



# Universidad Austral de Chile

---

Facultad de Ciencias de la Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

## “DISEÑO DE DEFENSAS FLUVIALES RÍO CRUCES EN SAN JOSÉ DE LA MARIQUINA”

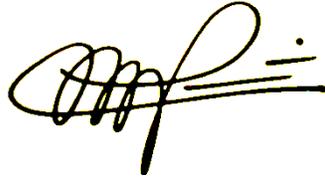
Tesis para optar al Título de:  
**Ingeniero Civil en Obras Civiles**

Profesor Patrocinante:  
Sr. Luis Collarte Concha  
Ingeniero Civil M.Sc. en Ingeniería Civil  
Especialidad Hidráulica Mecánica de Suelos

NEFI ANDRÉS LINCO OLAVE  
VALDIVIA-CHILE  
2015

### **Declaración del Estudiante**

Soy el único autor de este trabajo de titulación y no he utilizado otras fuentes que las que están referenciadas.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Nefi Andrés Linco Olave', with a stylized flourish at the end.

Nefi Andrés Linco Olave

### **Declaración de la Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles**

Este trabajo de titulación forma parte del proceso de aprendizaje del estudiante y, por sí solo, no constituye una investigación verificada ni un proyecto de ingeniería civil validado.

El trabajo fue calificado con la nota:     ,     .

La comisión evaluadora emitió las siguientes observaciones (si las hubiera).

## Resumen

El presente Trabajo de Titulación nace de la necesidad de conocer el escenario al que se enfrentaría el río Cruces en San José de la Mariquina para los caudales de período de retorno, en especial para el caso de la crecida centenaria, determinando a la vez los riesgos y amenazas de inundación a los que se verían expuestas las áreas, emplazamientos urbanos, obras públicas y privadas, etc. con el propósito de plantear y seleccionar las alternativas de defensas que aminoren o contrarresten estos efectos en el entorno. Se trabajó con información recopilada en cuanto a hidrología, granulometría, levantamientos topobatimétricos y registros históricos para la realización de los estudios básicos que permitieran llevar a cabo la modelación hidráulica del Cruces a fin de visualizar el escenario posible para las crecidas por probabilidad de excedencia. De esta manera y haciendo uso del software HEC-RAS se observó que para la crecida centenaria las principales obras afectadas corresponden a las vías de acceso a la ciudad quedando intransitables para vehículos menores e incluso para vehículos mayores por el acceso norte. Por la ribera norte, la ciudad de San José de la Mariquina de manera conservadora no se ve afectada por el aumento de las alturas de escurrimiento. Se analizaron cuatro alternativas de defensa escogiéndose aquella que alterara en menor forma los parámetros hidráulicos respecto de la situación sin proyecto. En base a esto se diseñaron las defensas y sus componentes principales como talud, material de coraza, cotas de coronamiento, fundación, etc. Se concluyó que la alternativa seleccionada junto al diseño de las defensas cumple con los objetivos de este trabajo.

## Summary

This present work was originated from the need to know the plausible scenarios of the flows for different year frequencies of the Cruces river in San José de la Mariquina town, determining the risks and floods threats for areas, human sites, public and private works, etc. with the aim of presenting and selecting fluvial defense alternatives for minimizing or counteracting the damage. The present work was based on information collected from hydrologic records, granulometry information, topo-batimetry surveys and historic records for the hydraulic modelation. Upon using the HEC-RAS software, it was determined that for a 100-year-frequency flood design, the principal works affected correspond to the gateways to the city, which would be impassable for smaller vehicles and older vehicles coming from the northern access. As for the north riverbank, the city would not be conservatively affected by the increment of water surface. Four alternatives of defense were analyzed and it was chosen the one that would produce a lesser alteration of the hydraulic parameters regarding the situation without project. On this basis, the defenses and their main components such as slope, shell material, top level, foundations, etc. were designed. Finally it was concluded that the chosen alternative along with the design of the defenses fulfilled the objectives of this work.

## Índice temático

1	Introducción .....	1
1.1	Planteamiento del problema.....	1
1.2	Objetivos .....	2
1.2.1	Objetivos generales.....	2
1.2.2	Objetivos específicos .....	2
1.3	Metodología.....	2
2	Revisión del Estado del Arte.....	4
2.1	Tipos de estructuras de defensa fluvial. ....	5
2.2	Herramientas de estudio y diseño .....	9
2.3	Experiencia internacional en el control de inundaciones .....	13
3	Antecedentes Generales.....	16
3.1	Descripción del río Cruces y su entorno.....	16
3.1.1	Descripción de la zona .....	16
3.1.1.1	Topografía.....	16
3.1.2	Obras existentes .....	17
3.1.3	Obras proyectadas .....	18
3.1.4	Cuenca del río Cruces.....	18
3.1.5	Régimen de caudales .....	20
3.2	Antecedentes históricos de las crecidas del río Cruces en San José de la Mariquina.....	20
4	Estudios Básicos .....	24
4.1	Levantamientos topobatimétricos.....	24
4.2	Hidrología .....	25
4.2.1	Período retorno de diseño.....	25
4.2.2	Antecedentes pluviométricos. ....	25
4.2.3	Antecedentes fluviométricos .....	26
4.2.4	Elección del método para determinar crecida de diseño.....	27

4.2.5 Cálculo de caudales de diseño.....	27
4.2.5.1 Análisis de frecuencia para la determinación de caudales de diseño.....	30
4.2.5.2 Prueba de bondad de ajuste .....	30
4.2.5.3 Transposición de caudales a la zona de estudio.....	31
4.3 Granulometría .....	32
5 Modelación .....	36
5.1 Información de entrada.....	36
5.1.1 Perfiles transversales.....	36
5.1.2 Coeficiente de rugosidad de Manning.....	37
5.1.3 Condiciones de borde del perfil longitudinal.....	38
5.1.4 Análisis de resultados de la modelación.....	40
5.1.4.1 Situación actual del río Cruces .....	40
5.1.5 Proyección de caudales .....	45
5.1.6 Análisis de resultados .....	47
5.2 Alternativas de defensas .....	52
5.2.1 Alternativa 1 .....	52
5.2.2 Alternativa 2 .....	54
5.2.3 Alternativa 3 .....	56
5.2.4 Alternativa 4.....	59
5.3 Elección de alternativa.....	61
6 Diseño de Defensas Fluviales.....	63
6.1 Localización en planta.....	63
6.2 Terraplén de respaldo .....	63
6.3 Coraza de protección.....	64
6.4 Talud.....	70
6.4.1 Talud del enrocado.....	70
6.4.2 Talud del conglomerado fluvial.....	70

6.5 Fundación .....	70
6.5.1 Fundación defensa de enrocado .....	72
6.5.2 Fundación defensa de conglomerado fluvial .....	76
6.6 Coronamiento .....	78
6.7 Resumen diseño de defensa .....	80
6.7.1 Defensa de enrocado.....	80
6.7.2 Defensa de conglomerado fluvial.....	81
6.8 Volúmenes de tierra.....	81
6.8.1 Volumen terraplén de respaldo.....	81
6.8.2 Volumen de corazas protectoras .....	83
7 Conclusiones .....	85
8 Bibliografía .....	87
9 Anexos .....	90

# 1 Introducción

## 1.1 Planteamiento del problema

Las inundaciones siguen siendo uno de los 10 más importantes desastres en todo el mundo en términos del número de personas muertas, el número de personas afectadas, y pérdidas económicas. En cuanto a su magnitud, frecuencia, distribución geográfica, la pérdida de vidas y bienes, el desplazamiento de las poblaciones, y los impactos socioeconómicos, las inundaciones son los más comunes peligros ambientales en el mundo.

De las cinco categorías de desastres naturales controlados anualmente por el Centro para la Investigación sobre la Epidemiología de los Desastres (CRED), en la categoría de los desastres hidrológicos, las inundaciones fue la más común en 2009. Se reportaron un total de 180 desastres hidrológicos, lo que representa más del 53% del total de la ocurrencia de desastres naturales a nivel global en 2009 con más de 57,3 millones de personas afectadas. Los eventos de desastres hidrológicos de 2009 fueron causadas en gran medida por las inundaciones (82,8%), y el resto (17,2%) se clasifican como movimientos de masas húmedas (Vos et al., 2010). Aproximadamente un tercio de la superficie terrestre del mundo es propenso a las inundaciones y con el 82% de la población mundial habitando en estas áreas, representa un peligro significativo.

Gran parte de las inundaciones se producen por los desbordamientos de ríos los cuales plantean muchos problemas ya que a menudo amenazan las actividades humanas en donde las comunidades establecidas cerca de ríos y en la costa se han visto especialmente afectadas.

Los ríos han organizado un sistema natural para mitigar sus excesos. Las llanuras de inundación pueden ser consideradas como la más ingeniosa disposición de regulación de inundaciones (Zech *et al.*, 2006). El problema es que las zonas ribereñas son tan atractivos que más de 1,5 miles de millones de personas viven en una llanura de inundación, a menudo sin saberlo por lo que el desarrollo de la civilización, el aumento de su población y la necesidad de mantener altos estándares de vida ha involucrado que esta se adapte a las inundaciones buscando medios que mitiguen los impactos a través de la adopción de medidas de control de los ríos, para no destruir sus ciudades, tierras agrícolas, sistemas de transporte, etc. Sin embargo, incluso las partes más desarrolladas del mundo todavía están en riesgo de inundaciones devastadoras. Nuestro país no se encuentra al margen de esta realidad lo cual se ha visto reflejado en los eventos de inundación que cada invierno se informan por los medios de prensa.

Hulme *et al.* (2002) señalan que se espera que las inundaciones sean cada vez más impredecibles y de múltiples fuentes, como resultado del cambio climático.

La Región de Los Ríos cuenta con una gran cantidad de cuencas hidrográficas entre las que se destaca por su importancia la cuenca río Valdivia con una extensión total de 10.275 km<sup>2</sup>. Se caracteriza fundamentalmente por contener, en su curso alto, una cadena de grandes lagos dispuestos en serie. Esta cuenca es formada por la confluencia de las cuencas de los ríos Calle-Calle y Cruces.

El río Cruces tiene un desarrollo total de 125 km, drena una superficie de 1790 km<sup>2</sup> y en su paso atraviesa por las ciudades de Loncoche, Lanco y San José de la Mariquina.

A través de los años este río ha tenido numerosos eventos de desbordes en áreas pobladas en distintos tramos de su desarrollo.

Debido a la problemática expuesta, se buscará determinar la necesidad de diseñar defensas fluviales en el río Cruces en la localidad de San José de la Mariquina.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivos generales

Realizar el diseño de defensas fluviales que prevengan inundaciones y daños que se pudieran producir por el aumento de caudal en el río Cruces en San José de la Mariquina.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Se consideran los siguientes objetivos específicos:

- Realizar estudio hidrológico para la determinación de los caudales máximos para períodos de retorno de 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años.
- Realizar cálculo de eje hidráulico en situación sin proyecto mediante modelación computacional.
- Determinar zonas con riesgo de desborde.
- Estudio y selección de alternativas de estructuras de defensas.
- Diseño de defensas

## 1.3 Metodología

A fin de lograr el objetivo de esta tesis se planteó la siguiente metodología de trabajo.

### **A) Etapa de recopilación de antecedentes e información técnica.**

Esta etapa se enfocó en la recopilación de la siguiente información:

- Información hidrológica: Se recopiló la información fluviométrica del Río Cruces proporcionada por la DGA. Este organismo cuenta con una estación de medición de caudales y alturas de escurrimiento vigente desde 1985, ubicada en el sector de Rucaco, 9 km aguas arriba de la zona de estudio.
- Información Topobatemétrica: La información topográfica fue facilitada por la DOH de la SEREMI de Obras Públicas de la Región de Los Ríos. Ellos proporcionaron dos levantamientos batimétricos del tramo a estudiar.
- Información Granulométrica: Se utilizó la información granulométrica proporcionada por la DOH, del estudio realizado como parte del “Estudio de Preinversión del Segundo Acceso a San José de la Mariquina”.

- Información de la Prensa local: Se recopiló información de la prensa local que proveyera información acerca de las crecidas y desbordes que han acontecido en el Río Cruces en los últimos años como forma de ampliar la visión de la realidad.
- Información de carácter administrativo del Ministerio de Obras Públicas: Se consultó en cuanto a las obras que se han ejecutado y las que se encuentran en agenda para ejecutar en el futuro dentro de la zona de estudio y próxima a ella.

#### **B) Etapa de estudio y análisis de la información recopilada**

En esta etapa se analizó la información obtenida para su utilización en los estudios correspondientes

- Estudio Hidrológico: De la información hidrológica recopilada se determinó los caudales de diseño.
- Estudio Hidráulico: Este estudio se realizará mediante modelación asistida por computadora utilizando como información de entrada la información topográfica, granulométrica y los resultados del estudio hidrológico. La plataforma computacional a utilizar será el software HEC-RAS versión 4.1.0 desarrollado por el US Army Corps of Engineers.

#### **C) Etapa de análisis de resultados y estudio de alternativas**

Se analizaron los resultados obtenidos en la etapa anterior y en base a ellos se propusieron diferentes alternativas de solución a la problemática.

#### **D) Etapa de selección de alternativa**

#### **E) Etapa de diseño de defensas**

Se procedió al diseño de las defensas.

## 2 Revisión del Estado del Arte

Con el propósito de conocer el estado actual de las obras fluviales que se han ejecutado en el tramo del cauce se recurrió a la Dirección de Obras Hidráulicas de la Secretaría Ministerial de la Región de Los Ríos del Ministerio de Obras Publicas en busca de información. En la Figura 2.1 se aprecia la zona de estudio.

Figura 2.1 Plano de ubicación tramo del cauce a estudiar.



*Fuente: Google Earth - Elaboración propia*

Actualmente la Dirección de Obras Hidráulicas está solicitando en el presupuesto 2015 el estudio “DISEÑO CONSERVACIÓN MANEJO DE CAUCES RÍO CRUCES EN SAN JOSE DE LA MARIQUINA”, consultoría que mediante un análisis del sistema fluvial del río Cruces en el sector permitirá entre otros verificar y definir los sectores con riesgo de inundación y erosión de riberas, diseñar las obras de defensa fluviales requeridas y definir un plan de conservación de las obras existentes.

En línea con lo expuesto en el párrafo anterior, el propósito del presente trabajo de titulación consistirá en un estudio de prefactibilidad de obras de manejo de cauces del río Cruces. El cual no intentará abarcar todas las áreas que el MOP planifica ejecutar a través del estudio mencionado anteriormente. Esto debido a que la información necesaria con que se cuenta actualmente no es suficiente para el logro de los objetivos de un estudio de diseño ya que este necesita de información tal como levantamientos aerofotogramétricos de las áreas geográficas más allá de solamente las riberas del cauce, extensas campañas topográficas, etc. lo cual escapa a los recursos disponibles para este trabajo de titulación y a sus objetivos principales. Cabe señalar que el estudio “DISEÑO CONSERVACIÓN MANEJO DE CAUCES RÍO CRUCES EN SAN JOSE DE LA MARIQUINA” que la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) pretende ejecutar a partir del año siguiente contempla la realización de todos los estudios y

levantamientos de información necesarios como los mencionados. Sin embargo en base a la información disponible proporcionada por la DOH es posible llevar a cabo un estudio de prefactibilidad que dé lineamientos, antecedentes, alternativas y sugerencias que sean de utilidad para los estudios que se ejecutarán en lo futuro. Información necesaria para el desarrollo de este trabajo de titulación es el levantamiento batimétrico del cauce, información existente y proporcionada por la DOH.

## **2.1 Tipos de estructuras de defensa fluvial.**

Actualmente la ingeniería hidráulica ha hecho uso de variados tipos de obras fluviales destinadas a mitigar los efectos naturales de inundación y/o erosión de sus riberas o planicies de inundación, que ocasionan los ríos ante sus crecidas. Estos procesos son naturales y no implicarían ningún inconveniente si estos no impactaran negativamente sobre el desarrollo de la vida humana, sus propiedades y actividades económicas.

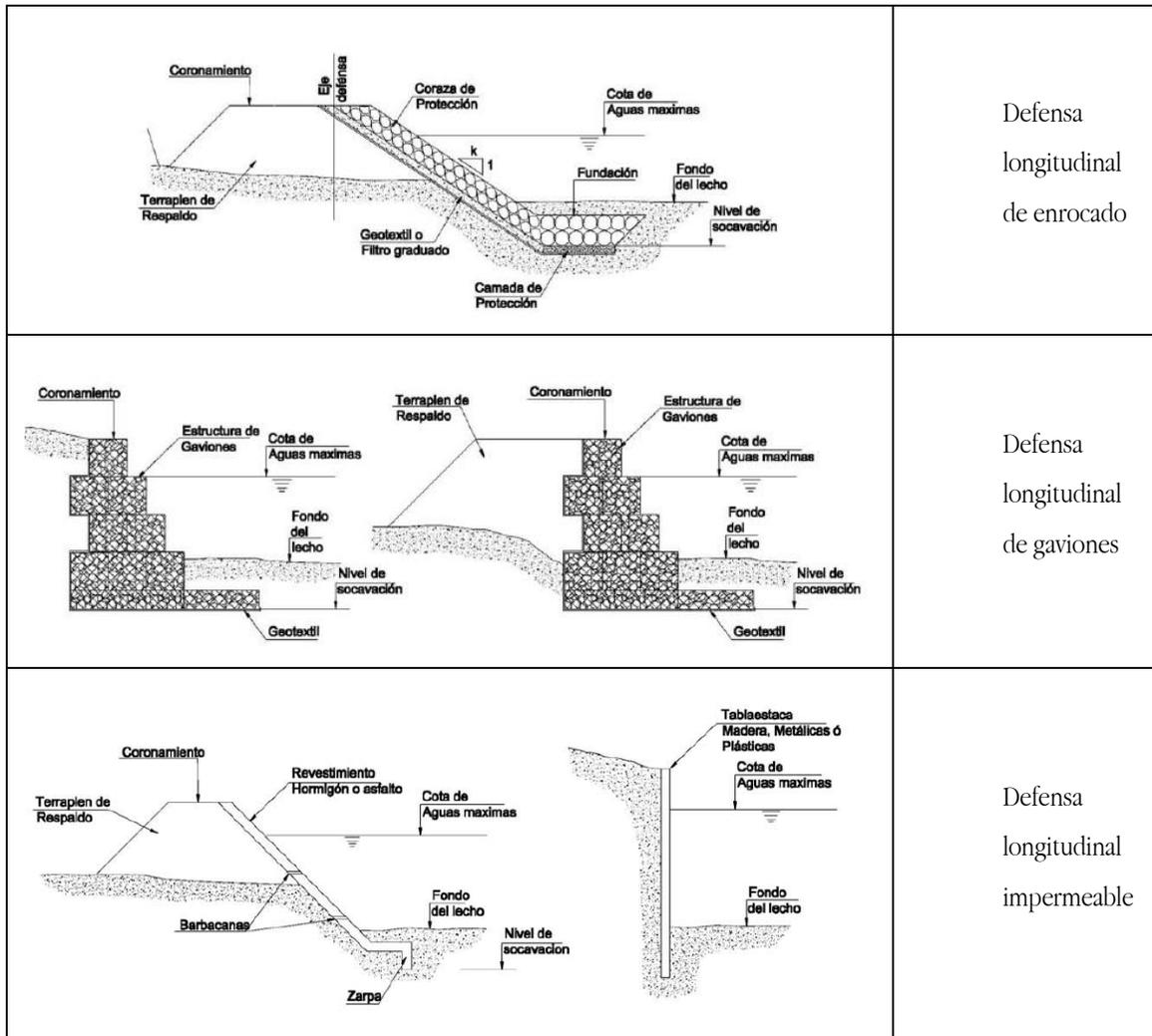
La Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Publicas ha desarrollado una serie de normas que se encuentran compiladas en el Manual de Carreteras. Este es un documento de carácter normativo en el que se encuentra integrada la normativa para proyectos y estudios viales que se ejecuten en el territorio nacional. Sin embargo igual comprende áreas de la ingeniería como la hidráulica e hidrología. En lo que respecta a obras de defensas fluviales, la dirección de vialidad las define como toda obra destinada a dirigir o a regularizar la corriente en un cauce con el fin de proteger estructuras implantadas en él, o bien defender sus riberas y planicies adyacentes donde existan asentamientos humanos, terrenos agrícolas e instalaciones industriales o de otro tipo que pudiesen ser dañadas por el agua, debiendo satisfacer los siguientes objetivos:

- Mantener una cierta capacidad de conducción de agua en un cauce.
- Proteger estructuras, instalaciones, terrenos agrícolas o poblados que puedan ser afectados por el escurrimiento.
- Desviar las aguas de un cauce para diversos usos.
- Modificar la hidrología natural de la cuenca, de modo de limitar el gasto máximo para un cierto período de retorno.

Con el fin de satisfacer estas necesidades, las obras de protección fluvial que se usan comúnmente para la protección de riberas y obras implantadas en cauces se pueden clasificar en defensas longitudinales y transversales de riberas.

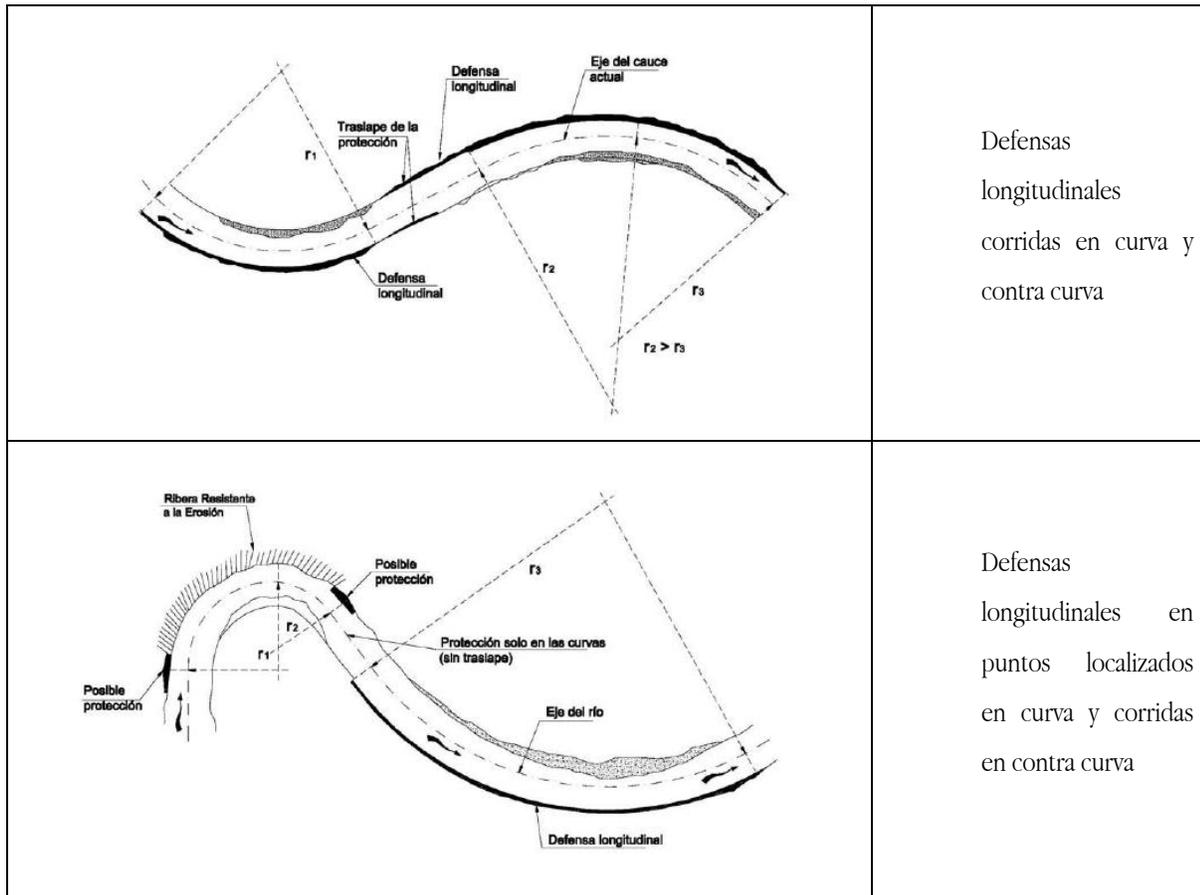
Las obras longitudinales (Figura 2.2) son utilizadas con dos propósitos principales. El primero tiene por objetivo prevenir inundaciones de los terrenos aledaños al cauce y el segundo, prevenir la erosión lo que provee estabilidad a las riberas del cauce además de fijar de manera definitiva el borde en donde se construya. En lo que respecta a las consideraciones para su diseño, la experiencia obtenida en el tiempo recomienda que para cauces con riberas o cauce primario poco definido, el trazado de estas debe ser avalado por un estudio hidráulico y mecánico fluvial, de manera que la reducción del área de escurrimiento no provoque aumentos excesivos de la socavación general producto del aumento de velocidades de flujo. La principal desventaja de las defensas longitudinales es el mayor costo asociado a que deben extenderse (Figura 2.3) en la mayoría de los casos largos tramos a fin de proteger la ribera en cuestión.

Figura 2.2 Perfiles tipo de defensas longitudinales



Fuente: Ministerio de Obras Públicas, 2012

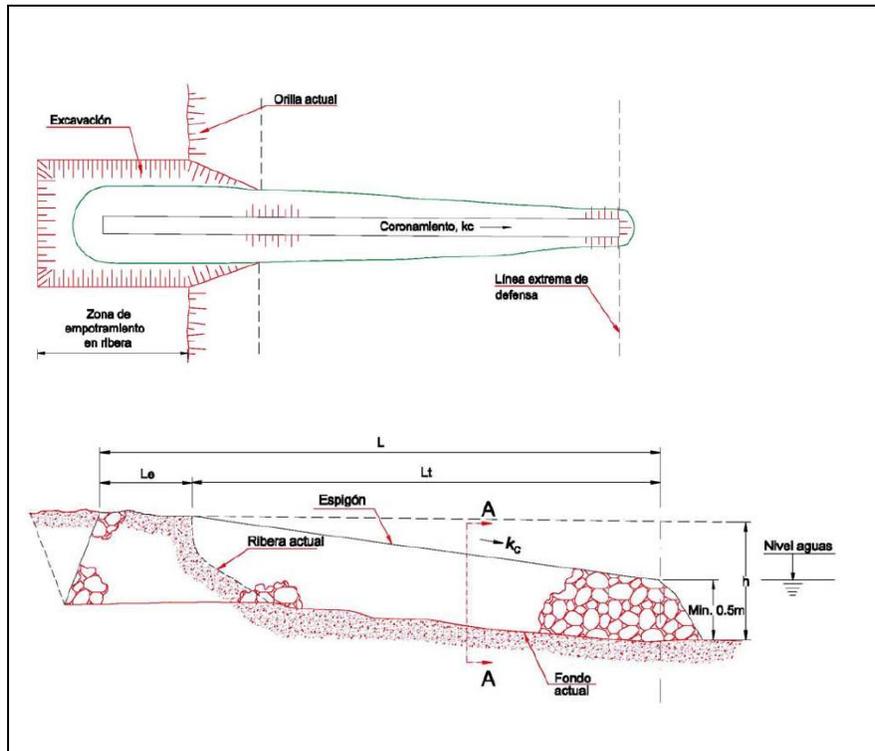
Figura 2.3. Disposición típica de defensas longitudinales para fijación de cauces



Fuente: Ministerio de Obras Públicas, 2012

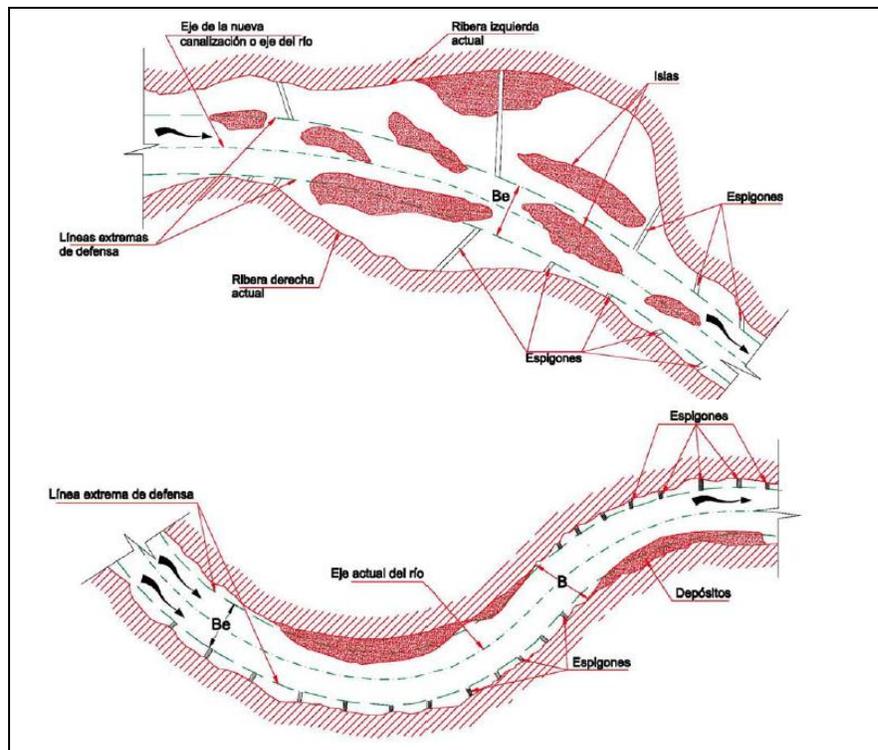
Las defensas transversales al cauce llamadas espigones, que se muestran en la Figura 2.4, corresponden a estructuras emergentes desde las orillas hacia el interior de la corriente, usualmente formando ángulos cercanos a  $90^\circ$  con la dirección principal del escurrimiento. Tienen por objeto proteger de la erosión los bordes o riberas del cauce alejando el escurrimiento principal de las orillas y recuperando terrenos por sedimentación del cauce en las zonas comprendidas entre las obras. Una de las principales desventajas de este tipo de obras, es que se pueden reducir de manera significativa el ancho del cauce, como se ve en la Figura 2.5, sobre todo cuando se protegen ambas riberas.

Figura 2.4. Perfil tipo defensas transversales.



Fuente: Ministerio de Obras Públicas, 2012

Figura 2.5 Disposición típica de defensas transversales para fijación de cauces.



Fuente: Ministerio de Obras Públicas, 2012

## 2.2 Herramientas de estudio y diseño

La mitigación y la gestión de las inundaciones son un problema muy antiguo para los ingenieros, mucho antes de que los científicos pudieran proponer modelos utilizables. Los diseñadores no podían esperar a tener un completo conocimiento y entendimiento del comportamiento del río antes de emprender obras de protección. A menudo, esas obras fueron un verdadero éxito, gracias a la buena percepción de los ingenieros del pasado. Pero esos esfuerzos empíricos no siempre tuvieron éxito, ya que a veces estructuras mal diseñadas agravaban los riesgos de desbordamiento, en comparación con la situación natural.

Durante el siglo 19, muchas obras se llevaron a cabo en los ríos de Europa basándose en las observaciones de campo y la interpretación. Posteriormente durante el siglo 20 se recurrió al modelado de los ríos motivado por la necesidad de hacer frente a errores en los diseños del siglo anterior. Además se desarrollaron los primeros planteamientos teóricos de la hidráulica de superficie abierta en un contexto simplificado de canales prismáticos rectos con una geometría muy simple. La brecha entre los supuestos y la complejidad de la realidad era tan grande, que los modelos matemáticos emitidos desde los enfoques pioneros no eran muy aproximadamente aplicados a los ríos de la vida real. Al mismo tiempo, para las características de los ríos complejos o estructuras se desarrollaron ampliamente modelos a escala en laboratorios, tal vez más que en cualquier otra rama del saber. Algunos laboratorios importantes fueron construidos principalmente en torno a este tipo de modelos dedicados a los principales tramos de ríos o estuarios. Una consecuencia inesperada de que era una resistencia al desarrollo modelo matemático. De hecho, durante años, en empresas de consultoría, esquemas numéricos desarrollados por algunos pioneros se consideraron como limitados a casos más simples y su viabilidad fue para ser controlado por modelos a escala. Finalmente la edad de oro de modelos a gran escala terminó, debido principalmente al aumento de los costos de mano de obra, lo que hace imposible la construcción y el mantenimiento de esos modelos. Los modelos físicos demasiado caros fueron así reemplazados rápidamente por suites de software, generalmente basadas en el trabajo de los pioneros, desarrollados sobre todo para propósitos de ingeniería, con una descripción más simplificada de la realidad, pero con interfaces sofisticadas para su uso, amigable en la introducción de datos y la interpretación de los resultados. En los últimos años, el desarrollo de estas se ha acelerado. El advenimiento de la computadora ha servido de base para el modelado de los complejos procesos físicos de la meteorología, la climatología, la hidrología, la hidráulica de canales y el flujo superficial, que influyen principalmente en las inundaciones. El desarrollo en la recolección de datos sobre el terreno y los sistemas de información geográfica (SIG) han abierto oportunidades para el modelado de los procesos que componen el objetivo de esta disciplina. Los aspectos sociales, económicos y de salud más amplios de las inundaciones, tan gráficamente ilustrado por las inundaciones recientes, se han convertido en parte del kit de herramienta que se utiliza para gestionar el riesgo de inundaciones.

¿Cuál es el futuro para la modelación de inundaciones?

Los progresos de la modelación teórica y numérica se ralentizaron en un primer momento por la supremacía de los modelos físicos, que eran los únicos capaces de dar cuenta de situaciones complejas. Del mismo modo, las ventajas que ofrecen paquetes fáciles de usar generaron cierta resistencia a los nuevos desarrollos teóricos.

Los profesionales no sólo están interesados en la precisión, sino también en el tratamiento de datos, aspectos de fácil uso, asistido por la interpretación de los resultados para el diseño práctico de las estructuras fluviales. Cada uno se desarrolla en la

medida de lo posible bajo su propia lógica, que a veces lleva a una síntesis imposible. Zech *et al.* (2006) de hecho plantea las siguientes preguntas ¿por qué elaborar una descripción tan complicada que el método numérico se convierta en inviable? ¿Por qué desarrollar un modelo con tantos parámetros para calibrar que el uso se vea comprometido? ¿Por qué construir un conjunto de datos enormes si esta información es demasiado grande para ser utilizado en la práctica? ¿Por qué construir un modelo refinado si no se dispone de los datos necesarios? ¿Por qué el diseño de modelos complejos a escala cuando los experimentos simples podrían producir resultados simples más fáciles de usar para la calibración?

Durante las últimas décadas equipos de investigadores en Bélgica se abocaron a la mayoría de los aspectos de la investigación en hidráulica fluvial y la ingeniería aplicada a modelos de inundación. Este contexto de enfoques diversificados ha llevado progresivamente a un cambio en la metodología de la investigación, privilegiando los modelos simples, cercanos a la física, contra los experimentos idealizados y demasiado exigentes en los datos para el uso práctico.

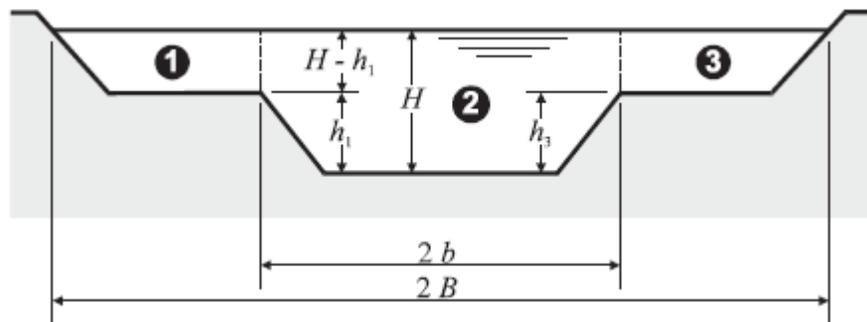
Respecto a lo que tiene que ver con las inundaciones por desborde en ríos de secciones compuestas, como es el caso del Cruces, la interacción entre las subsecciones es un problema clave a resolver.

La determinación del perfil de agua en los canales compuestos no es sencilla, ya que el comportamiento de flujo en el canal principal y en las llanuras de inundación es distinto. El canal principal es más profundo, más liso y más uniforme, mientras que la zona de inundación es más superficial, más áspera e irregular. La velocidad típica de varias subsecciones puede ser muy diferente lo cual conduce a interacciones complejas entre los flujos en cada subsección.

La suposición más simple es considerar toda la sección transversal. Esto podría ser visto como una interacción entre las subsecciones lo suficientemente fuerte para forzar la velocidad a ser uniforme en toda la sección transversal. Este es el llamado Método de Canal Único (SCM), para la que se pueden usar las ecuaciones de flujo uniforme de Manning.

Al contrario Método de Canal Único, el popular Método de Canal Dividido (DCM) considera subsecciones separadas, como se aprecia en la Figura 2.6, descuidando la interacción entre las secciones transversales del canal. La sección transversal del canal se descompone en tres subsecciones razonablemente homogéneas de tal manera que el campo de velocidad en cada subsección se puede suponer uniforme y el caudal de la subsección  $Q_i$  puede ser estimado por la fórmula de Manning.

Figura 2.6 Subsecciones de un canal compuesto



Fuente: Zech *et al.*, 2006

El Método Canal Dividido da mejores resultados que el canal simple y proporciona un valor de la pendiente de energía que pueda incluirse fácilmente en los esquemas de cálculo. Por consiguiente, se utiliza ampliamente en paquetes de canales compuestos tales como HEC-2 o HEC-RAS. Sin embargo no se necesita tener en cuenta la transferencia de energía cinética y por lo tanto tiende a sobreestimar la descarga total del canal.

Una primera forma de corregir las descargas en la subsección es considerar un esfuerzo de cizalla aparente en la capa de cizalladura entre el canal principal y la llanura aluvial. Varias fórmulas empíricas de esfuerzo cortante se establecieron experimentalmente pero por lo general se refieren a una geometría probada particular, y son difíciles de aplicar a otros datos (Knight y Shiono, 1996). Por otra parte, no hay ninguna manera sencilla de deducir un valor de la pendiente de energía de este tipo de modelos, lo que dificulta su explotación para cálculos del perfil de agua.

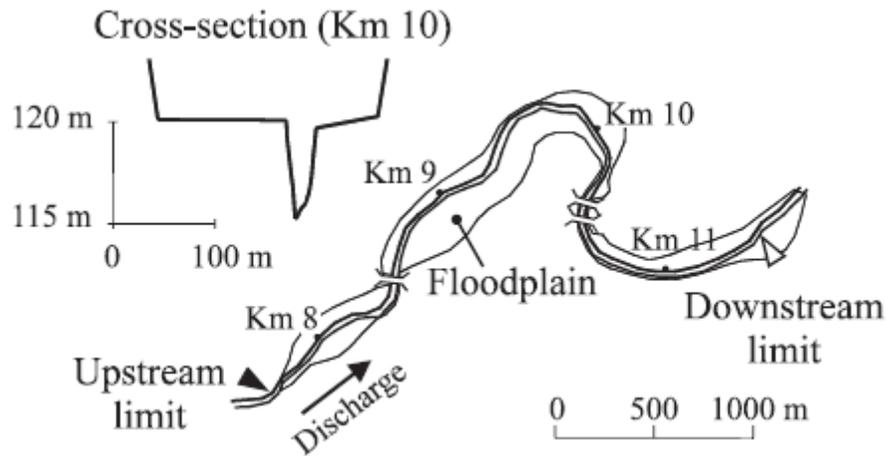
Los principales avances se han logrado en los últimos 20 años en el Reino Unido, especialmente sobre la base de experimentos a gran escala los que llevaron al desarrollo de fórmulas empíricas o métodos analíticos para canales prismáticos. Esos desarrollos mejoran significativamente la predicción de la relación altura-caudal, pero no siempre representan explícitamente la física de los fenómenos y requieren calibraciones tediosas.

Debido a lo anterior un nuevo modelo comenzó a estudiarse e implementarse que considerara el intercambio entre las subsecciones de un canal compuesto. Este modelo se llamó Modelo de Intercambio de Descarga (EDM). En los canales rectos compuestos, debido a la sección de corte en la interfaz entre el canal principal y la subsección de la llanura de inundación, aparecen vórtices de gran escala. Estos vórtices pueden ser vistos como una descarga de intercambio turbulento a través de la interfaz. En lugar de dar una estimación de una tensión de cizallamiento aparente, Bertrand (1994) propuso modelar la transferencia de momento entre las subsecciones como el producto de la masa de agua que fluye a través de la interfaz por el gradiente de velocidad en esta interfaz. Este modelo es fácil de extender a los flujos no uniformes donde se produce una descarga lateral a través de la interfaz debido a una modificación de la distribución de flujo en las subsecciones (Yen *et al.*, 1985).

La aplicabilidad de este modelo demostró ser simple y de fácil implementación en procedimientos de cálculo comunes. El método fue probado con éxito al contrastar sus resultados con los datos de laboratorio (Bousmar *et al.*, 1999). Los estudios requirieron que sólo dos parámetros debieran ser calibrados: el coeficiente de intercambio por turbulencia, que reveló a partir de comparaciones con los datos experimentales ser bastante constante, y el factor de corrección de intercambio geométrico, cuyo valor de 0,5 adoptado inicialmente necesita que sea afinado (Bousmar *et al.*, 1999).

Para la validación del Modelo de Intercambio de Descarga (EDM) Bousmar llevó a cabo un estudio comparativo entre los tres distintos métodos mencionados anteriormente, es decir, SCM, DCM (utilizado por el Hec-Ras) y EDM. Para esto estudiaron un tramo de 4 km en el río Sambre en Bélgica el cual es de tipo meandriforme con llanuras de inundación. Un esquema de la vista en planta se presenta en la Figura 2.7.

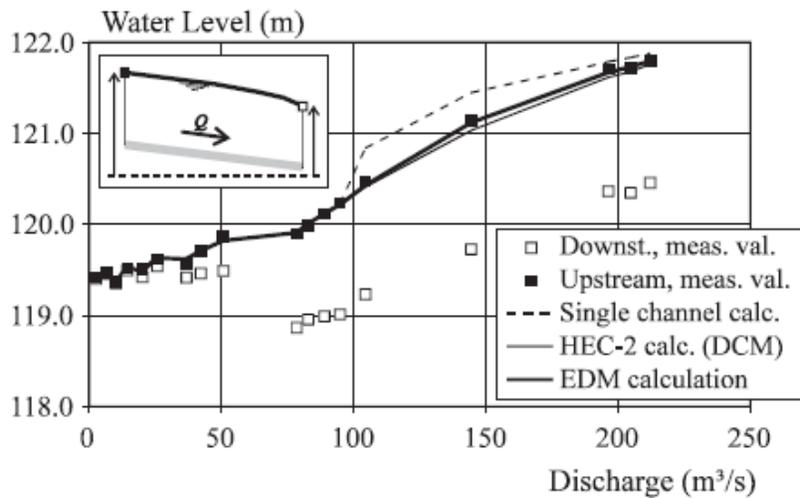
Figura 2.7 Esquema vista en planta río Sambre, Bélgica



Fuente: Zech et al., 2006

Los resultados del estudio realizado se sintetizan en el gráfico 2.1 donde se comparan las alturas de escurrimiento aguas arriba y aguas abajo con las alturas de escurrimiento calculadas con cada método.

Gráfico 2.1 Comparativo Altura escurrimiento Vs Caudal



Fuente: Zech et al., 2006

Los resultados muestran que el método de canal simple claramente sobreestima la pendiente de energía con bajos caudales de inundación. El método de canal dividido (Hec-2) entrega mejores resultados de la pendiente de energía. Sin embargo cálculos con distintos coeficientes de rugosidad de las llanuras de inundación mostraron que este valor puede variar en el rango de  $n=0.1$  a  $n=1000$  lo cual no existe en la realidad.

El método de intercambio de descarga da mejores resultados con un coeficiente de rugosidad de  $n=0.03$  el cual es más coherente con la cubierta del terreno en las llanuras de inundación.

Aunque el método de intercambio de descarga entrega mejores resultados que el método de canal dividido estos resultados no difieren demasiado entre ellos.

### 2.3 Experiencia internacional en el control de inundaciones

Desde tiempos primitivos se han practicado métodos básicos para el control de inundaciones. Ríos como el Volga, Danubio, Rin, Po y el Ródano, cuentan con obras para evitar inundaciones que datan desde la edad media. De igual forma en el río Huang He en China durante muchos años se construyeron estructuras para el control de inundaciones que confinaban el río elevando las riberas para contener los caudales máximos. Más cercano a la actualidad también se ha recurrido a los diques como en el caso del río Mississippi el cual fue canalizado en un estrecho canal para suministrarle suficiente profundidad para la navegación.

Junto con la construcción de diques o defensas también se ha llegado a emplear estructuras de represas las que aunque su propósito inicial era de servir como embalses para el riego y la energía, recientemente se han empezado a emplear para controlar las inundaciones por ser un buen sistema para regular los excesos de caudales en períodos de gran afluencia y la distribución en estaciones secas. Este sistema consiste en la distribución en serie de presas o embalses en ríos secundarios que desembocan en los ríos principales. La presa Hoover en el río Colorado, los embalses del proyecto hidroeléctrico de La Grande Rivière en Quebec, y las presas de la Autoridad del Valle del Tennessee han demostrado la eficacia de este método. Otro sistema empleado corresponde a los aliviaderos, estructuras empleadas para diversificar las aguas entre los terrenos aledaños a las riberas de causas. Este tipo de sistema permite que estas zonas se inunden evitando que las riadas accedan a otras áreas. Los egipcios emplearon este tipo de sistema para inundar los terrenos de cultivos y de esta forma proveerlos de mayor fertilidad a través de los nutrientes que el Nilo acarrea durante sus crecidas.

Otra forma de evitar las inundaciones, un método muchas veces olvidado, corresponde a la limitación de usos de suelos mediante la planificación territorial en coordinación de la planificación hidráulica. Esto se traduce en medidas, planes y normativas que alejen viviendas y otras estructuras sensibles de zonas probables de inundación ante crecidas extraordinarias debido a que en primer lugar estas se suceden de manera recurrente y en segundo lugar algunas, debido a la baja periodicidad, tienden a olvidarse en el consciente colectivo de los grupos humanos que habitan dichas zonas.

Aun cuando las medidas vistas anteriormente cumplieron su propósito, no estuvieron exentas de fallar u ocasionar efectos no esperados que se tradujeron en alteraciones a la morfología del cauce y catástrofes con pérdidas humanas.

El resultado de las obras que se llevaron a cabo en el río Huang He fue la elevación del lecho ya que los sedimentos de aluvión que anteriormente se distribuían en toda la llanura de inundación quedaba depositado en el fondo del lecho lo cual ocasionó que en el año 1887 se produjera una de las peores inundaciones de la historia cuando el agua atravesó las defensas matando a más de un millón de personas. Semejante a esto, en el río Mississippi ha ocurrido el mismo fenómeno de aumento de depositación en el lecho lo que ha significado un alto costo de mantención debido a la necesidad de dragar el lecho para mantener el calado. Por otro lado el río Nilo a partir de la década de 1960 se vio alterado en su carga de sedimentos debido a la creación del lago Nasser con la construcción de la represa Asuan ocasionando el empobrecimiento de la fertilidad de las tierras de cultivos correspondientes a llanuras de inundación lo cual ha conllevado a la necesidad de aplicar enmiendas nutritivas a los suelos en forma de abonos químicos. Esto ha demostrado que medidas como la creación de embalses o represas y la creación de defensas que eviten las inundaciones de llanuras aluviales afecta la fertilidad y nutrientes de esas tierras, además con frecuencia trae efectos

en otras partes del curso fluvial que al ser afectado en su dinámica de energía y su equilibrio de carga sedimentaria puede producir cambios importantes en estos aspectos en puntos alejados de donde se hayan llevado a cabo obras como las vistas.

A causa de los efectos, no esperados, que se han apreciado a lo largo de los años es que actualmente se ha introducido un nuevo concepto en Europa, EEUU, Australia, y Nueva Zelanda denominado *Restauración Fluvial*.

La restauración fluvial afecta básicamente a los siguientes aspectos: funcionalidad hidráulica y funcionalidad ecológica. A las acciones que implican la corrección de impactos producidos en el medio hidráulico pertenecen aquellas destinadas a recuperar la estabilidad del cauce en ríos con problemas de este tipo. Entre las acciones destinadas a restaurar la funcionalidad ecológica se cuentan algunas específicas y otras con importante contenido hidráulico.

Un ejemplo de restauración fluvial de la funcionalidad hidráulica es la reconstrucción de las secuencias de tramos rápidos y lentos en los ríos tras haber sido alterado por un dragado, por ejemplo. Para ello se modifica la pendiente del lecho y se crean sistemas de pozas y aguas corrientes. Paralelamente un ejemplo de restauración fluvial de la funcionalidad ecológica, corresponde a la protección de riberas mediante la forestación con especies que provean estabilidad al cauce y que a la vez entreguen sombra y refugio a las especies acuáticas existentes en el río.

En general para el tema de control de inundaciones la tendencia en los últimos años es analizar a fondo las características del cauce, tanto para encontrar las mejores alternativas de manejo y así evitar las inundaciones, como para analizar el efecto en el largo plazo de la implementación de dicha solución. Cabe señalar que respecto de esto último se podría alterar de tal manera el sistema hídrico que en la búsqueda por una nueva situación de equilibrio se provoquen efectos altamente desfavorables en otros sectores aledaños a la zona que originalmente se deseaba proteger.

En definitiva, la recreación de las secuencias de rápidos y lentos, construcción de depuradoras, defensas de orillas realizadas con técnicas naturales, son todas ellas medidas de restauración fluvial.

En definitiva, por las experiencias tenidas a lo largo de la historia en el control de inundaciones es que actualmente la visión que se tiene a la hora de proyectar una obra fluvial es más amplia e integral. Hoy se estima conveniente invertir tiempo en conocer a fondo el cauce en estudio, sus características físicas, geomorfológicas, sedimentológicas, hidráulicas e hidrológicas, y en una segunda etapa proponer alternativas, además de estudiar en el mediano y largo plazo los efectos de dichas intervenciones.

En esta línea, diferentes instituciones han elaborado manuales y recomendaciones para el tratamiento de este tema. Dos organismos, el Stream Restoration Institute y North Carolina Sea Grantt los cuales en el año 2003 publicaron un manual luego de haber visto en terreno los efectos de las intervenciones hechas por el hombre que buscaban proteger de inundaciones. En él se aconseja un manejo de cauces con un enfoque más integral y que considere el manejo de la cuenca lo cual permite realizar un Manejo del Cauce en consonancia con la cuenca a la cual pertenece el río en estudio. De esta forma es que se favorecen todas aquellas medidas que para el manejo del cauce busquen soluciones del tipo restauración del cauce, que afecten en la menor manera posible el trazado original del río, de modo de afectar mínimamente sus características físicas originales, tales como trazado en planta, ancho y forma de la sección, profundidad del cauce y pendiente longitudinal.

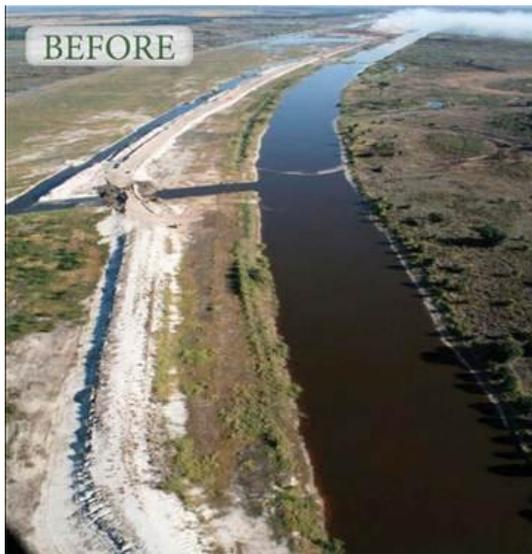
Se considera que los efectos de implementar soluciones que alteren el equilibrio dinámico del curso de agua, son en la mayoría de los casos adversos, pues la tendencia a recuperar su condición original probablemente causará desequilibrios en el régimen

hidráulico del cauce como en la dinámica de sedimentos característica del mismo. Las intervenciones estructurales que buscan proteger las planicies de inundación, tales como encauzamientos, diques, modificación del trazado del cauce, tendrán efectos que deben ser estimados antes de optar por una solución, y por sobretodo se deben analizar en diferentes escenarios hidrológicos de modo de caracterizar adecuadamente el régimen hidráulico de la alternativa adoptada, e identificar los nuevos riesgos o problemáticas que se ocasionan producto de la implementación de la solución. En la Figura 2.8 se muestra un ejemplo de restauración fluvial realizado en el río Kissimmee en EEUU.

Figura 2.8 Restauración río Kissimmee, Estado de Florida, EEUU

Antes de la restauración

Después de la restauración



*Fuente: U.S Army Corps of Engineers*

## 3 Antecedentes Generales

### 3.1 Descripción del río Cruces y su entorno

#### 3.1.1 Descripción de la zona

La localidad de San José De La Mariquina se sitúa en la Comuna de Mariquina, Provincia de Valdivia, Región de los Ríos. La comuna se ubica entre los 39° de latitud sur y 72° 59' longitud oeste, limitando al norte con las comunas de Toltén, Gorbea y Loncoche, Región de la Araucanía; al este con la comuna de Lanco; al sur con las comunas de Lanco y Valdivia; y al oeste con el océano Pacífico a lo largo de 70 [km] de costa. Cuenta con una población de 356.396 habitantes. La principal actividad económica de la comuna es la actividad forestal, siendo esta comuna el motor de esta actividad en la región.

Morfológicamente, el área de estudio corresponde a una planicie glaciofluvial originada durante la última fase glacial, está compuesta por gravas y arenas gruesas; este llano de sedimentación glaciofluvial se encuentra delimitado por cordones y estribaciones de la Cordillera de la Costa.

El Clima predominante, de acuerdo a la clasificación de Köppen, para el área del río Cruces en la zona de interés "Cuenca o Depresión de San José de la Mariquina", que está a la sombra del cordón occidental de la cordillera de la Costa, se clasifica como (Cfsb1) clima de tipo templado cálido con menos de cuatro meses secos con influencia mediterránea, las temperaturas medias anuales son de 10°C y la precipitación media anual es superior a los 2000 mm.

En su paso, el río Cruces atraviesa por el límite sur de la localidad de San José.

##### 3.1.1.1 Topografía

La comuna de Mariquina se ubica en la Depresión Intermedia, a una altura que fluctúa entre los 25 a 40 m.s.n.m. Se ha desarrollado a partir de cenizas volcánicas depositadas sobre antiguas terrazas aluviales talladas por el río Cruces. La topografía es casi plana con pendientes simples de 1 – 3%.

En la topografía de la comuna de Mariquina se distinguen tres sectores, característicos por su relieve. Al oeste, la cordillera de la costa, cortada sólo en el norte por el río Lingue y su estuario. El valle formado por el curso medio del río, se comunica con el valle de Mariquina. La cordillera alcanza cumbres sobre los 600 m.s.n.m, entre numerosos cerros de muy difícil acceso, especialmente en la temporada invernal. De noreste a sur, se encuentra el valle de Mariquina. Al este la comuna abarca otra sección de cerros en los sectores de Pumillahue y Folilco.

### 3.1.2 Obras existentes

#### Pretil defensa DOH

El año 2012 la DOH ejecutó una obra de conservación consistente en la construcción de un pretil en la ribera norte aguas arriba del puente San José destinado a detener el avance de un meandro que se desplazaba hacia esta ribera y reencauzarlo hacia un canal único. La obra se ejecutó utilizando material granular del lecho extraído de la isla formada por el avance del meandro y siendo apilado hacia la ribera derecha de manera de formar una defensa que protegiera y reencauzará a un canal único como se aprecia en la Figura 3.1.

Figura 3.1 Pretil de defensa ribera norte



*Fuente: elaboración propia imagen obtenida de Google Earth*

#### Puente San José

En el tramo en estudio se encuentra el principal acceso a la ciudad a través del viaducto (Figura 3.2) de la ruta T-20 sobre el río Cruces construido en el año 1929. Posee una longitud de 115 [m], una longitud de claro de 20 [m] y un ancho de tablero de 6.4 [m]. La superestructura está constituida de hormigón armado al igual que los estribos y las pilas. La superestructura está soportada por cinco cepas de las cuales 3 están fundadas exactamente sobre el lecho del río, mientras que las otras 2 están fundadas sobre la parte superior de la ribera norte. Cuenta con un galibo de 8.5 [m].

Figura 3.2 Puente San José sobre río Cruces en acceso a la ciudad



*Fuente: González, 2013*

### 3.1.3 Obras proyectadas

Se encuentra en etapa de diseño de ingeniería un segundo viaducto de acceso a la ciudad. Esta necesidad se debe a la alta demanda de tránsito que experimenta el actual puente y a la dimensión del tablero que no permite el doble tránsito de vehículos de mayor ancho de eje lo cual es un tema de relevancia dado la alta frecuencia de camiones forestales que transitan por él.

Figura 3.3 Trazado del futuro nuevo viaducto de acceso a la ciudad



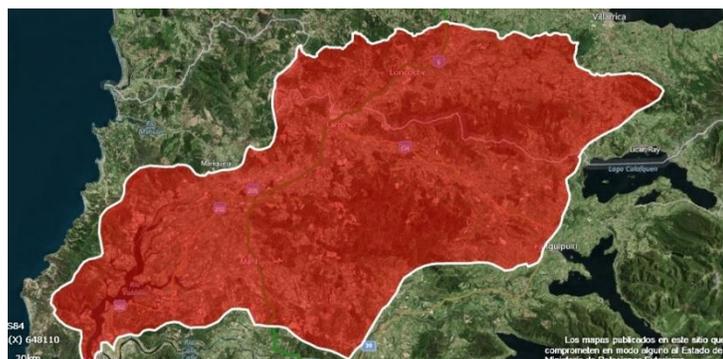
*Fuente: Elaboración propia, imagen tomada de Google Earth*

El puente proyectado atravesará el río 400 metros aguas abajo del actual puente uniendo la ruta T-20 con avenida Colón. Como se había mencionado, el puente se encuentra en etapa de diseño de ingeniería por lo que no se cuenta con información detallada referente a la estructuración definitiva que tendrá.

### 3.1.4 Cuenca del río Cruces.

El río Cruces corresponde a una subcuenca del río Valdivia. La hoya del río Valdivia forma parte de la Región de Los Ríos y se genera más allá de la frontera con Argentina. Se caracteriza fundamentalmente por contener, en su curso alto, una cadena de grandes lagos dispuestos en serie. La extensión total de la cuenca es de 10.275 [km<sup>2</sup>]. Dos grandes ríos concurren a formar el río Valdivia a 15 [km] del mar: el Calle Calle, que es el más importante y proviene del oriente, y el Cruces que se genera enteramente en territorio nacional y proviene del norte, constituyendo una subcuenca preandina.

Figura 3.4 Cuenca del río Cruces

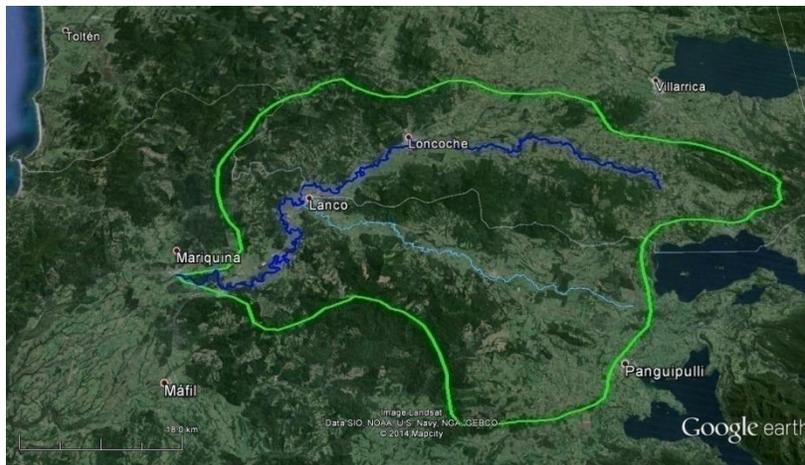


*Fuente: Ministerio del Medio Ambiente*

El río Cruces nace en la precordillera al sur de la provincia de Cautín en la vertiente occidental de los cerros situados entre los lagos Villarrica y Calafquén, y drena la depresión de San José en la parte norte de Valdivia, avanzando de NE al SW. Pasa por las localidades de Loncoche, Lanco y San José de la Mariquina (DGA, 2004). Desde su cabecera hasta el punto de control de la DGA en Rucaco, 9 [km] aguas arriba del puente San José, el río Cruces recorre aproximadamente 125 [km] de longitud, recibiendo los aportes, entre otros, de los ríos Chesque, Leufucade y Antilhue.

El río Cruces es un cauce con muy baja pendiente lo que se traduce en un río que se caracteriza por tener un recorrido con numerosos meandros y sinuosidades, llanuras de inundación y un escurrimiento casi en la totalidad de su extensión en régimen subcrítico. Posee un régimen pluvial y no posee regulación de cabecera, drenando una superficie de 1.740 [km]<sup>2</sup> hasta el punto de control en la estación Rucaco de la DGA, y 1790 [km]<sup>2</sup> hasta la zona de San José de La Mariquina.

Figura 3.5 Cuenca del río Cruces en San José de la Mariquina



Fuente: Elaboración propia, imagen tomada de Google Earth

Tabla 3.1 Características morfométricas cuenca río Cruces en San José de la Mariquina

Características morfométricas	
Cuenca río Cruces en San José de la Mariquina	
Área de la cuenca	1790 [km <sup>2</sup> ]
Longitud del cauce	125 [km]
Cota cabecera del cauce	334 m.s.n.m
Cota punto de estudio	27 m.s.n.m
Pendiente media	$\frac{334 - 27}{125000} = 0.002456 = 0.25\%$

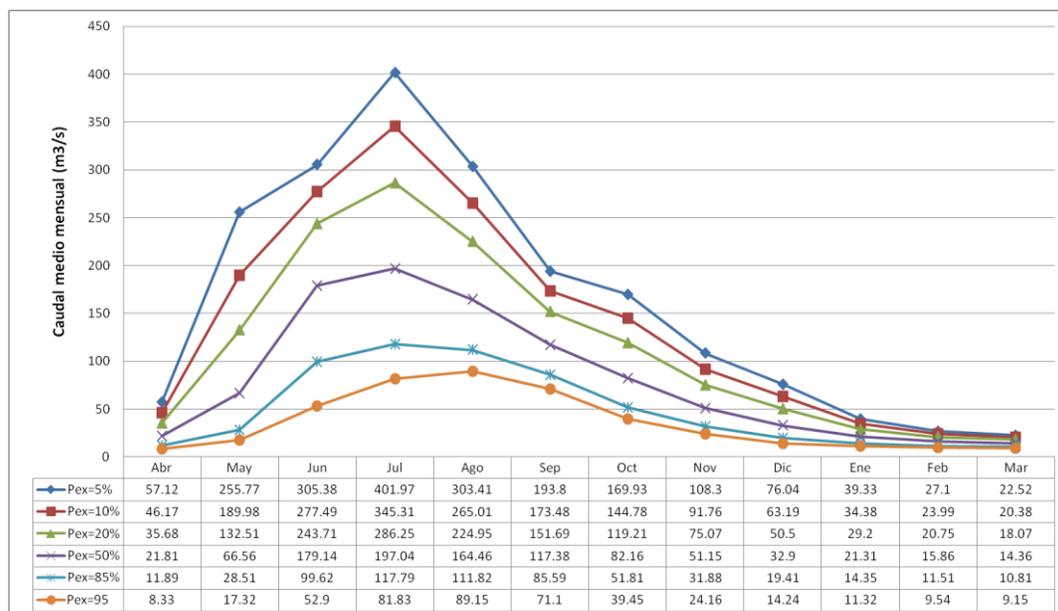
Fuente: Elaboración propia

### 3.1.5 Régimen de caudales

La información que entrega la estación fluviométrica en Rucaco muestra que el río Cruces posee un marcado régimen pluvial representable a través de los aumentos de caudal durante los meses de invierno debido al gran aporte de las lluvias, apreciándose los mayores caudales entre los meses de junio y agosto. Por otra parte los menores caudales se aprecian entre los meses de verano, enero a marzo. Cabe mencionar el pequeño aporte nival durante los meses de primavera, septiembre a noviembre, debido al inicio de los derretimientos en la zona precordillerana a la cabecera del Cruces.

En la figura 3.6 se presentan los caudales medios mensuales para distintas probabilidades de excedencia en base a los datos medidos en la estación Rucaco

Figura 3.6 Curva de variación estacional río Cruces en Rucaco



Fuente: Elaboración propia, datos tomados de la DGA, estación Rucaco

### 3.2 Antecedentes históricos de las crecidas del río Cruces en San José de la Mariquina

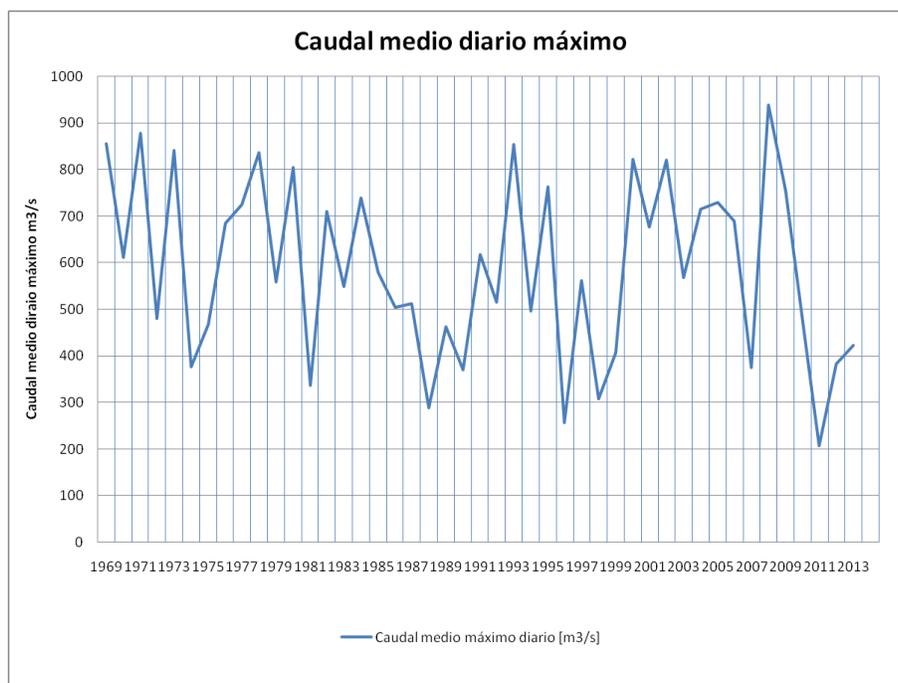
Debido a las características topográficas del río Cruces, es decir un cauce con baja pendiente, gran número de sinuosidades, meandros y llanuras de inundación, a lo largo de los años pasados han acontecido de manera recurrente eventos de inundación por desborde de este cauce que han afectado áreas pobladas, de cultivo y ganadería.

La estación de medición fluviométrica de la DGA en Rucaco dispone de una larga extensión de datos de caudales los cuales permiten correlacionar los eventos de inundación registrados en la prensa con los caudales medidos por la estación en las fechas correspondientes. Se recopiló información histórica de las crecidas en el Cruces la cual se presenta en la tabla 3.2.

De acuerdo a estos antecedentes recopilados las crecidas sobre los 300 [m³/s] producen desbordes en el área de estudio.

La Figura 3.7 muestra los caudales medios diarios máximos de cada año a partir de 1969.

Figura 3.7 Caudales anuales máximos instantáneos río Cruces en Rucaco



Fuente: Elaboración propia, datos tomados de la DGA, estación Rucaco

Tabla 3.2 Recopilación antecedentes históricos de inundaciones causadas por el río Cruces

Fecha	Medio de Prensa	Título	Contenido
10 jul. 1993	Diario Austral de Valdivia	Rebase del Cruces causa estragos en Mariquina	El sector Santa Rosa está afectado por la crecida del río Cruces, lo que la Ruta T-207 quedara prácticamente cortada a pocos metros del empalme con la Ruta 5 Sur.
03 jun. 2000	Diario Austral de Valdivia	250 damnificados en la Provincia	Valdivia, Mariquina, Lanco, Panguipulli y Corral, las comunas más afectadas. En Futrono y Lanco hubo 26 personas que debieron ser hospedadas en casa de familiares.
04 jun. 2000	Diario Austral de Valdivia	El río Calle Calle a punto de desbordarse	El Río Cruces, Leufucade, Collilefu y todas sus ramificaciones también presentan crecidas de importancia, lo que de prolongarse agravaría las situaciones de anegamientos que afectan a gran parte de la provincia y de manera especial a las comunas de Lanco, Máfil y Mariquina que se encuentran en las cercanías de los afluentes.

Tabla 3.2 (continuación)

06 jun. 2000	Diario Austral de Valdivia	Decretaron zona de emergencia. Más de 17 mil damnificados por devastadores temporales.	La carretera Panamericana quedó interrumpida por inundaciones en las cercanías de la ciudad de Valdivia, debido al desborde del río Leufucade. En la comuna de Loncoche, el aumento considerable de los damnificados, albergados y viviendas dañadas, se debe principalmente a los desbordes del río Cruces, Estero Loncoche, Lo Vásquez y Coihueco.
09 jun. 2001	Diario Austral de Valdivia	Ríos desbordan. Graves daños en la Provincia. Salieron de cauce Leufucade y Cruces en Lanco y Mariquina	El río Leufucade causa estragos en Lanco, mientras que en San José de la Mariquina el desborde del Cruces ha provocado una veintena de damnificados.
09 jun. 2001	Diario Austral de Valdivia	De ríos Cruces y Leufucade: desbordes dejan damnificados y cortan caminos rurales.	Actual frente de mal tiempo sigue provocando estragos en diversas comunas de la provincia de Valdivia. Familias evacuadas, viviendas destruidas, caminos cortados y campos completamente anegados provoca el desborde del río Cruces y Leufucade, en las comunas de Mariquina y Lanco respectivamente. La crecida del caudal dañó cuatro viviendas en el sector Santa Rosa y dejó intransitable la arteria que comunica a esa zona con el resto de la comuna. La arremetida del río Cruces se produjo la madrugada del jueves debido a las intensas lluvias registradas en las últimas horas.
15 oct. 2002	Diario Austral de Valdivia	Desalentador balance: 26 mil afectados, 500 casas dañadas y campos inundados	Personeros del gobierno sobrevolaron ayer la comuna de Mariquina, en la localidad de Asque y constataron la gravedad de los daños provocados por las extensas inundaciones en el área rural. La crecida del río Cruces anegó completamente numerosos sembradíos y viviendas de pequeños campesinos. La visión aérea permitió conocer la situación que afecta a cientos de cabeza de ganado. En tierra bomberos de San José realizaba una ardua labor para ir en ayuda de personas damnificadas y afectadas por el desborde del Cruces. En el Sector de Santa Rosa el agua alcanzó más de un metro.
21 jun. 2003	Diario Austral de Valdivia	Por crecida del río restringen bypass.	La crecida del río Cruces obligó ayer iniciar obras de emergencia para evitar el desborde del cauce en el sector de Imulfudi y el anegamiento del cabezal sur del bypass, en la comuna de Lanco.

Tabla 3.2 (continuación)

03 jul. 2004	Diario Austral de Valdivia	Puentes y caminos, los más dañados	La crecida del río Cruces ha inundado decenas de hectáreas de terreno, ha inundado caminos y el acceso norte a San José de la Mariquina.
01 sep. 2008	Radio Cooperativa	Región de los Ríos comenzó a sufrir inundaciones por sistema frontal	Una complicada situación se vive en la Región de los Ríos debido al fuerte temporal de lluvia que azota a la zona, especialmente las localidades de San José de la Mariquina y Lanco, que se han visto dañadas por inundaciones, así lo dijo el gobernador provincial.

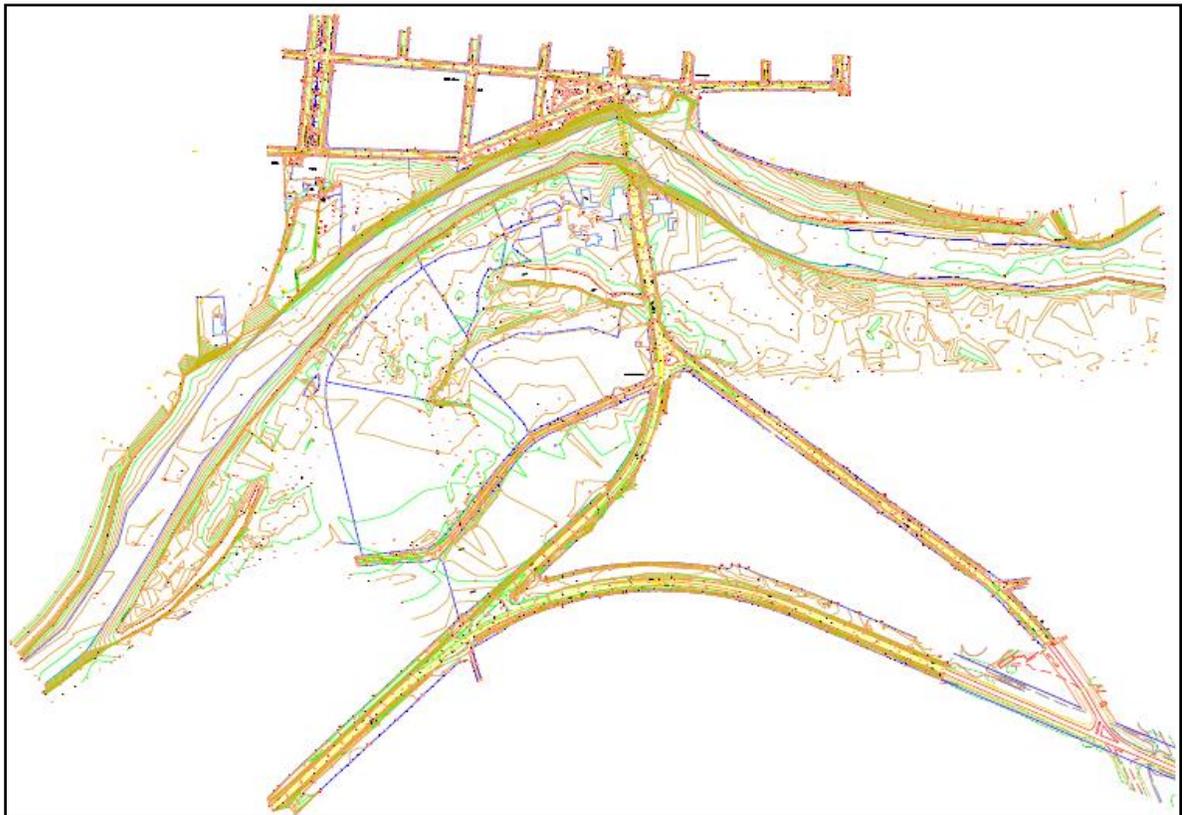
*Fuente: Estudio de preinversión 2° puente acceso a San José de la Mariquina*

## 4 Estudios Básicos

### 4.1 Levantamientos topobatimétricos

La información topográfica y batimétrica utilizada fue facilitada por la DOH. El levantamiento topobatimétrico fue realizado en noviembre de 2011 por CIS CONSULTORES ASOCIADOS como parte de la etapa del estudio “PREINVERSIÓN CONSTRUCCION SEGUNDO ACCESO A SAN JOSE DE LA MARIQUINA” y corresponde a un levantamiento de 2000 metros aproximadamente de longitud total, desde los 1000 metros aguas abajo del puente San José hasta los 1000 metros aguas arriba de éste. El levantamiento se realizó en todo el lecho así como también en las planicies de inundación correspondientes a la ribera sur abarcando un ancho promedio de 300 [m] de esta ribera. Por la ribera norte se levantaron puntos en promedio hasta los 100 [m] desde el eje del río. Además se levantó información topográfica de las rutas T-20 y T-205 así como de las cotas de las rasantes de los 2 puentes de acceso a la ciudad.

Figura 4.1 Bosquejo levantamiento topobatimétrico



*Fuente: CIS Consultores Asociados*

## 4.2 Hidrología

Este apartado tiene por objetivo determinar los caudales de diseño de las obras de defensas fluviales en base a la metodología y condiciones que entrega el Manual de Carreteras.

### 4.2.1 Período retorno de diseño

El Manual de Carreteras señala que en la elección del período de retorno, frecuencia o probabilidad de excedencia de una obra es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil y el riesgo de falla aceptable.

La confiabilidad del diseño se traduce en la probabilidad de que no falle durante el transcurso de su vida útil, es decir, que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño de funcionamiento de la estructura. El riesgo de probabilidad de falla se determina en función del período de retorno (T) y la vida útil (n):

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

En base a lo anterior, el manual de carreteras establece los siguientes requisitos mínimos para el diseño.

Tabla 4.1 Períodos de retorno para diseño

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Período de Retorno (T, años)		Vida Util Supuesta (n; años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño <sup>(3)</sup>	Verificación <sup>(4)</sup>		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos <sup>(1)</sup>	Carreteras	200	300	50	22	15
	Caminos	100	150	50	40	28
Alcantarillas (S>1,75 m <sup>2</sup> ) o H terrap. ≥10 m y Estructuras Enterradas <sup>(2)</sup>	Carreteras	100	150	50	40	28
	Caminos	50	100	30	45	26
Alcantarillas (S<1,75 m <sup>2</sup> )	Carreteras	50	100	50	64	40
	Caminos	25	50	30	71	45
Drenaje de la Plataforma	Carreteras	10	25	10	65	34
	Caminos	5	10	5	67	41
Defensas de Riberas	Carreteras	100	-	20	18	-
	Caminos	100	-	20	18	-

Fuente: Ministerio de Obras Públicas

De lo anterior se establece que para el diseño de defensas fluviales se debe considerar un período de retorno de 100 años, vida útil de 20 años y riesgo de falla de 18%. Además se especifica para este tipo de obras considerar una revancha de 1 metro.

### 4.2.2 Antecedentes pluviométricos.

Se presentan los antecedentes pluviométricos de la zona en estudio con el propósito de exponer los antecedentes disponibles para la elección del método de determinación de los caudales de retorno y así justificar el método a utilizar. La cuenca cuenta con estaciones de medición de precipitaciones que se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Estaciones pluviométricas cuenca río Cruces en San José de la Mariquina

Institución	Estación	Código BNA	Período	
DGA	Río Leufucade en Purulon	10133000-1	2012	Presente
DGA	Loncoche	10130001-3	1990	Presente

Fuente: *Elaboración propia, información obtenida de la DGA*

### 4.2.3 Antecedentes fluviométricos

La cuenca del río Cruces cuenta con una estación fluviométrica de la DGA en el sector de Rucaco, 9 [km] aguas arriba del sitio de interés. Se dispone de serie de caudales medios diarios máximos desde el año 1969 a la fecha y otra serie de caudales máximos instantáneos desde el año 2000 a la fecha. Es decir, a diferencia de los registros de caudales medios diarios máximos que corresponde a 44 años de registro, el registro de caudales máximos instantáneos contiene 13 años de registro.

Tabla 4.3 Estaciones fluviométricas cuenca río Cruces en San José de la Mariquina

Institución	Estación	Código BNA	Período	
DGA	Río Cruces en Rucaco	10134001-5	1969	Presente

Fuente: *Elaboración propia, información obtenida de la DGA*

En la siguiente tabla se presenta la serie de caudales medidos en la estación Rucaco de la DGA.

Tabla 4.4 Registro de caudales medidos en estación Rucaco

Año	Caudal medio máximo diario [m <sup>3</sup> /s]	Caudal máximo instantáneo [m <sup>3</sup> /s]	Año	Caudal medio máximo diario [m <sup>3</sup> /s]	Caudal máximo instantáneo [m <sup>3</sup> /s]
1969	856	S/R	1992	516	S/R
1970	612	S/R	1993	855	S/R
1971	879	S/R	1994	497	S/R
1972	481	S/R	1995	763	S/R
1973	841	S/R	1996	256	S/R
1974	377	S/R	1997	562	S/R
1975	467	S/R	1998	308	S/R
1976	685	S/R	1999	406	S/R
1977	725	S/R	2000	822	874.40
1978	837	S/R	2001	677	684.19
1979	559	S/R	2002	821	853.41
1980	804	S/R	2003	568	603.05
1981	337	S/R	2004	715	818.30
1982	711	S/R	2005	730	783.30

Tabla 4.4 (continuación)

1983	549	S/R	2006	689	733.95
1984	739	S/R	2007	375	398.73
1985	579	S/R	2008	939	977.37
1986	505	S/R	2009	720	759.14
1987	513	S/R	2010	443	488.24
1988	288	S/R	2011	207	224.00
1989	462	S/R	2012	383	405.09
1990	370	S/R	2013	422	479.1
1991	618	S/R	S/R= sin registro		

Fuente: Elaboración propia, información obtenida de la DGA

#### 4.2.4 Elección del método para determinar crecida de diseño

Con el propósito de calcular los caudales de diseño se establecen diferentes métodos pertinentes dependiendo de distintas situaciones tal como la información hidrológica disponible y de las características de la cuenca. Para ello se cuenta con métodos directos, regionales e indirectos.

Se analizaron los antecedentes disponibles a fin de determinar cuál sería el método más apropiado en función de las características fisiográficas y climatológicas de la cuenca. El Manual de Carreteras indica que para el análisis de observaciones en el punto de interés en donde se disponga de una serie de datos es deseable que se cuente con un mínimo de 20 años de registro. Por lo tanto se opta por utilizar la serie de información disponible de la estación fluviométrica en Rucaco ya que esta contiene una serie de medición que abarca 45 años lo cual nos permite realizar los estudios mediante métodos directos que nos entregarán una mejor aproximación, ya que al ser una cuenca de grandes dimensiones sería menos exacto utilizar métodos indirectos o regionales para la determinación de los caudales.

#### 4.2.5 Cálculo de caudales de diseño

De acuerdo a la información disponible los caudales de diseño se determinarán a partir de los antecedentes fluviométricos de la estación en Rucaco. El objetivo de los cálculos de crecidas de diseño es asociar una probabilidad de ocurrencia a las distintas magnitudes de crecida. Los registros existentes permitirán realizar este análisis de frecuencia de nuestra variable de interés y entregar como resultado la relación de entre la magnitud de la crecida y su probabilidad de ocurrencia.

De acuerdo al Manual de Carreteras, la información necesaria para realizar este análisis debe estar constituida por la crecida máxima instantánea o máxima diaria observada durante los años en que se tiene registro. Para ello se procederá a hacer una extensión de la serie de caudales máximos instantáneos anuales mediante una correlación entre estos y los caudales medios diarios máximos registrados. Esta correlación se presenta en la siguiente tabla.

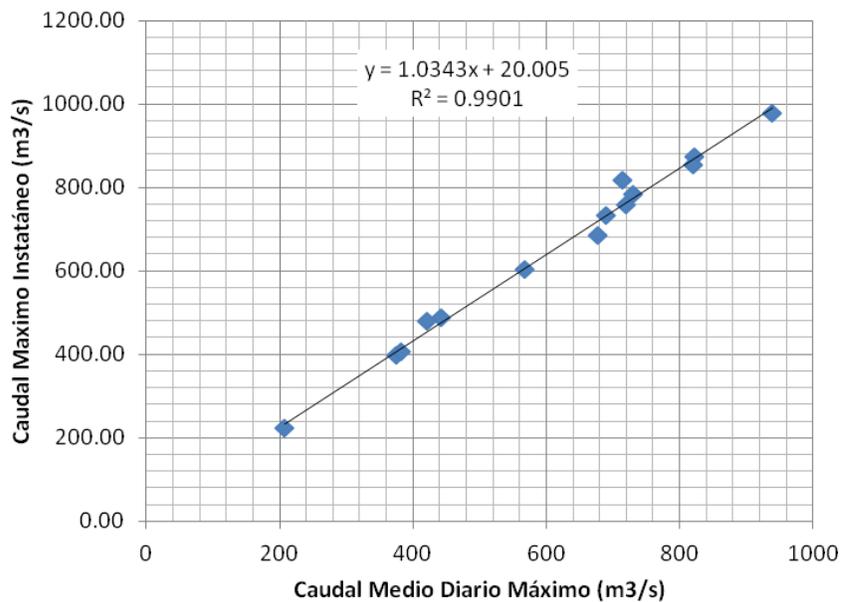
Tabla 4.5 Caudales medios diarios máximos vs caudales máximos instantáneos medidos en estación Rucaco

Año	Caudal Medio Diario Máximo [m³/s]	Caudal Máximo Instantáneo [m³/s]
2000	822	874.40
2001	677	684.19
2002	821	853.41
2003	568	603.05
2004	715	818.30
2005	730	783.30
2006	689	733.95
2007	375	398.73
2008	939	977.37
2009	720	759.14
2010	443	488.24
2011	207	224.10
2012	383	405.90
2013	422	479.10

Fuente: Elaboración propia, información obtenida de la DGA

A continuación se procede a graficar cada par de datos con la finalidad de obtener una función lineal que represente la tendencia del conjunto de datos.

Figura 4.2 Gráfico Caudales medios diarios máximos vs caudales máximos instantáneos y línea de tendencia



Fuente: Elaboración propia

La línea de tendencia obtenida es de tipo lineal y corresponde a la función  $y(x) = 1.0343x + 20.005$ . La bondad de ajuste del modelo calculada en a través del coeficiente de determinación  $R^2$  es igual a 0.9901.

Luego se procede a extender la serie de datos reemplazando en la función los valores de caudal medio diario máximo entre el año 1969 y 1999 para así obtener los caudales máximos instantáneos de los respectivos años. De esta forma se obtiene la siguiente serie extendida de datos.

Tabla 4.6 Caudales medios diarios máximos vs caudales máximos instantáneos serie extendida

Año	Caudal medio máximo diario [m <sup>3</sup> /s]	Caudal máximo instantáneo [m <sup>3</sup> /s]	Año	Caudal medio máximo diario [m <sup>3</sup> /s]	Caudal máximo instantáneo [m <sup>3</sup> /s]
1969	856	905.37	1992	516	553.70
1970	612	653.00	1993	855	904.33
1971	879	929.15	1994	497	534.05
1972	481	517.50	1995	763	809.18
1973	841	889.85	1996	256	284.79
1974	377	409.94	1997	562	601.28
1975	467	503.02	1998	308	338.57
1976	685	728.50	1999	406	439.93
1977	725	769.87	2000	822	874.40
1978	837	885.71	2001	677	684.19
1979	559	598.18	2002	821	853.41
1980	804	851.58	2003	568	603.05
1981	337	368.56	2004	715	818.30
1982	711	755.39	2005	730	783.30
1983	549	587.84	2006	689	733.95
1984	739	784.35	2007	375	398.73
1985	579	618.86	2008	939	977.37
1986	505	542.33	2009	720	759.14
1987	513	550.60	2010	443	488.24
1988	288	317.88	2011	207	224.00
1989	462	497.85	2012	383	405.09
1990	370	402.70	2013	422	479.10
1991	618	659.20			

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.5.1 Análisis de frecuencia para la determinación de caudales de diseño

A continuación la serie extendida de caudales máximos instantáneos se somete a análisis de frecuencia para predecir los eventos futuros. Se opta por analizar mediante ajuste a un modelo probabilístico que represente adecuadamente la muestra ya que al ser una función matemática, asocia una probabilidad a cada valor de la variable aleatoria, es decir, el caudal máximo instantáneo. El Manual de Carreteras aconseja utilizar el modelo de **Valores Extremos Tipo I** (distribución de Gumbel), la distribución **Log-Pearson III** y las distribuciones de **Probabilidad Normal** y **Log-Normal**.

Los parámetros estadísticos de la serie extendida de caudales máximos instantáneos son los siguientes:

Tabla 4.7 Parámetros de estadísticos de la muestra serie de caudales máximos instantáneos anuales

Media	$\bar{x}$	628,36
Desviación estándar	$\sigma$	198,95
Coefficiente de variación	$Cv$	0,3166
Coefficiente de asimetría	$g$	-0,091
Cantidad datos	$n$	45

*Fuente: Elaboración propia*

En la tabla 4.9 se presentan los caudales para los periodos de retorno obtenidos al aplicar los modelos de distribución a la serie extendida de datos.

Tabla 4.8 Caudales para los periodos de retorno según modelo de distribución

Período de retorno [años]	Caudales según modelo de distribución			
	Gumbel [m <sup>3</sup> /s]	Log Pearson Tipo III [m <sup>3</sup> /s]	Normal [m <sup>3</sup> /s]	Log Normal [m <sup>3</sup> /s]
5	791.2	797.5	795.8	799.9
10	919.4	939.7	883.4	934.6
25	1081.3	1123.7	976.7	1103.4
50	1201.5	1264.2	1037.0	1228.2
100	1320.7	1407.5	1091.3	1352.5
200	1439.6	1554.7	1140.9	1477.2

*Fuente: Elaboración propia*

#### 4.2.5.2 Prueba de bondad de ajuste

A fin de seleccionar el modelo de distribución que mejor se ajuste a la serie de valores se realizará una prueba de bondad de ajuste a través del método cuantitativo test de Kolmogorov-Smirnov. Este es un procedimiento no paramétrico el cual se basa en calcular el estadígrafo D definido como el valor máximo de la diferencia absoluta entre la función distribución acumulada

empírica  $G_n(\alpha)$  y la función distribución del modelo calculada para cada punto de la muestra  $F_n(\alpha)$ . En general el estadígrafo se calcula usando las distribuciones empíricas de las muestras, de la siguiente forma:

$$D = \max|F_n(\alpha) - G_n(\alpha)| \quad (4.16)$$

Se buscará rechazar la hipótesis nula si D es mayor o igual que un valor crítico ( $D_{adm}$ ) que depende del número de datos de la serie y el nivel de significancia que para este caso se considera de un 5%.

Para un nivel de significancia del 5% y tamaño de muestra de 45 datos, el valor que toma  $D_{adm} = 0.2$

Tabla 4.9 Prueba de bondad ajuste funciones de probabilidad

Período de retorno (años)	Valores Extremos Tipo I	Log Pearson Tipo III	Normal	Log Normal
$D =$	0.1363	0.9783	0.0862	0.1094
$D_{adm} =$	0.2	0.2	0.2	0.2
Verificación:	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De esta forma, podemos ver que el modelo de distribución Log Pearson Tipo III no cumple con la prueba de bondad de ajuste ya que excede el  $D_{adm}$ . Por la otra parte los otros tres modelos estudiados cumplen con el requisito, y más aun, el modelo que mejor se ajusta a la serie de caudales máximos instantáneos es el modelo de Distribución Normal.

#### 4.2.5.3 Transposición de caudales a la zona de estudio

Los caudales obtenidos corresponden a los estimados para la estación de la DGA en Rucaco, ya que en base a las series medidas en ese punto se han estimado los caudales de diseño para los períodos de retorno obtenidos en el apartado anterior. Por lo que será necesario realizar una transposición de caudales al punto de interés ubicado 9 km aguas debajo de la estación fluviométrica. Para ello emplearemos la fórmula 5.17, expresión tomada del estudio técnico realizado por la DOH para los ríos Cruces y Leufucade en la comuna de Lanco.

$$Q_2 = \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^{0.88} * Q_1 \quad (4.17)$$

Donde:

- $Q_1$  : Caudal en estación de medición
- $Q_2$  : Caudal en punto de interés
- $A_1$  : Área de drenaje de la cuenca en estación de medición
- $A_2$  : Área de drenaje de la cuenca en punto de interés

Tabla 4.10 Área de cuencas para transposición de caudales

$A_1$	1740 [km <sup>2</sup> ]
$A_2$	1790 [km <sup>2</sup> ]

*Fuente: Elaboración propia*

Tabla 4.11 Caudales transpuestos al punto de interés

Período de retorno [años]	Q1 [m <sup>3</sup> /s]	Q2 [m <sup>3</sup> /s]
5	795.8	815.9
10	883.4	905.7
25	976.7	1001.4
50	1037.0	1063.2
100	1091.3	1118.8
200	1140.9	1169.7

*Fuente: Elaboración propia*

Por lo tanto los caudales de diseño que se emplearán en la modelación corresponden a los siguientes:

Tabla 4.12 Caudales de diseño

Período de retorno [años]	Q [m <sup>3</sup> /s]
5	815.9
10	905.7
25	1001.4
50	1063.2
100	1118.8
200	1169.7

*Fuente: Elaboración propia*

### 4.3 Granulometría

La información facilitada por la DOH respecto de este ítem consiste del estudio granulométrico de dos muestras de calicatas tomadas en la zona de interés por parte de GEO Consultores. La calicata N°1 se llevó a cabo en la ribera norte mientras que la calicata N°2 se efectuó en la ribera sur. Ambas tomas de muestra se realizaron en el mes de Octubre de 2011.

Figura 4.3 Ubicación de calicatas



Fuente: Elaboración propia. Imagen tomada de Google Earth

Figura 4.4 Calicata N°2 ribera sur



Fuente: GEA Consultores

Figura 4.5 Calicata N°1 ribera norte



Fuente: GEA Consultores

Las muestras obtenidas fueron sometidas a análisis por la empresa mencionada de lo cual se presentan los resultados en las tablas 4.13 a 4.15. La figura 4.6 muestra la curva granulométrica de las muestras de calicata N°1 y N°2.

Tabla 4.13 Descripción visual y estratigrafía calicata de exploración N°1

Profundidad [m]		Clasificación USCS	Descripción del suelo
0.00	0.6	SM	Capa superficial de relleno de arenosas y arena limosa color café claro.
0.60			
1.50	>0.90	GP	Grava arenosa, material granular, tamaño máximo 2" a 3" de cantos redondeados y subredondeados, color gris, plasticidad nula, compacidad densa a muy densa, humedad baja, sedimentario de origen fluvial a fluvioaluvional.

*Fuente: Elaboración propia, información tomada de GEO Consultores*

Tabla 4.14 Descripción visual y estratigrafía calicata de exploración N°2

Profundidad [m]		Clasificación USCS	Descripción del suelo
0.00	1.00	SM	Arenas limosas a arenosas capa superficial de las gravas arenosas, suelo natural de color café claro, con características de trumao algo alófanos, humedad alta.
1.00			
1.30	0.50	SM	Arenas limpias de grano medio compacidad media sedimentario
1.50	>0.20	GP	Arenas gravosas a grava arenosa, material granular, tamaño máximo de 2" a 3" de cantos redondeados y subredondeados, color gris café claro, plasticidad nula, compacidad densa a muy densa, humedad baja sedimentario de origen fluvial.

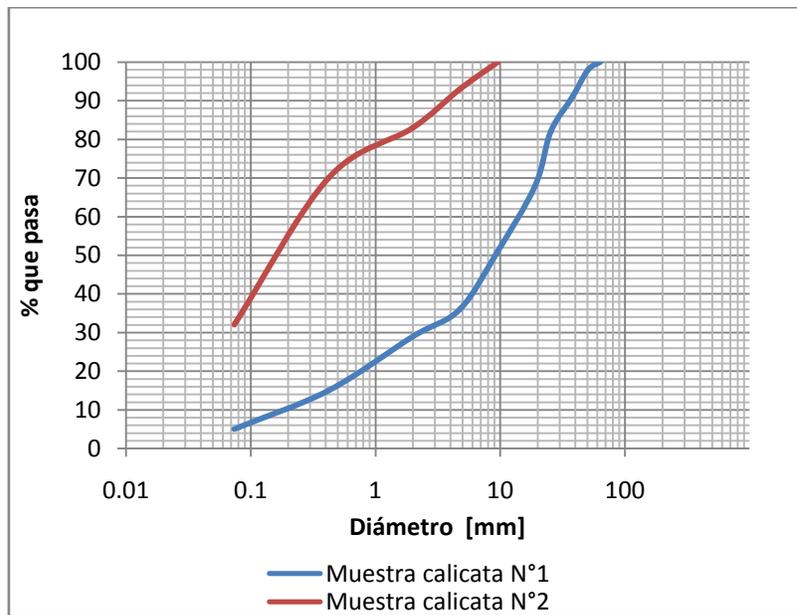
*Fuente: Elaboración propia, información tomada de GEO Consultores*

Tabla 4.15 Análisis granulométrico y de material muestras de calicatas N°1 y N°2

Tamiz		Muestra calicata N°1	Muestra calicata N°2
80	3"		
63	2 ½"	100	
50	2"	98	
40	1 ½"	91	
25	1"	82	
20	¾"	68	
10	⅜"	51	100
5	N°4	36	93
2	N°10	29	83
0.5	N°40	15	70
0.08	N°200	5	32
Clasificación USCS		GW-GM	SM
Clasificación AASHTO		A-1a(0)	A-2-4(0)
Densidad de terreno total [Kg/m³]		2298	1673
Humedad de terreno [%]		6.8	17.2
Densidad seca de terreno [Kg/m³]		2152	1427
Densidad de partículas sólidas [Kg/m³]		2726	2625
Diámetro medio (D <sub>m</sub> ) [mm]		11.77	0.9

Fuente: Elaboración propia, información tomada de GEO Consultores

Figura 4.6 Curvas granulométricas muestras calicatas N°1 y N°2



Fuente: Elaboración propia

## 5 Modelación

El siguiente paso consiste en realizar la modelación del tramo de río a estudiar. Para ello se utilizará el software HEC-RAS el cual es ampliamente utilizado para estudios hidráulicos en cauces naturales de sección no prismática. Este software realiza los cálculos del eje hidráulico mediante el método estándar por pasos o etapas fijas el cual determina mediante aproximaciones sucesivas el nivel de agua en una sección a partir del valor conocido en otra situada a una distancia fija dada.

### 5.1 Información de entrada

#### 5.1.1 Perfiles transversales

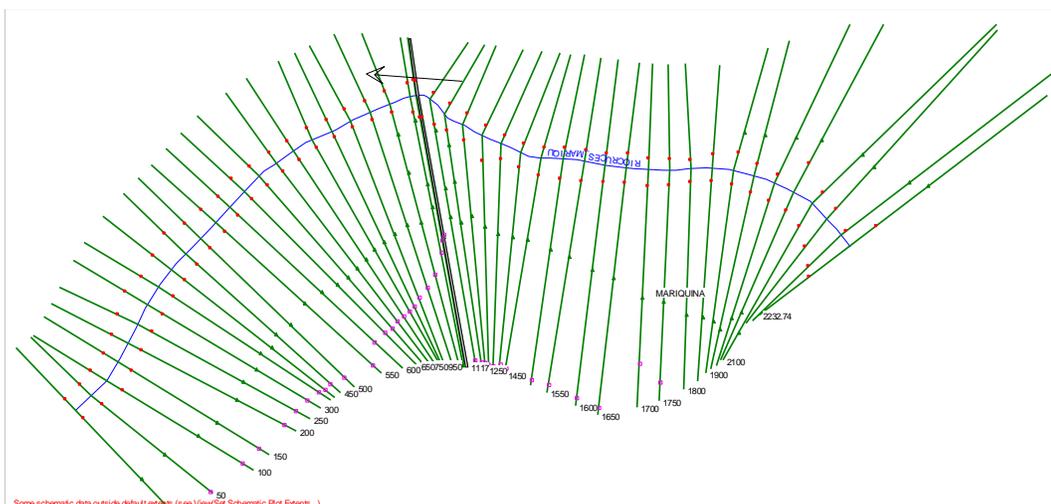
De la batimetría y levantamiento topográfico proporcionado por la DOH en formato CAD se obtuvieron los perfiles transversales. Para ello se empleó el software AutoCAD Civil3D el cual permite extraer de un grupo de curvas de nivel los perfiles necesarios mediante el trazado de polilíneas perpendiculares al eje del río espaciadas entre ellas. De esta manera se obtuvo el conjunto de perfiles transversales que luego se ingresarán al software hidráulico para su modelación. El Manual de carreteras en su apartado 3.707.101 indica que el espaciamiento entre perfiles debe ser de 1 a 1.5 veces el ancho medio del cauce activo del tramo del río a estudiar.

$$\text{Ancho promedio cauce activo} = 60 \text{ [m]}$$

$$\text{Espaciamiento mínimo entre perfiles} = 60 * 1.25 = 75 \text{ [m]}$$

Sin embargo se trazaron perfiles cada 50 metros con el propósito de tener un modelo más cercano a la realidad. Los perfiles se trazaron de tal forma que abarcaran los bordes de las riberas, llanuras de inundación y estructuras presentes en el cauce tal como el puente San José, en el que los perfiles se distribuyeron más cerca entre ellos. En total se obtuvieron 51 perfiles espaciados a 50 metros.

Figura 5.1 Trazado de perfiles transversales



Fuente: Elaboración propia

### 5.1.2 Coeficiente de rugosidad de Manning

El siguiente dato necesario para la modelación es el coeficiente de rugosidad de Manning ( $n$ ). Este coeficiente está involucrado en la ecuación de Manning para escurrimiento uniforme y representa la rugosidad del material en el que se desarrolla el escurrimiento. Chow (1994) señala que existen muchos factores que influyen en la determinación del valor del coeficiente de rugosidad de Manning tales como la rugosidad superficial, vegetación, irregularidad del canal, alineamiento del canal, sedimentación y socavación, obstrucciones, tamaño y forma del canal, nivel y caudal, cambio estacional, material en suspensión y carga del lecho. A causa de la cantidad de factores que influyen en la determinación de  $n$ , Cowan (1956) propuso un método para su determinación en el que utiliza algunos de los factores mencionados más otros que él propuso.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (5.1)$$

Donde:

- $n_0$  = Valor que considera los materiales naturales involucrados
- $n_1$  = Factor que considera el grado de irregularidad
- $n_2$  = Factor que considera las variaciones de la sección transversal
- $n_3$  = Factor que considera las obstrucciones presentes en el cauce
- $n_4$  = Factor que considera la vegetación existente
- $m_5$  = Factor que considera el grado de meandros en el canal

Tabla 5.1 Factores para el cálculo de la rugosidad de Manning por el método de Cowan

Condiciones del Canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	$n_0$	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	$n_1$	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de sección transversal	Gradual	$n_2$	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	$n_3$	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060

Tabla 5.1 (continuación)

Vegetación	Baja	$n_4$	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	$m_5$	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Chow (1994)

Ribera Norte

$$n = (0.020 + 0.005 + 0.005 + 0.010 + 0.010) * 1 = 0.050$$

Ribera Sur

$$n = (0.020 + 0.005 + 0.005 + 0.010 + 0.010) * 1 = 0.050$$

Lecho

$$n = (0.020 + 0.000 + 0.005 + 0.000 + 0.005) * 1 = 0.030$$

### 5.1.3 Condiciones de borde del perfil longitudinal

Para llevar a cabo la modelación es necesario ingresar en el software la condición de borde del tramo en estudio para el contorno aguas arriba y/o aguas abajo dependiendo del régimen de escurrimiento a lo largo del tramo. HEC-RAS necesita esta información para establecer la altura de escurrimiento en ambos extremos del tramo de río. Es así que para un régimen subcrítico, sólo se necesita conocer la condición de borde aguas abajo; en un régimen supercrítico solo es necesario aguas arriba; y para un régimen mixto es necesario en ambos extremos.

El régimen de escurrimiento de este tramo del río es subcrítico por lo que será necesario ingresar una condición de borde aguas abajo del tramo. Dado que el levantamiento topográfico y batimétrico cuenta con la medición del pelo de agua para el día en que se efectuó la campaña se procederá a determinar la pendiente del escurrimiento para emplear como condición de contorno la altura normal aguas abajo del tramo.

Para ello a partir de la fecha de medición de la altura de escurrimiento que corresponde al día 27-09-2011 se procede a determinar el caudal instantáneo promedio medido para ese día en la estación fluviométrica en Rucaco.

Tabla 5.2 Caudales instantáneos río Cruces estación Rucaco 27-09-2011

Hora	Caudal medido (m3/s)	Hora	Caudal medido (m3/s)
0:00	71.07	12:00	68.97
1:00	71.07	13:00	60.75
2:00	71.07	14:00	67.92
3:00	72.17	15:00	68.97
4:00	72.17	16:00	67.92
5:00	70.02	17:00	68.97
6:00	65.81	18:00	70.02
7:00	59.77	19:00	70.02
8:00	70.02	20:00	68.97
9:00	68.97	21:00	70.02
10:00	70.02	22:00	70.02
11:00	68.97	23:00	71.07

Fuente: Elaboración propia. Información tomada de la DGA

De la serie de caudales medidos para ese día, se determina el caudal promedio y luego se transpone al punto de estudio.

$$\text{Caudal instantáneo promedio en estación de medición} = 68.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para la transposición de caudales utilizo la formula 4.17

$$Q_2 = \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^{0.88} * Q_1$$

Donde

$Q_1$  : Caudal en estación de medición

$Q_2$  : Caudal en punto de interés

$A_1$  : Área de drenaje de la cuenca en estación de medición

$A_2$  : Área de drenaje de la cuenca en punto de interés

Tabla 5.3 Caudal transpuesto a zona de estudio

	<b>A</b> [km <sup>2</sup> ]	<b>Q</b> [m <sup>3</sup> /s]
Área y caudal estación Rucaco ( $A_1, Q_1$ )	1740	68.95
Área y caudal zona de estudio ( $A_2, Q_2$ )	1790	<b>70.69</b>

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto el caudal promedio que se utilizará para el cálculo de la pendiente de energía como condición de borde aguas abajo de la zona de estudio será de **70.69 [m3/s.]**

El siguiente paso consiste en determinar la cota del pelo de agua en el punto aguas abajo que se midió en el levantamiento realizado dicho día.

De acuerdo al levantamiento realizado la cota de escurrimiento del pelo de agua corresponde a 17.85 [m].

Esta información se ingresa en el software y se mide la pendiente de la superficie de escurrimiento aguas abajo del tramo.

Al conocer el eje hidráulico arrojado por la modelación inicial se obtiene que la pendiente de la superficie de agua en la zona aguas abajo del tramo en estudio es de 0.0003 es decir de un 0.3%.

Por lo tanto este será el valor de la pendiente de energía que se utilizará como condición de borde aguas abajo para un régimen subcrítico, el cual se espera dado las características geométricas y los caudales para los períodos de retorno mayores

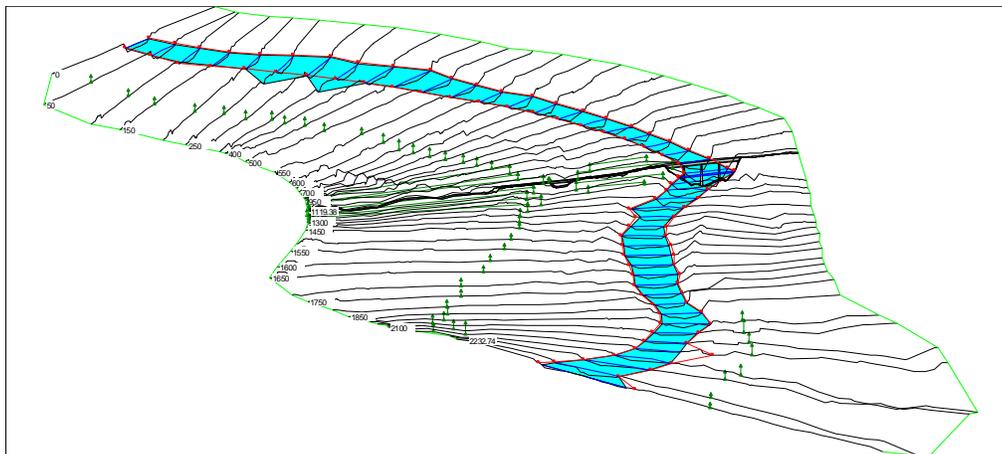
## 5.1.4 Análisis de resultados de la modelación

### 5.1.4.1 Situación actual del río Cruces

Habiendo ingresado todos los datos de entrada para la modelación se procedió a correr el análisis a fin de determinar primeramente si los resultados de la modelación coinciden con el comportamiento del tramo de río principalmente en lo que tiene que ver a las alturas de escurrimiento. Se realizó esta modelación empleando el caudal medido en el día 27-09-2011.

El modelo entregado muestra una buena correspondencia con el comportamiento real para los parámetros ingresados.

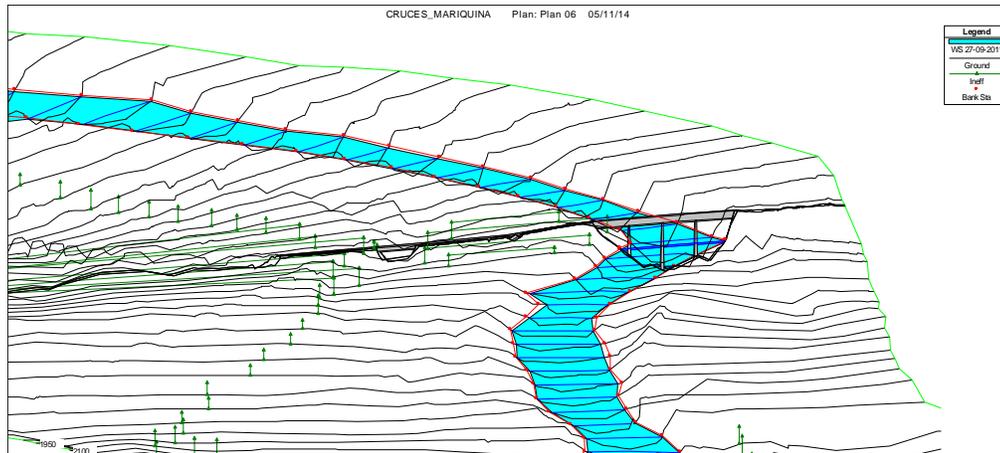
Figura 5.5 Vista 3D río Cruces  $Q=70.69$  [m<sup>3</sup>/s]



*Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS*

En la zona del puente San José se observa un comportamiento similar al observado en terreno.

Figura 5.6 Vista 3D Puente San José  $Q=70.69 \text{ [m}^3\text{/s]}$

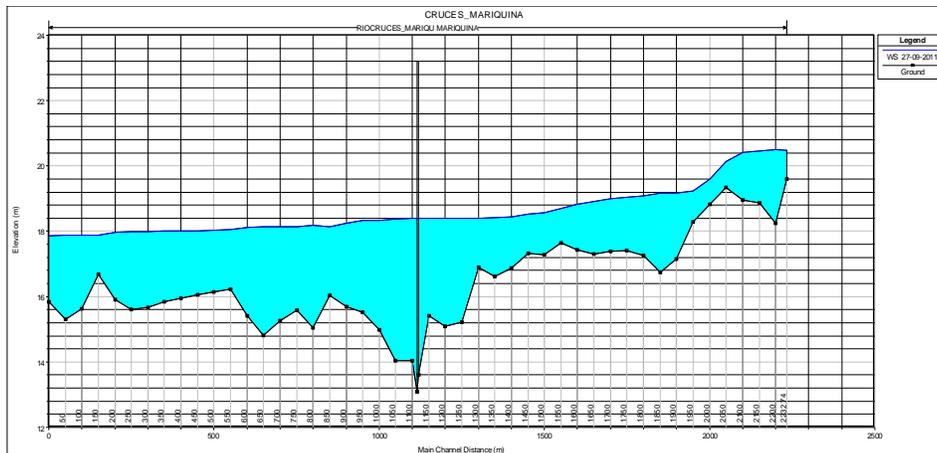


*Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS*

Se puede ver que la modelación realizada primeramente para el caudal medido el día 27-09-2011 que corresponde dentro de los caudales habituales que fluyen durante los períodos de bajas precipitaciones en la cuenca el agua escurre contenida por las riberas y no existen desbordes hacia las llanuras en el modelo ni en la situación observada en terreno.

Lo anterior queda representado mediante el eje hidráulico entregado por el software para la modelación realizada con los parámetros definidos anteriormente.

Figura 5.7 Vista 3D Puente San José  $Q=70.69 \text{ [m}^3\text{/s]}$



*Fuente: Elaboración propia. Perfil generada por HEC-RAS*

Al comparar la cota del escurrimiento de la modelación y la medida para el día del caudal ingresado se aprecia que estas tienen una buena aproximación entre el modelo y la realidad.

Tabla 5.3 Comparación cotas escurrimiento modelación-levantamiento

River Station [m]	Descripción	Cota modelo [m]	Cota medida [m]
0	Aguas abajo	17.80	17.75
1116	Puente San José	18.41	18.50
1876	Aguas arriba	19.17	19.29

Fuente: Elaboración propia

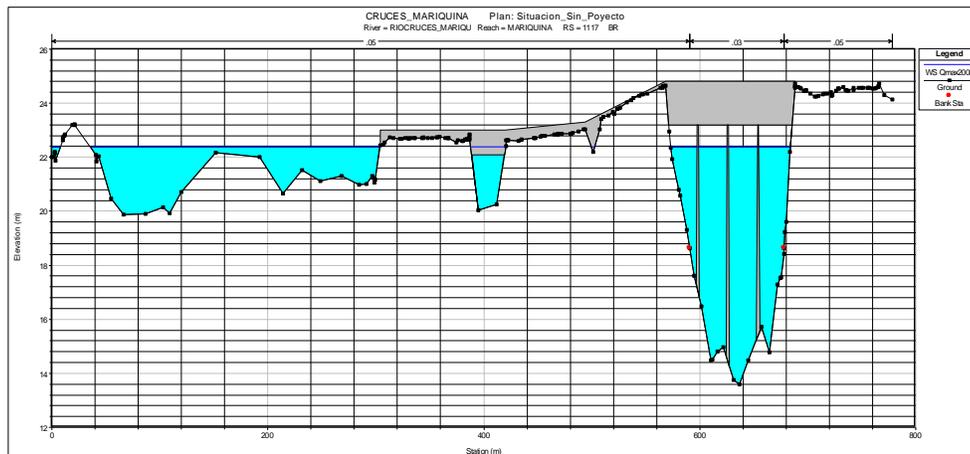
Adicionalmente hay que considerar las características morfológicas del río en este tramo el cual presenta amplias llanuras de inundación lo cual hace necesario verificar que el modelo junto con los parámetros ingresados también represente de manera bastante aproximada el comportamiento del cauce en el escenario de caudales elevados. A causa de esto se recopiló información visual que grafique el comportamiento que tuvo el río durante la mayor crecida registrada en la serie de caudales medidos por la estación Rucaco el cual fue de  $977.37 \text{ [m}^3/\text{s]}$  registrados el año 2008.

Para ello se ingresó el caudal medido en esa fecha y se corrió la modelación a fin de verificar que estará trabajando con un modelo bien ajustado a la realidad. Para ello procederé a comparar registros de video con los resultados obtenidos de la modelación.

- **Puente San José**

Hec-Ras muestra que el caudal medido ese día genera en el perfil 1117 en donde se ubica el puente San José una altura de escurrimiento en la cota 22.38 m la que se encuentra a 60 cm de golpear la viga del puente. El otro puente más pequeño ubicado en el mismo perfil muestra que la altura de escurrimiento golpea la viga de manera que se encuentran en carga.

Figura 6.8 Perfil transversal Puente San José  $Q=977.37 \text{ [m}^3/\text{s]}$



Fuente: Elaboración propia. Perfil generado por HEC-RAS

Los registros de video obtenidos de ese día indican que existe una buena aproximación ya que se aprecia que la altura de escurrimiento está aproximadamente a 50 [cm] de golpear la viga en el puente San José y para el segundo puente (pequeño) el registro muestra que el agua golpea la viga.

Figura 5.9 Registro en imagen crecida máxima río Cruces en agosto 2008  $Q=977.37 \text{ [m}^3/\text{s]}$

Puente N°1 (San José)

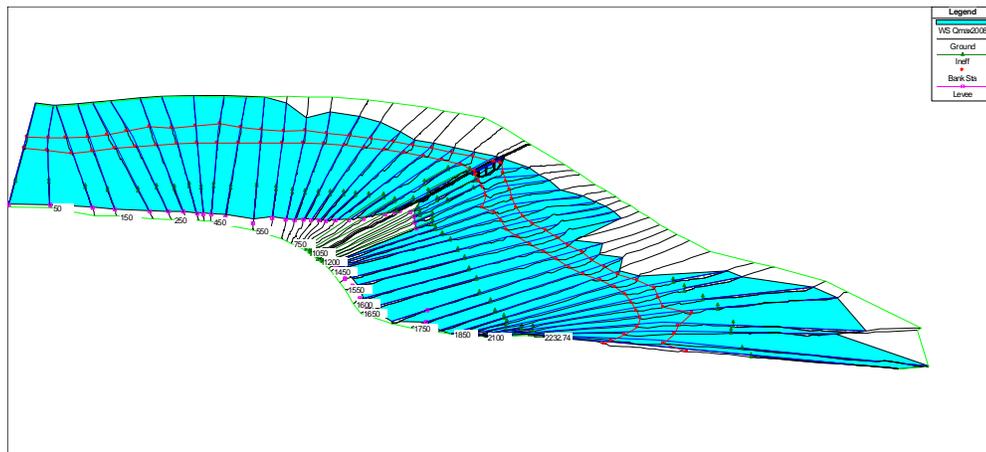
Puente N°2 ("pequeño")



Fuente: Elaboración propia. Registros proporcionadas por habitantes del sector

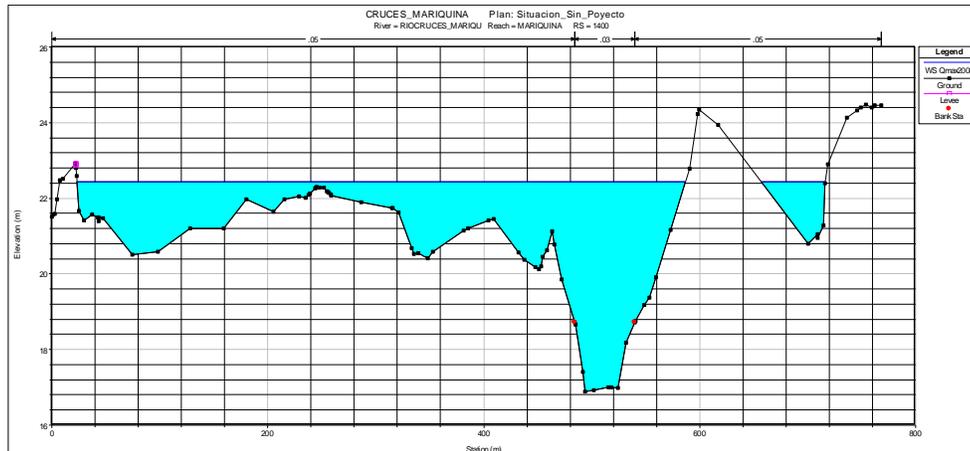
El modelo también muestra que el río desborda por el acceso norte a la ciudad inundando esta ruta en un tramo de 500 [m] alcanzando una altura de escurrimiento máxima de 60 [cm] por sobre la calzada.

Figura 5.10 Vista 3D modelación para crecida máxima río Cruces en agosto 2008  $Q=977.37 \text{ [m}^3/\text{s]}$



Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS

Figura 5.10 Perfil transversal 1400 (acceso norte) crecida máxima río Cruces en agosto 2008  $Q=977.37 \text{ [m}^3/\text{s]}$



*Fuente: Elaboración propia. Perfil generada por HEC-RAS*

En este caso los registros muestran la misma situación arrojada por la modelación en donde la imagen muestra el acceso norte cubierto de agua.

Figura 5.11 Inundación ruta T-20 accesos a la ciudad Crecida máxima agosto 2008

Acceso norte

Acceso sur



*Fuente: Elaboración propia. Registros proporcionadas por habitantes del sector*

De acuerdo a los testimonios obtenidos de personas del sector se sabe que el acceso sur a la ciudad también fue inundado. El modelo no muestra esta situación debido a que esto no se debió directamente a un desborde del cauce por sobre el tramo de camino mencionado sino que fue a causa de la acumulación de agua en el terreno comprendido entre las rutas T-20 y T-205 que se produjo por el desborde del río aguas arriba por el acceso norte que obligó a las aguas retenidas desbordar por sobre el acceso sur para retornar nuevamente al cauce principal.

Figura 5.12 Trazado del escurrimiento e inundación de las rutas de acceso a la ciudad en la crecida del 2008

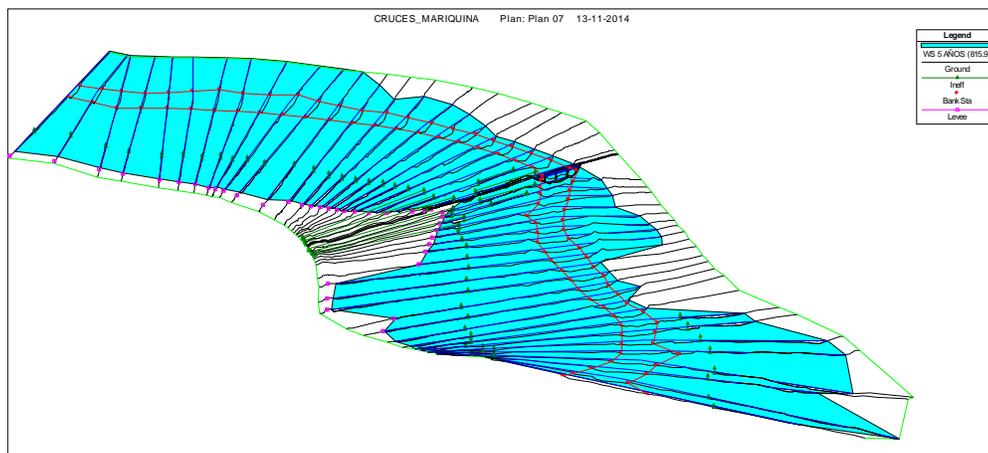


Fuente: Elaboración propia. Imagen tomada de Google Earth

### 5.1.5 Proyección de caudales

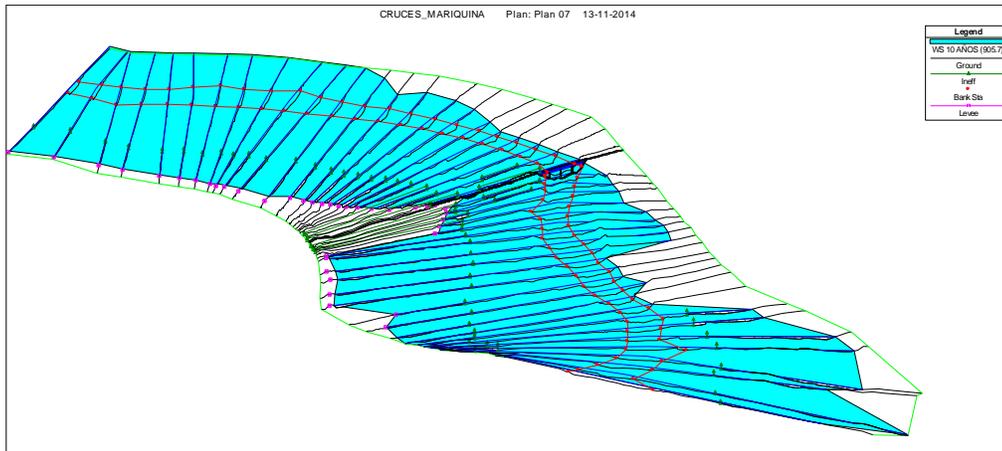
Teniendo un modelo ajustado a la realidad y los caudales para cada uno de los períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años determinados por el estudio hidrológico, ahora podemos proyectar los escenarios que se esperarán para estos caudales de crecida en lo que tiene que ver principalmente con las zonas susceptibles de inundación por desbordes del cauce. El objetivo de este será determinar dichas zonas y proponer distintas soluciones convenientes y posibles de realizar considerando la experiencia internacional y las recomendaciones encontradas en la bibliografía que fueron expuestas anteriormente.

Figura 5.13 Río Cruces escenario T=5 años (815.9 m<sup>3</sup>/s)



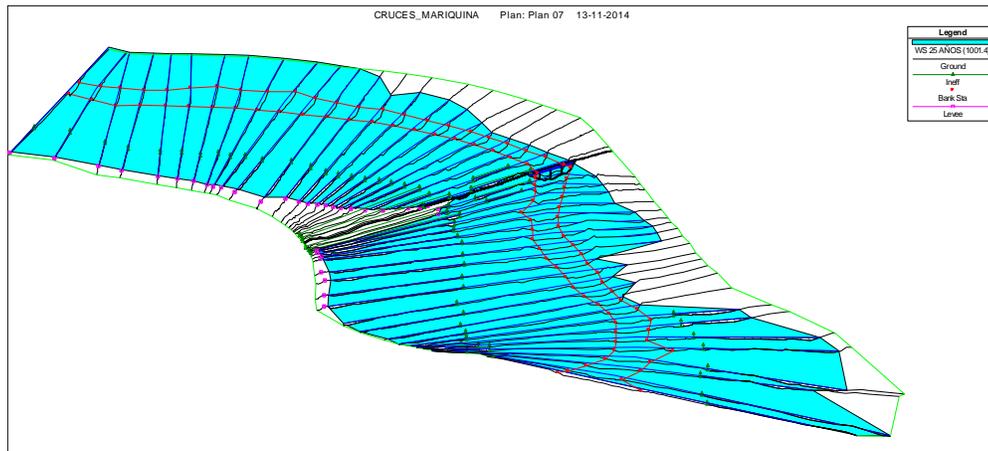
Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS

Figura 5.14 Río Cruces escenario T=10 años (905.7 m<sup>3</sup>/s)



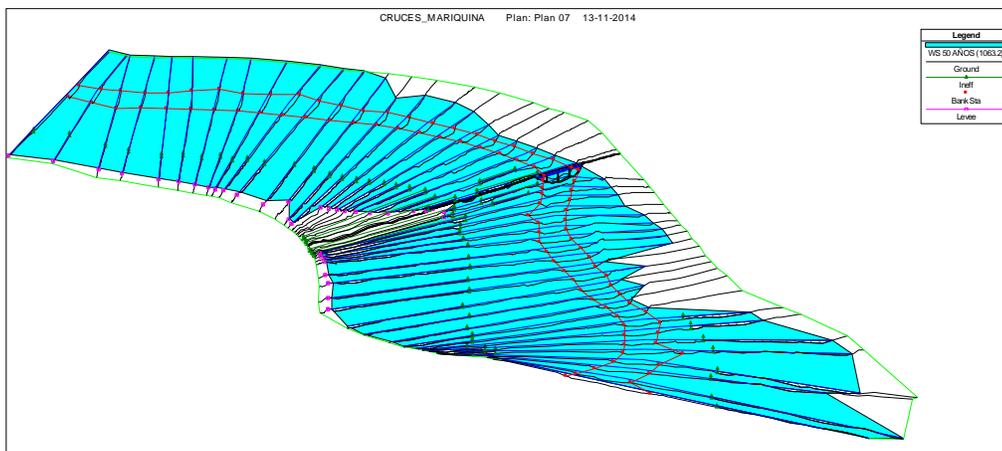
*Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS*

Figura 5.15 Río Cruces escenario T=25 años (1001.4 m<sup>3</sup>/s)



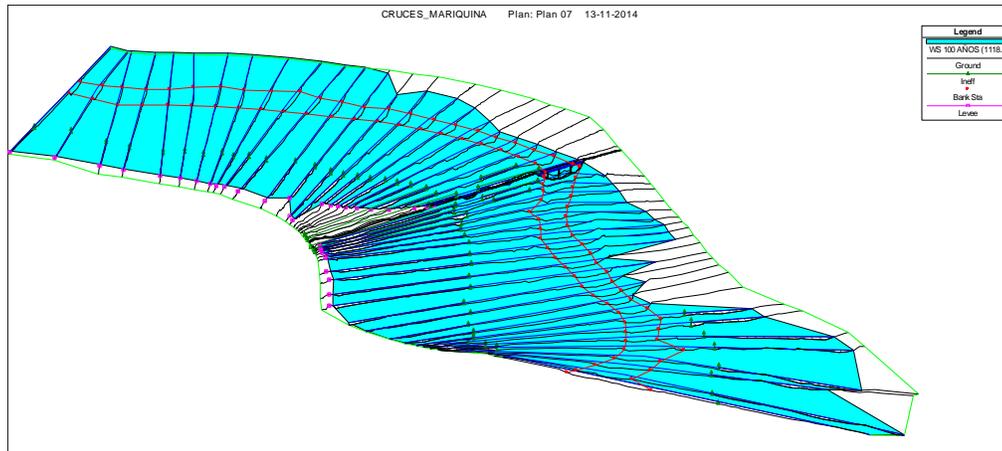
*Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS*

Figura 5.16 Río Cruces escenario T=50 años (1001.4 m<sup>3</sup>/s)



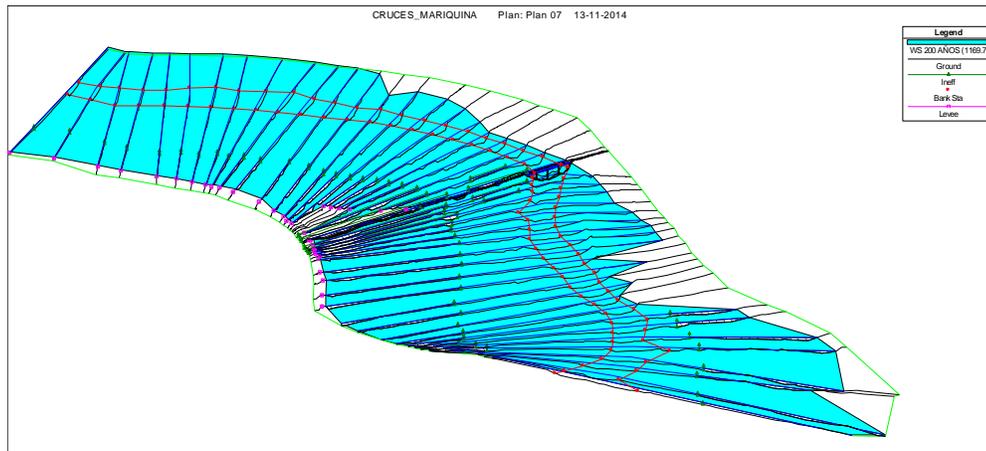
*Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS*

Figura 5.17 Río Cruces escenario T= 100 años (1118.8 m<sup>3</sup>/s)



*Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS*

Figura 5.18 Río Cruces escenario T= 200 años (1169.7 m<sup>3</sup>/s)



*Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS*

### 5.1.6 Análisis de resultados

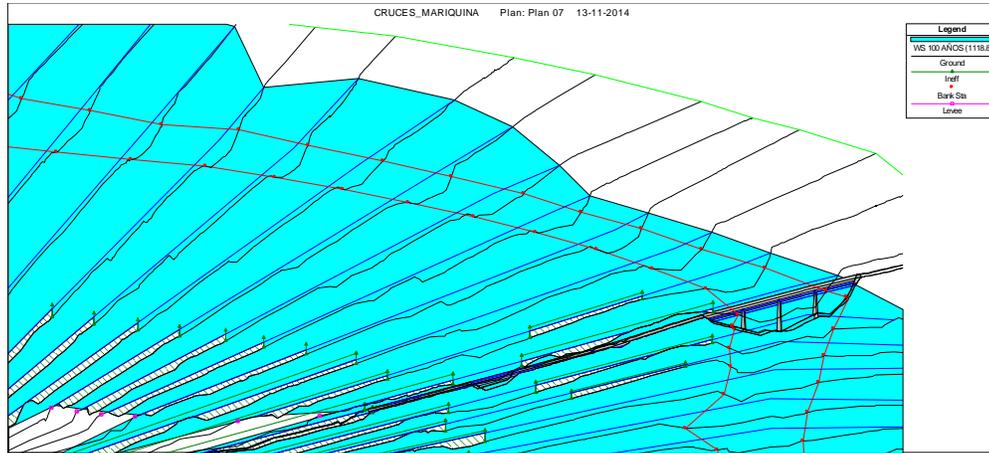
Teniendo los resultados de la modelación para los distintos períodos de retorno procedo a analizarlos a fin de determinar las áreas que se ven afectadas por los aumentos de caudal.

Nos enfocaremos en analizar la situación de cada una sólo para la crecida de 100 y 200 años ya que representan las situaciones más desfavorables dentro de lo que exige el Manual de Carreteras tanto para defensas de riberas, caminos y puentes que son las obras presentes en el área de estudio.

Para llevar a cabo el análisis dividiré el enfoque por áreas u obras de interés a fin de llevar a cabo un análisis más objetivo. De esta manera distinguiré las siguientes áreas u obras de interés que analizaré a fin de determinar si se ven o no afectadas por las crecidas del Cruces.

- **San José de la Mariquina**

Figura 5.19 Vista 3D Ribera norte aguas abajo del puente N°1 correspondiente al emplazamiento de la calle Gustavo Exss caudal T= 100 años

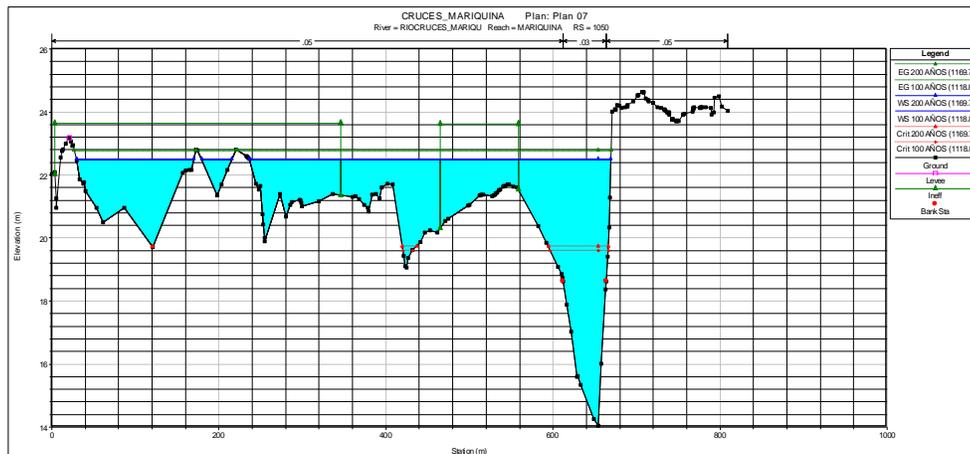


Fuente: Elaboración propia. Vista generada por HEC-RAS

Se observa que la zona de la ciudad emplazada sobre la ribera norte se encuentra protegida de posibles desbordes del río ante la crecida de 100 años e incluso la de 200 años.

Se puede visualizar en los perfiles 1050 y 950, a continuación, que existe una revancha en promedio de 1.5 m respecto de la altura de escurrimiento y la cota de la ribera norte inmediatamente aguas abajo del puente San José. Esta zona era de interés ya que inmediatamente sobre esta ribera se encuentra la calle Gustavo Exss.

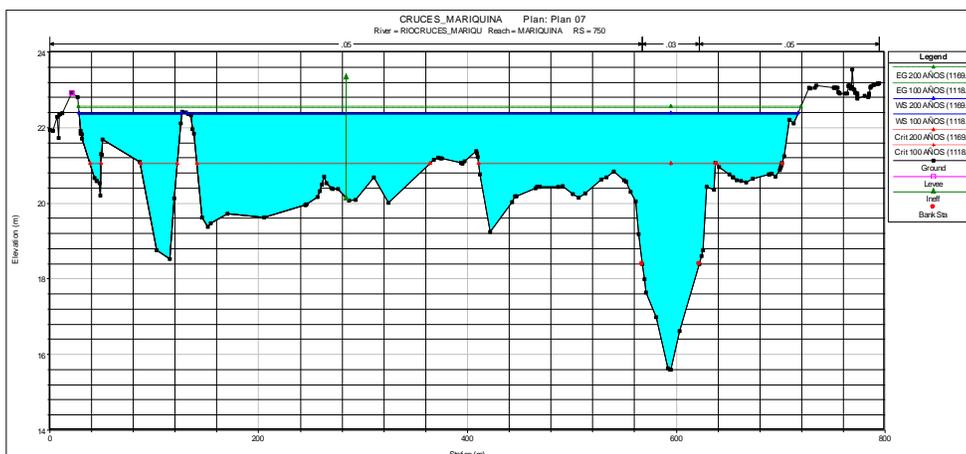
Figura 5.20 Perfil transversal 1050 (inmediatamente aguas abajo puente N°1) caudal T= 100 años y T=200 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Un poco mas aguas abajo el río desborda en un tramo en que la ribera disminuye su altura, sin embargo esta área no se encuentra habitada ni existen estructuras que pudieran verse afectadas. Esto se puede apreciar en los perfiles 750 mostrado a continuación.

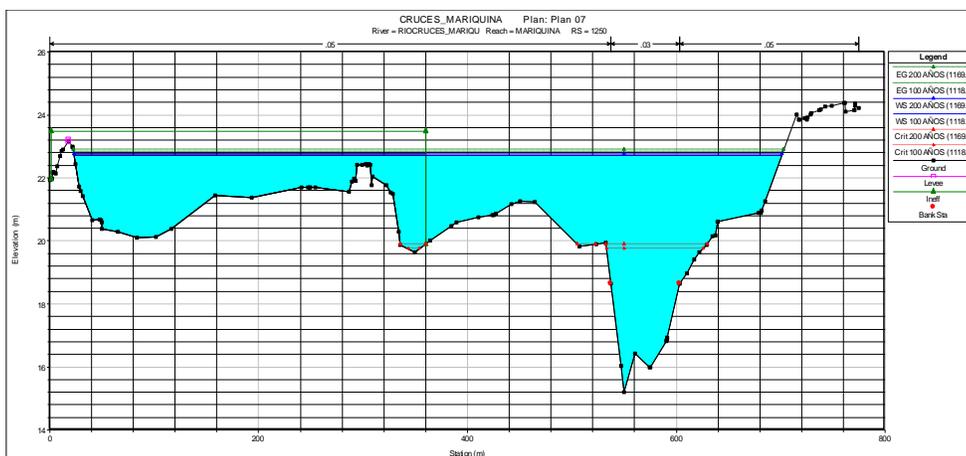
Figura 5.21 Perfil transversal 750 (aguas abajo puente N°1) caudal T=100 años y T=200 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Aguas arriba del puente San José tampoco se aprecian alturas de escurrimiento que sobrepasen la cota de la ribera sobre la que se ubica la ciudad. Esto se puede observar en el perfil 1250 donde se verifica revanchas de 1.5 m en promedio.

Figura 5.22 Perfil transversal 1250 (aguas arriba puente N°1) caudal T=100 años y T=200 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

- **Puente San José y puente pequeño**

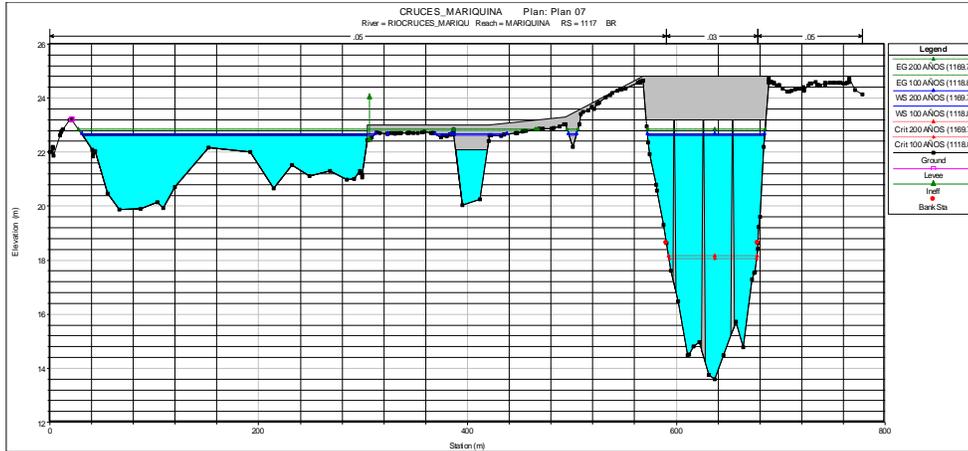
Se observa que el puente San José para las alturas de escurrimiento de 100 y 200 años no entra en carga. El gálibo para el caudal de 100 años, es de aproximadamente 60 cm.

Para el puente pequeño ubicado en el mismo eje la situación es diferente ya que tanto para las crecidas de 100 y 200 años el agua golpea la viga con una altura de escurrimiento de 50 cm por sobre la cara inferior de la viga. Esta situación puede llegar a comprometer la funcionalidad de la estructura considerando además que esto ocurre para caudales desde los 5 años de período de retorno, es decir que mucha frecuencia.

Se observa también en el modelo que la vía (ruta T-20) que conecta ambos puentes, para la crecida centenaria y la de 200 años, la cota de la superficie de agua alcanza casi exactamente la cota de la calzada. Por lo que considerando que estamos trabajando con

un modelo, que se trata de aproximar en mayor a menor medida a la realidad, podemos decir de manera conservadora que esta estructura posiblemente se verá afectada por las crecidas mencionadas.

Figura 5.23 Perfil transversal Puente N°1 (Puente San José) caudal T= 100 años y T= 200 años

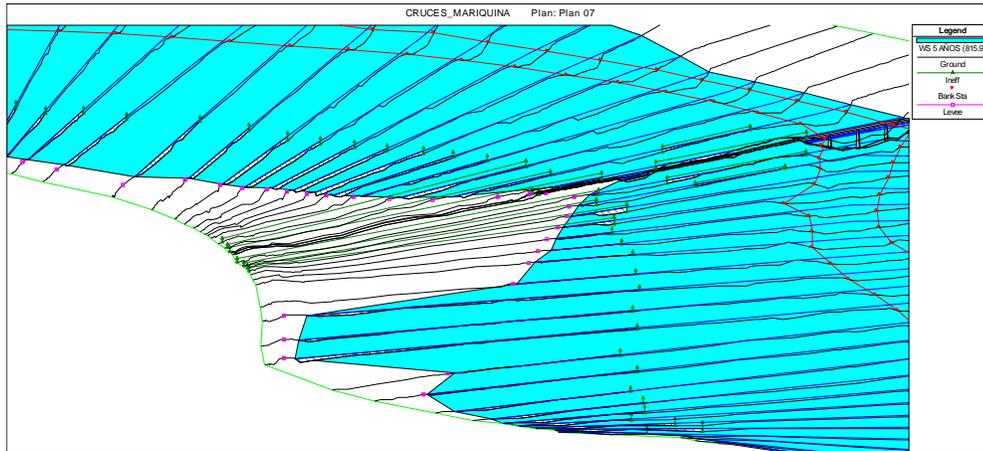


Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

- Ruta T-20 y T-205

Se observa que la ruta T-20 en su acceso norte a la ciudad, ya desde el caudal de 5 años de período de retorno el río desborda a lo largo de un tramo de 200 metros aproximadamente en donde se alcanzan alturas de escurrimiento del orden de 20 a 25 cm sobre la calzada, lo que coincide también con los registros y testimonios de los habitantes de la zona. El río al desbordar en esta zona atraviesa la ruta e inunda el área comprendida entre esta y la T-205.

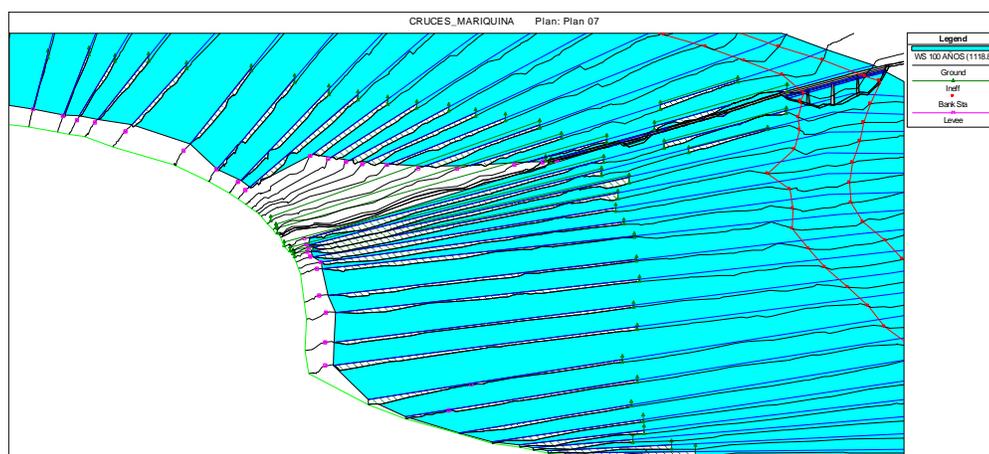
Figura 5.24 Vista 3D accesos norte y sur caudal T= 5 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Para caudales mayores (100 años) se observa en el acceso norte que la longitud del tramo inundado así como las alturas de escurrimiento por sobre la calzada aumentan cubriendo un tramo de 550 m de longitud y alturas máximas de 80 cm para la crecida centenaria. En tanto para el acceso sur en la misma ruta se observa que el río desborda cubriendo un tramo de aproximadamente 200 metros alcanzado alturas de escurrimiento de 20 a 25 cm por sobre la calzada.

Figura 5.24 Vista 3D accesos norte y sur caudal T = 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Paralelamente se observa que la ruta T-205 no se ve sobrepasada para las crecidas de 100 y 200 años. Es interesante ver que esta vía actúa como una defensa fluvial que evita que más extensión de terreno sea inundada en donde existen gran cantidad de viviendas habitadas.

- **Llanuras de inundación ribera sur**

Como se ha mencionado anteriormente en la ribera sur existe una amplia extensión de llanuras de inundación. Se observa que desde el caudal de 5 años de período de retorno el río ya desborda sobre este terreno. Esta situación se encuentra integrada en el consciente colectivo de la comunidad de Mariquina, razón por la que en estos terrenos no se llevan a cabo actividades agrícolas, ni existen estructuras humanas dado la alta frecuencia con la que se suceden estos eventos que llegan a ser en la práctica de manera anual.

- **Resumen proyección de caudales**

Tabla 5.4 Cuadro resumen Zona/Obra/Estructura afectadas por crecidas

Zona/Obra/Estructura	200 años	100 años	50 años	25 años	10 años	5 años
San José de la Mariquina	No	No	No	No	No	No
Puente San José	No	No	No	No	No	No
Ruta T-205	No	No	No	No	No	No
Ruta T-20 (acceso puentes)	Si	Si	No	No	No	No
Ruta T-20 (acceso sur)	Si	Si	Si	No	No	No
Puente Pequeño	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Ruta T-20 (acceso norte)	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Llanuras de inundación (ribera sur)	Si	Si	Si	Si	Si	Si

Fuente: Elaboración propia

En resumen podemos ver que las obras y zonas afectadas por las crecidas del río Cruces son:

- Puente Pequeño

- Ruta T-20 (acceso sur)
- Ruta T-20 (acceso norte)
- Ruta T-20 (acceso puentes)
- Llanuras de inundación

## 5.2 Alternativas de defensas

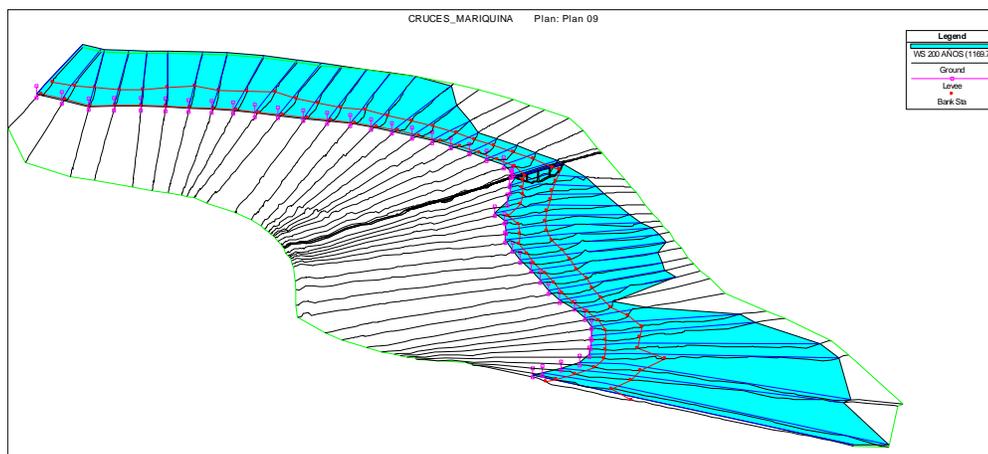
A continuación se propondrán distintas alternativas con el objetivo de proteger las zonas y estructuras que se ven afectadas por las crecidas de acuerdo a los resultados entregados por la modelación y que se vieron en el punto anterior. Cada alternativa será ingresada en la modelación y se analizarán los resultados para el caudal de 100 años de período de retorno a fin de determinar su conveniencia desde el punto de vista hidráulico.

### 5.2.1 Alternativa 1

Esta alternativa consiste en la construcción de defensas fluviales en la ribera sur. Se buscará a través de ello proteger todas las obras y zonas afectadas por las crecidas.

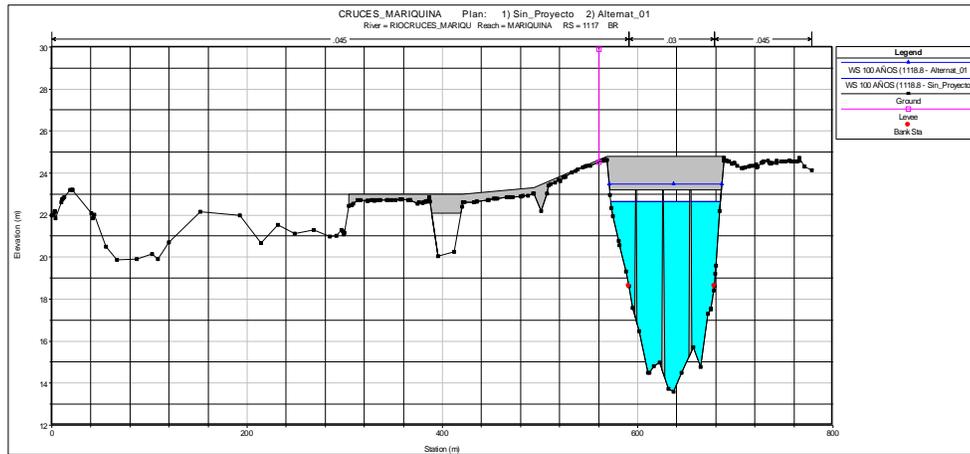
Al observar la modelación podemos ver que las defensas ayudan a evitar que el río desborde sobre la ribera sur lo cual cumple con el objetivo de esta alternativa. Al analizar la altura de escurrimiento logramos ver respecto de la situación original, la modelación de esta alternativa produce aumentos de alturas máximas y mínimas de 80 cm y 40 cm respectivamente las cuales no sobrepasa la ribera norte en donde se ubica la ciudad de San José. Sin embargo el aumento de esta medida ocasiona que el puente San José entre en carga al sobrepasar en 33 cm la cota de la cara inferior de la viga produciéndose el golpeo de esta por el flujo del caudal. Esta situación no es deseable ya que podría comprometer la integridad de la estructura al estar sometido a cargas horizontales por el mismo flujo y el atoramiento de escombros flotantes que siempre son arrastrados por las crecidas.

Figura 5.25 Vista 3D modelación alternativa 1 caudal T=100 años



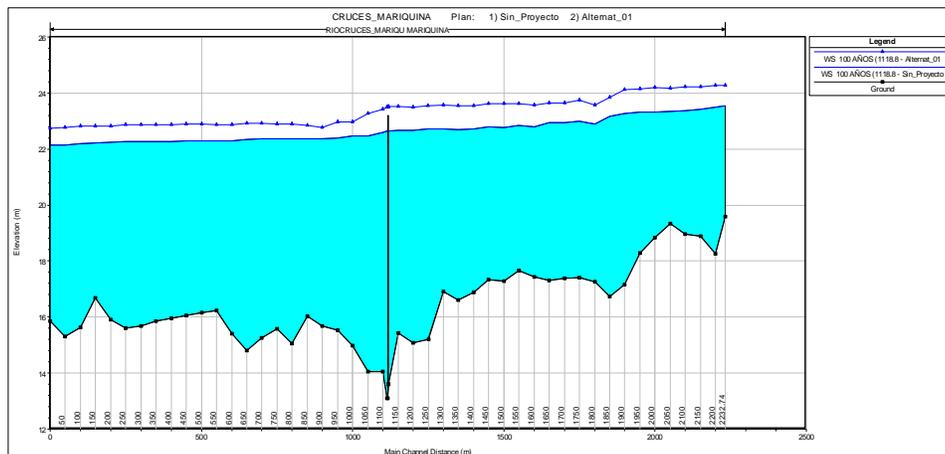
Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Figura 5.26 Perfil transversal puente N°1 comparación situación sin proyecto y alternativa 1 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Figura 5.27 Eje hidráulico comparación situación sin proyecto y alternativa 1 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

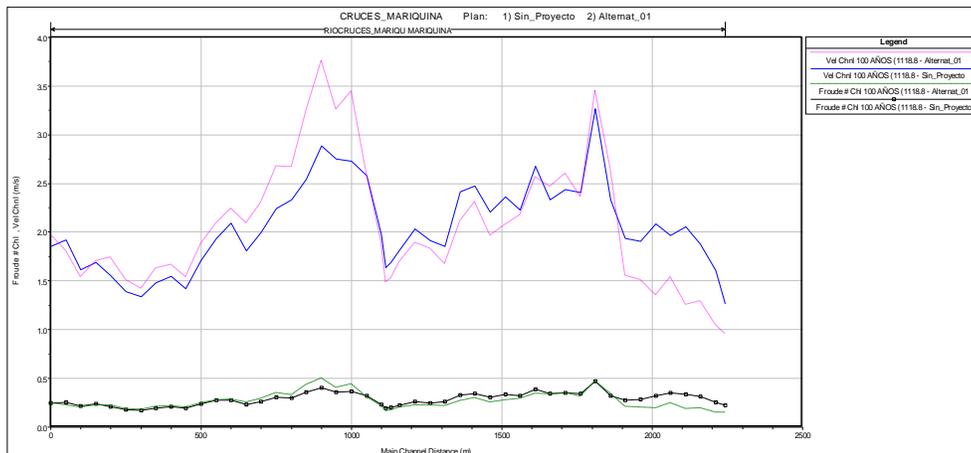
Al observar otras variables hidráulicas como la velocidad de escurrimiento y el número de Froud vemos que la primera en general a lo largo del eje hidráulico tiende a aumentar para la modelación de esta alternativa en 0.3 m/s y en un máximo de 1.58 m/s en el perfil 900. Por otra parte al analizar el número de Froud se concluye que al aplicarse la alternativa 1, el régimen de escurrimiento mantiene su condición subcrítica con valores de  $F < 1$  respecto de la situación sin proyecto.

El aumento de las velocidades de escurrimiento respecto de la situación sin proyecto en magnitudes iguales a casi el doble hace preveer que al presentarse una crecida centenaria será probable que en los tramos en donde se presenta esta situación habrán fenómenos de erosión o degradación del lecho y/o riberas que alterarán la morfología natural del cauce, trasladando nuevos problemas como embancamientos de sedimentos a otras zonas aguas abajo.

Por otro lado la experiencia internacional, como ya se ha señalado, aconseja, especialmente en el caso de cauces con llanuras de inundación, evitar el “encajonamiento” ya que esto alteraría la morfología y dinámica natural.

Por lo tanto esta alternativa no sería a la primera que optaría por lo descrito anteriormente.

Figura 5.28 Gráfico comparativo velocidades de escurrimiento situación sin proyecto y alternativa 1 caudal T= 100 años



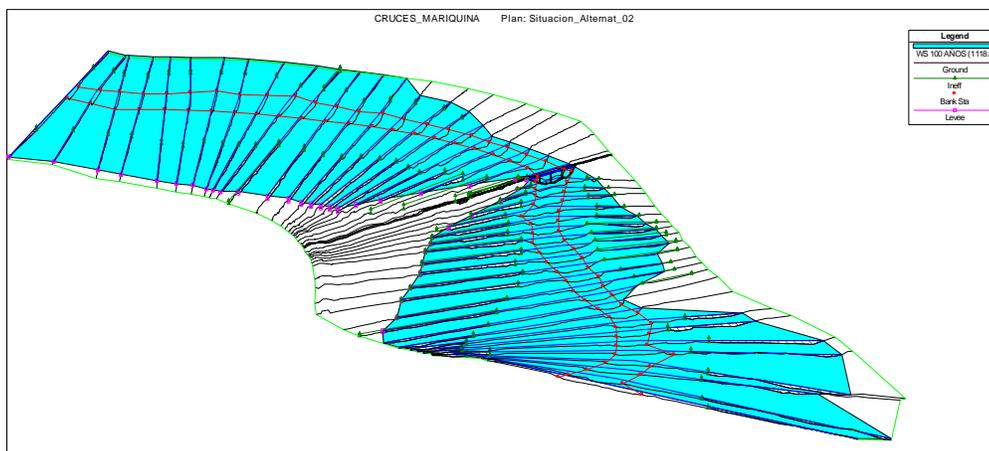
Fuente: Elaboración propia. Gráfico generado por HEC-RAS

### 5.2.2 Alternativa 2

Otra opción es, con el propósito de modificar la morfología o dinámica del río lo menor posible, mantener las llanuras de inundación como zonas de inundación para los caudales calculados desplazando las defensas hacia el exterior de la ribera sur, protegiendo sólo las rutas T-20, T-205 y el acceso a la ciudad a través del puente San José.

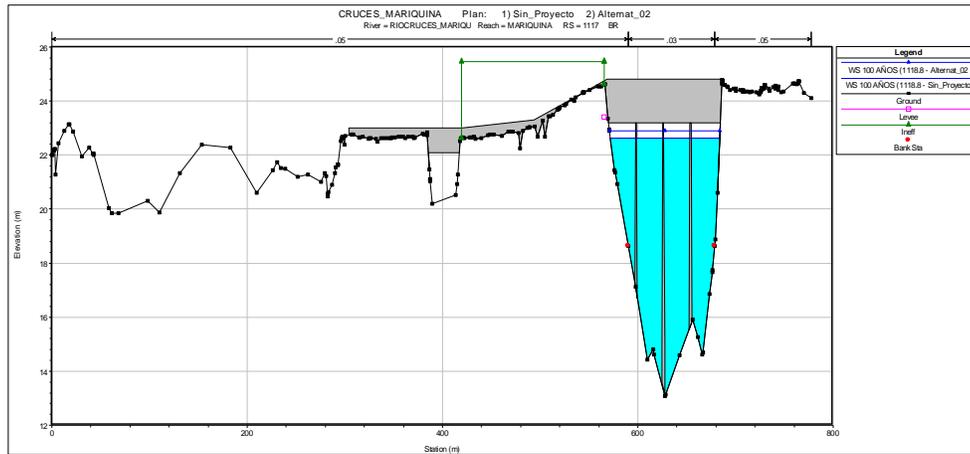
Los resultados del modelo muestran que la alternativa cumple con el objetivo de proporcionar protección a las estructuras de interés manteniendo las llanuras de inundación como parte de la morfología del cauce. Al analizar las alturas de escurrimiento podemos ver que respecto de la situación original o sin proyecto, la modelación de esta alternativa produce aumentos de alturas máximas y mínimas de 40 cm y 25 cm respectivamente. A diferencia de lo que ocurre en el puente San José con la alternativa 1, el modelo muestra que la altura de escurrimiento es 30 cm menor que la cara inferior de la viga por lo que no alcanza a entrar en contacto con la superestructura. Esta situación es favorable ya que ante una crecida centenaria la integridad de la estructura no tendrá riesgos de verse comprometida.

Figura 5.29 Vista 3D modelación alternativa 2 caudal T= 100 años



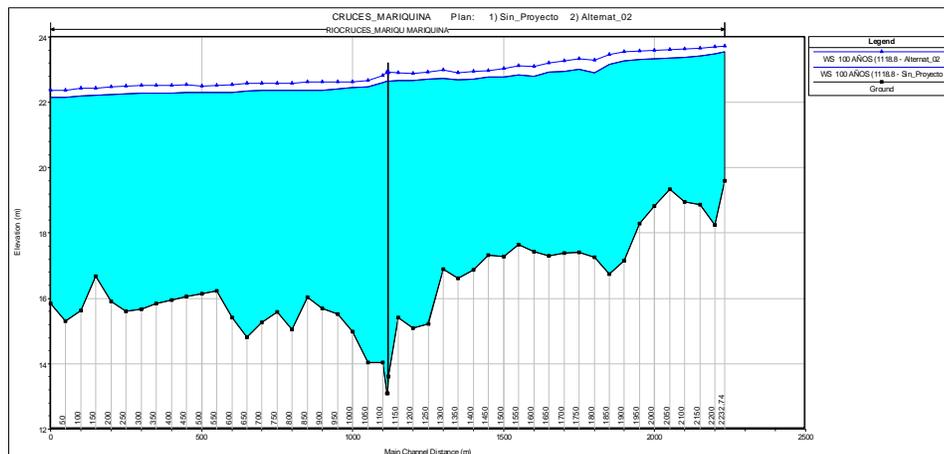
Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Figura 5.30 Perfil transversal puente N°1 comparación situación sin proyecto y alternativa 2 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Figura 5.31 Eje hidráulico comparación situación sin proyecto y alternativa 2 caudal T= 100 años

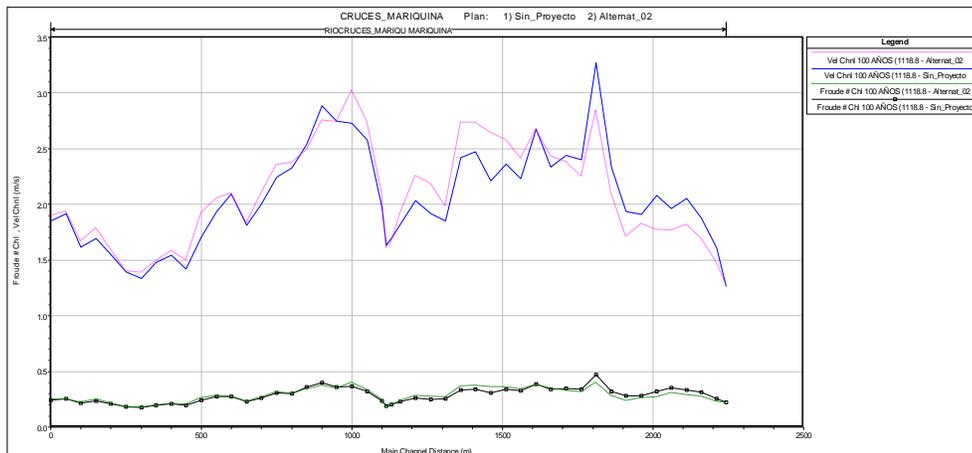


Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Al observar otras variables hidráulicas vemos que el máximo aumento de velocidad en el canal principal ocurre en el perfil 1450 registrándose un aumento en 0.66 m/s (19%) y a lo largo del cauce en 0.16 m/s (promedio). Al analizar el número de Froude, se observa que el régimen de escurrimiento mantiene su condición subcrítica con valores de  $F < 1$  respecto de la situación sin proyecto.

Tal como se buscaba, esta alternativa está en concordancia con la experiencia internacional que busca que las intervenciones en cauces alteren en la menor manera la morfología y dinámica natural. Por lo tanto esta alternativa perfectamente podría ser utilizada como elección.

Figura 5.32 Gráfico comparativo velocidades de escurrimiento situación sin proyecto y alternativa 2 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Gráfico generada por HEC-RAS

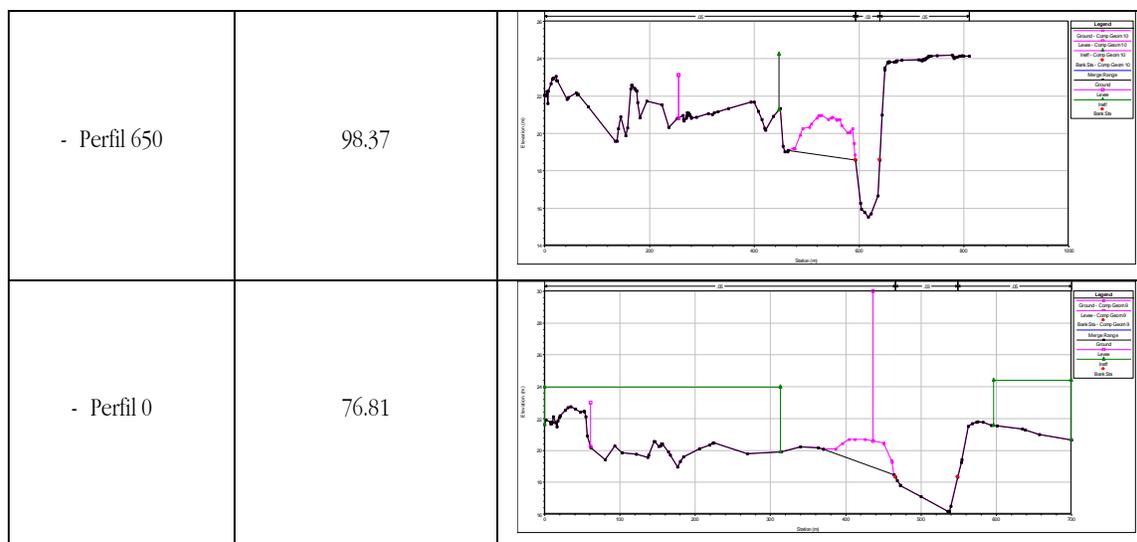
### 5.2.3 Alternativa 3

Hemos visto en las alternativas anteriores que las variables hidráulicas que en definitiva determinan la conveniencia de una u otra alternativa corresponde a la altura de escurrimiento especialmente bajo el puente San José, que las velocidades de escurrimiento a lo largo del tramo completo de río no varíen en demasía, que se mantenga el régimen subcrítico de escurrimiento y que la Se sabe que al ser el régimen de escurrimiento subcrítico los parámetros hidráulicos de aguas arriba quedan condicionados por los de aguas abajo. De esta manera se propone otra alternativa orientada a 2 obras que aprovechen esta característica que se da en escurrimientos de río.

Dado que al aumentar el parámetro geométrico del área de escurrimiento de aguas abajo del puente, disminuye la altura de escurrimiento aguas arriba, se propone excavar la ribera sur del río, aguas abajo del puente San José entre los perfiles 0 al 50 y del 200 al 1000, a fin de aumentar el área de escurrimiento para las crecidas máximas.

Tabla 5.5 Muestra de perfiles transversales modificados vista comparativa situación sin proyecto y alternativa 3

Perfil transversal	Área de corte perfil [m <sup>2</sup> ]	Vista perfil transversal (comparativa)
- Perfil 1000	125.4	



Fuente: Elaboración propia. Vista perfiles generada por HEC-RAS

Tabla 5.6 Áreas reducción de perfiles transversales y volúmenes de extracción alternativa 3

Perfil transversal	Área de la sección [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Perfil transversal	Área de la sección [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> ]
1000	125.4		450	29.12	1829
950	96.27	4433.4	400	73.18	2046
900	79.53	3516	350	61.72	2698
850	91.33	3417.2	300	52.25	2279.4
800	127.3	4372.6	250	42.26	1890.2
750	149.1	5528	200	48.67	1818.6
700	124.5	5472	150	71.73	2408
650	98.37	4457.4	100	0	1434.6
600	90.63	3780	50	0	0
550	123.2	4276.6	0	76.81	1536.2
500	62.33	3710.6		<b>Total</b>	<b>60903.8</b>

Fuente: Elaboración propia

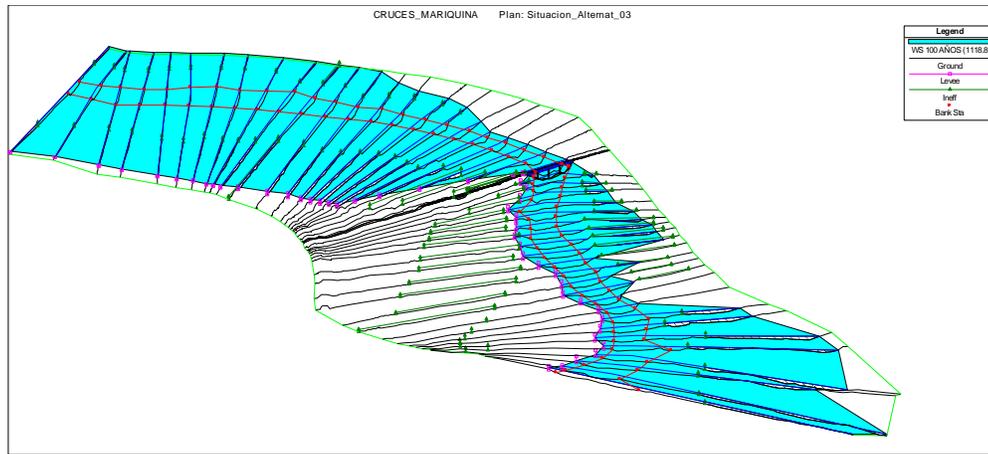
Como manera de aprovechar la llanura fluvial en la margen sur aguas arriba del puente, para el desarrollo de actividades agrícolas, ganaderas o forestales, se propone acercar las defensas fluviales ubicándolas como se propuso en la alternativa 1, inmediatamente sobre la ribera sur aguas arriba del puente San José. Dado que el flujo se desarrolla en régimen subcrítico, como se mencionó, se espera que no aumente la altura de escurrimiento bajo el puente lo cual será favorable para esta alternativa.

Las defensas aguas abajo del puente mantendrán la ubicación propuesta en la alternativa 2.

La modelación de esta alternativa muestra que las modificaciones hechas permiten tener aumentos de alturas de escurrimiento mucho menores que las que se calcularon para las otras alternativas. Por ejemplo, en el puente San José la altura de escurrimiento

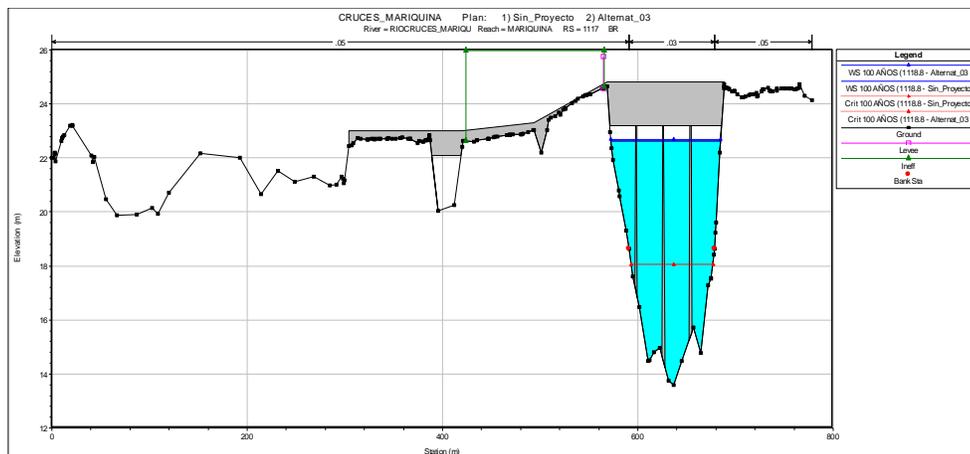
será 5 cm mayor que la que se espera para la situación natural del cauce. Esto es un aumento 6 y 14 veces menor que las alternativas 1 y 2 respectivamente. De esta manera la altura libre al fondo de vigas es de 55 cm.

Figura 5.33 Vista 3D modelación alternativa 3 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

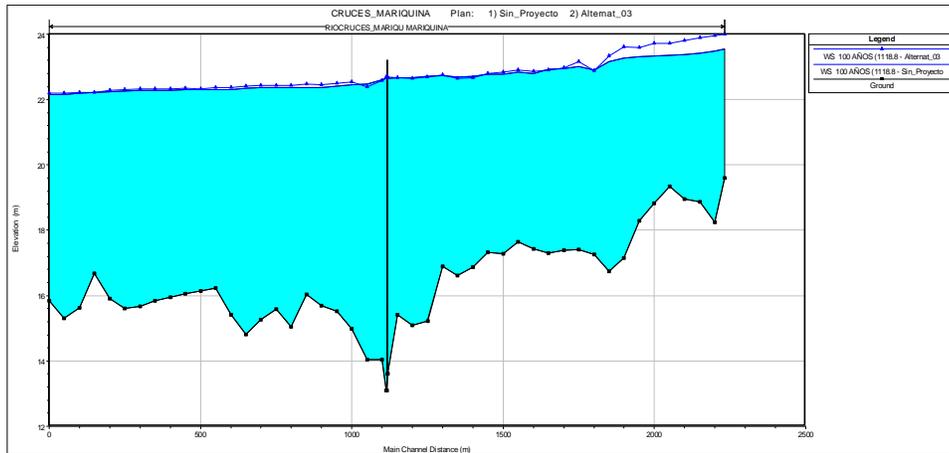
Figura 5.34 Perfil transversal puente N°1 comparación situación sin proyecto y alternativa 3 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Al analizar el eje hidráulico se observa que en general las alturas de escurrimiento desde aguas abajo hasta el perfil 1800 son aproximadamente iguales a las medidas para la situación sin proyecto. Sin embargo a partir de este perfil se observa que las alturas comienzan a aumentar. Esta situación nos hace prever que hacia aguas arriba del tramo en estudio las alturas de escurrimiento aumentarán debido a la contracción del cauce por la ubicación de las defensas aguas arriba del puente. Como se ha mencionado, un régimen de escurrimiento subcrítico queda condicionado por aguas abajo, por lo que si bien es cierto esta alternativa entrega buenos resultados para el tramo estudiado, es de esperar que aguas arriba se produzcan aumentos de alturas de escurrimiento que podrían producir desbordes que antes no sucedían lo que se traduciría en daños en propiedades privadas, públicas o zonas agrícolas, ganaderas o forestales ubicadas en áreas que actualmente no experimentan daños por la crecida centenaria.

Figura 5.35 Eje hidráulico comparación situación sin proyecto y alternativa 3 caudal T=100 años

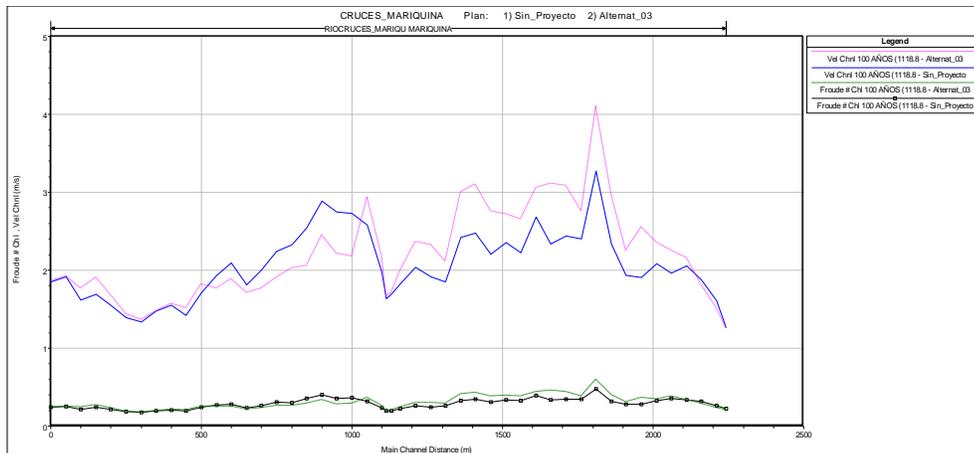


Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Al analizar el perfil de velocidades a lo largo del canal principal vemos que desde el puente San José hacia aguas arriba las velocidades aumentan respecto de la situación sin proyecto. El aumento máximo se produce en el perfil 1950 en donde se registra un aumento de un 34%. Hacia aguas abajo del puente se observa que las velocidades en general disminuyen en un máximo de 20% en los perfiles 1000 a 1050.

Al analizar el régimen de escurrimiento se observa que se mantiene un régimen subcrítico con números de Froud  $< 1$ .

Figura 5.36 Gráfico comparativo velocidades de escurrimiento situación sin proyecto y alternativa 3 caudal T=100 años



Fuente: Elaboración propia. Gráfico generada por HEC-RAS

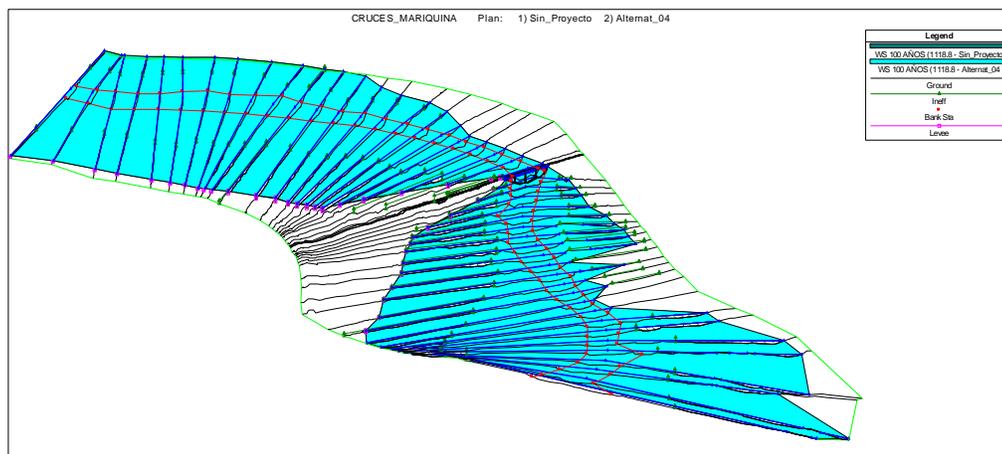
## 5.2.4 Alternativa 4

Debido a que los ríos son un sistema dinámico en los que debido a acciones externas se producen cambios o modificaciones generalmente a mediano y largo plazo, esta alternativa busca evitar que esto ocurra. Por lo que se propone mantener las llanuras de inundación como terrenos inundables para los caudales máximos, pero sin dejar desprotegidas las vías de acceso norte y sur a la ciudad, las que como ya hemos visto son inundadas a partir del período de retorno de 5 años. Esta alternativa mantiene la

ubicación de las defensas tal como se propuso en la alternativa 2, pero además se añade lo propuesto en la alternativa 3 referente al aumento del área de escurrimiento a través de la excavación en la ribera sur lo cual se vio que dio buenos resultados en la disminución de las alturas de escurrimiento desde el puente San José hacia aguas arriba.

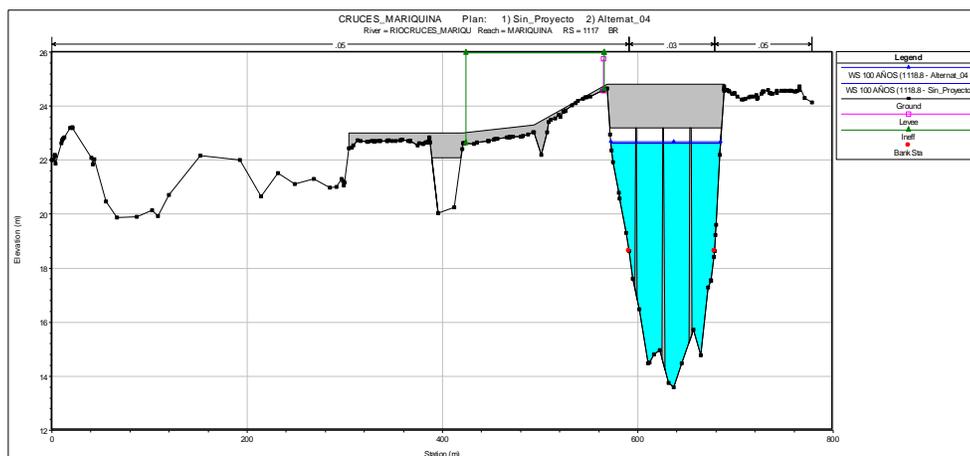
Al comparar este escenario con el actual en base a los resultados entregados por el software se observa que las alturas de escurrimiento a lo largo del eje hidráulico en general no varían con respecto a la situación sin proyecto. Bajo el puente la altura libre al fondo de vigas es de 52 cm. Entre los perfiles 0 y 1450 las alturas son prácticamente iguales sin embargo a partir de este último se observa un leve aumento que se desarrolla hacia aguas arriba el cual no alcanza a ser mayor a 20 cm.

Figura 5.37 Vista 3D modelación alternativa 4 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

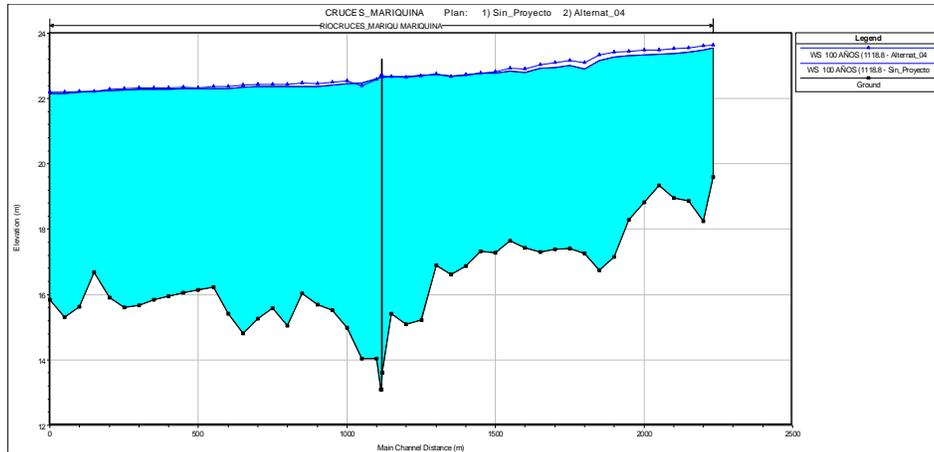
Figura 5.38 Perfil transversal puente N°1 comparación situación sin proyecto y alternativa 4 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Figura 4.4 Calicata N°1 ribera norte

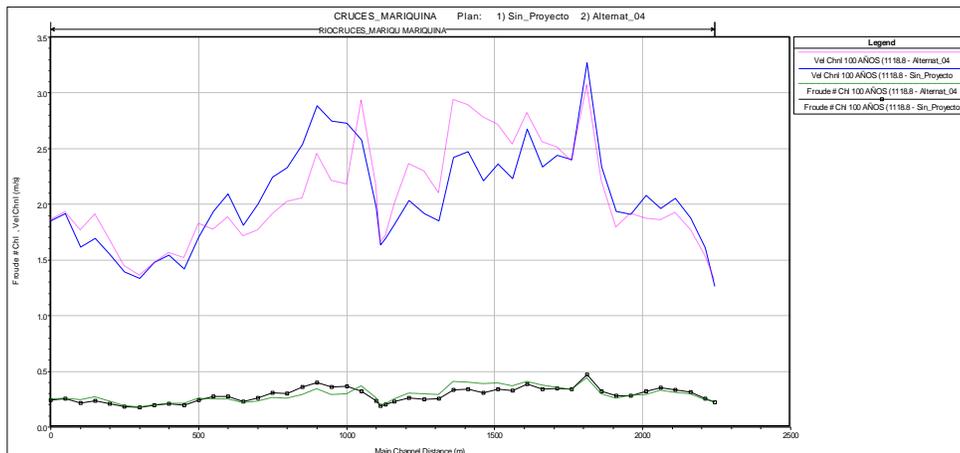
Figura 5.39 Eje hidráulico comparación situación sin proyecto y alternativa 4 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Imagen generada por HEC-RAS

Al analizar el perfil de velocidades a lo largo del canal principal vemos que desde el perfil 1050 hacia aguas arriba las velocidades aumentan respecto de la situación sin proyecto. El aumento máximo se produce en el perfil 1450 en donde se registra un aumento de un 26%. Hacia aguas se observa que las velocidades en general disminuyen en un máximo de 20%. Al analizar el régimen de escurrimiento se observa que se mantiene un régimen subcrítico con números de Froud  $< 1$ .

Figura 5.40 Gráfico comparativo velocidades de escurrimiento situación sin proyecto y alternativa 4 caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Gráfico generada por HEC-RAS

### 5.3 Elección de alternativa

Habiendo modelado las cuatro alternativas y analizado los resultados para cada una de ellas comparándolos con los que se obtuvieron para el escenario actual del río, podemos concluir que la alternativa 4 se ajusta mejor ya que las variaciones en los parámetros hidráulicos respecto de la situación sin proyecto para la crecida centenaria son menores que para las demás alternativas. Además la alternativa seleccionada brinda mayor seguridad de que la altura de escurrimiento en el puente San José no entre en contacto con su superestructura.

Se considera que la intervención estructural seleccionada mantiene mayormente intacta las planicies de inundación lo cual no ocasionará efectos adversos que desequilibren el régimen hidráulico así como la dinámica de sedimentos característica del río.

## 6 Diseño de Defensas Fluviales

### 6.1 Localización en planta

Para nuestro caso, cuando la defensa longitudinal tiene por objeto proteger contra inundaciones se debe extender a lo largo de todo el tramo de ribera que se desea proteger.

### 6.2 Terraplén de respaldo

El terraplén constituye el núcleo de la obra de defensa; es la estructura hecha con material de relleno donde se apoya la coraza. Dicho relleno debe ser de una geometría regular y el material utilizado en su construcción podrá ser de tipo fluvial, de desecho de cantera o provenir de otra fuente siempre y cuando se encuentre libre de materias vegetales, de residuos orgánicos u otros que afecten la estabilidad del terraplén. Dicho relleno debe realizarse por capas compactadas mediante el paso de maquinaria pesada u otro medio de compactación, pero no requiere mayores especificaciones en cuanto a la densidad de compactación alcanzada, ya que en general no se trata de un elemento estructural, salvo que su altura amerite un análisis de estabilidad especial. Respecto de este tema Vide (2003) señala que una de las cuestiones más importantes, por sus repercusiones económicas y ambientales es de dónde se toma el material del terraplén de respaldo. Existen obras de encauzamiento con volúmenes de excavación, en el cauce proyectado, suficientes para formar las defensas, pero lo que se hace difícil de aceptar es una excavación del cauce proyectado, con la única finalidad de proveer de material a la obra. En el contexto de ríos medianos y pequeños, sería preferible tomar el material fuera del ámbito fluvial (pero es más caro) y en todo caso en la llanura de inundación antes que en el cauce principal. Si la llanura es valiosa, puede realizarse un recorte, rebaje o berma (figura 6.1) alternadamente en uno y otro lado y proyectar luego una renaturalización. Siempre es más económico un rebaje ancho y somero en la llanura porque evita los problemas de la estabilidad de taludes y de alto nivel freático en la excavación.

Figura 6.1



*Fuente: Vide (2003)*

Por lo tanto de acuerdo a estas recomendaciones y por un tema económico se propone utilizar el mismo material que compone la ribera sur del cauce aguas abajo del puente San José, el que de acuerdo a la alternativa seleccionada (alternativa 4) debe ser extraído a fin de aumentar el área mojada  $\Omega$ .

De acuerdo a la descripción visual de la muestra de la calicata N°2 el tipo de suelo que compone la planicie de inundación en cuestión, a partir de una profundidad de 1.5 [m] correspondiente a un material sedimentario de origen fluvial que se clasifica como suelo tipo GP (clasificación USCS).

### 6.3 Coraza de protección

Corresponde a la parte de la defensa expuesta directamente al escurrimiento y su principal función es proteger de la erosión el talud del pretil. Dependiendo del material a utilizar la coraza puede ser permeable o impermeable.

Para las defensas longitudinales que se diseñarán existen distintos tipos de elementos constructivos posibles de utilizar para la materialización de la coraza de protección. Entre ellos se destacan los enrocados. Estos elementos son ampliamente usados en la construcción de obras de defensa fluvial. Su uso ha sido destinado principalmente a la materialización de corazas o armaduras de taludes (MOP, 2002).

Los enrocados pueden ser más económicos que otros tipos de elementos y además presentar ventajas tales como las siguientes (MOP, 2002):

- Ser elementos versátiles que permiten la construcción de estructuras flexibles, las que aceptan mejor los asentamientos.
- Ser más fácilmente reparables frente a daños locales.
- Ser más fáciles de construir, salvo excepciones, pues no requieren disponer de equipos especializados o de sistemas constructivos especiales para su colocación.
- Su apariencia es natural por lo cual no altera el paisaje en forma significativa.
- El crecimiento de vegetación entre las rocas ayuda a su apariencia natural y consolidación.

Otro tipo de coraza usualmente utilizada es el conglomerado fluvial. Esta es una protección de bajo costo ya que para su materialización se emplea el material pétreo existente en el lugar o una fuente de empréstito. En general, el material debe ser seleccionado para eliminar los tamaños menores que pueden ser fácilmente arrastrados por la corriente.

En vista de las ventajas otorgadas por estos materiales y a la experiencia en su utilización se opta por emplear como corazas de protección material de enrocado.

Para dimensionar el peso del enrocado de la coraza de una defensa longitudinal en una ribera puede emplearse la fórmula del California Highway Division (CHD) de los EEUU que se define de la siguiente forma:

$$W = \frac{0.0113 * s * V^6}{[(S-1) \sin(\theta - \phi)]^3} \quad (6.1)$$

Donde:

$W$  = Peso enrocado [Kg]; aproximadamente el 70% de las unidades deben tener un peso igual o mayor que

$W$ .

$s$  = Peso específico o densidad relativa al agua del enrocado (2.65 máximo).

$V$  = Velocidad media de escurrimiento [m/s].

$\theta$  = Angulo de reposo del enrocado ( $^{\circ}$ ).

$\varphi$  = Angulo de inclinación del talud ( $^{\circ}$ ) medido con respecto a la horizontal ( $<90^{\circ}$ ).

Asignando los valores correspondientes a cada parámetro según la situación modelada tenemos que:

$$s = \frac{2.65}{1.1} = 2.41$$

$$\theta = 45^{\circ}$$

$$\varphi = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2}\right) = 26.57^{\circ}$$

Las velocidades que se desarrollan en las planicies de inundación, en las zonas más alejadas de los márgenes inmediatos del cauce principal, se consideran como áreas de escurrimiento inefectivo, es decir, áreas en que las velocidades son muy bajas incluso tendiendo a ser nulas. Esta situación se presenta en la margen sur donde como se ha visto la totalidad de ella corresponde a este tipo de ribera. Dada esta situación se espera que las velocidades de escurrimiento que estarán en contacto con las defensas más alejadas del canal principal sean muy bajas por lo que esperamos que incluso no sea necesario la utilización de enrocados como coraza protectora. Hec-Ras calcula el perfil de velocidades de cada sección transversal dividiendo la sección en 3 áreas, izquierda del canal principal, canal principal, derecha del canal principal, calculando de esta manera la velocidad promedio de cada área. De esta forma la velocidad que se empleará en el cálculo para la coraza protectora de las defensas que se emplazarán en las planicies de inundación corresponderá a la calculada para la margen izquierda del perfil respectivo. En los perfiles en que las defensas se ubicarán más próximas al canal principal se empleará la velocidad que calcula el programa para el canal principal.

Velocidad máxima medida en el canal principal entre los perfiles 1050 al 1300 es de 2.93 m/s.

$$W = \frac{0.0113 * 2.41 * 2.93^6}{[(2.41 - 1) \sin(45^{\circ} - 26.57^{\circ})]^3} = 194.5$$

Por lo tanto el peso del enrocado que se debe utilizar en este tramo es de 195 [Kg].

La velocidad máxima medida en la margen izquierda del canal principal entre los perfiles 0 al 1000 y 1350 al 2232.74 es de 1.06 [m/s].

$$W = \frac{0.0113 * 2.41 * 1.06^6}{[(2.41 - 1) \sin(45^{\circ} - 26.57^{\circ})]^3} = 0.44$$

Por lo tanto el peso del enrocado que se debe utilizar en este tramo es de 0.44 [Kg].

Pesos máximos calculados según tramo de perfiles transversales.

Perfil 0-1000, 1350-2232.74 : 0.440 [Kg]

Perfil 1050-1300 : 194.5 [Kg]

Para el caso de las defensas entre los perfiles 1050 y 1300, la coraza debe estar constituida por enrocado que de acuerdo a lo que indica el MC debe ser de clase II.

Tabla 6.1 Clases de enrocados

Clase I	Enrocado de diámetro nominal	$\leq 400$ mm
	Peso	$\leq 100$ Kg
	Velocidad local admisible	$\leq 3$ m/s
Clase II	Enrocado de diámetro nominal	$\leq 500$ mm
	Peso	$\leq 200$ Kg
	Velocidad local admisible	$\leq 4$ m/s
Clase III	Enrocado de diámetro nominal	$\leq 750$ mm
	Peso	$\leq 600$ Kg
	Velocidad local admisible	$\leq 4.5$ m/s

*Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2012)*

Se concluye que la roca a utilizar como coraza de protección deberá tener como mínimo rocas de **200 [Kg]** y **500 [mm]** de diámetro. En relación al espesor que debe tener la coraza, el Manual de Carreteras recomienda que este deba ser al menos de dos capas traslapadas para que si hay pérdidas de material, no se produzca una falla masiva de la protección. Entre el material de la coraza y la base de apoyo se deberá colocar un filtro geotextil cuyo propósito será evitar que las partículas finas del terraplén de respaldo migren a través de los huecos de la coraza por la succión producida por la corriente. Adicionalmente se deberá colocar una capa de material fluvial o camada de apoyo sobre el filtro geotextil a objeto de evitar el contacto directo del enrocado con este último y evitar así la rotura de la tela durante la colocación de cada bloque de roca, por lo que esta capa será de 20 [cm] de espesor.

Como era de esperar, el peso del enrocado necesario para las defensas que se ubicarán al interior de las planicies de inundación es muy bajo, por lo que sería innecesaria la utilización de este tipo de coraza por lo menos en estos tramos ya que implicaría un costo elevado sin existir la necesidad de ello.

El manual de carreteras señala que entre los materiales para corazas usualmente usados se encuentra el conglomerado fluvial. Esta es una protección de bajo costo ya que para su materialización se emplea el material pétreo existente en el lugar o una fuente de empréstito. En general, el material debe ser seleccionado para eliminar los tamaños menores que pueden ser fácilmente arrastrados por la corriente (MOP, 2012).

Se requerirá por tanto determinar el diámetro apropiado para el material no cohesivo a utilizar y la fuerza tractiva permisible o crítica para dicho diámetro. Luego se determinará a partir de este ultimo valor la velocidad máxima que no causará erosión en la coraza protectora de la defensa y se comparará con la velocidad media de escurrimiento para cada sección en donde se empleará al material de coraza.

Cuando el agua fluye en un canal, se desarrolla una fuerza que actúa sobre el lecho de éste en la dirección del flujo. Esta fuerza, la cual es simplemente el empuje del agua sobre el área mojada se conoce como fuerza tractiva. Luego, el valor promedio de la fuerza tractiva por unidad de área mojada conocido como fuerza tractiva unitaria  $\tau_o$  está dada por (Chow, 2004)

$$\tau_o = w * R * S \quad (6.2)$$

Donde

$w$  : Peso unitario del agua.

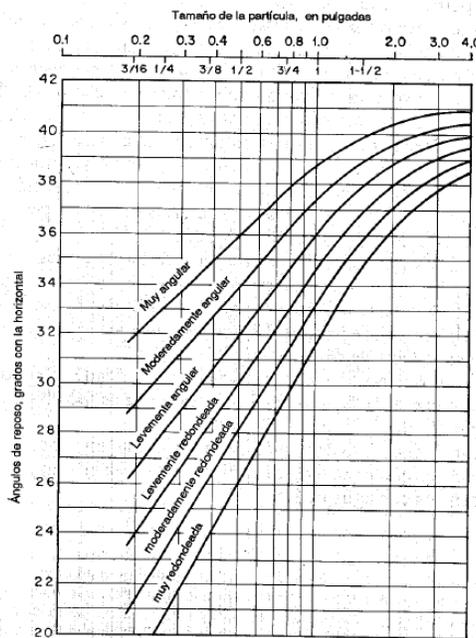
$R$  : Radio hidráulico.

$S$  : Pendiente del canal.

Chow (2004) señala que la experiencia ha demostrado que en canales reales conformados con materiales gruesos no cohesivos, las partículas pueden soportar valores sustancialmente más altos que las fuerzas críticas medidas en laboratorios. Como la fuerza tractiva permisible es el criterio de diseño para condiciones de campo, el valor permisible puede tomarse menor que el valor crítico. La determinación de la fuerza tractiva permisible se basa en el tamaño de la partícula para materiales no cohesivos y en la compactación o relación de vacíos para materiales cohesivos.

De acuerdo al siguiente monograma preparado por el U.S Bureau of Reclamation, que muestra los valores del ángulo de reposo para materiales no cohesivos, para un ángulo de reposo  $\theta$  igual a  $30^\circ$  (H:V = 1.7:1) tenemos un tamaño de partícula de 0.84 [pulg] ó 21.33 [mm] considerando una partícula muy redondeada. El diámetro referido es el diámetro de partícula para el cual el 25% (en peso) del material es mayor.

Figura 7.2 Ángulos de reposo para materiales no cohesivos



Fuente: U.S Bureau of Reclamation

Por otro lado el ángulo de la pendiente lateral  $\phi$  de la defensa corresponde a una relación H:V = 2:1 es  $26.56^\circ$ .

A partir de estos dos ángulos se determina la relación de fuerzas tractivas K entre la fuerza tractiva unitaria  $\tau_S$  que causa el movimiento de la partícula en una superficie inclinada y la fuerza tractiva  $\tau_L$  que causa el movimiento de la partícula en una superficie plana. Esta relación está dada por la siguiente ecuación presentada por el U.S. Bureau of Reclamation.

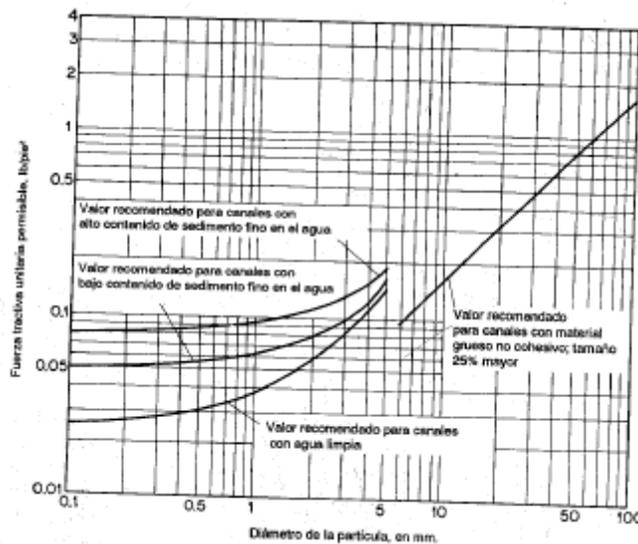
$$K = \frac{\tau_S}{\tau_L} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}} \quad (6.3)$$

Reemplazando tenemos que

$$K = \frac{\tau_S}{\tau_L} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 26.56^\circ}{\sin^2 30^\circ}} = 0.448$$

Para materiales gruesos no cohesivos, con un factor de seguridad suficiente, el Bureau recomienda un valor tentativo para la fuerza tractiva permisible, el [libras/pie<sup>2</sup>], igual a 0.4 veces el diámetro en pulgadas de una partícula para la cual el 25% (en peso) del material es mayor. Esta recomendación se muestra como una línea recta en la siguiente tabla de diseño.

Figura 6.3 Fuerzas tractivas unitarias permisibles recomendadas para canales en materiales no cohesivos



Fuente: U.S Bureau of Reclamation

Para un tamaño de partícula de 0.8 [pulg] tenemos que la fuerza tractiva unitaria permisible  $\tau_L$  en el fondo del canal es igual a

$$\tau_L = 0.4 * 0.8 = 0.320 \left[ \frac{lb}{pie^2} \right]$$

$$\tau_L = 0.320 \left[ \frac{lb}{pie^2} \right]$$

Utilizando la relación de fuerzas tractivas K podemos determinar la fuerza tractiva unitaria permisible  $\tau_S$  en la superficie inclinada

$$\tau_S = K * \tau_L = 0.448 * 0.320 = 0.143 \left[ \frac{lb}{pie^2} \right]$$

$$\tau_S = 0.143 \left[ \frac{lb}{pie^2} \right]$$

Conociendo la tensión tractiva unitaria permisible para la superficie inclinada de la defensa, recurrimos a la tabla de “Velocidades permisibles en canales” propuesta por Fortier y Escobey (1925) en donde además se han incluido para cada material los valores convertidos para las fuerzas tractivas permisibles correspondientes. En ella buscaremos que el tipo de material propuesto provea una fuerza tractiva admisible mayor o igual a  $\tau_S$  calculado y que a la vez la velocidad permisible sea mayor o igual a la velocidad máxima en la margen izquierda del canal principal calculada en el modelo.

Dado que el material propuesto tiene un diámetro de partícula de 21.33 [mm], de acuerdo a la norma ASTM D2487, este corresponde a grava gruesa. Luego nos dirigimos a la tabla de velocidades permisibles, buscamos el tipo de material para esta clasificación y chequeamos que se cumpla lo mencionado en el párrafo anterior. Para nuestra situación, tenemos que la velocidad permisible que le corresponde a este material es igual a 1.83 [m/s] (6 [pies/s]) y la fuerza tractiva igual a 0.67 [lb/pie<sup>2</sup>] para agua que transporta limos coloidales, lo cual cumple con lo requerido.

Tabla 6.2 Velocidades máximas permisibles recomendadas por Fortier y Scobey y los valores correspondientes de fuerza tractiva unitaria convertidos por el U.S Bureau of Reclamation

Material	Agua limpia		Agua que transporta limos coloidales	
	v [pies/s]	$\tau_0$ [lb/pie <sup>2</sup> ]	v [pies/s]	$\tau_0$ [lb/pie <sup>2</sup> ]
Arena fina coloidal	1.50	0.027	2.50	0.075
Marga arenosa no coloidal	1.75	0.037	2.50	0.075
Marga limosa no coloidal	2.00	0.048	3.00	0.110
limos aluviales no coloidales	2.00	0.048	3.50	0.150
Marga firme ordinaria	2.50	0.075	3.50	0.150
Ceniza volcánica	2.50	0.075	3.50	0.150
Arcilla rígida muy coloidal	3.75	0.260	5.00	0.460
Limos aluviales coloidales	3.75	0.260	5.00	0.460
Esquistos y subsuelos de arcilla dura	6.00	0.670	6.00	0.670
Grava fina	2.50	0.075	5.00	0.320
Marga gradada a cantos rodados, no coloidales	3.75	0.380	5.00	0.660
Limos gradados a cantos rodados coloidales	4.00	0.430	5.50	0.800
Grava gruesa no coloidal	4.00	0.300	6.00	0.670
Cantos rodados y ripios de cantera	5.00	0.910	5.50	1.100

Fuente: Bureau of Reclamation

Por lo tanto se concluye que el material propuesto como coraza protectora para las defensas que se ubicarán entre los perfiles 0 a 1000 y 1350 a 1750 será grava gruesa con  $D_{25\%} \geq 21$  [mm] ya que protegerá la defensa contra la erosión a la que pudiera estar expuesta.

## 6.4 Talud

Corresponde a la cara perfilada a la ribera del cauce que conforma la estructura de apoyo de la obra de defensa. La inclinación del talud deberá ser tal que asegure la estabilidad de la estructura según el tipo de material y también según el tipo de maquinaria a utilizar en su construcción y el tipo de coraza que soportará. En el caso de defensas longitudinales de formadas por enrocados conviene utilizar taludes con inclinaciones H:V=2:1 o mayores. Dicha inclinación podrá ser menor cuando se trate de escurrimientos con bajas velocidades pero en ningún caso debiera ser menor a 1:1 (H:V), para defensas de enrocados se recomienda un mínimo de 1.5:1 (H:V)

### 6.4.1 Talud del enrocado

La inclinación del talud de reposo tendrá un relación H:V=1:1. Por otra parte la inclinación del talud de diseño (Inclinación de la coraza) tendrá una relación H:V= 2:1.

### 6.4.2 Talud del conglomerado fluvial

La inclinación del talud de reposo tendrá un relación H:V=1.7:1. Por otra parte la inclinación del talud de diseño (Inclinación de la coraza) tendrá una relación H:V= 2:1.

## 6.5 Fundación

Corresponde a la base de apoyo de la defensa que se ubica bajo el lecho. La profundidad que deberá alcanzar quedará determinada por la socavación generalizada que ocurrirá en eventos de crecidas (MC, 2012). Por lo tanto procederé a determinar la socavación general por el método de Lischtvan-Levediev. Este método permite diferenciar entre un cauce bien definido (sección principal y planicies de inundación) de uno con múltiples subsecciones y brazos de estilaje. Además hace la distinción entre lechos con material cohesivo y no cohesivo. El método es aplicable globalmente a una sección pero puede utilizarse para realizar el cálculo en franjas.

$$h_{cj} = \left( \frac{q_j}{0.68 * \beta * D^{0.28} * \psi} \right)^{\frac{1}{X+1}} \quad \text{Suelo cohesivo} \quad (6.4)$$

$$h_{cj} = \left( \frac{q_j}{0.60 * \beta * \gamma_s^{1.18} * \psi} \right)^{\frac{1}{X+1}} \quad \text{Suelo no – cohesivo} \quad (6.5)$$

Donde

$h_{cj}$  : Altura del escurrimiento en la franja socavada [m]

$q_j$  : Caudal por unidad de ancho de la franja socavada [ $m^3/s$ ]

$D$  : Diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica [mm]

$\beta$  : Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño según la tabla 6.3

$\Psi$  : Coeficiente que considera influencia del sedimento en suspensión según tabla 6.4

$X$  : Parámetro de la formula de arrastre crítico según tabla 6.5

$\gamma_s$  : Peso volumétrico del material seco [ $ton/m^3$ ]

Para cada franja se determina la profundidad máxima de escurrimiento  $h_{cj}$ , incluyendo la de la situación socavada, es decir

$$h_{cj} = S_j + h_j \quad (6.6)$$

Donde:

$S_j$  : Socavación de la franja o subsección  $j$  [m]

$h_j$  : Altura o profundidad de la franja sin socavar [m]

Valores de  $\beta$  en función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño

Tabla 6.3 Valores de  $\beta$  en función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño

Probabilidad excedencia (%)	Período retorno (años)	Coeficiente $\beta$
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2012)

Valores de  $\Psi$  en función del peso específico de la mezcla agua-sedimento

Tabla 6.4 Valores de  $\Psi$  en función del peso específico de la mezcla agua-sedimento

$\gamma_{mezcla}$	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
$\Psi$	1.08	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.60

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2012)

Valores del coeficiente  $X$  para suelos no cohesivos

Tabla 6.5 Valores del coeficiente  $X$  para suelos no-cohesivos

$D_m$ [mm]	$X$	$D_m$ [mm]	$X$
0.05	0.43	8	0.35
0.15	0.42	10	0.34
0.5	0.41	15	0.33
1	0.40	20	0.32
1.5	0.39	25	0.31
2.5	0.38	40	0.30
4	0.37	60	0.29
6	0.36		

*Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2012)*

### 6.5.1 Fundación defensa de enrocado

De acuerdo al análisis del material del lecho este corresponde a un material no cohesivo. Por otro lado el tramo en estudio del río Cruces corresponde a un cauce bien definido.

Por lo que los valores a utilizar serán los siguientes:

$D = 11.77[mm]$  (Diámetro medio material del lecho según análisis de suelo calicata N°1)

$\beta = 1$  (Período de retorno de 100 años)

$\Psi = 1.20$  (Considerando un valor de  $\gamma_{mezcla} = 1.15$ )

$X = 0.35$  (Para diámetro medio de 7.62 [mm])

Las siguientes tablas muestran el resultado de la socavación general usando el método de Lischtvan-Levediev calculado por franjas o subsecciones para el canal principal de las secciones transversales 1050, 1100, 1119.38 (Puente San José), 1150 y 1200.

Tabla 6.6 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischtvan-Levediev, material no cohesivo, perfil 1050, T=100 años, canal principal.

<b><i>j</i></b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b><math>Q_j</math></b>	<b><math>A_j</math></b>	<b><math>h_j</math></b>	<b><math>V_j</math></b>	<b><math>B_j</math></b>	<b><math>q_j</math></b>	<b><math>h_{cj}</math></b>	<b><math>S_j</math></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	612.15	617.32	46.44	21.67	4.19	2.14	5.17	8.98	3.54	No altera
2	617.32	622.5	64.49	26.43	5.11	2.44	5.18	12.45	4.51	No altera
3	622.5	627.67	86.46	31.52	6.09	2.74	5.17	16.72	5.62	No altera
4	627.67	632.85	105.48	35.34	6.83	2.99	5.18	20.36	6.50	No altera
5	632.85	638.02	115.33	37.23	7.2	3.1	5.17	22.31	6.95	No altera
6	638.02	643.19	125.29	39.13	7.56	3.2	5.17	24.23	7.39	No altera
7	643.19	648.37	135.58	41.03	7.93	3.3	5.18	26.17	7.83	No altera
8	648.37	653.54	144.19	42.55	8.22	3.39	5.17	27.89	8.20	No altera
9	653.54	658.72	109.84	37.62	7.27	2.92	5.18	21.20	6.70	No altera
10	658.72	663.89	57.31	25.31	4.89	2.26	5.17	11.09	4.14	No altera

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.7 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischtvan-Levediev, material no cohesivo, perfil 1100, T=100 años, canal principal.

<b><i>j</i></b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b><math>Q_j</math></b>	<b><math>A_j</math></b>	<b><math>h_j</math></b>	<b><math>V_j</math></b>	<b><math>B_j</math></b>	<b><math>q_j</math></b>	<b><math>h_{cj}</math></b>	<b><math>S_j</math></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	605.35	612.23	53.3	32.92	4.78	1.62	6.88	7.75	3.18	No altera
2	612.23	619.11	87.49	44.32	6.44	1.97	6.88	12.72	4.59	No altera
3	619.11	625.99	125.16	54.66	7.94	2.29	6.88	18.19	5.98	No altera
4	625.99	632.87	138.86	57.84	8.41	2.4	6.88	20.18	6.46	No altera
5	632.87	639.75	137.17	57.43	8.35	2.39	6.88	19.94	6.40	No altera
6	639.75	646.64	123.43	53.98	7.84	2.29	6.89	17.91	5.91	No altera
7	646.64	653.52	106.78	49.51	7.19	2.16	6.88	15.52	5.31	No altera
8	653.52	660.4	115.27	51.79	7.53	2.23	6.88	16.75	5.62	No altera
9	660.4	667.28	122.94	54.3	7.89	2.26	6.88	17.87	5.90	No altera
10	667.28	674.16	66.94	39.01	5.67	1.72	6.88	9.73	3.76	No altera

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.8 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischtvan-Levediev, material no cohesivo, **perfil 1119.38**, T= 100 años, canal principal.

<b><i>j</i></b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b><math>Q_j</math></b>	<b><math>A_j</math></b>	<b><math>h_j</math></b>	<b><math>V_j</math></b>	<b><math>B_j</math></b>	<b><math>q_j</math></b>	<b><math>h_{cj}</math></b>	<b><math>S_j</math></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	590.64	599.41	57.76	44.13	5.04	1.31	8.77	6.59	2.82	No altera
2	599.41	608.17	93.86	59.05	6.74	1.59	8.76	10.71	4.04	No altera
3	608.17	616.93	126.82	70.36	8.03	1.8	8.76	14.48	5.05	No altera
4	616.93	625.7	122.99	68.98	7.87	1.78	8.77	14.02	4.93	No altera
5	625.7	634.47	146.22	76.58	8.74	1.91	8.77	16.67	5.60	No altera
6	634.47	643.23	148.77	77.33	8.82	1.92	8.76	16.98	5.68	No altera
7	643.23	652	125.23	69.76	7.96	1.8	8.77	14.28	5.00	No altera
8	652	660.76	106.84	63.46	7.24	1.68	8.76	12.20	4.45	No altera

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.9 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischtvan-Levediev, material no cohesivo, **perfil 1150**, T= 100 años, canal principal.

<b><i>j</i></b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b><math>Q_j</math></b>	<b><math>A_j</math></b>	<b><math>h_j</math></b>	<b><math>V_j</math></b>	<b><math>B_j</math></b>	<b><math>q_j</math></b>	<b><math>h_{cj}</math></b>	<b><math>S_j</math></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	578.95	586.76	65.13	39.76	5.09	1.64	7.81	8.34	3.35	No altera
2	586.76	594.56	107.53	53.28	6.82	2.02	7.8	13.79	4.87	No altera
3	594.56	602.37	119.06	56.33	7.22	2.11	7.81	15.24	5.24	No altera
4	602.37	610.18	116.65	55.63	7.13	2.1	7.81	14.94	5.17	No altera
5	610.18	617.98	113.36	54.69	7.01	2.07	7.8	14.53	5.06	No altera
6	617.98	625.79	109.64	53.61	6.87	2.05	7.81	14.04	4.93	No altera
7	625.79	633.6	108.2	53.18	6.81	2.03	7.81	13.85	4.89	No altera
8	633.6	641.41	108.05	53.13	6.81	2.03	7.81	13.83	4.88	No altera
9	641.41	649.21	108.51	53.27	6.82	2.04	7.8	13.91	4.90	No altera
10	649.21	657.02	72.89	43.28	5.54	1.68	7.81	9.33	3.65	No altera

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.10 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischtvan-Levediev, material no cohesivo, **perfil 1200**, T= 100 años, canal principal.

<b><i>j</i></b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b><math>Q_j</math></b>	<b><math>A_j</math></b>	<b><math>h_j</math></b>	<b><math>V_j</math></b>	<b><math>B_j</math></b>	<b><math>q_j</math></b>	<b><math>h_{cj}</math></b>	<b><math>S_j</math></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	565.24	571.82	68.5	34.61	5.26	1.98	6.58	10.41	3.95	No altera
2	571.82	578.4	111.62	44.86	6.82	2.49	6.58	16.96	5.68	No altera
3	578.4	584.98	129.1	48.9	7.43	2.64	6.58	19.62	6.32	No altera
4	584.98	591.56	129.17	48.86	7.43	2.64	6.58	19.63	6.32	No altera
5	591.56	598.14	121.69	47.19	7.17	2.58	6.58	18.49	6.05	No altera
6	598.14	604.72	109.94	44.39	6.75	2.48	6.58	16.71	5.61	No altera
7	604.72	611.3	94.09	40.49	6.15	2.32	6.58	14.30	5.00	No altera
8	611.3	617.88	77.75	36.09	5.48	2.15	6.58	11.82	4.34	No altera
9	617.88	624.46	65.61	32.58	4.95	2.01	6.58	9.97	3.83	No altera
10	624.46	631.04	54.1	29.05	4.42	1.86	6.58	8.22	3.32	No altera

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.11 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischtvan-Levediev, material no cohesivo, **perfil 1250**, T= 100 años, canal principal.

<b><i>j</i></b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b><math>Q_j</math></b>	<b><math>A_j</math></b>	<b><math>h_j</math></b>	<b><math>V_j</math></b>	<b><math>B_j</math></b>	<b><math>q_j</math></b>	<b><math>h_{cj}</math></b>	<b><math>S_j</math></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	537.32	543.9	63.8	32.67	4.96	1.95	6.58	9.70	3.75	No altera
2	543.9	550.49	106.57	44.35	6.74	2.4	6.59	16.17	5.48	No altera
3	550.49	557.07	117.53	46.57	7.07	2.52	6.58	17.86	5.90	No altera
4	557.07	563.65	99.98	42.22	6.41	2.37	6.58	15.19	5.23	No altera
5	563.65	570.24	101.47	42.54	6.46	2.39	6.59	15.40	5.28	No altera
6	570.24	576.82	106.22	43.73	6.64	2.43	6.58	16.14	5.47	No altera
7	576.82	583.4	100.7	42.36	6.44	2.38	6.58	15.30	5.26	No altera
8	583.4	589.98	91.23	39.93	6.07	2.29	6.58	13.86	4.89	No altera
9	589.98	596.57	76.87	36.13	5.49	2.13	6.59	11.66	4.30	No altera
10	596.57	603.15	55.91	29.87	4.54	1.87	6.58	8.50	3.40	No altera

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los cálculos realizados por el método de Lischvan - Levediev las profundidades máximas de escurrimiento para las subsecciones analizadas no sobrepasan la cota del fondo. Técnicamente las defensas no necesitarían fundación para el material de coraza protectora, sin embargo a fin de proveer mayor seguridad a la estructura de defensa se considerará una altura de fundación de 1.5 [m].

### 6.5.2 Fundación defensa de conglomerado fluvial

De acuerdo al análisis de suelo el material que constituye las planicies de inundación corresponde a arenas limosas, SM (Clasificación USCS) el que se clasifica como cohesivo. Por lo que los valores a utilizar serán los siguientes:

$$\gamma_S = 1.43 \text{ [ton/m}^3\text{]} \quad (\text{Densidad seca según análisis de suelo calicata N}^\circ 2)$$

$$\beta = 1 \quad (\text{Período de retorno de 100 años})$$

$$\Psi = 1.20 \quad (\text{Considerando un valor de } \gamma_{mezcla} = 1.15)$$

$$X = 0.345 \quad (\text{Para densidad seca } \gamma_S = 1.43 \text{ [ton/m}^3\text{)])}$$

Las siguientes tablas muestran el resultado de la socavación general usando el método de Lischvan-Levediev calculado por franjas o subsecciones para la margen sur (ribera sur y planicies de inundación) de las secciones transversales 0 a 1000 y 1350 a 1750. Debido a que los cálculos se realizaron para 30 perfiles transversales sólo se mostrarán a continuación 4 tablas correspondientes aleatoriamente a las secciones 50, 950, 1400, 1700, sin embargo el análisis se hará a todas las secciones.

Tabla 6.12 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischvan-Levediev, material cohesivo, perfil 1700, T= 100 años, ribera sur.

<i>j</i>	Cota Izq [m]	Cota Der [m]	<i>Q<sub>j</sub></i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>A<sub>j</sub></i> [m <sup>2</sup> ]	<i>h<sub>j</sub></i> [m]	<i>V<sub>j</sub></i> [m/s]	<i>B<sub>j</sub></i> [m]	<i>q<sub>j</sub></i> [m <sup>3</sup> /s/m]	<i>h<sub>cj</sub></i> [m]	<i>S<sub>j</sub></i> [m]
1	51.47	101.71	28.92	59.65	1.19	0.48	50.24	0.58	0.62	No altera
2	101.71	151.94	26.49	55.98	1.11	0.47	50.23	0.53	0.58	No altera
3	151.94	202.18	20.76	48.37	0.96	0.43	50.24	0.41	0.48	No altera
4	202.18	252.41	29.03	59.14	1.18	0.49	50.23	0.58	0.62	No altera
5	252.41	302.65	36.36	67.7	1.35	0.54	50.24	0.72	0.73	No altera
6	302.65	352.88	24.46	53.37	1.06	0.46	50.23	0.49	0.55	No altera
7	352.88	403.12	48.75	80.73	1.61	0.60	50.24	0.97	0.91	No altera
8	403.12	453.35	40.98	72.74	1.45	0.56	50.23	0.82	0.80	No altera
9	453.35	503.59	71.14	101.37	2.02	0.70	50.24	1.42	1.21	No altera

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.13 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischvan-Levediev, material cohesivo, **perfil 1400**, T= 100 años, ribera sur.

<b>j</b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b>Q<sub>j</sub></b>	<b>A<sub>j</sub></b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>V<sub>j</sub></b>	<b>B<sub>j</sub></b>	<b>q<sub>j</sub></b>	<b>h<sub>cj</sub></b>	<b>S<sub>j</sub></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	259.76	304.64	12.84	32.8	0.73	0.39	44.88	0.29	0.37	No altera
2	304.64	349.51	43.61	67.98	1.51	0.64	44.87	0.97	0.91	No altera
3	349.51	394.39	53.43	76.76	1.71	0.70	44.88	1.19	1.06	No altera
4	394.39	439.26	48.15	72.12	1.61	0.67	44.87	1.07	0.98	No altera
5	439.26	484.14	102.55	113.7	2.53	0.90	44.88	2.28	2.20	No altera

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.14 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischvan-Levediev, material cohesivo, **perfil 950**, T= 100 años, ribera sur.

<b>j</b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b>Q<sub>j</sub></b>	<b>A<sub>j</sub></b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>V<sub>j</sub></b>	<b>B<sub>j</sub></b>	<b>q<sub>j</sub></b>	<b>h<sub>cj</sub></b>	<b>S<sub>j</sub></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	255.59	311.92	36.24	80.56	1.43	0.45	56.33	0.64	0.86	No altera
2	311.92	368.24	23.61	61.61	1.09	0.38	56.32	0.42	0.62	No altera
3	368.24	424.57	22.35	59.63	1.06	0.37	56.33	0.40	0.60	No altera
4	424.57	480.89	83.33	131.65	2.34	0.63	56.32	1.48	1.59	No altera
5	480.89	537.22	157.44	192.32	3.41	0.82	56.33	2.79	2.55	No altera
6	537.22	593.54	175.54	205.29	3.64	0.86	56.32	3.12	2.77	No altera

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.15 Resultado por subsecciones de socavación método de Lischvan-Levediev, material cohesivo, **perfil 50**, T= 100 años, ribera sur.

<b>j</b>	<b>Cota Izq</b>	<b>Cota Der</b>	<b>Q<sub>j</sub></b>	<b>A<sub>j</sub></b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>V<sub>j</sub></b>	<b>B<sub>j</sub></b>	<b>q<sub>j</sub></b>	<b>h<sub>cj</sub></b>	<b>S<sub>j</sub></b>
	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m/s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s/m]	[m]	[m]
1	9.84	41.95	2.29	12.35	0.46	0.19	32.11	0.07	0.13	No altera
2	41.95	74.06	7.15	26.27	0.82	0.27	32.11	0.22	0.31	No altera
3	74.06	106.18	11.09	34.19	1.06	0.32	32.12	0.35	0.42	No altera
4	106.18	138.29	15.21	41.33	1.29	0.37	32.11	0.47	0.54	No altera
5	138.29	170.4	17.88	45.54	1.42	0.39	32.11	0.56	0.60	No altera
6	170.4	202.51	18.9	47.08	1.47	0.40	32.11	0.59	0.63	No altera
7	202.51	234.62	23.28	53.35	1.66	0.44	32.11	0.73	0.94	No altera
8	234.62	266.74	31.25	63.67	1.98	0.49	32.12	0.97	1.16	No altera

9	266.74	298.85	53.68	88.08	2.74	0.61	32.11	1.67	1.74	No altera
10	298.85	330.96	81.06	112.8	3.51	0.72	32.11	2.52	2.37	No altera

*Fuente: Elaboración propia*

De acuerdo a los cálculos realizados por el método de Lischtvan - Levediev se observa que las profundidades máximas de escurrimiento para las subsecciones analizadas no sobrepasan la cota del fondo de las planicies de inundación para las crecidas. Técnicamente podríamos decir que las defensas no necesitarían fundación para el material de coraza protectora, sin embargo a fin de proveer mayor seguridad a la estructura de defensa se considerará una altura de fundación de **0.5 [m]**.

## 6.6 Coronamiento

Los principales parámetros que definirán el coronamiento serán su cota, ancho y pendiente. La cota de coronamiento quedará determinada por el nivel de escurrimiento a lo largo del eje hidráulico. Una vez definida la altura mínima de la defensa, correspondiente a la altura del nivel de escurrimiento para el caudal de diseño, es necesario considerar una revancha que dé mayor seguridad a la obra. No existe una norma en cuanto al valor que debe tener la revancha en una obra de defensa fluvial, no obstante es necesario destacar que dicha revancha dependerá en gran medida de la seguridad que se quiera dar a la obra, y de la importancia de lo que se desee proteger. Es así que se debe el costo que significaría un posible desborde e inundaciones el ámbito infraestructura material y vidas humanas (Manual de Carreteras Vol3, 2012).

Además de lo anterior, para definir la revancha se debe tomar en cuenta la incertidumbre asociada a distintas variables y metodologías de cálculo que pueden influir en los niveles de escurrimiento, todo lo cual debe ser asimilado, en cierta forma, por la revancha. Un valor usual de la revancha en obras de defensa fluvial para prevenir inundaciones es de 1 [m], aunque este valor podría disminuir hasta 50 [cm] en el caso de obras de menor altura siempre y cuando se trate de escurrimiento en régimen de río (Manual de Carreteras Vol3, 2012).

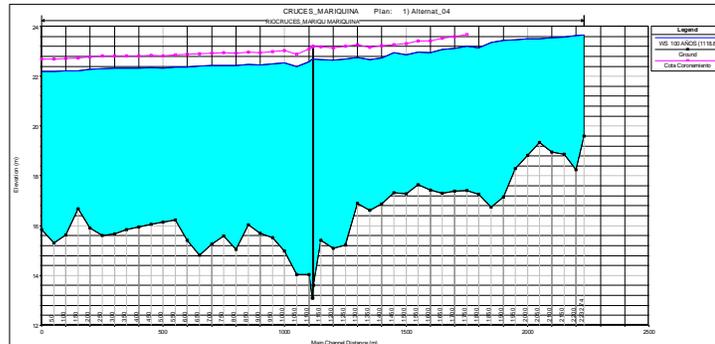
Otro aspecto del dimensionamiento del coronamiento de una defensa corresponde a su pendiente longitudinal. En el caso de defensas para prevenir inundaciones, la pendiente del coronamiento tenderá a ser paralela a la pendiente del plano de carga del escurrimiento (Manual de Carreteras Vol3, 2012).

En cuanto al ancho del coronamiento, éste debe ser tal que dé estabilidad a la estructura, sobre todo en el caso que esta sobresalga por sobre el nivel de la ribera y cuando sea necesario construir un terraplén de respaldo. También se debe considerar en la elección del ancho, el método constructivo de la obra, que en muchos casos requerirá el tránsito de maquinaria debiendo dejarse el ancho necesario para el desplazamiento de vehículos. Resulta importante también considerar la posibilidad de inspección de la obra y eventuales reparaciones, para lo cual también será necesario considerar un ancho mínimo que permita el desplazamiento de vehículos y personas (Manual de Carreteras Vol3, 2012). También se debe proyectar rampas de subida o bajada (Vide, 2003).

Considerando el nivel de seguridad que proveerán las defensas y que el régimen de escurrimiento del río será subcrítico para las crecidas se considera apropiado una revancha de **0.5 [m]** por sobre la altura de escurrimiento para el caudal de 100 años. El

ancho del coronamiento será de 2 [m] a fin de permitir el tránsito de vehículos y personas para futuras inspecciones y/o reparaciones. La pendiente longitudinal quedará determinada por la pendiente del plano de carga del escurrimiento dada por el eje hidráulico.

Figura 6.4 Eje hidráulico con cotas coronación defensas ribera sur caudal T= 100 años



Fuente: Elaboración propia. Perfil generado por HEC-RAS

Tabla 6.16 Cotas de defensas ribera sur por sección transversal, alturas de escurrimiento caudal T= 100 años

Sección Transversal	Cota escurrimiento [m]	Cota coronamiento [m]	Revancha [m]
1750	23.2	23.7	0.5
1700	23.13	23.63	0.5
1650	23.07	23.57	0.5
1600	22.96	23.46	0.5
1550	22.96	23.46	0.5
1500	22.87	23.37	0.5
1450	22.94	23.44	0.5
1400	22.73	23.23	0.5
1350	22.66	23.16	0.5
1300	22.76	23.26	0.5
1250	22.7	23.2	0.5
1200	22.65	23.15	0.5
1150	22.68	23.18	0.5
1119,38	22.7	23.2	0.5
1114.49	22.69	23.19	0.5
1100	22.59	23.09	0.5
1050	22.39	22.89	0.5
1000	22.53	23.03	0.5
950	22.5	23	0.5
900	22.45	22.95	0.5
850	22.47	22.97	0.5
800	22.43	22.93	0.5
750	22.44	22.94	0.5
700	22.43	22.93	0.5
650	22.41	22.91	0.5
600	22.38	22.88	0.5
550	22.37	22.87	0.5
500	22.33	22.83	0.5
450	22.35	22.85	0.5
400	22.33	22.83	0.5
350	22.33	22.83	0.5
300	22.33	22.83	0.5
250	22.31	22.81	0.5
200	22.28	22.78	0.5
150	22.23	22.73	0.5
100	22.22	22.72	0.5
50	22.19	22.69	0.5
0	22.19	22.69	0.5

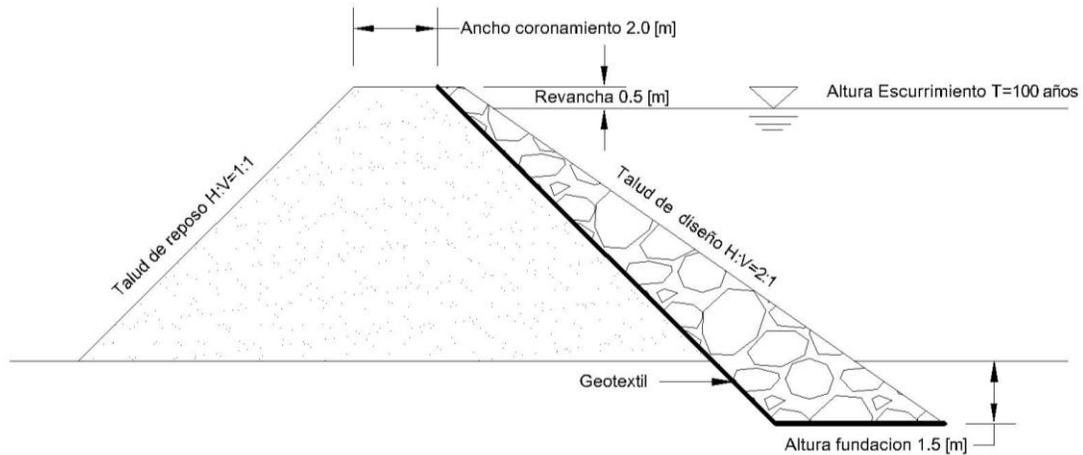
Fuente: Elaboración propia

## 6.7 Resumen diseño de defensa

Finalmente se presenta el resumen del diseño de las defensas.

### 6.7.1 Defensa de enrocado

Figura 6.5 Perfil tipo defensa coraza de enrocado



Fuente: Elaboración propia

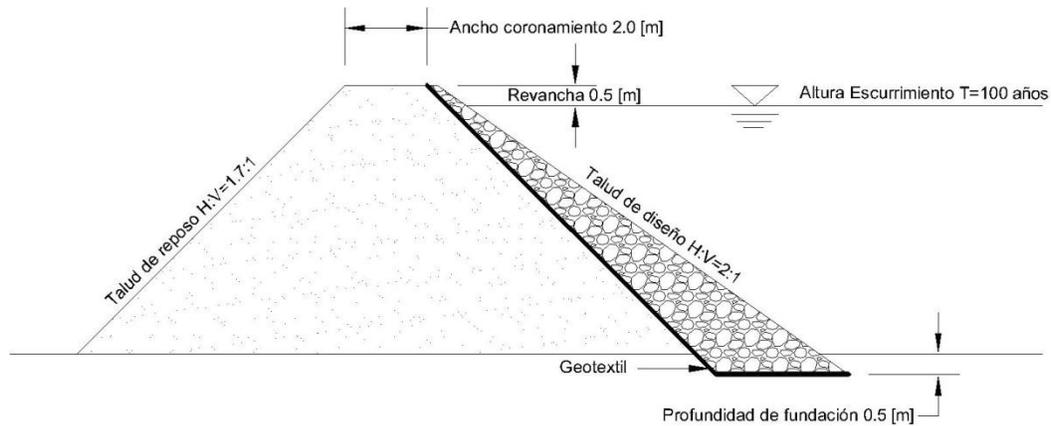
Tabla 6.17 Cuadro resumen diseño defensa coraza de enrocado

Criterio	Descripción
Ubicación en planta (perfiles)	km 1+050.00 al km 1+300.00
Inclinación talud reposo enrocado	H:V= 1:1
Inclinación talud de diseño	H:V= 2:1
Ancho coronamiento	2 [m]
Material terraplén de respaldo	Material fluvial
Material coraza protectora	Enrocado $400 \text{ [mm]} < D_{\text{nominal}} \leq 500 \text{ [mm]}$ y $100 < \text{Peso}_{\text{roca}} \leq 200 \text{ [Kg]}$
Altura fundación	1.5 [m]
Material fundación	Enrocado diámetro nominal 500 [mm] y peso 200 [Kg]

Fuente: Elaboración propia

## 6.7.2 Defensa de conglomerado fluvial

Figura 6.6 Perfil tipo defensa coraza conglomerado fluvial



Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.18 Cuadro resumen diseño defensa coraza de conglomerado fluvial

Criterio	Descripción
Ubicación en planta (perfiles)	km 0+000.00 al km 1+000.00, km 1+350.00 al km 1+750.00
Inclinación talud reposo	H:V=1.7:1
Inclinación talud de diseño	H:V=2:1
Ancho coronamiento	2 [m]
Material terraplén de respaldo	Material fluvial
Material coraza protectora	Conglomerado fluvial con $D_{25\%} \geq 21$ [mm]
Altura fundación	0.5 [m]
Material fundación	Conglomerado fluvial con $D_{25\%} \geq 21$ [mm]

Fuente: Elaboración propia

## 6.8 Volúmenes de tierra

### 6.8.1 Volumen terraplén de respaldo

Para la ejecución del terraplén de respaldo se ha calculado que serán necesarios **41200 [m<sup>3</sup>]** aproximadamente de conglomerado fluvial que serán extraídos desde la planicie de inundación en la ribera sur aguas abajo del puente San José de acuerdo a lo indicado en el apartado 4.4.2. En la tabla 7.19 se muestran los volúmenes entre perfiles transversales para la materialización del terraplén de respaldo.

Por otra parte se calculó los volúmenes de tierra que deben ser removidos desde la planicie de acuerdo a lo establecido por la alternativa seleccionada (alternativa 4). De acuerdo a lo calculado se deben extraer 60900 [m<sup>3</sup>] aproximadamente. Cantidad suficiente para ser utilizada en la construcción del núcleo de las defensas o terraplén de respaldo.

Tabla 6.19 Volumen de material para terraplén de respaldo

Sección transversal	Altura de defensa	Área de la sección	Distancia entre secciones	Volumen	Sección transversal	Altura de defensa	Área de la sección	Distancia entre secciones	Volumen
	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]		[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]
1750	2.04	10.32	75		850	3.36	23.65	18	676.3
1700	1.22	4.67	89	562.3	800	2.72	16.54	19	361.7
1650	1.67	7.52	59	542.7	750	3.16	21.3	22	359.4
1600	1.43	5.93	75	396.8	700	3.25	22.34	20	480.1
1550	2.17	11.4	47	649.9	650	2.6	15.34	32	376.8
1500	1.46	6.12	63	411.7	600	3.41	24.26	44	633.6
1450	1.55	6.7	35	403.9	550	2.92	18.63	63	943.6
1400	1.12	4.12	36	189.4	500	2.53	14.66	34	1048.7
1350	1.18	4.45	51	154.3	450	1.64	7.31	18	373.6
1300	1.67	7.52	83	305.3	400	1.52	6.51	17	124.4
1250	2.61	15.44	106	952.9	350	1.71	7.81	30	121.6
1200	1.48	6.25	108	1149.2	300	1.47	6.18	36	209.8
1150	7.46	98.4	38	5650.7	250	1.74	8.02	42	255.6
1119.38	6.72	81.18	5	3411.9	200	2.08	10.65	81	392.1
1114.49	8.75	132.34	14	533.8	150	2.17	11.4	52	893.1
1100	8.62	128.7	169	1827.3	100	2.12	10.98	96	582
1050	2.67	16.03	109	12229.7	50	1.03	3.65	95	702.4
1000	1.87	8.99	90	1363.5	0	1.03	3.65		346.9
950	2.24	12.01	58	944.6			<b>Total</b>	<b>2069</b>	<b>41204.7</b>
900	2.02	10.16	40	642.8					

Fuente: Elaboración propia

## 6.8.2 Volumen de corazas protectoras

Las tablas 7.21 y 7.22 muestran los volúmenes requeridos para la materialización de las corazas protectoras. Para las corazas de enrocado se necesitarán **9340 [m<sup>3</sup>]** aproximadamente. Para las corazas de conglomerado fluvial se requerirá **6140 [m<sup>3</sup>]** aproximadamente.

Tabla 6.21 Volumen material de enrocado

Sección transversal	Distancia entre secciones	Altura defensas	Área de la sección	Volumen
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
1300	83	1.67	3.06	
1250	106	2.61	6.02	376.84
1200	108	1.48	2.58	455.34
1150	38	7.46	35.29	2044.49
1119.38	5	6.72	29.30	1227.12
1114.49	14	8.75	47.03	190.83
1100	169	8.62	45.77	649.62
1050		2.67	6.23	4394.56
			<b>Total</b>	<b>9338.80</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.22 Volumen material conglomerado fluvial

Sección transversal	Distancia entre secciones	Altura defensas	Área de la sección	Volumen
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
1750	75	2.04	4.12	
1700	89	1.22	1.96	228.19
1650	59	1.67	3.06	223.77
1600	75	1.43	2.45	162.75
1550	47	2.17	4.52	261.63
1500	63	1.46	2.53	165.68
1450	35	1.55	2.75	166.23
1400	36	1.12	1.75	78.72
1350	51	1.18	1.88	65.22
1300		1.67	3.06	125.99
...	...	...	...	...
1050	109	2.67	6.23	
1000	90	1.87	3.62	536.98

Sección transversal	Distancia entre secciones	Altura defensas	Área de la sección	Volumen
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
750	22	3.16	8.15	138.43
700	20	3.25	8.53	183.52
650	32	2.6	5.98	145.11
600	44	3.41	9.22	243.26
550	63	2.92	7.18	360.96
500	34	2.53	5.73	406.78
450	18	1.64	2.98	148.16
400	17	1.52	2.68	50.94
350	30	1.71	3.17	49.70
300	36	1.47	2.55	85.84
250	42	1.74	3.25	104.48
200	81	2.08	4.24	157.44
150	52	2.17	4.52	355.09

950	58	2.24	4.75	376.53
900	40	2.02	4.06	255.46
850	18	3.36	9.00	261.30
800	19	2.72	6.42	138.82

100	96	2.12	4.37	231.18
50	95	1.03	1.56	284.53
0		1.03	1.56	148.24
<b>Total</b>				<b>6140.94</b>

*Fuente: Elaboración propia*

## 7 Conclusiones

La modelación asistida por computadora mediante el software HEC-RAS entregó resultados bastante confiables, lo cual se verificó a través de la buena correspondencia entre los resultados de la modelación y el comportamiento del río Cruces ante el escenario de las crecidas del año 2008. Se determinó que las vías de acceso a la ciudad, ruta T-20 en su acceso norte y sur, y el puente N°2 son las obras principalmente afectadas quedando intransitables para vehículos menores debido al desborde del río por encima de las cotas de sus rasantes para el caudal de 100 años. Como parte de los objetivos también se deseaba saber la situación que se presentaría para la ciudad, asentada inmediatamente sobre la ribera norte, para la cual se observó que conservadoramente se mantienen revanchas de 1 [m] en promedio respecto de la ribera de la calle Gustavo Exss. Paralelamente para este caudal se observó que la ruta T-205 de acuerdo a la modelación, si bien es cierto, no se ve sobrepasada por las alturas de escurrimiento, sin embargo las diferencias de altura entre esta y la rasante de la ruta llegan a ser menores a los 10 [cm], lo que hace preveer que en la práctica, considerando que se trabajó en un modelo que implica un nivel de incerteza, la altura de escurrimiento perfectamente podría llegar a desbordar en algunos tramos aguas abajo del puente San José. De este último (puente N°1) se observó que el gálibo llega a ser aproximadamente de 80 [cm] para la crecida centenaria. El puente N°2 a partir de caudales cercanos a los 25 años de período de retorno entra en carga generándose situaciones que podrían comprometer la integridad de la estructura.

Frente a este escenario se propusieron 4 alternativas de defensas diferenciándose cada una de ellas principalmente por la ubicación que contrarrestara los efectos mencionados para la crecida centenaria y que a la vez alterara en menor forma posible los parámetros hidráulicos calculados para la situación actual del río y los parámetros de mecánico-fluviales. A la hora de seleccionar la alternativa más apropiada se puso bastante énfasis en esto último a causa de la experiencia internacional en el control de inundaciones que advierte de los efectos indeseados debido a los encausamientos que alteran el equilibrio del cauce. Es por ello que luego de analizar cada alternativa considerando todo lo anterior se optó por proponer la Alternativa N°4 la cual consiste en la construcción de defensas sobre la planicie de inundación sur, contigua y paralela a las rutas T-20 y T-205. Adicionalmente esta alternativa contempla el movimiento de tierras aguas abajo del puente N°1 con lo que se busca aumentar el radio hidráulico y consecuentemente disminuir la altura de escurrimiento aguas arriba con especial atención al gálibo del puente N°1 en la crecida centenaria, que para la situación actual (sin proyecto) no es mayor que 1 [m], buscando no reducirla de manera que el puente N°1 no entre en carga con la altura de escurrimiento. De esta manera se concluyó que la Alternativa N°4 mantiene casi sin modificación las alturas de escurrimiento a lo largo del eje hidráulico, las velocidades tienen un aumento máximo de 26% en un perfil y una disminución máxima de 20%, el régimen de escurrimiento subcrítico se mantiene y el gálibo del puente N°1 alcanza una altura de 60 a 70 [cm].

El diseño de las defensas se realizó de acuerdo a lo indicado en el Manual de Carreteras (2012), diseñándose dos tipos de defensas a saber, con coraza de enrocado (diámetro nominal entre 400 y 500 [mm] y peso de 200 [Kg]) y conglomerado fluvial ( $D_{25\%}=21$  [mm]). Para ambas se determinaron los taludes, material del terraplén de respaldo diámetro y peso de los materiales de la coraza protectora, revancha de 50 [cm] (para la crecida centenaria) cotas y ancho de coronamiento y fundación, de lo

último se determinó que no existe socavación general en el canal principal ni en las planicies de inundación sin embargo por seguridad se recomendó emplear fundaciones de 1.5 y 0.5 [m] respectivamente.

Se determinaron los volúmenes de tierra, enrocado y conglomerado fluvial para la ejecución de la obra de manera que se necesitarán para el terraplén de respaldo 41200 [m<sup>3</sup>], enrocado 9340 [m<sup>3</sup>], conglomerado fluvial 6140 [m<sup>3</sup>].

Se concluye que la alternativa seleccionada y el diseño cumplen con los objetivos establecidos de proporcionar protección a las obras y bienes afectados, de acuerdo a los antecedentes y modelación, para las crecidas centenarias.

Debido a que para la crecida centenaria en el escenario con y sin proyecto, el gálibo del puente San José es menor o igual a 1[m], se sugiere la realización de un estudio que proponga alternativas que disminuyan los riesgos a los que se podría ver enfrentado el viaducto a causa de obstrucciones o atoramientos de materiales principalmente leñosos que son acarreados durante las crecidas del río Cruces.

## 8 Bibliografía

- ABBOTT, M.; J. BATHURST; A. CUNGE; P. O'CONNELL; J. RASSMUSSEN. 1986. An introduction to the SHE 1; History and philosophy of a physically-based, distributed modelling system. *Journal of Hydrology*, ej. 87: 45–59. (Original no consultado, citado por: PASHE, E. 2007. Flood Modelling in Urban Rivers; the State of the art and where to go. En: VASSIPOULOS, A.; R. ASHLEY; C. ZEBERVINGEN; E. PASHE; S. GARVIN. Eds. 2007. *Advances in urban flood management*. Londres, Tailor & Francis. Pp. 59-90.)
- ACKERS, P. 1993. Flow formulae for straight two-stage channels. *Journal of Hydraulic Research*. 31(4): 509–531. (Original no consultado, citado por: ZECH, Y.; S. SOAREZ; D. BOUSNAR. 2006. Rivers and floods: A concern for people, a problem for engineers, a challenge for research. En: ALVES, E.; A. CARDOSO; J. LEAL; R. FERREIRA. Eds. 2006. *River Flow*. Londres, Tailor & Francis. Vol. 1-2. Pp. 13-27.)
- AGUILERA N., M. A. 2007. Estimación de funciones de distribución de probabilidad para caudales máximos en la Región del Maule. Tesis Ing. Forestal. Talca, Universidad de Talca.
- BERTRAND, G. 1994. Le calcul d'axes hydrauliques dans les rivières à plaines inondables. Mémoire de Stage, Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports, D. 213, Châtelet, Belgium (in French). (Original no consultado, citado por: ZECH, Y.; S. SOAREZ; D. BOUSNAR. 2006. Rivers and floods: A concern for people, a problem for engineers, a challenge for research. En: ALVES, E.; A. CARDOSO; J. LEAL; R. FERREIRA. Eds. 2006. *River Flow*. Londres, Tailor & Francis. Vol. 1-2. Pp. 13-27.)
- BEVEN, K. ¿1985?. Distributed models. *Hydrological Forecasting*. Chichester, John Wiley. Pp. 405–435. (Original no consultado, citado por: PASHE, E. 2007. Flood Modelling in Urban Rivers; the State of the art and where to go. En: VASSIPOULOS, A.; R. ASHLEY; C. ZEBERVINGEN; E. PASHE; S. GARVIN. Eds. 2007. *Advances in urban flood management*. Londres, Tailor & Francis. Pp. 59-90.)
- BOUSMAR, D.; Y. ZECH. 1999. Momentum transfer for practical flow computation in compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering*. American Society of Civil Engineers (ASCE). 125(7): 696–706. (Original no consultado, citado por: ZECH, Y.; S. SOAREZ; D. BOUSNAR. 2006. Rivers and floods: A concern for people, a problem for engineers, a challenge for research. En: ALVES, E.; A. CARDOSO; J. LEAL; R. FERREIRA. Eds. 2006. *River Flow*. Londres, Tailor & Francis. Vol. 1-2. Pp. 13-27.)
- CHOW, V. T. 1994. *Hidráulica de canales abiertos*. McGRAW-HILL. 584 p.
- CIS ASOC. CONSULTORES EN TRANSPORTE S.A; Ministerio de Obras Públicas, Dirección de vialidad. 2011. Estudio preinversión segundo acceso a San José De La Mariquina; Informe final.
- DIRECCION GENERAL DE AGUAS (DGA). Estadística hidrológica en línea. (Disponible en: <http://www.dgasatel.mop.cl>. Consultado el 19 de mayo de 2014.)
- FORTIER, S.; F. C. SCOBAY. 1926. Permissible canal velocities; *Transactions*. American Society of Civil Engineers. (Original no consultado, citado por: CHOW, V. T. 1994. *Hidráulica de canales abiertos*. McGRAW-HILL. 584 p.)

- GONZÁLEZ G., T. B. 2013. Identificación del patrimonio de ingeniería en puentes de la Región De Los Ríos con un ejemplo de evaluación de la posibilidad de conservación. Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia, Univ. Austral de Chile. Fac. Cien. de la Ing. 145 p.
- HONORATO, L.; P. ARAYA; F. GALLEGOS. 1988. Nociones básicas de defensas fluviales. Santiago de Chile, Dirección de Vialidad. Tomo 1, 84 p.
- JARAMILLO A., V. M. 2013. Estudio Socavación en el tercer puente sobre el río Cautín en Temuco. Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia, Univ. Austral de Chile. Fac. Cien. de la Ing. 126 p.
- KIRKBY, M.; R. CHORLEY. ¿1967?. Throughflow, overland flow and erosion. IAHS Bull. 12(3): 5–21. (Original no consultado, citado por: PASHE, E. 2007. Flood Modelling in Urban Rivers; the State of the art and where to go. En: VASSIPOULOS, A.; R. ASHLEY; C. ZEBERVINGEN; E. PASHE; S. GARVIN. Eds. 2007. Advances in urban flood management. Londres, Tailor & Francis. Pp. 59-90.)
- KNIGHT, D.; K. SHIONO. 1996. River Channel and flood plain hydraulics; Flood plain processes. M. Anderson, D. Walling and P. Bates, eds. J. Wiley & Sons, U.K., 139–181 (Original no consultado, citado por: ZECH, Y.; S. SOAREZ; D. BOUSNAR. 2006. Rivers and floods: A concern for people, a problem for engineers, a challenge for research. En: ALVES, E.; A. CARDOSO; J. LEAL; R. FERREIRA. Eds. 2006. River Flow. Londres, Tailor & Francis. Vol. 1-2. Pp. 13-27.)
- MAHMOOD, K.; V. YEVJEVICH. ¿1974?. Unsteady Flow in Open Channels. Littleton Colorado, Water Resources Publications. Pp. 29–62. (Original no consultado, citado por: PASHE, E. 2007. Flood Modelling in Urban Rivers; the State of the art and where to go. En: VASSIPOULOS, A.; R. ASHLEY; C. ZEBERVINGEN; E. PASHE; S. GARVIN. Eds. 2007. Advances in urban flood management. Londres, Tailor & Francis. Pp. 59-90.)
- MARTIN V., J. P. 2003. Ingeniería de ríos. Barcelona, Alfaomega Grupo Edit. S.A de C.V. 318 p. ISBN 970-15-0819-X
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (CHILE). 2012. Manual de Carreteras. Vol. 3. Cap. 3.700. Sección 3708
- MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE (MMA). Infraestructura de datos espaciales; Servicio de Mapas. (Disponible en: <http://www.ide.mma.gob.cl>. Consultado el: 12 junio de 2014.)
- PASHE, E. 2007. Flood Modelling in Urban Rivers; the State of the art and where to go. En: VASSIPOULOS, A.; R. ASHLEY; C. ZEBERVINGEN; E. PASHE; S. GARVIN. Eds. 2007. Advances in urban flood management. Londres, Tailor & Francis. Pp. 59-90.
- REG ESTUDIOS DE INGENIERÍA LTDA.; Celulosa Arauco y Constitución. 2009. Emisario terrestre planta Valdivia; Informe técnico para permiso a la Dirección de Aguas.
- RUTE H., CH. F. 2014. Diseño y estudio de defensas fluviales en la ribera sur del río Blanco en Chaitén. Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia, Univ. Austral de Chile. Fac. Cien. de la Ing. 140 p.
- SHIONO, K.; D. KNIGHT. 1991. Turbulent open channel flows with variable depth across the channel. J. Fluid Mech. 222: 617–646. (Original no consultado, citado por: ZECH, Y.; S. SOAREZ; D. BOUSNAR. 2006. Rivers and floods: A concern for people, a problem for engineers, a challenge for research. En: ALVES, E.; A. CARDOSO; J. LEAL; R. FERREIRA. Eds. 2006. River Flow. Londres, Tailor & Francis. Vol. 1-2. Pp. 13-27.)

- U.S. BUREAU OF RECLAMATION. 1952. Linings for irrigation canals. (Original no consultado, citado por: CHOW, V. T. 1994. Hidráulica de canales abiertos. McGRAW-HILL. 584 p.)
- YEN, B. 1973. Open-channel flow equation revisited. J. Engrg Mech. Div. ASCE. 99(5): 979–1003. (Original no consultado, citado por: ZECH, Y.; S. SOAREZ; D. BOUSNAR. 2006. Rivers and floods: A concern for people, a problem for engineers, a challenge for research. En: ALVES, E.; A. CARDOSO; J. LEAL; R. FERREIRA. Eds. 2006. River Flow. Londres, Taylor & Francis. Vol. 1-2. Pp. 13-27.)
- ZECH, Y.; S. SOAREZ; D. BOUSNAR. 2006. Rivers and floods: A concern for people, a problem for engineers, a challenge for research. En: ALVES, E.; A. CARDOSO; J. LEAL; R. FERREIRA. Eds. 2006. River Flow. Londres, Taylor & Francis. Vol. 1-2. Pp. 13-27.

## 9 Anexos

Tabla A-1 Eje hidráulico situación sin proyecto caudal T=5 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	5 AÑOS (815.9)	815.9	19.59	22.98	21.5	23.05	0.000411	1.31	828.04	692.38	0.25
2200	5 AÑOS (815.9)	815.9	18.25	22.95	21.25	23.04	0.000394	1.5	832.88	844.24	0.26
2150	5 AÑOS (815.9)	815.9	18.88	22.87	21.57	23.01	0.00066	1.82	680.58	650.71	0.33
2100	5 AÑOS (815.9)	815.9	18.96	22.79	21.57	22.97	0.000823	2.09	644.79	814.14	0.37
2050	5 AÑOS (815.9)	815.9	19.35	22.75	21.81	22.91	0.001029	2	615.04	696.58	0.4
2000	5 AÑOS (815.9)	815.9	18.83	22.73	21.66	22.87	0.000698	2.08	740.36	823.83	0.35
1950	5 AÑOS (815.9)	815.9	18.28	22.71	21.07	22.83	0.000465	1.85	814.36	701.67	0.29
1900	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.16	22.68	20.72	22.81	0.000431	1.84	762.92	700.37	0.28
1850	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.74	22.58	20.32	22.78	0.000522	2.18	632.47	519.81	0.32
1800	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.25	22.27	21	22.71	0.001359	3.17	408.64	495.74	0.49
1750	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.41	22.38	20.62	22.6	0.000671	2.31	604.27	569.98	0.35
1700	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.39	22.34	20.55	22.56	0.000673	2.31	576.78	452.18	0.35
1650	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.31	22.33	20.55	22.52	0.000629	2.17	596.8	599.63	0.34
1600	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.43	22.21	20.47	22.48	0.00081	2.48	491.5	576.83	0.38
1550	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.65	22.24	20.36	22.41	0.000546	2.03	606.52	556.01	0.32
1500	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.28	22.18	20.23	22.38	0.000602	2.16	564.43	607.09	0.33
1450	5 AÑOS (815.9)	815.9	17.33	22.18	20.08	22.34	0.000482	2.03	657.97	616.97	0.3
1400	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.88	22.12	20.26	22.31	0.000599	2.28	613.13	590.03	0.34
1350	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.62	22.09	20.03	22.28	0.000556	2.23	629.58	637.88	0.32
1300	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.9	22.12	19.59	22.24	0.00032	1.66	753.9	638.96	0.25
1250	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.21	22.11	19.14	22.22	0.000272	1.7	800.7	654.43	0.23
1200	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.09	22.08	19.01	22.21	0.000279	1.75	715.07	656.84	0.24
1150	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.42	22.09	18.26	22.19	0.00019	1.51	714.29	574.27	0.2
1119.38	5 AÑOS (815.9)	815.9	13.6	22.09	17.29	22.18	0.000132	1.35	669.55	139.52	0.17
1117	Bridge										
1114.49	5 AÑOS (815.9)	815.9	13.09	22.09	17.12	22.18	0.000121	1.3	692.94	141.29	0.16
1100	5 AÑOS (815.9)	815.9	14.05	22.05	17.7	22.17	0.000189	1.6	636.61	275.36	0.2
1050	5 AÑOS (815.9)	815.9	14.05	21.94	18.8	22.15	0.000407	2.2	562.16	426.31	0.29
1000	5 AÑOS (815.9)	815.9	14.98	21.87	20.12	22.12	0.000686	2.54	585.09	454.46	0.36
950	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.53	21.83	19.69	22.08	0.000612	2.53	575.22	468.95	0.35
900	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.69	21.75	20.47	22.04	0.000922	2.8	544.23	479.25	0.41
850	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.04	21.76	20.27	21.98	0.000726	2.45	622.64	505.97	0.37
800	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.05	21.75	19.06	21.94	0.000437	2.17	678.6	542.65	0.29
750	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.59	21.74	19.85	21.91	0.000524	2.16	726.7	567.64	0.32
700	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.26	21.75	19.18	21.88	0.000348	1.88	819.96	587.15	0.26
650	5 AÑOS (815.9)	815.9	14.81	21.75	18.61	21.86	0.000244	1.64	869.73	551.4	0.22
600	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.41	21.69	19.12	21.84	0.000376	1.92	735.45	581.52	0.27
550	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.23	21.69	19.52	21.81	0.000397	1.8	762.65	599.28	0.27
500	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.15	21.69	19.23	21.79	0.0003	1.6	862.48	626.91	0.24
450	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.06	21.7	18.85	21.77	0.00019	1.29	988.42	634.56	0.19
400	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.96	21.67	18.68	21.75	0.000211	1.41	921.44	637.32	0.2
350	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.85	21.67	18.55	21.74	0.00018	1.34	1005.29	642.59	0.19
300	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.67	21.67	18.23	21.73	0.000139	1.19	1090.2	628.87	0.17
250	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.61	21.66	18.37	21.72	0.000152	1.25	1101.43	618.11	0.17
200	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.91	21.64	19.11	21.71	0.000231	1.44	1030.96	602.47	0.21
150	5 AÑOS (815.9)	815.9	16.69	21.6	19.41	21.7	0.000311	1.6	926.41	577.32	0.24
100	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.63	21.59	18.74	21.68	0.000235	1.48	912.14	559.01	0.21
50	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.31	21.54	18.67	21.66	0.000306	1.76	793.08	521.96	0.24
0	5 AÑOS (815.9)	815.9	15.85	21.54	19.02	21.64	0.000301	1.72	896.18	534.05	0.24

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-2 Eje hidráulico situación sin proyecto caudal T= 10 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	10 AÑOS (905	905.7	19.59	23.14	21.58	23.22	0.000395	1.34	910.81	726.58	0.25
2200	10 AÑOS (905	905.7	18.25	23.11	21.37	23.21	0.000387	1.54	914.5	864.01	0.26
2150	10 AÑOS (905	905.7	18.88	23.04	21.73	23.18	0.000628	1.84	761.34	665.97	0.32
2100	10 AÑOS (905	905.7	18.96	22.97	21.71	23.14	0.000754	2.08	738.63	831.16	0.36
2050	10 AÑOS (905	905.7	19.35	22.94	21.93	23.09	0.000917	1.98	698.13	722.67	0.38
2000	10 AÑOS (905	905.7	18.83	22.91	21.67	23.05	0.000649	2.07	824.97	825.1	0.34
1950	10 AÑOS (905	905.7	18.28	22.9	21.24	23.02	0.000447	1.87	901.61	704.07	0.29
1900	10 AÑOS (905	905.7	17.16	22.86	20.88	22.99	0.000422	1.87	846.04	702.56	0.28
1850	10 AÑOS (905	905.7	16.74	22.76	20.5	22.96	0.000521	2.24	703.79	537.52	0.32
1800	10 AÑOS (905	905.7	17.25	22.47	21.2	22.9	0.001303	3.2	477.07	507.85	0.48
1750	10 AÑOS (905	905.7	17.41	22.58	20.91	22.79	0.00065	2.34	679.33	572.81	0.35
1700	10 AÑOS (905	905.7	17.39	22.53	20.75	22.76	0.00066	2.35	643.47	497.73	0.35
1650	10 AÑOS (905	905.7	17.31	22.52	20.79	22.72	0.000624	2.22	655.13	604.63	0.34
1600	10 AÑOS (905	905.7	17.43	22.39	20.66	22.67	0.000806	2.55	546.1	579.18	0.39
1550	10 AÑOS (905	905.7	17.65	22.43	20.54	22.61	0.00055	2.1	660.77	589.04	0.32
1500	10 AÑOS (905	905.7	17.28	22.37	20.4	22.58	0.000607	2.23	626.83	628.23	0.34
1450	10 AÑOS (905	905.7	17.33	22.37	20.26	22.54	0.000485	2.09	726.06	663.43	0.3
1400	10 AÑOS (905	905.7	16.88	22.3	20.48	22.51	0.000601	2.34	672.85	616.63	0.34
1350	10 AÑOS (905	905.7	16.62	22.28	20.22	22.48	0.000563	2.3	697.5	661.9	0.33
1300	10 AÑOS (905	905.7	16.9	22.31	19.75	22.43	0.000327	1.73	818.66	649.72	0.25
1250	10 AÑOS (905	905.7	15.21	22.3	19.34	22.42	0.000282	1.77	863.03	658.3	0.24
1200	10 AÑOS (905	905.7	15.09	22.26	19.22	22.4	0.0003	1.85	763.86	673.34	0.24
1150	10 AÑOS (905	905.7	15.42	22.27	18.44	22.38	0.000207	1.61	750.86	594.75	0.21
1119.38	10 AÑOS (905	905.7	13.6	22.27	17.48	22.37	0.000148	1.45	694.3	142.92	0.18
1117	Bridge										
1114.49	10 AÑOS (905	905.7	13.09	22.27	17.3	22.36	0.000136	1.41	717.65	142.7	0.17
1100	10 AÑOS (905	905.7	14.05	22.22	17.91	22.36	0.000211	1.72	662.37	295.2	0.21
1050	10 AÑOS (905	905.7	14.05	22.1	19.03	22.33	0.000438	2.32	600.11	428.22	0.3
1000	10 AÑOS (905	905.7	14.98	22.05	20.37	22.3	0.000686	2.61	642.68	455.75	0.36
950	10 AÑOS (905	905.7	15.53	22	19.94	22.27	0.000622	2.61	632.69	469.59	0.35
900	10 AÑOS (905	905.7	15.69	21.94	20.64	22.23	0.000889	2.83	607.61	480.14	0.41
850	10 AÑOS (905	905.7	16.04	21.96	20.61	22.17	0.000702	2.48	691.2	507.76	0.36
800	10 AÑOS (905	905.7	15.05	21.94	19.28	22.13	0.000439	2.23	753.98	546.78	0.29
750	10 AÑOS (905	905.7	15.59	21.94	20.05	22.1	0.000507	2.19	808.76	570.09	0.31
700	10 AÑOS (905	905.7	15.26	21.94	19.39	22.07	0.000348	1.92	903.34	590.22	0.26
650	10 AÑOS (905	905.7	14.81	21.94	18.8	22.05	0.000251	1.69	944.83	553.26	0.22
600	10 AÑOS (905	905.7	15.41	21.88	19.31	22.03	0.000378	1.97	817.57	601.45	0.27
550	10 AÑOS (905	905.7	16.23	21.88	19.69	22	0.000393	1.85	847.12	647.7	0.27
500	10 AÑOS (905	905.7	16.15	21.88	19.38	21.98	0.0003	1.64	954.69	644.65	0.24
450	10 AÑOS (905	905.7	16.06	21.89	18.99	21.96	0.000193	1.33	1079.88	641.91	0.19
400	10 AÑOS (905	905.7	15.96	21.86	18.82	21.95	0.000214	1.46	1015.54	639.12	0.2
350	10 AÑOS (905	905.7	15.85	21.86	18.7	21.93	0.000184	1.38	1097.06	642.97	0.19
300	10 AÑOS (905	905.7	15.67	21.86	18.37	21.92	0.000144	1.24	1183.95	629.78	0.17
250	10 AÑOS (905	905.7	15.61	21.85	18.52	21.91	0.000156	1.3	1192.24	618.41	0.18
200	10 AÑOS (905	905.7	15.91	21.83	19.29	21.9	0.00023	1.48	1123.67	603.1	0.21
150	10 AÑOS (905	905.7	16.69	21.8	19.58	21.89	0.000305	1.63	1017.01	578.7	0.24
100	10 AÑOS (905	905.7	15.63	21.78	18.89	21.87	0.000237	1.52	997.71	560.19	0.21
50	10 AÑOS (905	905.7	15.31	21.73	18.84	21.86	0.000309	1.81	871.85	540.7	0.25
0	10 AÑOS (905	905.7	15.85	21.73	19.21	21.83	0.0003	1.76	976.92	552.73	0.24

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-3 Eje hidráulico situación sin proyecto caudal T=25 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	25 AÑOS (100	1001.4	19.59	23.31	21.68	23.39	0.000381	1.36	994.82	737.71	0.25
2200	25 AÑOS (100	1001.4	18.25	23.28	21.48	23.38	0.000381	1.58	997.4	872.23	0.26
2150	25 AÑOS (100	1001.4	18.88	23.22	21.86	23.35	0.0006	1.86	843.12	681.35	0.32
2100	25 AÑOS (100	1001.4	18.96	23.16	21.86	23.32	0.000698	2.07	832.3	847.97	0.35
2050	25 AÑOS (100	1001.4	19.35	23.12	22.05	23.27	0.000833	1.97	780.42	749.71	0.37
2000	25 AÑOS (100	1001.4	18.83	23.1	21.92	23.23	0.000613	2.08	908.52	826.34	0.33
1950	25 AÑOS (100	1001.4	18.28	23.08	21.48	23.2	0.000434	1.89	987.88	707.17	0.28
1900	25 AÑOS (100	1001.4	17.16	23.05	21.04	23.18	0.000416	1.91	928.4	704.73	0.28
1850	25 AÑOS (100	1001.4	16.74	22.94	20.69	23.15	0.000521	2.29	774.47	537.94	0.32
1800	25 AÑOS (100	1001.4	17.25	22.67	21.68	23.09	0.001245	3.22	547.54	520.01	0.48
1750	25 AÑOS (100	1001.4	17.41	22.77	21.09	22.98	0.000633	2.37	754.17	618.74	0.35
1700	25 AÑOS (100	1001.4	17.39	22.72	21.04	22.95	0.000649	2.4	709.97	602.86	0.35
1650	25 AÑOS (100	1001.4	17.31	22.71	20.99	22.91	0.000622	2.28	717.43	647.93	0.34
1600	25 AÑOS (100	1001.4	17.43	22.58	20.86	22.86	0.000803	2.61	600.74	581.65	0.39
1550	25 AÑOS (100	1001.4	17.65	22.62	20.75	22.8	0.000554	2.16	720.2	621.05	0.32
1500	25 AÑOS (100	1001.4	17.28	22.55	20.57	22.77	0.000609	2.3	691.79	642.45	0.34
1450	25 AÑOS (100	1001.4	17.33	22.55	20.46	22.73	0.000489	2.15	796.55	677.51	0.31
1400	25 AÑOS (100	1001.4	16.88	22.49	20.74	22.7	0.000604	2.41	733.84	624.73	0.34
1350	25 AÑOS (100	1001.4	16.62	22.46	20.42	22.67	0.000568	2.37	769.14	692.34	0.33
1300	25 AÑOS (100	1001.4	16.9	22.5	19.91	22.63	0.000334	1.79	884.52	667.43	0.25
1250	25 AÑOS (100	1001.4	15.21	22.48	19.53	22.61	0.000292	1.84	925.85	674.05	0.24
1200	25 AÑOS (100	1001.4	15.09	22.44	19.45	22.59	0.000316	1.94	813.74	679.79	0.25
1150	25 AÑOS (100	1001.4	15.42	22.45	18.62	22.57	0.000225	1.71	788.02	625.47	0.22
1119.38	25 AÑOS (100	1001.4	13.6	22.45	17.67	22.56	0.000165	1.56	719.92	147.84	0.19
1117	Bridge										
1114.49	25 AÑOS (100	1001.4	13.09	22.44	17.47	22.55	0.000152	1.51	742.9	145.76	0.18
1100	25 AÑOS (100	1001.4	14.05	22.39	18.11	22.55	0.000234	1.84	688.36	323.15	0.22
1050	25 AÑOS (100	1001.4	14.05	22.27	19.28	22.52	0.000469	2.45	638.68	430.17	0.31
1000	25 AÑOS (100	1001.4	14.98	22.24	20.59	22.49	0.000685	2.67	701.21	457.07	0.37
950	25 AÑOS (100	1001.4	15.53	22.19	20.2	22.46	0.000629	2.68	691.48	470.25	0.35
900	25 AÑOS (100	1001.4	15.69	22.14	20.78	22.42	0.00086	2.85	671.35	480.73	0.41
850	25 AÑOS (100	1001.4	16.04	22.15	20.75	22.36	0.000682	2.51	760.49	510.14	0.36
800	25 AÑOS (100	1001.4	15.05	22.13	19.52	22.33	0.00044	2.28	831	550.95	0.3
750	25 AÑOS (100	1001.4	15.59	22.13	20.37	22.29	0.000492	2.21	891.58	573.26	0.31
700	25 AÑOS (100	1001.4	15.26	22.13	19.61	22.27	0.000346	1.96	988.18	595.3	0.26
650	25 AÑOS (100	1001.4	14.81	22.13	18.99	22.24	0.000256	1.75	1021.01	555.42	0.23
600	25 AÑOS (100	1001.4	15.41	22.07	19.48	22.22	0.000378	2.01	904.74	622.29	0.27
550	25 AÑOS (100	1001.4	16.23	22.07	19.84	22.2	0.000398	1.91	937.65	667.17	0.28
500	25 AÑOS (100	1001.4	16.15	22.07	19.55	22.17	0.000296	1.67	1049.96	644.93	0.24
450	25 AÑOS (100	1001.4	16.06	22.08	19.15	22.15	0.000195	1.37	1172.92	643.1	0.19
400	25 AÑOS (100	1001.4	15.96	22.05	18.97	22.14	0.000216	1.5	1111.06	640.79	0.21
350	25 AÑOS (100	1001.4	15.85	22.05	18.86	22.13	0.000187	1.43	1190.18	643.35	0.19
300	25 AÑOS (100	1001.4	15.67	22.05	18.51	22.12	0.000147	1.29	1279.07	630.71	0.17
250	25 AÑOS (100	1001.4	15.61	22.04	18.68	22.11	0.000159	1.34	1284.36	618.71	0.18
200	25 AÑOS (100	1001.4	15.91	22.02	19.57	22.1	0.000229	1.51	1217.52	603.9	0.21
150	25 AÑOS (100	1001.4	16.69	21.99	19.82	22.08	0.000299	1.66	1108.61	580.09	0.24
100	25 AÑOS (100	1001.4	15.63	21.98	19.05	22.07	0.000239	1.57	1083.99	561.37	0.22
50	25 AÑOS (100	1001.4	15.31	21.92	19.03	22.05	0.000312	1.86	951.35	543.15	0.25
0	25 AÑOS (100	1001.4	15.85	21.92	19.42	22.03	0.000301	1.8	1058.29	555.32	0.24

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-4 Eje hidráulico situación sin proyecto caudal T=50 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	50 AÑOS (106	1063.2	19.59	23.42	21.74	23.5	0.000372	1.38	1047.66	746.29	0.25
2200	50 AÑOS (106	1063.2	18.25	23.39	21.55	23.49	0.000377	1.6	1049.58	877.41	0.26
2150	50 AÑOS (106	1063.2	18.88	23.33	21.93	23.46	0.000583	1.87	894.52	690.76	0.32
2100	50 AÑOS (106	1063.2	18.96	23.27	21.95	23.43	0.000667	2.07	890.68	857.99	0.34
2050	50 AÑOS (106	1063.2	19.35	23.24	22.13	23.38	0.00079	1.97	831.46	767.94	0.36
2000	50 AÑOS (106	1063.2	18.83	23.22	21.99	23.35	0.000593	2.08	960.44	827.11	0.33
1950	50 AÑOS (106	1063.2	18.28	23.2	21.62	23.32	0.000426	1.9	1041.67	709.12	0.28
1900	50 AÑOS (106	1063.2	17.16	23.16	21.13	23.29	0.000412	1.93	979.85	706.09	0.28
1850	50 AÑOS (106	1063.2	16.74	23.06	20.81	23.26	0.00052	2.32	818.97	538.21	0.32
1800	50 AÑOS (106	1063.2	17.25	22.8	21.81	23.2	0.001204	3.22	593.33	527.76	0.47
1750	50 AÑOS (106	1063.2	17.41	22.89	21.2	23.1	0.00062	2.39	801.82	619.45	0.34
1700	50 AÑOS (106	1063.2	17.39	22.85	21.17	23.07	0.00064	2.42	752.41	603.47	0.35
1650	50 AÑOS (106	1063.2	17.31	22.83	21.12	23.03	0.000616	2.31	761.52	671.77	0.34
1600	50 AÑOS (106	1063.2	17.43	22.7	20.99	22.99	0.000797	2.65	635.79	583.22	0.39
1550	50 AÑOS (106	1063.2	17.65	22.74	20.94	22.92	0.000553	2.2	761.01	641.59	0.32
1500	50 AÑOS (106	1063.2	17.28	22.67	20.68	22.89	0.000608	2.33	734.56	652.93	0.34
1450	50 AÑOS (106	1063.2	17.33	22.68	20.61	22.85	0.000487	2.18	843.02	684.88	0.31
1400	50 AÑOS (106	1063.2	16.88	22.61	20.89	22.82	0.000603	2.44	773.7	630.16	0.34
1350	50 AÑOS (106	1063.2	16.62	22.58	20.55	22.79	0.000569	2.41	816.2	695.6	0.33
1300	50 AÑOS (106	1063.2	16.9	22.62	20.02	22.75	0.000337	1.82	926.88	672.28	0.26
1250	50 AÑOS (106	1063.2	15.21	22.6	19.65	22.73	0.000297	1.88	966.03	675.92	0.25
1200	50 AÑOS (106	1063.2	15.09	22.56	19.56	22.71	0.000325	1.99	845.65	685.69	0.26
1150	50 AÑOS (106	1063.2	15.42	22.56	18.73	22.7	0.000236	1.77	811.85	643.03	0.22
1119.38	50 AÑOS (106	1063.2	13.6	22.56	17.78	22.69	0.000176	1.63	736.64	151.22	0.19
1117	Bridge										
1114.49	50 AÑOS (106	1063.2	13.09	22.55	17.59	22.67	0.000162	1.58	759.23	151.03	0.19
1100	50 AÑOS (106	1063.2	14.05	22.5	18.24	22.67	0.000248	1.91	704.9	329.79	0.23
1050	50 AÑOS (106	1063.2	14.05	22.38	19.44	22.64	0.000486	2.52	663.47	431.42	0.31
1000	50 AÑOS (106	1063.2	14.98	22.36	20.59	22.61	0.000684	2.7	737.43	457.88	0.37
950	50 AÑOS (106	1063.2	15.53	22.3	20.24	22.57	0.000633	2.72	727.99	472.4	0.36
900	50 AÑOS (106	1063.2	15.69	22.26	20.79	22.54	0.000845	2.87	710.68	481.08	0.4
850	50 AÑOS (106	1063.2	16.04	22.27	20.94	22.48	0.000671	2.53	803.42	513.08	0.36
800	50 AÑOS (106	1063.2	15.05	22.25	19.68	22.45	0.00044	2.31	879.11	555.02	0.3
750	50 AÑOS (106	1063.2	15.59	22.25	20.96	22.41	0.000487	2.23	942.88	578.94	0.31
700	50 AÑOS (106	1063.2	15.26	22.25	19.74	22.38	0.000345	1.98	1040.68	694.71	0.26
650	50 AÑOS (106	1063.2	14.81	22.25	19.12	22.36	0.000259	1.78	1068.11	643.83	0.23
600	50 AÑOS (106	1063.2	15.41	22.19	19.66	22.35	0.000377	2.04	960.6	635.25	0.27
550	50 AÑOS (106	1063.2	16.23	22.19	20.1	22.32	0.000391	1.92	995.59	670.37	0.27
500	50 AÑOS (106	1063.2	16.15	22.19	19.65	22.29	0.000294	1.69	1108.96	645.53	0.24
450	50 AÑOS (106	1063.2	16.06	22.2	19.24	22.27	0.000196	1.4	1230.57	643.7	0.2
400	50 AÑOS (106	1063.2	15.96	22.17	19.07	22.26	0.000217	1.53	1170.29	641.82	0.21
350	50 AÑOS (106	1063.2	15.85	22.17	18.96	22.25	0.000189	1.46	1247.91	643.59	0.19
300	50 AÑOS (106	1063.2	15.67	22.17	18.6	22.24	0.000149	1.31	1338.05	631.28	0.17
250	50 AÑOS (106	1063.2	15.61	22.16	18.78	22.23	0.000162	1.37	1341.47	618.89	0.18
200	50 AÑOS (106	1063.2	15.91	22.14	19.72	22.22	0.000228	1.53	1275.66	604.62	0.21
150	50 AÑOS (106	1063.2	16.69	22.11	19.94	22.2	0.000295	1.68	1165.29	580.95	0.24
100	50 AÑOS (106	1063.2	15.63	22.09	19.15	22.19	0.00024	1.59	1137.43	562.1	0.22
50	50 AÑOS (106	1063.2	15.31	22.04	19.14	22.17	0.000313	1.89	1000.61	543.74	0.25
0	50 AÑOS (106	1063.2	15.85	22.04	20.09	22.15	0.000301	1.83	1108.67	556.13	0.24

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-5 Eje hidráulico situación sin proyecto caudal T= 100 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	100 AÑOS (11)	1118.8	19.59	23.54	21.8	23.6	0.000296	1.26	1391.81	765.14	0.22
2200	100 AÑOS (11)	1118.8	18.25	23.49	21.6	23.59	0.00037	1.61	1098.71	882.29	0.26
2150	100 AÑOS (11)	1118.8	18.88	23.43	21.99	23.56	0.000564	1.88	943.1	699.66	0.31
2100	100 AÑOS (11)	1118.8	18.96	23.38	22.02	23.53	0.000636	2.06	945.79	867.45	0.34
2050	100 AÑOS (11)	1118.8	19.35	23.35	22.17	23.49	0.000748	1.96	879.78	785.2	0.35
2000	100 AÑOS (11)	1118.8	18.83	23.33	22.05	23.45	0.000572	2.08	1009.66	827.85	0.32
1950	100 AÑOS (11)	1118.8	18.28	23.31	21.71	23.42	0.000415	1.91	1092.78	710.98	0.28
1900	100 AÑOS (11)	1118.8	17.16	23.27	21.24	23.4	0.000404	1.94	1028.97	707.38	0.28
1850	100 AÑOS (11)	1118.8	16.74	23.17	20.91	23.37	0.000512	2.33	862.02	538.46	0.32
1800	100 AÑOS (11)	1118.8	17.25	22.9	22.07	23.31	0.001206	3.27	630.71	539.67	0.47
1750	100 AÑOS (11)	1118.8	17.41	23	21.31	23.21	0.00061	2.4	843.69	620.08	0.34
1700	100 AÑOS (11)	1118.8	17.39	22.95	21.24	23.18	0.000632	2.44	789.74	604	0.35
1650	100 AÑOS (11)	1118.8	17.31	22.94	21.19	23.14	0.000609	2.33	802.7	692.76	0.34
1600	100 AÑOS (11)	1118.8	17.43	22.81	21.12	23.1	0.000791	2.68	666.66	584.6	0.39
1550	100 AÑOS (11)	1118.8	17.65	22.84	21.05	23.03	0.000552	2.23	798.73	659.67	0.32
1500	100 AÑOS (11)	1118.8	17.28	22.78	20.78	23	0.000603	2.36	773.32	662.56	0.34
1450	100 AÑOS (11)	1118.8	17.33	22.78	20.75	22.96	0.000484	2.21	884.81	691.42	0.31
1400	100 AÑOS (11)	1118.8	16.88	22.72	21.03	22.93	0.000602	2.47	809.54	634.92	0.34
1350	100 AÑOS (11)	1118.8	16.62	22.69	20.66	22.9	0.00056	2.42	859.4	697.16	0.33
1300	100 AÑOS (11)	1118.8	16.9	22.72	20.11	22.86	0.000339	1.85	965.06	676.61	0.26
1250	100 AÑOS (11)	1118.8	15.21	22.71	19.75	22.84	0.000301	1.91	1002.12	677.6	0.25
1200	100 AÑOS (11)	1118.8	15.09	22.66	19.67	22.82	0.000332	2.03	874.32	689.97	0.26
1150	100 AÑOS (11)	1118.8	15.42	22.66	18.82	22.8	0.000245	1.82	833.31	655.43	0.23
1119.38	100 AÑOS (11)	1118.8	13.6	22.66	17.88	22.8	0.000187	1.69	752.8	181.45	0.2
1117	Bridge										
1114.49	100 AÑOS (11)	1118.8	13.09	22.65	17.68	22.78	0.000171	1.64	775.32	198.99	0.19
1100	100 AÑOS (11)	1118.8	14.05	22.6	18.35	22.78	0.00026	1.98	719.89	339.1	0.23
1050	100 AÑOS (11)	1118.8	14.05	22.48	19.6	22.75	0.000498	2.58	686.17	432.56	0.32
1000	100 AÑOS (11)	1118.8	14.98	22.46	20.91	22.71	0.000681	2.73	770.43	461.32	0.37
950	100 AÑOS (11)	1118.8	15.53	22.41	20.63	22.68	0.000632	2.75	761.44	475.93	0.36
900	100 AÑOS (11)	1118.8	15.69	22.37	21.13	22.64	0.000829	2.89	746.13	481.4	0.4
850	100 AÑOS (11)	1118.8	16.04	22.38	21.11	22.59	0.000659	2.54	842.22	516.62	0.36
800	100 AÑOS (11)	1118.8	15.05	22.36	19.82	22.55	0.000438	2.33	922.83	559.79	0.3
750	100 AÑOS (11)	1118.8	15.59	22.36	21.04	22.52	0.000478	2.24	989.89	583.44	0.31
700	100 AÑOS (11)	1118.8	15.26	22.36	19.84	22.49	0.000342	2	1088.29	696.6	0.26
650	100 AÑOS (11)	1118.8	14.81	22.36	19.23	22.47	0.000261	1.81	1110.84	646.65	0.23
600	100 AÑOS (11)	1118.8	15.41	22.3	19.74	22.45	0.000386	2.09	1009.08	648.73	0.28
550	100 AÑOS (11)	1118.8	16.23	22.29	20.25	22.43	0.000386	1.94	1046.7	673.19	0.27
500	100 AÑOS (11)	1118.8	16.15	22.3	19.74	22.4	0.000292	1.71	1161.04	646.24	0.24
450	100 AÑOS (11)	1118.8	16.06	22.3	19.32	22.38	0.000197	1.42	1281.47	644.24	0.2
400	100 AÑOS (11)	1118.8	15.96	22.28	19.15	22.37	0.000218	1.55	1222.61	642.74	0.21
350	100 AÑOS (11)	1118.8	15.85	22.27	19.05	22.35	0.00019	1.48	1298.91	643.8	0.2
300	100 AÑOS (11)	1118.8	15.67	22.27	18.68	22.34	0.000151	1.34	1390.15	631.78	0.18
250	100 AÑOS (11)	1118.8	15.61	22.27	18.87	22.33	0.000163	1.39	1391.91	619.22	0.18
200	100 AÑOS (11)	1118.8	15.91	22.25	19.81	22.32	0.000228	1.55	1327	605.66	0.21
150	100 AÑOS (11)	1118.8	16.69	22.22	19.98	22.31	0.000293	1.69	1215.32	581.84	0.24
100	100 AÑOS (11)	1118.8	15.63	22.2	19.24	22.3	0.00024	1.61	1184.65	562.75	0.22
50	100 AÑOS (11)	1118.8	15.31	22.14	19.25	22.28	0.000314	1.92	1044.18	544.26	0.25
0	100 AÑOS (11)	1118.8	15.85	22.15	20.29	22.25	0.0003	1.85	1153.22	556.86	0.25

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-6 Eje hidráulico situación Alternativa seleccionada caudal T=5 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	100 AÑOS (11)	1118.8	19.59	23.63	21.8	23.71	0.000315	1.32	1155.71	784.4	0.23
2200	100 AÑOS (11)	1118.8	18.25	23.61	21.6	23.69	0.000324	1.54	1155.42	888.16	0.24
2150	100 AÑOS (11)	1118.8	18.88	23.56	21.99	23.67	0.000481	1.77	1002.62	710.56	0.29
2100	100 AÑOS (11)	1118.8	18.96	23.52	22.02	23.65	0.000529	1.92	1015.99	878.23	0.31
2050	100 AÑOS (11)	1118.8	19.35	23.49	22.17	23.61	0.000635	1.86	907.31	807.47	0.33
2000	100 AÑOS (11)	1118.8	18.83	23.48	21.99	23.58	0.000441	1.87	1170.8	828.89	0.29
1950	100 AÑOS (11)	1118.8	18.28	23.44	21.74	23.55	0.000405	1.92	1068.31	713.12	0.28
1900	100 AÑOS (11)	1118.8	17.16	23.43	21.24	23.53	0.000331	1.79	1138.31	709.21	0.25
1850	100 AÑOS (11)	1118.8	16.74	23.33	20.92	23.51	0.000441	2.21	905.56	538.83	0.3
1800	100 AÑOS (11)	1118.8	17.25	23.1	22.1	23.46	0.001005	3.07	644.45	539.69	0.44
1750	100 AÑOS (11)	1118.8	17.41	23.17	21.31	23.37	0.000575	2.39	797.89	569.57	0.34
1700	100 AÑOS (11)	1118.8	17.39	23.09	21.24	23.34	0.000647	2.51	679.93	484.65	0.35
1650	100 AÑOS (11)	1118.8	17.31	23.03	21.2	23.3	0.000714	2.56	623.19	550.4	0.37
1600	100 AÑOS (11)	1118.8	17.43	22.91	21.12	23.26	0.00085	2.82	530.42	406.07	0.4
1550	100 AÑOS (11)	1118.8	17.65	22.92	20.94	23.2	0.000701	2.54	574.77	473.25	0.37
1500	100 AÑOS (11)	1118.8	17.28	22.82	20.75	23.16	0.000791	2.72	513.44	454.91	0.39
1450	100 AÑOS (11)	1118.8	17.33	22.77	20.64	23.12	0.000771	2.78	505.84	470.48	0.39
1400	100 AÑOS (11)	1118.8	16.88	22.73	20.93	23.07	0.00082	2.89	548.48	398.64	0.4
1350	100 AÑOS (11)	1118.8	16.62	22.66	20.64	23.03	0.000831	2.94	547.71	441.77	0.4
1300	100 AÑOS (11)	1118.8	16.9	22.76	20.11	22.95	0.00043	2.1	700.34	374.96	0.29
1250	100 AÑOS (11)	1118.8	15.21	22.7	19.75	22.92	0.000434	2.3	638.3	311.7	0.3
1200	100 AÑOS (11)	1118.8	15.09	22.65	19.67	22.9	0.00045	2.36	585.1	233.71	0.3
1150	100 AÑOS (11)	1118.8	15.42	22.68	18.82	22.86	0.000293	1.99	653.42	163.4	0.25
1119.38	100 AÑOS (11)	1118.8	13.6	22.7	17.88	22.84	0.00019	1.71	690.95	112.21	0.2
1117	Bridge										
1114.49	100 AÑOS (11)	1118.8	13.09	22.69	17.68	22.83	0.000176	1.66	710.62	112.29	0.19
1100	100 AÑOS (11)	1118.8	14.05	22.59	18.35	22.82	0.000315	2.17	571.54	107.33	0.26
1050	100 AÑOS (11)	1118.8	14.05	22.39	19.56	22.78	0.000656	2.93	523.88	215.24	0.37
1000	100 AÑOS (11)	1118.8	14.98	22.53	20.2	22.68	0.000426	2.18	810.44	312.97	0.29
950	100 AÑOS (11)	1118.8	15.53	22.5	20.18	22.66	0.0004	2.21	818.49	391.65	0.28
900	100 AÑOS (11)	1118.8	15.69	22.45	20.4	22.63	0.000586	2.45	783.33	440	0.34
850	100 AÑOS (11)	1118.8	16.04	22.47	20.35	22.59	0.00042	2.05	908.95	507.73	0.29
800	100 AÑOS (11)	1118.8	15.05	22.43	19.96	22.57	0.000326	2.02	920.59	548.47	0.26
750	100 AÑOS (11)	1118.8	15.59	22.44	20.13	22.55	0.000341	1.91	988.97	571.71	0.26
700	100 AÑOS (11)	1118.8	15.26	22.43	19.93	22.53	0.000264	1.77	1067.85	581.5	0.23
650	100 AÑOS (11)	1118.8	14.81	22.41	19.43	22.52	0.000231	1.71	1075	561.09	0.22
600	100 AÑOS (11)	1118.8	15.41	22.38	19.89	22.5	0.000308	1.88	973.27	632.91	0.25
550	100 AÑOS (11)	1118.8	16.23	22.37	20.06	22.48	0.000316	1.77	980.02	641.94	0.25
500	100 AÑOS (11)	1118.8	16.15	22.33	19.81	22.46	0.000329	1.82	915.93	638.95	0.25
450	100 AÑOS (11)	1118.8	16.06	22.35	19.36	22.44	0.000222	1.51	1048.39	644.45	0.21
400	100 AÑOS (11)	1118.8	15.96	22.33	19.22	22.43	0.000221	1.57	1082.08	643.48	0.21
350	100 AÑOS (11)	1118.8	15.85	22.33	19.14	22.41	0.000186	1.47	1178.98	643.92	0.19
300	100 AÑOS (11)	1118.8	15.67	22.33	18.74	22.4	0.000155	1.36	1215.38	632.04	0.18
250	100 AÑOS (11)	1118.8	15.61	22.31	18.97	22.39	0.000173	1.44	1228.77	619.46	0.19
200	100 AÑOS (11)	1118.8	15.91	22.28	19.73	22.38	0.000264	1.68	1098.07	606.26	0.23
150	100 AÑOS (11)	1118.8	16.69	22.23	20.06	22.36	0.000371	1.91	933.76	581.98	0.27
100	100 AÑOS (11)	1118.8	15.63	22.22	19.24	22.34	0.000287	1.77	941.38	562.86	0.24
50	100 AÑOS (11)	1118.8	15.31	22.19	19.35	22.33	0.000313	1.93	945.29	544.47	0.25
0	100 AÑOS (11)	1118.8	15.85	22.19	20.07	22.3	0.0003	1.86	1048.02	557.16	0.25

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-7 Eje hidráulico situación Alternativa seleccionada caudal T= 10 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	10 AÑOS (905	905.7	19.59	23.17	21.58	23.25	0.000379	1.32	925.92	728.83	0.25
2200	10 AÑOS (905	905.7	18.25	23.14	21.37	23.23	0.000374	1.52	927.9	865.34	0.25
2150	10 AÑOS (905	905.7	18.88	23.07	21.73	23.2	0.000601	1.81	775.92	668.73	0.32
2100	10 AÑOS (905	905.7	18.96	23.01	21.71	23.17	0.000713	2.03	757.13	834.52	0.35
2050	10 AÑOS (905	905.7	19.35	22.98	21.93	23.12	0.000869	1.95	694.6	726.08	0.37
2000	10 AÑOS (905	905.7	18.83	22.96	21.8	23.08	0.00059	1.99	902.63	825.4	0.32
1950	10 AÑOS (905	905.7	18.28	22.92	21.27	23.05	0.000489	1.96	842.19	704.35	0.3
1900	10 AÑOS (905	905.7	17.16	22.91	20.88	23.03	0.000392	1.81	894.26	703.07	0.27
1850	10 AÑOS (905	905.7	16.74	22.8	20.5	22.99	0.000499	2.2	709.72	537.62	0.31
1800	10 AÑOS (905	905.7	17.25	22.53	21.2	22.94	0.001225	3.13	473.06	511.39	0.47
1750	10 AÑOS (905	905.7	17.41	22.61	20.9	22.84	0.000671	2.39	623.69	566.33	0.36
1700	10 AÑOS (905	905.7	17.39	22.55	20.75	22.8	0.000707	2.44	552.32	481.97	0.36
1650	10 AÑOS (905	905.7	17.31	22.51	20.79	22.76	0.000755	2.44	509.42	444.49	0.37
1600	10 AÑOS (905	905.7	17.43	22.41	20.66	22.72	0.000864	2.64	448.62	402.99	0.4
1550	10 AÑOS (905	905.7	17.65	22.41	20.5	22.66	0.000711	2.37	490.09	395.17	0.36
1500	10 AÑOS (905	905.7	17.28	22.33	20.4	22.62	0.000767	2.5	441.71	426.4	0.38
1450	10 AÑOS (905	905.7	17.33	22.29	20.26	22.58	0.000724	2.53	440.28	432.3	0.37
1400	10 AÑOS (905	905.7	16.88	22.24	20.47	22.54	0.000802	2.68	470.67	378.16	0.39
1350	10 AÑOS (905	905.7	16.62	22.18	20.22	22.5	0.000793	2.7	460.82	411.62	0.39
1300	10 AÑOS (905	905.7	16.9	22.26	19.75	22.43	0.000422	1.95	601.58	362.59	0.28
1250	10 AÑOS (905	905.7	15.21	22.22	19.34	22.41	0.000396	2.08	566.54	306.54	0.28
1200	10 AÑOS (905	905.7	15.09	22.18	19.22	22.39	0.000399	2.11	523.76	230.14	0.28
1150	10 AÑOS (905	905.7	15.42	22.21	18.44	22.35	0.000252	1.76	593.08	152.36	0.23
1119.38	10 AÑOS (905	905.7	13.6	22.23	17.48	22.34	0.000157	1.49	638.56	109.9	0.18
1117	Bridge										
1114.49	10 AÑOS (905	905.7	13.09	22.22	17.29	22.33	0.000144	1.44	658.23	110.15	0.17
1100	10 AÑOS (905	905.7	14.05	22.14	17.91	22.32	0.000259	1.89	524.53	103.2	0.23
1050	10 AÑOS (905	905.7	14.05	21.95	19.03	22.28	0.000587	2.65	449.73	214.85	0.34
1000	10 AÑOS (905	905.7	14.98	22.07	19.95	22.2	0.000398	1.99	720.94	311.84	0.28
950	10 AÑOS (905	905.7	15.53	22.04	19.89	22.18	0.000371	2.02	726.53	390.76	0.27
900	10 AÑOS (905	905.7	15.69	21.98	20.13	22.15	0.000594	2.32	673.18	439.4	0.33
850	10 AÑOS (905	905.7	16.04	22	20.12	22.11	0.000416	1.92	789.63	503.8	0.28
800	10 AÑOS (905	905.7	15.05	21.97	19.64	22.09	0.00031	1.87	800.23	539.52	0.25
750	10 AÑOS (905	905.7	15.59	21.97	19.88	22.07	0.000338	1.79	855.35	561.32	0.25
700	10 AÑOS (905	905.7	15.26	21.96	19.65	22.05	0.000255	1.65	928.79	577.68	0.22
650	10 AÑOS (905	905.7	14.81	21.94	18.89	22.04	0.000219	1.59	935.05	543.32	0.21
600	10 AÑOS (905	905.7	15.41	21.91	19.47	22.02	0.000299	1.76	843.4	591.76	0.24
550	10 AÑOS (905	905.7	16.23	21.91	19.72	22	0.000304	1.63	843.55	628.56	0.24
500	10 AÑOS (905	905.7	16.15	21.87	19.45	21.98	0.000324	1.7	783.24	638.95	0.25
450	10 AÑOS (905	905.7	16.06	21.88	19.01	21.96	0.000215	1.4	906.45	641.85	0.2
400	10 AÑOS (905	905.7	15.96	21.86	18.83	21.95	0.000215	1.46	919.01	639.12	0.2
350	10 AÑOS (905	905.7	15.85	21.86	18.8	21.93	0.000178	1.36	1015.92	642.98	0.19
300	10 AÑOS (905	905.7	15.67	21.86	18.38	21.92	0.000145	1.25	1057.7	629.78	0.17
250	10 AÑOS (905	905.7	15.61	21.84	18.55	21.91	0.000167	1.34	1060.14	618.4	0.18
200	10 AÑOS (905	905.7	15.91	21.81	19.35	21.9	0.000266	1.59	936.67	603.04	0.23
150	10 AÑOS (905	905.7	16.69	21.76	19.47	21.88	0.000379	1.81	791.46	578.43	0.27
100	10 AÑOS (905	905.7	15.63	21.75	18.89	21.86	0.000281	1.65	802.78	559.98	0.23
50	10 AÑOS (905	905.7	15.31	21.72	18.91	21.85	0.000308	1.81	802.51	540.54	0.25
0	10 AÑOS (905	905.7	15.85	21.72	19.35	21.83	0.0003	1.76	895.81	552.56	0.24

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-7 Eje hidráulico situación Alternativa seleccionada caudal T=25 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	25 AÑOS (100	1001.4	19.59	23.38	21.68	23.45	0.000348	1.32	1029.65	743	0.24
2200	25 AÑOS (100	1001.4	18.25	23.35	21.48	23.44	0.00035	1.53	1030.6	875.53	0.25
2150	25 AÑOS (100	1001.4	18.88	23.29	21.86	23.42	0.000541	1.79	878.61	687.85	0.31
2100	25 AÑOS (100	1001.4	18.96	23.24	21.86	23.38	0.000617	1.98	875.57	855.4	0.33
2050	25 AÑOS (100	1001.4	19.35	23.21	22.05	23.35	0.000744	1.9	792.17	763.24	0.35
2000	25 AÑOS (100	1001.4	18.83	23.2	21.93	23.31	0.00051	1.93	1026.12	827.01	0.3
1950	25 AÑOS (100	1001.4	18.28	23.16	21.47	23.28	0.000446	1.94	945.93	708.37	0.29
1900	25 AÑOS (100	1001.4	17.16	23.14	21.04	23.26	0.000362	1.8	1006.2	705.89	0.26
1850	25 AÑOS (100	1001.4	16.74	23.04	20.69	23.23	0.000471	2.2	799.4	538.18	0.3
1800	25 AÑOS (100	1001.4	17.25	22.8	21.68	23.17	0.001112	3.09	551.15	527.48	0.45
1750	25 AÑOS (100	1001.4	17.41	22.87	21.09	23.08	0.000623	2.39	703.87	567.82	0.35
1700	25 AÑOS (100	1001.4	17.39	22.8	21.04	23.05	0.000677	2.47	610.88	483.2	0.36
1650	25 AÑOS (100	1001.4	17.31	22.75	20.99	23.01	0.000741	2.51	559.7	494.43	0.37
1600	25 AÑOS (100	1001.4	17.43	22.64	20.86	22.97	0.000858	2.73	485.95	404.4	0.4
1550	25 AÑOS (100	1001.4	17.65	22.64	20.67	22.91	0.000707	2.45	528.85	430.93	0.36
1500	25 AÑOS (100	1001.4	17.28	22.56	20.56	22.87	0.00078	2.6	474.14	441.2	0.38
1450	25 AÑOS (100	1001.4	17.33	22.51	20.44	22.83	0.000745	2.64	470.15	456.53	0.38
1400	25 AÑOS (100	1001.4	16.88	22.47	20.7	22.79	0.000811	2.78	506.33	387.25	0.4
1350	25 AÑOS (100	1001.4	16.62	22.4	20.42	22.75	0.000815	2.81	498.77	433.01	0.4
1300	25 AÑOS (100	1001.4	16.9	22.49	19.91	22.67	0.000426	2.02	647	368.41	0.29
1250	25 AÑOS (100	1001.4	15.21	22.44	19.53	22.64	0.000414	2.18	599.57	308.92	0.29
1200	25 AÑOS (100	1001.4	15.09	22.4	19.45	22.62	0.000423	2.23	552.01	231.78	0.29
1150	25 AÑOS (100	1001.4	15.42	22.42	18.62	22.59	0.000271	1.87	620.77	157.39	0.24
1119.38	25 AÑOS (100	1001.4	13.6	22.44	17.67	22.57	0.000172	1.59	662.57	111.02	0.19
1117	Bridge										
1114.49	25 AÑOS (100	1001.4	13.09	22.44	17.47	22.56	0.000159	1.55	682.25	111.14	0.18
1100	25 AÑOS (100	1001.4	14.05	22.35	18.11	22.55	0.000285	2.02	546	105.1	0.24
1050	25 AÑOS (100	1001.4	14.05	22.15	19.27	22.51	0.000621	2.78	483.64	215.03	0.35
1000	25 AÑOS (100	1001.4	14.98	22.28	20.07	22.42	0.000412	2.08	761.94	312.36	0.28
950	25 AÑOS (100	1001.4	15.53	22.25	20.02	22.4	0.000385	2.11	768.65	391.17	0.28
900	25 AÑOS (100	1001.4	15.69	22.19	20.25	22.37	0.000591	2.38	723.66	439.68	0.34
850	25 AÑOS (100	1001.4	16.04	22.21	20.22	22.33	0.000419	1.98	844.11	505.6	0.28
800	25 AÑOS (100	1001.4	15.05	22.18	19.79	22.31	0.000318	1.95	855.36	543.62	0.25
750	25 AÑOS (100	1001.4	15.59	22.18	20	22.29	0.00034	1.85	916.57	566.83	0.26
700	25 AÑOS (100	1001.4	15.26	22.17	19.79	22.27	0.00026	1.7	992.49	579.43	0.23
650	25 AÑOS (100	1001.4	14.81	22.16	19.15	22.26	0.000225	1.65	999.14	544.4	0.21
600	25 AÑOS (100	1001.4	15.41	22.12	19.67	22.24	0.000304	1.82	902.87	613.56	0.25
550	25 AÑOS (100	1001.4	16.23	22.12	19.94	22.22	0.000315	1.71	905.32	641.94	0.25
500	25 AÑOS (100	1001.4	16.15	22.08	19.62	22.2	0.000327	1.76	844.08	638.95	0.25
450	25 AÑOS (100	1001.4	16.06	22.09	19.18	22.18	0.000218	1.45	971.54	643.16	0.21
400	25 AÑOS (100	1001.4	15.96	22.08	19.01	22.17	0.000218	1.51	993.74	640.99	0.21
350	25 AÑOS (100	1001.4	15.85	22.08	18.97	22.15	0.000182	1.42	1090.65	643.4	0.19
300	25 AÑOS (100	1001.4	15.67	22.07	18.54	22.14	0.00015	1.3	1129.97	630.82	0.17
250	25 AÑOS (100	1001.4	15.61	22.06	18.77	22.13	0.00017	1.39	1137.42	618.74	0.19
200	25 AÑOS (100	1001.4	15.91	22.03	19.54	22.12	0.000266	1.63	1010.64	603.93	0.23
150	25 AÑOS (100	1001.4	16.69	21.97	19.82	22.1	0.000376	1.86	856.67	579.98	0.27
100	25 AÑOS (100	1001.4	15.63	21.96	19.05	22.08	0.000284	1.71	866.27	561.3	0.24
50	25 AÑOS (100	1001.4	15.31	21.93	19.11	22.07	0.000311	1.87	867.89	543.22	0.25
0	25 AÑOS (100	1001.4	15.85	21.94	19.54	22.04	0.000301	1.81	965.53	555.41	0.24

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-7 Eje hidráulico situación Alternativa seleccionada caudal T=50 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	50 AÑOS (106	1063.2	19.59	23.52	21.74	23.59	0.000328	1.32	1098.58	760.41	0.23
2200	50 AÑOS (106	1063.2	18.25	23.49	21.55	23.58	0.000334	1.53	1098.91	882.31	0.24
2150	50 AÑOS (106	1063.2	18.88	23.44	21.93	23.56	0.000505	1.78	946.71	700.32	0.3
2100	50 AÑOS (106	1063.2	18.96	23.39	21.95	23.53	0.000563	1.94	953.08	868.58	0.32
2050	50 AÑOS (106	1063.2	19.35	23.36	22.13	23.49	0.000676	1.87	855.89	787.51	0.33
2000	50 AÑOS (106	1063.2	18.83	23.36	22	23.46	0.000467	1.89	1106.3	828.05	0.29
1950	50 AÑOS (106	1063.2	18.28	23.31	21.65	23.43	0.00042	1.92	1013.79	711	0.28
1900	50 AÑOS (106	1063.2	17.16	23.3	21.14	23.41	0.000342	1.79	1079.49	707.73	0.26
1850	50 AÑOS (106	1063.2	16.74	23.2	20.81	23.38	0.000452	2.2	858.5	538.54	0.3
1800	50 AÑOS (106	1063.2	17.25	22.96	21.81	23.33	0.001064	3.1	600.76	539.67	0.45
1750	50 AÑOS (106	1063.2	17.41	23.03	21.2	23.24	0.000594	2.38	755.14	568.78	0.34
1700	50 AÑOS (106	1063.2	17.39	22.96	21.17	23.21	0.000658	2.49	648.56	484	0.36
1650	50 AÑOS (106	1063.2	17.31	22.9	21.1	23.17	0.000724	2.53	594.27	525.01	0.37
1600	50 AÑOS (106	1063.2	17.43	22.79	20.99	23.12	0.00085	2.77	510.29	405.31	0.4
1550	50 AÑOS (106	1063.2	17.65	22.8	20.81	23.07	0.000701	2.5	554.01	454.14	0.37
1500	50 AÑOS (106	1063.2	17.28	22.7	20.66	23.02	0.000786	2.66	495.49	449.01	0.39
1450	50 AÑOS (106	1063.2	17.33	22.65	20.55	22.98	0.00076	2.72	489.43	464.42	0.38
1400	50 AÑOS (106	1063.2	16.88	22.61	20.83	22.94	0.000813	2.84	529.28	393.48	0.4
1350	50 AÑOS (106	1063.2	16.62	22.54	20.54	22.9	0.000835	2.9	524.01	440.86	0.4
1300	50 AÑOS (106	1063.2	16.9	22.63	20.02	22.82	0.000428	2.06	675.48	371.91	0.29
1250	50 AÑOS (106	1063.2	15.21	22.58	19.65	22.79	0.000425	2.24	620.26	310.4	0.29
1200	50 AÑOS (106	1063.2	15.09	22.53	19.56	22.77	0.000437	2.3	569.7	232.81	0.3
1150	50 AÑOS (106	1063.2	15.42	22.56	18.73	22.74	0.000283	1.93	638.19	160.56	0.24
1119.38	50 AÑOS (106	1063.2	13.6	22.58	17.78	22.72	0.000182	1.66	677.7	111.66	0.2
1117	Bridge										
1114.49	50 AÑOS (106	1063.2	13.09	22.58	17.59	22.7	0.000168	1.61	697.38	111.75	0.19
1100	50 AÑOS (106	1063.2	14.05	22.48	18.24	22.69	0.000301	2.1	559.6	106.29	0.25
1050	50 AÑOS (106	1063.2	14.05	22.28	19.42	22.66	0.00064	2.86	505.1	215.14	0.36
1000	50 AÑOS (106	1063.2	14.98	22.42	20.14	22.56	0.000419	2.13	787.81	312.68	0.29
950	50 AÑOS (106	1063.2	15.53	22.39	20.11	22.54	0.000393	2.16	795.24	391.43	0.28
900	50 AÑOS (106	1063.2	15.69	22.33	20.33	22.51	0.000588	2.42	755.51	439.85	0.34
850	50 AÑOS (106	1063.2	16.04	22.35	20.29	22.47	0.000419	2.02	878.65	506.74	0.28
800	50 AÑOS (106	1063.2	15.05	22.32	19.88	22.45	0.000322	1.99	890.17	546.21	0.26
750	50 AÑOS (106	1063.2	15.59	22.32	20.07	22.43	0.00034	1.88	955.21	569.9	0.26
700	50 AÑOS (106	1063.2	15.26	22.31	19.86	22.41	0.000262	1.74	1032.71	580.53	0.23
650	50 AÑOS (106	1063.2	14.81	22.29	19.28	22.39	0.000228	1.68	1039.62	545.14	0.22
600	50 AÑOS (106	1063.2	15.41	22.26	19.77	22.38	0.000306	1.85	940.45	625.17	0.25
550	50 AÑOS (106	1063.2	16.23	22.25	20.01	22.36	0.000316	1.74	945.21	641.94	0.25
500	50 AÑOS (106	1063.2	16.15	22.22	19.72	22.34	0.000328	1.79	882.45	638.95	0.25
450	50 AÑOS (106	1063.2	16.06	22.23	19.28	22.32	0.00022	1.49	1012.57	643.85	0.21
400	50 AÑOS (106	1063.2	15.96	22.21	19.12	22.31	0.00022	1.54	1040.9	642.17	0.21
350	50 AÑOS (106	1063.2	15.85	22.21	19.06	22.29	0.000184	1.45	1137.81	643.67	0.19
300	50 AÑOS (106	1063.2	15.67	22.21	18.64	22.28	0.000152	1.33	1175.57	631.47	0.18
250	50 AÑOS (106	1063.2	15.61	22.2	18.88	22.27	0.000172	1.42	1186.19	618.96	0.19
200	50 AÑOS (106	1063.2	15.91	22.16	19.64	22.26	0.000265	1.66	1057.33	604.75	0.23
150	50 AÑOS (106	1063.2	16.69	22.11	19.94	22.24	0.000373	1.88	897.85	580.95	0.27
100	50 AÑOS (106	1063.2	15.63	22.1	19.15	22.22	0.000286	1.74	906.38	562.13	0.24
50	50 AÑOS (106	1063.2	15.31	22.07	19.24	22.21	0.000312	1.9	909.22	543.89	0.25
0	50 AÑOS (106	1063.2	15.85	22.07	19.96	22.18	0.0003	1.83	1009.59	556.34	0.24

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Tabla A-7 Eje hidráulico situación Alternativa seleccionada caudal T= 100 años

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2232.74	100 AÑOS (11)	1118.8	19.59	23.63	21.8	23.71	0.000315	1.32	1155.71	784.4	0.23
2200	100 AÑOS (11)	1118.8	18.25	23.61	21.6	23.69	0.000324	1.54	1155.42	888.16	0.24
2150	100 AÑOS (11)	1118.8	18.88	23.56	21.99	23.67	0.000481	1.77	1002.62	710.56	0.29
2100	100 AÑOS (11)	1118.8	18.96	23.52	22.02	23.65	0.000529	1.92	1015.99	878.23	0.31
2050	100 AÑOS (11)	1118.8	19.35	23.49	22.17	23.61	0.000635	1.86	907.31	807.47	0.33
2000	100 AÑOS (11)	1118.8	18.83	23.48	21.99	23.58	0.000441	1.87	1170.8	828.89	0.29
1950	100 AÑOS (11)	1118.8	18.28	23.44	21.74	23.55	0.000405	1.92	1068.31	713.12	0.28
1900	100 AÑOS (11)	1118.8	17.16	23.43	21.24	23.53	0.000331	1.79	1138.31	709.21	0.25
1850	100 AÑOS (11)	1118.8	16.74	23.33	20.92	23.51	0.000441	2.21	905.56	538.83	0.3
1800	100 AÑOS (11)	1118.8	17.25	23.1	22.1	23.46	0.001005	3.07	644.45	539.69	0.44
1750	100 AÑOS (11)	1118.8	17.41	23.17	21.31	23.37	0.000575	2.39	797.89	569.57	0.34
1700	100 AÑOS (11)	1118.8	17.39	23.09	21.24	23.34	0.000647	2.51	679.93	484.65	0.35
1650	100 AÑOS (11)	1118.8	17.31	23.03	21.2	23.3	0.000714	2.56	623.19	550.4	0.37
1600	100 AÑOS (11)	1118.8	17.43	22.91	21.12	23.26	0.00085	2.82	530.42	406.07	0.4
1550	100 AÑOS (11)	1118.8	17.65	22.92	20.94	23.2	0.000701	2.54	574.77	473.25	0.37
1500	100 AÑOS (11)	1118.8	17.28	22.82	20.75	23.16	0.000791	2.72	513.44	454.91	0.39
1450	100 AÑOS (11)	1118.8	17.33	22.77	20.64	23.12	0.000771	2.78	505.84	470.48	0.39
1400	100 AÑOS (11)	1118.8	16.88	22.73	20.93	23.07	0.00082	2.89	548.48	398.64	0.4
1350	100 AÑOS (11)	1118.8	16.62	22.66	20.64	23.03	0.000831	2.94	547.71	441.77	0.4
1300	100 AÑOS (11)	1118.8	16.9	22.76	20.11	22.95	0.00043	2.1	700.34	374.96	0.29
1250	100 AÑOS (11)	1118.8	15.21	22.7	19.75	22.92	0.000434	2.3	638.3	311.7	0.3
1200	100 AÑOS (11)	1118.8	15.09	22.65	19.67	22.9	0.00045	2.36	585.1	233.71	0.3
1150	100 AÑOS (11)	1118.8	15.42	22.68	18.82	22.86	0.000293	1.99	653.42	163.4	0.25
1119.38	100 AÑOS (11)	1118.8	13.6	22.7	17.88	22.84	0.00019	1.71	690.95	112.21	0.2
1117	Bridge										
1114.49	100 AÑOS (11)	1118.8	13.09	22.69	17.68	22.83	0.000176	1.66	710.62	112.29	0.19
1100	100 AÑOS (11)	1118.8	14.05	22.59	18.35	22.82	0.000315	2.17	571.54	107.33	0.26
1050	100 AÑOS (11)	1118.8	14.05	22.39	19.56	22.78	0.000656	2.93	523.88	215.24	0.37
1000	100 AÑOS (11)	1118.8	14.98	22.53	20.2	22.68	0.000426	2.18	810.44	312.97	0.29
950	100 AÑOS (11)	1118.8	15.53	22.5	20.18	22.66	0.0004	2.21	818.49	391.65	0.28
900	100 AÑOS (11)	1118.8	15.69	22.45	20.4	22.63	0.000586	2.45	783.33	440	0.34
850	100 AÑOS (11)	1118.8	16.04	22.47	20.35	22.59	0.00042	2.05	908.95	507.73	0.29
800	100 AÑOS (11)	1118.8	15.05	22.43	19.96	22.57	0.000326	2.02	920.59	548.47	0.26
750	100 AÑOS (11)	1118.8	15.59	22.44	20.13	22.55	0.000341	1.91	988.97	571.71	0.26
700	100 AÑOS (11)	1118.8	15.26	22.43	19.93	22.53	0.000264	1.77	1067.85	581.5	0.23
650	100 AÑOS (11)	1118.8	14.81	22.41	19.43	22.52	0.000231	1.71	1075	561.09	0.22
600	100 AÑOS (11)	1118.8	15.41	22.38	19.89	22.5	0.000308	1.88	973.27	632.91	0.25
550	100 AÑOS (11)	1118.8	16.23	22.37	20.06	22.48	0.000316	1.77	980.02	641.94	0.25
500	100 AÑOS (11)	1118.8	16.15	22.33	19.81	22.46	0.000329	1.82	915.93	638.95	0.25
450	100 AÑOS (11)	1118.8	16.06	22.35	19.36	22.44	0.000222	1.51	1048.39	644.45	0.21
400	100 AÑOS (11)	1118.8	15.96	22.33	19.22	22.43	0.000221	1.57	1082.08	643.48	0.21
350	100 AÑOS (11)	1118.8	15.85	22.33	19.14	22.41	0.000186	1.47	1178.98	643.92	0.19
300	100 AÑOS (11)	1118.8	15.67	22.33	18.74	22.4	0.000155	1.36	1215.38	632.04	0.18
250	100 AÑOS (11)	1118.8	15.61	22.31	18.97	22.39	0.000173	1.44	1228.77	619.46	0.19
200	100 AÑOS (11)	1118.8	15.91	22.28	19.73	22.38	0.000264	1.68	1098.07	606.26	0.23
150	100 AÑOS (11)	1118.8	16.69	22.23	20.06	22.36	0.000371	1.91	933.76	581.98	0.27
100	100 AÑOS (11)	1118.8	15.63	22.22	19.24	22.34	0.000287	1.77	941.38	562.86	0.24
50	100 AÑOS (11)	1118.8	15.31	22.19	19.35	22.33	0.000313	1.93	945.29	544.47	0.25
0	100 AÑOS (11)	1118.8	15.85	22.19	20.07	22.3	0.0003	1.86	1048.02	557.16	0.25

Fuente: Elaboración propia, valores calculados por HEC-RAS

Figura A-1 Sección transversal km 1+750.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

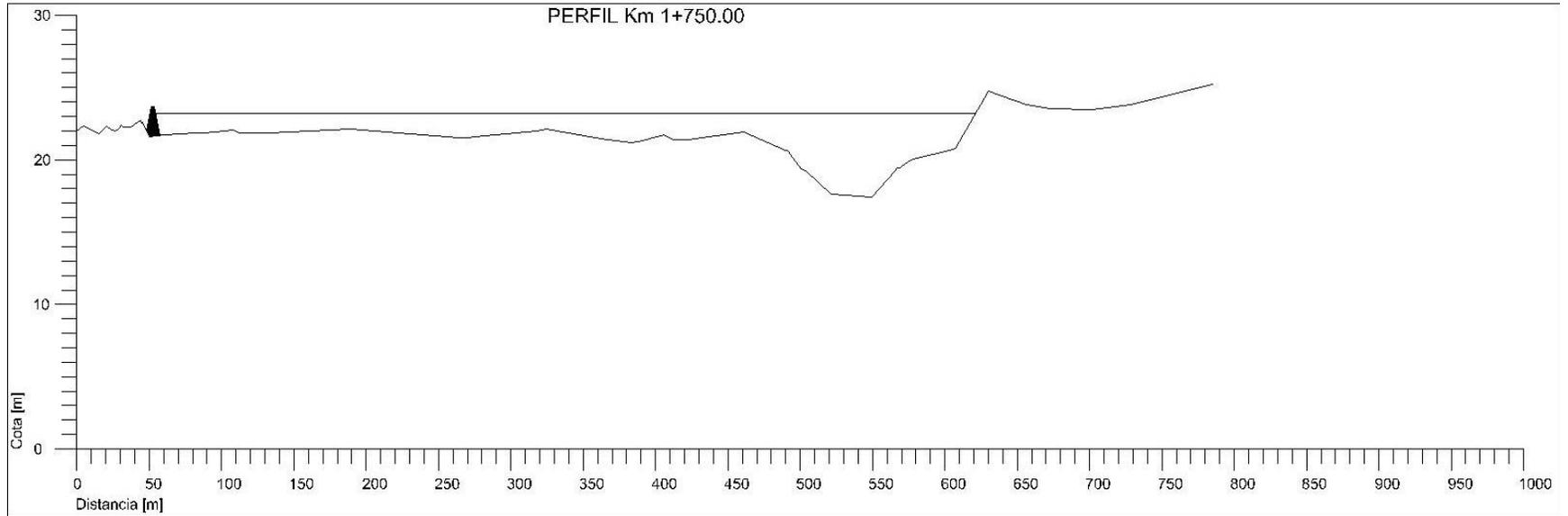


Figura A-2 Sección transversal km 1+650.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

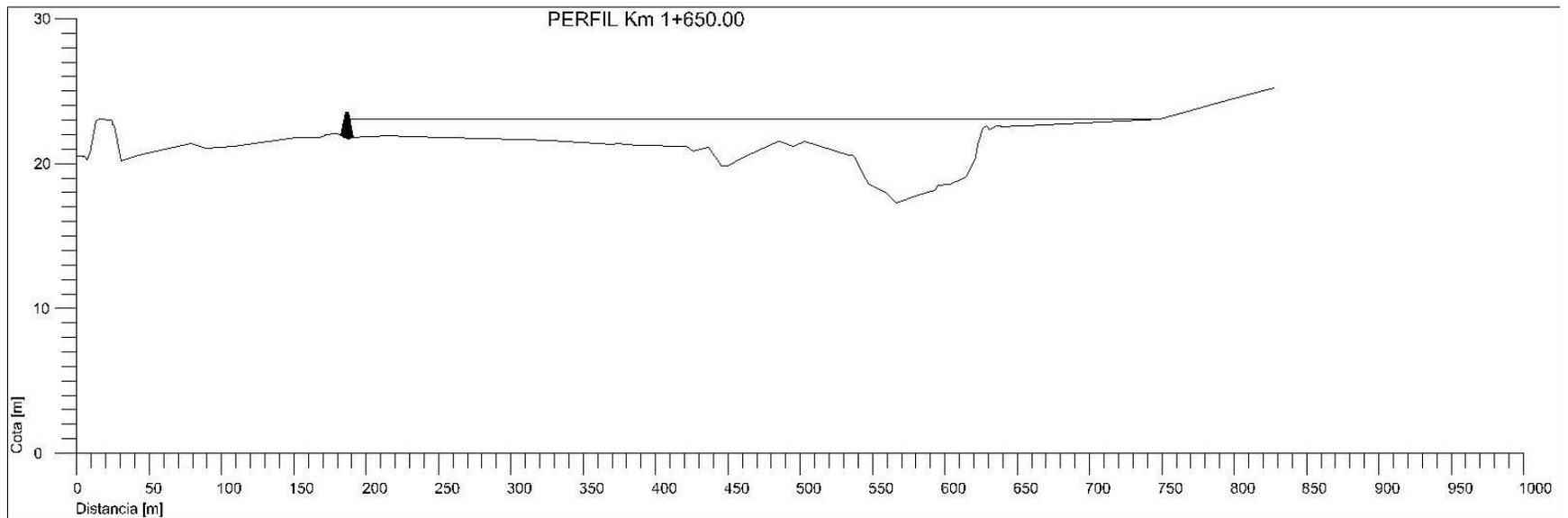


Figura A-3 Sección transversal km 1+550.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

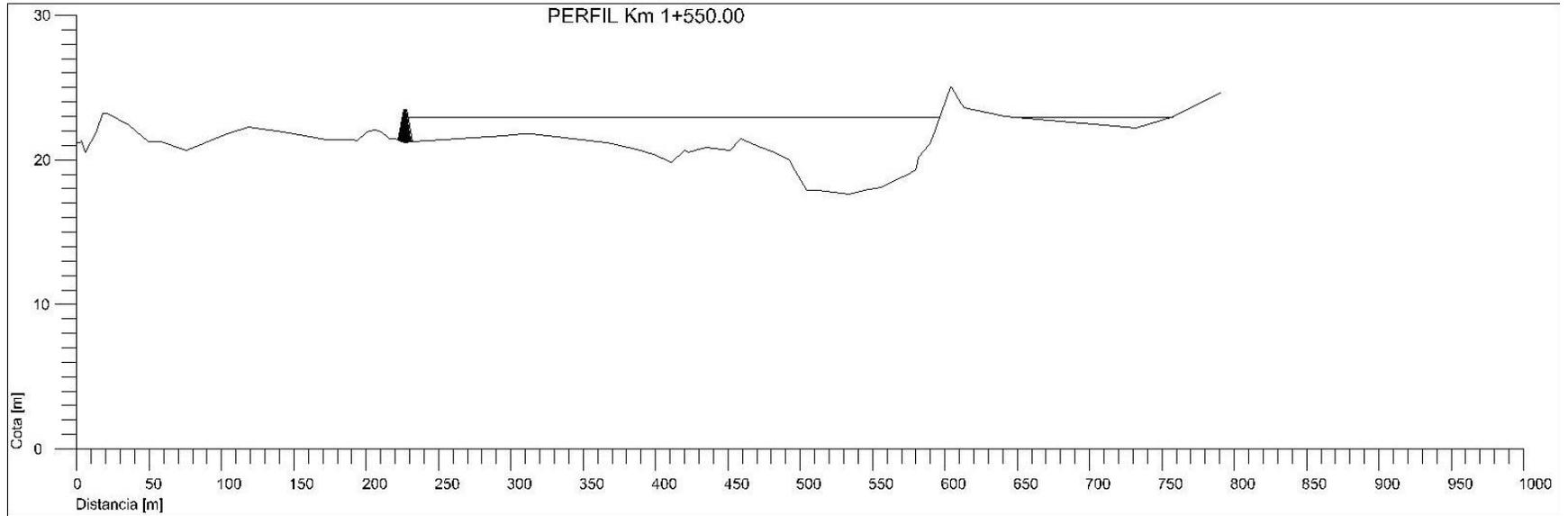


Figura A-4 Sección transversal km 1+450.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

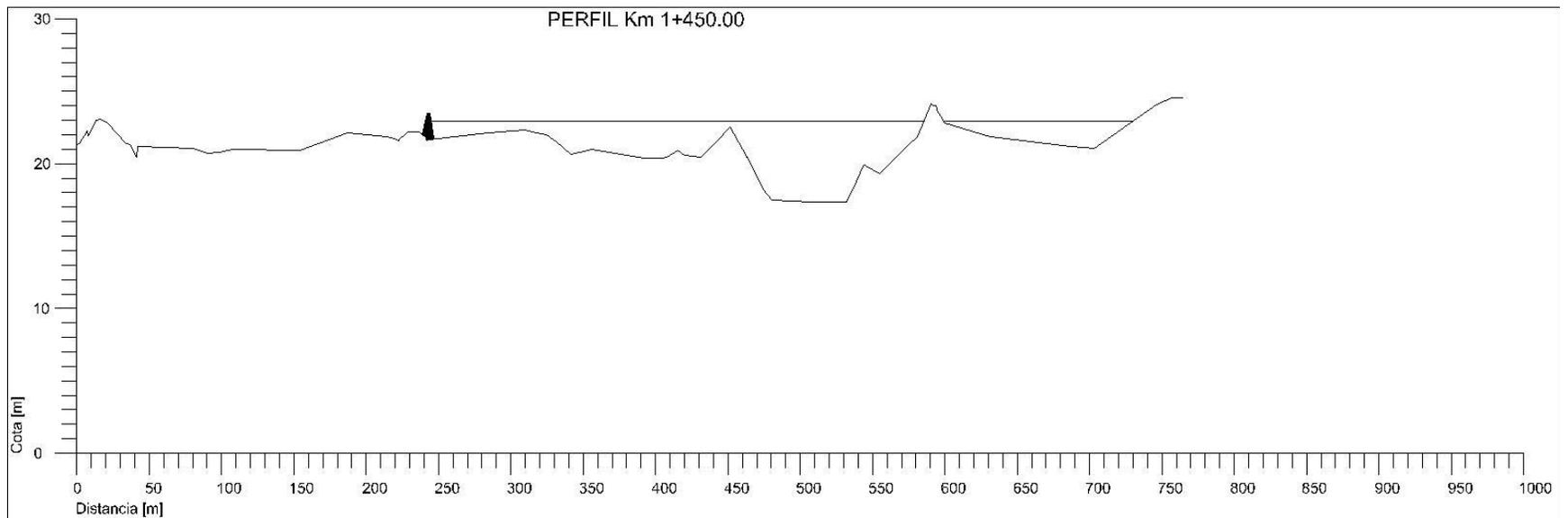


Figura A-5 Sección transversal km 1+350.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

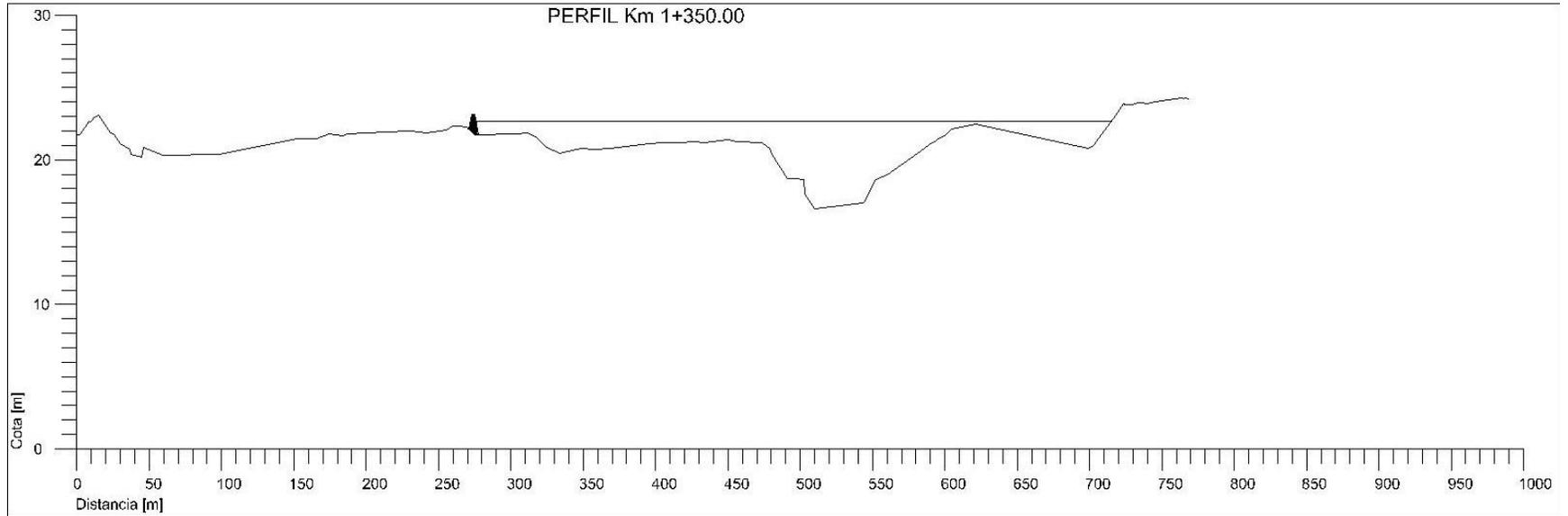


Figura A-6 Sección transversal km 1+250.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

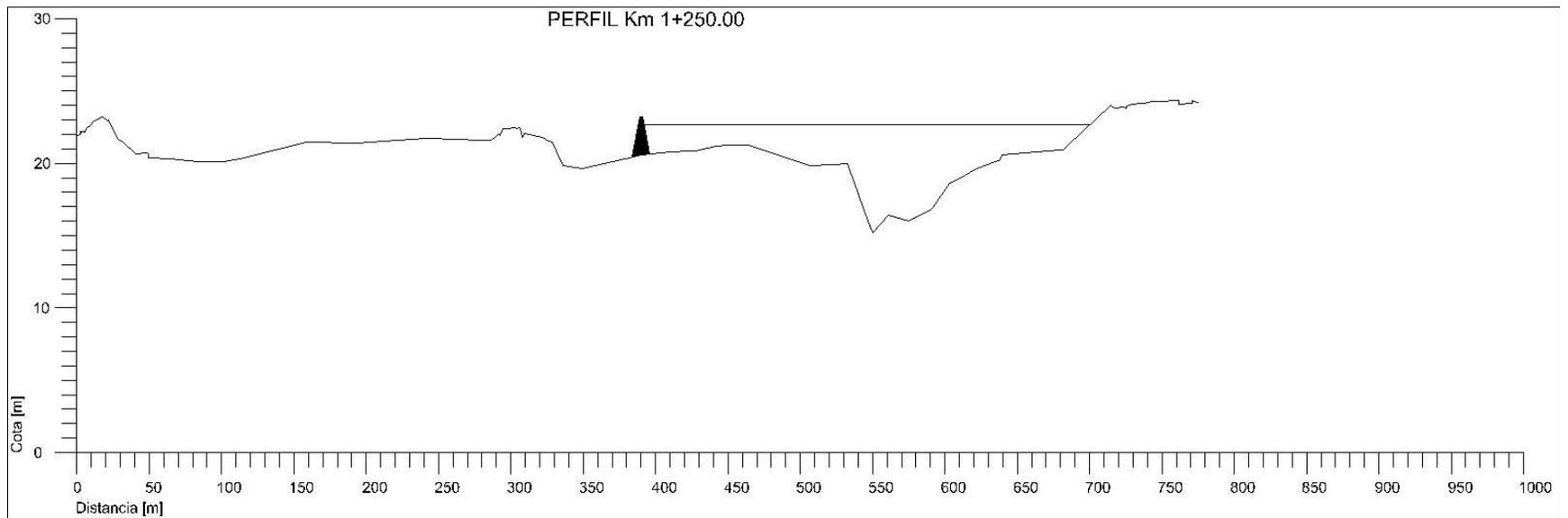


Figura A-7 Sección transversal km 1+150.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

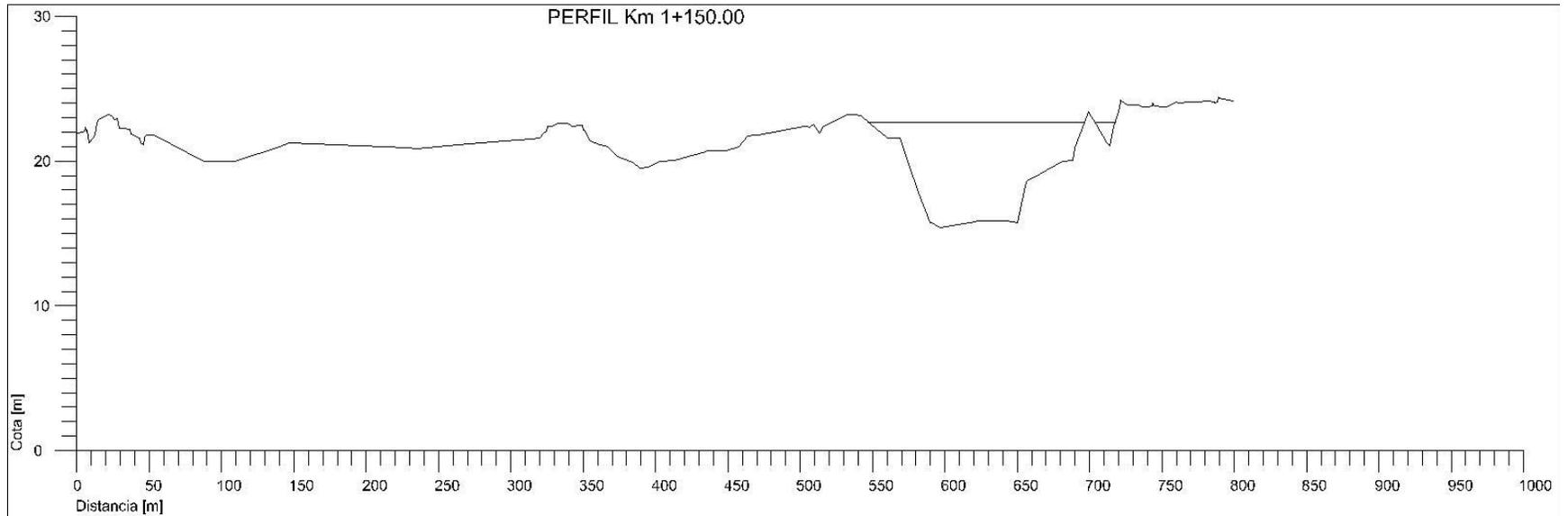


Figura A-8 Sección transversal puente San José alternativa seleccionada caudal T=100 años

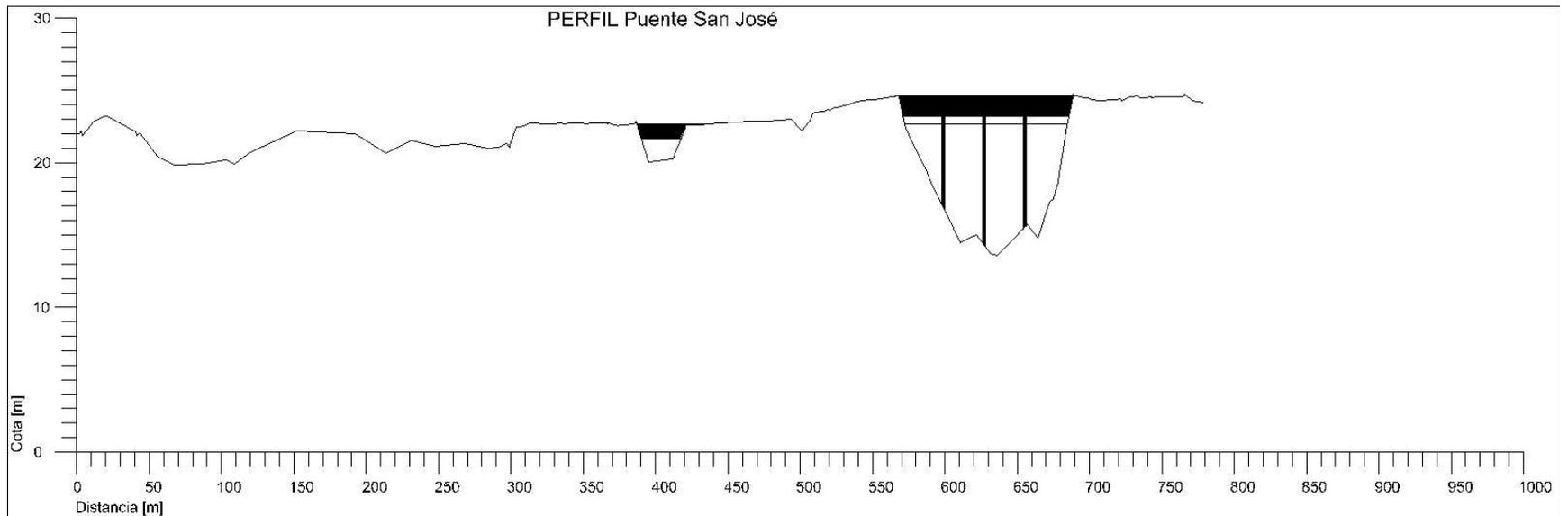


Figura A-9 Sección transversal km 1+050.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

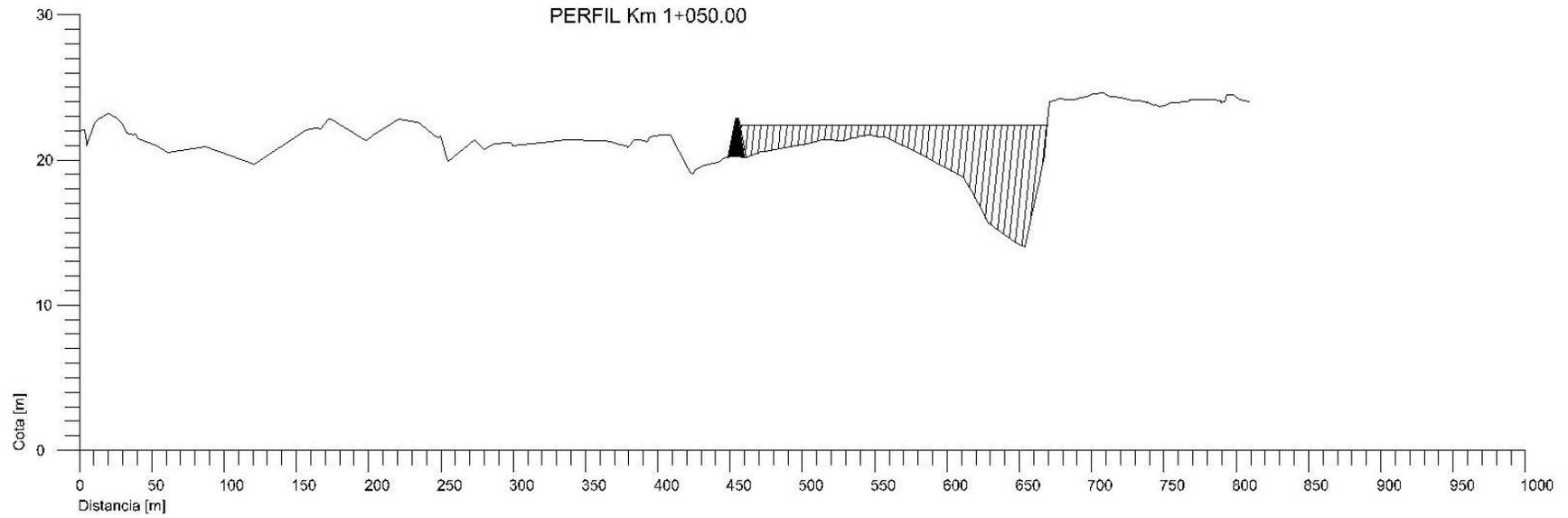


Figura A-9 Sección transversal km 0+950.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

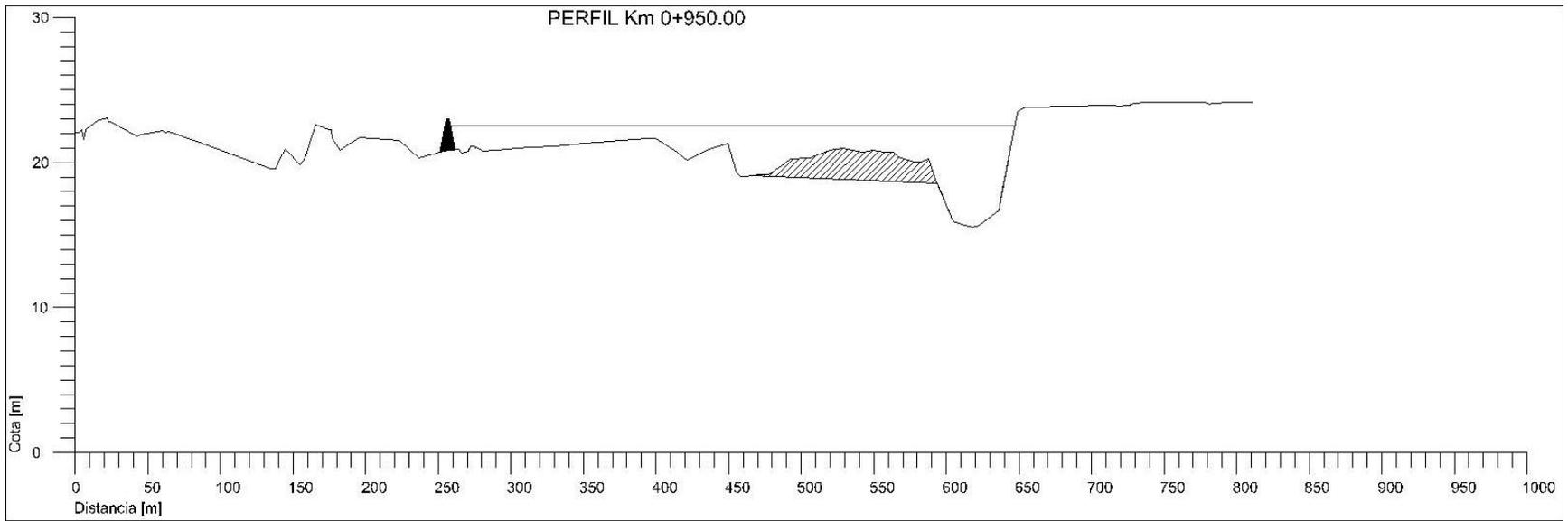


Figura A-10 Sección transversal km 0+850.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

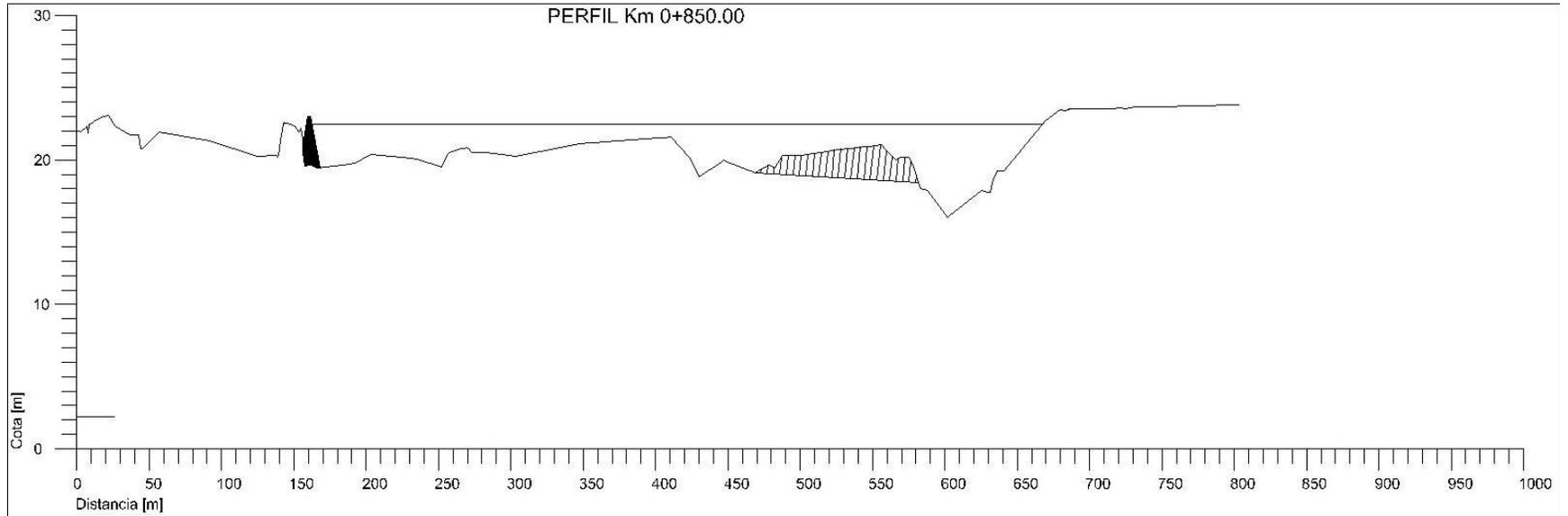


Figura A-11 Sección transversal km 0+750.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

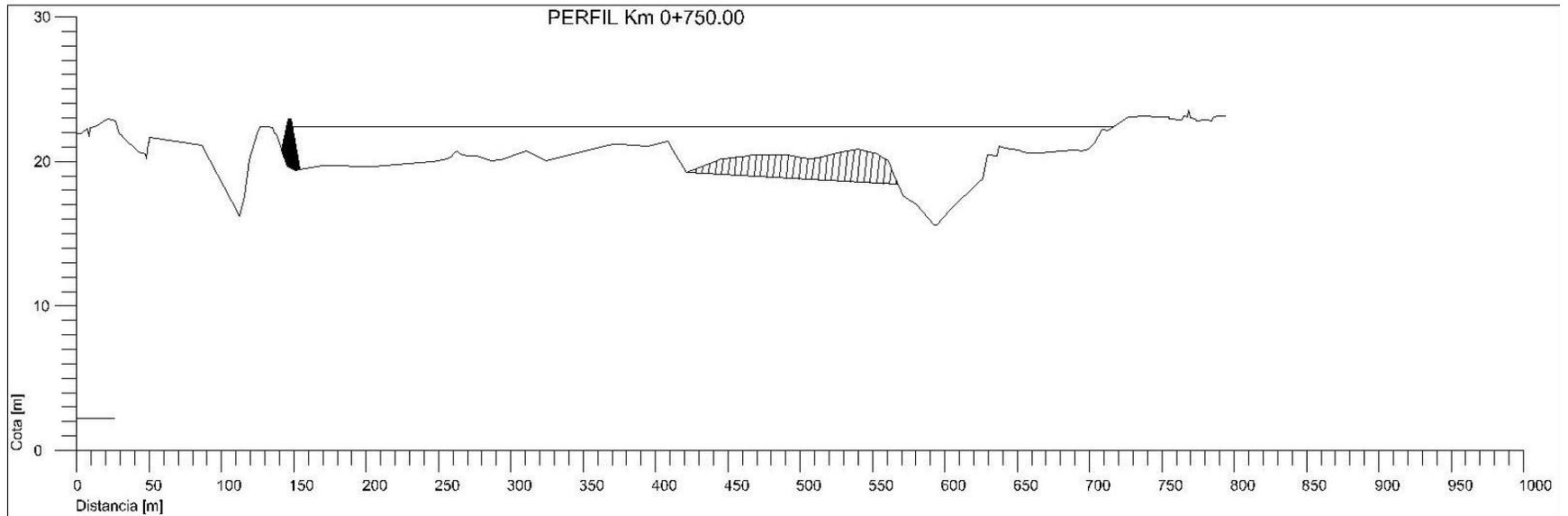


Figura A-12 Sección transversal km 0+650.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

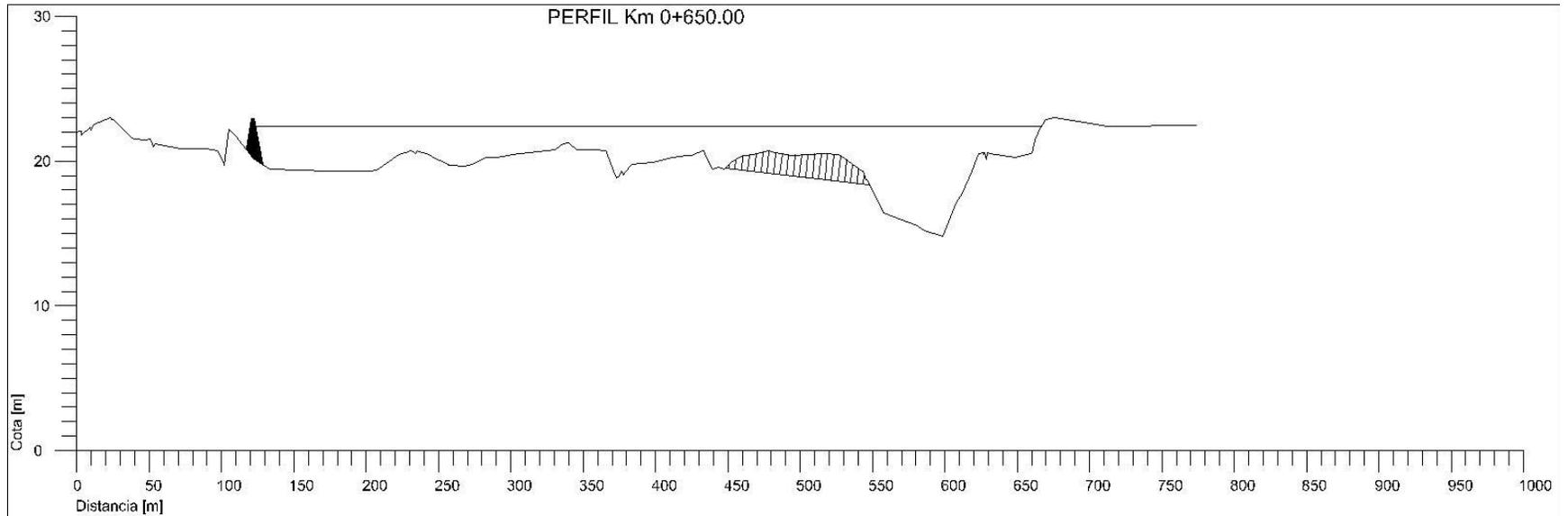


Figura A-13 Sección transversal km 0+550.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

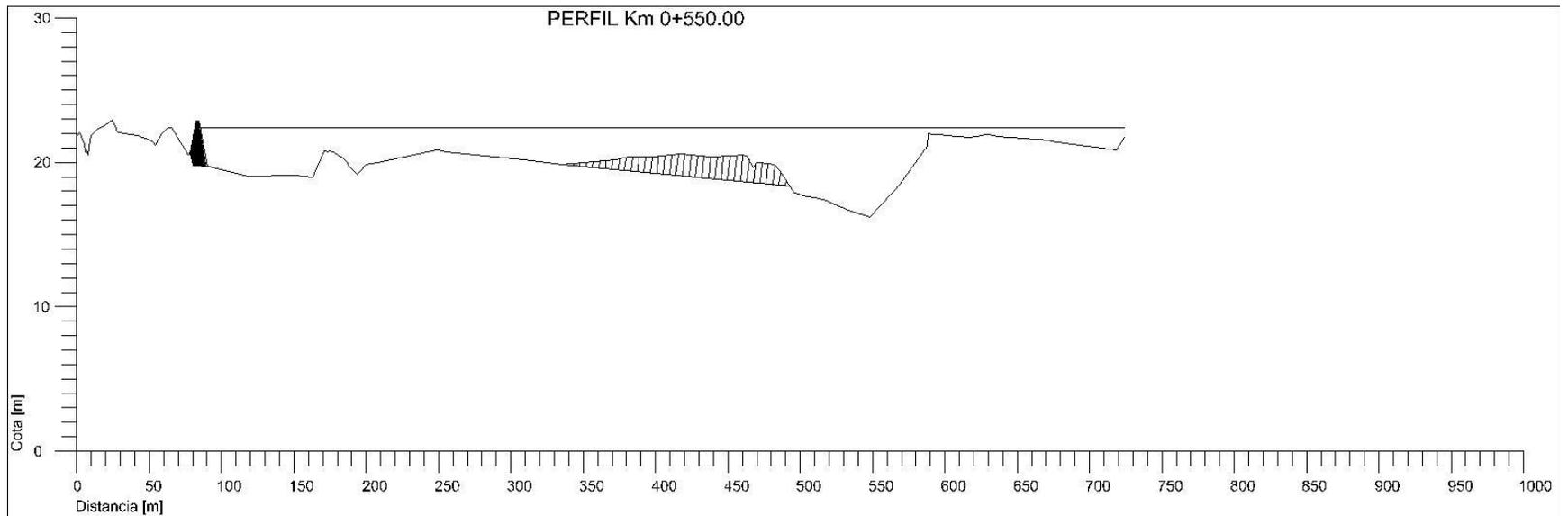


Figura A-13 Sección transversal km 0+450.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

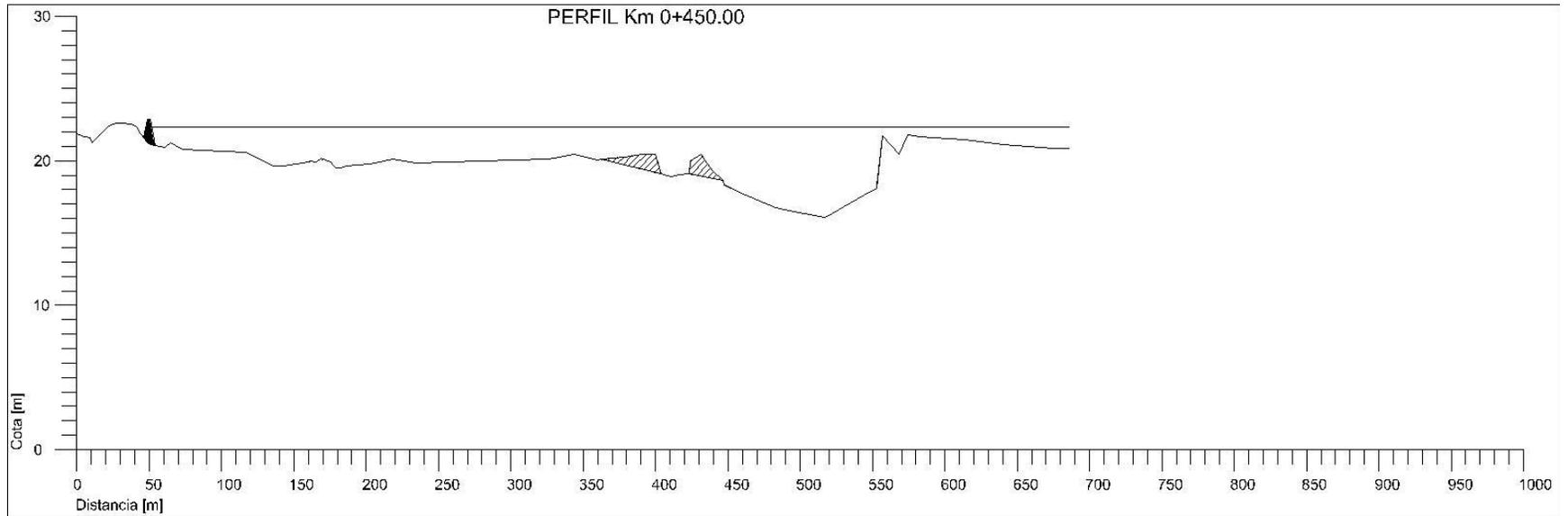


Figura A-14 Sección transversal km 0+350.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

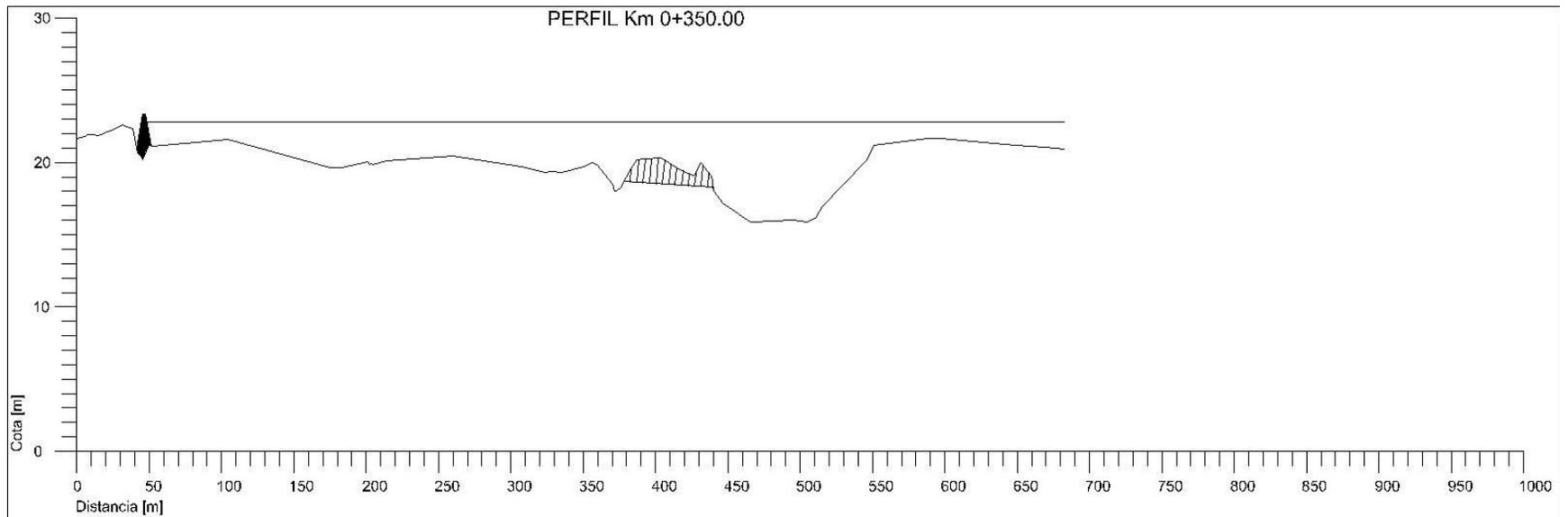


Figura A-15 Sección transversal km 0+250.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

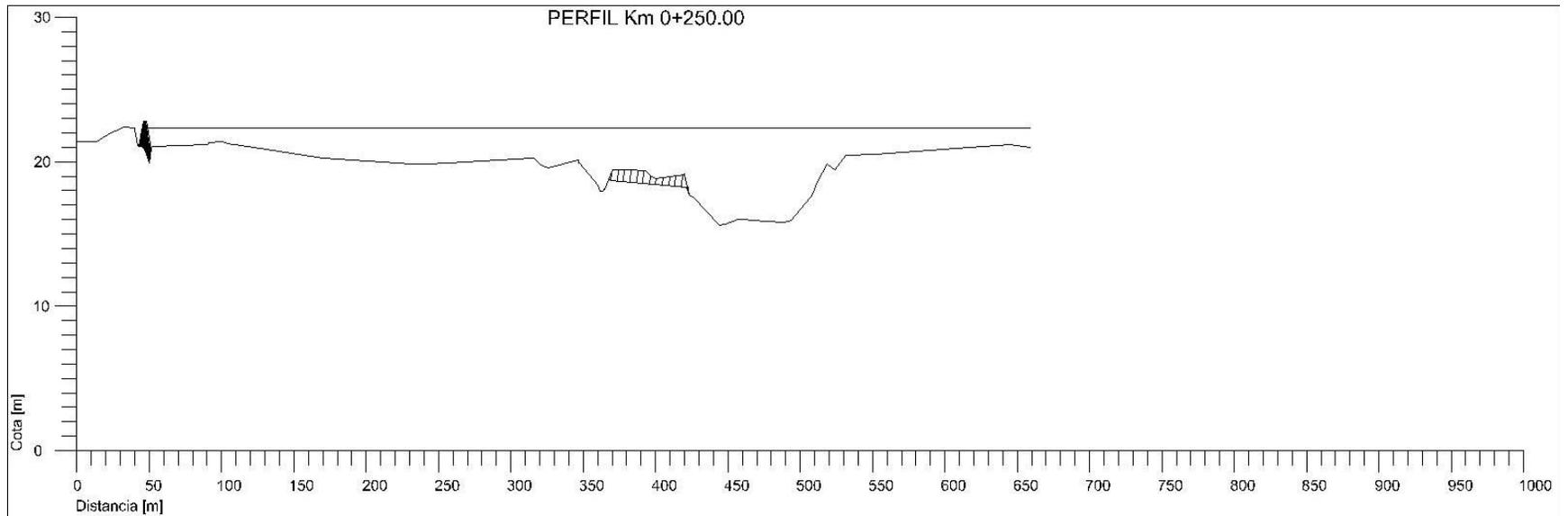


Figura A-16 Sección transversal km 0+150.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

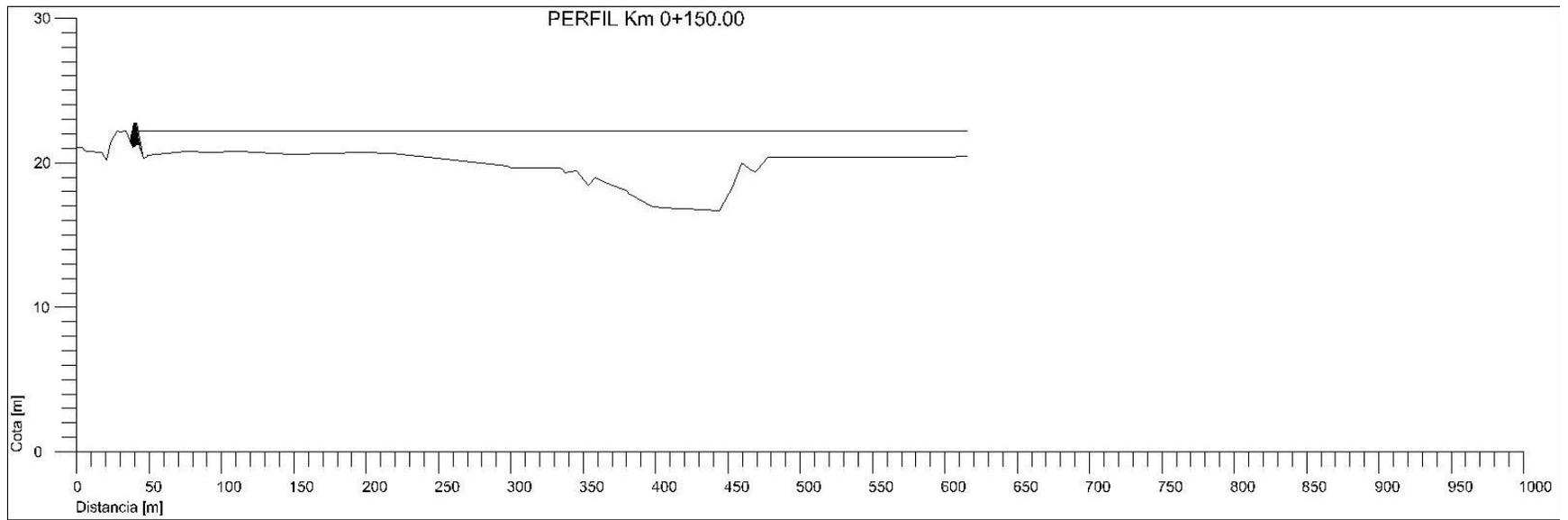


Figura A-17 Sección transversal km 0+050.00 alternativa seleccionada caudal T=100 años

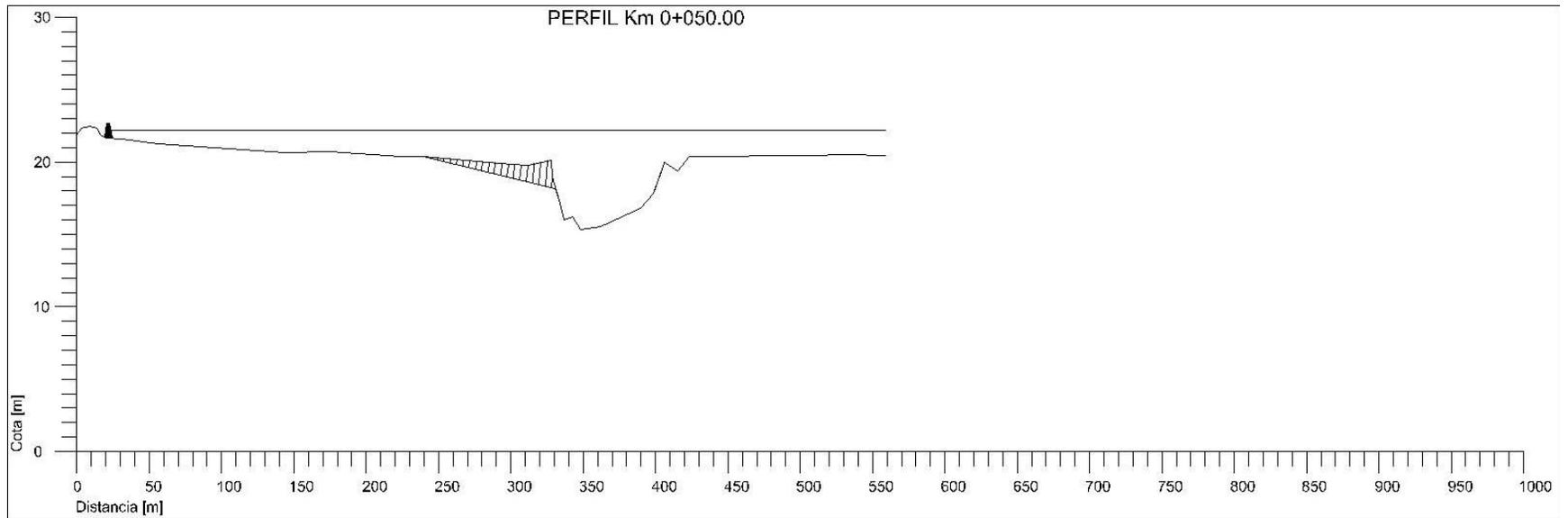


Figura A-18 Vista en planta alternativa seleccionada (s/e)

