning,
- Datos de la sección: formas, ancho, alto, diámetro. Esto significa que se predimensionó una sección tipo, la que sufrió varias iteraciones hasta alcanzar un valor razonable.
- Index flow: representa el flujo máximo esperado en el tramo. Se introduce el caudal obtenido del tramo aguas arriba sobre el inicio del tramo inmediato aguas abajo.

En la figura 4.3 se muestra cómo se ingresan los datos en el software para describir los tramos.

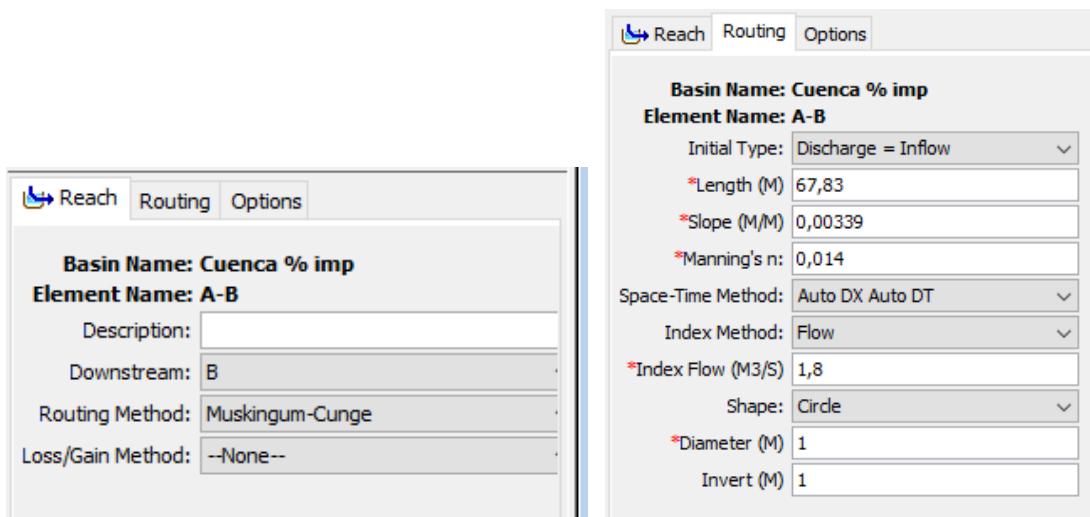


Figura 4.3: Ejemplo de ingreso de parámetros para el tramo A-B.

4.1.3. Modelo meteorológico

Se le asignó a toda la cuenca la tormenta de diseño obtenida en el Capítulo 3 inciso 5, reflejada por la figura 4.4.

Seguidamente, se adoptó una lluvia crítica con una duración mayor al tiempo de concentración de la cuenca, ya que de esta forma se garantiza que el hidrograma alcance su pico dentro del periodo de análisis, es decir, que sí la duración fuera mayor al tiempo de concentración, la intensidad de la lluvia tendería a descender y, si la duración fuera menor no habría tiempo para que toda al área de la cuenca contribuya en forma simultánea al punto de descarga.

Se adopta, entonces, una tormenta de diseño de 10 horas en la cual el volumen total precipitado, de 122mm, se asemeja al volumen obtenido del análisis estadístico: 133,6 mm, ver tabla 3.10. A su vez, que coincide la mayor intensidad de precipitación con el momento en el que toda la cuenca esté aportando (tiempo de concentración).

La extensión en la duración de la tormenta de diseño para lograr la coincidencia del volumen total precipitado con el obtenido del análisis estadístico, hubiera adicionado una pequeña cantidad de precipitación, con intensidades muy bajas, la cual no hubiese tenido incidencia en el caudal pico del hidrograma.

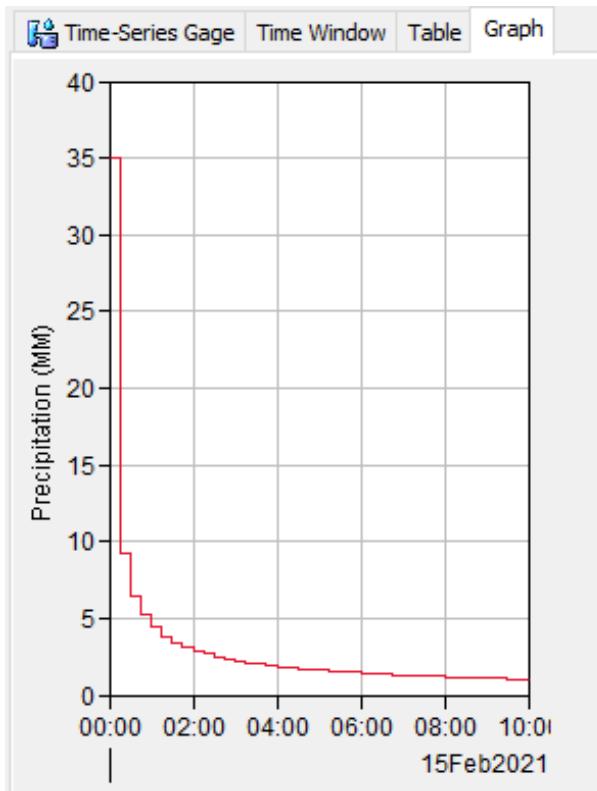


Figura 4.4: Hietograma de diseño.

4.1.4. Ejecución y obtención de resultados

Luego de ingresar los parámetros, se procede a ejecutar el modelo. En la figura 4.5, se observa el hietograma de precipitación junto con el hidrograma resultante para la subcuenca 6.

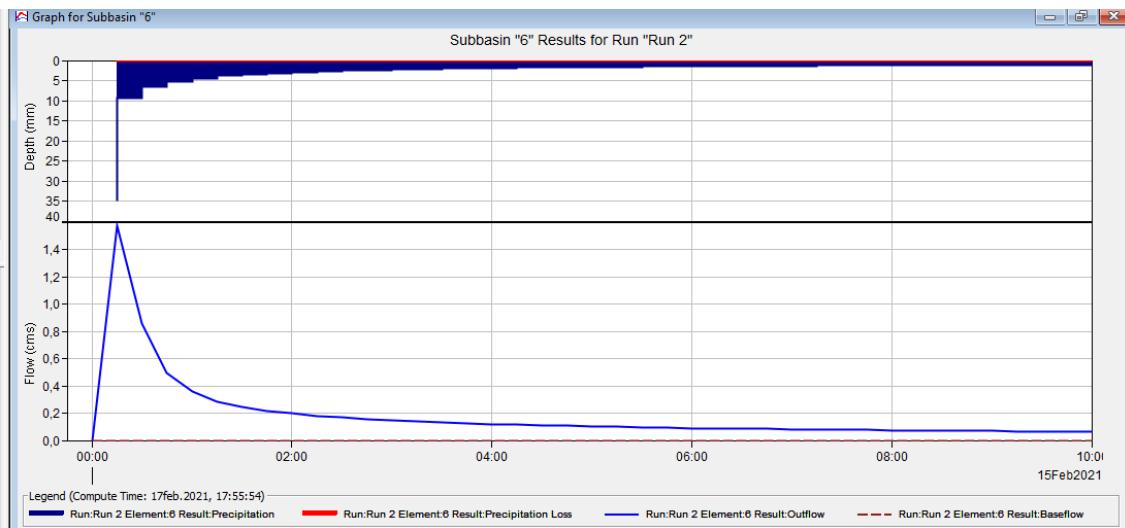


Figura 4.5: Hidrograma obtenido del HEC en la subcuenca 6.

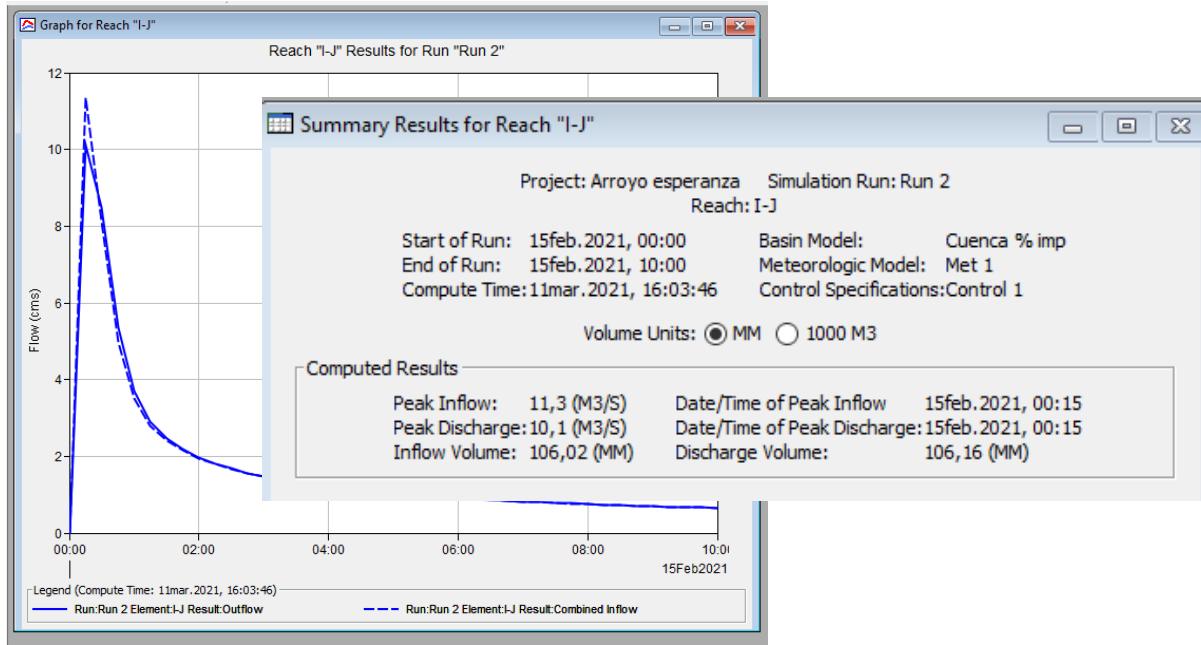


Figura 4.6: Puede observarse que para el tramo I-J se reduce el pico del hidrograma, pasando de 11,3 m³/s a 10,1 m³/s.

A modo de ejemplo, en la figura 4.6 se observa el fenómeno de la atenuación en el tramo I-J generado por el software HEC HMS. En el resto de los tramos, por tratarse de longitudes cortas y con elevada pendiente, la atenuación del pico no es significativa, y es por ello que no se muestran.

Los resultados obtenidos de la modelación son valores de caudales en m³/s, ver columna 3 (Peak Discharge) de la figura 4.7.

Paralelamente se obtuvieron valores de caudales admisibles mediante la ecuación de Manning (4-5) para canales con escurrimiento a superficie libre. Para cada tramo especificado, se calculó:

$$\text{Área: } A = yb \quad (4 - 2)$$

$$\text{Perímetro mojado: } P = b + 2y \quad (4 - 3)$$

$$\text{Radio hidráulico: } R = AP \quad (4 - 4)$$

$$\text{Ecuación de Manning: } Q = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (4 - 5)$$

En la tabla 4.2 se comparan los caudales obtenidos mediante la modelación en el software HEC HMS, con la capacidad de conducción admisible de los tramos expresada por la ecuación de Manning.

- Caudal admisible (Q adm): obtenido con ecuación (4-5),
- Caudal real (Q real): obtenido con HEC HMS.

Se aclara que la sección de canal introducida en esta etapa fue estimada como un predimensionamiento, y la misma tuvo sucesivas iteraciones.

Hydrologic Element	Drainage Area (km²)	Peak Discharge (m³/s)	Time of Peak	Volume (mm)
A	0,064	1,8	15feb.2021, 00:15	120,08
A-B	0,064	1,8	15feb.2021, 00:15	120,16
B	0,083	2,3	15feb.2021, 00:15	119,06
B-C	0,083	2,2	15feb.2021, 00:15	119,15
C	0,122	3,2	15feb.2021, 00:15	118,32
C-D	0,122	2,9	15feb.2021, 00:15	114,84
E	0,380	8,6	15feb.2021, 00:15	108,72
D	0,293	6,9	15feb.2021, 00:15	110,59
D-E	0,293	6,8	15feb.2021, 00:15	110,62
E-F	0,380	8,4	15feb.2021, 00:15	108,77
F	0,455	10,0	15feb.2021, 00:15	107,95
F-G	0,455	9,3	15feb.2021, 00:15	108,10
G	0,481	9,9	15feb.2021, 00:15	107,66
G-H	0,481	9,6	15feb.2021, 00:15	107,70
H	0,576	11,6	15feb.2021, 00:15	106,82
H-I	0,576	11,3	15feb.2021, 00:15	106,85
I	0,584	11,3	15feb.2021, 00:15	106,02
I-J	0,584	10,1	15feb.2021, 00:15	106,16
J	0,584	10,1	15feb.2021, 00:15	106,16

Figura 4.7: Resultados obtenidos de la modelación en el HEC.

Tabla 4.2: Resultados obtenidos de iteraciones, comparando con el caudal obtenido por Manning.

Tramo	Longitud (m)	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Pendiente (m/m)	Manning (n)	Forma de sección	Ancho (m)	Alto (m)	Área (m²)	Perímetro mojado (m)	Radio hidráulico (m)	Q admisible (m³/s)	Q real (m³/s)	Estado
A-B	67,83	62,65	62,14	0,0075	0,014	Circular	1		0,79		0,25	1,93	1,80	Verifica
B-C	126,95	62,14	61,75	0,0030	0,014	circular	1		0,79		0,25	1,23	2,20	Falla
C-D	248,42	61,75	61,70	0,0002	0,014	circular	1		0,79		0,25	0,32	2,90	Falla
D-E	135,30	61,70	58,60	0,0229	0,014	circular	1		0,79		0,25	3,37	6,80	Falla
E-F	120	58,60	55,36	0,0270	0,035	rectangular	2,5	1,5	3,75	5,50	0,68	13,64	8,40	Verifica
F-G	130	55,36	54,85	0,0039	0,035	rectangular	3	2	6,00	7,00	0,86	9,69	9,30	Verifica
G-H	130	54,85	51,00	0,0296	0,035	rectangular	2,5	1,5	3,75	5,50	0,68	14,28	9,60	Verifica
H-I	130	51,00	46,70	0,0331	0,035	rectangular	2,5	1,5	3,75	5,50	0,68	15,10	11,30	Verifica

I-J	300	46,70	44,00	0,0090	0,014	3 circula r	1	0,79		0,25	6,34	10,10	Falla
-----	-----	-------	-------	--------	-------	-------------------	---	------	--	------	------	-------	-------

4.1.5. Evaluación de alternativa y resultados

Luego de la observación de la falla de tubificaciones existentes en tabla 4.2, surge una alternativa a la disposición de los tramos de los conductos aguas arriba del arroyo Esperanza.

La propuesta de una alternativa consiste en el reemplazo de algunos tramos por conductos de mayor sección, y en la creación de una derivación del tramo C-D-E (figura 4.8 a.) en uno C-D'-E (figura 4.8 b.).

Se describen los tramos que resultarían de esta intervención y cuál sería el resultado que se obtiene tras la modelación de este nuevo sistema en HEC HMS, ver tabla 4.3.

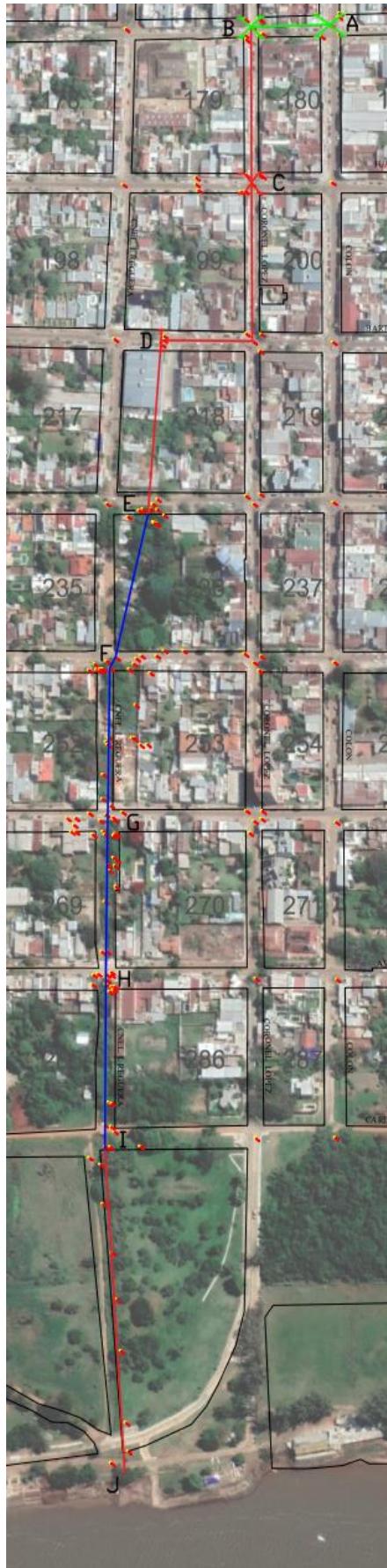
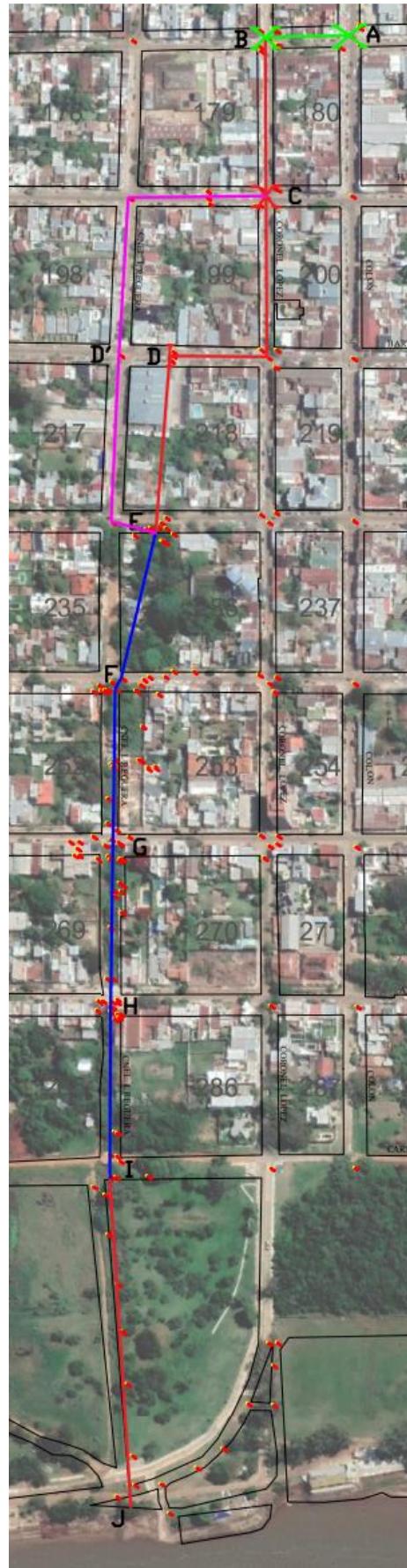


Figura 4.8 (a) Estado Actual



(b) Alternativa CD'E

Tramo A-B: es el tramo que va desde el primer sumidero, ubicado en calle Colón y Rivadavia, hasta el 2do sumidero, ubicado en calle Coronel López y Rivadavia. El conducto existente de 1 metro de diámetro, verifica al caudal modelado. Por lo que se sugiere mantener el mismo.

Tramo B-E: son los tramos desde el 2do sumidero, hasta la descarga en el Arroyo Esperanza. Los mismos no verifican para el conducto existente. Por lo que se propone:

- Estudiar la dinámica del escurrimiento dentro de la subcuenca 1, de manera de poder determinar en qué momento el pelo de agua excede el cordón, y necesita colocar un sumidero. Estableciendo así una nueva red de conductos aguas arriba, que descarguen en el Arroyo de estudio.
- El tramo **B-C:** podría ser reemplazado por un tubo de 1,3m de diámetro.
- El tramo existente **D-E** se encuentra canalizado con un caño de hormigón de 1 metro de diámetro, con viviendas particulares construidas por encima. Por lo que no es posible poder cambiar por un tubo de hormigón de mayor diámetro. Se recomienda continuar con el tramo alternativo.
- El tramo **C-D:** debido a que la pendiente de la calle Coronel López es contraria al sentido de escurrimiento, reemplazar el caño por uno de mayor diámetro requeriría excesivas profundidades de excavación. Se recomienda el tendido del caño **CD'E** (fucsia) ver figura 4.8 (b), anticipándose a la posible conexión de nuevos sumideros en la subcuenca 1. El cálculo del mismo no se incluye dentro de este anteproyecto.
- El tramo **E-I:** se refiere a las cuadras en las que se va a realizar la canalización mediante gaviones. Del modelado se pudo obtener una sección necesaria, teniendo en cuenta las posibles secciones que se pueden conformar con los gaviones de medidas estándar. Se optó por una sección de:
 - 2,5m de ancho por 1,5m de alto, para tramo 1 (E-F), tramo 3 (G-H) y tramo 4 (H-I);
 - 3,00m de ancho por 2,00m de alto para el tramo 2 (F-G). Ver capítulo 5 – dimensionamiento del canal. Ver plano N°5.
- El tramo **I-J:** actualmente se encuentra canalizado con tres caños de hormigón de un metro de diámetro, se puede observar que la sección actual no verifica el caudal requerido por la modelación. Por lo tanto, se sugiere realizar una canalización mediante un conducto enterrado rectangular de hormigón de 2m de ancho por 1,5m de alto, que descargue finalmente en el río Uruguay.

Finalmente, los tramos quedan expresados en la tabla 4.3.

Tabla 4.3: resultado de la modelación en HEC HMS del nuevo sistema de conductos, además de la canalización de Arroyo Esperanza.

	Long. (m)	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Pend. (m/m)	Ancho (m)	Alto (m)	Área (m ²)	P.M. (m)	Rh (m)	Q adm (m ³ /s)	Q real (m ³ /s)	Estado
A-B	67,83	62,65	62,14	0,0075	1		0,79		0,25	1,93	1,80	Verifica
B-C	126,95	62,14	61,75	0,0030		1,3	1,33		0,33	2,48	2,20	Verifica
C-D	248,42	61,75	61,7	0,0002	2,5	1,5	3,75	5,50	0,68	2,94	2,90	Verifica
D-E	135,3	61,7	58,6	0,0229	2,5	1,5	3,75	5,50	0,68	31,41	6,80	Verifica
E-F	110	58,6	55,36	0,0270	2,5	1,5	3,75	5,50	0,68	13,64	8,40	Verifica
F-G	130	55,36	54,85	0,0039	3	2	6,00	7,00	0,86	9,69	9,30	Verifica
G-H	130	54,85	51	0,0296	2,5	1,5	3,75	5,50	0,68	14,28	9,60	Verifica
H-I	130	51	46,7	0,0331	2,5	1,5	3,75	5,50	0,68	15,10	11,30	Verifica
I-J	300	46,7	44	0,0090	2	1,5	3,00	5,00	0,60	14,46	10,10	Verifica

4.1.6. Calibración y optimización

Los caudales con los que se realiza el dimensionamiento del canal son los que se hallan en la tabla 4.3 (Q real). Estos no se compararon con aforos realizados in situ por falta de recursos. Aun así, las secciones necesarias fueron contrastadas con testimonios de los vecinos, y se concluye que las secciones predimensionadas en este capítulo y los caudales obtenidos, resultan coherentes.

Se recomienda realizar los aforos pertinentes, la modelación de las tormentas aforadas en el HEC HMS, y comparar los resultados obtenidos de la modelación con aquellos aforados. Este proceder demostraría la fiabilidad de la modelación.

4.2. Comportamiento del flujo. Fenómeno de resalto

En esta segunda parte se procede a la verificación del fenómeno de resalto hidráulico.

El resalto hidráulico es un fenómeno del área de la hidráulica, frecuentemente observado en canales abiertos (naturales o artificiales). Ocurre cuando un fluido pasa de régimen torrencial a régimen tranquilo, y consecuentemente, se presenta una ascensión abrupta del tirante del fluido. Por ser el fluido frenado bruscamente, se incrementa la altura de su nivel, y se convierte parte de la energía cinética inicial en energía potencial, sufriendo una inevitable pérdida de energía en forma de calor.

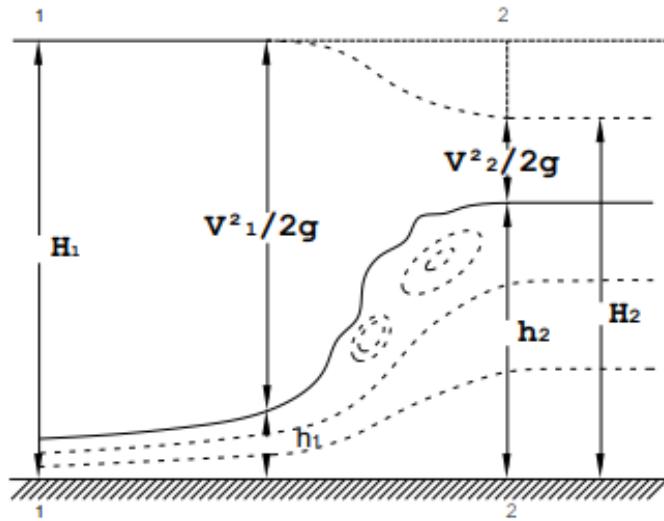


Figura 4.9. Ilustración del fenómeno de remanso, tomada del apunte de Hidráulica – UNNE (Cap XII - pág 11, Edición 2015).

Se pueden presentar dos situaciones:

1. que el tirante conjugado mayor (h_2) sea **superior** al tirante de escurrimiento en el tramo 2 (H_2), ó
2. que el tirante conjugado sea mayor (h_2) sea **inferior** al tirante de escurrimiento en el tramo 2 (H_2).

En el caso 1., $h_2 > H_2$, el flujo tiene mayor momento que el que le corresponde al movimiento tranquilo, produciendo un arrastre de agua. Por lo tanto, el resalto se manifiesta en el tramo 2.

En el caso 2., $h_2 < H_2$, ocurre lo contrario al caso 1. Por lo tanto, el resalto se manifiesta en el tramo 1.

Para el caso de este anteproyecto, se calcularon las características por tramos según se ve en tabla 4.4, los mismos fueron obtenidos a partir de los datos de caudales reales, pendientes y ancho de sección, presentes en la tabla 4.3, empleando la ecuación (4-5).

Se observan los siguientes resultados, en tabla 4.4:

Tabla 4.4. Características reales de los tramos de la canalización

Tra mos	Caudal	Ancho	Pend.	Tirante y1	Área	P.M. (m)	Rh.	Vel.	Nº Froude F1	Tirante critico y2	Velocidad critica
1 (E-F)	8,40	2,50	0,0270	1,04	2,61	4,59	0,57	3,22	1,01	1,05	3,21

2 (F-G)	9,30	3,00	0,0039	1,94	5,82	6,88	0,85	1,60	0,37	0,99	3,12
3 (G-H)	9,60	2,50	0,0296	1,11	2,78	4,72	0,59	3,45	1,04	1,14	3,35
4 (H-I)	11,30	2,50	0,0331	1,20	3,00	4,90	0,61	3,75	1,09	1,27	3,54

Para $F_1 = 1$	el escurrimiento es crítico y no se produce resalto.
Para $F_1 = 1$ a $1,7$	la superficie libre que presenta es ondulada, <u>el resalto es ondulado</u> . La longitud L oscila alrededor de 4^*h_2 . Disipación de energía baja, menor del 5%.
Para $F_1 = 1,7$ a $2,5$	El resalto es débil, llamado también preresalto. Disipación de energía del 5 al 15%
Para $F_1 = 2,5$ a $4,5$	Existe un chorro oscilante que se mueve alternativamente y en forma no periódica desde el piso hacia la superficie libre. La onda puede desplazarse a grandes distancias ocasionando graves daños; <u>el resalto es oscilante</u> . No recomendable para condiciones de diseño. Disipación del 15 al 45%.
Para $F_1 = 4,5$, a 9	la intensidad de este resalto es bastante estacionaria y su acción es poco sensible en los tirantes de aguas abajo. <u>El resalto es estacionario</u> . Es el mejor resalto para régimen de diseño. Disipación del 45 al 70%.
Para $F_1 = 9$ y mayores	el chorro de alta velocidad provoca intermitentes deslizamientos de rulos de agua en la superficie frontal del resalto, generando ondas aguas abajo con la formación de una superficie encrespada. Se caracteriza por producir una gran pérdida de energía. <u>El resalto es fuerte</u> . Disipación del orden del 70 al 80%. Si bien es muy efectivo en disipación de energía, es menos económico comparado con otros diseños.

Figura 4.10. Clasificación del resalto. Ilustración tomada del apunte de Hidráulica–UNNE (Cap. XII - pág. 19, Edición 2015).

Teniendo en cuenta el número de Froude, se determina que entre los tramos: 1 (E-F) y 2 (F-G) se produce un resalto hidráulico. Por ser $1 < F < 1,7$, el resalto se clasifica como ondulado, ver figura 4.10. La disipación de energía es baja, menor del 5%, por lo que no genera inconvenientes en el canal. Se verifica también que las paredes del canal sean capaces de soportar el tirante crítico, sin posibilidades de desborde.

4.3. Alturas hidrométricas del río Uruguay

Para la tercera y última parte de este capítulo, se realiza la verificación de las alturas que alcanza el río Uruguay.

Se analiza la posibilidad que durante una crecida del río Uruguay parte de la obra propuesta resulte anegada.

Para ello, se realizó el estudio estadístico de una serie de 28 años de las alturas máximas anuales de escala hidrométrica del río Uruguay, registrados en la estación 3802 situada en Paso de los Libres. Ver tabla 4.5.

El procesamiento de la información se realizó en el programa AFMULTI, por parte del tutor de este anteproyecto Ingeniero Carlos Depetris. Los datos se obtuvieron del sitio web de Recursos Hídricos de la Nación.

CAPÍTULO 4

Tabla 4.5: alturas en escala hidrométrica del río Uruguay, obtenida del sitio web de Recursos Hídricos de la Nación.

Año Hidrológico	Alturas máximas (cm)
1992	718
1993	1168
1994	839
1995	932
1996	831
1997	771
1998	798
1999	1234
2000	801
2001	740
2002	839
2003	848
2004	1052

2005	978
2006	1057
2007	824
2008	785
2009	995
2010	1062
2011	847
2012	699
2013	735
2014	1182
2015	1021
2016	1088
2017	1213
2018	761
2019	878
2020	720

El software evalúa los datos con 7 funciones teóricas disponibles, ver figura 4.11. Además, el mismo evalúa cuál de las funciones teóricas se ajusta a los datos mediante el error cuadrático medio de la frecuencia y el error cuadrático medio de la variable, ver figura 4.12.

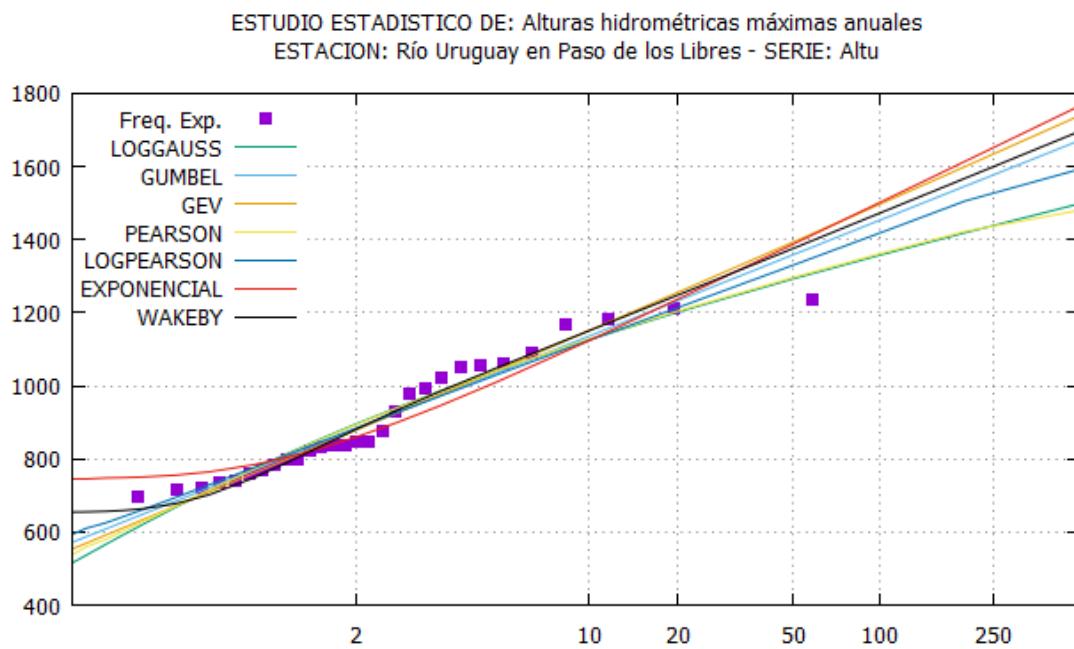


Figura 4.11: dispersión de los datos respecto de las funciones con que trabaja el software AFMULTI.

4.3.1 Ajuste visual de los métodos estadísticos utilizados

En la figura 4.12 se señala la representación gráfica del error de los puntos respecto de las distribuciones de probabilidad que procesa el software AFMULTI.

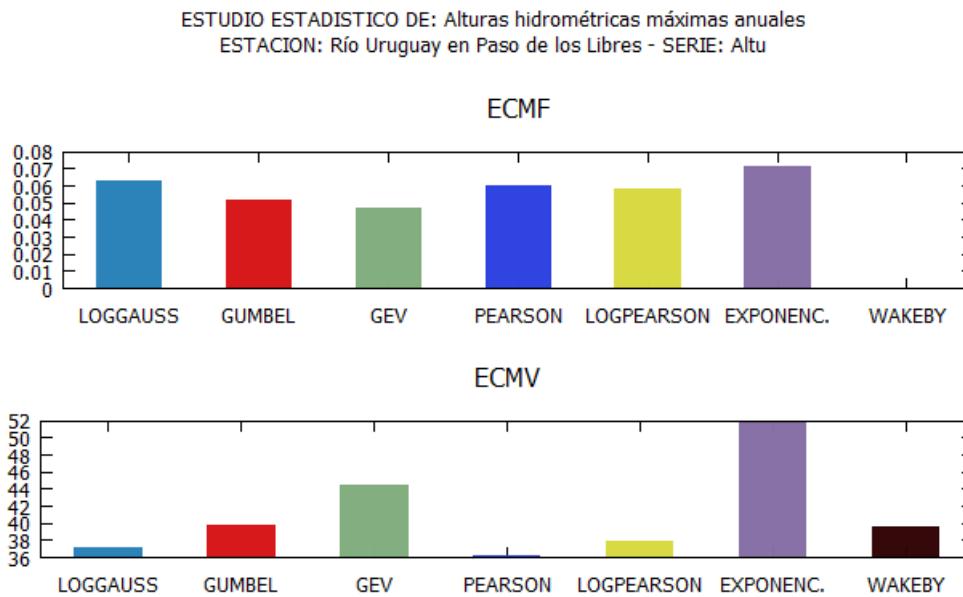


Figura 4.12: (arriba) ECMF- error cuadrático medio de la frecuencia- (abajo) ECMV – error cuadrático medio de la variable

Se observa que la distribución GEV es la que presenta menor ECMF, y que la distribución de Pearson es la que presenta menor ECMV, ver figura 4.12.

4.3.2 Comparación de los errores entre los métodos utilizados

Se realiza ahora la comparación de los errores entre las distintas distribuciones de probabilidad y se adopta aquella distribución que posee menor error, tanto para ECMF, como para ECMV.

Tabla 4.6: ranking de errores.

Errores	1º	2º	3º	4º
ECMF	GEV	GUMBEL	LOG PEARSON	PEARSON
ECMV	PEARSON	LOG GAUSS	LOG PEARSON	WAKEBY

Se observa que la función de distribución de probabilidad que mejor ajusta ha sido Pearson. En la tabla 4.7 se muestran los valores para las recurrencias a analizar, expresados en (cm) medidos sobre la escala hidrométrica de la estación mencionada.

Tabla 4.7: valores de alturas hidrométricas según Pearson.

TR	PROB.	PEARSON (cm)
10	0,1	1128,2
5	0,2	1041,8
2	0,5	894,7

Para determinar qué altura alcanza el río Uruguay y cuánto avanza sobre el terreno de la costanera en la ciudad de Paso de Los Libres, se realiza el siguiente análisis.

A partir de conocer el cero de la escala hidrométrica para la estación 3802, cota MOP 39,6m (dato provisto por la página web de Recursos Hídricos de la Nación y confirmado por el Ingeniero Hugo Rohrman), se puede obtener la cota del pelo de agua del río Uruguay, adicionando la altura hidrométrica correspondiente a la distribución de Pearson. Obteniendo:

- para un TR= 10 años una altura de 50,88 m,
- para un TR= 5 años una altura de 50,02 m.

Este estudio detectó que con cualquiera de las dos situaciones, tanto TR=10 años como TR=5 años, el tramo H-I, ver figura 4.8 (a), de canalización propuesta en este anteproyecto se encontraría totalmente anegado, ya que los

valores de cota en esa extensión varían entre 52m a 48m. Consecuentemente, esta zona presenta un riesgo hídrico SEVERO.

Como la ciudad no cuenta con un sistema de defensas, el anegamiento cubrirá toda la zona por debajo de la cota 50. Por lo tanto, aún elevando las paredes del canal no se solucionaría el problema.

Se propone realizar una zonificación de riesgo hídrico acompañado de un sistema de alertas de crecidas y plan de contingencia para pobladores afectados.

CAPÍTULO 5: DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL

En el presente capítulo se profundizan detalles del proceso de cálculo de la canalización, materiales y verificaciones.

5.1 Estudios de suelos

Conocer el suelo sobre el cual se emplazará la obra civil es importante por ser el que va a soportar todas las solicitudes que transmita la estructura. Por lo tanto, para poder materializar cualquier proyecto de ingeniería civil, se realiza un estudio de suelos que permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo del lugar, su composición estratigráfica y la ubicación de la napa freática. Todas estas características y propiedades son necesarias para saber cuánta carga soporta el suelo, si habrá asentamientos, dispersión, cuándo habrá poropresiones, si hay riesgo de deslizamientos o levantamiento de fondo, etc.

Para este anteproyecto se analizaron tres estudios de suelos realizados para otras obras particulares en Paso de los Libres, en cercanías al arroyo. Los informes de estos estudios fueron facilitados por el Ingeniero Ariel Fracalossi, el Ingeniero Oscar Gauto y el Arquitecto Javier Froy.

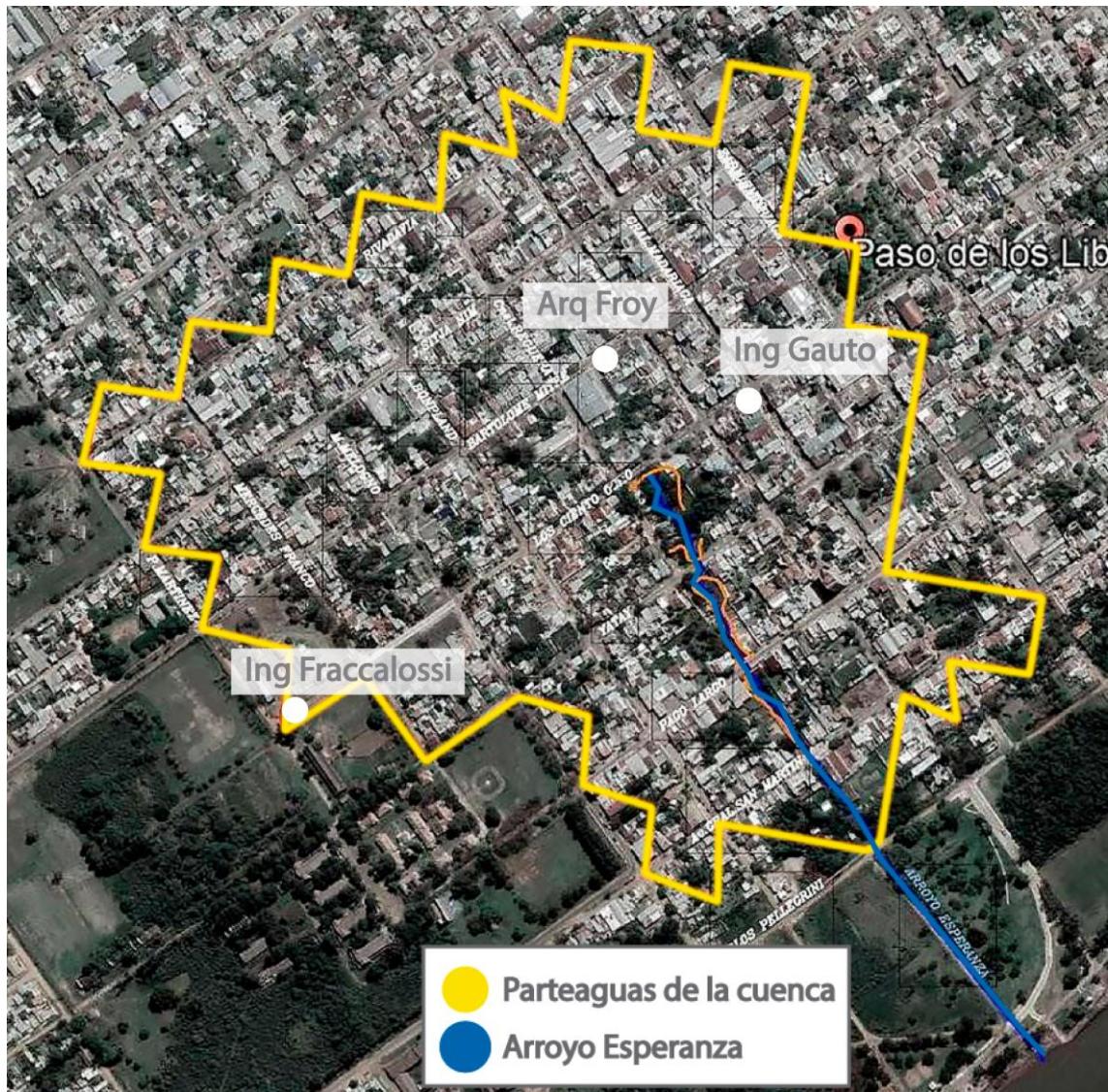


Figura 5.1. Ubicación de los Estudios de suelo usados.

A partir de una interpretación de los resultados de los estudios de suelo , se confeccionó la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Cuadro resumen de propiedades y características estratigráficas

Cota IGN (msnm)	Clasificación SUCS	SPT	Peso esp. seco (kN/m ³)	Humedad natural (%)	Cohesión C (kN/m ²)	σ_{adm} (kN/m ²)
61,00	SC	22	18,80	14,8	70,00	-
60,00	SC	23	18,80	14,3	70,00	40
59,00	SC-SM	6	17,40	27	0,00	60
58,00	SC	16	17,40	13	10,00	166
57,00	SC-SM	16	17,55	12	0,00	166

56,00	SC-SM	22	17,06	10	0,00	234,5
55,00	SC	15	17,12	15	90,00	160

Si bien el anteproyecto se aborda en un rango entre cotas IGN 61 y 48, y los estudios de suelo no llegan hasta tal profundidad, se observa que el horizonte es muy homogéneo y con una resistencia elevada para la zona. No obstante, para el proyecto definitivo habrá que realizar nuevos estudios de suelo en el arroyo, verificando los cálculos de este anteproyecto.

Se puede observar que los estratos predominantes varían entre arena arcillosa (SC) y arena limo-arcillosa (SC-SM), su color fluctúa entre rojo y rojo oscuro, su contenido de finos se encuentra entre 30 – 45 %, y presenta una densidad relativa que varía entre muy suelta y medianamente suelta.

El nivel freático no se registra en las profundidades estudiadas.

El estudio de suelos más cercano al arroyo, brindado por el Arq. Javier Froy, cuenta con ensayos químicos para identificar sales presentes en los estratos. Se observa que los suelos hasta cota 55 (IGN) no floculan, es decir, contienen sales dentro de los valores normales no perjudiciales para materiales como el hormigón. En la figura 5.2 se puede observar los resultados, teniendo como referencia que la profundidad -1,00m corresponda a la cota 61 (IGN) y la profundidad -7,00m a la cota 55 (IGN), respectivamente.

RESUMEN DE LOS VALORES DE ANÁLISIS QUÍMICOS NORMALIZADOS Y EJECUTADOS SOBRE MUESTRAS TIPOS DE SUELOS (D.I.N. N° 4030 Y T.G.L. N° 11357).-			
SONDEO N°	PROF. (m.)	MUESTRA N°	RESULTADOS
1	-1,00 m.	1	NO FLOCULA
	-2,00 m.	2	NO FLOCULA
	-3,00 m.	3	NO FLOCULA
	-4,00 m.	4	NO FLOCULA
	-5,00 m.	5	NO FLOCULA
	-6,00 m.	6	NO FLOCULA
	-7,00 m.	7	NO FLOCULA
2	-1,00 m.	8	NO FLOCULA
	-2,00 m.	9	NO FLOCULA
	-3,00 m.	10	NO FLOCULA
	-4,00 m.	11	NO FLOCULA
	-5,00 m.	12	NO FLOCULA
	NO FLOCULA (% SALES EN LOS SUELOS < 0,1 %)		

Analizados químicamente los suelos separados y preparados especialmente, hemos verificado mediante ensayos normalizados que los mismos **no contienen sales perjudiciales** para el hormigón más allá de los límites mínimos establecidos al respecto, valores que indican que en la construcción de las bases es factible utilizar cemento Pórtland Normal.

Figura 5.2: Análisis químico para estudio de suelo en Mitre 1200, pág 8,

Paso de los Libres, a 100m del arroyo. Informe brindado por el Arq. J. Froy.

Debido a la falta de datos con respecto al ángulo de fricción interna φ del suelo, se recurrió a bibliografía clásica. La tabla 5.2 es una extracción del libro Mecánica de suelos de Terzaghi, y se adopta $\varphi = 32^\circ$, correspondiente a una arena limosa y compacta por encontrarse en terreno natural.

Tabla 5.2. Valores representativos de φ . Karl Terzaghi, Mecánica de suelos, 2^{da} edición, pág. 106, tabla 17.1.

Suelo	Ángulo de fricción efectivo [grados]	
	Suelto	Compacto
Grava	36-40	40-50
Pedrisco de cantera	34-38	38-42
Pedrisco (angular)	32-36	35-45
Arena de cantera (subangular)	30-34	34-40
Arena de playa (redondeada)	28-32	32-38
Arena limosa	25-35	30-36
Limo	25-35	30-35

Se adopta una condición de fricción inferior a la del suelo existente, este criterio deja al cálculo de dimensionamiento del lado de la seguridad.

Debido a que se carece de información con respecto al ángulo de fricción del suelo en el área del arroyo Esperanza, se adopta una posición conservadora asumiendo un $\varphi = 32^\circ$.

5.2 Elección del material

Para materializar el canal, se eligió realizar el revestimiento con gaviones y colchonetas, ambos compuestos por piedra balsámica, extraída de la cantera de Yofre, una pequeña localidad del interior de la provincia de Corrientes.

La elección de gaviones como material de contención se debe a los siguientes motivos:

- el desnivel existente en el terreno y, consecuentemente, la elevada velocidad del agua,
- su alto peso específico que permite mejorar la estabilidad de los taludes de las márgenes,
- su elevada rugosidad que permite reducir la velocidad del agua,
- su permeabilidad que permite que exista presión hidrostática sobre la estructura,
- corto tiempo de ejecución y bajo costo de mantenimiento,
- protege el fondo y las márgenes de la erosión.

Sus características más importantes son la integración ambiental, la permeabilidad, la flexibilidad, el bajo costo, la posibilidad de trabajar con pequeños tirantes de agua y el uso de mano de obra no calificada.

Otro revestimiento alternativo para el canal podría haber sido hormigón armado. Haciendo una comparación aproximada de precios, teniendo en cuenta el m³ terminado, tenemos:

- Gaviones → \$ 8621 c/m³ terminado (análisis de precio más detallado en **Capítulo 7**).
- H°A° → \$23647 c/m³ terminado (valor a Marzo 2021, obtenido en Revista A y C. Link: <https://aycrevista.com.ar/precios-la-construccion/analisis-de-costos/>).

Si bien el hormigón armado es un material de uso mucho más común y conocido en la región, hay que tener en cuenta que la sección a materializar podría variar sus dimensiones y, además, sería necesario realizar fundaciones. Esta situación elevaría el costo de la mano de obra y aumentaría el plazo de ejecución, debido a que se deberá tener en cuenta trabajos como el armado de armadura, encofrados especiales, entibaciones para evitar desmoronamientos durante el período de fraguado y endurecimiento del hormigón, entre otras.

Con respecto a su influencia en el comportamiento hidráulico del canal, la baja rugosidad del hormigón armado afectaría directamente en el valor del coeficiente de rugosidad de Manning lo que aumentaría la velocidad del flujo por encima del valor obtenido y esto implicaría la utilización de disipadores de energía como condición necesaria.

Para la realización de los disipadores sería necesario un cálculo más complejo, tanto estructural como hidráulico; encofrados especiales para el hormigonado, capacitación técnica para los obreros y personal a cargo, y posiblemente, una sección mayor y trapecial.

Teniendo en cuenta todas estas consideraciones es que finalmente se optó por realizar el revestimiento con gaviones.

A continuación, se adjunta la tabla 5.3 en donde se puede ver la diferencia de velocidad de flujo entre ambos materiales:

	Pendiente (%)	Caudal (m ³ /s)	Gaviones V (m/s)	H°A° V (m/s)
Tramo 1	2,70	8,40	3,22	6,84
Tramo 2	0,39	9,30	1,60	3,52

Tramo 3	2,96	9,60	3,45	7,36
Tramo 4	3,31	11,30	3,75	8,06

Tabla 5.3: Comparación velocidades de escurrimento

Los coeficientes de rugosidad de Manning para cada material son:

$$\text{Gaviones: } n = 0,035 \quad H^{\circ} A^{\circ}: n = 0,012$$

Utilizando gaviones en las márgenes y colchonetas en el fondo, no es necesario la proyección de disipadores de energía. Con la granulometría adecuada se puede verificar que las velocidades y tensiones de arrastre no sean dañinas para el material de aporte. Estas verificaciones se analizan en la sección **5.6 Verificaciones hidráulicas.**

5.2.1 Gaviones

Son elementos modulares con formas variadas, confeccionadas a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con piedras de granulometría adecuada y cosidos unos a otros, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión. El montaje y el llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con equipos como retroexcavadora o bobcat con accesorio retroexcavadora.

En la figura 5.3 se puede observar en detalle cómo son las cajas metálicas de los gaviones.

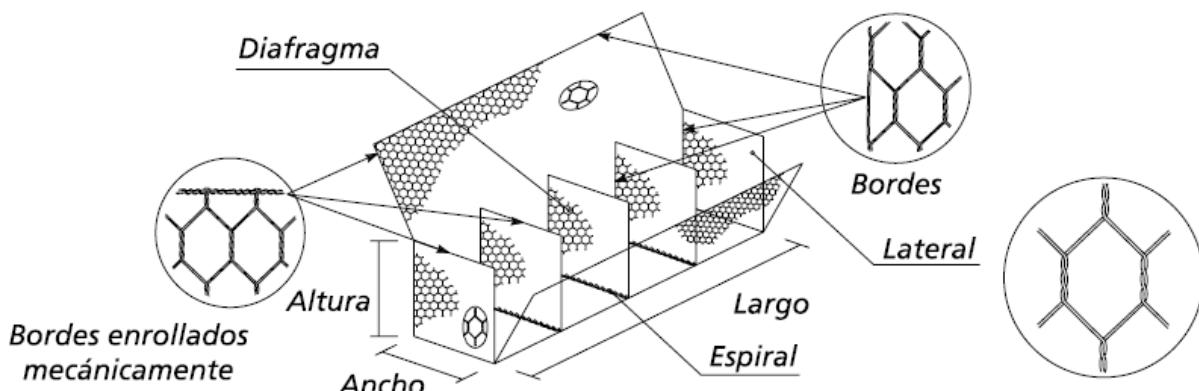


Figura 5.3. Esquema de la malla de un gavión. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 16, fig. 2.4.1)

La malla metálica es producida con alambres de acero de bajo contenido de carbono, revestido con una aleación de zinc (95%) y aluminio (5%) que confiere una protección contra la corrosión de por lo menos cinco veces la ofrecida por el triple zincado tradicional. Para conferir la adecuada resistencia y

flexibilidad, las dimensiones del hueco de la red son de 6x8 centímetros, y el diámetro de los alambres metálicos es de 2,2 mm (alambre con revestimiento Galfan) y 2 mm (alambre plastificado).

Las dimensiones de los gaviones son estandarizadas. El largo, siempre múltiplo de un metro, varía de 1 a 4 metros, con la excepción del de 1,5 m; el ancho es siempre 1 metro y la altura puede ser 0,50 o 1 metro.

Las mallas de los gaviones se comercializan desarmadas y vienen en fardos. Una vez en obra, se desdoblan las cajas, se encofran y se comienza con el llenado. Para el armado y llenado de los gaviones se confecciona un encofrado de madera para sostener la malla durante el llenado. Se suele llenar colocando las piedras de mayor diámetro en las caras de la caja y las piedras más chicas en el centro del gavón.

En la figura 5.4 se puede observar las medidas comerciales de las cajas de los gaviones correspondientes a los catálogos de la empresa MACCAFERRI.

Gaviones Caja con Diafragmas				
Dimensiones Estándar			Volumen [m ³]	Diafragmas
Largo [m]	Ancho [m]	Alto [m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50		1
3,00	1,00	0,50		2
4,00	1,00	0,50		3
1,50	1,00	1,00		-
2,00	1,00	1,00		1
3,00	1,00	1,00		2
4,00	1,00	1,00		3

Figura 5.4. Dimensiones estandarizadas de gaviones. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 17, tabla 2.4.1)

Teniendo en cuenta los estudios de suelos detallados en el punto **5.1 Estudios de suelo**, y los datos de la zona provistos por la ingeniera Verónica Gustin, se utilizarán los siguientes datos:

- Peso específico de la piedra: $\gamma = 18,9 \frac{kN}{m^3}$
- Peso específico del suelo: $\gamma_s = 17,3 \frac{kN}{m^3}$
- Porosidad gavón: 35%
- Coeficiente de rugosidad de Manning: $n = 0,035$

- Granulometría: de 4" a 8", aproximadamente. Se define en el punto **5.6 Verificaciones hidráulicas.**

5.2.2 Colchonetas

El colchón Reno es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, de grande área y pequeño espesor. Está formado por dos elementos separados, la base y la tapa, ambos producidos con malla hexagonal de doble torsión. El paño que forma la base está plegado, durante la producción, para formar los diafragmas, uno a cada metro, los cuales dividen el colchón en celdas de aproximadamente dos metros cuadrados. La malla es producida con los mismos materiales que las cajas de los gaviones y tienen las mismas dimensiones de aberturas y alambres.

En la figura 5.5 se puede observar en detalle cómo son las mallas metálicas de los colchones Reno.

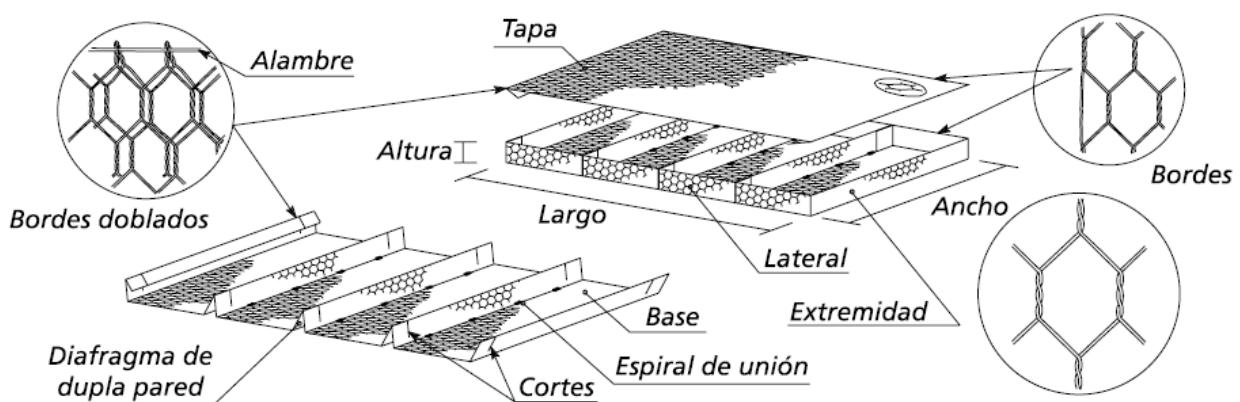


Figura 5.5: Esquema de la malla de un colchón Reno. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 20, fig. 2.4.6)

Las dimensiones de los colchones Reno también son estandarizadas. El largo, siempre múltiplo de un metro, varía de 3 a 6 metros, el ancho es siempre 2 metros y el espesor puede variar de 0.17, 0.23 y 0.30 metros. Si fuera necesario otros espesores, se pueden hacer pedidos especiales.

En la figura 5.6 se puede observar las medidas comerciales de las mallas de los colchones Reno correspondiente a los catálogos de la empresa MACCAFERRI.

Colchones Reno®				
Dimensiones Estándar			Área [m ²]	Diafragmas
Largo [m]	Ancho [m]	Altura [m]		
3,00	2,00	0,17	6	2
4,00	2,00	0,17		3
5,00	2,00	0,17		4
6,00	2,00	0,17		5
3,00	2,00	0,23	6	2
4,00	2,00	0,23		3
5,00	2,00	0,23		4
6,00	2,00	0,23		5
3,00	2,00	0,30	6	2
4,00	2,00	0,30		3
5,00	2,00	0,30		4
6,00	2,00	0,30		5

Figura 5.6. Dimensiones estandarizadas de las colchonetas. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 21, tabla 2.4.3)

Los colchones Reno se arman de forma similar a los gaviones, con la diferencia de que no necesitan encofrado y que la tapa se coloca después de llenado.

5.2.3 Geotextil

Es un material fabricado a partir de fibras continuas de poliéster unidas por agujado. Están caracterizados por sus propiedades mecánicas e hidráulicas: resistencia a la tracción, al punzonado, al rasgado, permeabilidad, abertura aparente de filtración, entre otras.

De todas sus aplicaciones posibles, en este trabajo se utilizará como protección del suelo y filtro, permitiendo que los fluidos pasen, pero reteniendo las partículas finas del suelo.

Tanto para revestir las márgenes y el fondo del canal se utilizará geotextil MaxTex, G-200, no tejido, con una resistencia a tracción de 12 kN/m. Todas las propiedades del geotextil adoptado se pueden observar en la figura 5.7 que es una extracción del catálogo de la empresa MACAFERRI.

Se eligió este tipo de geotextil debido a que el contenido de finos del suelo ronda el 40%. Utilizar un geotextil menor a G-200 permitiría el escape de los finos, y un geotextil mayor se colmaría rápidamente de finos, impidiendo el traspaso del agua y, por ende, haciendo que se ejerza presión hidrostática en las paredes de la estructura.

MacTex®

Geotextil No Tejido en Poliéster



Características técnicas

MacTex® es un geotextil agujado producido con hilos de poliéster.

Propiedades Mecánicas		150	180	200	250	300	400	500	600	TF 150	TF 600
Resist. a Tracción (carga distribuida)	ABNT NBR 12824 (kN/m)	8,0	9,0	12,0	13,0	22	28	32	38	9,0	42,0
Elongación (carga distribuida)	ABNT NBR 12824 (%)	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
Resist. a Tracción (carga concentrada)	ASTM D 4632 (N)	520	580	800	900	1305	1800	2115	2410	550	2550
Elongación (carga concentrada)	ASTM D 4632 (%)	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Resistencia al Punzonamiento	ABNT NBR 13359 (kN)	1,9	1,9	2,7	2,7	3,8	5,3	6,5	8,0	2,0	8,4
Resistencia al Desgarre Trapezoidal	ASTM D 4533 (N)	235	250	350	380	510	660	800	1000	280	1100
Resistencia al Estouro	ASTM D 3786 (MPa)	1,42	1,7	2,21	2,0	3,0	4,5	5,0	6,05	1,6	6,5
Propiedades Hidráulicas		150	180	200	250	300	400	500	600	TF 150	TF 600
Permeabilidad Normal	AFNOR G 38016 (cm/s)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,27	0,27
Permisividad	AFNOR G 38016 (s⁻¹)	2,7	2,2	1,9	1,7	1,4	1,1	1,0	0,9	2,0	1,22
Abertura de filtración	AFNOR G 38017 (μm)	150	140	130	120	110	90	70	60	60	60
Propiedades Físicas		150	180	200	250	300	400	500	600	TF 150	TF 600
Gramaje	ABNT NBR 12592 (g/m²)	150	180	200	250	300	400	500	600	150	600
Espesor Nominal	ABNT NBR 12592 (mm)	1,5	1,8	2,15	2,3	2,8	3,8	4,0	4,5	1,0	2,2
Porosidad	DIN 35855 (%)	90	90	90	90	90	90	90	90	70	70
Retención de Asfalto	TF 25 MET 8 (l/m²)	1,2	-	1,8	-	-	-	-	-	1,1	-
Propiedades Físicas		150	180	200	250	300	400	500	600	TF 150	TF 600
Largo	(m)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Ancho	(m)	2,15 4,30									

Figura 5.7. Catálogo de geotextiles no tejidos de la empresa MACCAFERRI.

5.3 Predimensionamiento

En los tramos 1, 3 y 4, se adopta una sección rectangular con una base $b = 2,50m$, y con una altura $h = 1,50m$, debido a que el tirante en los tres tramos varía entre $y = 1,04m$ y $y = 1,20m$ (ver tabla 4.4, capítulo 4). Los muros laterales de la sección se componen por una camada superior de cajas de gaviones de $4x1x0,5$ y una camada inferior de cajas de gaviones de $1x1,5x1$ (largo, ancho y alto, respectivamente).

En el tramo 2, Se adopta una sección rectangular con una base $b = 3m$, y con una altura $h = 2m$, debido a que el tirante es $y = 1,94 m$ (ver tabla 4.4, capítulo 4). Los muros laterales de la sección se componen por una camada superior de cajas de gaviones de $4x1x1$ y una camada inferior de cajas de gaviones de $1x1,5x1$ (largo, ancho y alto, respectivamente).

En el punto 5.6 se profundiza la elección del espesor de los colchones Reno que irán en la base de la sección. En resumen, las dimensiones de las colchonetas serán: $4x2x0,3$ (largo, ancho y alto, respectivamente). La mayor dimensión será puesta en sentido transversal al canal. En los tramos 1, 3 y 4 los gaviones apoyarán 0,75m en cada extremo de la colchoneta, quedando libre en el medio el ancho del canal $b = 2,50m$. En el tramo 2 los gaviones apoyarán 0,50m en cada extremo de la colchoneta, quedando libre en el medio el ancho del canal $b = 3m$.

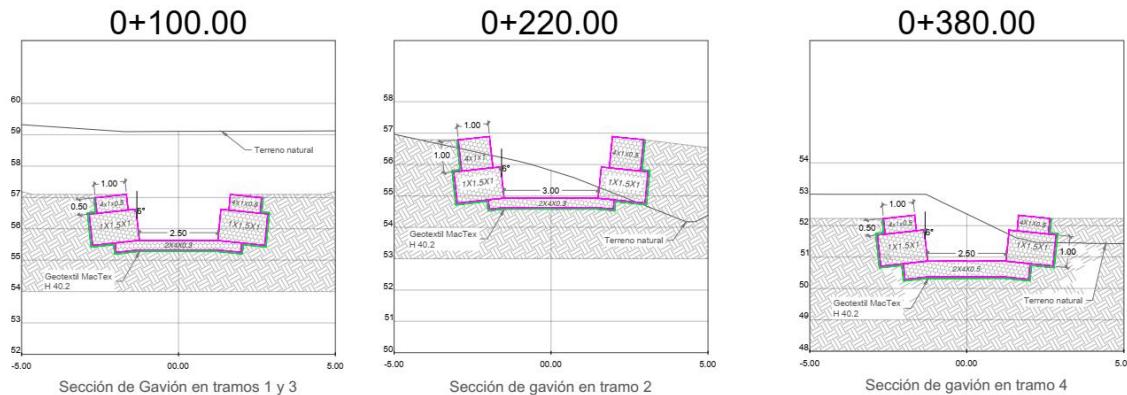


Figura 5.8. Secciones tipo por tramo.

Las secciones descritas en los dos últimos párrafos se pueden observar de forma ilustrativa en la figura 5.8 y en detalle en el Plano N° 5.

Debido a la cantidad de finos que contiene el suelo y por recomendación de la Ingeniera Verónica Gustin, profesional con experiencia en este tipo de obras, se utilizará como filtro un geotextil no tejido con una resistencia a la tracción de 12kN/m, denominado G200. Se puede observar sus características en el punto 5.2.3 y figura 5.7.

5.4 Análisis de cargas

El cálculo de los muros de gaviones se aborda de forma similar al de los muros de gravedad, con la salvedad de que al tratarse de elementos separados (superposición de cajas), se pueden producir movimientos y giros entre ellos.

Las teorías clásicas de Rankine y de Coulomb, y así también el método de equilibrio límite, pueden ser utilizados en la determinación de los empujes actuantes.

En el caso de que las condiciones específicas del problema analizado sean más complejas, no permitiendo la utilización directa de la teoría de Coulomb, se recurre generalmente al método de equilibrio límite. En este caso, el trabajo requerido para la determinación del empuje actuante es considerablemente mayor. Por eso, se desarrollaron softwares que ayudan al proyectista en esa tarea.

El programa GawacWin, distribuido por MACCAFERRI, utiliza el método de equilibrio límite en la determinación del empuje activo actuante, lo que lo torna capaz de analizar la mayoría de los casos que pueden surgir.

Para el análisis de la canalización se modeló en el programa dos de las secciones más críticas:

- Para $h = 1,50m$, se adopta la sección correspondiente al perfil transversal de la progresiva 0+100.00 del tramo 1. Esta elección se debe a el talud de 15° adoptado y sobrecarga de 5 kN/m^2 , la cual se encuentra a una distancia de 5m desde el borde lateral del canal. Ver Plano N° 4-a. En la figura 5.9 se observa la situación descrita.
- Para $h = 2m$, se adopta la sección correspondiente al perfil transversal de la progresiva 0+220.00 del tramo 2. Esta elección se debe a que la sobrecarga de 5 kN/m^2 se encuentra a la menor distancia desde el borde lateral. En cuanto al talud, su inclinación es de 0° . Ver Plano N° 4-c. En la figura 5.10 se observa la situación descrita.

La sobrecarga fue analizada con ayuda del Reglamento CIRSOC 101 y teniendo en cuenta que en la zona solamente hay viviendas unifamiliares. La sección completa se puede observar en el Plano N° 5.

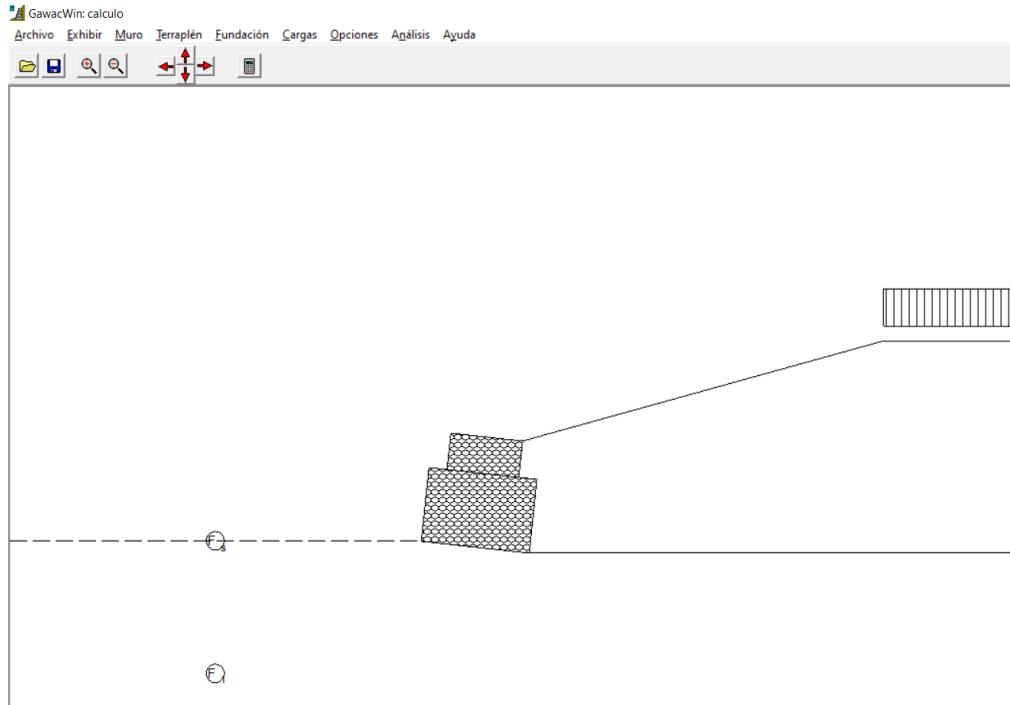


Figura 5.9: Sección crítica para $h=1,50\text{m}$ modelada en el programa GawacWin

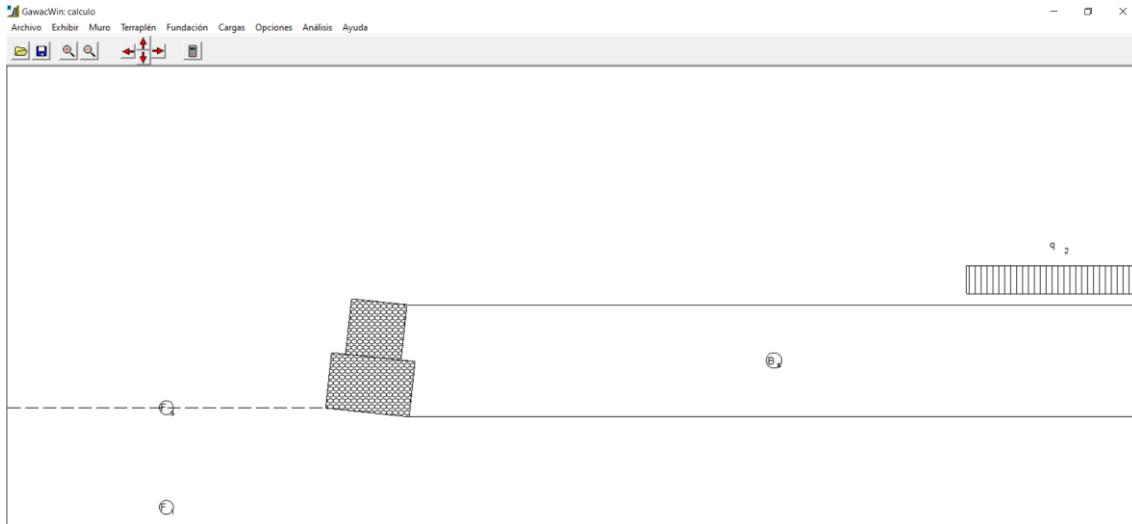


Figura 5.10: Sección crítica para $h=2\text{m}$ modelada en el programa GawacWin

5.4.1 Cargas horizontales

El primer paso es determinar los empujes que sufre el muro, tanto activo como pasivo.

- Empuje activo:

Debido a la complejidad del terraplén, se recurre a utilizar el método de equilibrio límite. Este método es una variante de la teoría de Coulomb. Se consideran varias posiciones para la superficie de rotura y para cada una de ellas se determina el valor del empuje por equilibrio de fuerzas. Estos valores son

colocados en función de la superficie de rotura que les dio origen y de esta forma se puede estimar la variación correspondiente. Entonces se puede determinar la posición más crítica de la superficie de rotura y el empuje correspondiente.

Para solucionarlo de forma gráfica se utilizaban los métodos de Culmann ó de Engesser.

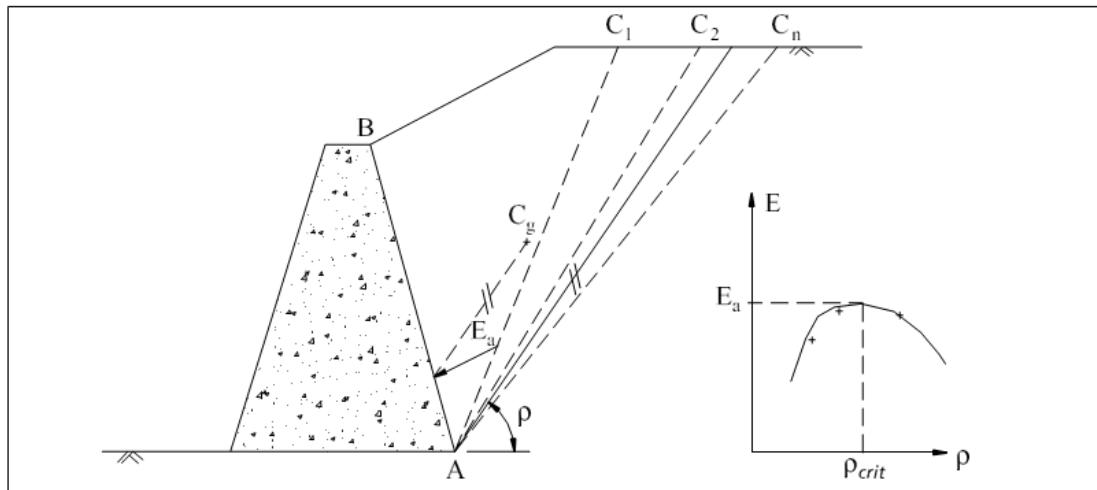


Figura 3.4.10 - Método del Equilibrio Límite.

Figura 5.11: Método de Equilibrio límite. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 54, fig. 3.4.10).

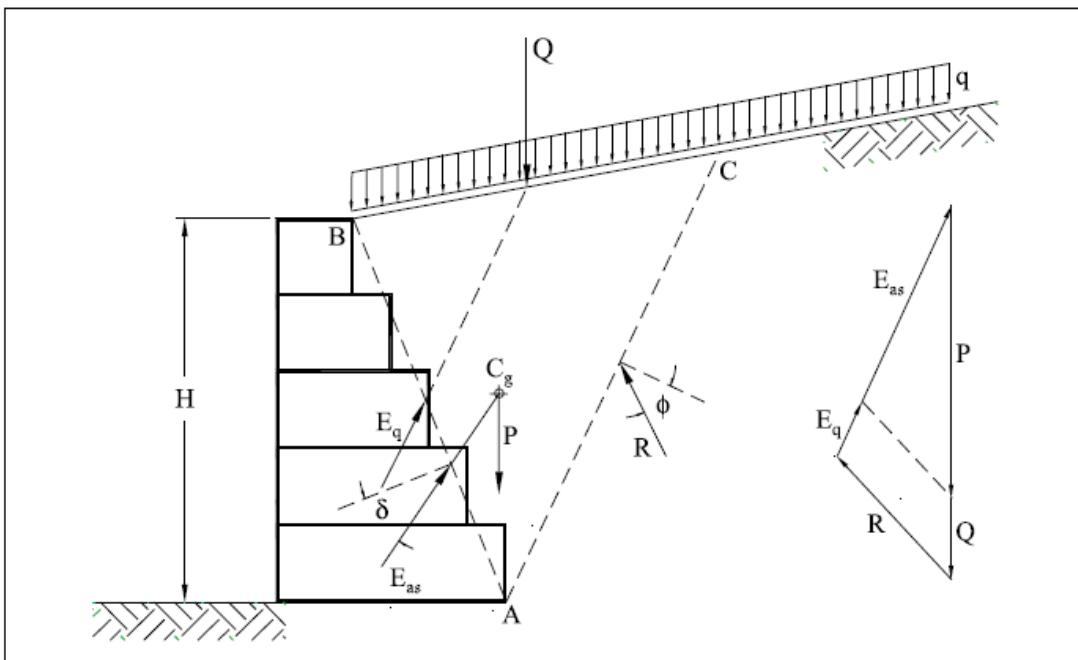


Figura 5.12: Carga uniforme sobre el macizo. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 55, fig. 3.4.11).

- Empuje pasivo:

Para el cálculo del empuje pasivo, que es la resistencia al desplazamiento horizontal ofrecida por el terreno delante del muro, cuando este está apoyado en una cota inferior a la superficie, la teoría de Rankine es generalmente suficiente.

Solamente se debe considerar la disponibilidad del empuje pasivo al frente del muro cuando es posible garantizar que no ocurren excavaciones o posible erosión del suelo situado frente a la estructura de contención.

En el caso de nuestra canalización, se simuló un pequeño espesor de suelo por delante del muro debido a que allí se encontrará el colchón Reno de la base del canal. Se modeló de esta forma porque no es posible diseñar el colchón Reno en el software.

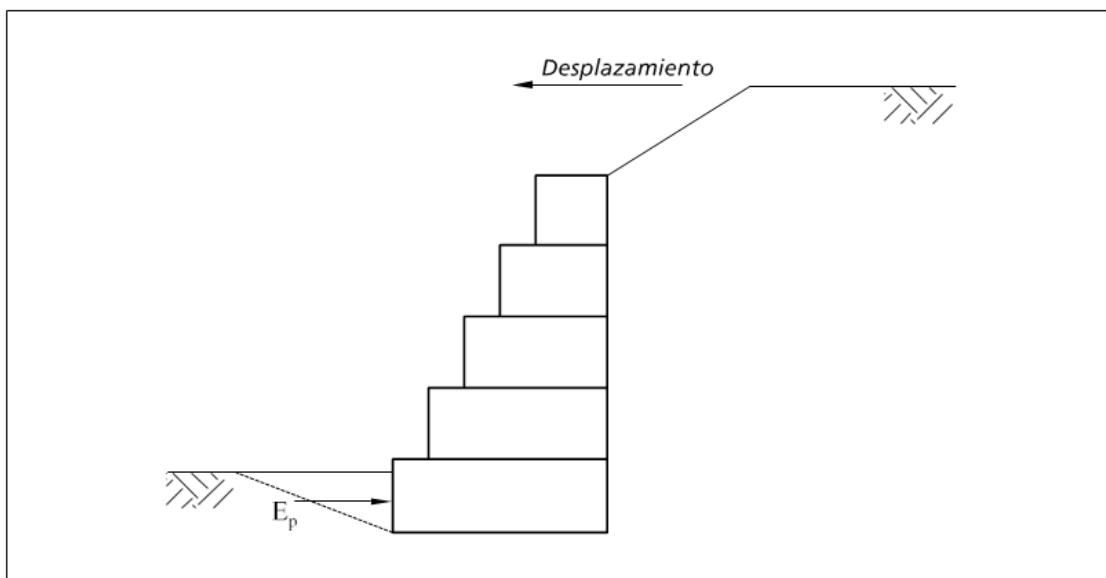


Figura 3.5.1 - Determinación del empuje pasivo

Figura 5.13: Determinación del empuje pasivo. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 68, fig. 3.5.1)

5.4.2 Cargas verticales

Para llevar a cabo el análisis de verificación de la estabilidad, principalmente al vuelco y a tensiones admisibles, se deben determinar los pesos de todos los elementos que conforman el muro, es decir, los pesos del suelo y de los gaviones.

En la figura 5.14 se ilustra cómo sería el fenómeno, los pesos del suelo figuran como Pt_i y los pesos de gaviones como Pg_i . Cabe aclarar que la figura 5.13 no es un croquis del muro del canal de este anteproyecto.

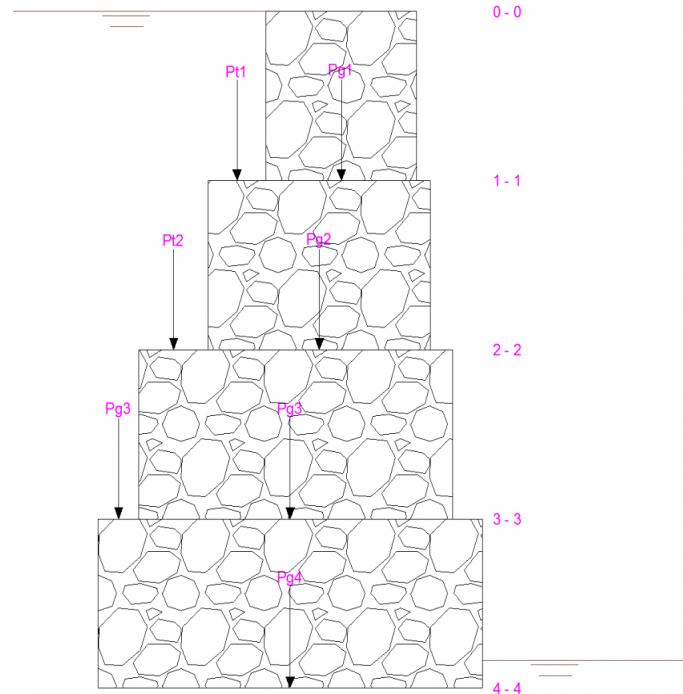


Figura 5.14: Pesos del suelo y de gaviones. Imagen ilustrativa obtenida de <https://estructurando.net/2019/03/18/dimensionamiento-de-muros-de-gabiones/>)

5.4.3 Sobrecargas

- Poropresiones

Como se ha mencionado en el punto **5.1 Estudios de suelo**, no se registra nivel freático en la zona estudiada.

No obstante, por ser un sistema de contención permeable, se permite que el agua drene y pueda estar tanto de un lado como del otro del revestimiento. Por ejemplo, en una primera situación, si el nivel de napa se encuentra alto, el agua drena hacia el canal y habrá caudal base; y en una segunda situación, si el pelo de agua del canal se encuentra alto, el agua no solo drena hacia el terreno sino que también contrarresta el empuje activo. En ambos planteos la presencia del agua no conlleva a un estado crítico, siendo entonces la situación más desfavorable cuando el canal está sin agua.

A modo de verificación se analizó en los cálculos con un nivel de pelo de agua $y = 1,94m$, y otro análisis sin nivel de agua.

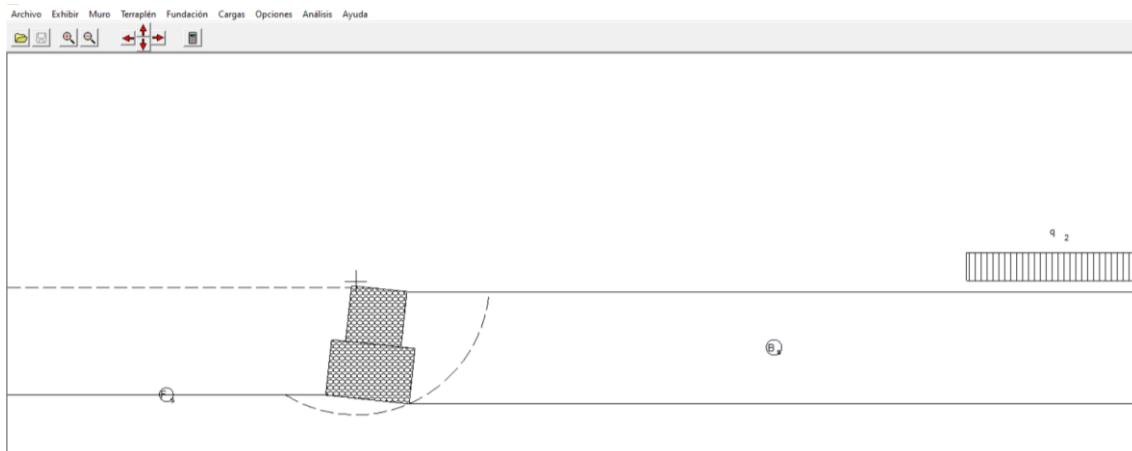


Figura 5.15: Ilustración del análisis con un tirante y=1,94m modelada en el programa GAWACWIN.

El único valor comparable es la estabilidad global, resultando:

- Sin napa freática: $FS = 1,62$
- Con napa freática: $FS = 1,92$

Se puede observar que el muro del canal es más estable cuando hay un tirante de agua. Por lo tanto, se seguirá la verificación de la estabilidad solamente considerando el canal sin agua.

- Sobrecarga q_2 y grietas de tracción

La sobrecarga utilizada, $q_2 = 5 \frac{kN}{m^2}$, corresponde a una vivienda unifamiliar tipo, de una planta. El valor se extrajo del reglamento CIRSOC 101 y se verificó con un cómputo de una vivienda de aproximadamente 100 toneladas (carga mayorada) y 200m². En la zona no existen construcciones de mayor envergadura que sirvan para justificar mayores sobrecargas.

En el análisis no se consideró la formación de grietas de tracción en la superficie del terreno, debido a la baja cohesión del suelo y por presentar una sobrecarga permanente que impide que se agriete.

5.5 Verificaciones de estabilidad

Es necesario la verificación de seguridad de la estructura de contención a los diversos tipos de rotura. En el caso de muros de contención de gaviones, los tipos principales de rotura que pueden ocurrir están mostrados en la figura 5.16.

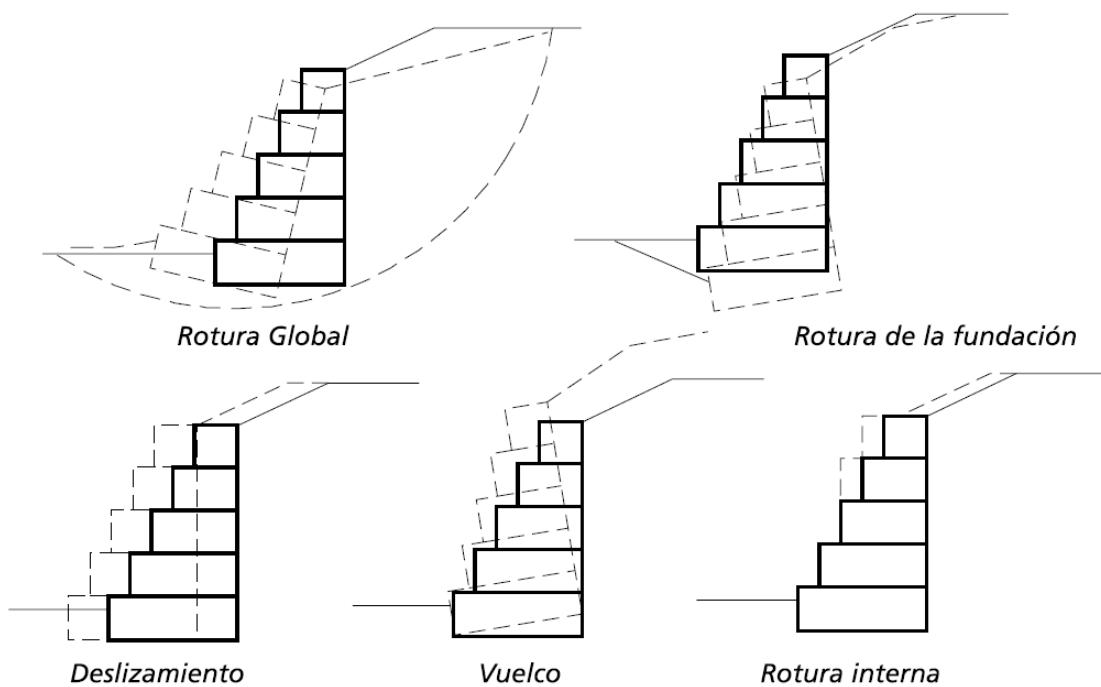


Figura 5.16: Tipos de rotura en muros de contención de gaviones. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 69, fig. 3.6.1)

5.5.1 Deslizamiento

El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la base del muro de contención, sumado al empuje pasivo disponible en el frente, no es suficiente para contraponer el empuje activo. Se puede definir un coeficiente de seguridad contra el deslizamiento:

$$FS = \frac{Td + E_p}{E_A} \geq 1,50 \quad (5-1)$$

Siendo: Td = resistencia de la base.

E_p = empuje pasivo

E_A = empuje activo

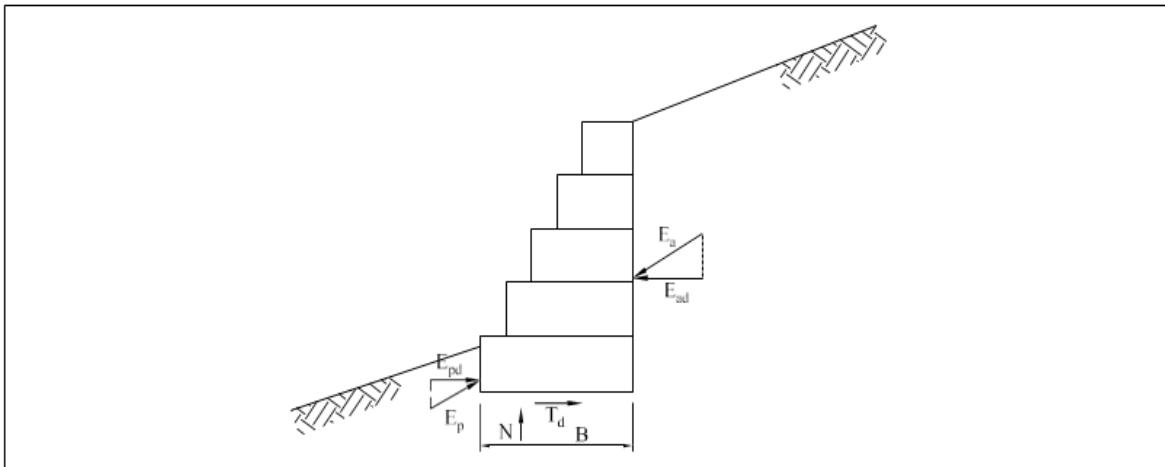


Figura 3.6.4 - Verificación al deslizamiento

Figura 5.17: Fuerzas evaluadas en el deslizamiento. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 72, fig. 3.6.4)

Si se tratara de un muro convencional de hormigón armado, se hubiera planteado el equilibrio de fuerzas horizontales directamente en su base, en el contacto con el terreno. En este caso, no es tan directo ya que la sección crítica puede no ser el contacto con el terreno, sino en el contacto entre dos cajas de gaviones consecutivas.

En las figuras 5.18 y 5.19 se observan los resultados contra el deslizamiento, dando un factor de seguridad $FS = 5,34 > 1,50$ y $FS = 4,37 > 1,50$ respectivamente, verificando la estructura.

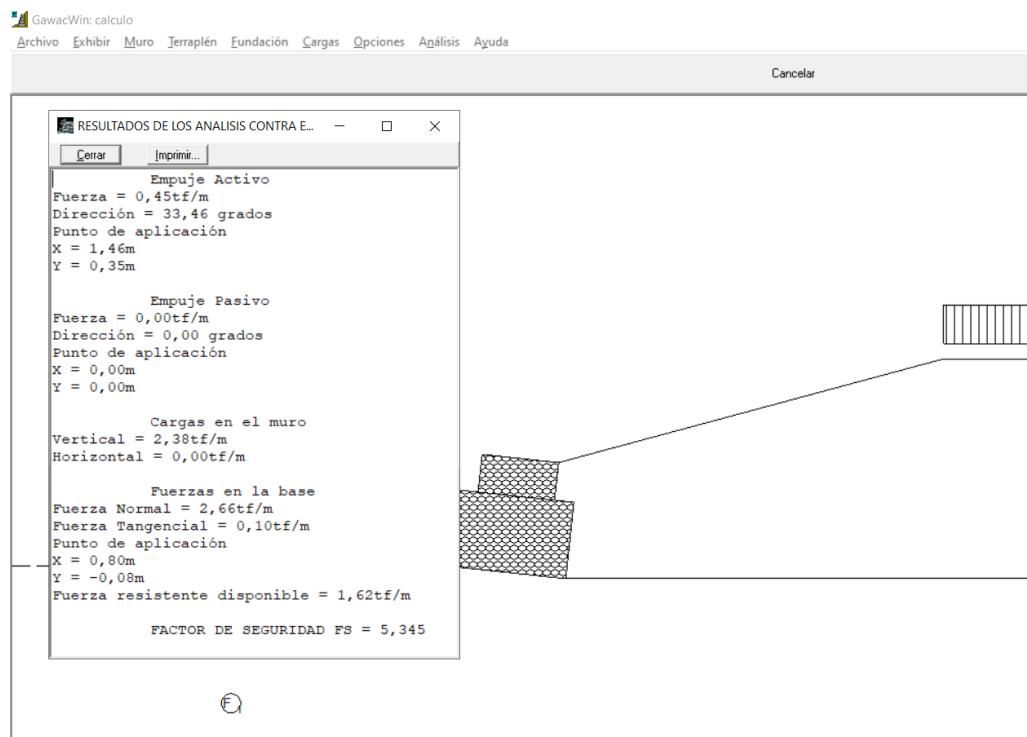


Figura 5.18: Resultados del análisis contra el deslizamiento para h=1,50m

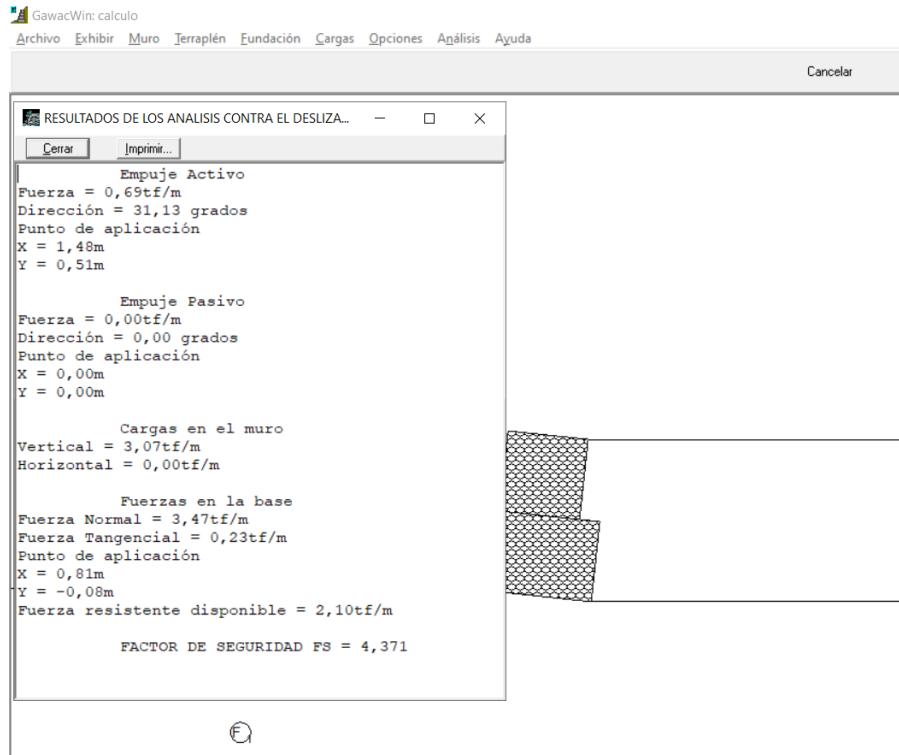


Figura 5.19: Resultados del análisis contra el deslizamiento para h=2m

5.5.2 Vuelco

Esta comprobación es similar a la anterior, pero en lugar de fuerzas, se toman momentos respecto al punto de giro “A” considerado. Puede ocurrir el volcamiento cuando el valor del momento del empuje activo en relación al punto “A” situado en el pie del muro (figura 5.20) supera el valor del momento del peso propio de la estructura sumado al momento del empuje pasivo. El coeficiente de seguridad contra el vuelco está dado por:

$$FS = \frac{M_p + M_{Ep}}{M_{EA}} \geq 1,50 \quad (5-2)$$

Siendo: M_p = momento debido a los gaviones

M_{Ep} = momento debido al empuje pasivo

M_{EA} = momento debido al empuje activo

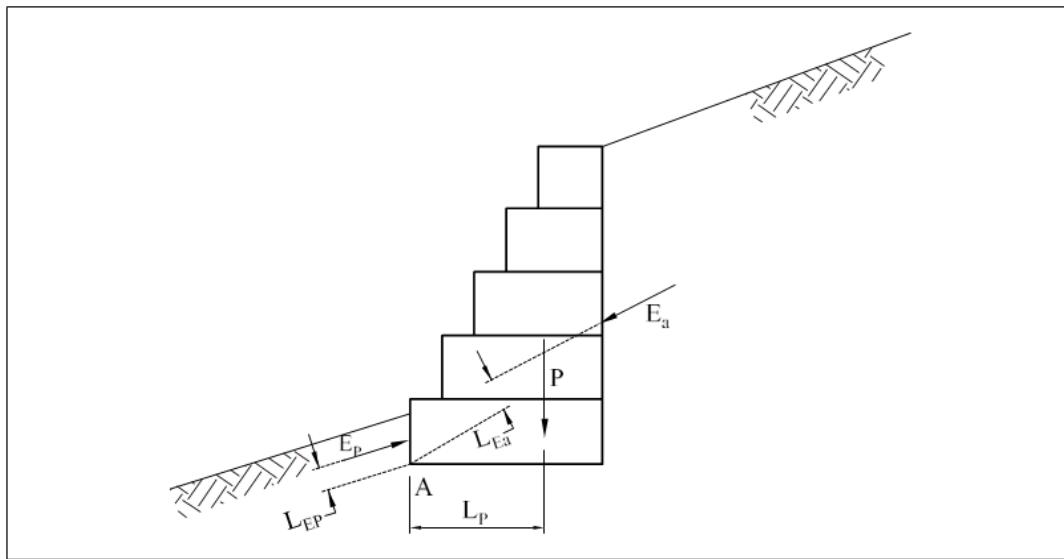


Figura 3.6.5 - Verificación contra el deslizamiento

Figura 5.20: Fuerzas evaluadas en el volcamiento. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 74, fig. 3.6.5)

Ejemplo vuelco

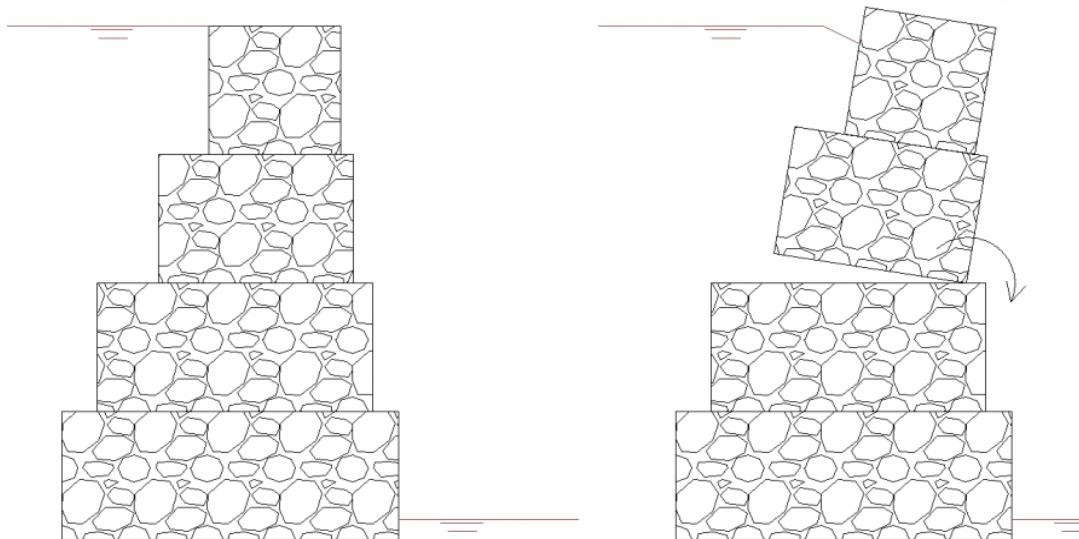


Figura 5.21. Ejemplos de volcamiento. Imagen ilustrativa obtenida de <https://estructurando.net/2019/03/18/dimensionamiento-de-muros-de-gaviones/>)

En las figuras 5.22 y 5.23 se observan los resultados contra el volcamiento, dando un factor de seguridad $FS = 17,07 > 1,50$ y $FS = 10,15 > 1,50$ respectivamente, verificando la estructura.

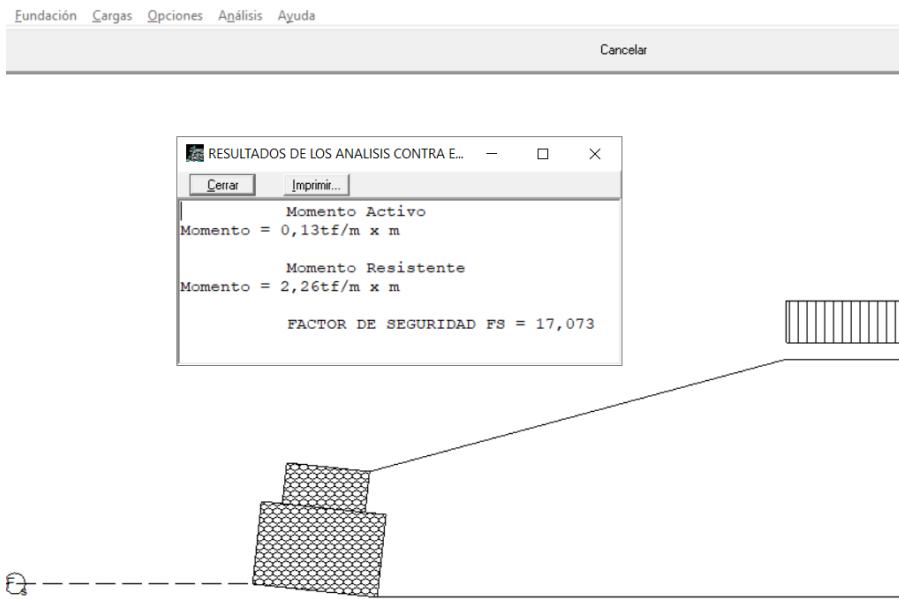


Figura 5.22: Resultados del análisis contra el volcamiento para $h=1,50\text{m}$

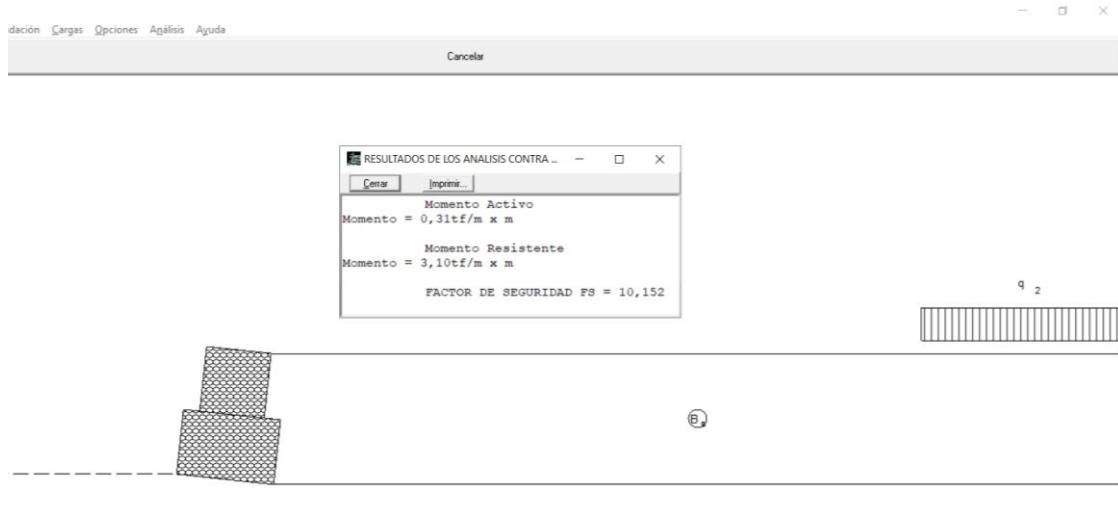


Figura 5.23: Resultados del análisis contra el volcamiento para $h=2\text{m}$

5.5.3 Tensiones en la fundación

La comprobación pasa por determinar la distribución de tensiones que son aplicadas en la fundación por la estructura de contención y verificar que no se supere la tensión admisible del suelo.

A través del equilibrio de momentos actuantes sobre la estructura de contención, se puede determinar el punto de aplicación de la fuerza normal “ N ” (figura 5.24) que es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de contención.

$$d = \frac{M_P + M_{Ep} + M_{EA}}{N} \quad (5-3)$$

Siendo: M_P = momento debido a los gaviones

M_{Ep} = momento debido al empuje pasivo

M_{EA} = momento debido al empuje activo

N = resultante de fuerzas normales

Para que estas presiones sean determinadas, la forma de distribución de ellas debe ser conocida. Normalmente se admite una distribución lineal, entonces los valores máximo y mínimo ocurrirán en los bordes de la base de la estructura y serán dadas por:

$$\sigma_{\substack{\text{máx} \\ \text{mín}}} = \frac{N}{B} \left(1 \pm 6 * \frac{e}{B} \right) \quad (5-4)$$

Siendo: B = ancho de la base del muro

e = excentricidad al centro de la base del muro

N = resultante de fuerzas normales

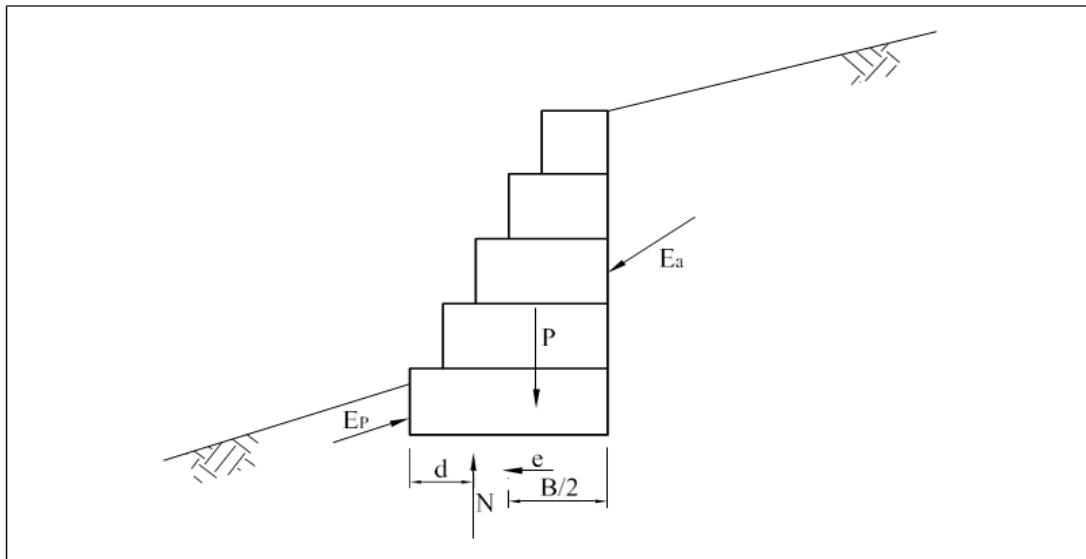


Figura 3.6.6 - Punto de aplicación de "N"

Figura 5.24: Fuerzas evaluadas en tensiones en la fundación. (Imagen extraída del Manual técnico "Obras de contención", MACCAFERRI, pág 75, fig. 3.6.6)

Ejemplo hundimiento

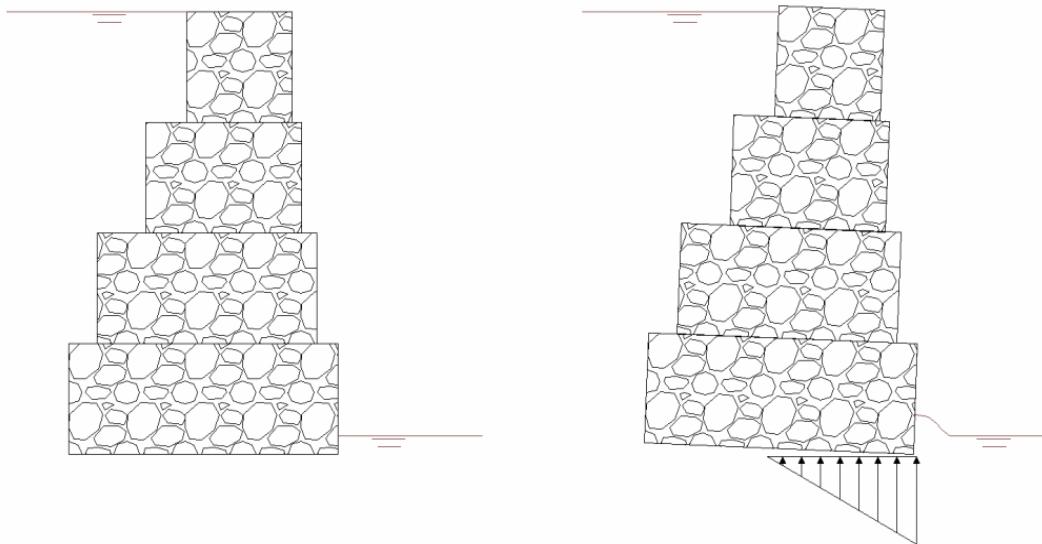


Figura 5.25. Ejemplos de tensiones en el suelo. Imagen ilustrativa obtenida de <https://estructurando.net/2019/03/18/dimensionamiento-de-muros-de-gaviones/>)

En las figuras 5.26 y 5.27 se observan los resultados de las tensiones en la fundación del muro, verificando la estructura en gran medida.

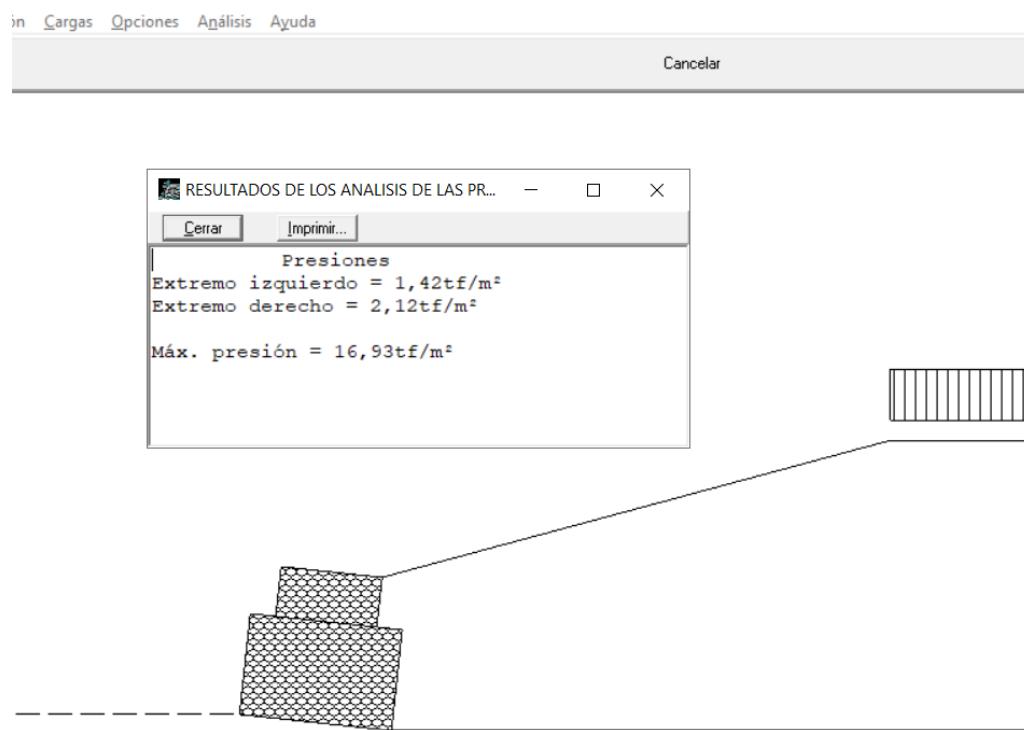


Figura 5.26: Resultados del análisis de tensiones en el suelo para $h=1,50m$



Figura 5.27 Resultados del análisis de tensiones en el suelo para h=2m

5.5.4 Estabilidad global

Otra falla que puede ocurrir es la rotura global del macizo a lo largo de una superficie de rotura que envuelve a la estructura de contención sin tocarla. Este tipo de rotura ocurre principalmente cuando hay camadas en zonas de suelos menos resistentes debajo de la fundación del muro de contención.

Este deslizamiento es similar a lo que ocurre en taludes y, por lo tanto, los métodos utilizados en el análisis de estabilidad de taludes también pueden ser utilizados en esta ocasión.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes más empleados son los que analizan la parte del suelo sujeta al deslizamiento como bloques rígidos y los métodos que lo analizan como un bloque único dividido en fajas. Los métodos del primer tipo generalmente se utilizan en superficies de rotura plana, como el método de las cuñas; mientras que aquellos del segundo tipo utilizan generalmente superficies de rotura cilíndrica como el método de Fellenius y el método de Bishop (figura 5.28).

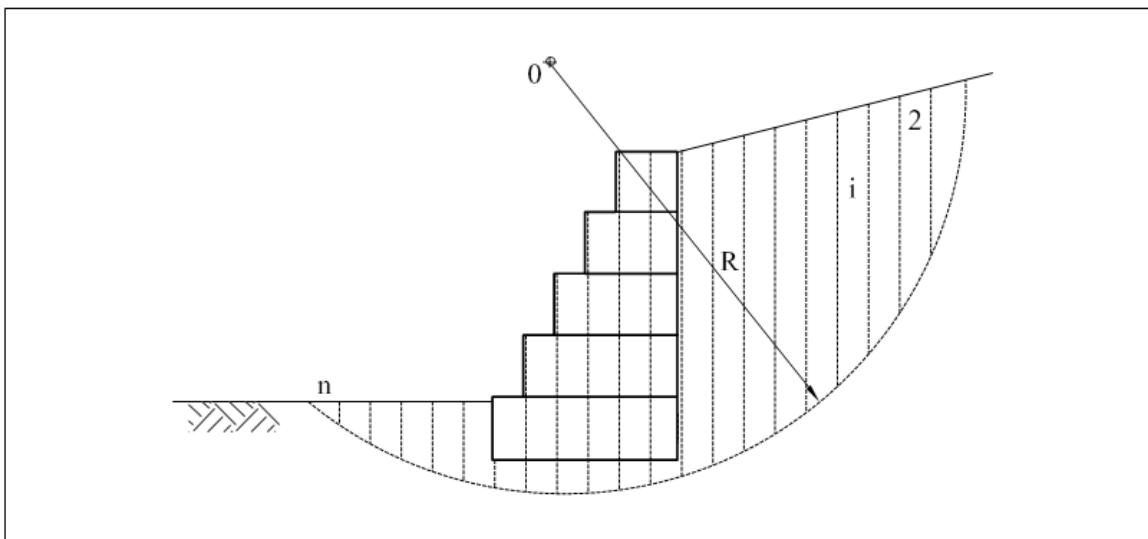


Figura 3.6.10 - Método de Bishop (superficie de rotura cilíndrica)

Figura 5.28: Método de Bishop. (Imagen extraída del Manual técnico “Obras de contención”, MACCAFERRI, pág 80, fig. 3.6.10)

El programa GawacWin hace este tipo de análisis por el método de Bishop y emplea el algoritmo Simplex para determinar la superficie de rotura más crítica. En resumen, para hallar el coeficiente de seguridad F se debe realizar un proceso de iteración. Se deben probar varias superficies de rotura hasta encontrar la más crítica (menor valor de F).

Para poder identificar una superficie de rotura son necesarios tres parámetros: posición horizontal y vertical del centro “O”, y valor del radio “R”.

En las figuras 5.29 y 5.30 se observan los resultados de la rotura global del muro para ambas secciones, verificando la estructura.

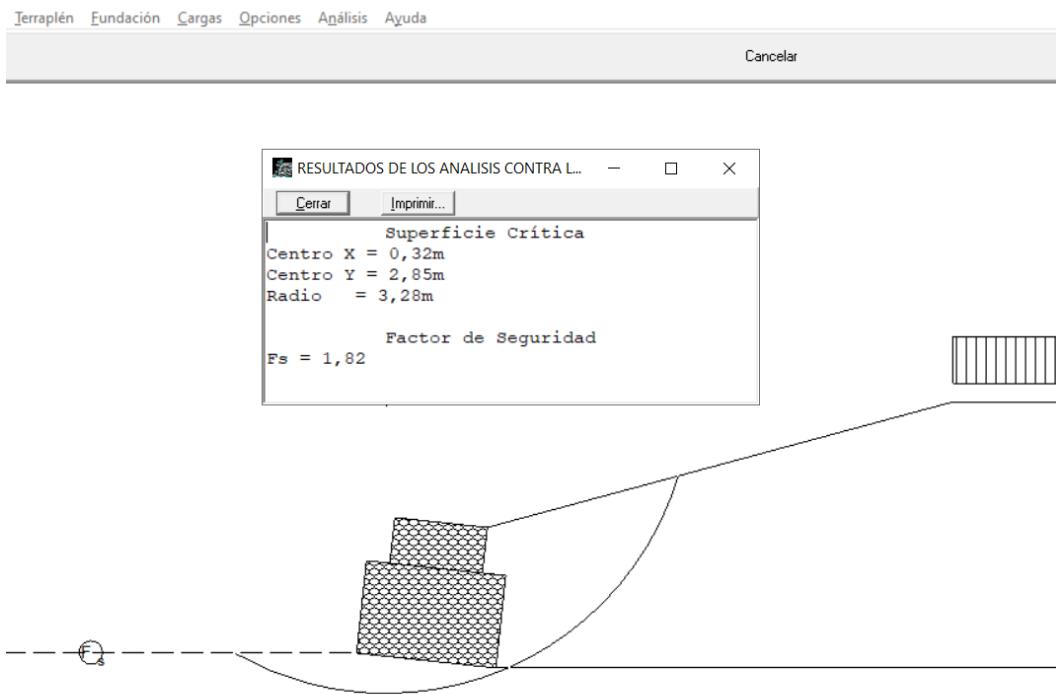


Figura 5.29: Resultados del análisis de rotura global para $h=1,50\text{m}$

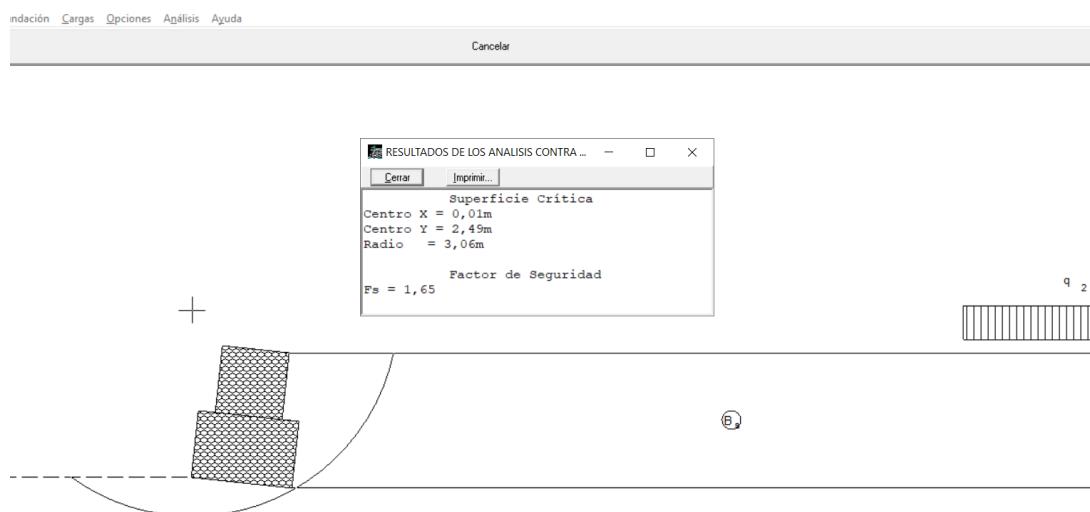


Figura 5.30: Resultados del análisis de rotura global para $h=2\text{m}$

5.5.5 Rotura interna

La rotura ocurre en las secciones intermedias entre gaviones, que puede ocurrir tanto por deslizamiento como por exceso de presión normal. Puede surgir por sufrir esfuerzos internos excesivos provocados por la carga externa del

empuje y sobrecargas aplicadas directamente sobre ella. Por lo tanto, esta verificación es hecha de forma específica para cada tipo de estructura de contención.

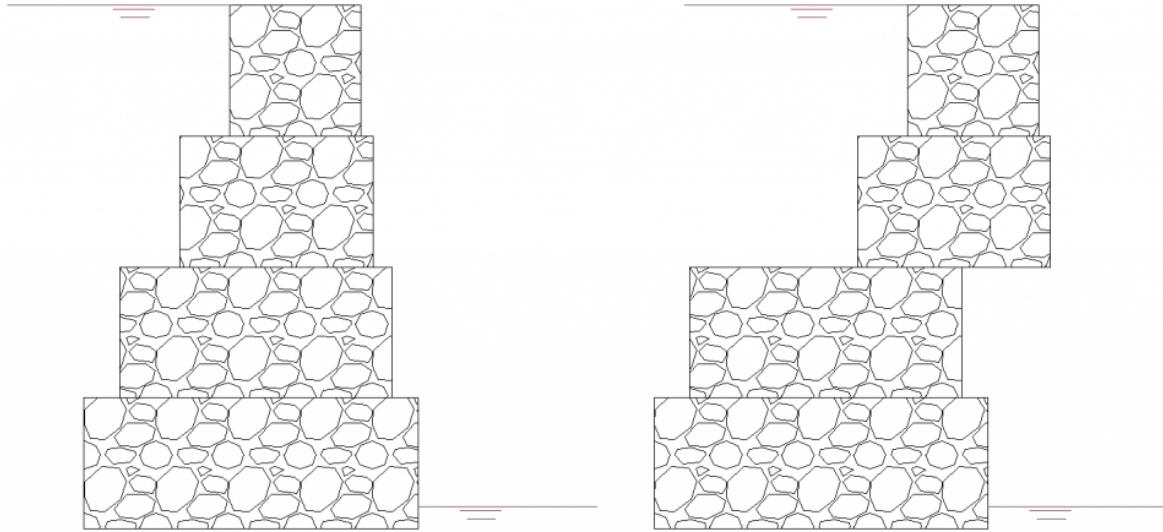


Figura 5.31: Ejemplos de deslizamiento entre gaviones. (Imagen ilustrativa obtenida de [https://estructurando.net/2019/03/18/dimensionamiento-de-muros-de-gabiones/](https://estructurando.net/2019/03/18/dimensionamiento-de-muros-de-gaviones/))

En el caso de muros de gaviones, se debe verificar la seguridad contra el deslizamiento de los bloques superiores sobre los inferiores. De esa forma este análisis es similar a aquel ejecutado en el punto 5.5.1. Para cada nivel de bloques de gaviones se ejecuta el análisis de deslizamiento considerando para el cálculo del empuje a la altura total de la estructura a partir de la parte superior hasta aquel nivel y considerando la fricción entre los bloques como la resistencia a lo largo de la base. Esta resistencia es dada por el ángulo de fricción φ y por la cohesión c_g entre los gaviones.

$$\varphi = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ \quad (5-5)$$

$$c_g = 0,30p_u - 0,50 = [\frac{t}{m^2}] \quad (5-6)$$

siendo: γ_g = peso específico de los gaviones, [t/m^3]

p_u = peso de la malla metálica, [t/m^3]

Es necesario también la verificación en cuanto a la tensión normal máxima entre los bloques, análisis similar al desarrollado en el punto 5.5.3.

Para el cálculo de $\sigma_{máx}$ se admite que la fuerza normal N se distribuya uniformemente en torno de su punto de aplicación hasta una distancia d para cada lado de este punto.

$$\text{Por lo tanto: } \sigma_{\max} = \frac{N}{2d} \quad (5-7)$$

Siendo: N = resultante de fuerzas normales

d = distancia entre el punto de aplicación de N y el borde de la camada de gaviones

La tensión normal máxima admisible entre gaviones:

$$\sigma_{adm} = 0,30 \gamma_g - 30 = \left[\frac{t}{m^2} \right] \quad (5-8)$$

En las figuras 5.32 y 5.33 se observa los resultados de las tensiones en la fundación del muro, verificando la estructura en gran medida.

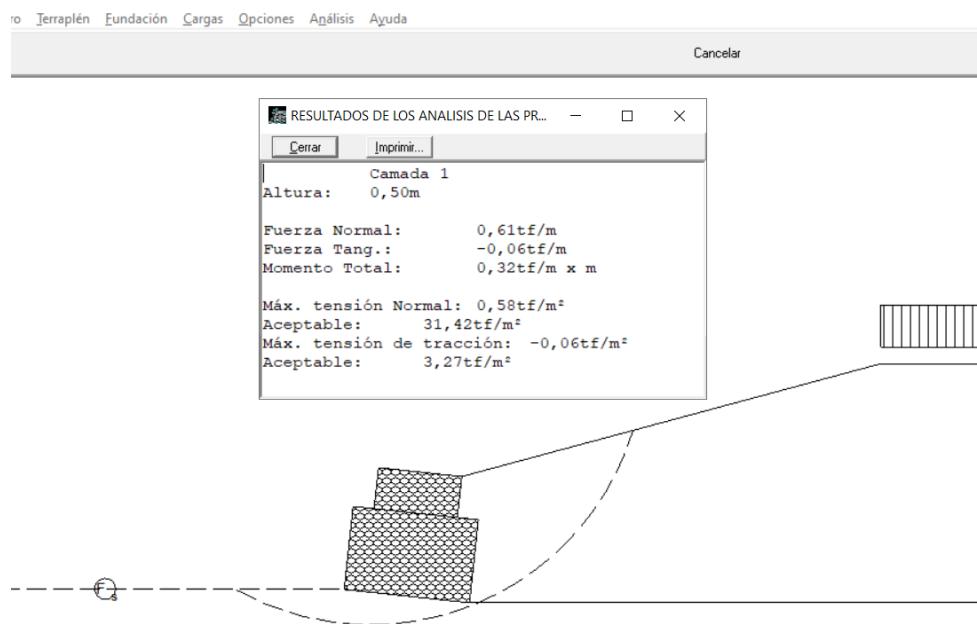


Figura 5.32: Resultados del análisis de rotura interna para $h=1,50m$

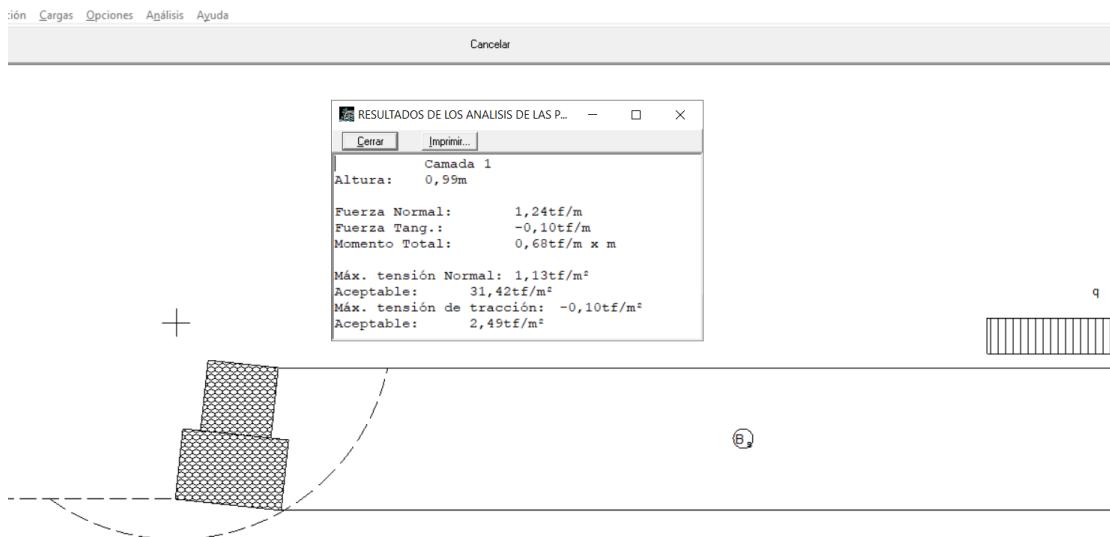


Figura 5.33: Resultados del análisis de rotura interna para $h=2m$

5.5.6. Resumen resultados

Los resultados completos se pueden ver en los anexos 5.1 y 5.2, para la sección crítica con $h=1,50m$ y la sección crítica con $h=2m$, respectivamente.

A modo de resumen, se muestra en la tabla 5.4 los valores obtenidos:

Sección crítica	FS deslizamiento	FS vuelco	Tensiones del terreno	FS estabilidad global	Rotura interna
$h=1,50m$	$5,34 > 1,5$	$17,07 > 1,5$	$+1,42 < 16,93$ $+2,12 < 16,93$	1,82	$-0,06 < 3,27$
$H=2m$	$4,37 > 1,5$	$10,15 > 1,5$	$-1,80 < 16,93$ $+2,83 < 16,93$	1,65	$-0,10 < 2,49$

Tabla 5.4: Resultados de la verificación de estabilidad

5.6. Verificaciones hidráulicas para estabilidad del revestimiento

El dimensionamiento del revestimiento en colchones Reno tiene que tomar en cuenta algunos factores típicos de esta solución como el movimiento de las piedras, el estar confinadas por una malla, la flexibilidad de la malla, el flujo de agua dentro de los colchones Reno. Por lo tanto, se debe verificar que el revestimiento sea estable para que no se produzca erosión del suelo debajo de la colchoneta, para que el caudal no arrastre las piedras del relleno, o para evitar una deformación considerable.

En general, se define como estable a un revestimiento de piedras, sean estas sueltas (sistema rip-rap) o confinadas en elementos metálicos (colchones Reno o gaviones), cuando no se produce el movimiento de las piedras. La condición de primer movimiento de las piedras define el límite de estabilidad del revestimiento.

Para este análisis se utiliza el procedimiento detallado por la Sociedad Colombiana de Ingenieros de Andamilla, que es el mismo procedimiento utilizado por la empresa MACCAFERRI.

5.6.1 Velocidad de arrastre en la base

El caudal de diseño debe escurrir con una velocidad que no sea capaz de desprender y arrastrar junto las piedras de basalto de los colchones.

Para ello es necesario conocer la curva granulométrica utilizada para el llenado del colchón reno. Serán empleadas piedras de tamaño 140 - 250 mm, con **$d_{50} = 190 \text{ mm}$** y **$d_{90} = 240 \text{ mm}$** .

Utilizando la siguiente fórmula, obtenemos el coeficiente de rugosidad para la colchoneta:

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} = \frac{0.24^{1/6}}{26} = 0,030 \quad (5-9)$$

La ecuación anterior es una fórmula teórica, válida para cauces de arena y grava, que también puede ser usada para los colchones Reno y los gaviones.

De la tabla 4.4 obtenemos los valores de velocidad del flujo (V), número de Froude (F) y pendiente (i) de los tramos, que serán necesarios para conocer el comportamiento del flujo sobre la colchoneta.

Se debe determinar la velocidad crítica V_{cr} con la cual se inicia el movimiento de las partículas. Recurrimos al gráfico de la figura 5.34, ingresando con el número de Froude y d_{50} .

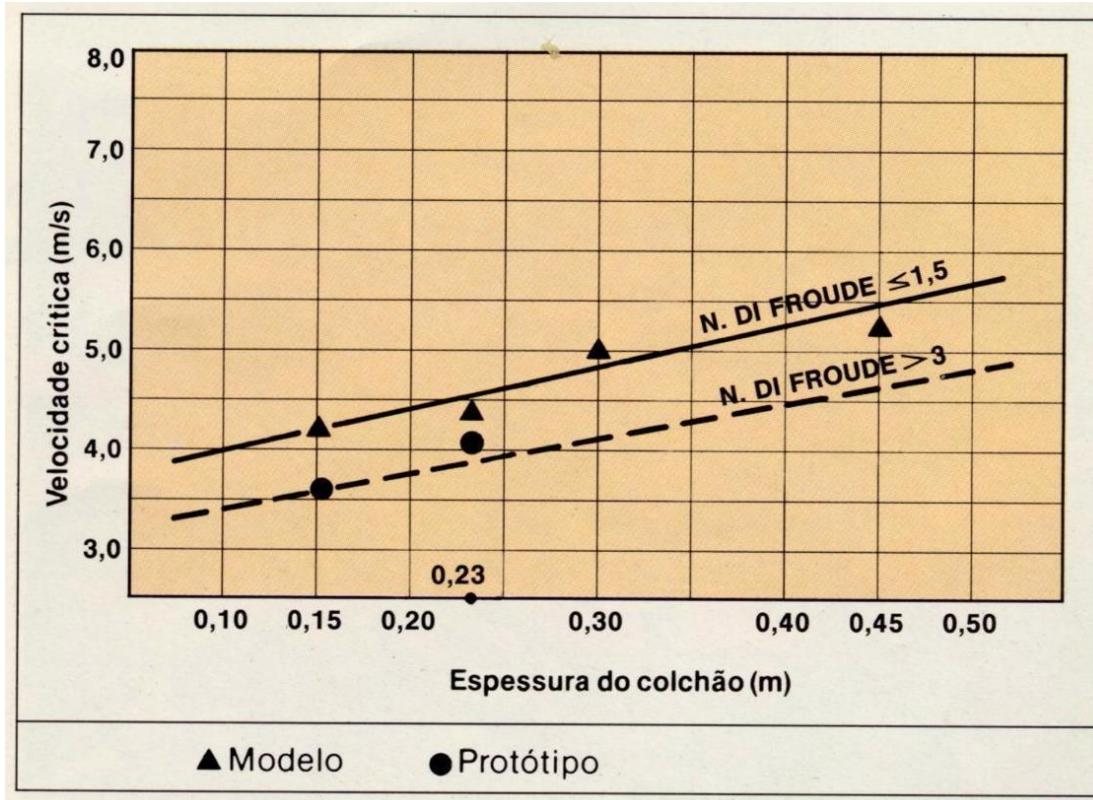


Fig. 53 - Velocidade crítica v_c que provoca o início do movimento das pedras em função da espessura do colchão Reno.

Figura 5.34: Gráfico para obtener la velocidad crítica. (Imagen extraída del Manual de gaviones, Camargo Hernández J. E. y colaboradores, pág 105, fig. 4.33)

Siendo $F < 1,5$ y $d_{50} = 0,190$ \rightarrow $V_{cr} = 4,40 \text{ m/s}$ (aprox.)

	F	i (m/m)	V (m/s)	V_{cr} (m/s)
Tramo 1	1,01	0,0270	3,22	4,40
Tramo 2	0,37	0,0039	1,60	4,40
Tramo 3	1,04	0,0296	3,45	4,40
Tramo 4	1,09	0,0331	3,75	4,40

Tabla 5.5: Verificación velocidades de arrastre

Como conclusión se observa que, si bien en los tramos el escurrimiento fluctúa entre supercrítico y subcrítico ($F>1$ y $F<1$, respectivamente), la velocidad del flujo en todos los tramos es $V < V_{cr}$.

Por lo tanto, no hay movimiento y arrastre de las piedras de los colchones Reno.

Para determinar el espesor de la colchoneta, se recurre a la tabla de la figura 5.35, ingresando con la velocidad del flujo (V) y el tipo de suelo sobre donde se asienta la colchoneta.

Sabiendo que la velocidad en los tramos ronda en promedio los 3 m/s y que el suelo es una arena arcillosa (SC) con casi 50% de finos, se adopta:

$$\text{Espesor colchoneta: } e = 0,30\text{m}$$

**TABLA 4.3 ESPESOR RECOMENDADO PARA LAS COLCHONETAS,
SEGÚN KINORI Y MEVORACH [4]**

Tipo de suelo	Espesor de la colchoneta, en m				
	2.0	3.0	4-5	5-0	6-0
	Velocidad del flujo, en m/s				
Arcilla, suelo cohesivo duro	0.17	0.23	0.30	-	-
Limo, arena fina	0.23	0.30	-	-	-
Guijarros con gravas	0.17	0.17	0.20	0.23	0.30

Figura 5.35: Espesores de colchonetas en función de V_{cr} . (Imagen extraída del Manual de gaviones, Camargo Hernández J. E. y colaboradores, pág 104, tabla 4.3)

5.6.2 Tensión de arrastre

- En el fondo del canal:

Se determinan los esfuerzos cortantes τ_b sobre el fondo provocados por el escurrimiento y el crítico τ_{bc} . Se utiliza la granulometría del colchón Reno, es decir, $d_{50} = 190\text{mm}$.

$$\tau_b = \gamma_w R_i \quad (5-9) \qquad \qquad \tau_{bc} = \tau_* (\gamma_s - \gamma_w) d_m \quad (5-10)$$

Siendo: γ_w = peso específico del agua, 1000 kg/m^3 .

γ_s = peso específico de las piedras del relleno, 1900 kg/m^3 .

$d_m = d_{50}$ [m]

τ_* = coeficiente de Shields para el inicio del movimiento de las partículas, siendo 0,047 para piedras sueltas y 0,10 para colchonetas. Esto significa que las piedras colocadas en los colchones Reno y en los gaviones soportan una tensión tangente más que doble respecto a aquella soportada por las mismas piedras sueltas, gracias al efecto de contención de la red metálica.

La expresión $(\gamma_s - \gamma_w)d_m$ resulta proporcional a la tensión normal en el fondo debida al peso sumergido de la piedra; el coeficiente de Shields es entonces similar a un coeficiente de fricción.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante crítico es:

$$\tau_{bc} = 0,10 \left(1900 \frac{kg}{m^3} - 1000 \frac{kg}{m^3} \right) 0,190m = 17,10 \frac{kg}{m^2}$$

	R (m)	i (m/m)	τ_b (kg/m ²)	τ_{bc} (kg/m ²)	$1,2 \tau_{bc}$ (kg/m ²)
Tramo 1	0,57	0,0270	15,39	17,10	20,52
Tramo 2	0,85	0,0039	3,32	17,10	20,52
Tramo 3	0,59	0,0296	17,46	17,10	20,52
Tramo 4	0,61	0,0331	20,19	17,10	20,52

Tabla 5.6: Verificación de tensión de arrastre en el fondo

En los tramos 1 y 2: $\tau_b < \tau_{bc} \rightarrow$ El revestimiento es estable y no hay deformación.

En los tramos 3 y 4: $\tau_b < 1,2 \tau_{bc} \rightarrow$ En el revestimiento se produce una deformación aceptable.

- Deformación en tramos 3 y 4

Se debe calcular el coeficiente eficaz de Shields:

$$\tau'_* = \frac{\tau_b - \tau_{bc}}{(\gamma_s - \gamma_w)d_m} \quad (5-11)$$

Ingresando en el gráfico de la figura 5.36 con el coeficiente τ'_* hasta chocar con la curva, se obtiene en el eje de ordenadas el valor de $\frac{\Delta z}{d_m}$, donde Δz es la distancia vertical entre el punto más alto y más bajo de las piedras en la situación del colchón Reno deformado.

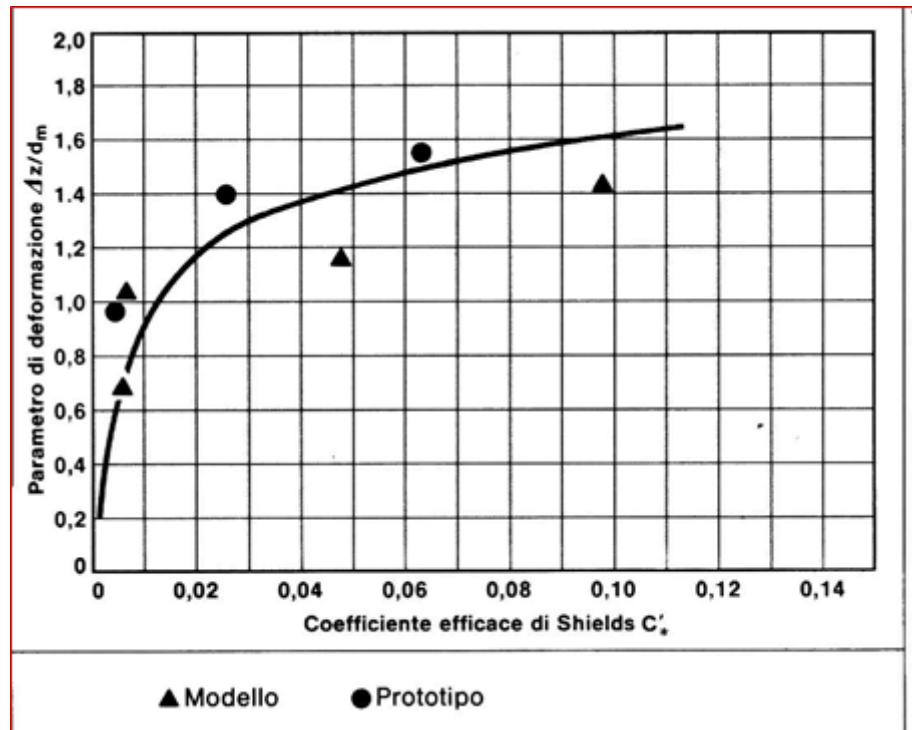


Figura 5.36: Valores del coeficiente de Shield. (Imagen extraída del Manual de gaviones, Camargo Hernández J. E. y colaboradores, pág 108, fig. 4.34)

Se dice que la deformación es aceptable si: $\frac{\Delta z}{d_m} \leq 2\left(\frac{e}{d_m} - 1\right)$ (5-12)

Siendo: $e = \text{espesor de la colchoneta} \rightarrow e = 0,30m$

	τ'_*	$\frac{\Delta z}{d_m}$	$2\left(\frac{e}{d_m} - 1\right)$
Tramo 3	0,0021	0,20	1,16
Tramo 4	0,018	1,19	1,16

Tabla 5.7: Verificación de la deformación de la colchoneta

- En el tramo 3: $\Delta z = 0,20 * 0,190m = 0,038m$

Lo cual significa que dentro del colchón Reno el espesor de las piedras se reducirá, aguas arriba, $\frac{\Delta z}{2} = 0,019m$ quedando por lo tanto $0,30m - 0,019m = 0,28m$ de piedras. Este espesor $> d_{50}$, es suficiente para no exponer el material del fondo a la acción erosiva de la corriente.

- El tramo 4: la deformación no verifica, es mayor a la admisible.

Por lo tanto, se opta por cambiar el espesor de la colchoneta en ese tramo a $e = 0,50m$. A continuación, se puede ver la verificación:

$$\frac{\Delta z}{d_m} = 1,19 \leq 2\left(\frac{e}{d_m} - 1\right) = 3,26$$

- En las márgenes del canal:

Al igual que el punto anterior, se determinan los esfuerzos cortantes provocados por el escurrimiento τ_s y el crítico τ_{sc} , pero ahora sobre las márgenes del canal. Se utiliza la granulometría de los gaviones, $d_{50} = 400mm$.

$$\tau_s = 0,75\gamma_w Ri = 0,75\tau_b \quad (5-13)$$

$$\tau_{sc} = \tau_{bc} \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \quad (5-14)$$

Siendo: θ = ángulo de inclinación de la orilla. Como los gaviones apoyan un extremo en el colchón y el otro extremo en el suelo, adquiere una inclinación de 6° .

ϕ = ángulo de fricción interna de las piedras de relleno. La experiencia y ensayos indican que para colchonetas y gaviones el ángulo es 41° .

τ_{bc} = Tensión de arrastre crítica para los gaviones, con $d_{50} = 400mm$.

Entonces:

$$\tau_{bc} = 0,10 \left(1900 \frac{kg}{m^3} - 1000 \frac{kg}{m^3} \right) 0,400m = 36 \frac{kg}{m^2} \rightarrow \tau_{sc} = 36 \frac{kg}{m^2} \sqrt{1 - \frac{\sin^2 6}{\sin^2 41}} = 35,54 \frac{kg}{m^2}$$

	τ_b (kg/m ²)	τ_s (kg/m ²)	τ_{sc} (kg/m ²)
Tramo 1	15,39	11,54	35,54
Tramo 2	3,32	2,49	35,54
Tramo 3	17,46	13,10	35,54
Tramo 4	20,19	15,14	35,54

Tabla 5.8: Verificación de la tensión de arrastre en las márgenes

Por lo tanto, no se producen movimientos de las piedras contenidas en los gaviones y, por lo tanto, no es necesario hacer el cálculo de las deformaciones para crecidas superiores a la de diseño.

5.6.3 Velocidad residual debajo de la colchoneta

En la hipótesis que la dirección predominante del flujo sea paralela a la superficie del revestimiento, la velocidad es prácticamente constante al variar de las condiciones hidráulicas y del espesor del colchón Reno.

La velocidad del agua entre la camada de piedras y el suelo debe ser suficientemente pequeña para no causar el arrastre de las partículas del terreno, lo que provocaría la socavación del material del fondo y, consecuentemente,

deformaciones en la sección del canal, reduciendo su eficiencia y provocando problemas de deslizamiento a lo largo del tiempo.

La velocidad del agua por debajo del revestimiento depende básicamente de la pendiente del canal (*i*) y de la relación de vacíos entre las piedras.

La velocidad V_b por debajo del colchón Reno se calcula con la fórmula:

$$V_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{d_{50}}{2} \right)^{2/3} i^{1/2} \quad (5-15)$$

siendo: n_f = coeficiente de rugosidad del fondo
sobre el cual se asienta el colchón.

$$d_{50} = 0,190m$$

Teniendo en cuenta que el suelo es una arena arcillosa, con un porcentaje de finos entre 30 - 45%, y contemplando que la vegetación se extrae y el suelo se compacta, se adopta $n_f = 0,02$ (valor recomendado por ejemplos de cálculo de MACCAFERRI).

Se calcula la velocidad para todos los tramos:

	<i>i</i> (m/m)	V_b (m/s)
Tramo 1	0,0270	1,71
Tramo 2	0,0039	0,65
Tramo 3	0,0296	1,79
Tramo 4	0,0331	1,89

Tabla 5.9: Velocidad residual para cada tramo

Teniendo como datos los pesos específicos seco y húmedo, y el porcentaje de humedad, siendo $\gamma_s = 1,89 \frac{kg}{dm^3}$, $\gamma_h = 2,16 \frac{kg}{dm^3}$, $W\% = 15\%$, respectivamente.

El valor de relación de vacíos *e* se puede obtener de la siguiente fórmula:

$$\gamma_h = \left(\frac{1+W\%}{1+e} \right) \gamma_s \quad (5-16)$$

$$\text{Entonces: } 2,16 \frac{kg}{dm^3} = \left(\frac{1+0,15}{1+e} \right) 1,89 \frac{kg}{dm^3} \rightarrow e = 0,00625 = 0,62\%$$

Debido a que el suelo es una arena arcillosa, la velocidad admisible V_{adm} que resiste el suelo sin ser erosionado puede ser encontrada en el gráfico de la figura 5.37 Ingresando al gráfico con $e = 0,62\%$ hasta chocar con la curva “Suelo arcilloso”, obtenemos el valor $V_{adm} \approx 1,10 \text{ m/s}$

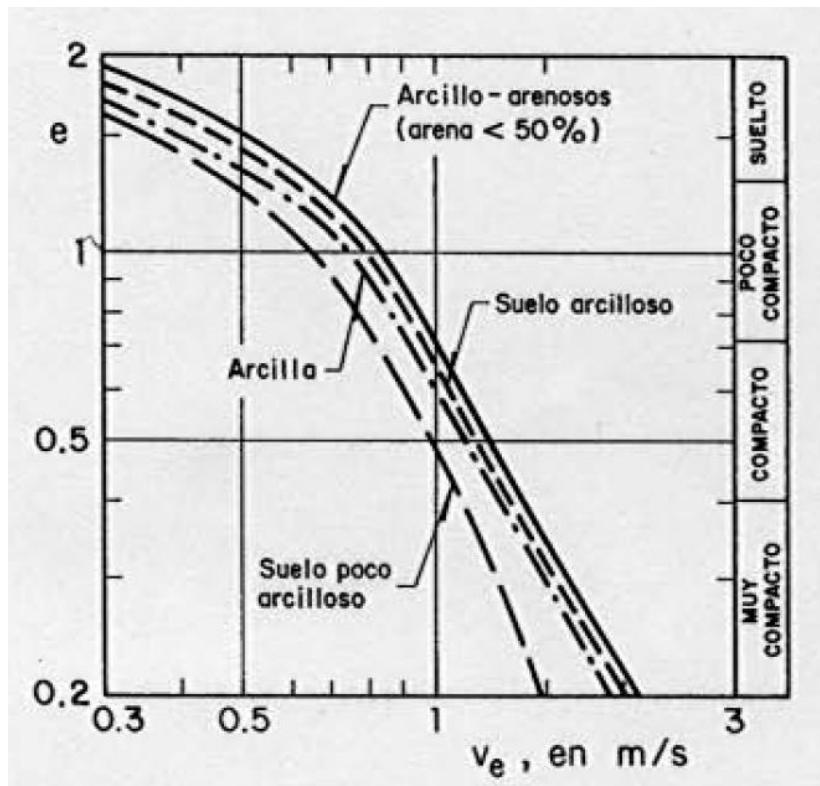


Figura 5.37: Gráfico para obtener la velocidad admisible. (Imagen extraída del Manual de gaviones, Camargo Hernández J. E. y colaboradores, pág 108, fig. 4.35)

Se observa que en los tramos 1, 3 y 4, $V_b > V_{adm}$. Por lo tanto, es necesario disminuir la granulometría utilizada ó colocar un filtro debajo de las colchonetas.

Se opta por utilizar un filtro geotextil no tejido debajo de los colchones Reno para evitar el arrastre del suelo con el caudal. Este geotextil reduce aproximadamente al 50% la velocidad residual, verificando la velocidad admisible.

CAPÍTULO 6: Proceso constructivo

Se especifica en este capítulo la estrategia elegida para materializar el anteproyecto, exponiendo acerca de la etapa constructiva, materiales a emplear, equipos y coste.

Para validar este análisis se consultaron profesionales de la zona que brindaron asesoramiento técnico en distintas áreas:

- Ing. Iván Bundrea (OBS Máquinas): asesoramiento técnico en el proceso constructivo, plan de trabajo y costos de movimiento de suelo. Resistencia, Chaco.
- Ing. Osvaldo Pepe, MP:4083 (Pepe construcciones): asesoramiento técnico en selección y costos de equipos, y duración de tareas. Paso de Los Libres, Corrientes.
- Gustavo Brutti (Arenera Brutti): asesoramiento en costo de áridos y suelo seleccionado puesto en obra. Paso de Los Libres, Corrientes.
- Ing. Verónica Gustin, MP:3700: asesoramiento técnico en precios, rendimiento y puesta en obra de gaviones. Corrientes, Argentina.

6.1 Trabajos preliminares

En esta sección se ubica el rubro de desbosque, destronque y limpieza de terreno, la intervención se hará en el ancho pertinente a toda el área afectada, en total se intervendrán 9151 m² (ver figura 6.1) en un tiempo estimado de 10 días.

El avance se realizará de aguas arriba hacia aguas abajo. Este criterio se adoptó debido a:

- Mayor compensación de suelo entre excavación y relleno: en la primera cuadra se necesita un volumen inicial de 56 m³, y luego el suelo extraído de excavar el canal, se reubica para relleno en la siguiente cuadra, sobrando al final 1297 m³. En cambio si se inician las tareas aguas abajo, se necesitan 2327 m³ para iniciar la nivelación, y luego sobran 2480 m³.
- Precipitaciones durante la ejecución de la obra: esta metodología de trabajo permite el escurrimiento natural del agua, con menores inconvenientes.

A continuación, se describen las tareas que serán realizadas. El proceso es el mismo en todos los tramos.



Figura 6.1: área de intervención para trabajos preliminares. Fuente: Google Earth.

El desbosque y destronque se llevará a cabo mediante el uso de un equipo excavadora con orugas (ver figura ilustrativa 6.2).



Figura 6.2: Imagen ilustrativa de excavadora con orugas realizando desbosque y destronque (<https://www.interempresas.net/ObrasPublicas/Articulos/262597-Nuevas-excavadoras-de-orugas-elevadas-de-Doosan-para-un-contratista-forestal-escoces.html>).

Se realizará el retiro y reubicación de árboles, serán acopiados y luego una retroexcavadora cargará el material en el camión batea. Los árboles se reubicarán en un área de la costanera. Se ve en la figura 6.3 el modo de trabajo de un cargador frontal y un camión batea.



Figura 6.3: imagen ilustrativa de carga de camión batea mediante una retroexcavadora (<http://www.quilmesadiario.com.ar/2020/04/el-municipio-de-quilmes-informo-que-hoy.html>).

En áreas que requieran mayor precisión e impliquen un riesgo para estructuras linderas a la obra, intervendrán los operarios con herramientas de mano y equipos de menor porte como un minicargador.

En el análisis de precios se tiene en cuenta que existen zonas donde la maquinaria no puede ingresar, por esto se considera el desbosque de manera manual (ver figura 6.4). Una vez que las áreas difíciles se intervengan convenientemente, se

produce el ingreso de maquinaria liviana y maquinaria pesada, para disminuir tanto el tiempo de ejecución como el costo del ítem.



Figura 6.4: operario cortando árboles (https://verdeesvida.es/tecnicas-y-cuidados_4/podas-severas:-cortando-por-lo-sano_403).

Una vez retirados los árboles, el equipo minicargador bobcat con accesorio de retroexcavadora realizará la extracción de la capa vegetal hasta una profundidad de 40cm, o hasta que todo el barro y suelo vegetal haya sido retirado.

A medida que se avance en las tareas, se generarán caminos y rampas para la circulación segura y efectiva de los equipos.

Además, la descarga del material orgánico retirado se hará mediante camiones batea que arrojarán lo extraído a una distancia aproximada de 500m, en una zona no habitada y cercana al río Uruguay. Se pedirá el permiso correspondiente al municipio.

Por otro lado, debido a que no será posible el acceso arbitrario a la zona a intervenir, este plan de trabajo brinda una solución para cada tramo.

- Tramo 1: progresiva 0+000.00 a 0+120.00 (Figura 2.4 y 2.5 – Capítulo 2)

Los trabajos se iniciarán desde calle Yatay y avanzarán hasta finalizar en calle Los Ciento Ocho.

El ingreso de la excavadora, retroexcavadora y mini cargadora se hará por la esquina de calle Coronel Reguera y calle Yatay.

Los camiones batea estarán estacionados en la intersección mencionada.

- Tramo 2: progresiva 0+120.00 a 0+230.00 (Figura 2.6 y 2.7 – Capítulo 2)

La intervención tomará inicio desde la calle Yatay hacia la calle Pago Largo.

El ingreso de la excavadora, retroexcavadora y mini cargadora se hará por calle Yatay al 1300.

Los camiones batea estarán estacionados en calle Yatay 1300.

- Tramo 3: progresiva 0+250.00 a 0+360.00 (Figura 2.8 y 2.9 – Capítulo 2)

La ejecución de los trabajos continuarán en este tercer tramo, comenzando en calle San Martín, avanzando hacia Pago Largo.

El ingreso de la excavadora, retroexcavadora y mini cargadora se hará por la calle San Martín al 1300.

Los camiones batea serán llenados en la calle San Martín.

- Tramo 4: progresiva 0+380.00 a 0+500.00 (Figura 2.10 y 2.11 – Capítulo 2)

Se iniciarán las actividades en calle Pellegrini, y avanzarán hasta calle San Martin.

El ingreso de la excavadora, retroexcavadora y mini cargadora se hará por la esquina de calle Coronel Reguera y calle Pellegrini.

Los camiones batea serán llenados en la calle Pellegrini.

6.2 Replanteo y relevamiento planialtimétrico

Una vez retirada la vegetación, se realizará un relevamiento planialtimétrico previo a la iniciación de los trabajos de excavación y relleno. La figura ilustrativa 6.5,

muestra la imagen de una situación similar a la que se obtendría en el caso de este anteproyecto.



Figura 6.5: relevamiento planialtimétrico mediante el uso de estación total
(<https://administracionmalambo.wordpress.com/2013/09/16/con-trabajos-de-trazado-y-replanteo-se-inicio-canalizacion-del-arroyo-el-sapo-en-malambo/>).

Se organizará una grilla con puntos de relevamiento cada 20 m, según Planos N° 3 y N°4-a hasta N°4-e.

Se establecerán señales y puntos fijos de manera visible para la permanente verificación. Los puntos fijos de referencia determinarán los ejes de la obra, progresivas y niveles.

El replanteo y/o nivelación se efectuará por tramo de avance.

Para gaviones

Para cada progresiva se ejecutará la traza del eje de canalización y dos puntos hacia los laterales que indiquen el ancho de excavación. Luego, se marcará una línea con cal en cada lateral sobre terreno compactado y estabilizado.

6.3 Movimiento de suelos

El movimiento de suelos abarca toda excavación, transporte y aporte de material, terraplenamiento y compactación, necesarios para la conformación de los perfiles adecuados. Los trabajos se realizarán en forma casi simultánea.

La operación será por tramos. Se comenzará aguas arriba hacia aguas abajo.

6.3.1 Excavación para nivelación y fabricación de taludes

Este tipo de labor comprende el recorte del terreno en las progresivas correspondientes y consecuente fabricación de talud. El sombreado color marrón que se observa en la figura 6.6 corresponde a la acción descrita. Se puede observar en los planos 4a, 4b, 4c, 4d, 4e.

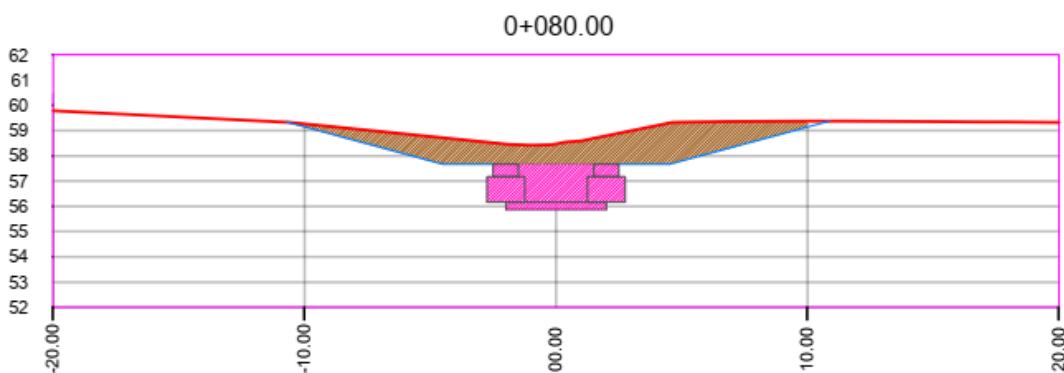


Figura 6.6: perfil ejemplo para movimiento de suelo.

La excavación se realizará con excavadora en zonas accesibles y con bobcat en zonas más estrechas, hasta alcanzar los niveles establecidos por progresiva.

La ejecución del talud se hará con retroexcavadora y tendrá un ángulo de 15°, según figura 6.6. En la figura 6.7 se observa una ilustración de cómo ejecutar esta labor.

Se empleará una retroexcavadora para colectar todo el excedente de suelo acopiado, simultáneamente se realizará con el suelo extraído el relleno en el tramo siguiente para su relleno y compactación.



Figura 6.7: Imagen ilustrativa de excavación y fabricación de talud
(<https://www.region20.com.ar/servicio.caminosserranos>).

6.3.2 Relleno con compactación especial

Se pretende llenar con el suelo sobrante del tramo anterior, por lo que se estudió previamente el sobrante y faltante al finalizar cada tramo, y organizar el avance de obra en función de la necesidad del menor volumen de suelo de préstamo.

El relleno se efectuará con el material proveniente de las excavaciones efectuadas y de préstamos, y se incluye la colocación de suelo estabilizado con cemento al 8%, en capas de 20cm hasta alcanzar el nivel indicado en planos según progresivas. El sombreado color verde que se observa en la figura 6.9 corresponde a la acción descrita.



Figura 6.8: Imagen ilustrativa de ejecución de suelo cemento (<https://4.bp.blogspot.com/-1MAjkaPIMQ/Vpex3ZOozvI/AAAAAAAARqM/zX7VecjRtGI/s1600/Establecimentacion%2Bde%2Bsubrasante%2Bsuelo%2Bcemento.jpg>).

Como primera instancia, se acopiará el suelo en la esquina del tramo a intervenir y luego se volcará y esparcirá en la sección mediante el uso de cargador frontal en zonas amplias ó el uso de bobcat en zonas de difícil acceso.

Una vez colocado un volumen de suelo correspondiente a 20cm de espesor, se colocará la cantidad de cemento necesaria, y la misma se mezclará usando tractor con rastra de disco. La acción descrita se ilustra en la figura 6.8.

Después, se utilizará tractor con rodillo compactador tipo pata de cabra para compactar las capas de suelo.

Además, se incorpora el uso de camión regador de agua para lograr la humedad necesaria la cual deberá determinarse según ensayo Proctor.

6.3.3 Excavación para canal

Una vez que se obtenga el terreno nivelado, según perfiles transversales, se concretará la excavación de la sección necesaria para la ubicación de los gaviones,

hasta alcanzar la cota de fundación del canal. El sombreado color rosado que se observa en la figura 6.9 corresponde a la acción descrita.

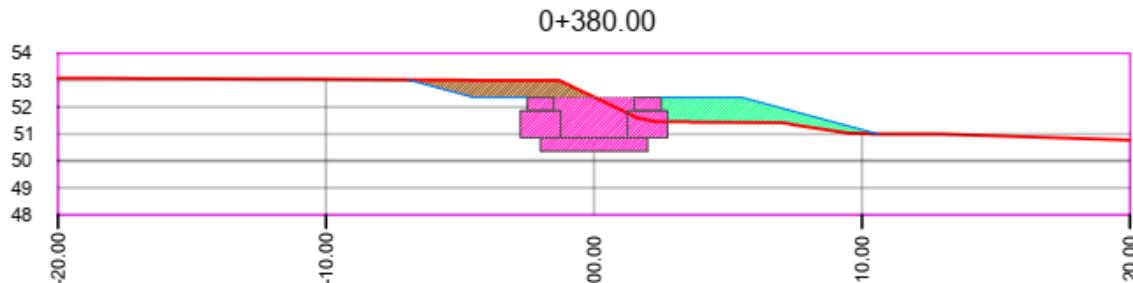


Figura 6.9: perfil ejemplo para excavación de canal.

Para realizar esta etapa, los trabajos 6.3.1 y 6.3.2 deben estar completamente terminados.

En un principio se preverá la excavación de la sección del canal con excavadora siguiendo lo delimitado por el replanteo indicado en el punto 6.2.

Luego con una retroexcavadora se retirará los excedentes, los cuales se cargarán nuevamente en camión batea, y serán depositados para relleno en los tramos siguientes.

6.3.4 Traslado préstamo

La principal acción es obtener y transportar el volumen de relleno necesario que no pueda ser compensado por el movimiento de suelo realizado.

El costo de transporte del suelo necesario para la formación de terraplenes y rellenos, y su depósito provisorio en el lugar a no más de 500 metros se considerará incluido en los ítems respectivos.

6.3.5 Ejecución por tramo

El avance de obra se concretará por tramos.

Se comenzará por el primer tramo, donde se necesitará excavar para nivelación 1047m³, y llenar y compactar 1103m³. Se deberá tomar un préstamo de 56m³. Al realizar la excavación para el canal, sobrarán 1012m³ que se reutilizarán en el segundo tramo para relleno y compactación. La sección a excavar para el canal será de 5,50m de ancho y 2m de alto.

En el segundo tramo se necesitará llenar y compactar 3652m³, de los cuales 1012m³ serán provistos por el tramo 1 y 2640m³ serán tomados de un préstamo. Al

realizar la excavación para el canal, sobrarán 1524m³ que se reutilizarán en tercer y cuarto tramo para relleno y compactación. La sección a excavar para el canal será de 6m de ancho y 2,30m de alto.

En el tercer tramo se necesitará excavar para nivelación 607m³, y llenar y compactar 1179m³. Al realizar la excavación para el canal, sobrarán 2056m³ que se reutilizarán en el cuarto tramo para relleno y compactación. La sección a excavar para el canal será de 5,50m de ancho y 2m de alto.

Finalmente, en el cuarto tramo se necesitará excavar para nivelación 55m³, y llenar y compactar 2382m³. Se deberá tomar un préstamo de 271m³. Al realizar la excavación para el canal, sobrarán 1297m³ que se depositarán en un área indicada por el municipio. La sección a excavar para el canal será de 5,50m de ancho y 2,20m de alto.

6.4 Ejecución de gaviones

El muro del canal será construido en 2 hileras de gaviones y cuatro secciones transversales distintas (ver plano N°5). El volumen estimado final del muro de gaviones será de 2834 m³. Se enseña en la figura 6.10, un esquema del perfil que se generará en los tramos 1 y 3.

El costo de transporte de áridos, para el relleno de colchones y gaviones se considerará incluido en el ítem correspondiente y especificado en el Capítulo 7 de cómputo y presupuesto.



Figura 6.10: Perfil tipo de gaviones.

6.4.1 Colocación de geotextil

Una vez conformados y compactados los perfiles de corte de suelo (de acuerdo a lo establecido en los planos del proyecto), se colocará el geotextil cubriendo toda superficie de terreno sobre la que se asentarán los gaviones caja y colchones. Se llevará a cabo con personal especializado y ayudantes.

El geotextil deberá ser cortado en paños de dimensiones adecuadas. La operación de tendido del geotextil se hará de modo que los solapes por superposición tengan un ancho de 30 cm.

Se aprovecharán las sobras del alambre de amarre de los gaviones para fijar el geotextil. Esa acción se concretará realizando 2 puntos a cada metro, a la arista superior posterior del gavión y se ajustará al paramento interno.

6.4.2 Armado de colchón reno

Previo a la ubicación y armado de los colchones, se deberá preparar convenientemente la superficie de asiento. Se llevarán los fardos, alambre y herramientas necesarias para la colocación en cada inicio de tramo.

Luego se colocará la estructura metálica (se desdoblará y se extenderá sobre el suelo), alzando paredes y cabeceras y cosiendo las 4 aristas verticales con el alambre apropiado para tal fin. Estas costuras se ejecutarán en forma continua pasando el alambre por todos los huecos de las mallas con doble vuelta cada dos huecos. A su vez, las costuras, deberán ser cosidas firmemente a los gaviones que formen parte de la estructura. Se puede ver en la figura 6.11 una imagen ilustrativa

de cómo quedaría el armado de los colchones reno, el paso siguiente sería el llenado de los mismos.

Figura 6.11: Imagen ilustrativa de puesta en obra de colchones reno
(<https://corpia.com.ec/gavionescolchon.html>).

Para el llenado se podrá aportar el material pétreo a máquina, pero deberá ser acomodado y asentado por operarios hasta obtener la densidad requerida, ya que las



piedras no deben moverse dentro del colchón. A fin de absorber posibles acomodamientos posteriores, los colchones deberán llenarse con un excedente de piedras.

6.2.3 Armado de gaviones

Para el armado de los gaviones, las cajas metálicas serán retiradas del fardo y transportadas, aún dobladas. Una vez en el lugar preparado para el ensamblaje serán desdobladas.

El desdoblado se hará formando una caja paralelepípeda abierta, se amarrarán las puntas de las aristas en contacto y se utilizarán los alambres más gruesos que sobresalen en los ángulos de los paños. De la misma forma serán amarrados los diafragmas separadores para el caso de los gaviones superiores de 4m de largo, esto dividirá al extenso gavión en dos celdas iguales.

La tapa se deberá dejar doblada sin ser amarrada.

Según se observa en la figura ilustrativa 6.12 las cajas metálicas aún no han sido cerradas, observándose que la tapa está hacia arriba, puede apreciarse el

llenado de las mismas en el proceso que se describe a continuación. Se advierte en la parte trasera del muro la disposición del geotextil.



Figura 6.12: Imagen ilustrativa de llenado de gaviones
(<https://www.ingecivil.net/2018/01/12/obras-de-gaviones-correcta-ejecucion/>).

En la parte frontal del paramento externo, se deberá colocar, externamente, un encofrado (ver figura 6.13) que estará unido firmemente al paramento externo en algunos puntos.



Figura 6.13: Imagen ilustrativa de encofrado de gaviones
(<https://www.youtube.com/watch?v=s3kHutQaDL8>).

Llenado de gaviones

Teniendo las cajas armadas y encofradas, se procederá a llenarlas con material pétreo. Esta acción se concretará combinando rocas de distintos tamaños de piedra balsámica de primera voladura, acomodando las de tamaño más pequeño en los espacios vacíos que quedan entre las más grandes (ver figura 6.12).

Antes de comenzar a llenar, se colocarán cuatro tensores horizontalmente por cada metro cúbico, 2 tensores a $\frac{1}{3}$ de la altura del gavión y los otros 2 tensores a $\frac{2}{3}$ de la altura. Cada tirante deberá ser amarrado a dos torsiones de la cara frontal (aprovechando el espacio dejado entre las tablas del encofrado) y a dos de la cara posterior del elemento.

Para la fila inferior del muro, donde los gaviones poseen 1 metro de altura, el llenado deberá concretarse en tres. Es conveniente que la diferencia entre el nivel de las piedras de dos celdas contiguas no pase los 0,30m. Esto evitirá la deformación del diafragma o de las caras laterales y facilitará el llenado y posterior cierre de la tapa.

En la figura 6.14 se observan cuatro tensores ubicados diagonalmente y el llenado del primer tercio del gavión.



Figura 6.14: Imagen ilustrativa de llenado de gavón y colocación de tensores
(<http://nuestracasacontenedor.blogspot.com/2016/04/muro-grande-de-gaviones.html>).

La tapa, que había quedado doblada hacia el exterior, se doblará y tensará para cerrar superiormente el gavión y se amarrará a lo largo de todos los bordes con las aristas superiores de las caras verticales.

Luego de finalizar el llenado de la camada inferior, se procederá a llenar la camada superior siguiendo el mismo procedimiento. Es de vital importancia el amarre de las mallas de la camada superior a las mallas cerradas de la camada inferior.

La apariencia final que se desea tener en este anteproyecto para el muro de gaviones se observa en la figura 6.10.

Vista de perfiles transversales en plano N°5.

Relleno

Una vez ejecutada una camada de gavión, se procederá a colocar y compactar el relleno en el espacio libre que queda entre el muro y la excavación. Este paso puede apreciarse en la figura 6.15, donde se halla el muro de gaviones, seguido de la membrana geotextil con posterior colocación del relleno. Cabe destacar que el ancho a llenar es de 0,30 m aproximadamente.





Facultad de Ingeniería Trabajo Final de Carrera

Figura 6.15: Imagen ilustrativa de relleno entre excavación y muro de gaviones
(https://www.gabion1.co.uk/gabion_drainage.htm).

Como material de relleno se utilizará el mismo suelo de la excavación, el cual se compactará en capas de 15cm mediante el uso de un compactador manual.

CAPÍTULO 7: Cómputo y presupuesto

El contenido de este capítulo se fundamenta en la descripción del proceso constructivo adoptado en el capítulo 6.

Aquí se detallan todos los aspectos necesarios para obtener una evaluación económica del anteproyecto “canalización del arroyo Esperanza”. Se completa la información mediante la realización del Plan de Trabajo y la Curva de Inversión.

7.1. Análisis de precios

En el desarrollo del análisis de precios se tomaron en cuenta los ítems más representativos que describen convenientemente las etapas fundamentales que caracterizan el anteproyecto. Ver planilla de análisis de precios en anexo 7.1.b.

En la tabla 7.1 se describen los valores de mercado que adoptan los materiales. Estos valores, corresponden al costo del material puesto en obra, cotizado por comerciantes de la ciudad de Paso de los Libres.

Tabla 7.1

PRECIOS DE MATERIALES SIN IVA

MATERIAL	UNIDAD	COSTO
Gavión 4m*1m*1m	\$/m3	\$ 3.016,21
Gavión 4m*1m*0,5m	\$/m3	\$ 4.144,80
Gavión 1,5m*1m*1m	\$/m3	\$ 3.321,41
Colchoneta 4m*2m*0,3m	\$/m2	\$ 1.633,19
Colchoneta 4m*2m*0,5m	\$/m2	\$ 2.795,94
Piedra	m3	\$ 847,00
Geo textil G200	m2	\$ 103,46
Cemento portland	kg	\$ 12,32
Suelo seleccionado puesto en obra	m3	\$ 450,00

En la tabla 7.2, se encuentran los precios de la mano de obra teniendo en cuenta las cargas sociales, del convenio colectivo de trabajo 76/75, actualizado a Febrero 2021.

Tabla 7.2

Detalle	Oficial Especializado	Oficial	Medio Oficial	Ayudante
Jornal básico + Cargas sociales (por hora de trabajo)	\$ 572,03	\$ 487,41	\$ 449,41	\$ 412,57

Se incorpora en anexo 7.1.a. la planilla de los precios de los equipos seleccionados.

7.2. Cómputo

En un principio se contabiliza el movimiento de suelo siguiendo el plan de trabajo de manera que se necesite la menor cantidad de suelo de yacimiento. Ver anexo 7.2.a.

Luego se registran las unidades necesarias para cada ítem. Ver anexo 7.2.b.

7.3. Presupuesto

Finalmente se detalla con precisión de cantidades y precios de manera general un costo de obra. Ver anexo 7.3.

Se detalla en la planilla anexa la incidencia de cada ítem en el presupuesto total.

7.4. Plan de Trabajo y curva de inversión

El método empleado para este anteproyecto para describir las actividades a realizar es el DIAGRAMA DE BARRAS o Método de GANTT. Este sistema es un instrumento que se emplea para planificar y programar tareas a lo largo de un período determinado de tiempo. El objetivo es exponer el tiempo de duración previsto para diferentes tareas o actividades a lo largo de un tiempo total determinado. Es un método muy sencillo, se grafican las actividades o rubros con una barra cuya longitud representa la duración estimada para dicha actividad.

Consiste en un gráfico que se interpreta mediante un sistema de coordenadas:

- a) En el eje horizontal: una escala de tiempo definida en términos de la unidad más adecuada al trabajo que se va a ejecutar: quincena.
- b) En el eje vertical: las actividades que constituyen el trabajo a ejecutar ordenado en forma secuencial.

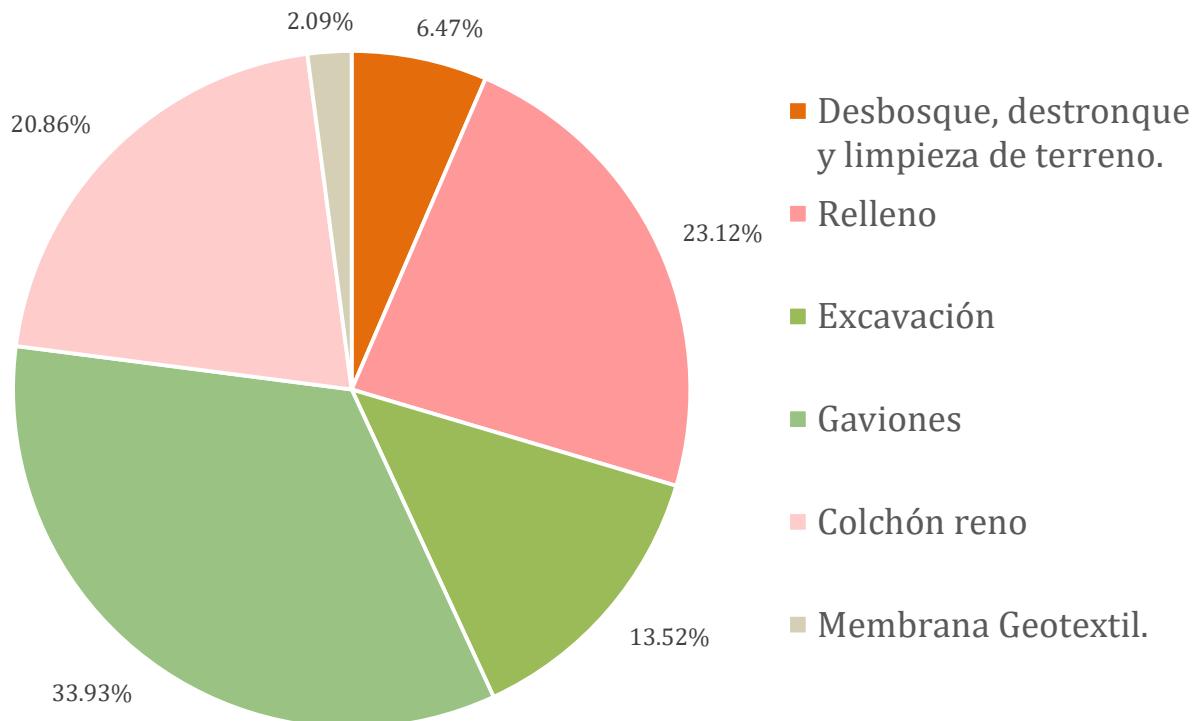
Además, sobre cada quincena se indica el porcentaje del ítem a ejecutar.

La curva de inversiones indica la variación de las inversiones a lo largo del tiempo, es de gran utilidad desde el punto de vista financiero, ya que muestra la evolución de los recursos invertidos en función del tiempo. Resulta muy útil cuando deben acatarse estrictamente las inversiones que se deben efectuar por requerimiento de los pliegos de condiciones y especificaciones de la obra.

El avance de obra se estudió en conjunto con el desarrollo de la curva de inversión, lo cual permite que el desembolso por parte del comitente esté acompañado por el cobro de los certificados de obra. Ver anexo 7.4.

Se incluye un resumen de la incidencia de cada ítem de la obra de la siguiente manera:

Porcentaje de incidencia de las distintas tareas en el presupuesto final.

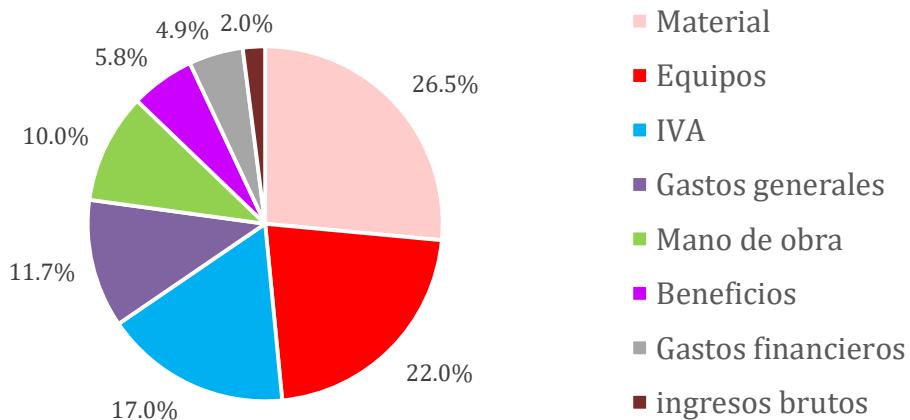


Tarea	% de incidencia
Desbosque, destronque y limpieza de terreno.	6,47%
Relleno	23,12%
Excavación	13,52%
Gaviones	33,93%
Colchón reno	20,86%
Membrana Geotextil.	2,09%
Total	100,00%

Se puede observar que el costo de gaviones, colchoneta y membrana geotextil representa el ítem más significativo monetariamente, alcanzando un total de 56,88% del presupuesto. Mientras que los trabajos preliminares de limpieza alcanzan un 6,47% y el movimiento de suelo un 36,64%.

Por otro lado se estudió los porcentajes de incidencia del presupuesto final del anteproyecto:

Porcentaje de incidencia en Presupuesto



Material	\$15.803.631	26,5%
Equipos	\$13.125.740	22,0%
IVA	\$10.150.340	17,0%
Gastos generales	\$6.981.715	11,7%
Mano de obra	\$5.979.205	10,0%
Beneficios	\$3.490.858	5,8%
Gastos financieros	\$2.953.802	4,9%
ingresos brutos	\$1.208.374	2,0%

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se plantean conclusiones teniendo en cuenta los objetivos planteados en este anteproyecto, y se detallan recomendaciones con el ánimo de incentivar los trabajos necesarios para alcanzar el nivel de un proyecto ejecutivo.

Conclusiones

Luego del análisis de datos concretos que se obtuvo acerca de la necesidad demandada por el municipio de Paso de los Libres, surgen como conclusiones a este anteproyecto los siguientes ítems.

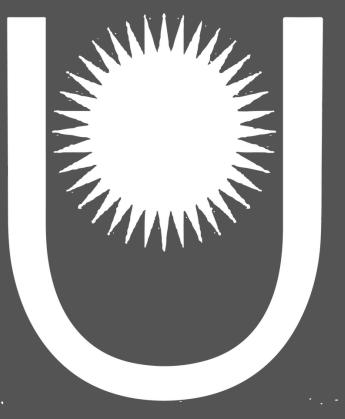
- Una alternativa al anteproyecto podría haber sido el entubamiento del arroyo, con posterior relleno y apertura de la calle Coronel Reguera. Pero se consideró a la canalización del arroyo como la propuesta menos invasiva, ya que el trazado de esa calle no produciría un descongestionamiento significativo, ni tampoco formaría parte de un circuito económico o turístico para la ciudad.
- Se dan las bases para una futura intervención con un proyecto de parque lineal, es por ello que se optó por rectificar el cauce. Esta decisión permite un mejor uso del espacio colindante y contribuye al paisajismo del área. Se hace notar que la disposición natural del cauce no puede ser aprovechada, ya que su sección se encuentra muy perjudicada por los procesos de sedimentación y socavación.
- La construcción de las curvas IDF para la ciudad de Paso de los Libres será de gran utilidad como base para futuros proyectos de la zona.
- La elección de gaviones es, desde un punto de vista ecológico, una solución amigable que mantiene la estética natural; y que, desde un punto de vista técnico, brinda un coeficiente de rugosidad que permite disminuir las velocidades y evitar el uso de disipadores de energía.
- Las paredes del canal proyectado poseen coeficientes de seguridad a la estabilidad estructural y de verificación hidráulica que superan los valores necesarios. Logrando así la eliminación del peligro de derrumbe de taludes donde se emplazan las viviendas linderas al arroyo, y permitiendo que los bulbos de presiones de construcciones futuras no afecten a la estabilidad.
- Los equipos seleccionados son de uso asiduo en la zona. Esta decisión evita la contratación y el traslado de equipamiento no disponible en el área, y por supuesto la disminución en el costo.
- No existe una única solución al problema, sino que la elección de una alternativa u otra depende del valor ecológico que aporte a la zona, la mejora social o el coste de la actuación. Este proyecto brindaría una solución permanente, generando un impacto ambiental y social positivo al revalorizar la zona y aumentar la calidad de vida. Por otro lado, es

necesario complementar la canalización con obras secundarias (ver recomendaciones) para lograr más efectividad.

Recomendaciones

En este anteproyecto se contemplaron los trabajos más representativos, sin embargo se dejan plasmadas aquellas acciones complementarias que lograrían un buen funcionamiento del canal.

- Relocalizar asentamientos informales que se hallen sobre las márgenes del arroyo Esperanza.
- Realizar estudios de suelos para este proyecto.
- Realizar el relevamiento topográfico del lugar.
- Actualizar y detallar planos de cañerías de cloacas, agua potable, tendido eléctrico subterráneo y fibra óptica. Además establecer la incorporación de las cloacas clandestinas, que hoy día desaguan en el arroyo, a la red de saneamiento de la ciudad.
- En la subcuenca 1 se observa que ante precipitaciones de bajo tiempo de recurrencia la altura de pelo de agua alcanza la altura del cordón, por lo que se requiere un estudio específico del área, en la que se proyecte un sistema de sumideros y debida canalización de la escorrentía hacia el arroyo esperanza.
- Redimensionar los conductos desde el sumidero ubicado en Rivadavia y Coronel López hasta Coronel Reguera y Los ciento Ocho; y los conductos ubicados después de la intervención, desde calle Pellegrini hasta el río Uruguay.
- Establecer una zonificación de riesgo hídrico para la ciudad de Paso de los Libres y diseñar un sistema de alerta de crecida, donde se aplique un plan de contingencia para pobladores afectados.
- Realizar aforos de caudales sobre el cauce del arroyo Esperanza, de manera de poder calibrar el modelo en HEC HMS.
- Verificar las velocidades que alcanza el agua dentro de los tramos para tiempos de recurrencia mayores a 5 años, ya que podrían ser necesarios disipadores, en caso de que las velocidades sean erosivas.
- Verificar las alcantarillas existentes en calle Yatay, Pago Largo, San Martín Y Pellegrini. Esta sugerencia se centra principalmente en aquellos tramos donde se produce resalto hidráulico.
- Realizar la evaluación financiera del proyecto y la verificación de su factibilidad.
- Rociar con bitumen asfáltico la capa superior expuesta de los gaviones, con el fin de evitar vandalismo.
- Colocar geotextil tipo BioMac con el fin de proteger los taludes con vegetación.
- Colocar barandas a los lados del canal para proteger a los ciudadanos.

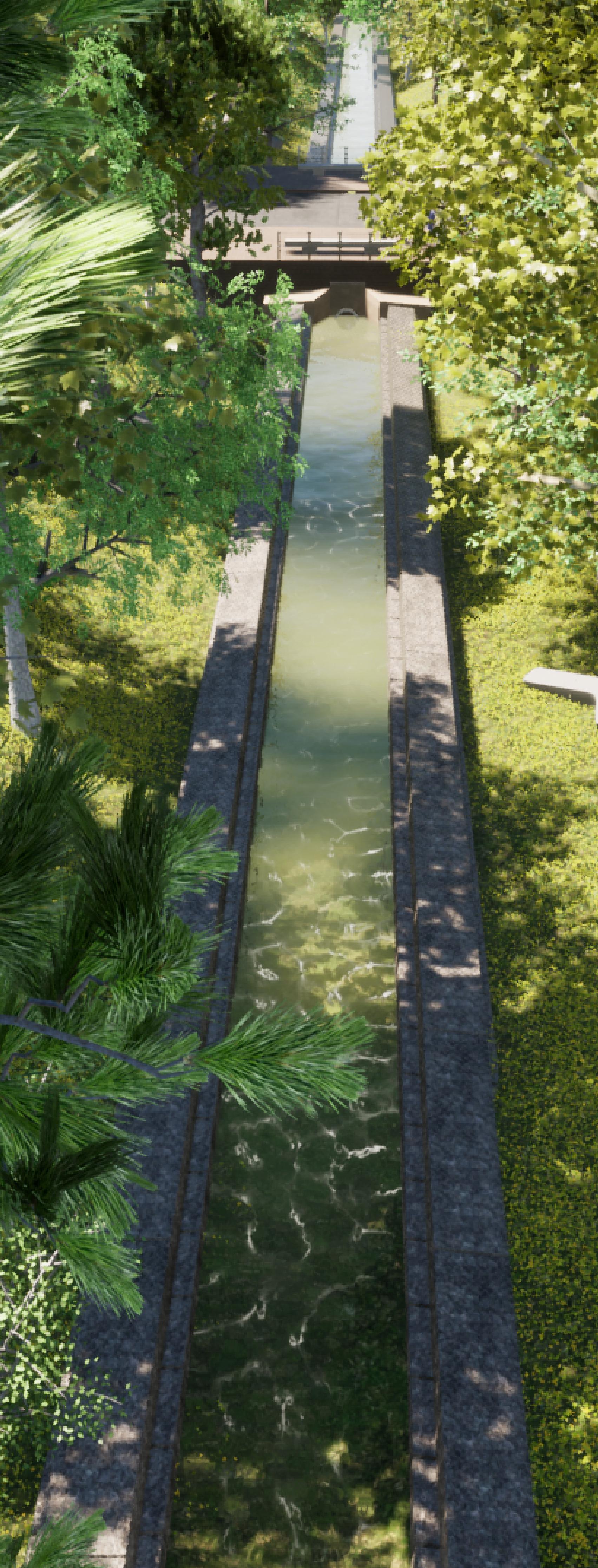


PLANOS

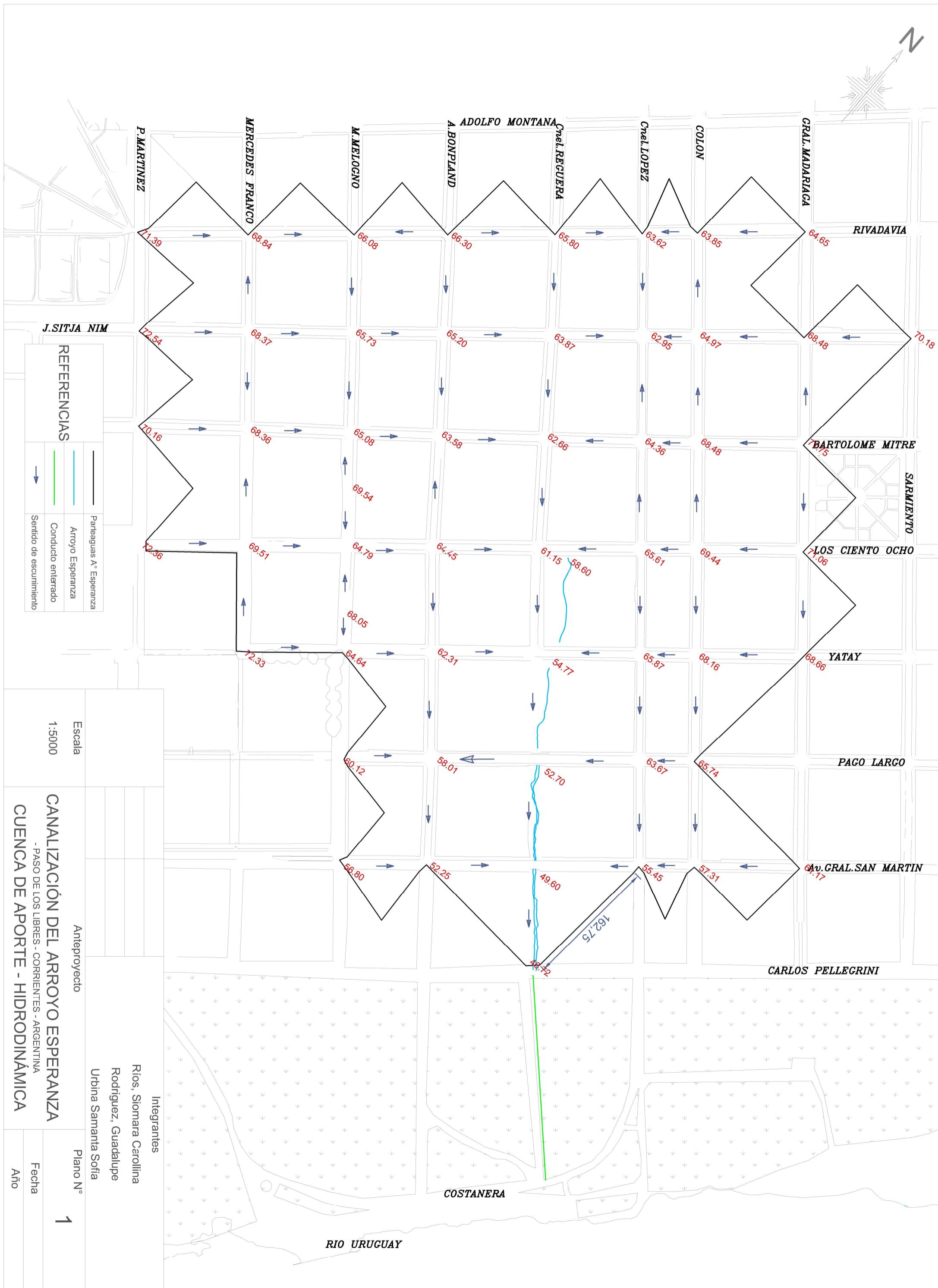
**RIOS, Siomara
RODRIGUEZ, Guadalupe
URBINA, Samanta**

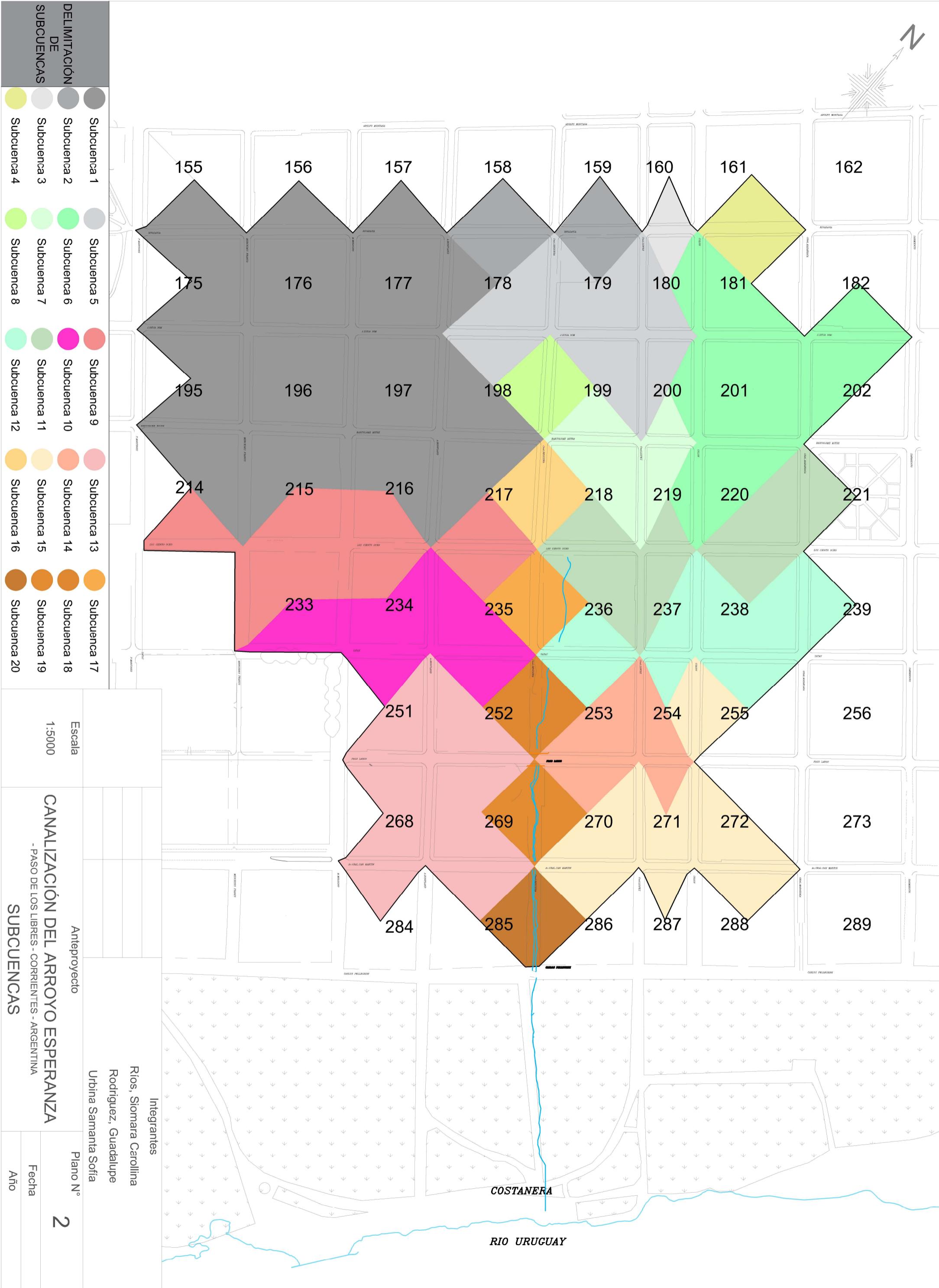
Tutor: Ing. Carlos Depetris

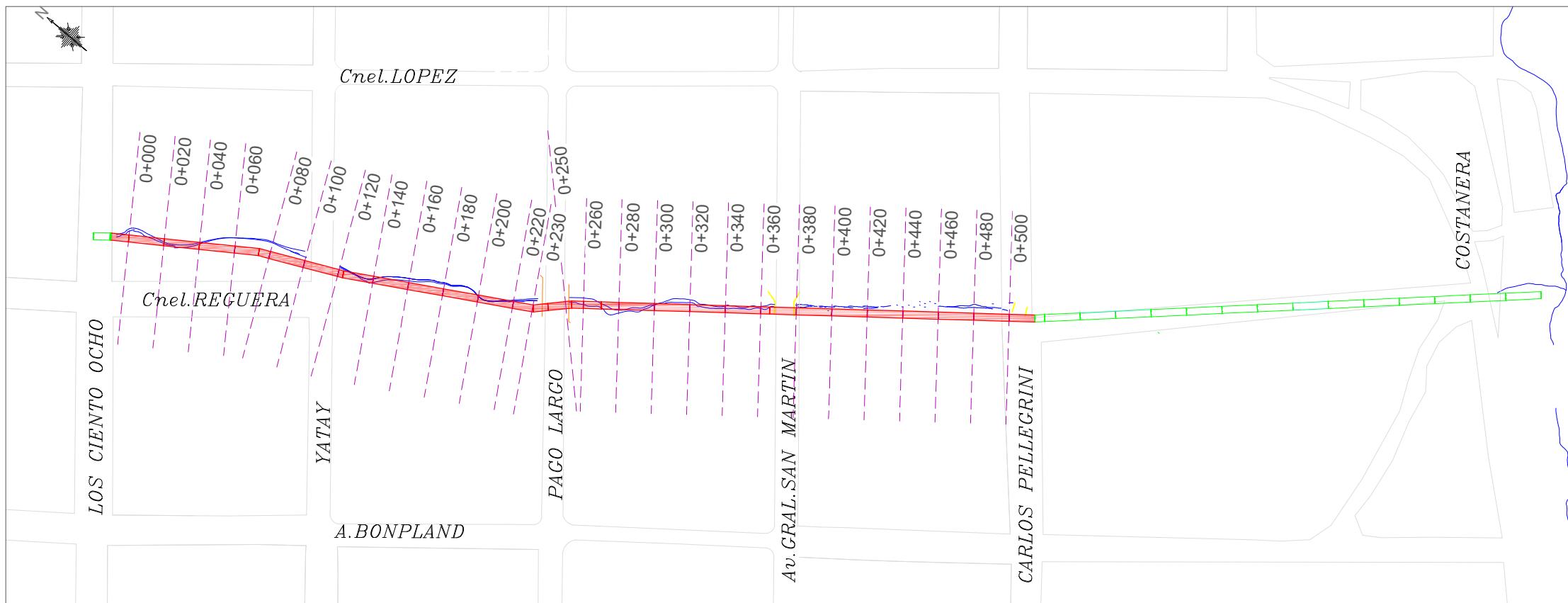
Año 2021



N

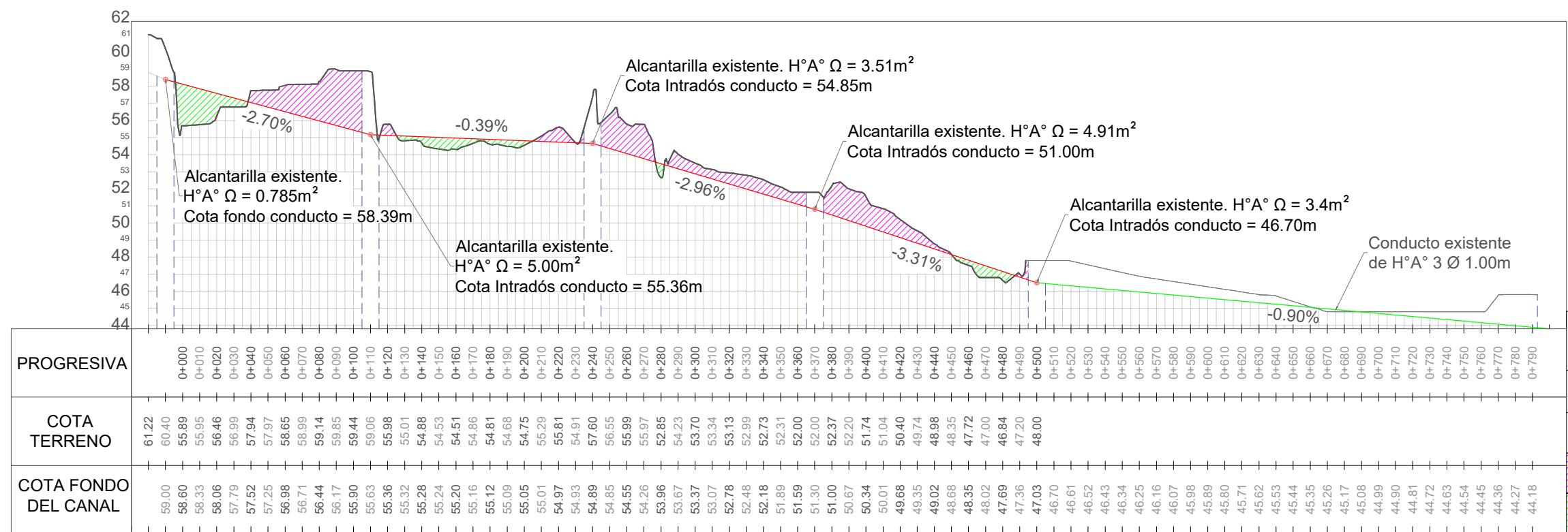






REFERENCIAS

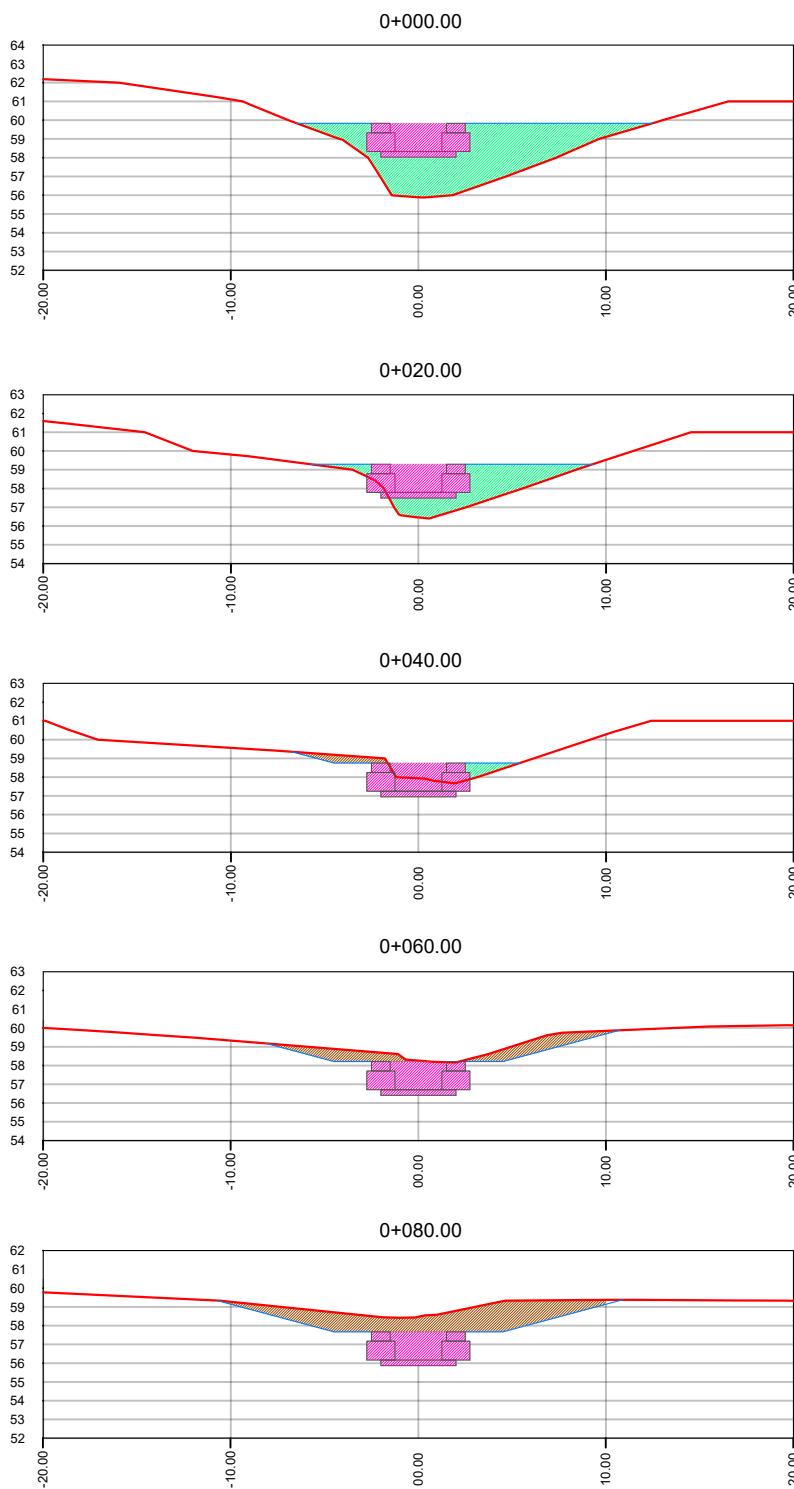
- Cauce natural del A° Esperanza
- Eje de canalización
- Conducto existente, enterrado
- Perfiles transversales



REFERENCIAS

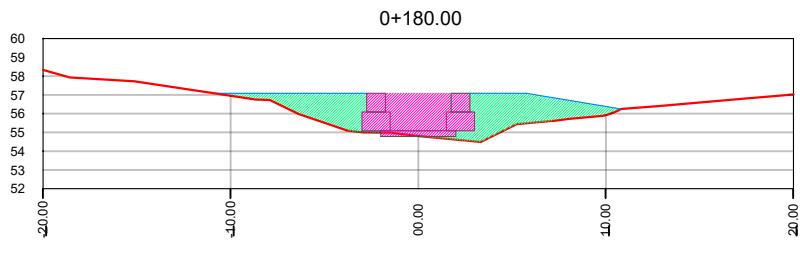
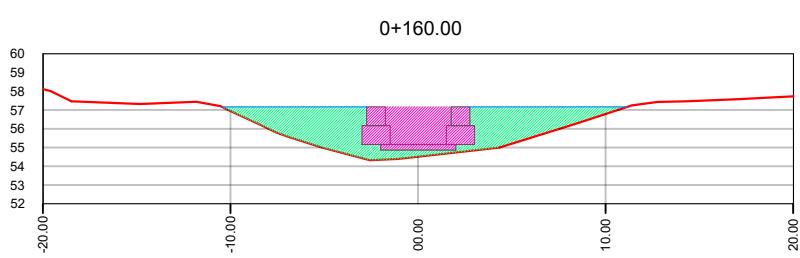
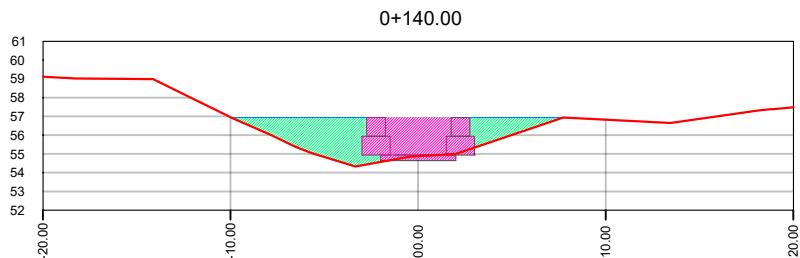
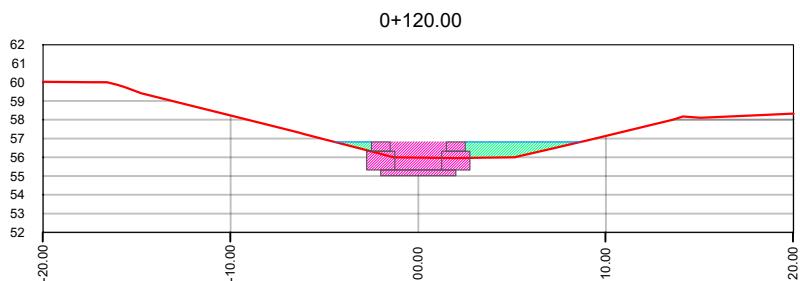
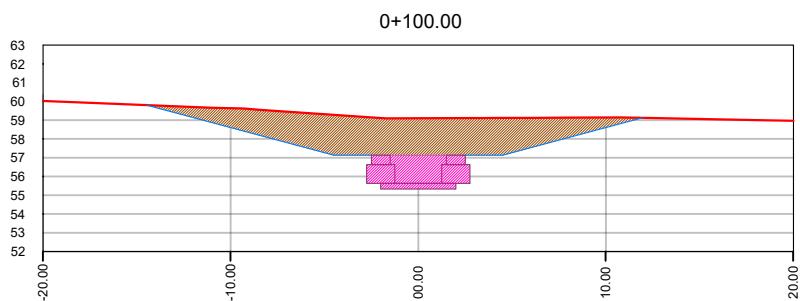
- Fondo de la Canalización
- Terreno natural
- Excavación
- Relleno y compactación

			Integrantes
			Ríos, Siomara Carolina
			Rodriguez, Guadalupe
Urbina Samanta Sofía			
Escala	1:3000	Anteproyecto	Plano N°
		CANALIZACIÓN DEL ARROYO ESPERANZA	3
		- PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES - ARGENTINA	Fecha
		PERFIL LONGITUDINAL	Año



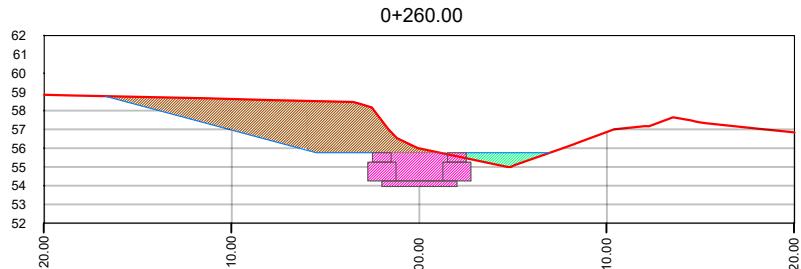
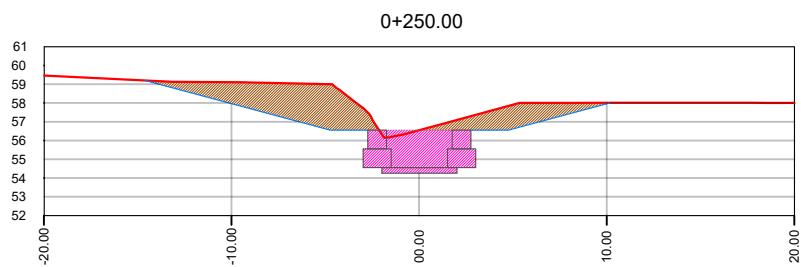
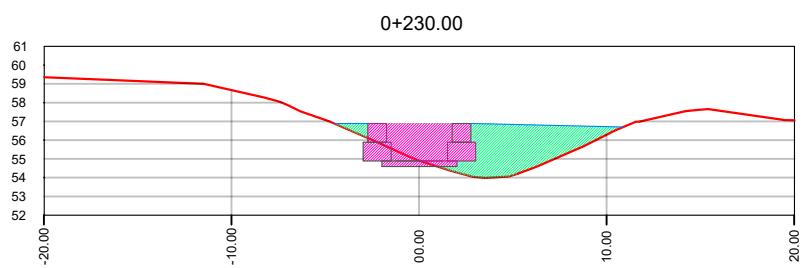
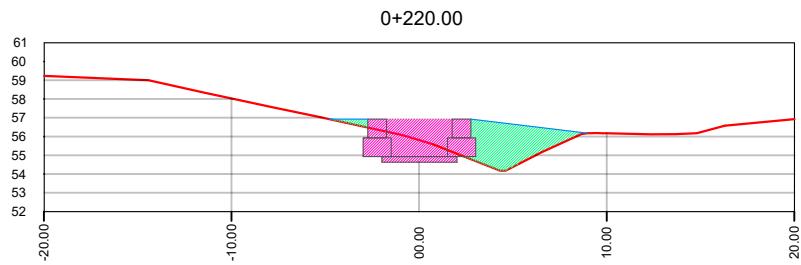
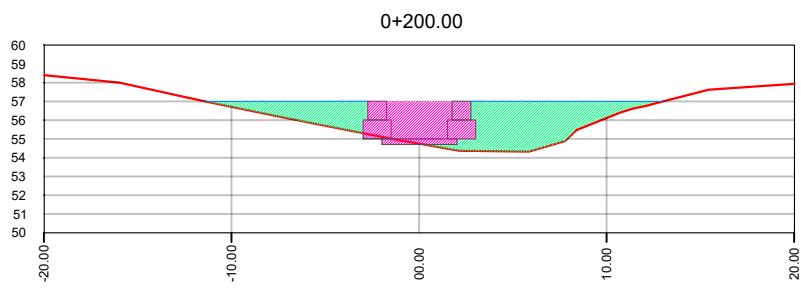
REFERENCIAS		Excavación para nivelación	Terreno natural
		Excavación para gaviones	
		Relleno y compactación	

Escala 1:400	Anteproyecto CANALIZACIÓN DEL ARROYO ESPERANZA - PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES - ARGENTINA PERFILES TRANSVERSALES	Integrantes		
		Ríos, Siomara Carolina		
		Rodriguez, Guadalupe		
		Urbina Samanta Sofía		
Plano N°		4 - a		
Fecha				
Año				



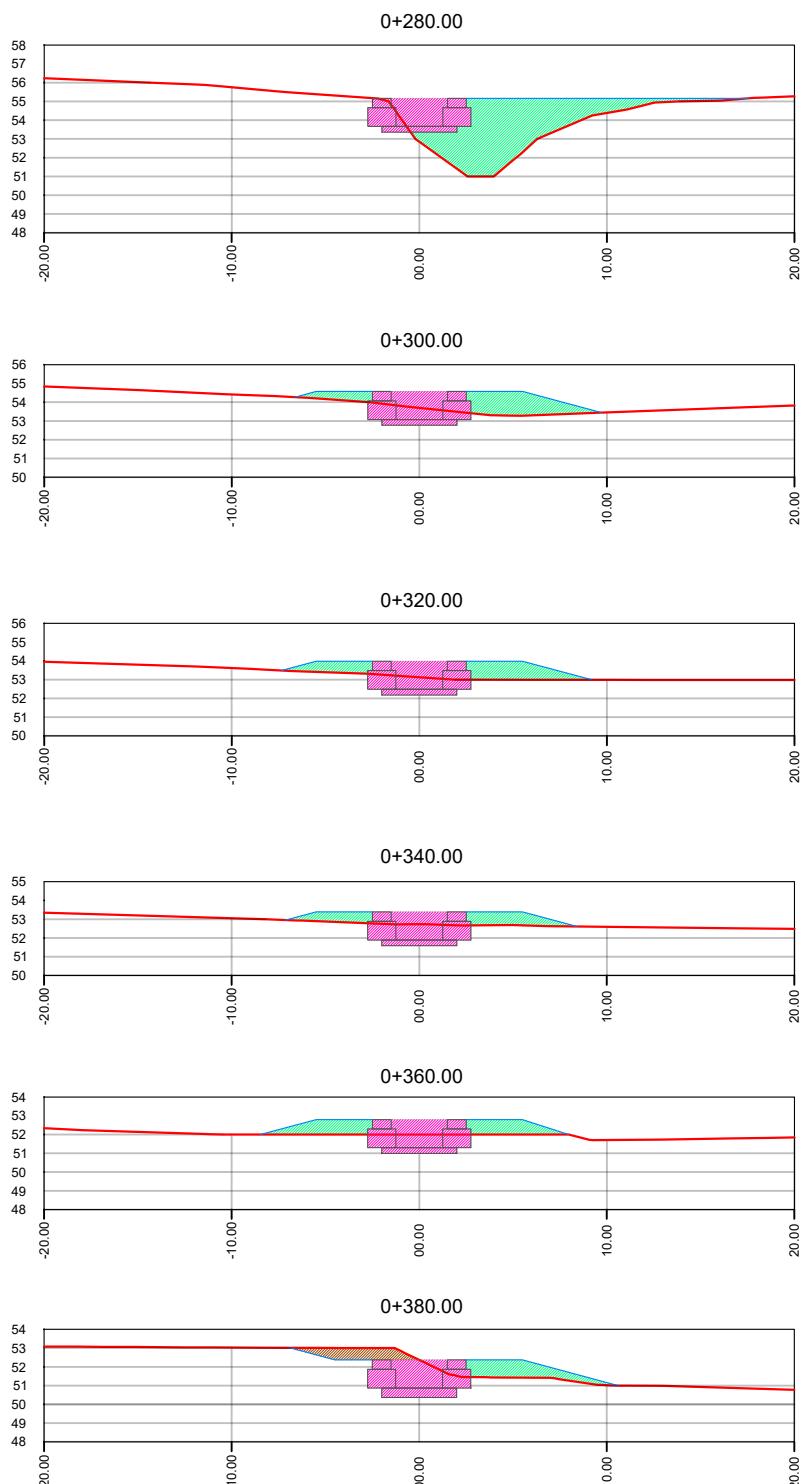
REFERENCIAS		Excavación para nivelación	Terreno natural
		Excavación para gaviones	
		Relleno y compactación	Rasante futura

Escala 1:400	Anteproyecto CANALIZACIÓN DEL ARROYO ESPERANZA - PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES - ARGENTINA PERFILES TRANSVERSALES	Integrantes		
		Ríos, Siomara Carolina Rodriguez, Guadalupe Urbina Samanta Sofía		
		Plano N°		
		4 - b		
Fecha				
Año				



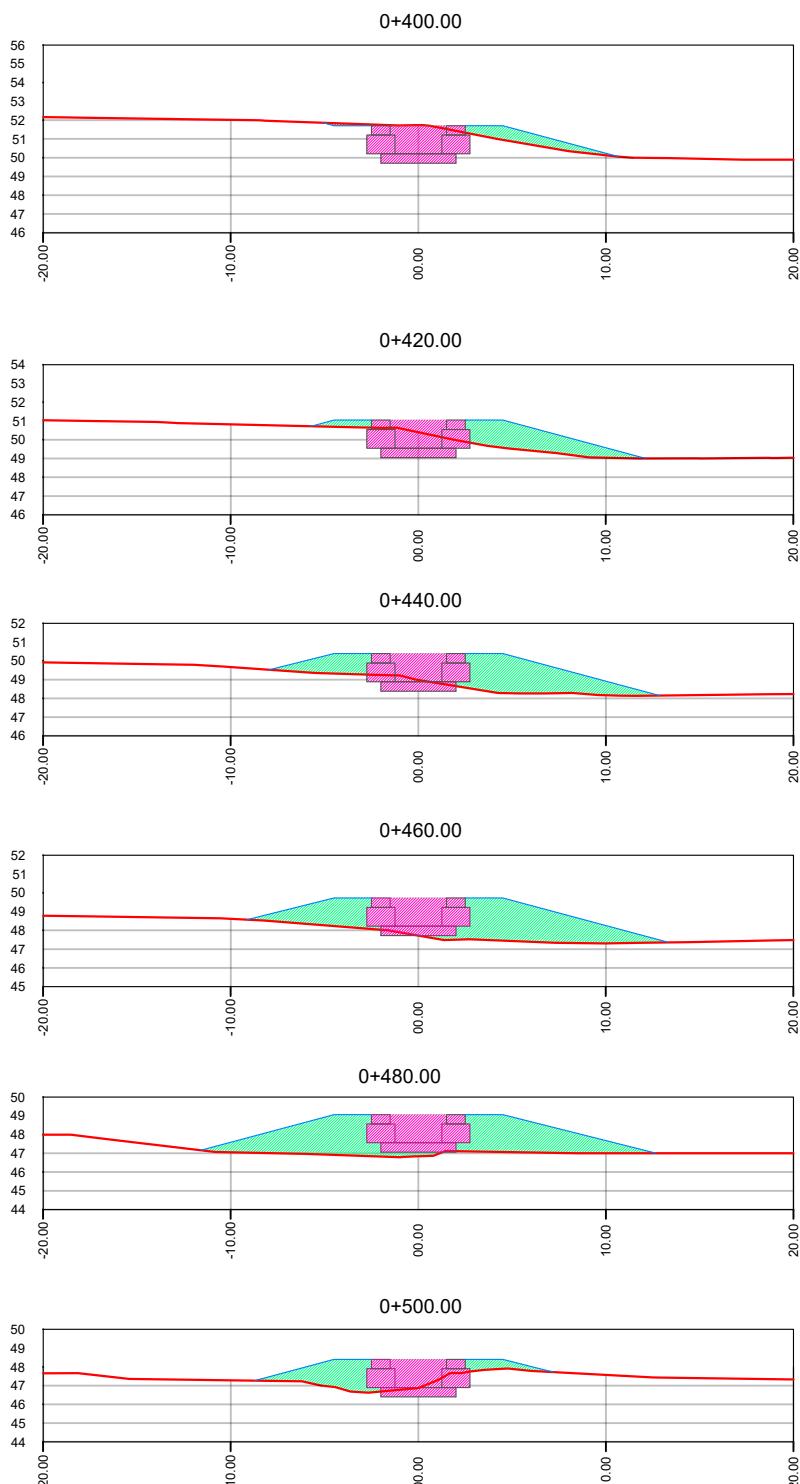
REFERENCIAS		Excavación para nivelación	Terreno natural
		Excavación para gaviones	
		Relleno y compactación	

Escala 1:400	Anteproyecto CANALIZACIÓN DEL ARROYO ESPERANZA - PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES - ARGENTINA PERFILES TRANSVERSALES	Integrantes		
		Ríos, Siomara Carolina		
		Rodriguez, Guadalupe		
		Urbina Samanta Sofía		
Plano N°		4 - C		
Fecha				
Año				



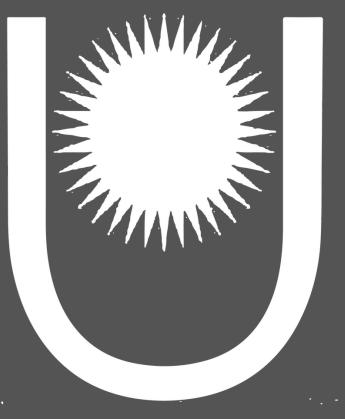
REFERENCIAS		Excavación para nivelación	Terreno natural
		Excavación para gaviones	
		Relleno y compactación	

Escala 1:400	Anteproyecto CANALIZACIÓN DEL ARROYO ESPERANZA - PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES - ARGENTINA PERFILES TRANSVERSALES	Integrantes		
		Ríos, Siomara Carolina		
		Rodriguez, Guadalupe		
		Urbina Samanta Sofía		
Plano N°		4 - d		
Fecha				
Año				



REFERENCIAS		Excavación para nivelación	Terreno natural
		Excavación para gaviones	
		Relleno y compactación	

Escala 1:400	Anteproyecto CANALIZACIÓN DEL ARROYO ESPERANZA - PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES - ARGENTINA PERFILES TRANSVERSALES	Integrantes		
		Ríos, Siomara Carolina		
		Rodriguez, Guadalupe		
		Urbina Samanta Sofía		
Plano N°		4 - e		
Fecha				
Año				



ANEXOS

**RIOS, Siomara
RODRIGUEZ, Guadalupe
URBINA, Samanta**

Tutor: Ing. Carlos Depetris

Año 2021



Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

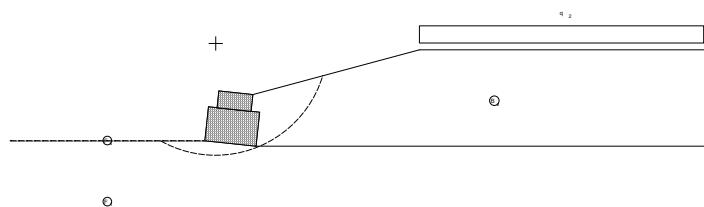
Proyecto: 1

Archivo: calculo

Fecha: 14/3/2021

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro	:	6,00 grad.	Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
Peso esp. de las piedras	:	1,89 tf/m ³				
Porosidad de los gaviones	:	35,00 %	1	1,50	1,00	-
Geotextil en el terraplén	:	No	2	1,00	0,50	0,25
Reducción en la fricción	:	%				
Geotextil en la base	:	No				
Reducción en la fricción	:	%				
Malla y diámetro del alamb.: 8x10, ø 2.7 mm CD						

**Datos sobre el suelo del terraplén**

Inclinación del primer trecho	:	15,00 grad.
Largo del primer trecho	:	4,86 m
Inclinación del segundo trecho	:	0,00 grad.
Peso específico del suelo	:	1,73 tf/m ³
Ángulo de fricción del suelo	:	30,00 grad.
Cohesión del suelo	:	0,12 tf/m ²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico tf/m ³	Cohesión tf/m ²	Ángulo de fricción grad.

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación	:	0,00 m
Largo horiz. en la fundación	:	0,00 m
Inclinación de la de fundación	:	0,00 grad.
Peso específico del suelo	:	1,73 tf/m ³
Ángulo de fricción del suelo	:	30,00 grad.
Cohesión del suelo	:	0,12 tf/m ²
Presión aceptable en la fundación	:	16,93 tf/m ²
Nivel del agua	:	0,00 m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico tf/m ³	Cohesión tf/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	0,00	1,73	0,12	30,00

Datos sobre la napa freática

Altura inicial	:	m
Inclinación del primer trecho	:	grad.
Largo del primer trecho	:	m
Inclinación del segundo trecho	:	grad.
Largo del segundo trecho	:	m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén		Primer trecho	:	tf/m ²
		Segundo trecho	:	0,50 tf/m ²
Cargas distribuidas sobre el muro		Carga	:	tf/m ²
Línea de carga sobre el terraplén				
Carga 1	:	tf/m	:	m
Carga 2	:	tf/m	:	m
Carga 3	:	tf/m	:	m
Línea de carga sobre el muro				
Carga	:	tf/m	:	m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal	:	Coeficiente Vertical	:
------------------------	---	----------------------	---

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	0,45 tf/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1,46 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0,35 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	33,46 grad.
Empuje Pasivo	:	0,00 tf/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0,00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0,00 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0,00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	2,66 tf/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0,80 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0,08 m
Fuerza de corte en la base	:	0,10 tf/m
Fuerza resistente en la base	:	1,62 tf/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	5,34

Vuelco

Momento Activo	:	0,13 tf/m x m
Momento Resistente	:	2,26 tf/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	:	17,07

Tensiones Actuantes en la Fundación

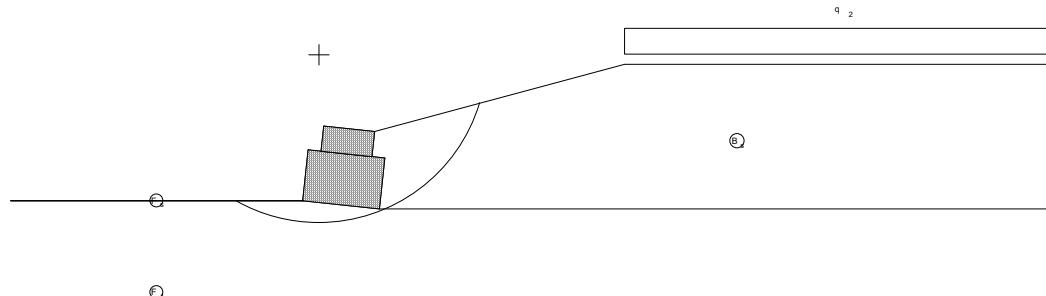
Excentricidad	:	-0,05 m
Tensión normal a la izquierda	:	1,42 tf/m ²
Tensión normal a la derecha	:	2,12 tf/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	16,93 tf/m ²

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0,32 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	2,85 m
Radio del arco	:	3,27 m
Número de superficies analizadas	:	66
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	1,82

Estabilidad Interna

Camada	H m	N tf/m	T tf/m	M tf/m x m	τ Máx. tf/m ²	τ Adm. tf/m ²	σ Máx. tf/m ²	σ Adm. tf/m ²
1	0,50	0,61	-0,06	0,32	-0,06	3,27	0,58	

**DATOS SOBRE EL SUELO**

Suelo	γ tf/m ³	C tf/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ tf/m ³	C tf/m ²	ϕ grad.
B _s	1,73	0,12	30,00	F _s	1,73	0,12	30,00
				F ₁	1,73	0,12	30,00

CARGAS

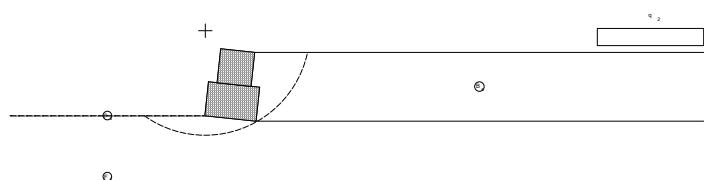
Carga	Valor tf/m ²	Carga	Valor tf/m
q ₂	0,50		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	5,34	Tensión en la base (izq.)	1,42tf/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	17,07	Tensión en la base (der.)	2,12tf/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1,82	Máx. tensión aceptable	16,93tf/m ²

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro	:	6,00 grad.	Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
Peso esp. de las piedras	:	1,89 tf/m ³				
Porosidad de los gaviones	:	35,00 %	1	1,50	1,00	-
Geotextil en el terraplén	:	No	2	1,00	1,00	0,25
Reducción en la fricción	:	%				
Geotextil en la base	:	No				
Reducción en la fricción	:	%				
Malla y diámetro del alamb.: 8x10, ø 2.7 mm CD						

**Datos sobre el suelo del terraplén**

Inclinación del primer trecho	:	0,00 grad.
Largo del primer trecho	:	10,00 m
Inclinación del segundo trecho	:	0,00 grad.
Peso específico del suelo	:	1,73 tf/m ³
Ángulo de fricción del suelo	:	30,00 grad.
Cohesión del suelo	:	0,12 tf/m ²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico tf/m ³	Cohesión tf/m ²	Ángulo de fricción grad.

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación	:	0,00 m
Largo horiz. en la fundación	:	0,00 m
Inclinación de la de fundación	:	0,00 grad.
Peso específico del suelo	:	1,73 tf/m ³
Ángulo de fricción del suelo	:	30,00 grad.
Cohesión del suelo	:	0,12 tf/m ²
Presión aceptable en la fundación	:	16,93 tf/m ²
Nivel del agua	:	0,00 m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico tf/m ³	Cohesión tf/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	0,00	1,73	0,12	30,00

Datos sobre la napa freática

Altura inicial	:	m
Inclinación del primer trecho	:	grad.
Largo del primer trecho	:	m
Inclinación del segundo trecho	:	grad.
Largo del segundo trecho	:	m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén		Primer trecho	:	tf/m ²
		Segundo trecho	:	0,50 tf/m ²
Cargas distribuidas sobre el muro		Carga	:	tf/m ²
Línea de carga sobre el terraplén				
Carga 1	:	tf/m	:	m
Carga 2	:	tf/m	:	m
Carga 3	:	tf/m	:	m
Línea de carga sobre el muro				
Carga	:	tf/m	:	m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal	:	Coeficiente Vertical	:
------------------------	---	----------------------	---

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	0,69 tf/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1,48 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0,51 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	31,13 grad.
Empuje Pasivo	:	0,00 tf/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0,00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0,00 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0,00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	3,47 tf/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0,81 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0,08 m
Fuerza de corte en la base	:	0,23 tf/m
Fuerza resistente en la base	:	2,10 tf/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	4,37

Vuelco

Momento Activo	:	0,31 tf/m x m
Momento Resistente	:	3,10 tf/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	:	10,15

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	-0,06 m
Tensión normal a la izquierda	:	1,80 tf/m ²
Tensión normal a la derecha	:	2,83 tf/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	16,93 tf/m ²

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	0,75 m
Distancia inicial a la derecha	:	2,28 m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	0,00 m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0,01 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	2,49 m
Radio del arco	:	3,06 m
Número de superficies analizadas	:	72

Coef. de Seg. Contra la Rotura Global : **1,65**

Estabilidad Interna

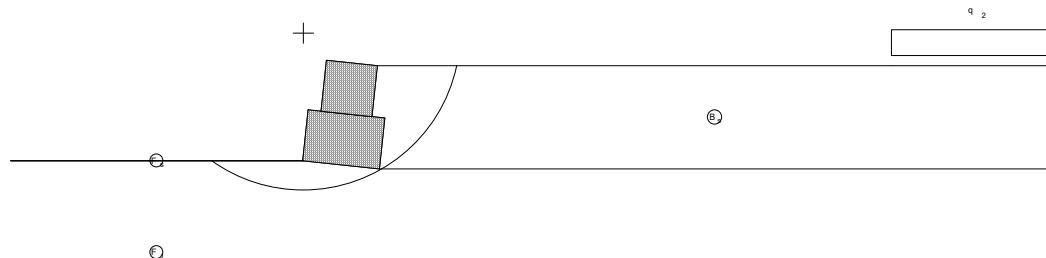
Camada	H m	N tf/m	T tf/m	M tf/m x m	τ Máx. tf/m ²	τ Adm. tf/m ²	σ Máx. tf/m ²	σ Adm. tf/m ²
1	0,99	1,24	-0,10	0,68	-0,10	2,49	1,13	

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: 1

Archivo: calculo

Fecha: 11/3/2021

**DATOS SOBRE EL SUELO**

Suelo	γ tf/m ³	C tf/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ tf/m ³	C tf/m ²	ϕ grad.
B _s	1,73	0,12	30,00	F _s	1,73	0,12	30,00
				F ₁	1,73	0,12	30,00

CARGAS

Carga	Valor tf/m ²	Carga	Valor tf/m
q ₂	0,50		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	4,37	Tensión en la base (izq.)	1,80tf/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	10,15	Tensión en la base (der.)	2,83tf/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1,65	Máx. tensión aceptable	16,93tf/m ²