

REH - 5017
C.A

Microsystem - MOP_DGA
PLA



UNIVERSIDAD DE LA SERENA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA EN OBRAS CIVILES

DIRECCION GENERAL DE AGUAS
Centro de Información Recursos Hídricos
Área de Documentación

**ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO
DE LA CUENCA DEL RÍO ELQUI
PARA FIJAR DESLINDE ENTRE LOS
PUENTES EL LIBERTADOR Y FISCAL,
COMUNA DE LA SERENA**

VERÓNICA PILAR COFRÉ VILLALÓN
CLAUDIA PAULINA ROJAS LÓPEZ

Memoria para optar al título de:
INGENIERO CIVIL

Comisión Revisora:

Dr. (c) Ing. Edmundo González Ortuya. – Prof. Patrocinante
Ing. Alan Olivares Gallardo. – Prof. Co-Patrocinante
Ing. Erwin Olguín Cortés.

LA SERENA CHILE
2008

AGRADECIMIENTOS

Nuestros Agradecimientos a las Instituciones que hicieron posible la Elaboración de esta Memoria de Título:

- Dirección de Obras Hidráulicas (DOH):
Mirtha Meléndez – Directora Regional
Erwin Olguín – Profesional Guía
- Dirección General de Aguas (DGA):
Carlos Galleguillos – Director Regional
Gustavo Freixas – Profesional Guía

Agradecimientos especiales a nuestros profesores guías y amigos:

Edmundo González Ortuya
Alan Olivares Gallardo

Dedicatoria:

*A nuestras familias,
por su esfuerzo, paciencia y apoyo
en este largo camino de estudio y vida.*

RESUMEN

Esta memoria consiste en realizar una propuesta de fijación del deslinde en cauce y lecho para el tramo del río Elqui de longitud aproximada de 800 metros, entre los puentes El Libertador y Fiscal, ubicada en la comuna de La Serena. Para ello fue necesario efectuar un Análisis Hidráulico que permita obtener las crecidas o áreas de inundación en el tramo señalado, para diferentes períodos de retorno, mediante un software denominado HEC-RAS. Asimismo, se desarrolló un Análisis Hidrológico de la subcuenca del río Elqui que determinó los caudales máximos instantáneos para los diferentes períodos de retorno, requeridos por el software para obtener las áreas de inundación antes mencionadas, definidas en el eje hidráulico que determinó, finalmente, la propuesta de deslinde para el tramo indicado.

ABSTRACT

This memory is to make a proposal for fixing the boundary in the river bed for the stretch of the Elqui river, which length of approximately 800 meters, between the bridges Fiscal and El Libertador, both located in the commune of La Serena. This study required an hydraulic analysis to obtain the flood inundation areas in the section above, for different periods of return, using a software known as HEC-RAS. It also developed an Hydrological Analysis of the subbasin of the Elqui river, determined instantaneous peak flows for different return periods, as the software required to obtain the areas of flooding, defined in the axis hydraulic to, finally, proposed boundaries for the section between the bridges.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1	Introducción	1
1.2	Objetivo del Estudio	2
1.3	Revisión de Antecedentes (Capítulo 2)	2
1.4	Descripción General del Área de Estudio (Capítulo 3)	2
1.5	Análisis Hidrológico (Capítulo 4)	3
1.6	Modelación de la Cuenca usando HEC-HMS (Capítulo 5)	3
1.7	Análisis Hidráulico usando HEC-RAS (Capítulo 6)	3
1.8	Conclusiones (Capítulo 7)	3

CAPÍTULO 2 REVISIÓN DE ANTECEDENTES

2.1	Introducción	4
2.2	Conceptos Generales	4
2.3	Revisión del Decreto 609 y sus Problemáticas	7
2.4	Concepto de Vulnerabilidad	9
2.5	Trámite para Fijación de Deslinde	10
2.6	Comentario	11

CAPÍTULO 3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1	Introducción	12
3.2	Definición del tramo a fijar Deslinde	12
3.2.1	Ubicación Geográfica	13
3.2.2	Características del Entorno	14
3.3	Descripción de la Cuenca del Río Elqui	15
3.3.1	Ubicación Geográfica	15
3.3.2	Descripción de Sub-Cuencas de Estudio	18
3.3.3	Clima	19
3.3.4	Geomorfología	20
3.3.5	Geología	22

3.3.6	Infraestructura Hídrica	23
3.4	Estaciones Fluviométricas y Pluviométricas	24
3.4.1	Estaciones Pluviométricas	25
3.4.2	Estaciones Fluviométricas	26

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS HIDROLÓGICO

4.1	Introducción	27
4.2	Antecedentes Pluviométricos	28
4.2.1	Relleno de Series Pluviométricas	28
4.3	Antecedentes Fluviométricos	29
4.3.1	Relleno de Series Fluviométricas	30
4.4	Análisis de Frecuencia para Precipitaciones y Caudales Máximos	31
4.4.1	Parámetros Estadísticos de los registros	31
4.4.2	Prueba de Bondad del Ajuste	33
4.5	Selección de la Función de Distribución	35
4.6	Estimación de Caudales Instantáneos Máximos en Período Nival	37
4.7	Estimación de Caudales Instantáneos Máximos en Período Pluvial	37
4.7.1	Estimación de Caudales Instantáneos Máximos en las Quebradas Aportantes	39
4.7.2	Método DGA-AC	40
4.7.3	Método de Verni y King Modificado	42
4.7.4	Método de la Fórmula Racional	45
4.7.5	Aplicación de los Métodos de Estimación de Caudales	47
4.8	Comentario	48

CAPÍTULO 5

MODELACIÓN DE LA CUENCA DE ESTUDIO USANDO HEC-HMS

5.1	Introducción	50
5.2	Introducción a los Software utilizados	50
5.2.1	HEC-HMS 3.1.0	50
5.2.2	ArcView GIS 3.2	52
5.3	Implementación de la Cuenca usando Arc-View Gis 3.2	52
5.3.1	Acondicionamiento del Terreno	53
5.3.2	Definición y Procesamiento del Área de Proyecto	54
5.4	Análisis Hidrológico de la Cuenca usando HEC-HMS 3.1	55
5.4.1	Creación del Modelo Hidrológico	55
5.4.2	Ingreso de datos de Precipitaciones	58

5.4.3 Especificaciones para el Modelo	59
5.4.4 Optimización del Modelo	59
5.4.5 Resultados de Optimización	61
5.4.6 Estimación de Caudales para Períodos de Retorno	62

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS HIDRÁULICO

6.1 Introducción	66
6.2 Introducción al Programa HEC-RAS	66
6.2.1 Generalidades del Programa	67
6.2.2 Base Teórica General para Flujo Unidimensional	67
6.3 Antecedentes Topográficos	76
6.4 Estimación del Coeficiente de Rugosidad	79
6.5 Caudales de Diseño	81
6.6 Comentario	82

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES

Conclusiones y Recomendaciones	85
--------------------------------	----

BIBLIOGRAFÍA

Referencia Bibliográfica	89
--------------------------	----

ANEXOS

Anexo I : Decreto N° 609, de 1978 Fijación de Deslinde
Anexo II : Datos de Caudales y Precipitaciones
Anexo III : Análisis de Frecuencia Estación Almendral
Anexo IV : Aplicación de Métodos Manual DGA
Anexo V : Antecedentes Geométricos
Anexo VI : Modelación Hidráulica HEC-RAS

CAPÍTULO 1

DIRECCION GENERAL DE AGUAS
Centro de Información Recursos Hídricos
Área de Documentación

1.1 INTRODUCCIÓN

Un río forma parte de una red de drenaje o sistema fluvial ocupando una cuenca hidrográfica y su comportamiento es raramente predecible, provocando situaciones que alteran la naturaleza de su entorno, como lo son las inundaciones. La problemática asociada a éstas, no sólo implica pérdidas producidas en cultivos o construcciones aledañas a un río, sino que se suma al hecho de quién debería asumir los costos reales de la inundación, ya sea en el marco legal y/o económico.

Por lo anterior, surge una manera de atribuir la responsabilidad de los daños causados por las crecidas extraordinarias de un río, mediante el establecimiento de límites imaginarios que distingan la propiedad privada de la pública, lo que se define como fijación de deslinde. El concepto tiene como objetivo resguardar la seguridad de la ciudadanía ya que permite la construcción de defensas fluviales por encontrarse ésta en una situación de riesgo voluntario en el caso de ocurrir una inundación.

En consecuencia, para dar solución al problema planteado anteriormente, surge la necesidad de desarrollar el presente estudio, que consiste en fijar el deslinde en un tramo del río Elqui, comprendido entre los puentes El Libertador y Fiscal ubicados en la ciudad de La Serena abarcando una distancia aproximada de 800 metros, mediante un Análisis Hidráulico que permitirá definir las zonas de inundación para distintos caudales de crecidas.

Finalmente, es necesario agregar que la fijación de este deslinde se considerara sólo como una propuesta debido a los numerosos criterios que pueden ser considerados a la hora de tomar la decisión final. En el caso de ésta, se espera que sea la más adecuada según el resultado obtenido en el presente estudio.

1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO

Realizar una propuesta de fijación del deslinde en cauce y lecho para el tramo del río Elqui de longitud 800 metros, entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena, es necesario un Análisis Hidráulico que permita obtener las crecidas o áreas de inundación en el tramo señalado, para diferentes períodos de retorno, mediante el software HEC-RAS. En relación a esto último, es necesario desarrollar un Análisis Hidrológico de la cuenca del río Elqui que determine los caudales máximos instantáneos para los diferentes periodos de retorno, que definan las áreas de inundación antes mencionadas.

1.3 REVISIÓN DE ANTECEDENTES (CAPÍTULO 2)

En este capítulo se darán a conocer los conceptos generales en torno al significado de fijación de deslinde. A su vez se realizará un análisis del marco legal que involucra a estos conceptos, junto con una breve exposición de los conflictos producidos entre las distintas partes involucradas (organismos públicos y particulares), debido a la diversidad de interpretaciones derivadas de la imprecisión en este documento.

1.4 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO (CAPÍTULO 3)

Se entregará una descripción general de la cuenca del río Elqui, que corresponde al área del Análisis Hidrológico, indicando sus características generales como ubicación geográfica, clima, infraestructura hídrica, entre otras. De la misma manera, se entregará información del área de estudio hidráulico, vale decir, el tramo entre los puentes El Libertador y Fiscal, ubicados en la Comuna de La Serena, en el cual se realizará la propuesta de fijación de deslinde.

1.5 ANÁLISIS HIDROLÓGICO (CAPÍTULO 4)

Este capítulo consiste en el desarrollo del Análisis Hidrológico en una fracción de la Cuenca del río Elqui que corresponde al área de estudio (Subcuenca Media) para dos escenarios: Nival y Pluvial. En consecuencia de lo anterior, se determinarán caudales máximos de salida de la subcuenca en distintos períodos de retorno, para un posterior Análisis Hidráulico en el tramo del río Elqui correspondiente.

1.6 MODELACIÓN DE LA CUENCA USANDO HEC-HMS (CAPÍTULO 5)

Se efectuará una modelación de la Cuenca del río Elqui, aguas abajo del Embalse Puclaro, mediante el software HEC-HMS considerando las quebradas existentes entre las estaciones fluviométricas de Almendral (localizada inmediatamente aguas abajo del Embalse Puclaro) y de La Serena.

1.7 ANÁLISIS HIDRÁULICO USANDO HEC-RAS (CAPÍTULO 6)

Este capítulo contiene el análisis hidráulico realizado en el tramo del río Elqui mediante el uso del software HEC-RAS, a partir de los caudales obtenidos en el Análisis Hidrológico de la cuenca del río Elqui.

1.8 CONCLUSIONES (CAPÍTULO 7)

Se efectuará la propuesta de fijación de deslinde al tramo correspondiente del río Elqui, entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena. Así mismo se darán a conocer conclusiones junto a algunas recomendaciones, en función los resultados obtenidos en este estudio.

CAPÍTULO 2

REVISIÓN DE ANTECEDENTES

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se hará una revisión de los antecedentes técnicos y legales que proporcionarán conocimientos necesarios para una mejor comprensión de los objetivos perseguidos en la elaboración de este estudio.

Asimismo se definirán algunos conceptos referentes al tema de fijación de deslinde a modo de interpretar lo expuesto en el Decreto 609 de 1978 y en el Código de Aguas que fijan las normas necesarias para establecer los deslindes en cauces, ríos, lagos y esteros. Además se expondrán en breve los problemas más comunes referentes al tema de propuesta de deslinde, ya sea para organismos fiscalizadores como propietarios riberaños.

Finalmente, se entregarán los requerimientos necesarios a la hora de realizar el trámite de fijación de deslinde para una persona natural o jurídica, como información adicional al presente estudio.

2.2 CONCEPTOS GENERALES

A continuación se indican los conceptos generales respecto al tema de fijación de deslinde, necesarios para un mejor entendimiento en la elaboración del objetivo que conlleva al desarrollo del presente estudio. En relación a esto, el organismo público encargado, es decir, el Ministerio de Bienes Nacionales debe legislar y establecer el límite del río con la propiedad colindante, solicitando para ello una revisión técnica del Departamento de Obras Fluviales, organismo perteneciente al Ministerio de Obras Públicas.

Deslinde

Se define como una línea imaginaria que representa a los límites de un cauce natural en relación con predios colindantes de dominio particular.

Lecho de un Río

Parte inferior de un valle fluvial, conformada por el flujo de las aguas, y a lo largo de la cual se mueven la mayor parte del caudal y los sedimentos, en los períodos entre crecidas.

Ribera

Se define como la orilla de un cauce, es decir, las fajas laterales de los cauces públicos situadas por encima del nivel de aguas bajas.

Agua

El Código de Aguas en su Artículo 5 define a las aguas como: “bienes nacionales de uso público y se otorga a los particulares el derecho de aprovechamiento de ellas, en conformidad a las disposiciones del presente Código”.^[10]

Bien nacional de uso público

Es una extensión de terreno o espacio territorial cuyo dominio pertenece a la república y su uso o aprovechamiento pertenece a todos los habitantes de un territorio.

Derecho de Aprovechamiento

El derecho de aprovechamiento es un derecho real que recae sobre las aguas y consiste en el uso y goce de ellas, con los requisitos y en conformidad a las reglas que

“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

prescribe este Código. Es decir, el derecho de aprovechamiento sobre las aguas es de dominio de su titular, quien podrá usar, gozar y disponer de él en conformidad a la ley.

Alveo o Cauce Natural

Se define Alveo o Cauce natural de una corriente continua o discontinua como el terreno cubierto por las aguas en las máximas crecidas ordinarias. El Código de Aguas en su Artículo 6 lo define como:

“Alveo o cauce natural de una corriente de uso público es el suelo que el agua ocupa y desocupa alternativamente en sus creces y bajas periódicas.

Este suelo es de dominio público y no accede mientras tanto a las heredades contiguas, pero los propietarios riberaños podrán aprovechar y cultivar ese suelo en las épocas en que no estuviere ocupado por las aguas.

Sin perjuicio de lo dispuesto en los incisos precedentes, las porciones de terrenos de un predio que, por avenida, inundación o cualquier causa quedaren separadas del mismo, pertenecerán siempre al dueño de éste y no formarán parte del cauce del río”.^[10]

Fijación de deslinde

La fijación de deslinde de los cauces naturales y las propiedades ribereñas y/o particulares está regido por el Decreto Supremo 609 emitido en el año 1978 del Ministerio de Bienes Nacionales. En él se establece el procedimiento técnico-administrativo que puede realizarse a solicitud del interesado, ya sea el propietario o la autoridad correspondiente. Cualquiera sea el caso se requiere la revisión técnica del Departamento de Obras Fluviales del Ministerio de Obras Públicas, por lo tanto, es necesario efectuar los estudios requeridos para el establecimiento de dichos deslindes.

“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

2.3 REVISIÓN DEL DECRETO 609 Y SUS PROBLEMÁTICAS

El Decreto Supremo 609/78 que define la fijación de deslinde se encuentra como información adicional en el Anexo I de este estudio. Asimismo en el presente capítulo sólo se realizará una revisión de dicho decreto, junto a comentarios referentes a las problemáticas existentes debido a la generalidad del documento, lo que lleva a múltiples interpretaciones, según la conveniencia de los involucrados.

Como se mencionó en el punto 2.2 del presente capítulo, el concepto de fijación de deslinde de un río se refiere al establecimiento de límites entre lo que se considera bien de uso público y la propiedad ribereña. La ley define, Artículo 30, Inciso Primero, del Código de Aguas, que todo río es un bien nacional de uso público.

De acuerdo a lo anterior, se percibe poca claridad en la población con respecto a establecer límites sobre un recurso tan variable en el tiempo, como lo es el agua en el cauce de un río. Ante la situación planteada, surge la necesidad de realizar un estudio hidrológico e hidráulico según lo establecido en el Decreto 609, que expresa lo siguiente:

“Para los efectos de determinar cuáles son los terrenos que constituyen cauces de ríos, lagos y esteros, los organismos que deberán actuar en estos casos, considerarán las normas siguientes, sin perjuicio de las demás de orden técnico que deban aplicarse:

- a) Se considerará lecho o alveo de río, lago o estero, la porción de tierra por la que permanentemente corren las aguas.
- b) Se considerará cauce de río, lago o estero la superficie que el agua ocupa y desocupa alternativamente en sus creces periódicas ordinarias.
- c) Se considerarán creces extraordinarias, aquellas de rara ocurrencia y que se deban a causas no comunes, producidas sin regularidad, durante períodos, en general, mayores de cinco años. Los terrenos ocupados y desocupados alternativamente en estas creces extraordinarias, no se considerarán cauce de ríos, lagos y esteros y, por tanto, pertenecen a los propietarios riberaños.”

Como se puede apreciar, el decreto no especifica la manera de fijar deslinde, lo que ha llevado a una discusión entre organismos debido a las distintas interpretaciones que se pueden concluir de aquel decreto, dado su amplio criterio. Porque si bien se habla de un período de retorno superior a 5 años, a medida que se va fijando el deslinde para períodos de retornos mayores, la línea imaginaria del río se va expandiendo, quitando terreno a los propietarios riberaños. Por lo tanto queda la disyuntiva de quién toma la decisión de elegir el período de retorno correspondiente al más adecuado, resolución que le corresponde al Ministerio de Bienes Nacionales, quien a su vez se debe responsabilizar por dicha determinación, en caso de que se produzca una crecida que sobrepase al deslinde definido por dicho organismo regulador.

Así mismo existe la problemática entre propietarios adyacentes a las riberas del cauce del río y/o usuarios de éste. Esto se refiere al hecho que aunque se definiera el deslinde según la ley lo exige, los estudios pueden demostrar un supuesto, pero la realidad se encarga de probar la veracidad de dicha propuesta. Sumado al hecho que el Río Elqui se caracteriza por tener períodos de abundante caudal en contraposición a los años de sequía, los cuales hacen que se produzca un riesgo de ocupación indebida de terrenos potencialmente ocupados por el cauce del río, lo que lleva a perjuicios del mismo. A su vez conlleva a eventuales deterioros en obras de defensas fluviales que no debieron ser construidas en primer lugar.

En este punto converge el conflicto entre terceros y los organismos, ya que Bienes Nacionales recibe los reclamos de los propietarios que han visto como el río ingresa a sus predios y hace colapsar las defensas fluviales construidas, mientras que se ven forzados a tomar decisiones que necesariamente están sujetas al comportamiento inconstante e/o inesperado del río.

Por todo lo anterior, se deja claro que cualquier fijación de deslinde corresponde solamente a una propuesta, y que los organismos correspondientes tienen la labor de aprobar o rechazar dicha propuesta, asumiendo las responsabilidades de su decisión.

2.4 CONCEPTO DE VULNERABILIDAD

En la actualidad, debido a las problemáticas expuestas en el punto anterior, se ha estado introduciendo un concepto nuevo, para referirse al tema de deslinde de cauce del río, llamado concepto de Línea de Vulnerabilidad. Este concepto consiste en establecer para distintas condiciones de riesgo, líneas imaginarias que representan áreas de inundación o crecidas en diferentes períodos de retorno, puesto que indican las condiciones y requerimientos de construcción, junto con dar a conocer los riesgos que conllevan el emplazamiento en el área correspondiente a dicho período.

Una manera de explicarlo es mediante un esquema, proporcionado por la Figura 3.2, que muestra como se define una línea para un período retorno de 50 años, a partir de esta se puede realizar algún tipo de edificación, mientras que a su vez se define otra línea de vulnerabilidad para un período de retorno de 20 años, que permite la construcción o edificación, pero con algunas restricciones como es la colocación de defensas fluviales con características definidas o bien dejar ese terreno, comprendido entre ambas líneas, apto para áreas verdes que puedan funcionar como zonas de inundación, entre otras.

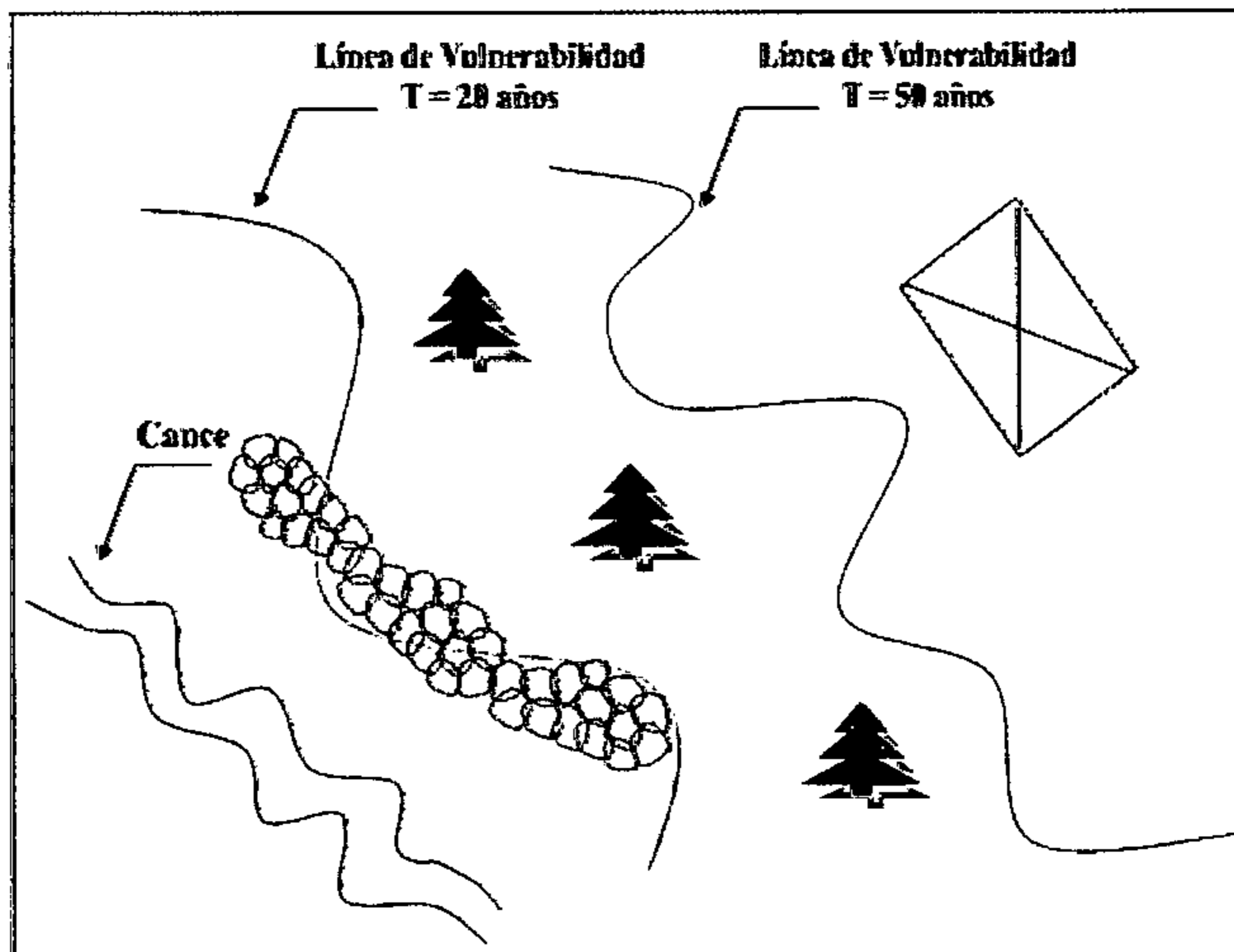


Figura 3.2: Esquema Líneas de Vulnerabilidad

Es posible que el concepto de vulnerabilidad en sí y el tema de fijación de deslinde se puedan interpretar de la misma manera, es decir, que para los no entendidos corresponda a un mismo concepto, pero la verdad es que hablando en términos legales son diferentes conceptos. Mientras que la fijación de deslinde corresponde más bien a una decisión que da derechos legales al propietario ribereño que haya cumplido con la realización del trámite correspondiente, mientras que el concepto de vulnerabilidad se encarga más bien de entregar información como advertencia y algunas precauciones que se debe tener al momento de construir o colocar algún tipo de emplazamiento en un sector cercano al cauce de un río, con los riesgos que esto mismo conlleva. Por lo anterior el concepto de vulnerabilidad deja al propietario riberano, quien toma la decisión de construir algún tipo de edificación en un terreno potencial del río, asumir bajo su propia responsabilidad los daños causados por algún evento extremo que ocasione perjuicios en la mencionada edificación.

2.5 TRÁMITE PARA FIJACIÓN DE DESLINDE DE CAUCES, RÍOS, LAGOS Y ESTEROS

Como información adicional se entregarán los requerimientos necesarios para la realización del trámite que valida la fijación de un deslinde según el marco legal correspondiente, dejando en claro que el presente estudio corresponde a uno de los requerimientos de dicho trámite.

El trámite de fijación de deslinde de cauces, ríos, lagos y esteros se realiza exclusivamente en las Oficinas de la Secretaría Regional Ministerial de Bienes Nacionales, ubicadas en cada capital regional, o bien, en las Oficinas Provinciales de Bienes Nacionales, cuando corresponda y según sea la ubicación del cauce de río, lago o estero. Para ello, es necesario que la persona que realice el trámite sea el titular del dominio de una propiedad colindante con un cauce natural de río, lago o estero. Dicha persona puede ser natural o jurídica. Los requisitos necesarios para la realización del trámite se encuentran enumerados en el Anexo I de este estudio.

2.6 COMENTARIO

Los organismos públicos, es decir, Ministerio de Bienes Nacionales en conjunto con el apoyo técnico del Departamento de Obras Fluviales, no han especificado los límites entre bien de uso público y privado lo que respecta a fijar deslinde de un río, sin embargo, delegan la responsabilidad en esta materia a los propietarios riberaños, los cuales deben asumir los elevados costos que involucran la regularización de los límites de la propiedad colindante con el río.

CAPÍTULO 3

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo tiene como objetivo dar a conocer una descripción general de la del área de estudio, correspondiente a un tramo del Río Elqui entre los Puentes El Libertador y Fiscal, en la Comuna de La Serena, IV Región de Coquimbo.

Debido a que la zona de estudio se encuentra inserta dentro de la Cuenca del Río Elqui, es necesario, en este capítulo, indicar información acerca de la ubicación de la hoya hidrográfica así como una descripción del clima, la geomorfología y la geología, junto a otro aspecto de la cuenca, la infraestructura hídrica, representada en los Embalses La Laguna y Puclaro.

Otro aspecto importante a considerar son las sub-subcuencas o quebradas que se considerarán en el presente estudio, en consecuencia de aquello, se entrega una breve descripción junto a la ubicación de ellas.

Finalmente, se entregará la información general de las estaciones fluviométricas y pluviométricas de las cuales se obtuvieron los datos utilizados en el presente estudio. Dicha información fue proporcionada a través de la Dirección General de Aguas (DGA) mediante el sistema computacional correspondiente al Banco Nacional de Aguas (BNA).

3.2 DEFINICIÓN DEL TRAMO A FIJAR DESLINDE

Se definirá la ubicación del tramo del río Elqui a fijar el deslinde y además se entregará una breve reseña descriptiva del entorno que rodea al tramo señalado.

3.2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El deslinde a fijar en el presente estudio corresponde a un tramo del río Elqui que se encuentra entre los puentes El Libertador y Fiscal, ubicados en la ciudad de La Serena y separados a una distancia aproximada de 800 metros. Los puentes se encuentran al norte del centro de la ciudad, conectando éste con el sector las Compañías.

La Figura 2.1 corresponde a una fotografía aérea que muestra la localización exacta del tramo definido, con indicaciones para una mayor orientación.

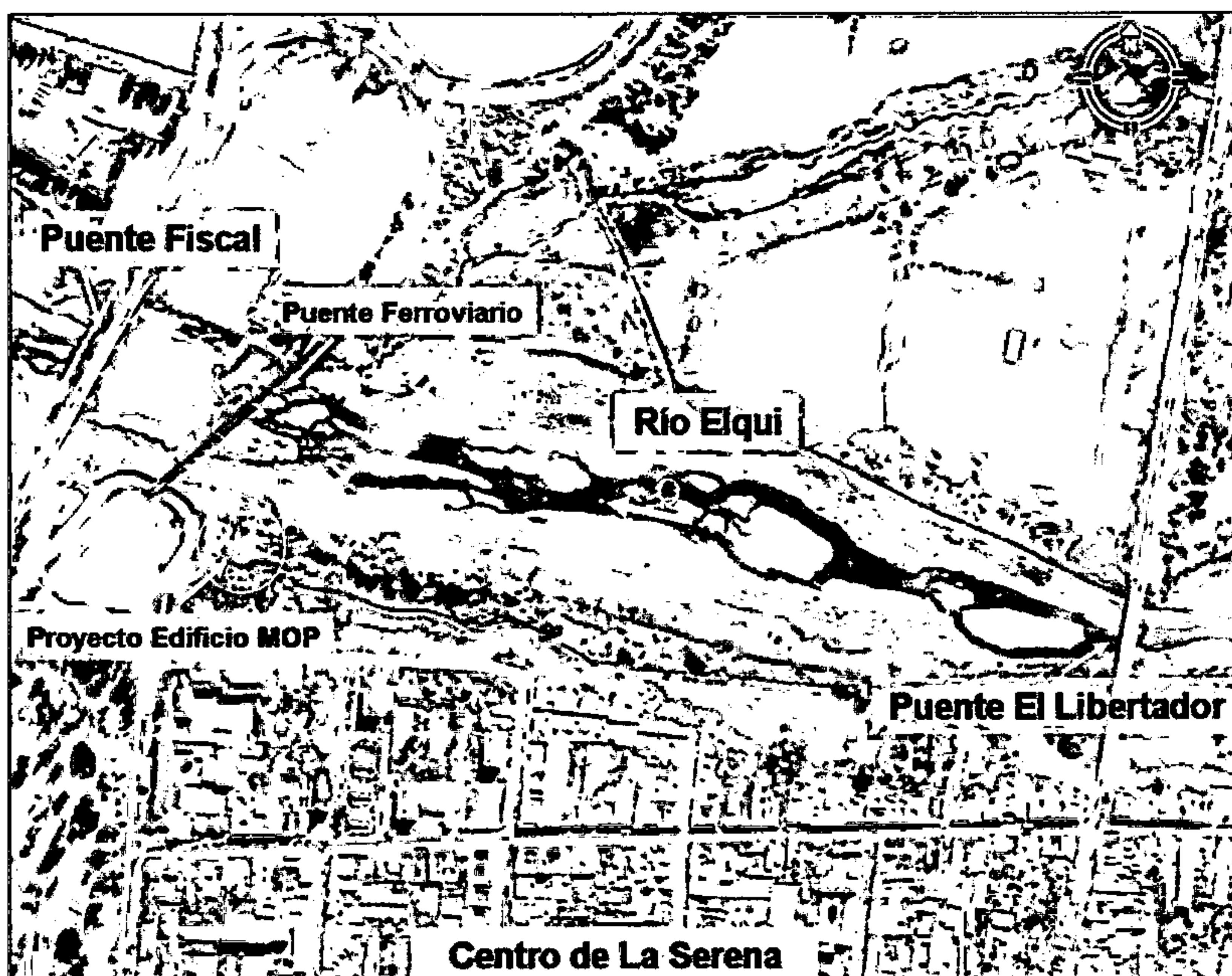


Figura 2.1: Fotografía Área del Tramo a fijar deslinde

Fuente: Software Google Earth Pro.

3.2.2 CARACTERÍSTICAS DEL ENTORNO

La ribera norte de la zona de estudio presenta sectores agrícolas y áreas de recreación, los que se ubican a una cota cercana a los dos metros con respecto de la cota de lecho del río. Por otra parte, la ribera sur está compuesta por sectores poblacionales que corresponden al casco antiguo de la ciudad de La Serena, dichas estructuras se encuentran emplazadas en una terraza de altura variable la cual presenta un talud cercano a los 60 grados, a los pies de la cual se emplaza un canal de regadío.

El puente El Libertador, corresponde al inicio del tramo de estudio facilitando la conexión del centro de La Serena con el Sector de las Compañías. Este puente se proyectó sin defensas fluviales, no obstante se observó socavación en el estribo del lado norte, debido a la existencia anterior de una extracción de áridos durante un largo tiempo, ambos estribos se mantienen en buen estado.

El puente Fiscal, que corresponde a la Ruta 5 norte, se encuentra ubicado al final del tramo señalado, 800 metros aguas abajo del puente El Libertador, presenta socavación producida por extracciones de áridos mal ejecutadas en la zona. Con la proyección de una carretera doble vía para la Ruta 5 Norte, el puente Fiscal será reemplazado por dos nuevos puentes, terminando con su vida útil.

El puente Ferroviario, que se encuentra aproximadamente a unos 100 metros aguas arriba del Puente Fiscal, lleva el mineral de hierro de la Empresa CMP desde la localidad de El Romeral hacia el Puerto de Guayacán, ubicado en Coquimbo. Actualmente se encuentra en buenas condiciones para su funcionamiento.

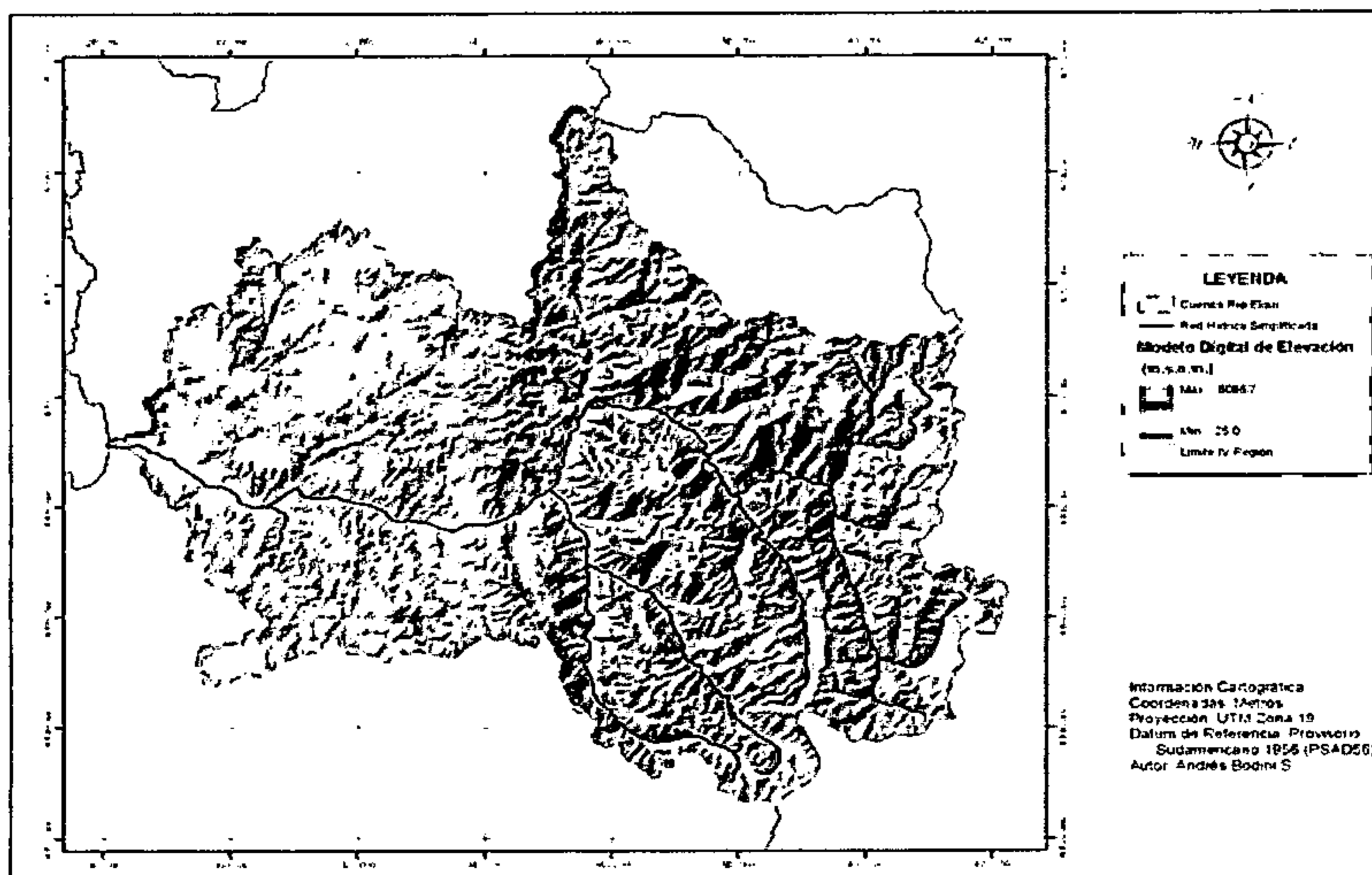
Actualmente se está desarrollando, en la ribera sur del tramo del río Elqui, la construcción del edificio del Ministerio de Obras Públicas, el cual contempla la ejecución de defensas fluviales en su proyecto, edificio que albergará a todos los organismos públicos pertenecientes a este Ministerio en la ciudad de La Serena.

3.3 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO ELQUI

Debido a la necesidad de realizar un Análisis Hidrológico de la Cuenca del río Elqui para estimar los Caudales Máximos en el tramo a fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal en la ciudad de La Serena, se realizará una descripción general de la misma, de manera de entregar la información relevante con respecto a la cuenca, que sirva de guía en el desarrollo y entendimiento del área de estudio correspondiente.

3.3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

En la IV Región de Coquimbo existen tres grandes hoyas hidrográficas, concordantes en localización con los valles transversales, que corresponden a los tres ríos más importantes: el Elqui, el Limarí y el Choapa. La cuenca hidrográfica más septentrional de la región, la del río Elqui (Figura 2.2), cuyas comunas de La Serena, Andacollo, Paihuano y Vicuña dan origen a la provincia que lleva el mismo nombre de la cuenca, y tiene su ubicación aproximada entre los paralelos 29°35' y 30°20' de latitud sur, drenando una extensión de 9672 km². [9]



2.2: Hoya hidrográfica del río Elqui digitalizada

La Dirección General de Aguas (DGA) para efectos de organización de la cuenca del río Elqui la dividió en cuatro subcuencas: río Turbio, río Claro, Subcuenca Media y Baja. La Figura 2.3 muestra la ubicación de estas subcuencas junto a los códigos 430, 431, 432 y 433, asignados a cada una de ellas, respectivamente. Las dos primeras subcuencas corresponden al área de drenaje de los ríos Turbio y Claro, mientras que la Subcuenca Media comienza en la formación del río Elqui y termina limitando con la Quebrada Marqueza por el norte y la Quebrada San Carlos por el sur. El resto de la cuenca se define como Subcuenca Baja.

El río Elqui tiene una longitud aproximada de 80 km, originándose 2 km aguas arriba de Rivadavia a 815 m.s.n.m, en la confluencia de los ríos Turbio y Claro o Derecho provenientes del oriente y del sur respectivamente.

El río Turbio nace a 43 km aguas arriba de la localidad de Rivadavia a partir de unión de los ríos Toro y La Laguna a una altura de 1370 m.s.n.m, recibiendo además el aporte del río Incaguaz, en la localidad de Juntas del Toro. Su cuenca hidrográfica comprende una superficie de 4190 km². [9]

El río Claro nace de la conjunción del río Cochiguaz y el Estero Derecho, en la localidad de Montegrando a 1223 m.s.n.m. Posee una extensión total de 1510 km². [9]

A partir de la localidad de Rivadavia, que se encuentra 75 km al Este de La Serena, el río Elqui cursa longitudinalmente casi en dirección Este-Oeste. En su curso inferior se encuentra el Embalse Puclaro, cuyas aguas se aprovechan para el mejor rendimiento del suelo agrícola de la zona. Su desembocadura en el océano Pacífico se produce en la ciudad de La Serena.

La cuenca del río Elqui, a lo largo de su desarrollo, presenta un régimen mixto o pluvio-nival, recibiendo por medio de quebradas, los aportes producidos por los deshielos de la época estival y las precipitaciones de los años lluviosos. Aparte de estos, no existe otro aporte de agua externo a ella, por lo tanto, la cuenca funciona de acuerdo a sus propios requerimientos hídricos.

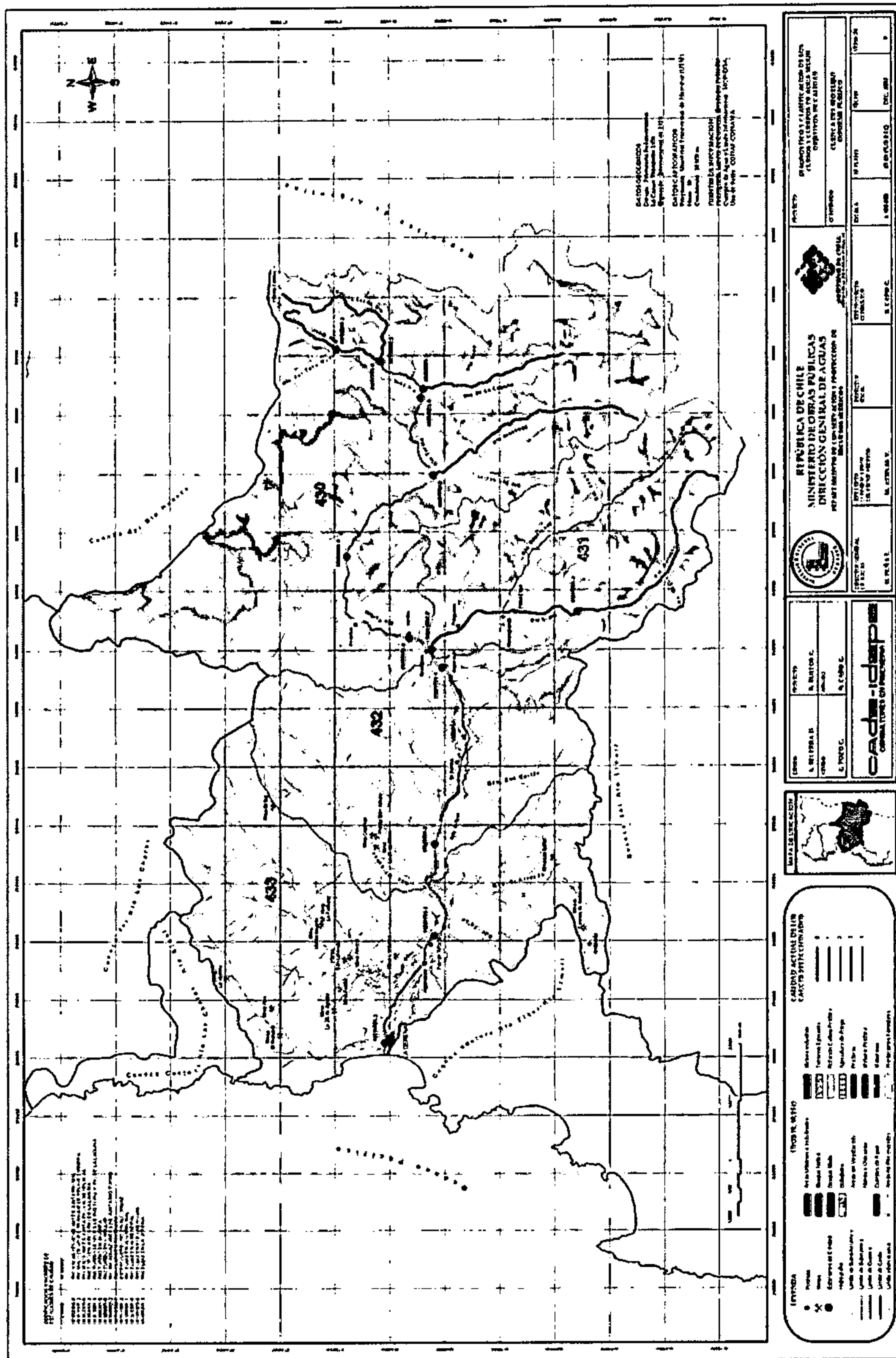


Figura 2.3: Hoya hidrográfica del río Elqui

“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

2.3.2 DESCRIPCIÓN DE SUB-SUBCUENCAS DE ESTUDIO

Al igual que una cuenca o subcuenca, las sub-subcuencas son divisiones naturales o físicas que se producen en una cuenca hidrográfica y están asociadas a la dirección de la escorrentía de las aguas en un área determinada. Las sub-subcuencas son las subdivisiones de las subcuencas antes mencionadas, y se les conoce generalmente con el nombre de quebradas.

Normalmente, un área cercana a 3900 km², no participa del comportamiento hidrológico del Elqui, sin embargo Por la ribera norte las quebradas más importantes son Marquesa y Santa Gracia, que confluyen en su curso medio e inferior, respectivamente. Por la ribera sur, se encuentran las quebradas San Carlos, Arrayán y Talca, aparte de otras menores. Si bien dichas quebradas no aportan escurrimientos superficiales, entre Algarrobal y La Serena numerosas vertientes descargan sobre la planicie aluvial del río con caudales que van de unos pocos litros por segundo hasta 250 l/s. ^[9]

Las sub-subcuencas consideradas en el Análisis Hidrológico efectuado en este estudio son las que entran en conjunción con el río Elqui aguas abajo del Embalse Puclaro, de modo que la mayoría pertenecen a la Subcuenca Baja de la cuenca de estudio, exceptuando la quebrada Marqueza que pertenece a la Subcuenca Media. En dirección aguas abajo se pueden identificar, por la ribera derecha o norte, las quebradas de Marquesa, Los Perales y Santa Gracia, y por la ribera izquierda o sur las quebradas de El Arrayán, Talca y Las Ánimas.

La Figura 2.4 muestra una imagen de la cuenca del río Elqui con la ubicación y forma de las quebradas o sub-subcuencas que se utilizarán en el Análisis Hidrológico de la cuenca, las cuales se encuentran entre las Estaciones Fluviométricas de Almendral y La Serena, aguas abajo del Embalse Puclaro.

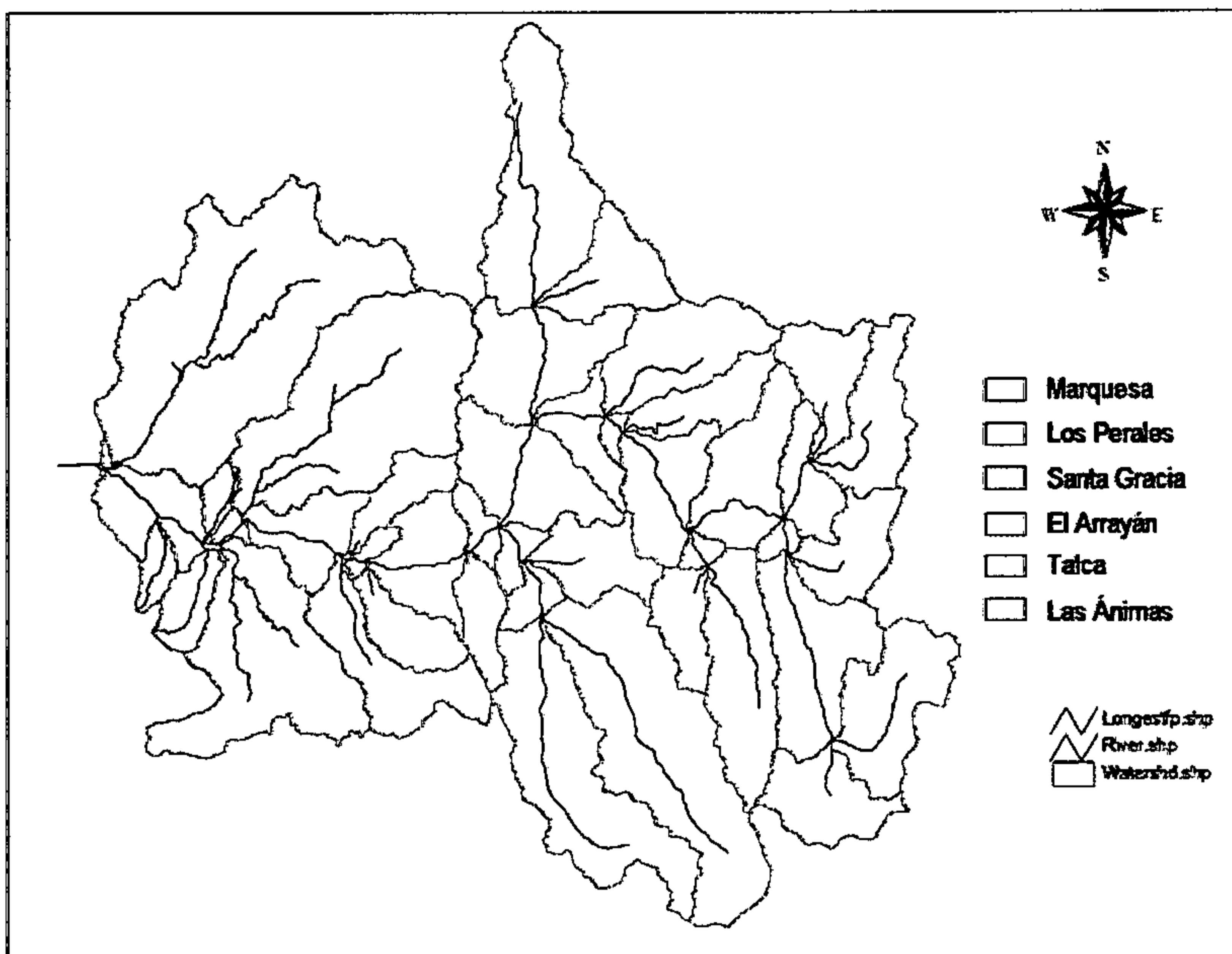


Figura 2.4: Ubicación de las sub-subcuencas consideradas en el estudio

3.3.3 CLIMA

La Cuenca del Río Elqui presenta un clima que varía transversalmente, dirección Oriente-Poniente, encontrándose con 3 tipos climáticos distintos, los cuales se describen a continuación.

Clima Templado Frío de Altura

Correspondiente al sector cordillerano de Los Andes sobre los 3000 metros de Altitud. Sus características son las bajas temperaturas, altas precipitaciones y presencia nival permanente (aporte significativo de caudal en período estival).

Clima Estepárico Cálido

Se Localiza por sobre los 800 metros de Altitud y es característico del Valle del Elqui debido a la ausencia de nubosidad y una gran sequedad atmosférica. Sus altas temperaturas y bajas precipitaciones se conjugan en períodos de eventuales sequías.

Clima Estepárico Nuboso o Costero

Situado a lo largo de la zona costera hasta unos 40 km. al este, internándose por medio de quebradas y cordones transversales. Corresponde a alta nubosidad, humedad y temperaturas moderadas.

Las temperaturas varían de 0°C en el sector cordillerano (Altitudes mayores a 3000 m.s.n.m.) a 16°C en el sector costero mientras que el Valle del Elqui disfruta de 300 días soleados anuales, teniendo 28°C como temperatura media en el verano, dando una máxima de 30 a 35° C. En invierno la temperatura varía entre el orden de 10°C a 23°C, con una media de 14°C aproximadamente. ^[9]

Generalmente, en el valle del Elqui, la vegetación asociada a dicho clima es de matorrales, arbustos y hierbas mesófitas que presentan una apariencia de estepa. A medida que aumenta la altitud, la vegetación dominante se caracteriza de arbustos espinosos, cactáceas coirón y llareta.

Con relación a las precipitaciones en la cuenca del Río Elqui, incluyendo la nieve, éstas alcanzan una media anual de 100 mm. Mientras en la costa son menores (del orden del 80 mm por año) y mayores en la cordillera andina (180 mm anual).

3.3.4 GEOMORFOLOGÍA

Respecto a este punto, es posible identificar una serie de elementos en la fisiografía de la cuenca del río Elqui que nombrados de Este a Oeste son: Cordillera de los Andes,

Valles Transversales, Cordillera de la Costa y Planicies Litorales. Es necesario agregar que la zona no presenta volcanismo activo.

En el sector del nacimiento del río Elqui (conjunción de los ríos Turbio y Claro o Derecho) la precordillera Andina presenta importantes alturas, destacando por el norte del río el Cerro Mamalluca (2330 m s.n.m.) y por el sur el Cerro El Molle (2630 m s.n.m.) en el sector de Paihuano. A partir de ahí hasta la desembocadura en el sector de La Serena, el río Elqui tiene un escurrimiento recto, fluyendo en sentido Oriente – Poniente.

Desde sus comienzos hasta la localidad de El Molle, el río Elqui se caracteriza por un encausamiento recto entre valles de reducida extensión. El sector muestra sinuosidad en su relieve, es decir, cerros y lomajes que van entre 1000 y 1600 metros de altitud, disminuyendo paulatinamente.

El tramo final del río (desde El Molle hasta su desembocadura en el Océano en la ciudad de La Serena) presenta escurrimiento de tipo anastomosado y valles de mayor extensión, y la existencia de terrazas laterales, debido a la presencia de sedimentación fluvial en el suelo. Dichas terrazas se encuentran claramente desarrolladas a unos 25 km de la desembocadura, el nivel superior tiene unos 30 m de altitud en sus inicios, disminuyendo en dirección al mar con una pendiente del orden del 7%, hasta alcanzar unos 120 a 130 m cerca de la desembocadura. Las diferencias de altitud en el valle transversal, oscilan entre los 700 m por el norte del cauce principal de la cuenca y 260 m por el sur de este mismo curso fluvial. ^[9]

Al llegar a la costa, se manifiestan las planicies litorales en toda su magnitud correspondiendo a terrenos planos que se extienden por el borde costero, alcanzando en algunos sectores un ancho de 30 km (sector de La Serena).

La Figura 2.5 muestra la Geomorfología general de la cuenca del río Elqui, destacando los diferentes relieves que componen la hoya hidrográfica, como se describió anteriormente.

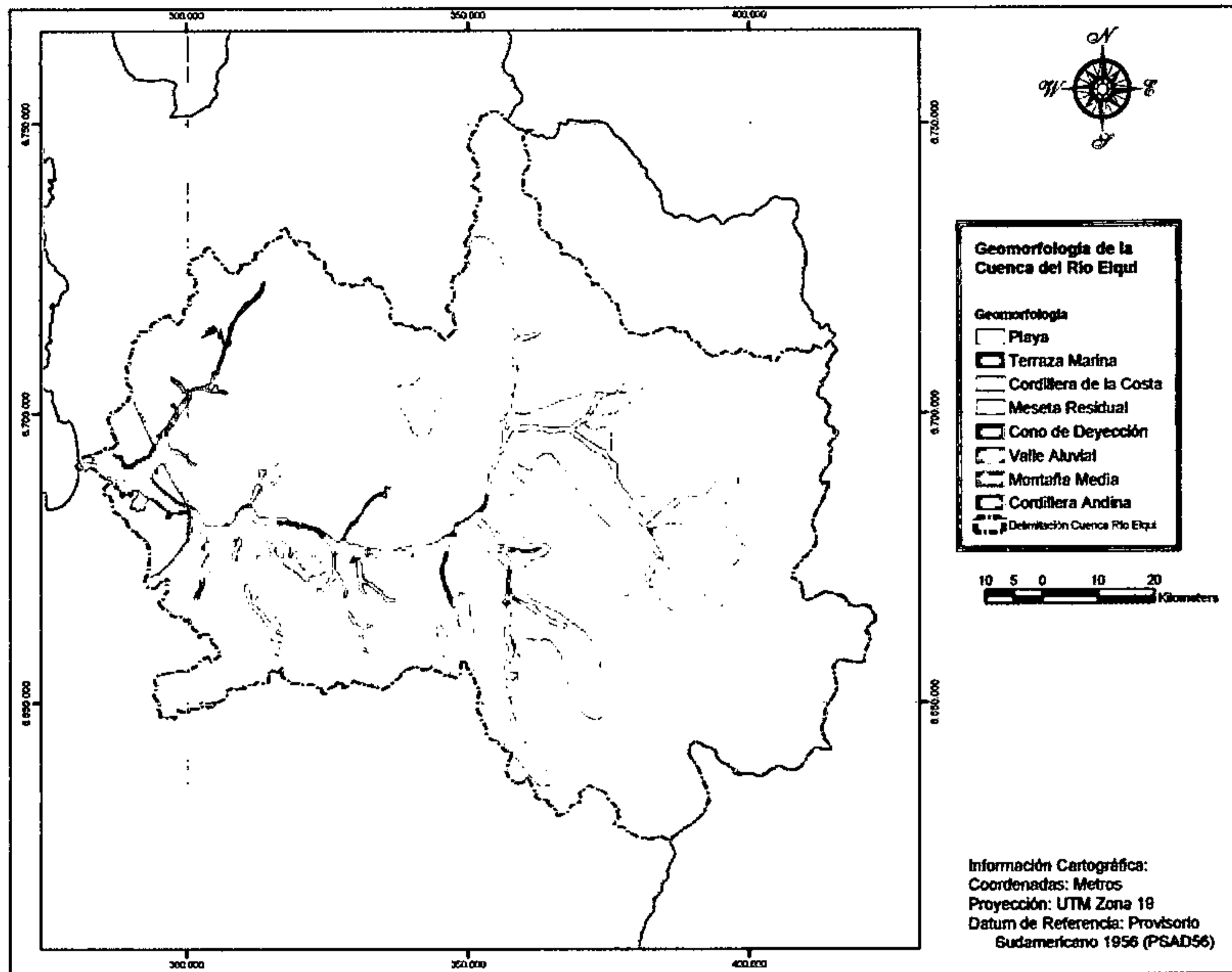


Figura 2.5: Geomorfología de la cuenca del río Elqui

3.3.5 GEOLOGÍA

La geología esta constituida por depósitos no consolidados y rellenos de depósitos fluviales; gravas, arenas y limos del curso actual de los ríos mayores o de sus terrazas subactuales y llanuras de inundación.

En términos geológicos, la cuenca está constituida principalmente por afloramientos de rocas plutónicas y volcano-sedimentarias de edad mesozoica y cenozoica. Estas rocas son de carácter calcoalcalino intermedio, y su composición es similar a la del promedio de la corteza terrestre. [18]

Debido a que albergan numerosos yacimientos sulfurados, asociados a zonas de alteración hidrotermal, los procesos de meteorización y erosión comunican a las aguas y

“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

sedimentos altos contenidos de Cu, Zn, Fe, As y SO₄, en parte relacionados con la generación natural de drenaje ácido.

A dicho efecto natural, se agrega el de las actividades mineras y metalúrgicas iniciadas en el siglo XIX, que han dejado numerosos depósitos de relaves y otros desechos mineros, así como excavaciones que facilitan la disolución de los minerales y su posterior transferencia al drenaje. Después del cierre de El Indio, la principal actividad minera en la cuenca es la del distrito cuprífero de Talcuna, en Quebrada Marquesa, aunque el Río Elqui recibe también un afluente, quebrada El Arrayán, conectado con el importante distrito cuprífero-aurífero de Andacollo.^[18]

3.3.6 INFRAESTRUCTURA HÍDRICA

En la Cuenca del Río Elqui, como infraestructura hídrica, se destacan los embalses La Laguna y Puclaro, que tienen como objetivo la retención de los recursos hídricos sobrantes escurridos hasta el mar, logrando así un mejor aprovechamiento de la aguas y asegurando, de esta manera, el buen rendimiento del suelo agrícola de la zona, comprendido por las localidades de Coquimbo, La Serena y Vicuña.

Embalse La Laguna

Se ubica a 183 km al este de La Serena a una altura de 3350 m.s.n.m, abarcando aproximadamente 5 km² de extensión. Este embalse constituye la reserva de agua para el valle del Elqui con una capacidad total de 40 millones de m³, presentándose en un paisaje excepcional.

La presa esta construida de tierra arcillosa con una cortina de concreto armado en la parte inferior y un recubrimiento de enrocado. La cortina de concreto armado esta colocada al centro de la presa y en su parte inferior. Esta cortina posee un metro de espesor el cual va desde la fundación hasta tres metros más alto que el lecho del río. Luego su espesor es de 0.20 m hasta los 14 m. de altura.^[19]

“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

Este embalse comenzó su construcción en el año 1927 hasta varios años más tarde, cuando en 1941, empezó su operación. En el año 1933, el embalse comenzó a prestar servicio a la agricultura, almacenando alrededor de 15 millones de m³. En 1934 quedó terminada la obra de toma y rebalse, mientras que en 1937 se dio por terminada la obra, quedando algunos trabajos posteriores para lograr una mayor seguridad.

Embalse Puclaro

El Embalse Puclaro se ubica en el Valle de Elqui, a unos 50 km al Este de la ciudad de La Serena a 432 m.s.n.m, sector donde se emplazaba, hasta el año 1995, la localidad de Puclaro, de ahí su nombre.

El muro del embalse tiene una altura de 83 m y un largo de 600 m. El embalse en sí mismo posee una capacidad de 200 millones de m³ de agua, extendiéndose a través de una longitud de 7 km. ^[19]

El proyecto se desarrolló entre Marzo del 1996 y Octubre 1999, fecha en que comenzó su operación. Como obra anexa, se puede mencionar la construcción de un nuevo camino de 8 km bordeando el embalse y un túnel de 370 m de longitud, ambos sobre el nivel de llenado.

3.4 ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS Y FLUVIOMÉTRICAS

En la Cuenca del Río Elqui se encuentran varias estaciones pluviométricas y fluviométricas que entregan la información requerida para el desarrollo de análisis hidrológicos. Esta información es proporcionada a través del sistema computacional del Banco Nacional de Aguas (BNA) perteneciente a la Dirección General de Aguas (DGA).

La mayoría de las estaciones cuentan con registros que datan desde hace algunas décadas pero se encuentran incompletos en algunos meses y años, por lo que fue necesario

realizar un relleno de datos a través de métodos de estadística, lo cual será profundizado en el capítulo 4 del presente estudio.

3.4.1 ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

Con respecto al presente estudio se recopilamos datos de las estaciones Elqui La Serena ubicada en la Escuela Agrícola y Elqui en Almendral, ubicada en la localidad del mismo nombre, aguas abajo del Embalse Puclaro.

La Tabla 3.1 muestra la información general de cada una de las estaciones pluviométricas vigentes pertenecientes a la cuenca del río Elqui, incluidas las utilizadas en el análisis, correspondiente a los N° 7 y 8.

Tabla 3.1: Estaciones Pluviométricas Cuenca del río Elqui

N°	ESTACIÓN	CODIGO BNA	ALTITUD m.s.n.m.	COORD. UTM		COORD. GEOG.	
				Norte (m)	Este (m)	Latitud (S)	Longitud (W)
1	Embalse La Laguna	04301050-6	3100	6658664	399930	30° 12'	70° 02'
2	Huanta	04306050-3	1240	6697800	365974	29° 50'	70° 23'
3	Rivadavia	04308050-4	850	6682999	349571	29° 58'	70° 34'
4	La Ortiga	04311052-7	1560	6657355	356759	30° 12'	70° 29'
5	Cochiguaz	04313050-1	1560	6664968	364824	30° 08'	70° 24'
6	Monte Grande	04314050-7	1155	6670207	356050	30° 05'	70° 30'
7	Almendral	04323050-6	430	6681809	316517	30° 09'	70° 54'
8	La Serena Esc. Agrícola	04335050-1	15	6689520	282204	29° 54'	71° 15'
9	Juntas del Toro	04301052-2	2155	6683648	394637	29° 58'	70° 05'

Fuente: Dirección General de Aguas.

3.4.2 ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS

La cuenca del río Elqui cuenta con una red de estaciones fluviométricas que registran el caudal observado. Estas estaciones pertenecen a la Dirección General de Aguas (DGA), y la información general de cada una de ellas se adjunta en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2: Estaciones Fluviométricas del Área de Estudio

Nº	ESTACIÓN	CÓDIGO BNA	ALTITUD (m.s.n.m.)	LATITUD	LONGITUD	ÁREA (Km2)	TIPO INSTRUMENTO
1	Río La Laguna salida Embalse La Laguna	04301002-6	3130	30° 12'	70° 2'	560	Limnigráfica
2	Río Toro en junta río del Toro	04302001-3	2050	29° 58'	70° 5'	426,7	Limnigráfica
3	Río Turbio en Varillar	04308001-6	860	29° 57'	70° 32'	4148	Limnigráfica y Datalogger
4	Río Cochiguaz en El Peñon	04313001-3	1360	30° 7'	70° 25'	440	Limnigráfica
5	Estero Derecho en Alcohuz	04311001-2	1645	30° 13'	70° 29'	325	Limnigráfica
6	Río Claro en Rivadavia	04314002-7	820	29° 59'	70° 33'	1502	Limnigráfica y Datalogger
7	Río Elqui en Algarrobal	04320001-1	760	30° 0'	70° 35'	5729	Satelital
8	Río Elqui en Almendral	04323001-8	395	29° 59'	70° 54'	6681	Limnigráfica y Datalogger
9	Río Elqui en La Serena	04335001-3	20	29° 53'	70° 15'	9794	Limnimétrica

Fuente: Dirección General de Aguas.

En este punto es necesario inferir que, debido a la existencia del Embalse Puclaro, lo que produce una regulación en los caudales, las estaciones a utilizar en el presente estudio fueron acotadas a dos: Elqui en La Serena y Elqui en Almendral.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS HIDROLÓGICO

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se desarrollará la metodología empleada para estimar los caudales para diferentes períodos de retorno en el tramo del río Elqui correspondiente. Se han considerado para dicho análisis los registros estadísticos de valores máximos mensuales para precipitaciones en 24 horas y flujos máximos mensuales, en las estaciones pertenecientes a las subcuencas media y baja de la cuenca del río Elqui, datos proporcionados por el Banco Nacional de Aguas perteneciente a la Dirección General de Aguas.

Además se obtendrán de los caudales de crecidas bajo el Embalse Puclaro mediante distribuciones de probabilidad, para lo cual se deberá considerar la influencia de eventos máximos tanto en período pluvial como nival, vale decir, incluyendo el efecto de las precipitaciones entre los meses de Abril-Agosto y los deshielos para los meses de Septiembre-Marzo.

Finalmente en este estudio, para obtener los caudales de crecidas afluentes de las sub-subcuencas aportantes, correspondientes a las quebradas más importantes ubicadas aguas abajo del Embalse Puclaro, se empleará la metodología del “Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos y máximos en cuencas sin información fluviométrica” propuesta en Agosto de 1995 por la Dirección General de Aguas, cuyo objetivo es presentar métodos para el cálculo sistemático de caudales máximos y mínimos en cuencas naturales del país, con nula o escasa información fluviométrica .

4.2 ANTECEDENTES PLUVIOMÉTRICOS

Los antecedentes pluviométricos muestran toda la estadística existente de las estaciones de carácter pluvial, para lo cual, es necesario que sean lo suficientemente representativas en cuanto a ubicación, cantidad y calidad de los registros, para así definir las precipitaciones máximas en la zona de estudio.

Las estaciones pluviométricas seleccionadas, debido a su cercanía al área de estudio, fueron las de Almendral y La Serena. Los registros pluviométricos se obtuvieron del Banco Nacional de Aguas perteneciente a la DGA. Analizando la información proporcionada de dichas estaciones nos encontramos con series de precipitaciones incompletas para algunos meses, por lo mismo, los datos faltantes se rellenarán usando la estación Rivadavia, por ser la más próxima y con una extensión de datos más completa.

En la Tabla 4.1 se indican las estaciones pluviométricas utilizadas en el estudio perteneciente a la cuenca del río Elqui.

Tabla 4.1 Estaciones Pluviométricas Río Elqui

Estación	Institución	Período	Ubicación	Altitud (m.s.n.m)
Rivadavia	DGA	1937-2006	Lat. 29°58' Long 70°34'	850
Almendral	DGA	1958-2006	Lat 29°59' Long 70°54'	430
La Serena	DGA	1971-2006	Lat 29°54' Long 71°15'	15

Fuente: Dirección General de Aguas.

4.2.1 RELLENO DE SERIES PLUVIOMÉTRICAS

En el análisis a efectuar se utilizarán series anuales de precipitaciones máximas en 24 horas para un período comprendido entre los años 1972-2006, es decir, para una longitud de análisis estadística de 35 años. En el relleno de datos faltantes se empleará, como se dijo anteriormente, la estación pluviométrica Rivadavia como estación patrón.

Las estaciones pluviométricas de interés son Almendral y La Serena, es por esto que se rellenarán los datos faltantes en sus registros utilizando la siguiente expresión: ^[14]

$$P_x = 1/n \cdot [(N_x / N_1) \cdot P_1 + (N_x / N_2) \cdot P_2 + \dots + (N_x / N_n) \cdot P_n] \quad \text{Ec.4.1}$$

Donde:

- n : Número de estaciones pluviométricas con datos de registros continuos cercanas a la estación "x", la cual va a ser completada en su registro
- P_x : Precipitación de la estación "x" durante el período de tiempo por completar
- P_1 a P_n : Precipitación de las estaciones 1 a n durante el período de tiempo por completar
- N_x : Precipitación media anual a nivel multianual de la estación "x"
- N_1 a N_n : Precipitación media anual a nivel multianual de las estaciones de 1 a n .

El relleno de datos se encuentra tabulado para la Estación Almendral y La Serena en el Anexo II.

4.3 ANTECEDENTES FLUVIOMÉTRICOS

Las estadísticas de los caudales máximos mensuales observados para las estaciones fluviométricas cercanas al área en estudio fueron proporcionadas por el Banco Nacional de Aguas de la DGA, lo que respecta a las estaciones ubicadas en el río Elqui en Almendral y en La Serena.

Dado que la estación río Elqui en Almendral, posee algunos meses de ciertos años no registrados de eventos máximos de caudales, siendo necesario estimar estos registros utilizando como base la estadística de la estación río Elqui en Algarrobal, ubicada a algunos kilómetros al Este de la estación en Almendral, y posterior a la conjunción de los ríos Turbio y Claro.

Se adjunta Tabla 4.2 que indica la información general de las estaciones con control fluviométrico utilizadas en el presente estudio.

Tabla 4.2 Estaciones Fluviométricas Río Elqui

Estación	Institución	Período registro	Ubicación	Altitud (m.s.n.m)
Elqui en Algarrobal	DGA	1949-2006	Lat 29°59' Long 70°36'	707
Elqui en Almendral	DGA	1946-2006	Lat 29°58' Long 70°53'	430
Elqui en La Serena	DGA	1985-2006	Lat 29°53' Long 71°15'	20

Fuente: Dirección General de Aguas

4.3.1 RELLENO DE SERIES FLUVIOMÉTRICAS

En el análisis se utilizarán series anuales de caudales máximos mensuales para un período comprendido entre los años 1972-2006, es decir, con longitud de análisis estadística de 35 años. En el relleno de datos faltantes se utilizará como estación patrón la estación río Elqui en Algarrobal de control fluviométrico, la cual posee información más completa y cuya ubicación es relativamente cercana a la zona en estudio. Las series rellenadas se encuentran en el Anexo II de este estudio.

Las estaciones fluviométricas de interés son río Elqui en Almendral y La Serena y los datos faltantes en sus registros se rellenaran utilizando la siguiente expresión: ^[14]

$$Q_x = 1/n \cdot [(N_x / N_1) \cdot Q_1 + (N_x / N_2) \cdot Q_2 + \dots + (N_x / N_n) \cdot Q_n] \quad \text{Ec.4.2}$$

Donde:

n : Número de estaciones fluviométricas con datos de registros continuos cercanas a la estación "x", la cual va a ser completada en su registro

Q_x : Caudal de la estación "x" durante el período de tiempo por completar

Q_1 a Q_n : Caudal de las estaciones 1 a n durante el período de tiempo por completar

N_x : Caudal medio anual a nivel multianual de la estación "x"

N_1 a N_n : Caudal medio anual a nivel multianual de las estaciones de 1 a n .

4.4 ANÁLISIS DE FRECUENCIA PARA PRECIPITACIONES Y CAUDALES MÁXIMOS

Para cada uno de los registros anuales de precipitaciones máximas en 24 horas y de caudales máximos instantáneos, en las respectivas estaciones de control pluviométrico como fluviométrico, se efectuará un análisis de frecuencia analítico para los escenarios tanto pluvial como nival acotados al período comprendido entre los años 1972-2006.

El procedimiento analítico para obtener precipitaciones y caudales máximos, asociado a cada período de retorno, se realizará ajustando las distribuciones de probabilidad normal, log normal, de valores extremos tipo I (Gumbel), Pearson III, y Log-Pearson III, siendo estas las más usadas en Hidrología.

En el análisis es necesario establecer la confiabilidad de los datos generados, efectuando para ello un test de bondad de ajuste correspondiente a las pruebas estadísticas realizadas en las estaciones de control pluviométrico como fluviométrico.

4.4.1 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE LOS REGISTROS

El objetivo de la estadística de una muestra reducida de la información esencial perteneciente a un conjunto de datos, es extraer las características de la muestra analizada.

Se presenta a continuación la obtención de los parámetros estadísticos asociados a cada función de distribución según la nomenclatura de los autores de “Hidrología Aplicada” Chow, Maidment, Mays (1994). [6]

Media Aritmética:
$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{Ec. 4.3}$$

Desviación estándar:
$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad \text{Ec. 4.4}$$

Coefficiente de asimetría (oblicuidad):
$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)\sigma^3} \quad \text{Ec. 4.5}$$

Media de valores logarítmicos ($y_i = \log(x_i)$):
$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad \text{Ec. 4.6}$$

Desviación estándar de los valores logarítmicos:
$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{n-1}} \quad \text{Ec. 4.7}$$

Coefficiente de asimetría de los valores logarítmicos:
$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3}{(n-1)(n-2)\sigma_y^3} \quad \text{Ec.4.8}$$

Siendo:

- n : Longitud de la muestra
- \bar{x} : Valor medio de la muestra
- S_x : Desviación estándar de la muestra
- C_s : Coeficiente de asimetría de la muestra
- \bar{y} : Valor medio de la variable reducida
- S_y : Desviación estándar de la variable reducida.

El ajuste de la información hidrológica para la zona en estudio se realizará mediante las distribuciones de probabilidad mencionadas anteriormente (Distribución Normal, Log normal, de valores extremos tipo I (Gumbel), Pearson III, y Log-Pearson III).

Las características de las funciones de probabilidad utilizadas se dan a conocer mediante la Tabla 4.3 adjunta a continuación.

Tabla 4.3 Distribuciones de Probabilidad para el ajuste de Información Hidrológica

Distribución	Función de densidad de Probabilidad	Rango	Ecuaciones de los parámetros en términos de los momentos de la muestra
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu_y)^2}{2\sigma^2}\right)$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\mu = \bar{x}, \sigma = s_x$
Log normal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)$	$x > 0$	$\mu_y = \bar{y}, \sigma_y = s_y$
Valor extremo tipo I (Gumbel)	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$	$-\infty < x < \infty$	$\alpha = \frac{\sqrt{6}s_x}{\pi}$ $u = \bar{x} - 0.5772\alpha$
Pearson tipo III	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x-\varepsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-\varepsilon)}}{\Gamma(\beta)}$	$x \geq \varepsilon$	$\lambda = \frac{s_x}{\sqrt{\beta}}, \beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2$ $\varepsilon = \bar{x} - s_x\sqrt{\beta}$
Log Pearson tipo III	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (y-\varepsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\varepsilon)}}{x\Gamma(\beta)}$ <i>donde</i> $y = \log x$	$\log x \geq \varepsilon$	$\lambda = \frac{s_y}{\sqrt{\beta}}, \beta = \left[\frac{2}{C_s(y)}\right]^2$ $\varepsilon = \bar{y} - s_y\sqrt{\beta}$ (Suponiendo que $C_s(y)$ es positivo)

Fuente: Hidrología Aplicada (Tabla 11.5.1 Ven Te Chow, 1994)

4.4.2 PRUEBA DE BONDAD DEL AJUSTE

Los métodos utilizados para realizar una prueba de ajuste corresponden a Error Cuadrático, Chi-Cuadrado X^2 y Kolmogorov – Smirnov que determinan cual de las distribuciones estudiadas se adapta mejor a la información recopilada en las estaciones proporcionada por el banco de datos de la DGA.

a. MÉTODO DE ERROR CUADRÁTICO

Este método consiste en calcular, para cada función de distribución el error cuadrático mediante la siguiente expresión. ^[3]

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (x_{e_i} - x_{o_i})^2 \right]^{1/2} \tag{Ec.4.9}$$

Donde x_{e_i} es el i -ésimo dato estimado y x_{o_i} es el i -ésimo dato calculado con la función de distribución correspondiente.

b. MÉTODO DE AJUSTE CHI-CUADRADO

La prueba de Chi cuadrado fue propuesta por Karl Pearson en 1900. Este método consiste en dividir los datos en número k de intervalos de clase, para contrastar la normalidad de una muestra se calcula el parámetro estadístico mediante la siguiente relación. [3]

$$D = \frac{\sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_i} \quad \text{Ec. 4.10}$$

Donde:

θ_i : Número observado de eventos en el intervalo i

ε_i : Número esperado de eventos en el mismo intervalo, se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Para lo cual $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos en cada intervalo. El número de intervalos se obtiene según la ecuación 4.11 donde N es número total de datos.

$$k = 1 + 1.33 \ln(N) \quad \text{Ec. 4.11}$$

c. PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$, como se indica en la siguiente expresión. [3]

$$D = \max |F_o(x_m) - F(x_m)| \quad \text{Ec. 4.12}$$

Por lo tanto, la función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad \text{Ec. 4.13}$$

Donde m es el número de orden del dato x_m en la lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

4.5 SELECCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN

Para llevar a cabo la selección de la función que representa la mejor distribución de probabilidad, se analizará el criterio que consiste en una calificación de las funciones según el valor del error mínimo, es decir, en la escala de 1 a 5, entendiendo que 1 es el “menor error” y 5 el “mayor error”.

Es necesario agregar que en este punto se tomó la decisión de trabajar solamente con la Estación Almendral. Dicha decisión fue tomada debido a que la Estación La Serena, aparte de ser una estación relativamente nueva (iniciada en 1985), y poseer datos faltantes (vacíos en sus registros), en comparación a la estación de Almendral. Por otra parte, esta misma estación ya había sido rellenada y es la única que podría ser utilizada como patrón para estación en La Serena, lo que significa un mayor error en el procedimiento de completar los registros.

El detalle de la aplicación de las distribuciones y sus respectivas pruebas de bondad de ajuste se presentan en tablas en el Anexo III. Mientras que a continuación se resumen los resultados de las pruebas efectuadas a la muestra de datos pluviométricos y fluviométricos para la Estación Almendral. Como se mencionó en la introducción, se hará el análisis para dos escenarios: período nival y pluvial, por lo tanto se dividieron en dichos períodos sólo los datos fluviométricos, ya que los pluviométricos en sí pertenecen al período estacionario netamente invernal (pluvial), despreciando los efectos de las quebradas en el período nival consideradas casi irrelevantes para el análisis estadístico.

Tabla 4.4.A Método de ajuste Pluviométrico Pluvial en Estación Almendral

Métodos Ajuste	Distribuciones				
	Normal	Log Normal	Gumbel	Pearson	Log Pearson
Mínimos Cuadrados	861.26 4	36809.44 5	589.61 2	575.04 1	815.58 3
Kolmogorov	0.05 1	0.25 3	0.07 2	0.25 3	0.36 5
Chi Cuadrado	29.62 4	33.80 5	0.31 1	3.73 3	0.56 2
Promedio	3.00	4.33	1.67	2.33	3.33

Tabla 4.4.B Método de ajuste Fluvimétrico Pluvial en Estación Río Elqui Almendral

Métodos Ajuste	Distribuciones				
	Normal	Log Normal	Gumbel	Pearson	Log Pearson
Mínimos Cuadrados	175.88 4	3428.49 5	89.78 3	78.40 2	73.88 1
Kolmogorov	0.137 3	0.098 1	0.098 1	0.389 5	0.361 4
Chi Cuadrado	31.54 4	34.30 5	27.41 3	0.07 1	0.29 2
Promedio	3.67	3.67	2.33	2.67	2.33

Tabla 4.4.C Método de ajuste Fluvimétrico Nival en Estación Río Elqui Almendral

Métodos Ajuste	Distribuciones				
	Normal	Log Normal	Gumbel	Pearson	Log Pearson
Mínimos Cuadrados	12666.77 4	45959.91 5	6951.15 3	3423.59 1	3534.27 2
Kolmogorov	0.29 3	0.47 5	0.27 2	0.33 4	0.25 1
Chi Cuadrado	21.23 4	34.30 5	2.19 2	6.82 3	1.33 1
Promedio	3.67	5.00	2.33	2.67	1.33

Por lo tanto se concluye que las funciones que mejor se ajustan a los datos de control pluviométrico y fluvimétrico son la distribución de Valor extremo tipo I (Gumbel) y la distribución de Log-Pearson, respectivamente.

4.6 ESTIMACIÓN DE CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS EN PERÍODO NIVAL

El período nival corresponde al período en que se producen los deshielos en la zona cordillerana debido a las altas temperaturas, lo que ocurre generalmente en la estación de primavera. Para efectos de este estudio se eligió el período comprendido entre los meses Septiembre a Marzo como representativo del escenario nival.

Como se presentó anteriormente, la distribución elegida como representativa del período fue la de la función Log Pearson tipo III. Realizados los cálculos respectivos utilizando los datos fluviométricos se obtuvieron los siguientes caudales indicados a continuación en la Tabla 4.5 para distintos períodos de retorno.

Tabla 4.5 Caudales Máximos Instantáneos Nival según Función Log Pearson tipo III

T (años)	Q máx (m ³ /s)
2	12.66
5	29.93
10	51.36
20	84.32
25	98.29
50	155.96
100	243.34

4.7 ESTIMACIÓN DE CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS EN PERÍODO PLUVIAL

El período pluvial corresponde al período en que se producen la mayor cantidad de lluvias o precipitaciones máximas, representado generalmente por la estación invernal. Para efectos de este estudio se eligió el período comprendido entre los meses Abril a Agosto como correspondiente al escenario pluvial.

Para el caso de los datos obtenidos en la estación fluviométrica en Almendral, la distribución escogida como la más representativa del registro fue la función Log Pearson tipo III y los caudales máximos obtenidos a partir de ella se presentan en la Tabla 4.6 para distintos períodos de retorno.

**Tabla 4.6 Caudales Máximos Instantáneos Pluvial
según Función Log Pearson tipo III**

T (años)	Q máx (m ³ /s)
2	9.48
5	14.77
10	18.87
20	23.27
25	24.76
50	29.68
100	35.07

Por otra parte, en el análisis de los datos pluviométricos, y como se mencionó anteriormente, la función que representó de mejor manera al conjunto de registros fue la función de Gumbel, por lo tanto las precipitaciones obtenidas para distintos períodos de retorno, se adjuntan la Tabla 4.7.

**Tabla 4.7 Precipitaciones Máximas Pluvial
según Función Gumbel**

T (años)	P máx (mm)
5	37.71
10	74.15
25	120.18
50	154.34
100	188.24

Para efectos del estudio, es necesario que las precipitaciones obtenidas en Tabla 4.7 sean transformadas a caudales para ser sumadas a los datos obtenidos en la Tabla 4.6. Es por ello que se requiere un análisis de dichas precipitaciones que se desarrollará a continuación.

4.7.1 ESTIMACIÓN DE CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS EN LAS SUB-SUBCUENCAS APORTANTES

La estimación de caudales de crecidas afluentes, desde las sub-subcuencas más importantes ubicadas aguas abajo del Embalse Puclaro, es decir, las quebradas de Marquesa, Arrayán, Talca, Los Perales, Las Animas y Santa Gracia, contó con la aplicación de fórmulas empíricas asociadas a un cierto período de retorno. Según lo expuesto en el “Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en cuencas sin Información Pluviométrica” (DGA, Agosto 1995), utilizaremos los métodos de estimación de caudales máximos en período pluvial denominados DGA-AC, Verni y King Modificado y Fórmula Racional. La obtención de caudales de diseño para cada una de las quebradas aportantes esta restringido a períodos de retorno menores a 100 años y a superficies comprendidas entre 20 y 10.000 km².

En la Tabla 4.8 se listan los parámetros geomorfológicos de las sub-subcuencas, las cuales poseen escurrimiento netamente pluvial. El desarrollo de la obtención de estos parámetros se efectuará en el próximo capítulo.

Tabla 4.8 Propiedades Físicas de las Sub-subcuencas

Quebrada	A (km ²)	L (km)	Lg (m)	H (m)
Marquesa	736.89	58.6	29.3	3354.7
El Arrayán	542.9	54.1	27.1	1244.7
Talca	91.8	20.8	10.4	870.6
Los Perales	37.83	15.0	7.5	793.9
Las Animas	50.69	16.9	8.5	1072.5
Santa Gracia	1067.51	80.1	40.0	2537.9

Fuente: ArcView 3.2

Donde:

A: Superficie de la sub-subcuenca

L: Longitud del cauce principal

Lg: Longitud desde el centroide de la sub-subcuenca hasta el punto de descarga

H: Altura máxima de la sub-subcuenca.

4.7.2 MÉTODO DGA-AC

El método DGA-AC, es un procedimiento regional de crecidas para eventos pluviales, basado en el análisis de series de máximos anuales registrados en 234 estaciones fluviométricas, ubicadas entre la III y IX Región. [8]

El procedimiento consiste en determinar una curva de frecuencias para el caudal instantáneo máximo de la cuenca dependiendo de la ubicación del punto de interés, para luego continuar con la aplicación el factor de conversión apropiado.

A continuación se entregan los pasos a realizar en el procedimiento del mencionado método:

- a) Identificar la zona homogénea a la cual pertenece la cuenca en estudio diferenciada según su latitud, según se indica en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Zona Homogéneas Pluviales

Zona Homogénea	25° S < Latitud < 32° S
Copiapo, Huasco, Elqui	Ip
Cuenca del Limarí	Jp
Cuenca del Choapa	Kp

Fuente: “Manual de Cálculo de Caudales Mínimos y Máximos en Cuencas sin Información Fluviométrica”, Dirección General de Aguas (1995).

- b) Identificar la curva de frecuencias regional del caudal medio diario regional según la zona homogénea determinada anteriormente. Dichos parámetros se entregan en la Tabla 4.10 mostrada a continuación, y que además indica los valores máximos y mínimos del factor (Q_T / Q_{10}) para los períodos de retorno normalmente utilizados en los estudios hidrológicos.

Tabla 4.10 Curva de Frecuencias Regional Caudales Medios Diarios Máximos
Zona Homogénea Ip Pluvial - Log Normal - Latitud 27° - 30°

Periodo de Retorno T(Años)	Q(T)/Q(10)		
	Media	Máxima	Mínima
2	0.43	0.52	0.35
5	0.74	0.80	0.63
10	1.00	1.00	1.00
20	1.27	1.34	1.21
25	1.36	1.46	1.27
50	1.66	1.87	1.49
75	1.86	2.13	1.62
100	2.00	2.33	1.71

Fuente: "Manual de Cálculo de Caudales Mínimos y Máximos en Cuencas sin Información Fluviométrica", Dirección General de Aguas (1995).

- c) Determinación del caudal medio diario máximo para un período de retorno 10 años (Q_{10}), empleando la siguiente expresión para cuencas ubicadas en la III y IV Región.

$$Q_{10} = 1.94 \times 10^7 \cdot A_p^{0.776} \cdot (P_{24}^{T=10})^{3.108} \quad (m^3 / s) \quad \text{Ec. 4.14}$$

Donde:

Q_{10} : Caudal medio diario máximo de período de retorno 10 años, expresado en m^3 / s

A_p : Área pluvial de la cuenca, expresada en km^2

P_{24}^{10} : Precipitación diaria máxima de período de retorno 10 años, expresados en mm .

Con estas relaciones se obtiene la curva de frecuencias de caudal medio diario máximo de la cuenca, multiplicando los valores de la Tabla 4.10, por el caudal medio diario máximo de período de retorno 10 años.

- d) Determinación de la curva de frecuencia del caudal instantáneo máximo se obtiene multiplicando la curva de frecuencias de caudal medio diario máximo por el factor de conversión (α) indicado en la Tabla 4.11 correspondiente a la zona homogénea a la cual pertenece la cuenca, donde:

$$Q = \alpha \cdot Q_T \quad \text{Ec. 4.15}$$

Tabla 4.11 Factores de Conversión del Caudal Medio Diario Máximo a Caudal Instantáneo Máximo.

Zona Homogénea	α
Ip	1.25
Jp	2.14
Kp	1.59

Fuente: "Manual de Cálculo de Caudales Mínimos y Máximos en Cuencas sin Información Fluviométrica", Dirección General de Aguas (1995).

4.7.3 MÉTODO DE VERNI Y KING MODIFICADO

Este método relaciona el caudal instantáneo máximo de una crecida con la precipitación diaria máxima y el área pluvial, por lo tanto a la fórmula original se le ha agregado un coeficiente empírico variable con el período de retorno, para ajustar y calibrar los resultados a las crecidas registradas en 130 estaciones limnigráficas ubicadas entre las regiones IIIa y IXa del país. [8]

Los pasos a seguir para desarrollar el método de Verni y King modificado, se presentan en los siguientes párrafos.

- a) Determinación del coeficiente empírico de período de retorno de 10 años según la región a la que pertenece la cuenca en estudio. Dicho parámetro se determina usando la Tabla 4.12, que se adjunta a continuación.

Tabla 4.12 Coeficiente C(T=10 Años) Fórmula de Verni y King Modificada.

Región	C (T=10)
III	0.027
IV – Cuenca Elqui	0.057
IV – Cuenca Limarí	0.180
IV – Cuenca Choapa	0.200
V	0.290
VI	0.680
VII	0.710
VIII	0.790
IX	0.890

Fuente: “Manual de Cálculo de Caudales Mínimos y Máximos en Cuencas sin Información Fluviométrica”, Dirección General de Aguas (1995).

b) Determinación de la curva de frecuencia del coeficiente empírico mediante la siguiente expresión usando los datos tabulados en Tabla 4.12 y Tabla 4.13.

$$C(T) = C(T) / C(T = 10) \cdot C(T = 10) \tag{Ec.4.16}$$

Tabla 4.13 Coeficientes de Fórmulas Empíricas.

PERÍODO RETORNO T(años)	C(T)/C(T=10)								
	III Región	IV Elqui	IV Limarí	IV Choapa	V Región	VI Región	VII Región	VIII Región	IX Región
2	0.90	0.87	0.44	0.33	0.38	0.63	0.86	1.04	1.03
5	0.95	0.93	0.75	0.68	0.84	0.85	0.95	1.04	1.02
10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.91	1.00
20	1.10	1.06	1.26	1.38	1.15	1.15	1.00	0.99	0.98
25	1.14	1.10	1.36	1.54	1.22	1.20	1.00	1.00	0.98
50	1.23	1.15	1.62	2.00	1.38	1.33	1.00	1.01	0.97
100	1.32	1.20	1.91	2.56	1.59	1.55	1.04	1.02	0.93

Fuente: “Manual de Cálculo de Caudales Mínimos y Máximos en Cuencas sin Información Fluviométrica”, Dirección General de Aguas (1995).

c) Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas para el período de retorno de interés, se obtiene de la siguiente manera.

$$P_t^T = CD_t \cdot CF_T \cdot P_{24}^{10} \tag{Ec. 4.17}$$

Donde:

CD : Coeficiente de duración para t horas, para lo cual $CD_{t=24} = 1$

CF : Coeficiente de frecuencia, el cual se obtiene desde la Tabla 4.14

Para el estudio se utilizaron los siguientes datos más próximos a la cuenca como se indica en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14 Coeficientes de Duración y Frecuencia para las diferentes Zonas Homogéneas

Nombre Zona Homogénea	Duración	Coef. de Duración	Coeficientes de Frecuencias				
			T=2 Años	T=5 Años	T=20 Años	T=50 Años	T=100 Años
Río Turbio	1 día	1.000	0.361	0.705	1.336	1.853	2.305
	2 días	1.304	0.330	0.683	1.371	1.958	2.483
	3 días	1.419	0.316	0.637	1.388	2.008	2.570

Fuente: "Manual de Cálculo de Caudales Mínimos y Máximos en Cuencas sin Información Fluviométrica", Dirección General de Aguas (1995).

- d) Determinación del caudal instantáneo máximo de periodo de retorno, mediante la siguiente expresión:

$$Q = C(T) \cdot 0.00618 \cdot P_{24}^{1.24} \cdot A_p^{0.88} \quad (m^3 / s) \quad \text{Ec. 4.18}$$

Donde:

Q : Caudal instantáneo máximo asociado al período de retorno T años, expresado en m^3 / s

$C(T)$: Coeficiente empírico de período de retorno T años

P_{24} : Precipitación diaria máxima asociada al período de retorno de T años, expresada en mm

A_p : Área Pluvial de la cuenca, expresada en km^2 .

4.7.4 MÉTODO DE LA FÓRMULA RACIONAL

La Fórmula Racional, consiste en el empleo de coeficientes de esorrentía que mejor se ajusten al análisis de frecuencias de las 130 estaciones limnigráficas ubicadas entre la III y IX Regiones de Chile. El procedimiento de cálculo consiste básicamente en determinar el coeficiente de esorrentía en función del período de retorno, la ubicación geográfica de la cuenca y de la intensidad de la lluvia de diseño. ^[8]

- a) Determinación del coeficiente de esorrentía de período de retorno de 10 años $C(T = 10)$ indicado en la Tabla 4.15, es variable según la ubicación geográfica de la cuenca.

Tabla 4.15 Coeficiente $C(T = 10)$ Fórmula Racional

Región	C (T=10)
III	0.009
IV – Cuenca Elqui	0.025
IV – Cuenca Limarí	0.078
IV – Cuenca Choapa	0.080
V	0.080
VI	0.310
VII	0.390
VIII	0.360
IX	0.280

Fuente: “Manual de Cálculo de Caudales Mínimos y Máximos en Cuencas sin Información Fluviométrica”, Dirección General de Aguas (1995).

- b) Determinación de la curva de frecuencia del coeficiente de esorrentía.

$$C(T) = C(T) / C(T = 10) \cdot C(T = 10) \quad \text{Ec. 4.19}$$

Los valores de la razón $C(T) / C(T = 10)$ son los mismos utilizados en el método de Verni y King Modificado (Tabla 4.13).

- c) Determinación del tiempo de concentración de la cuenca mediante la fórmula del California Highways and Works de EEUU.

$$t_c = 0.95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{Ec.4.20}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración de la cuenca, expresada en horas.

L : Longitud del cauce principal, expresada en *km*.

H : Desnivel máximo de la cuenca, expresada en *m*.

- d) Determinación de la Intensidad de Lluvia para el período de retorno y duración en horas.

$$I_{t_c}^T = \frac{P_{24}^T}{t_c} \cdot CD_{t_c} \quad \text{Ec. 4.21}$$

Donde:

P_{24}^T : Precipitación de período de retorno T , asociada a una duración de 24 horas, expresada en (*mm*).

CD_{t_c} : Coeficiente de duración para un tiempo de concentración t_c en horas.

Tabla 4.16 Coeficientes de Duración para Localidades Chilenas.

ESTACIÓN FLUVIOMÉTRICA	REGIÓN	DURACIÓN (horas)									
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Embalse La Paloma	IV	0.156	0.266	0.441	0.597	0.667	0.780	0.823	0.866	0.919	1.000
Santiago Qta. Normal	RM	0.161	0.261	0.425	0.556	0.645	0.712	0.774	0.847	0.944	1.000
Rapel	VI	0.147	0.233	0.337	0.465	0.558	0.64	0.709	0.787	0.907	1.000

Fuente: "Manual de Cálculo de Caudales Mínimos y Máximos en Cuencas sin Información Fluviométrica", Dirección General de Aguas (1995).

e) Determinación del caudal instantáneo máximo.

$$Q = \frac{C(T) \cdot I_{t_c}^T \cdot A}{3.6} \quad (m^3/s) \quad \text{Ec. 4.22}$$

Donde:

Q : Caudal instantáneo máximo de período de retorno T , expresado en m^3/s .

C : Coeficiente de escorrentía asociado al período de retorno T

$I_{t_c}^T$: Intensidad media de lluvia asociada al período de retorno T y a una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca pluvial, expresada en mm/hr

A : Área pluvial aportante expresada en km^2 .

4.7.5 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Aplicando los métodos de estimación de caudales del Manual de la DGA, explicados anteriormente, a cada una de las quebradas consideradas en el presente estudio. Dichos caudales se presentan en las siguientes tablas, para cada tipo de método desarrollado.

Tabla 4.17 Caudales Máximos obtenidos según Método DGA-AC

	Marquesa	El Arrayán	Talca	Los Perales	Las Animas	Santa Gracia
T (años)	Q (m^3/s)					
2	13.74	10.84	2.73	1.37	1.72	18.32
5	21.14	16.68	16.68	2.11	2.65	28.19
10	26.43	20.85	20.85	2.64	3.31	35.24
20	35.41	27.94	27.94	3.54	4.44	47.21
25	38.58	30.44	30.44	3.85	4.83	51.44
50	49.42	38.99	38.99	4.93	6.19	65.89
75	56.29	44.41	44.41	5.62	7.05	75.05
100	61.58	48.58	48.58	6.15	7.71	82.10

Tabla 4.18 Caudales Máximos obtenidos según Método Verni y King Modificado

	Marquesa	El Arrayán	Talca	Los Perales	Las Animas	Santa Gracia
T (años)	Q (m ³ /s)					
2	6.02	4.60	0.96	0.44	0.57	8.35
5	14.77	11.29	2.36	1.08	1.40	20.46
10	24.50	18.72	3.92	1.80	2.32	33.94
20	37.19	28.42	5.95	2.73	3.53	51.53
50	60.53	46.26	9.68	4.44	5.74	83.87
100	82.79	63.27	13.24	6.07	7.85	114.72

Tabla 4.19 Caudales Máximos obtenidos según Método Racional

	Marquesa	El Arrayán	Talca	Los Perales	Las Animas	Santa Gracia
T (años)	Q inst (m ³ /s)					
2	12.65	8.61	1.88	0.84	1.13	15.15
5	26.41	17.97	3.92	1.76	2.35	31.62
10	40.28	27.41	5.99	2.68	3.59	48.23
20	57.04	38.82	8.48	3.80	5.08	68.30
50	85.83	58.41	12.75	5.72	7.64	102.77
100	111.41	75.82	16.55	7.42	9.92	133.40

Para concluir el capítulo es necesario indicar que el detalle de la aplicación de los métodos anteriormente descritos se entrega en el Anexo IV de este estudio.

4.8 COMENTARIO

Los caudales máximos de diseño en el sector de La Serena para el tramo en estudio, se han obtenido del análisis de frecuencias a partir de los datos de flujo y precipitaciones en la estación Almendral, para tal efecto se han considerado dos escenarios: pluvial y nival. En el período de análisis pluvial, comprendido entre los meses de Abril-Agosto, el caudal resultante considera el aporte de las quebradas ubicadas aguas debajo de embalse Puclaro más el flujo en dicho período.

Por otra parte, el caudal máximo del escenario nival se obtiene a partir el escurrimiento superficial registrado en la estación fluviométrica en Almendral, causado por los deshielos en la época estival, período que corresponde a los meses de Septiembre a Marzo.

Se puede concluir que para eventos máximos entre los dos períodos de análisis, resumidos en la Tabla 4.20, indica que los caudales máximos ocurren en período pluvial.

Tabla 4.20 Caudales Máximos en el sector de La Serena

T (años)	NIVAL	PLUVIAL
	Q máx (m ³ /s)	Q máx (m ³ /s)
2	12.66	49.74
5	29.93	98.80
10	51.36	147.05
20	84.32	204.79
50	155.96	302.80
100	243.34	389.59

CAPÍTULO 5

MODELACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO USANDO HEC-HMS

5.1 INTRODUCCIÓN

En el desarrollo del tema, se utilizarán softwares que complementarán la realización del Análisis Hidrológico mediante un Modelo asociado a la zona de estudio de la Cuenca Elqui (subcuenca), el cual fuera representativo de la misma frente a cualquier variación de precipitaciones.

En lo que respecta, se darán a conocer los softwares HEC-HMS y ArcView GIS, junto con una breve descripción de los procedimientos que se desarrollarán con ellos, de tal manera de lograr un mayor entendimiento de la Modelación Hidrológica de la subcuenca de estudio.

Finalmente, se estimarán las Precipitaciones para diferentes períodos de retorno mediante relaciones de intensidad, frecuencia y duración generalizadas, de modo de obtener los Caudales Máximos representativos para cada período de retorno.

5.2 INTRODUCCIÓN A LOS SOFTWARE UTILIZADOS

Se entregará una breve descripción acerca de los softwares HEC-HMS 3.1.0 y ArcView GIS 3.2, involucrados en la modelación de la subcuenca del río Elqui.

5.2.1 HEC-HMS 3.1.0

El software modelo HEC-HMS, de uso público fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la

armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers), siendo una versión mejorada del HEC-1, creado en 1968 ^[20] por el mismo centro.

Como su nombre lo indica HMS (Hydrologic Modeling System) se trata de un Sistema de Modelación Hidrológica, que destaca entre sus funciones más avanzadas la interfase gráfica de usuario que facilita las labores de preproceso y postproceso y la posibilidad mediante HEC GeoHMS de trabajar con el sistema de información geográfica ArcGIS. La aplicación incluye un modelo precipitación - escorrentía para la estimación de crecidas. ^[15]

En palabras más simples, el software calcula el hidrograma producido en una cuenca, al proporcionarle los datos físicos y las precipitaciones de la misma. Éste análisis se puede dividir en 4 fases (A, B, C y D) esquematizadas en la figura 5.1.

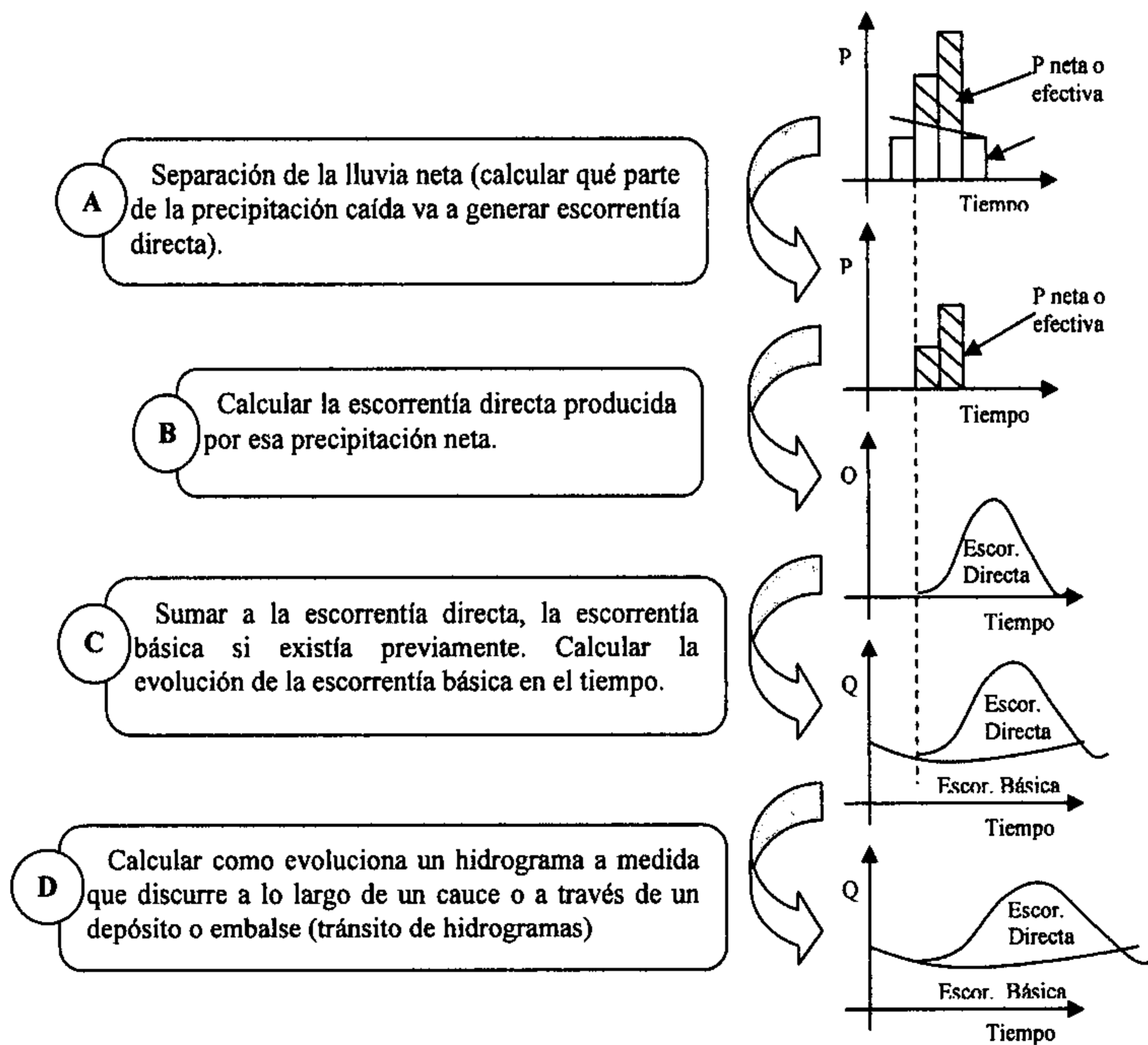


Figura 5.1: Esquema de las fases desarrolladas por Hec-HMS ^[15]

Explicando a grandes rasgos, el software permite establecer varias subcuencas. A partir de ello, realiza los cálculos de las tres primeras fases para cada subcuenca, y calcula la última fase (D) para cada tránsito a lo largo de un cauce (la evolución del hidrograma que generado en una Subcuenca, circula por otra distinta). Al final suma todos los caudales generados y transitados a lo largo del recorrido y proporciona (en tabla y gráfico) el hidrograma en la salida de la cuenca. ^[15]

5.2.2 ARCVIEW GIS 3.2

ArcView es una herramienta desarrollada por el Instituto de Investigación de sistemas Ambientales y empresa estadounidense ESRI. Con ella se pueden representar datos georreferenciados, analizar las características y patrones de distribución de esos datos y generar informes con los resultados de dichos análisis, en otras palabras permite visualizar, explorar, manipular y analizar información geográfica. ^[5]

Con respecto a la exposición del presente tema, el software fue utilizado tanto para obtener las características físicas de la cuenca como para su acondicionamiento y preparación previa a la modelación realizada en el programa HEC-HMS.

5.3 IMPLEMENTACIÓN DE LA CUENCA USANDO ARC-VIEW GIS 3.2

Como parte del desarrollo de esta etapa es necesario que el ArcView posea la extensión llamada HecGeo-HMS, que adhiere al software una serie de herramientas necesarias para el procesado de la cuenca en cuestión.

Se inicia cargando el DEM (Modelo Digital del Terreno) que posee los datos geométricos de la Cuenca Elqui, de ésta manera se obtienen las características físicas de la misma. Junto a ello, se insertan las estaciones Fluviométricas y Pluviométricas, así como la ubicación de los embalses ubicados dentro de la cuenca.

5.3.1 ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO: CUENCA ELQUI

En el desarrollo de este paso, la grilla o DEM es procesada de tal manera que se obtiene la Cuenca dividida en las subcuencas correspondientes, junto con la ubicación de los ríos y cauces. Éste procedimiento es posible debido a que la grilla consiste en una serie de puntos geométricos con sus respectivas altitudes, de manera que el software define los puntos más altos, los picos de las montañas, como los límites de las subcuencas, y los puntos más bajos, como los cauces y ríos.

El procesado del terreno se realiza ocupando la herramienta “Full Preprocessing Setup”, ubicado en el menú en la pestaña “Terrain Processing” y el resultado obtenido se visualiza como muestra la Figura 5.2.

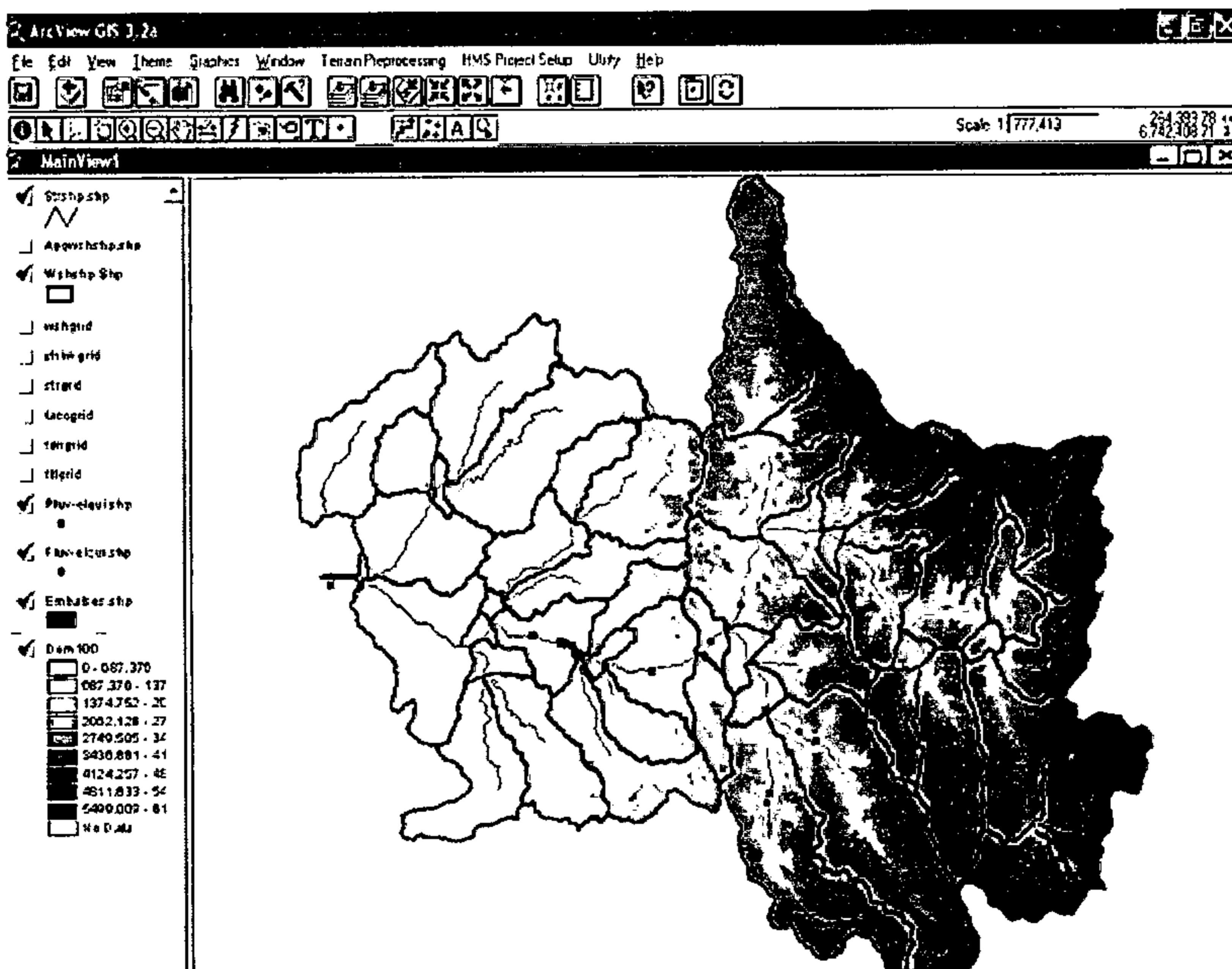


Figura 5.2: Vista del resultado del procesamiento del terreno del DEM

5.3.2 DEFINICIÓN Y PROCESAMIENTO DEL ÁREA DE PROYECTO

El DEM corresponde a una cuenca que está dividida en varias subcuencas, por lo tanto, es posible elegir una de ellas para trabajarla por separado, ya que cada subcuenca respresenta una unidad completa (no tiene variabilidad espacial), lo que puede simplificar los procesos haciendo que el proyecto en sí se vuelva más ligero.

En la realización de este paso se debe indicar el punto en la salida de la subcuenca a proyectar definiendo así, mediante las herramientas correspondientes, el área de Proyecto. En el caso de la cuenca del Elqui, la salida se encuentra en La Serena estableciéndose de esta manera la cuenca completa como área de estudio.

El área de proyecto puede ser modificada fusionando cuencas pequeñas en una mayor o por el contrario subdividir una cuenca en áreas menores, según se requiera. Se definieron de esta manera las quebradas más importantes en el área de interés del estudio (entre el Embalse Puclaro y la ciudad de La Serena).

El procesado de la cuenca se realiza con la herramienta “Basin Characteristics”, de la cual se obtienen las características físicas de la cuenca y subcuencas tales como líneas de flujo, áreas, perímetros, longitudes de los cauces principales y secundarios, centroides, pendientes, entre otras. Dichos resultados se visualizan en una llamada tabla de Atributos, y el resumen se muestra en la Tabla 5.1

Tabla 5.1: Parámetros de las Quebradas obtenidos de Arc-View 3.2

Quebrada	A (km ²)	L (km)	Lg (m)	H (m)	Pendiente
Marquesa	736.89	58.6	29.3	3354.7	0.057
El Arrayán	542.9	54.1	27.1	1244.7	0.023
Talca	91.8	20.8	10.4	870.6	0.042
Los Perales	37.83	15.0	7.5	793.9	0.053
Las Ánimas	50.69	16.9	8.5	1072.5	0.063
Santa Gracia	1067.51	80.1	40.0	2537.9	0.032

Para finalizar el proceso, es posible obtener un mapa de fondo para ser utilizado en el Software HEC-HMS 3.1. Dicha herramienta es opcional y se encuentra en el menú con el nombre 'Background file'.

5.4 ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA CUENCA USANDO HEC-HMS 3.1

Para el Análisis Hidrológico en el período pluvial (invierno) se utilizará como herramienta el software descrito anteriormente, HEC-HMS. Dicho programa trabaja con modelos representativos de la cuenca en estudio.

Es por ello que esta etapa comienza con la creación del Modelo Hidrológico representativo de la cuenca Elqui. Dicho modelo será posteriormente sometido a un análisis Hidrológico a partir de un caso extremo de tormenta (la del año 1987), la cual fue escogida debido a que correspondía a las Precipitaciones Máximas registradas en las bases de datos de las Estaciones Pluviométricas de Almendral y La Serena en los últimos 30 años. (1971-2006).

5.4.1 CREACIÓN DEL MODELO HIDROLÓGICO

La creación del modelo consiste en la representación de la cuenca, subcuencas y cualquier otro tipo de elemento hidrológico de la manera más realista posible, es decir, dicho modelo debe mostrar un comportamiento lo más cercano a la realidad, siguiendo con las condiciones reales que representa.

Para llevar a cabo dicha representación, el software ofrece ciertos elementos para ser utilizados que simbolizan cada componente del sistema o cuenca en estudio, los cuales poseen ciertas características según corresponda.

En la Tabla 5.2 muestra la definición de cada elemento del modelo, junto con la herramienta utilizada en la representación de cada uno de ellos.

Tabla 5.2: Elementos utilizados en la Modelación de la Cuenca en HEC-HMS

Nombre del Elemento	Tipo de Elemento	Descripción
Almendral	Source	Estación
Marquesa	Sub-basin	Subcuenca
El Arrayán	Sub-basin	Subcuenca
Talca	Sub-basin	Subcuenca
Los Perales	Sub-basin	Subcuenca
Las Ánimas	Sub-basin	Subcuenca
Santa Gracia	Sub-basin	Subcuenca
La Serena	Junction	Estación
C1	Junction	Salida de Marquesa a Río Elqui
C2	Junction	Salida de El Arrayán a Río Elqui
C3	Junction	Salida de Talca a Río Elqui
C4	Junction	Salida de Los Perales a Río Elqui
C5	Junction	Salida de Las Ánimas a Río Elqui
C6	Junction	Salida de Santa Gracia a Río Elqui
Tramo A	Reach	Tramo entre Marquesa y El Arrayán
Tramo B	Reach	Tramo entre El Arrayán y Talca
Tramo C	Reach	Tramo entre Talca y Los Perales
Tramo D	Reach	Tramo entre Los Perales y Las Ánimas
Tramo E	Reach	Tramo entre Las Ánimas y Santa Gracia
Tramo F	Reach	Tramo entre Santa Gracia y La Serena

Siguiendo con el procedimiento de modelación, se ingresan los datos de cada elemento de sub-subcuenca o quebradas, correspondientes a la Tabla 5.1, adjuntada anteriormente.

El esquema de la modelación final representada y obtenida en el software HEC-HMS se puede apreciar en la Figura 5.3, presentada a continuación.

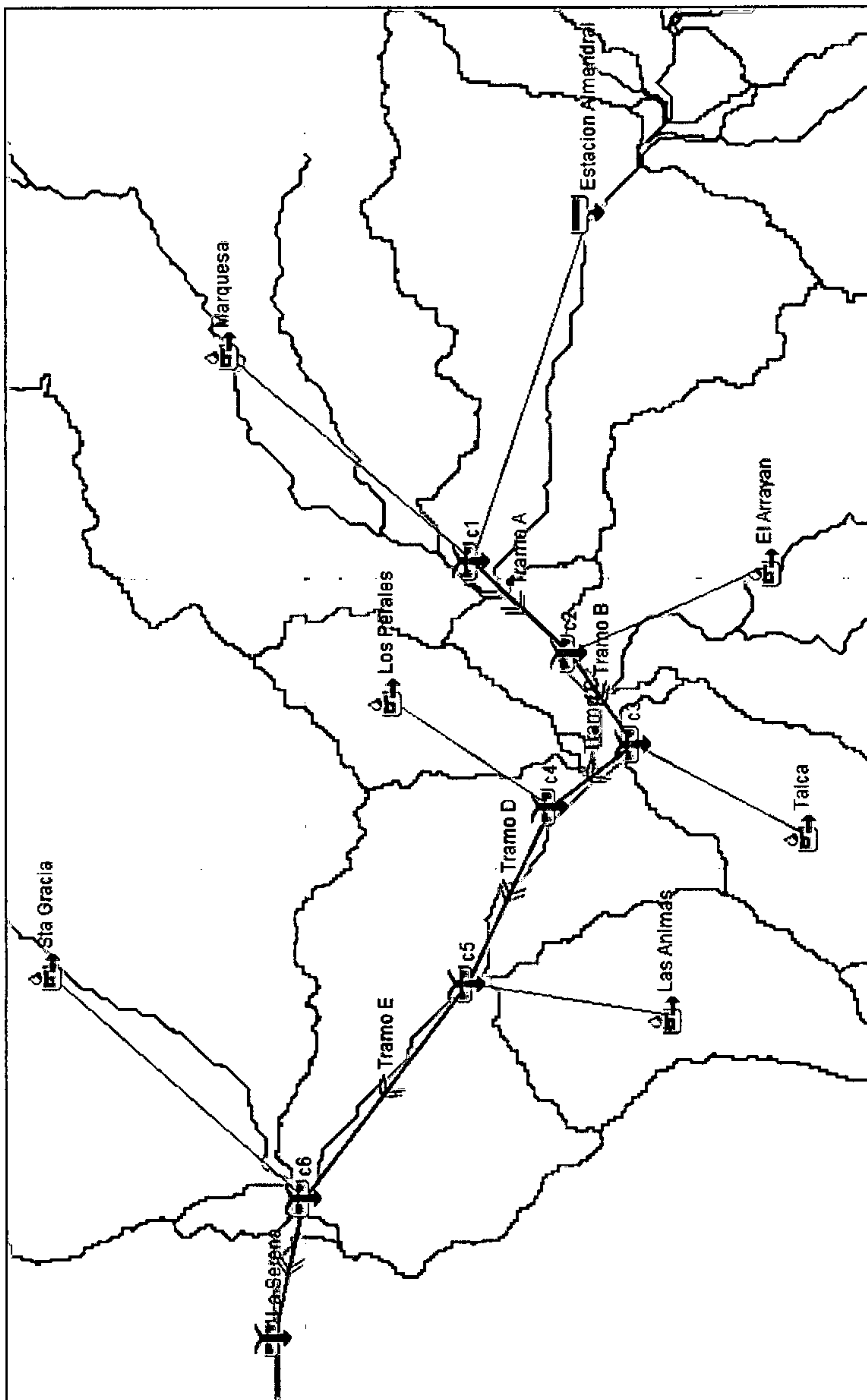


Figura 5.3: Esquema de Modelación de la cuenca de río Elqui epara HEC-HMS

5.4.2 INGRESO DE DATOS DE PRECIPITACIONES

Para comenzar, fue necesario elegir una tormenta/lluvia representativa de la zona, y la seleccionada fue la que se desarrolló en el año 1987, debido a que correspondía a la máxima lluvia encontrada en los registros de datos de Precipitaciones Máximas Diarias Anuales entre los años 1971 y 2006 para la Estación Pluviométrica de La Serena.

Los registros se ingresaron para el período correspondiente a los meses entre Junio y Septiembre, donde se localizaron los valores máximos de precipitación, como lo indica la figura adjunta (Figura 5.4).

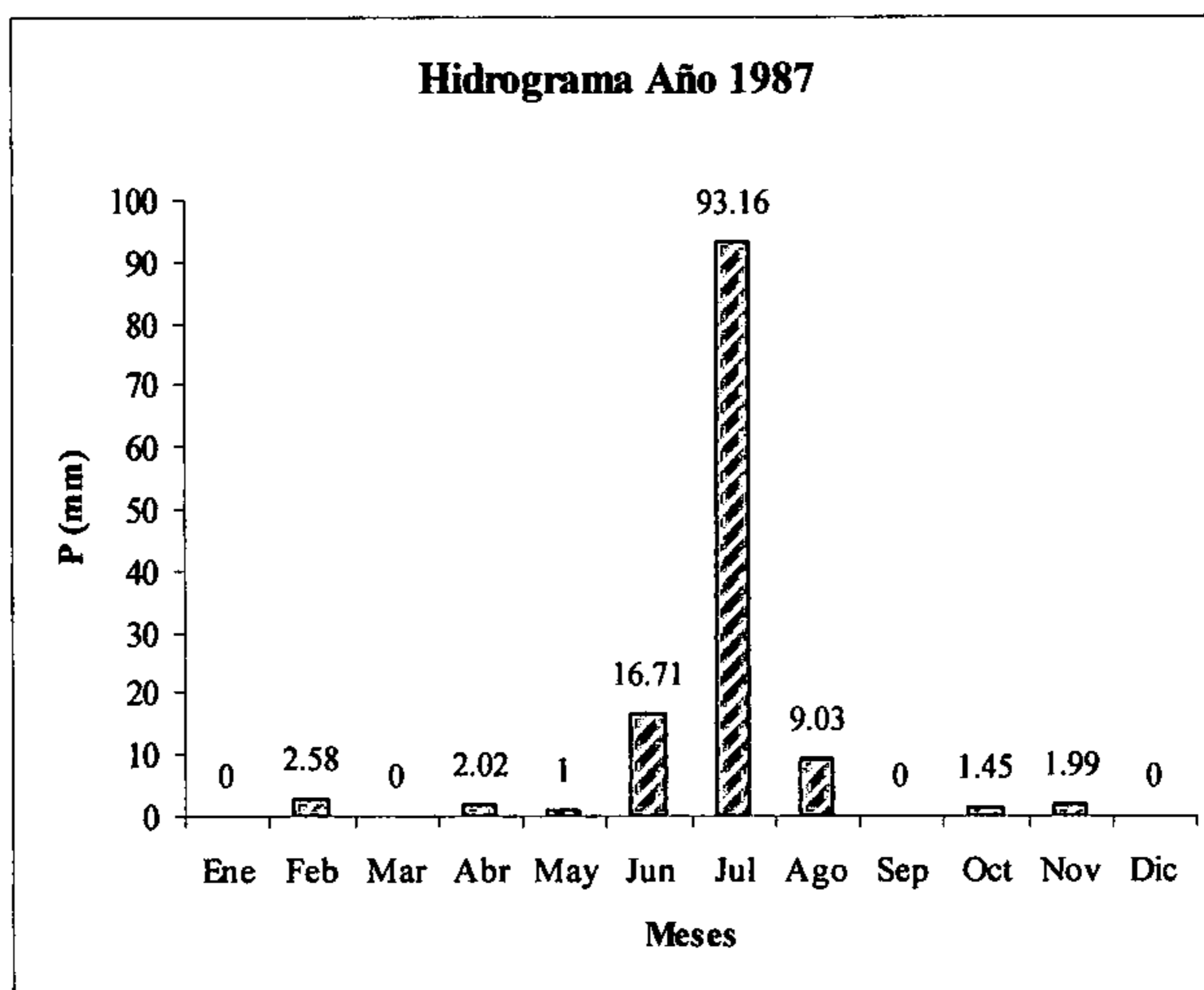


Figura 5.4: Hidrograma de Precipitaciones Máximas Mensuales en el año 1987 en la Estación La Serena

Las precipitaciones se ingresan a través de la herramienta ‘Times Series Data Manager’ y su entrada de puede realizar manualmente o a través del HEC-DSS, la cual que es una base de datos compatible con el HEC-HMS.

5.4.3 ESPECIFICACIONES PARA EL MODELO

Esta etapa consiste en indicar ciertas especificaciones para la realización del modelo. Empezando por asignar las precipitaciones ingresadas a cada subcuenca, según corresponda. El programa incluso da la posibilidad de que una misma cuenca reciba precipitaciones de dos o más estaciones distintas, colocando el factor que represente el porcentaje de intervención de cada una de ellas en dicha cuenca.

De esta manera, se asignaron las precipitaciones correspondientes a cada subcuenca, mediante la herramienta 'Meteorologic Model Manager'.

Por otro lado, se debe especificar la fecha de inicio y término del análisis a realizar, las cuales correspondieron a las fechas entre 1 de Junio al 1 de Octubre del año 1987. Dicha acción se realiza mediante la herramienta 'Control Specifications'.

Es preciso agregar que se eligió como método para calcular las pérdidas, la ecuación de la curva número (*CN*). Éstos valores de *CN* fueron los utilizados para realizar optimización del modelo, lo que será desarrollado en el siguiente punto.

5.4.4 OPTIMIZACIÓN DEL MODELO

El proceso de optimización consiste en el ajuste de los parámetros a una situación determinada. Para poder realizar una prueba de optimización es necesario tener datos de caudales medidos en algún punto de la cuenca. En el caso del presente estudio, se tienen caudales registrados en las Estaciones Almendral y La Serena, que corresponden a la entrada y salida del modelo, respectivamente.

Se eligió como Estación Patrón (correspondiente al caudal observado), la Estación Fluviométrica de La Serena, por lo tanto, ingresando como dato los registros de la Estación Almendral, y dejando libres para ajustar los parámetros de la curva número, el programa se encargara de optimizar dichos parámetros, aproximándolos de manera tal que la salida

obtenida (caudal simulado) se ajuste en lo posible a los datos de la Estación Patrón (caudal observado).

Los resultados de la optimización se presentan en la Tabla 5.3 y la Figura 5.5 que muestra la comparación entre el hidrograma observado y el hidrograma simulado.

Tabla 5.3: Parámetros obtenidos del resultado de la optimización

Medida	Simulado	Observado
Volumen (mm)	63.19	50.03
Caudal de Punta (m3/s)	66.1	53.1
Fecha de peak	25jul1987,12:00	26jul1987,12:00
Fecha de dentro de masa	11ago1987,19:25	14ago1987,11:48

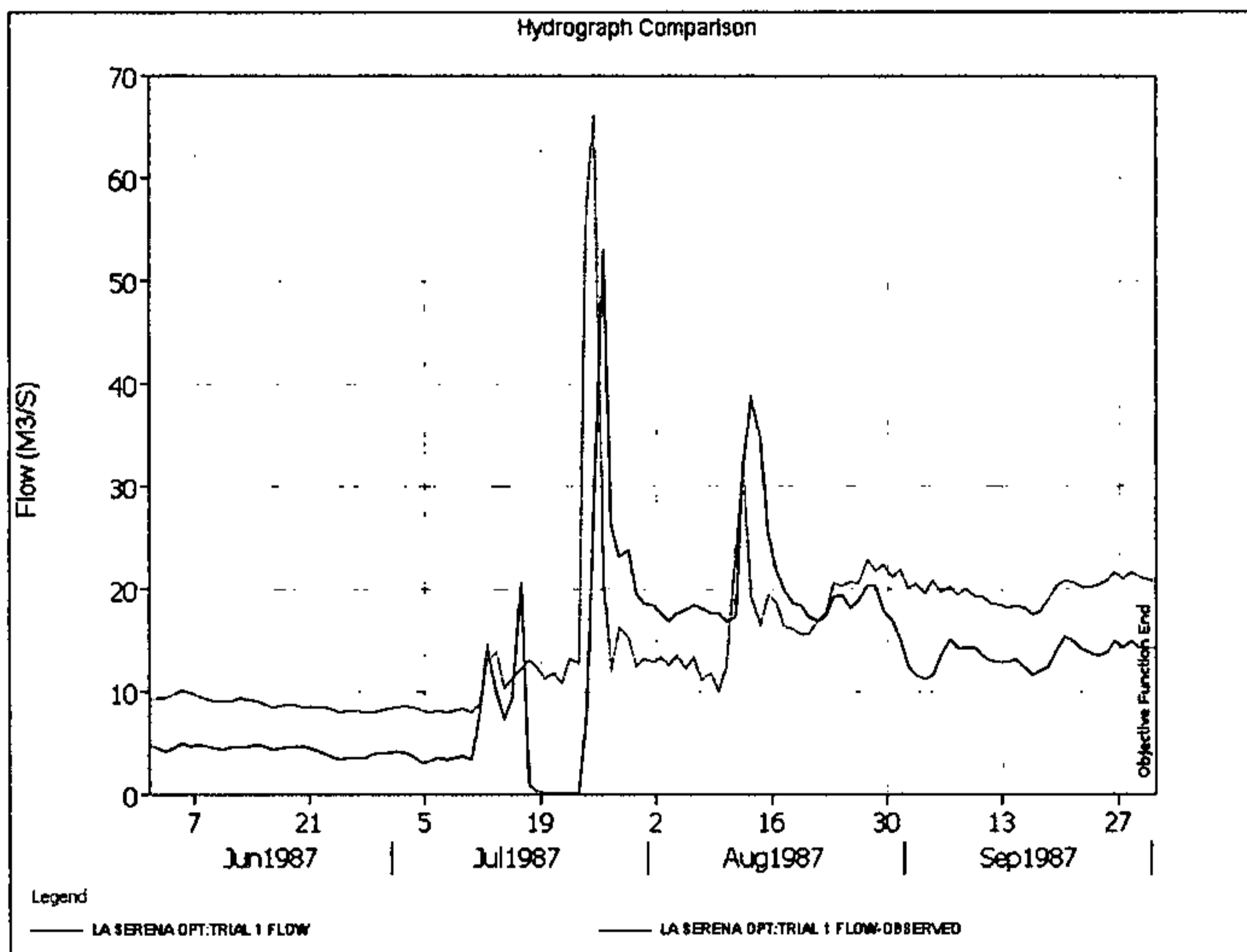


Figura 5.5: Comparación entre Hidrogramas de Caudal Observado y Simulado

Al observar los resultados, se puede inferir que no fue posible ajustar el modelo de la manera más óptima, no obstante, cumple con los rangos esperados para éste tipo de modelación.

5.4.5 RESULTADOS DE OPTIMIZACIÓN

Finalizada la optimización del modelo, el programa se vuelve a correr con los parámetros ajustados. Se adjunta la Tabla 5.5 que muestra los caudales obtenidos en cada elemento del modelo optimizado para la tormenta del año 1987, utilizada como patrón en el proceso de optimización.

Tabla 5.5: Caudal Punta obtenido para cada elemento del Modelo

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (km ²)	Caudal Punta (m ³ /s)	Tiempo de Punta	Volumen (mm)
Almendral	-	24.7	25jul1987,12:00	-
Marquesa	736.86	15.5	24jul1987,12:00	4.4
El Arrayán	542.91	11,4	24jul1987,12:00	4.4
Talca	91.94	1,9	24jul1987,12:00	4.4
Los Perales	37.86	0.8	24jul1987,12:00	4.4
Las Ánimas	65.89	1.4	24jul1987,12:00	4.4
Santa Gracia	1067.51	22.5	24jul1987,12:00	4.4
La Serena	2543.00	66.1	25jul1987,12:00	63.19
C1	736.89	34.5	25jul1987,12:00	207.62
C2	1279.80	43.8	25jul1987,12:00	121.38
C3	1371.74	44.4	25jul1987,12:00	113.51
C4	1409.60	46.8	25jul1987,12:00	110.55
C5	1475.49	49.2	25jul1987,12:00	105.78
C6	2543.00	62.5	25jul1987,12:00	63.21
Tramo A	736.89	35	25jul1987,12:00	207.56
Tramo B	1279.80	43.4	25jul1987,12:00	121.35
Tramo C	1371.74	46.4	25jul1987,12:00	113.48
Tramo D	1409.6	48.5	25jul1987,12:00	110.52
Tramo E	1475.49	50.7	25jul1987,12:00	105.75
Tramo F	2543.00	63.8	25jul1987,12:00	63.20

En esta etapa el modelo ya ha sido calibrado y se encuentra en condiciones para evaluar distintas precipitaciones y condiciones de la cuenca, obteniendo de esta manera, los caudales requeridos en el tramo de estudio para distintos períodos de retorno, para lo cual es necesario proporcionar precipitaciones representativas de estos mismos períodos.

5.4.6 ESTIMACIÓN DE CAUDALES PARA PERÍODOS DE RETORNO

La estimación de los caudales se realizará a partir de la obtención de las precipitaciones para " t " horas y período de retorno de " T " años, dichas precipitaciones serán ingresadas al modelo de manera de obtener como salida de éste los caudales para " T " años. ^[11]

El estudio "Relaciones Intensidad-Frecuencia-Duración Generalizadas" indica una expresión para calcular la precipitación máxima en t horas para el período de retorno de interés, propuesta por Sánchez y Varas del año 1983:

$$P_t^T = k \cdot CD_t \cdot CF^T \cdot P_{24}^{10} \quad \text{Ec. 5.1}$$

Donde:

k : Factor de corrección

CD_t : Coeficiente de duración para t horas

CF^T : Coeficiente de frecuencia para período de retorno T años

P_{24}^{10} : Precipitaciones Máximas en 24 horas $T = 10$ años.

Los coeficientes de duración CD_t y frecuencia CF^T fueron determinados a partir de las Tablas 5.6 y 5.7.

Tabla 5.6: Coeficientes de Duración de Precipitaciones para la IV Region c/r a 24 hrs

	15 min	30 min	45 min	1 hr	2 hrs	3 hrs	4 hrs	6 hrs	8 hrs	10 hrs	12 hrs	24 hrs
Rivadavia	0,054	0,096	0,136	0,172	0,285	0,377	0,452	0,593	0,678	0,754	0,800	1,000
Pan de Azúcar	0,079	0,126	0,181	0,223	0,351	0,440	0,525	0,631	0,704	0,766	0,808	1,000
Embalse Paloma	0,079	0,128	0,170	0,202	0,332	0,427	0,504	0,659	0,771	0,84	0,894	1,000
Embalse Cogotí	0,069	0,118	0,155	0,194	0,311	0,418	0,509	0,647	0,763	0,827	0,886	1,000
DGA Illapel	0,061	0,106	0,140	0,176	0,283	0,383	0,471	0,582	0,673	0,739	0,789	1,000
La Tranquilla	0,068	0,121	0,163	0,200	0,320	0,415	0,506	0,597	0,650	0,711	0,764	1,000
Quelón	0,057	0,102	0,130	0,157	0,262	0,352	0,401	0,493	0,564	0,618	0,679	1,000
Los Condores	0,068	0,124	0,150	0,177	0,280	0,359	0,441	0,572	0,676	0,756	0,809	1,000

Fuente: "Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de Precipitaciones de la IV Región"
Leyton-Espinoza, ULS 2008.

Tabla 5.7: Coeficientes de Frecuencia de Estaciones Pluviográficas de la IV Región

Estación	T (años)						
	2	5	10	25	50	75	100
Rivadavia	0,68	0,88	1,00	1,13	1,22	1,27	1,31
Pan de Azúcar	0,51	0,80	1,00	1,26	1,45	1,56	1,364
Embalse Paloma	0,69	0,88	1,00	1,15	1,25	1,31	1,35
Embalse Cogotí	0,62	0,85	1,00	1,19	1,32	1,4	1,45
DGA Illapel	0,72	0,90	1,00	1,12	1,2	1,25	1,28
La Tranquilla	0,66	0,86	1,00	1,17	1,29	1,36	1,41
Quelón	0,74	0,90	1,00	1,12	1,2	1,24	1,27
Los Condores	0,73	0,88	1,00	1,13	1,22	1,27	1,31

Fuente: "Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de Precipitaciones de la IV Región"
Leyton-Espinoza, ULS 2008.

El factor de corrección k representa la relación entre la lluvia de 24 horas de duración pluviográfica (P_{24}) y la diaria P_d obtenida en el pluviómetro ^[11], para efectos de este estudio se considerara igual a 1.2.

Las Precipitaciones Máximas en 24 horas para un período de retorno T igual a 10 años (P_{24}^{10}) se obtuvieron de la Tabla 5.8. Mientras que en el capítulo anterior se calcularon los tiempos de concentración t_c para cada quebrada. Toda esa información se presenta en la Tabla 5.9 junto al coeficiente de Duración CD_t interpolado de la Tabla 5.6 para cada quebrada, según el tiempo de concentración.

Tabla 5.8: Precipitaciones Máximas para 10 años de Período de Retorno en 1, 2 y 3 días, según DGA (1994)

Zona Climática y Región	Ciudad	Codigo BNA	Nombre Estación	Precipitaciones (mm)		
				24 hrs	48 hrs	72 hrs
Semiarida IV Coquimbo	La Serena	4335050	La Serena DMC	60.3	76.7	81.9
	Ovalle	4551096	Ovalle Aeródromo	70.3	88.5	95.4
	Illapel	4726050	Illapel DOS DMC	78.2	99.9	110.9

Fuente: Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos, MINVU 1996.

Tabla 5.9: Datos y Coeficientes de Duración CD_t , para cada quebrada

Quebrada	t_c (hrs)	P_{24}^{10} (mm)	CD_t
Marquesa	5.34	60.3	0.5960
El Arrayán	5.23	60.3	0.5902
Talca	2.93	60.3	0.3924
Los Perales	1.39	60.3	0.2729
Las Animas	2.29	60.3	0.3639
Santa Gracia	11.21	60.3	0.7914

Aplicando la Ecuación 5.1, descrita anteriormente, se obtuvieron las precipitaciones para los distintos períodos de retorno para cada quebrada. Los resultados se muestran en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10: Precipitaciones para Períodos de Retorno T y Tiempo de Concentración t_c según Ecuación de Sanchez y Varas

T (años)	CF^T	Marquesa	El Arrayán	Talca	Los Perales	Las Animas	Sta Gracia
		$P_{t_c}^T$ (mm)	$P_{t_c}^T$ (mm)	$P_{t_c}^T$ (mm)	$P_{t_c}^T$ (mm)	$P_{t_c}^T$ (mm)	$P_{t_c}^T$ (mm)
2	0.51	20.55	23.47	14.07	11.35	11.54	25.09
5	0.80	32.23	36.82	22.07	17.80	18.10	39.36
10	1.00	40.29	46.03	27.59	22.25	22.62	49.20
20	1.17	47.27	54.01	32.37	26.11	26.54	57.73
50	1.45	58.42	66.74	40.00	32.26	32.80	71.34
100	1.64	66.08	75.49	45.24	36.49	37.10	80.69

Las precipitaciones fueron ingresadas al modelo optimizado de la Cuenca Elqui en HEC-HMS, teniendo cuidado de registrar el valor correspondiente a cada quebrada. El programa se corre para cada período de retorno T , obteniéndose los caudales asociados a éstos períodos, como muestra la Tabla 5.11.

Tabla 5.11: Caudales Asociados a cada período de Retorno T según HEC-HMS

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (km ²)	Caudal Punta (m ³ /s)					
		T = 2 años	T = 5 años	T = 10 años	T = 20 años	T = 50 años	T = 100 años
c1	736.89	21.04	32.24	48.46	73.59	114.80	197.33
c2	1279.80	28.16	43.76	67.00	103.37	162.57	273.88
c3	1371.74	29.17	45.49	69.90	108.13	170.30	286.37
c4	1409.60	29.40	45.98	70.80	109.69	172.92	290.68
c5	1475.49	29.76	46.68	72.03	111.78	176.39	296.35
c6	2543.00	43.88	69.39	108.49	170.24	270.04	446.31
El Arrayán	542.91	7.32	11.71	18.74	29.98	47.97	76.76
Almendral	Not Specified	9.50	13.78	18.92	26.32	39.17	76.32
Las Animas	65.89	0.56	0.90	1.43	2.29	3.67	5.87
La Serena	2543.00	43.68	69.19	108.29	170.04	269.84	446.11
Los Perales	37.86	0.43	0.69	1.10	1.76	2.82	4.51
Marquesa	736.89	11.54	18.46	29.54	47.27	75.63	121.01
Sta Gracia	1067.51	14.32	22.91	36.66	58.65	93.85	150.16
Talca	91.94	1.21	1.94	3.10	4.96	7.93	12.69
Tramo A	736.89	20.84	32.04	48.26	73.39	114.60	197.13
Tramo B	1279.80	27.96	43.56	66.80	103.17	162.37	273.68
Tramo C	1371.74	28.97	45.29	69.70	107.93	170.10	286.17
Tramo D	1409.60	29.20	45.78	70.60	109.49	172.72	290.48
Tramo E	1475.49	29.56	46.48	71.83	111.58	176.19	296.15
Tramo F	2543.00	43.68	69.19	108.29	170.04	269.84	446.11

Como se puede apreciar, los caudales se obtienen para cada elemento de la subcuenca del modelo. Los valores de Caudales de Punta, obtenidos en el elemento que representaba a la estación de La Serena, resultaron relativamente cercanos a los obtenidos en el Análisis Estadístico desarrollado en el Capítulo 4, según se esperaba.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS HIDRÁULICO

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realizará el análisis hidráulico en el tramo del río Elqui para caudales con distintos períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, que corresponde al caudal efluente del Embalse Puclaro más es aporte de las Sub-subcuencas aguas abajo de éste.

Los datos geométricos que se utilizarán para la modelación del tramo en estudio corresponden a las secciones transversales T-18 a T-37, pertenecientes al levantamiento topográfico 1:10000 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU).

La determinación del eje hidráulico involucra una distancia aproximada de 2 kilómetros, que se extiende entre los puentes Fiscal y Vicente Zorrilla, para tal efecto se utilizará el software computacional HEC- RAS (Hydrologic Engineering Center's – Rivers Analysis System), versión 3.1.2 Abril 2004.

6.2 INTRODUCCIÓN AL PROGRAMA HEC-RAS

El programa computacional HEC-RAS (RAS: River Analysis System y HEC: Hydrologic Engineering Center), versión 3.1.2 Abril 2004 fue desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers. Este software realiza cálculos unidimensionales en régimen permanente e impermanente para una red de cauces, ya sea canales o ríos, calculando las alturas de agua, velocidad media, radio hidráulico, área, número de Froude, pérdida de carga, ancho superficial, cotas mínimas y cota del eje hidráulico en todas secciones transversales utilizadas en el estudio.

Los datos necesarios para realizar los cálculos están divididos en datos geométricos y datos de flujo permanente permitiendo trabajar en forma modulada, a través de archivos que dan mayor flexibilidad en la obtención de resultados, ya sean gráficos y/o tabulados.

6.2.1 GENERALIDADES DEL PROGRAMA

El software permite abrir un proyecto que representa una red superficial a través de distintos archivos. Estos archivos están clasificados en: datos del proyecto, datos geométricos, datos de flujo permanente, datos de flujo variable y datos de diseño hidráulico.

Para calcular el eje hidráulico es necesario ingresar los datos geométricos donde se genera un archivo con las características físicas de la red divididas básicamente en dos partes; el esquema de los tramos del río que corresponde al diagrama en planta que define la estructura de la red a modelar y el esquema de las secciones transversales definido por el levantamiento topográfico.

Los datos de flujo permanente para determinar el perfil de la superficie del agua, son básicamente: régimen del flujo (subcrítico, supercrítico o mixto), condiciones de borde de acuerdo al régimen y caudales del sistema.

6.2.2 BASE TEÓRICA GENERAL PARA FLUJO UNIDIMENSIONAL

Se presentan las ecuaciones utilizadas por el programa HEC-RAS para la obtención de las alturas de escurrimiento en las secciones transversales del lugar en estudio, considerando las siguientes variables en la metodología para explicar los términos de pérdida involucrados.^[17]

a) ECUACIÓN DE ENERGÍA

El eje hidráulico es calculado entre una sección transversal y la subsiguiente (Ver Figura 2.1), resolviendo iterativamente la ecuación de energía presentada a continuación.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \tag{Ec.6.1}$$

Donde:

- Y_1, Y_2 : Altura de agua en la sección transversal 1 y 2
- Z_1, Z_2 : Cota de terreno de la sección transversal 1 y 2
- V_1, V_2 : Velocidad promedio de la sección
- α_1, α_2 : Coeficientes (Coriolis) de ajuste de velocidades
- g : Aceleración de gravedad
- h_e : Pérdida de carga.

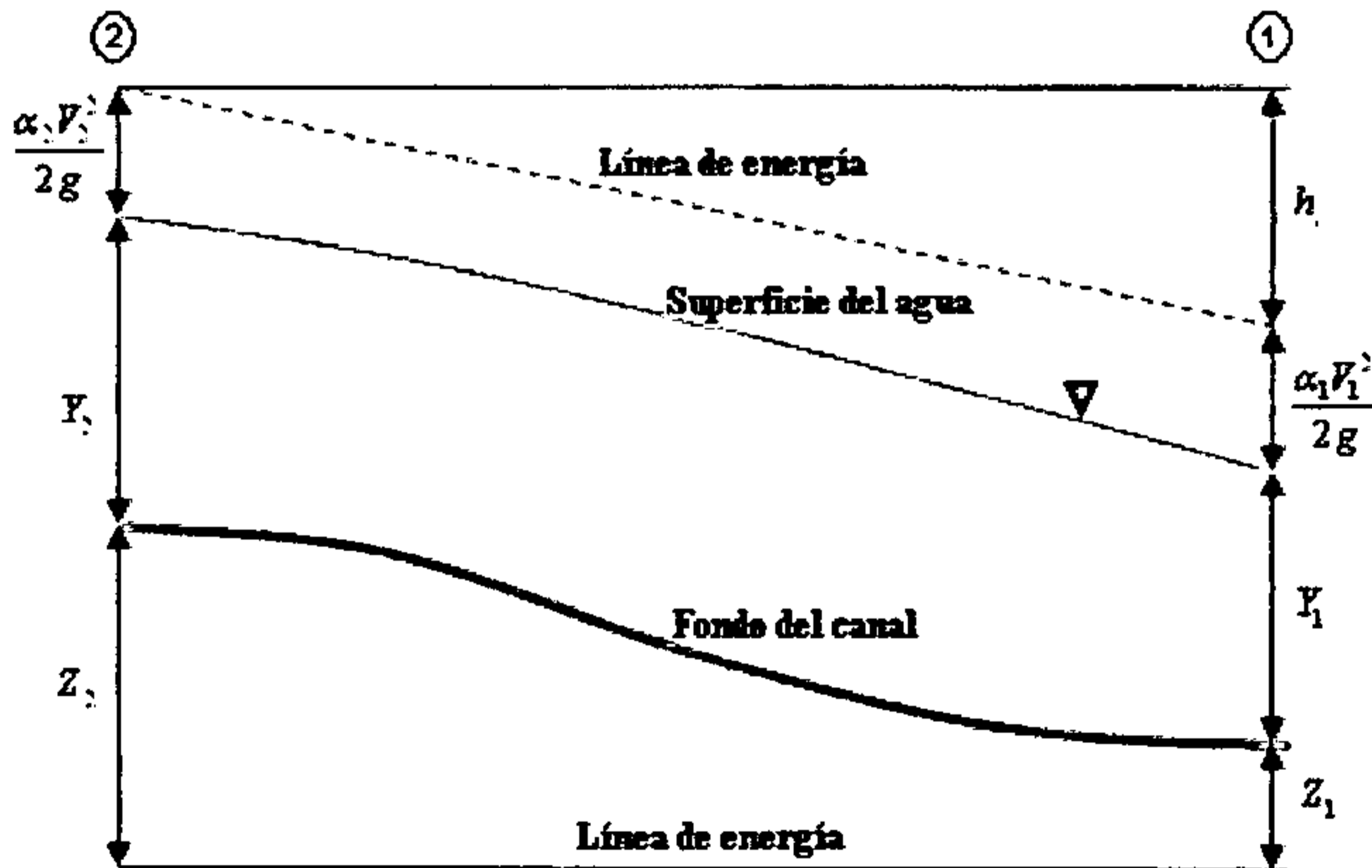


Figura 6.1: Representación de Términos en la Ecuación de Energía

b) PÉRDIDA DE CARGA

La pérdida de carga (h_e) es considerada como la suma de la pérdida friccional entre dos secciones transversales y la diferencia de cargas de velocidad entre secciones ponderadas por un coeficiente de pérdida por contracción o expansión.

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2 - \alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{Ec.6.2}$$

Donde:

- L : Largo representativo del tramo
- S_f : Pendiente de fricción representativa entre dos secciones
- C : Coeficiente de pérdidas por expansión o contracción del flujo, especialmente en obras de arte como se muestra en la Figura 6.6.

Cabe señalar que L se calcula como la suma de las distancias entre las subsecciones (planicies laterales y canal principal) ponderadas por sus respectivos caudales promedios dividido por el caudal promedio total, como se muestra en la expresión siguiente:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad \text{Ec.6.3}$$

c) COEFICIENTE DE CORIOLIS (α)

Dado que el modelo es unidimensional es necesario utilizar solo una altura de velocidad, este coeficiente compatibiliza las diferencias entre las alturas de velocidad de las distintas subsecciones. Se define en función de las áreas de flujo y la capacidad de conducción.

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^3} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^3} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^3} \right]}{K_t^3} \quad \text{Ec.6.4}$$

Donde:

A_t : Área de flujo total de la sección transversal

A_{lob}, A_{ch}, A_{rob} : Áreas de flujo sobre las planicies laterales y cauce principal

K_t : Coeficientes de conducción total en al sección transversal

K_{lob}, K_{ch}, K_{rob} : Coeficientes de conducción sobre las planicies laterales y cauce principal.

d) CAPACIDAD DE CONDUCCION O TRANSPORTE

Se define la conductividad de una subsección del cauce como el caudal dividido por la raíz de la pérdida de carga, esto se introduce en la ecuación de Manning. De esta manera, se conoce como conductividad a la medida de la capacidad de transporte de la sección de un cauce, debido a que es directamente proporcional a Q .^[7]

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S_f}} \quad (m^3 / s) \quad \text{Ec.6.5}$$

$$K = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} \quad (m^3 / s) \quad \text{Ec.6.6}$$

Donde.

K : Conductividad de una subdivisión

n : Coeficiente de rugosidad de Manning de una subdivisión

A : Área de flujo de una subdivisión

R : Radio hidráulico (Área/Perímetro mojado) de una subdivisión.

Por defecto el programa considera subsecciones donde existe variación del coeficiente de rugosidad de Manning. La conducción total de una sección será la suma de la conducción de las subsecciones como se indica en el esquema siguiente.

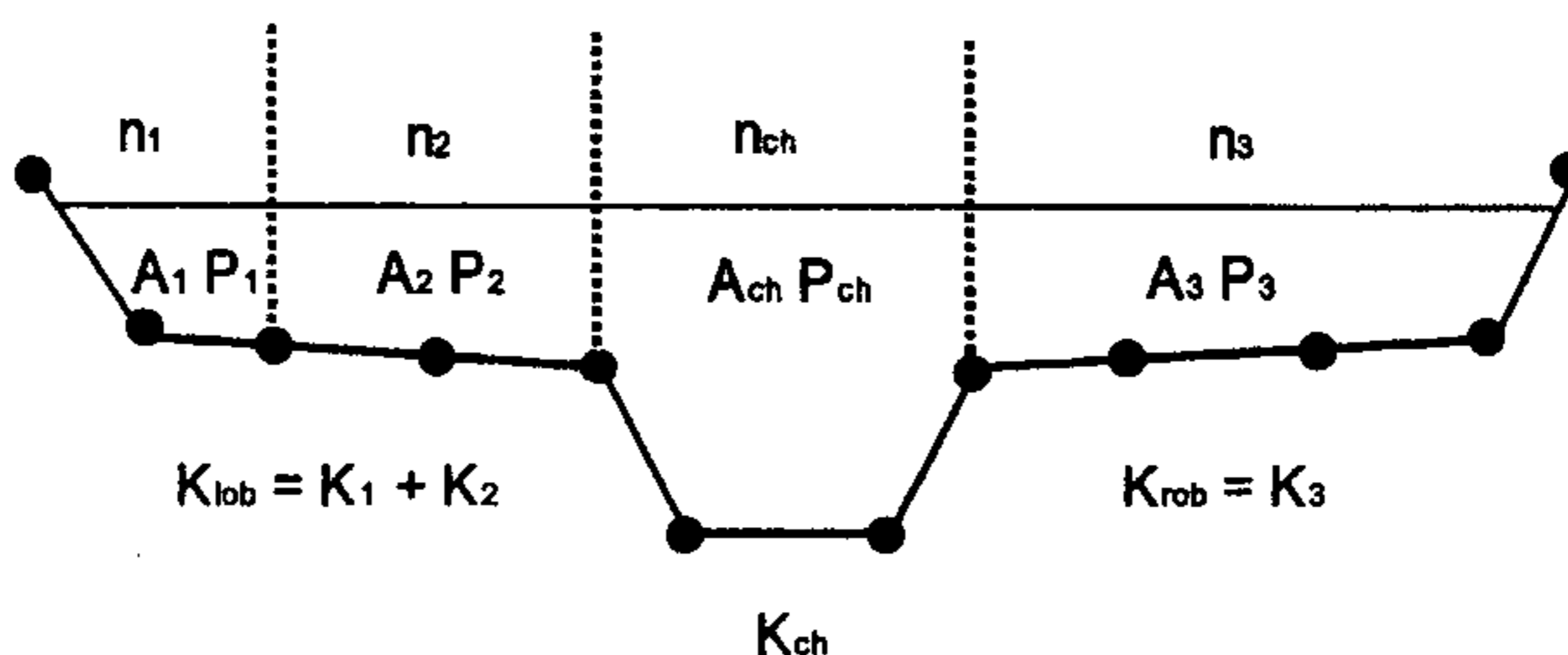


Figura 6.2: Método de Subdivisión de Transporte

e) PÉRDIDA FRICCIONAL

La pérdida friccional se evalúa como la ponderación de la pendiente friccional (S_f) representativa entre dos secciones por la distancia L , según se indica en la Ecuación 6.7.

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad \text{Pérdida friccional} = L \cdot \bar{S}_f \quad \text{Ec.6.7}$$

f) ALTURA CRÍTICA

El programa utiliza dos métodos iterativos para obtener dicha altura, el método parabólico (por defecto) y el método de la secante. Por lo tanto, la altura crítica de una sección se define como el punto en que la energía (H) es mínima, según se indica en el punto 4 del gráfico que representa la Figura 6.3.

$$H = WS + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad \text{Ec.6.8}$$

Donde:

H : Altura de energía total

WS : Elevación de superficie de agua

$\frac{\alpha V^2}{2g}$: Altura de velocidad

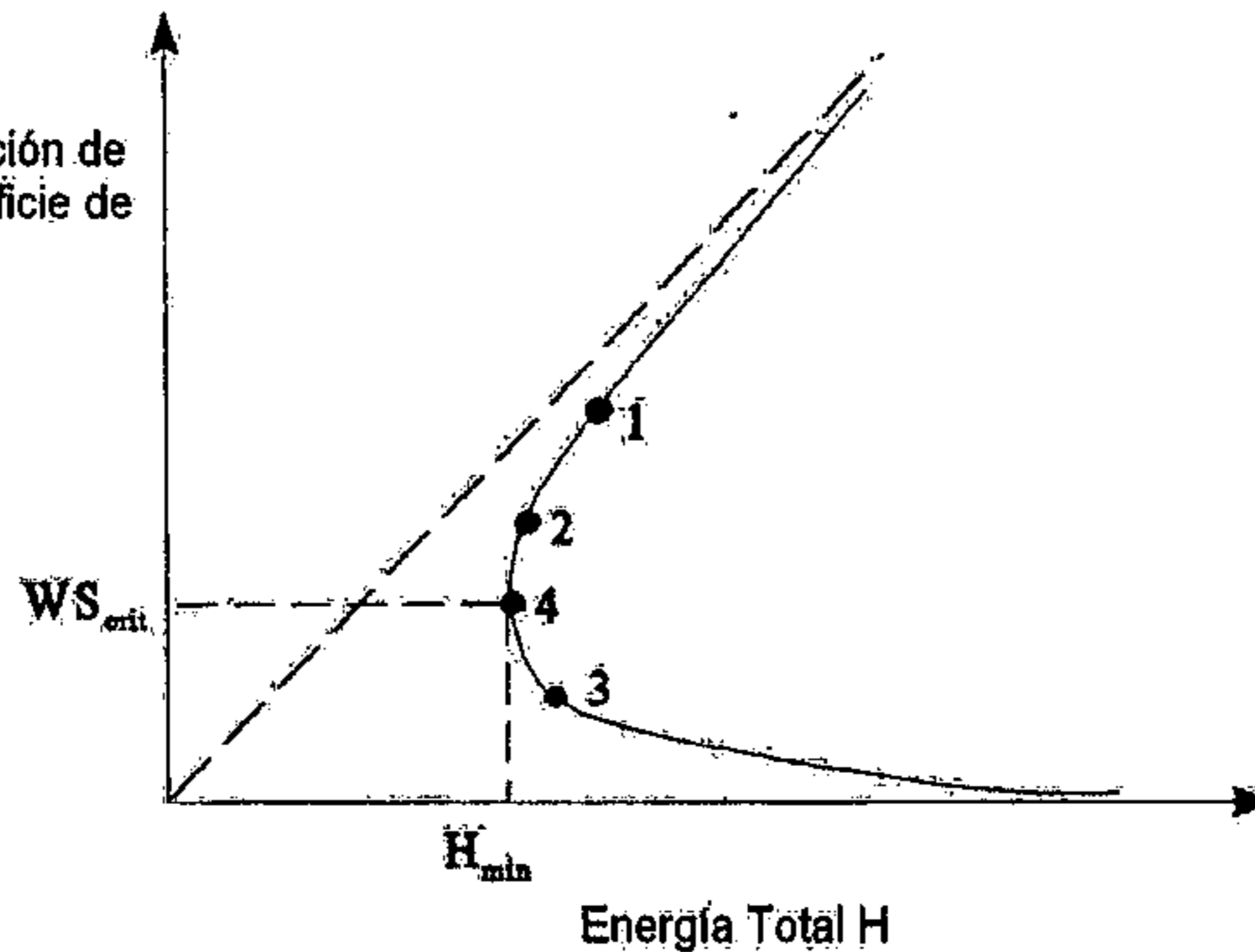


Figura 6.3: Diagrama de Energía v/s Elevación de Superficie de Agua

g) ECUACIÓN DE MOMENTUM

Cuando el flujo deja de ser gradualmente variado, la ecuación de energía ya no es válida, por lo tanto se presenta un cambio de régimen que puede ocurrir por cambios bruscos de pendiente, sección, obstáculos, estructuras como puentes, alcantarillas, vertederos, etc. El programa HEC-RAS alterna entre la aplicación de ecuaciones empíricas para estructuras especiales con un balance de fuerzas, o ecuación de Momentum.

Aplicando la segunda ley de Newton a un cuerpo de agua encerrado por dos secciones transversales 1 y 2 (Figura 6.4), las siguientes expresiones determinan la ecuación del Momentum en la unidad de tiempo.

$$P_2 + P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad \text{Ec.6.9}$$

Donde:

P_1, P_2 : Presión hidrostática en la sección 1 y 2

- W_x : Peso del agua en la dirección x
- F_f : Fuerza de fricción
- Q : Caudal
- ρ : Densidad del agua
- ΔV_x : Cambio de velocidad de la sección 2 a la 1 en la dirección x .

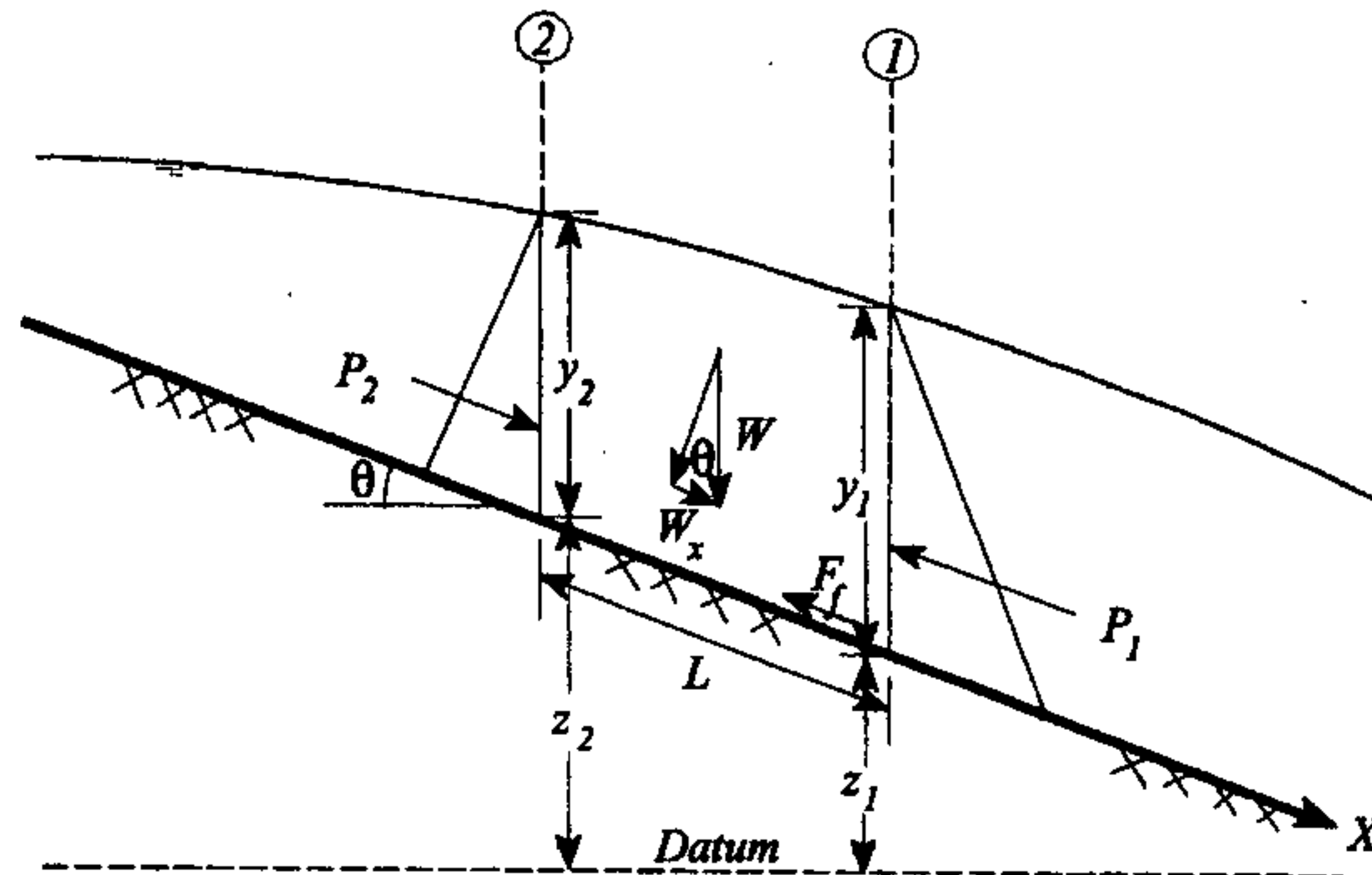


Figura 6.4: Aplicación Ecuación de Momentum

La ecuación 6.10 es la forma funcional de la Ecuación del Momentum que es usada en el programa computacional HEC-RAS.

$$\frac{Q^2 \beta_2}{gA_2} + A_2 \bar{Y} + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) LS_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q^2 \beta_1}{gA_1} + A_1 \bar{Y}_1 \quad \text{Ec. 6.10}$$

Donde:

- A_i : Área húmeda de la sección transversal en las secciones 1 y 2
- \bar{Y}_1 : Profundidad medida de la superficie del agua hacia al centro de la área de la sección transversal 1 y 2
- L : Distancia entre secciones 1 y 2 a largo del eje X
- S_0 : Pendiente del cauce, en base a las elevaciones media del fondo
- \bar{S}_f : Pendiente de la línea de energía (pendiente de fricción)

β : Coeficiente de Momentum, que tome en cuenta la distribución de velocidad variable para las subsecciones de canales irregulares.

b) COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EQUIVALENTE EN CANAL PRINCIPAL

El flujo en el canal principal no es subdividido excepto cuando el coeficiente de rugosidad cambia dentro del área del canal. El programa ensaya la aplicabilidad de la subdivisión de la rugosidad dentro de la porción del canal principal de una sección transversal, y si no es aplicable, el programa calculará una sola rugosidad equivalente para todo el canal principal.

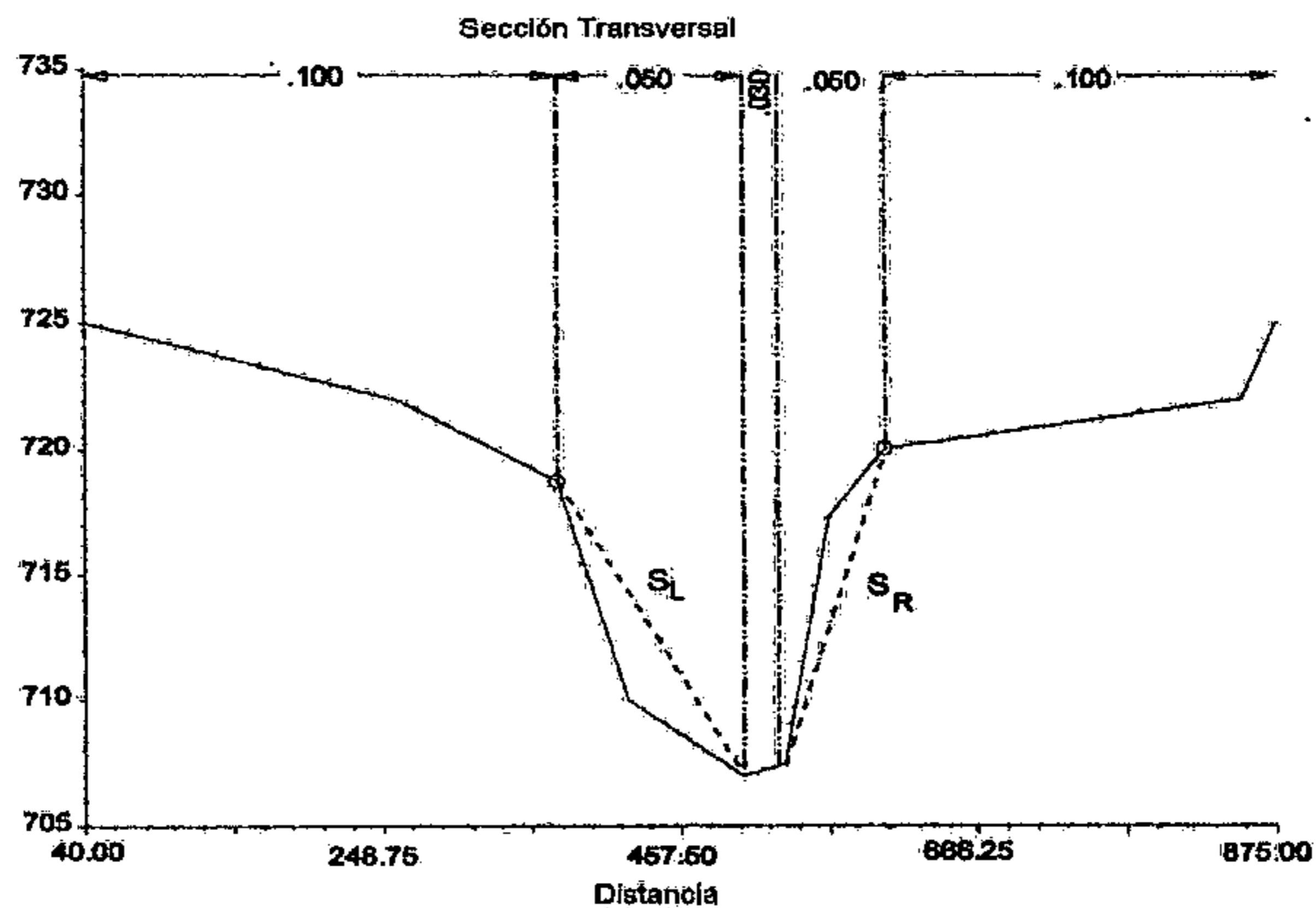


Figura 6.5: Representación Coeficiente de Rugosidad Equivalente.

Para la determinación n_c , el canal es dividido en N partes, cada una con un perímetro mojado P_i y un coeficiente de rugosidad n_i .

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \tag{Ec.6.11}$$

Donde:

n_c : Coeficiente de rugosidad equivalente

- P : Perímetro mojado de todo el canal principal
- P_i : Perímetro mojado de la subdivisión i
- n_i : Coeficiente de rugosidad de la subdivisión i .

El valor calculado n_c debe ser revisado por coherencia. El valor calculado es el n equivalente del canal principal presentado en el resultado y en tablas resúmenes.

i) MODELACIÓN DE PUENTES

Para modelar adecuadamente los puentes se requieren cuatro secciones transversales, donde la sección 1 se ubica aguas abajo de la estructura, a una distancia suficiente para que desarrolle completamente la corriente a lo ancho del puente. Para las secciones 2 y 3 se encuentran inmediatamente aguas abajo y arriba del puente, respectivamente, por defecto representa la geometría del lecho bajo y por ultimo la sección 4 se ubica aguas arriba a una distancia suficiente de la estructura para la contracción del flujo.

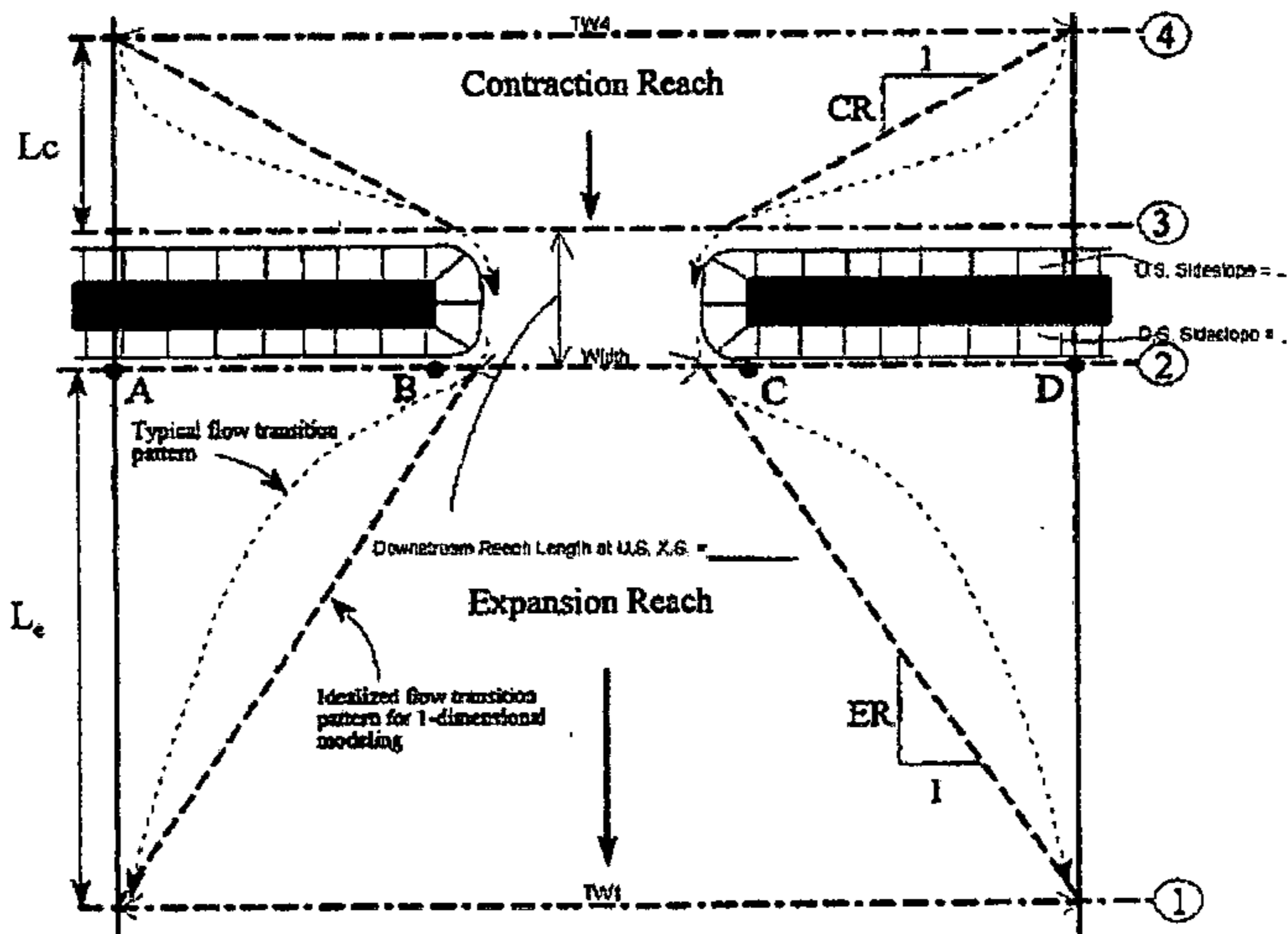


Figura 6.6: Modelación de secciones transversales de un puente

6.3 ANTECEDENTES TOPOGRÁFICOS

La geometría que se utilizó corresponde al levantamiento topográfico 1:10000 del MINVU, año 2002, información más completa realizada en zona de estudio. Utilizando los recursos disponibles referente a la información digital proporcionada, se define el tramo del cauce que involucra una longitud de 2 kilómetros, teniendo como punto de partida la sección transversal denominada T-18, ubicada a unos 100 metros aguas abajo del Puente Fiscal, y extendiéndose hasta la sección transversal T-37 ubicada aguas arriba del actual Puente Vicente Zorrilla (Ver fotografías F.1 a F.4 en el Anexo V).

La elección del tramo de cauce a modelar mediante el programa HEC-RAS contempla la existencia de un brazo secundario norte del río Elqui, cuya bifurcación se encuentra entre los perfiles T-22 a T-35, que nace aguas abajo del Puente Zorrilla atravesando en su curso a un puente secundario, ubicado al norte del Puente Libertador, que en conjunto permiten el acceso a la ciudad de La Serena con el sector de Las Compañías y retorna al cauce principal del río Elqui sobre el Puente Ferroviario (Ver Figura 6.7).



Figura 6.7: Representación de la zona de estudio a modelar con HEC-RAS

Para el ingreso de datos al programa fue necesario ingresar las secciones transversales presentes en el tramo, la separación entre ellas y además estimar los coeficientes de rugosidad de Manning (n) de cada sección transversal. La modelación del tramo permite incorporar las obras de arte que atraviesan el río para comunicar el centro de la ciudad con las zonas tanto urbanas como rurales, ubicadas al norte de ésta. Por lo tanto, los puentes Vicente Zorrilla, Libertador O'higgins y Fiscal son incluidos en el estudio por lo que es necesario conocer las características geométricas tales como: longitud, ancho, número de pilares, dimensiones y distancia entre pilares (Ver Anexo V).

A continuación se indica en al Tabla 6.1 la ubicación de las secciones transversales consideradas en el estudio con sus respectivas cotas de terreno, la distancia que las separa referida al eje del río y la pendiente en cada tramo.

Tabla 6.1 Datos Geométricos de las Secciones Transversales

Perfil	Distancia (m)		Cota Terreno	Pendiente i
	Acumulada	Parcial		
T-18	0	0	5.02	-
T-19	100	100	6.21	0.012
T-20	210	110	8.04	0.017
T-21	320	110	8.05	0.000
T-22	420	100	8.89	0.008
T-23	520	100	9.2	0.003
T-24	640	120	9.51	0.003
T-25	730	90	9.35	0.002
T-26	800	70	10.34	0.014
T-27	870	70	9.62	0.010
T-28	1020	150	11.24	0.011
T-29	1120	100	11.71	0.005
T-30	1210	90	11.86	0.002
T-31	1320	110	12.66	0.007
T-32	1440	120	12.4	0.002
T-33	1540	100	13.61	0.012
T-34	1640	100	13.67	0.001
T-35	1740	100	14.03	0.004
T-36	1840	100	14.68	0.007
T-37	1980	140	15.75	0.008

Debido a que las alturas de agua calculadas utilizando la fórmula de Manning (Ec.6.13) permiten obtener valores de Froude (Ec. 6.14) que determina el tipo de flujo, es decir, si el valor es superior a la unidad indica flujo subcrítico, igual a la unidad es flujo crítico e inferior a la unidad es flujo supercrítico. En el tramo de análisis las pendientes son en su mayoría suaves determinadas por el valor $F < 1$, esto quiere decir que el flujo tiene un comportamiento de río, condicionado aguas abajo.

$$Q = \frac{AR^{2/3} \sqrt{i}}{n} \quad \text{Ec.6.13}$$

Donde:

- Q : Caudal
- i : Pendiente del tramo
- n : Coeficiente de rugosidad de Manning
- A : Área de flujo
- R : Radio hidráulico (Área/Perímetro mojado)

$$F = \frac{V_{med}}{\sqrt{gh}} \quad \text{Ec.6.14}$$

Donde:

- F : Numero de Froude
- V_{med} : Velocidad media
- g : Aceleración de gravedad
- h : Altura media

Para efectos de cálculos se supone flujo subcrítico en régimen permanente (río) para el tramo en estudio utilizando el software HEC-RAS, se ha de suponer crisis a la salida del tramo (Perfil T-18), condición de borde necesaria para efectuar los cálculos al existir un cambio de pendiente, lo que nos indica un número de Froude igual a la unidad.

6.4 ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

En la obtención del coeficiente de rugosidad, para las secciones que representan el tramo en estudio, se tendrá presente la información recabada en terreno correspondiente a las características físicas del sector tales como material de lecho y riberas, vegetación existente, cultivos, etc. Para la distribución de rugosidades se considera el área ocupada por el flujo actual denominado cauce principal y planicies de inundación o riberas conformadas por las zonas adyacentes al cauce principal.

Este parámetro se obtendrá mediante el método de Woody Cowan (1956) ^[7], que permite determinar el coeficiente de rugosidad n de Manning en forma numérica-analítica, mediante la ponderación de los diversos componentes de la rugosidad en un canal natural o artificial (Ver Tabla 6.2), según lo indica la siguiente expresión.

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad \text{Ec.6.12}$$

Donde:

- n : Coeficiente de rugosidad de Manning
- n_0 : Valor básico de n para un canal recto, uniforme, prismático y liso en los materiales naturales involucrados
- n_1 : Valor agregado a n_0 para corregir el efecto de las rugosidades superficiales
- n_2 : Valor que considera las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal
- n_3 : Valor que considera las obstrucciones
- n_4 : Valor que considera la vegetación y las condiciones de flujo
- m_5 : Factor de corrección de los efectos por meandros en el canal.

Posteriormente se presentan algunos valores característicos del coeficiente de rugosidad n de Manning para cauces de diferentes clases, según se indica en la Tabla 6.3.

Tabla 6.2 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad

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 la 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
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: Hidráulica de Canales Abiertos (Tabla 5-5 Ven Te Chow, 1994)

Tabla 6.3 Valores del coeficiente de rugosidad *n* de Manning [$m^{1/3}s$]

Tipo de Canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Corrientes naturales			
Corrientes montañosas con fondo de gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
Planicies de inundación			
Áreas con matorrales dispersos y mucha maleza	0.035	0.050	0.070
Áreas con matorrales medios a densos en invierno	0.045	0.070	0.110
Áreas con árboles rectos y densos	0.110	0.150	0.200
Áreas cultivadas en línea maduros	0.025	0.035	0.045

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos (extracto Tabla 5-6 Ven Te Chow, 1994)

Finalmente se adopto para valores del coeficiente de rugosidad en la zona de estudio como el promedio del método de Cowan y los valores de la Tabla 6.3 en condición normal expuestos con anterioridad, según se evalúa en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Determinación del Coeficiente de Rugosidad

Zonas del cauce	$n_{(Cowan)}$	$n_{(Tabla)}$	$n_{promedio}$
Cauce principal			
Fondo de gravas, cantos rodados	0.036	0.040	0.038
Planicies de inundación			
Áreas con gravas y pocos matorrales	0.036	0.045	0.041
Áreas con matorrales dispersos y mucha maleza	0.039	0.050	0.045
Áreas con matorrales medios a densos en invierno	0.069	0.070	0.070
Áreas con árboles rectos y densos	0.075	0.150	0.113
Áreas cultivadas en línea maduros	0.035	0.035	0.035

6.4 CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales máximos de diseño en el sector de La Serena obtenidos del análisis de frecuencias y mediante la modelación de la cuenca con el software HEC-HMS indicados en la Tabla 6.5, realizados en los capítulos 4 y 5 respectivamente. Analizando los caudales obtenidos mediante el estudio hidrológico de la cuenca del río Elqui y su posterior comparación con otros estudios podemos inferir que son muy bajos con respecto a los obtenidos con la operación del Embalse Puclaro cuando éste se encuentra lleno, siendo estos los más conservadores, según se indica en la Tabla 6.6.

Tabla 6.5 Caudales de Máximos Instantáneos con aportes de Sub-subcuencas

T (años)	Pluvial Q máx. (m ³ /s)	HEC-HMS Q máx. (m ³ /s)
2	49.74	43.68
5	98.80	69.19
10	147.05	108.29
20	204.79	170.04
50	302.80	296.84
100	389.59	446.11

Tabla 6.6 Caudales Máximos Instantáneos (m^3 / s) Río Elqui en La Serena

Periodo de retorno	Con embalse Lleno	Con embalse con colchón de 25 Hm3
2	14	12
5	60	51
10	138	104
20	336	189
50	728	508
100	1140	964

Fuente: "Estudio Hidrológico e Hidráulico río Elqui en la Serena "4C Ingenieros Consultores Ing. Civil Ltda.

Por consiguiente el análisis hidráulico se realizará para las condiciones más desfavorables, por esta razón se consideran los caudales obtenidos en el "Estudio Hidrológico e Hidráulico río Elqui en la Serena " realizada por la empresa 4C Ingenieros Consultores en Ingeniería Civil Ltda., información proporcionada por el MINVU.

6.5 COMENTARIO

Los resultados proporcionados por el programa computacional HEC-RAS validan la suposición de régimen subcrítico para el tramo, puesto que se introdujo crisis en la sección aguas abajo, dado que el valor de Froude así lo comprueba siendo 1 para la altura crítica y valores menores a 1 en las demás secciones aguas arriba.

La presentación de los resultados correspondientes a la modelación ya sean tabulados o gráficos, determinan alturas de aguas que definen el eje hidráulico del sector, los perfiles transversales que lo componen y en planta se puede apreciar las zonas de inundación, todo esto se encuentran en el Anexo VI. El eje hidráulico del tramo muestra todos los períodos de retorno analizados de acuerdo a su respectivo caudal.

Se entrega la Tabla 6.7 que resume las cotas de agua para cada uno de los perfiles, empezando por el perfil T-27 y terminando con el perfil T-19 que corresponden al Puente El Libertador y Fiscal, respectivamente.

Tabla 6.7: Resumen de Cotas de Agua entre los Puentes El Libertador y Fiscal

Perfil	Cota de Agua (m.s.n.m)	
	T=20 Años	T=50 Años
T-27	12.93	13.85
T-26	12.53	13.38
T-25	11.88	12.69
T-24	11.57	12.47
T-23	11.24	12.11
T-22	10.77	11.65
T-21	10.54	11.57
T-20	10.17	11.12
T-19	8.78	9.82

Las alturas indicadas corresponden a la proposición de fijación de deslinde para los períodos de retorno de 20 y 50 años en el cauce del río Elqui para el tramo señalado.

Con respecto a las cotas de fondo, las alturas de agua van descendiendo en dirección al puente Fiscal desde los 3.31 a 2.57 metros, para el período de retorno de 20 años. De la misma manera, en el caso del período de retorno de 50 años, las alturas van disminuyendo desde 4.23 a 3.61 metros en la misma dirección.

Las cotas de agua que representan las alturas de inundación varían de acuerdo a la topografía del terreno, tal como se muestra en la Figura 6.8. En ella podemos apreciar el perfil longitudinal que determina el deslinde para los períodos de retorno de 20 y 50 años, entre los puentes Fiscal y El Libertador indicados como referencia en la misma figura.

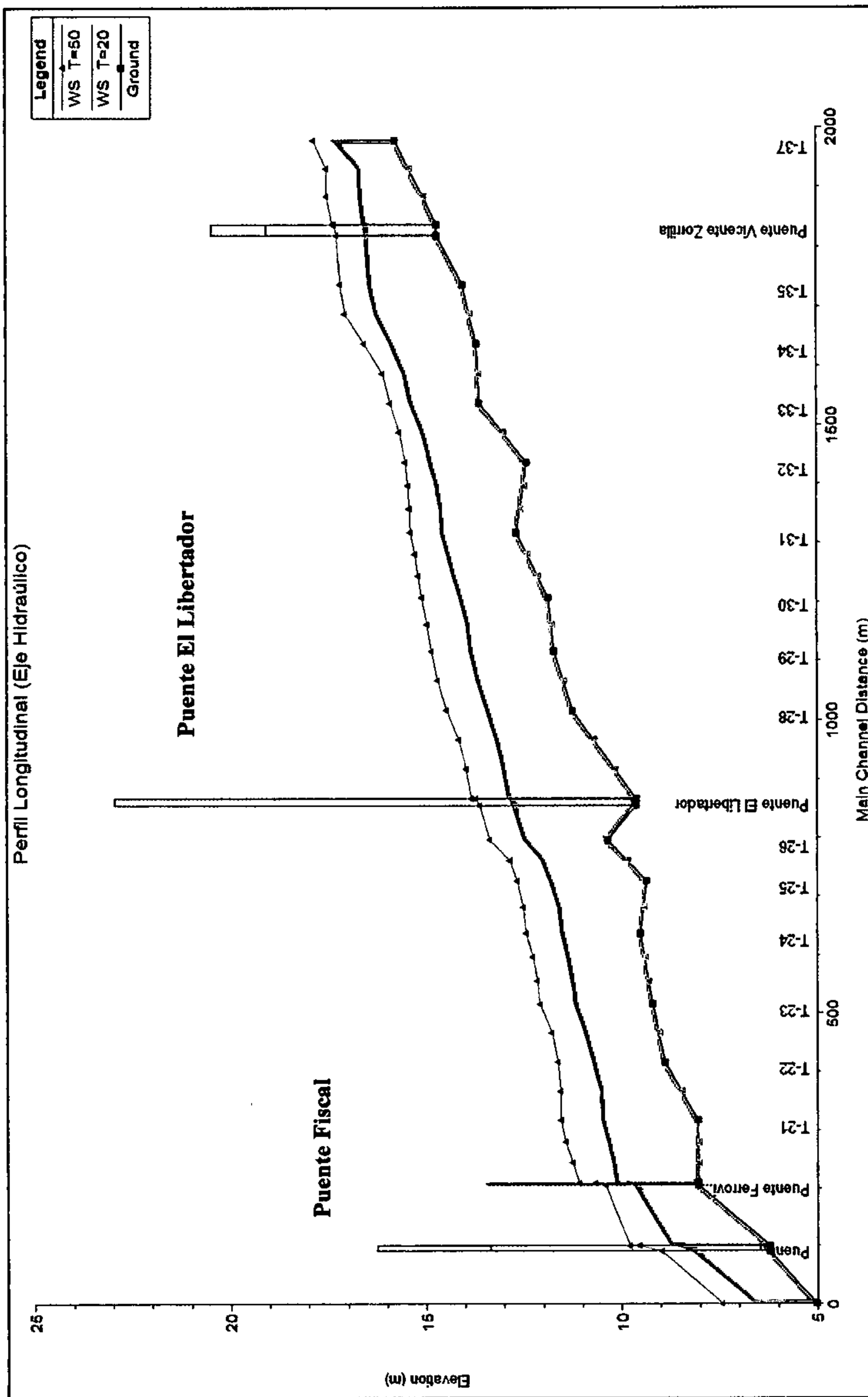


Figura 6.8: Perfil Longitudinal de Deslinde para T=20 años y T=50 años

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

Como conclusión del presente estudio, es necesario indicar que el desarrollo del mismo contó con distintas complicaciones, destacando la falta de información respecto al tema de fijación de deslinde y la escasez misma de proyectos de este tipo en el país.

Otra complicación importante fue la obtención de la topografía del río Elqui en el tramo respectivo (entre los puentes El Libertador y Fiscal, y luego extendiendo el tramo empezando aguas arriba del Puente Zorrilla) debido a que la materialización de dichos levantamientos topográficos suponía gastos que el organismo patrocinante no estaba en condiciones de costear. Por esta razón, se utilizó la topografía del estudio realizado en 2002 por la empresa 4C Ingenieros Consultores en Ingeniería Civil LTDA, denominado “Estudio Hidrológico e Hidráulico Río Elqui en La Serena”^[1]. Por consiguiente, el levantamiento topográfico utilizado no es representativo de las condiciones físicas presentes del río, pero es la topografía más actual de los estudios a los que se tuvo acceso.

En el Análisis Hidrológico, con respecto a los registros obtenidos de las estaciones Almendral y La Serena, se completaron los datos de ambas estaciones para así desarrollar el Análisis de Frecuencia en la subcuenca, sin embargo, se decidió trabajar solamente con la estación Almendral por poseer un mayor y más completo rango de datos que la estación de La Serena. De esta manera, se obtuvieron los caudales requeridos en La Serena a partir de los caudales registrados en Almendral, más los aportes de las quebradas ubicadas entre ambas estaciones.

Sobre las consideraciones antes expuestas, los resultados arrojados por el Análisis de Frecuencia fueron menores que los esperados, no obstante, resultaron semejantes a los obtenidos mediante el Análisis de Frecuencia desarrollado en el estudio de la Empresa 4C en el año 2002. ^[1]

“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

Paralelamente, en el Análisis Hidrológico realizado a través de la modelación en HEC-HMS, los resultados obtenidos se consideraron poco confiables debido a que el proceso de optimización no concluyó de la manera que se esperaba: el modelo no representaba fielmente a la zona de estudio que se intentó representar. A pesar de lo anterior, dichos resultados se encontraron dentro del rango de los obtenidos por Análisis de Frecuencia.

Es necesario concluir también, que ambos análisis hidrológicos fueron realizados sin considerar la influencia del Embalse Puclaro, es decir, en régimen natural. En el estudio de la Empresa 4C, 2002 ^[1] se realizaron dos tipos de análisis considerando la influencia del Embalse Puclaro, los cuales resultaron en caudales mayores que los obtenidos en los análisis realizados en el presente estudio. Tomando en cuenta esto, se eligieron los caudales mayores que correspondían al análisis hidrológico con embalse lleno, el caso más desfavorable, como los caudales máximos utilizados para estimar las crecidas mediante el Análisis Hidráulico en HEC-RAS.

El Análisis Hidráulico se realizó con el software HEC-RAS para el tramo en estudio, ingresando los datos geométricos proporcionados por el levantamiento topográfico 1:10000 del MINVU, dichos perfiles transversales se encuentran muy distanciados entre sí, alrededor de 100 metros, para mejorar la información topográfica se debió interpolar entre las secciones para obtener una mejor obtención de resultados.

Los resultados evidencian que el programa computacional HEC-RAS valida la suposición de flujo subcrítico o río, verificado por el número de Froude que es menor a la unidad, como se muestra en la tabla resumen del Anexo VI. Además, las alturas de agua indican las cotas del perfil o eje hidráulico que representan las zonas de inundación en el tramo, donde se puede apreciar que para períodos de retorno igual e inferior a 5 años, el agua mantiene un comportamiento estable dentro de caja del cauce, definida por la topografía del terreno. Otro aspecto importante en la determinación del eje hidráulico fue la asignación del coeficiente de rugosidad a lo largo del perfil transversal que varía entre 0.038 y 0.041-0.045 para el cauce principal y las riberas adyacentes, respectivamente,

“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

considerado dentro del rango para el análisis del tramo con respecto al estudio de la Empresa 4C en el año 2002. ^[1]

Es oportuno mencionar que el software HEC-RAS proporciona tablas de resumen y gráficas de las alturas de agua en las secciones transversales, pero no permite una óptima visualización de las curvas de inundación en vista 3D lo cual dificulta la realización de planos más detallados.

En la ribera izquierda o sur del tramo del río, la propuesta de deslinde estaría definida por el límite natural del cauce, para cualquier período de retorno, ya que dicha ribera no sufre inundaciones según el análisis hidráulico realizado. Esto se puede explicar debido a la geometría del lugar, ya que el centro de La Serena corresponde a una terraza que tiene una diferencia de cota aproximada a los 20 metros, la cual actúa como una verdadera fortaleza en caso de crecidas extraordinarias. Se podrían recomendar algún tipo de defensa en caso de existir riesgos de derrumbe por socavación del terreno, pero sólo como una medida de precaución.

En relación a la ribera derecha o norte, el sector considerado corresponde a áreas verdes de recreación, zona agrícola y en el norte del brazo, la existencia de un complejo habitacional emergente. Es preciso agregar, la existencia de un proyecto de construcción de un parque urbano en la isla aledaña a la ribera norte ubicada entre el puente Libertador y el puente menor al norte de éste, que consiste en un área de recreación que, según la Ilustre Municipalidad de La Serena, le daría vida al entorno. Si se observan los resultados obtenidos para los distintos períodos de retorno, el brazo secundario adyacente al río Elqui se activa abarcando una zona de aproximada de unos 400 metros hacia la ribera norte dado que existen zonas más bajas que facilitan el flujo del agua hacia esa dirección. Lo anterior complica el panorama a la hora de definir un criterio para la propuesta de fijación del deslinde en el sector, ya que se debiera asumir el riesgo que conlleva el emplazamiento del proyecto del parque, reconociéndolo como área sujeta a inundaciones.

“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

Analizando los antecedentes proporcionados y lo dispuesto en el decreto 609, es preciso indicar que no existe un argumento tanto administrativo como legal que nos faculte para poder fijar un trazado de deslinde donde el particular no se vea afectado frente a futuras crecidas del río. Por esta razón, el fijar deslinde en un río es un costo que nadie está dispuesto a asumir, necesariamente por la razón del riesgo de pérdidas, ya que frente a un fenómeno natural de grandes proporciones el río se sale de control produciendo anegaciones y arrasando con todo a su paso, incluso a pesar de que existiera algún tipo de intervención o encauzamiento del río.

La propuesta de fijación de deslinde se realizó para los períodos de retorno de 20 y 50 años, indicando alturas de agua que define las cotas para los perfiles considerados en el tramo de estudio, que indica líneas de vulnerabilidad para dichos períodos de retorno. Se descartó el período de retorno de 100 años por considerarse excesivo, ya que eso significaría la expropiación de áreas que han sido ocupadas a lo largo de varias décadas. Por otro lado, el análisis se realizó para el caso más desfavorable que correspondía al embalse Puclaro lleno y caudales máximos anuales, escenario que se ve aún más lejano.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

1. 4C Ingenieros Consultores en Ingeniería Civil Ltda.; "*Estudio Hidrológico e Hidráulico río Elqui en la Serena*"; 2002.
2. Alfaro, C - Honores, C; "*Análisis de la disponibilidad del recurso hídrico superficial en cauces controlados de las cuencas de los ríos Elqui, Limarí y Choapa*" Memoria de Título de Ingeniería Civil, Universidad de La Serena; 2001.
3. Aparicio, F; "*Fundamentos de Hidrología de Superficie*", Grupo Noriega Editores, México; 2001.
4. Aros, V; "*Estudio para la proposición de fijación de deslindes del río Elqui, Sector Puente El Libertador hasta 10 km aguas arriba, La Serena, Provincia de Elqui, IV Región*" (Estudio Prisma), 1999.
5. Behm, V; "*Curso Básico Arc-View 3.2*", Teoría y Práctica, Caracas; 2005
6. Chow, V - Maidment, D - Mays, L; "*Hidrología Aplicada*" Traducción Juan G. Saldarriaga, Santa Fé de Bogotá; 1994.
7. Chow, V - Maidment, D - Mays, L; "*Hidráulica de Canales Abiertos*" Traducción Juan G. Saldarriaga, Santa Fé de Bogotá ; 1994.
8. Dirección General de Aguas; "*Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica*"; Santiago, Agosto de 1995.
9. Dirección General de Aguas; "*Diagnostico y Clasificación de los cursos y cuerpos de agua según objetivos de calidad Cuenca del río Elqui*"; 1995.
10. Editorial Jurídica; "*Código de Aguas*" Decreto fuerza de ley nº 1.112, Publicado en el Diario Oficial de Chile de 29.10.81; 1981.
11. Espinoza-Leyton "*Curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia de Precipitaciones de la IV Región*" Memoria de Título de Ingeniería Civil, Universidad de La Serena; 2008.
12. Mall, E; "*Balance Hídrico en Cuencas Nivo-Pluviales de los ríos Elqui, Limarí y Choapa, IV Región de Coquimbo*" Memoria de Título de Ingeniería Civil, Universidad de La Serena; 2005.
13. Ministerio de Vivienda y Urbanismo; "*Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos*", Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas; 1996.
14. Nania, L; "*Manual Básico de HEC-HMS 3.0.0 y HEC-GeoHMS 1.1*", Universidad de Granada; 2007.

15. Nania, L; "*Manual Básico de HEC-HMS 3.0.0 y HEC-GeoHMS 1.1*" - Universidad de Granada; 2007.
16. Nania, L; "*Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1*", Universidad de Granada; 2007.
17. Nuñez, J - Olivares, F; "*Estudio, Análisis y Solución de los problemas de inundación provocados por crecidas, en las captaciones de riego ubicada aguas abajo del Embalse Puclaro, IV Región, Chile*", Memoria de Título de Ingeniería Civil, Universidad de La Serena; 2003.
18. Oyarzún, J; "*Geoquímica de las Aguas del Río Elqui y de sus Tributarios en el Periodo 1975-1995*"; 2006.
19. Pérez Valdivia, C; "*Cambio Climático, Vulnerabilidad, Adaptación y Rol Institucional: Estudios de Casos en el Valle de Elqui*", Memoria de Título de Ingeniería Civil, Universidad de La Serena.; 2005.
20. Singh, P; "*Computer Models of Watershed Hydrography*"; 1995.
21. Trigos, H - Munizaga, C; "*Análisis de modelos hidrológicos de bases físicas para cuencas semi-áridas y estructuración sistema de simulación cuenca Río Elqui*" Memoria de Título de Ingeniería Civil, Universidad de La Serena; 2006.

ANEXO I

DECRETO N° 609, de 1978

Fijación de Deslinde

DECRETO N° 609, de 1978

Norma: Decreto N° 609

Fecha Publicación: Diario Oficial de 24.01.1979

Fecha Promulgación: 31.08.1978

Organismo: Ministerio de Tierras y Colonización, actual Ministerio de Bienes Nacionales

Texto:

Fija normas para establecer los deslindes de los bienes nacionales de uso público que constituyen los cauces de los ríos, lagos y esteros; deroga el decreto 1.204, de 10 de abril de 1947, de Tierras y Colonización.

Núm. 609.- Santiago, 31 de agosto de 1978.- **Vistos:** estos antecedentes; el decreto de este Ministerio N° 1.204, de 1947, mediante el cual se establecieron las normas para fijar los deslindes de los bienes nacionales de uso público que constituyen cauces de ríos; Teniendo presente la necesidad de actualizar las normas aplicables a la materia y hacerlas extensivas, además, a la determinación de los cauces de lagos y esteros; Lo informado por la Asesoría de Abogados en oficio N° 139, de 19 de Julio, y por la Secretaría Regional Ministerial de Tierras y Colonización de la Región Metropolitana, en oficio número 630, de 2 de Agosto, ambos de 1978; Y en virtud de lo dispuesto en el artículo 1° del decreto ley N° 1.939, de 1977, y en uso de la facultad conferida por el N°2 del artículo 72°, de la Constitución Política del Estado.

Decreto:

A.- Derógase el decreto de este Ministerio N° 1.204, de 10 de Abril de 1947.

B.- 1.- Corresponderá al Ministerio de Tierras y Colonización, fijar los deslindes de los bienes nacionales de uso público que constituyen los cauces de los ríos, lagos y esteros, conforme al procedimiento que se señala en los números siguientes.

2.- Para la fijación de los deslindes indicados se oirá previamente al Departamento de Defensas Fluviales de la Dirección General de Obras Públicas, quién informará sobre la materia y agregará a su informe técnico un plano de la zona del río, lago o estero cuyo deslinde se trata de fijar, indicando dicho deslinde.

3.- El Ministerio de Tierras y Colonización fijará por un decreto supremo los deslindes de los cauces de los ríos, lagos y esteros, de oficio cuando las circunstancias así lo exigieren o a petición del propietario riberano cuando éste lo solicite, en ejercicio del derecho que le otorga el artículo 842° del Código Civil.

4.- Para los efectos de determinar cuáles son los terrenos que constituyen cauces de ríos, lagos y esteros, los organismos que deberán actuar en estos casos, considerarán las normas siguientes, sin perjuicio de las demás de orden técnico que deban aplicarse:

- a) Se considerará lecho o alveo de río, lago o estero, la porción de tierra por la que permanentemente corren las aguas.
- b) Se considerará cauce de río, lago o estero la superficie que el agua ocupa y desocupa alternativamente en sus creces periódicas ordinarias.
- c) Se considerarán creces extraordinarias, aquellas de rara ocurrencia y que se deban a causas no comunes, producidas sin regularidad, durante períodos, en general, mayores de cinco años. Los terrenos ocupados y desocupados alternativamente en estas creces extraordinarias, no se considerarán cauce de ríos, lagos y esteros y, por tanto, pertenecen a los propietarios riberanos.

5.- El decreto supremo que fije los deslindes de los cauces de ríos, lagos y esteros con el propietario riberano, se publicará en el Diario Oficial. Los propietarios o cualquier otro interesado, tendrán administrativamente, un plazo de 60 días contado desde la fecha de la publicación, para pedir la modificación del decreto, formulando el correspondiente reclamo a la Dirección de Tierras y Bienes Nacionales directamente o por medio de la Secretaría Regional Ministerial de Tierras y Colonización que corresponda.

Durante la tramitación de estos reclamos, se mantendrá en vigor el deslinde fijado por el respectivo decreto supremo. Vencido el plazo de 60 días el propietario riberano o los otros interesados sólo podrán reclamar judicialmente de la respectiva resolución administrativa.

6.- Todo propietario riberano tendrá derecho a pedir que se fije administrativamente el deslinde de su predio con el bien nacional de uso público que constituye cauce de río, lago o estero, siempre que deposite en arcas fiscales la suma que el Departamento de Defensas Fluviales indique como correspondiente a la mitad del costo de la fijación de dicho deslinde y que se compromete a contribuir con los fondos que sean necesarios para la construcción de las defensas que proyecte el Departamento de Defensas Fluviales para mantener el deslinde fijado.

7.- El Supremo Gobierno se reserva el derecho de declarar la caducidad del decreto si el interesado, en el plazo de 3 meses, contado desde su publicación en el Diario Oficial, no hubiere depositado en arcas fiscales los fondos para la construcción de defensa a que se refiere el número anterior.

8.- Transcurridos los plazos señalados, o modificado el deslinde fijado por un nuevo decreto supremo o por sentencia judicial, no podrá variarse administrativamente dicho deslinde, si las riberas no han sufrido modificaciones apreciables a juicio del Departamento de Defensas Fluviales y por causas naturales.

9.- Cualquiera concesión para extraer arena o ripio del cauce de un río, lago o estero, deberá previamente ser informada por el Departamento de Defensas Fluviales de la Dirección General de Obras Públicas.

10.- Al otorgarse las concesiones y permisos mencionados, deberán adoptarse todas aquellas medidas tendientes a evitar perjuicios a los propietarios riberanos, o a las obras de defensa que construyan los particulares o el Fisco para impedir que se produzcan erosiones o aluviones en los terrenos riberanos, motivadas por el cambio de curso de las aguas.

Requisitos en el trámite de fijación de deslinde

En la página Web del Ministerio de Bienes Nacionales se enumeran los requisitos necesarios para que una persona natural o jurídica interesada realice el trámite correspondiente a la fijación de deslinde.

Los requisitos del trámite son los siguientes:

- a) Carta solicitud del interesado.
- b) Fotocopia de Rut del solicitante.
- c) Documentos que individualicen al solicitante (propietario ribereño).
- d) Copia inscripción de dominio del predio ribereño, con vigencia.
- e) Copia autorizada del plano archivado en el Conservador de Bienes Raíces, del predio cuya ribera se trata de deslindar.
- f) Plano de ubicación del tramo del Río, Lago o Estero que solicita deslindar
- g) Estudio de ingeniería del deslinde (Estudio Hidráulico Fluvial) aprobado por la Dirección. de Obras Hidráulicas/ Departamento Obras Fluviales.
- h) Carta compromiso del solicitante en el sentido de contribuir con fondos para cubrir el 50% del costo del estudio de deslinde y para financiar el proyecto y la construcción de las obras de defensa que disponga el Departamento Obras Fluviales para fijar el deslinde.

Aunque el trámite en cuestión es enteramente gratuito, el interesado debe asumir los costos de elaboración de planos u otros documentos que deben gestionarse ante otras instituciones, los cuales son necesarios para la tramitación.

Finalmente, se adiciona la información de las normas que describen proceso dentro del marco legal correspondiente: Entre las Normas Generales se encuentran el Art. 1° de D.L.N° 1939, de 1977 y el Artículo 842° de Código Civil, mientras que dentro de las Normas Específicas corresponden la D.S. N° 609, de 1978, de MBN y Decreto N° 104, de 1979, del MOP.

ANEXO II

Datos de Caudales y Precipitaciones

Caudales Máximos Estación Almendral, Completados

AÑO	PERÍODO PLUVIAL					PERÍODO NIVAL							MÁXIMO	
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	Pluvial	Nival
1971-72	3.01	3.15	3.31	3.33	2.87	2.86	2.48	2.13	2.14	2.38	2.32	2.56	3.33	2.86
1972-73	2.40	2.48	6.88	5.44	5.44	8.40	9.13	19.20	20.70	63.27	43.60	9.78	5.92	63.27
1973-74	7.61	13.00	14.90	12.40	11.00	7.96	6.47	8.44	7.93	7.56	7.66	6.90	12.77	8.44
1974-75	6.46	6.57	8.19	7.39	5.21	6.73	6.16	5.49	5.60	5.63	4.70	5.32	6.93	6.73
1975-76	4.97	5.13	6.80	5.31	5.80	5.17	5.50	4.62	4.00	3.10	2.76	3.68	5.97	5.50
1976-77	3.67	4.71	4.70	4.14	4.77	4.32	4.81	4.81	3.93	3.45	3.55	3.36	4.54	4.81
1977-78	3.81	3.84	3.74	6.78	6.44	7.88	12.30	11.50	9.15	8.73	7.80	8.61	5.65	12.30
1978-79	8.79	6.54	6.67	6.53	13.28	33.44	17.05	26.90	30.87	35.10	17.33	20.70	8.83	35.10
1979-80	21.50	16.40	13.90	12.70	10.80	8.29	7.54	7.20	6.20	6.10	6.74	9.08	12.47	9.08
1980-81	26.70	10.50	7.64	10.90	9.37	7.60	9.73	12.20	34.40	24.20	21.70	18.60	9.30	34.40
1981-82	13.30	11.90	11.10	10.60	10.20	7.93	6.70	6.14	5.09	4.63	4.56	4.83	10.63	7.93
1982-83	4.30	4.94	6.79	17.10	9.06	10.30	11.00	16.90	26.50	28.70	20.60	14.30	10.98	28.70
1983-84	13.90	13.60	15.00	24.80	12.10	11.40	20.40	30.00	30.00	20.40	13.10	14.20	17.30	30.00
1984-85	11.00	9.44	10.70	65.90	18.80	30.80	67.40	91.44	40.20	55.67	32.13	23.02	31.80	91.44
1985-86	21.83	19.64	18.00	20.14	13.46	10.08	7.14	7.07	6.31	7.53	9.97	7.48	17.20	10.08
1986-87	6.02	6.77	8.80	7.95	8.91	9.39	8.20	9.78	10.70	13.90	11.20	10.30	8.55	13.90
1987-88	7.63	10.70	10.10	24.70	22.50	21.50	30.30	63.00	127.00	102.00	67.20	35.70	19.10	127.00
1988-89	26.00	24.80	21.20	17.50	13.50	10.00	7.72	6.89	6.23	6.41	6.31	6.54	17.40	10.00
1989-90	6.83	8.13	7.02	6.28	8.51	6.32	6.50	6.40	5.72	4.80	5.00	4.88	7.27	6.50
1990-91	5.67	5.83	5.66	6.95	5.82	5.00	5.60	5.57	4.81	3.75	4.52	4.44	6.14	5.60
1991-92	4.60	4.80	16.80	10.50	7.38	8.01	8.24	10.60	11.50	11.90	13.10	15.00	11.56	15.00
1992-93	18.40	13.20	27.70	13.00	12.20	12.10	14.80	24.60	27.00	28.00	21.60	16.20	17.63	28.00
1993-94	15.90	15.80	14.00	10.20	10.10	9.64	7.25	6.60	7.29	7.17	7.01	6.71	11.43	9.64
1994-95	7.21	5.42	5.96	8.10	6.97	7.82	7.83	7.43	6.70	6.75	7.40	7.70	7.01	7.83
1995-96	7.22	6.34	5.70	7.15	6.47	4.71	4.72	4.32	3.81	3.73	3.43	3.59	6.44	4.72
1996-97	3.60	3.78	3.27	4.51	5.08	4.07	3.03	2.69	2.00	2.32	2.67	2.77	4.29	4.07
1997-98	3.11	3.10	3.92	11.35	36.92	31.80	66.90	86.80	114.00	86.10	64.90	37.93	17.40	114.00
1998-99	30.10	27.90	18.10	18.80	18.80	13.00	9.57	8.49	6.36	6.88	6.71	9.43	18.57	13.00
1999-00	10.30	9.20	7.63	6.51	4.51	7.31	10.00	9.87	7.68	4.72	4.19	4.60	6.22	10.00
2000-01	3.94	4.00	3.55	4.71	5.23	5.35	6.04	6.61	5.50	9.59	9.40	7.98	4.50	9.59
2001-02	6.43	6.34	5.43	4.81	5.23	5.55	5.43	5.81	6.18	5.96	6.67	6.99	5.16	6.99
2002-03	7.49	6.38	6.06	8.25	6.86	10.10	15.60	70.00	66.30	55.60	36.00	26.10	7.06	70.00
2003-04	19.80	24.40	24.50	16.80	14.80	10.90	9.34	10.70	13.10	11.70	10.30	9.66	18.70	13.10
2004-05	9.66	12.10	11.40	10.50	10.50	8.24	9.30	9.58	9.88	9.71	9.71	9.19	10.80	9.88
2005-06	8.59	7.91	7.96	7.48	7.13	6.29	7.26	7.08	7.94	21.00	19.20	15.40	7.52	21.00
2006-07	11.70	13.00	13.00	14.80	11.80	9.58	9.28	7.24	7.75	7.98	7.78	7.82	13.20	9.58

*Valores rellenados en negrita.

Precipitaciones Estación Almendral, Completadas

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	P Máx.
1972	0	0	0	0	0	0	26.5	52	3.1	0	0	0	52
1973	0	0	0	2.2	0	28	2.2	0	0	20	0	0	28
1974	0	0	0	0	0	21	0	0	4.4	0	0	0	21
1975	0	0	1	0	42.5	7	4.5	6	0	0	0	0	42.5
1976	0	0	0	0	17	0	0	25	0	11	0	0	25
1977	0	0	0	0	1.5	7	16	6.5	0	18	0	0	18
1978	0	0	0	0	0	1	7.5	0	27	0	10.5	0	27
1979	0	0	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	1.5
1980	0	0	0	14	0	17.5	35	3	0.5	0	0	0	35
1981	0	0	0	0	32	13	9.5	4.5	4.4	0	0	0	32
1982	0	0	0	0	8	8.5	14.1	36	0	0	0	0	36
1983	0	0	0	1.5	2	8	43.5	19	1	0	0	0	43.5
1984	0	0	5	0	0	3	52	0	1.5	0	2	0	52
1985	0	0	1.5	0	0	0	32.5	3.5	0	0	0	0	32.5
1986	0	0	0	0	19	2.5	2	28.5	1.9	0.2	0	0	28.5
1987	0	0	2	0	16	0	64	4	0	0	0	0	64
1988	0	0	0	0	0	4.5	0	0.5	3	0	0	0	4.5
1989	0	0	0	4	4.5	0	0		1.5	0	0	0	4.5
1990	0	0	0	0	0	1	25	0	0	0	0	0	25
1991	0	0	0	0	0	53.5	23	0	0	0	0	3	53.5
1992	0	0	20	2	10.5	35	6	4	0	0	0	0	35
1993	0	0	0	8.5	4	0	0	19.5	0	0	0	0	19.5
1994	0	0	0	0	0	7.5	5.5	0	0	0	0	0	7.5
1995	0	0	0	0	0	0	0	0	2.5	0	0	0	2.5
1996	0	0	0	0	0	1.5	3.5	8	0	2.5	0	0	8
1997	0	0	0	0	0	38	13.5	95	3	14.5	0	0	95
1998	0	0	0	0	3.5	13.5	0	0	0	0	0	0	13.5
1999	0	1.5	0	2.5	11.5	3.5	0	6.5	6.5	13.5	0	0	13.5
2000	0	0	0	0	10.5	44	12.5	0	20.5	0	0	0	44
2001	0	0	5	0	0	0	38.5	14	9.5	0	0	0	38.5
2002	0	0	0	11	30.5	48.5	31.5	36	0	0	0	0	48.5
2003	0	0	0	0	50.5	4.5	11	0	0	0	0	0	50.5
2004	0	0	3.5	9.5	2.5	4.5	31.2	4.5	0	0	0	0	31.2
2005	0	0	0	0	37	0	2.8	21	5.6	4	0	0	37
2006	0	0	0	0	0	6	23.6	2.5	0	0.7	0	0	23.6

Precipitaciones Estación La Serena, Completadas

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	P Máx.
1972	0	0	0.3	0	0.5	13.5	19.5	80.9	13.3	6	0	0	80.9
1973	0	0	0	3.2	0.3	21	1.8	0	0.2	16.2	0.2	0	21
1974	0	0	0	0	0	21.7	1.4	1.5	0.7	0.1	0.2	0	21.7
1975	0	0	0	0	30.8	8.5	7	5.9	0	0	0	0	30.8
1976	0	0	0	0	11.7	0	0	10.2	6.1	22.1	0	0	22.1
1977	0	0	0	0.7	1	8	23	9	0	13.5	0	0	23
1978	0	0	0	0	0	0.5	7	0	20	0	1.8	0	20
1979	0	0	0.3	0.5	0.5	0	2.5	1	0.5	0	0.7	0	2.5
1980	0	1.1	0	21	2	13.5	29.5	5	1.3	0	1	0	29.5
1981	0	0	0	0	25.5	5	15.3	4.5	1	2	0	0	25.5
1982	0	0	0	0	15	5	5.5	17.5	0.3	0	0	0	17.5
1983	0	0	0	0	1.7	1.5	83.5	14.9	1.2	0.1	0	0.2	83.5
1984	0.3	0	0.1	0	0.6	1	43	0	0.5	0	0	0.6	43
1985	0	0	0.4	0.5	0.3	0	16.1	1.6	2	2	0	0.5	16.1
1986	0.5	0	0.5	0	10.8	5	0	12.4	0	1	0.5	0	12.4
1987	1	0	0.7	0.3	16.3	0	93.8	4.6	0	1	1.6	0	93.8
1988	0.5	0	0	0	1	5	1.2	0.6	1.5	0	0	0	5
1989	0	0	0	0	7.3	0	3.3		3	0.8	0	0	7.3
1990	0	0	1	0.5	0	1.5	11	1.5	0.8	0.8	0.9	0	11
1991	0	0	0	0	0	38.1	19.3	1.5	1.5	1	0	0	38.1
1992	0	0	27.8	2.5	2	71.5	0	11.4	0.6	0.5	0	0	71.5
1993	1	0	0	6.8	32.5	1	5.5	10	1.2	0.6	1.1	0	32.5
1994	0	0	0	1	0	20.9	7.5	0	0	0	1	0	20.9
1995	0.5	0	0	0	0.6	1	2	0	2.5	0	2.5	0	2.5
1996	0	0	0	0	0	7.1	16	8.3	0	1.8	0	0	16
1997	0	0	0	0.1	0.2	33.8	18.6	40.3	2	14	0	0	40.3
1998	0	0.7	0.5	1.4	0.5	16	0.5	0	0	3	0.3	0	16
1999	0	0.8	0.5	5.5	4.2	0.5	2.8	7.5	6.5	11	0	0	11
2000	0	0	0	0.2	9	19.7	7	0	21	0.9	0	0	21
2001	0	0	0	0	1	1.2	63.1	32.5	19.9	0.9	0	0	63.1
2002	0	0	0	1.5	46	8.3	52.8	39.1	0.3	0	0	0	52.8
2003	0	0	0	0	44.5	5.6	19	0	0	0	0	0	44.5
2004	0	0	0.4	10.9	0	7.5	33.2	15.8	0.8	1	0	0	33.2
2005	0	0	0	0	19	1	1.2	10.8	3	0.4	0	0	19
2006	0	0	0	0	0.9	20.9	16	0.6	1.1	2	0.1	0	20.9

ANEXO III

Análisis de Frecuencia Estación Almendral

Datos Precipitaciones Estación Almendral para Análisis Estadístico

Año	P _{máx.} (mm)	Orden i	P _{máx.}	P _{exc}	T = (n+1)/i	(P _{máx.} -P _x) ³	Y = Log(P _{máx.})	(Y-Y _x) ³	Ln(P _{máx.})
1997	95.00	1	95.0	0.0278	36.000	259066.567	1.978	0.228	4.55
1987	64.00	2	64.0	0.0556	18.000	35121.825	1.806	0.085	4.16
1991	53.50	3	53.5	0.0833	12.000	11013.019	1.728	0.047	3.98
1972	52.00	4	52.0	0.1111	9.000	8932.327	1.716	0.043	3.95
1984	52.00	5	52.0	0.1389	7.200	8932.327	1.716	0.043	3.95
2003	50.50	6	50.5	0.1667	6.000	7131.740	1.703	0.038	3.92
2002	48.50	7	48.5	0.1944	5.143	5131.678	1.686	0.032	3.88
2000	44.00	8	44.0	0.2222	4.500	2071.975	1.643	0.021	3.78
1983	43.50	9	43.5	0.2500	4.000	1837.623	1.638	0.020	3.77
1975	42.50	10	42.5	0.2778	3.600	1423.286	1.628	0.018	3.75
2001	38.50	11	38.5	0.3056	3.273	380.853	1.585	0.0	3.65
2005	37.00	12	37.0	0.3333	3.000	189.968	1.568	0.008	3.61
1982	36.00	13	36.0	0.3611	2.769	107.075	1.556	0.007	3.58
1980	35.00	14	35.0	0.3889	2.571	52.674	1.544	0.006	3.56
1992	35.00	15	35.0	0.4167	2.400	52.674	1.544	0.006	3.56
1985	32.50	16	32.5	0.4444	2.250	1.946	1.512	0.003	3.48
1981	32.00	17	32.0	0.4722	2.118	0.419	1.505	0.003	3.47
2004	31.20	18	31.2	0.5000	2.000	0.000	1.494	0.002	3.44
1986	28.50	19	28.5	0.5278	1.895	-20.829	1.455	0.001	3.35
1973	28.00	20	28.0	0.5556	1.800	-34.373	1.447	0.001	3.33
1978	27.00	21	27.0	0.5833	1.714	-76.843	1.431	0.000	3.30
1976	25.00	22	25.0	0.6111	1.636	-244.308	1.398	0.000	3.22
1990	25.00	23	25.0	0.6389	1.565	-244.308	1.398	0.000	3.22
2006	23.60	24	23.6	0.6667	1.500	-447.948	1.373	0.000	3.16
1974	21.00	25	21.0	0.6944	1.440	-1077.341	1.322	0.000	3.04
1993	19.50	26	19.5	0.7222	1.385	-1622.826	1.290	0.000	2.97
1977	18.00	27	18.0	0.7500	1.333	-2326.956	1.255	-0.001	2.89
1998	13.50	28	13.5	0.7778	1.286	-5593.710	1.130	-0.013	2.60
1999	13.50	29	13.5	0.8056	1.241	-5593.710	1.130	-0.013	2.60
1996	8.00	30	8.0	0.8333	1.200	-12570.395	0.903	-0.100	2.08
1994	7.50	31	7.5	0.8611	1.161	-13398.902	0.875	-0.119	2.01
1988	4.50	32	4.5	0.8889	1.125	-19144.364	0.653	-0.364	1.50
1989	4.50	33	4.5	0.9167	1.091	-19144.364	0.653	-0.364	1.50
1995	2.50	34	2.5	0.9444	1.059	-23767.214	0.398	-0.910	0.92
1979	1.50	35	1.5	0.9722	1.029	-26334.403	0.176	-1.689	0.41

Prec. Media : P _x	31.251
Desv.Est: σ_x	19.709

Media Y : Ln(P _{máx.})	3.147
Desv.Est : σ_y (Ln(P _{máx.}))	0.935

$\Sigma(P-P_p)^3$	209805.183
n	35
C _s	0.855

Media Y : Y _x	1.367
Desv.Est : σ_y	0.4059

$\Sigma(Y-Y_p)^3$	-2.952
n	35
C _s	-1.377

Distribución Normal para Precipitaciones

i	P Anual (mm)	T	Prob No Exc	P(T)
1	95.00	36.00	0.97222	68.99
2	64.00	18.00	0.94444	62.65
3	53.50	12.00	0.91667	58.51
4	52.00	9.00	0.88889	55.31
5	52.00	7.20	0.86111	52.64
6	50.50	6.00	0.83333	50.32
7	48.50	5.14	0.80556	48.23
8	44.00	4.50	0.77778	46.32
9	43.50	4.00	0.75000	44.55
10	42.50	3.60	0.72222	42.87
11	38.50	3.27	0.69444	41.27
12	37.00	3.00	0.66667	39.74
13	36.00	2.77	0.63889	38.26
14	35.00	2.57	0.61111	36.81
15	35.00	2.40	0.58333	35.40
16	32.50	2.25	0.55556	34.01
17	32.00	2.12	0.52778	32.62
18	31.20	2.00	0.50000	31.25
19	28.50	1.89	0.47222	29.88
20	28.00	1.80	0.44444	28.50
21	27.00	1.71	0.41667	27.10
22	25.00	1.64	0.38889	25.69
23	25.00	1.57	0.36111	24.24
24	23.60	1.50	0.33333	22.76
25	21.00	1.44	0.30556	21.23
26	19.50	1.38	0.27778	19.63
27	18.00	1.33	0.25000	17.96
28	13.50	1.29	0.22222	16.18
29	13.50	1.24	0.19444	14.27
30	8.00	1.20	0.16667	12.18
31	7.50	1.16	0.13889	9.86
32	4.50	1.13	0.11111	7.19
33	4.50	1.09	0.08333	3.99
34	2.50	1.06	0.05556	-0.15
35	1.50	1.03	0.02778	-6.48

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. li	Límite sup. Si	θ_i
1	3	14	4
2	14	25	7
3	25	36	8
4	36	47	7
5	47	58	4
6	58	69	3
			33

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	ei	$(\theta_i - e_i)^2 / e_i$	D
Normal	1	0.1909	0.0747	3.833	3.833	
	2	0.3756	0.1909	6.098	6.098	
	3	0.5951	0.3756	7.244	7.244	
	4	0.7876	0.5951	6.352	6.352	
	5	0.9122	0.7876	4.113	4.113	
	6	0.9723	0.9122	1.981	1.981	

29.620

Distribución Log Normal para Precipitaciones

i	P Anual (mm)	T	Prob No Exc	P(T)
1	95.00	36.00	0.97222	8.53
2	64.00	18.00	0.94444	7.49
3	53.50	12.00	0.91667	6.88
4	52.00	9.00	0.88889	6.44
5	52.00	7.20	0.86111	6.10
6	50.50	6.00	0.83333	5.81
7	48.50	5.14	0.80556	5.57
8	44.00	4.50	0.77778	5.35
9	43.50	4.00	0.75000	5.16
10	42.50	3.60	0.72222	4.98
11	38.50	3.27	0.69444	4.82
12	37.00	3.00	0.66667	4.67
13	36.00	2.77	0.63889	4.53
14	35.00	2.57	0.61111	4.40
15	35.00	2.40	0.58333	4.27
16	32.50	2.25	0.55556	4.15
17	32.00	2.12	0.52778	4.04
18	31.20	2.00	0.50000	3.92
19	28.50	1.89	0.47222	3.81
20	28.00	1.80	0.44444	3.71
21	27.00	1.71	0.41667	3.60
22	25.00	1.64	0.38889	3.50
23	25.00	1.57	0.36111	3.40
24	23.60	1.50	0.33333	3.29
25	21.00	1.44	0.30556	3.19
26	19.50	1.38	0.27778	3.09
27	18.00	1.33	0.25000	2.98
28	13.50	1.29	0.22222	2.88
29	13.50	1.24	0.19444	2.77
30	8.00	1.20	0.16667	2.65
31	7.50	1.16	0.13889	2.53
32	4.50	1.13	0.11111	2.39
33	4.50	1.09	0.08333	2.24
34	2.50	1.06	0.05556	2.05
35	1.50	1.03	0.02778	1.80

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. Ii	Límite sup. Si	θi
1	1.7	2.9	8
2	2.9	4.1	11
3	4.1	5.3	8
4	5.3	6.5	5
5	6.5	7.7	2
6	7.7	8.9	1
			35

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(Ii)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Normal	1	0.2284	0.0163	7.421	7.421	
	2	0.5431	0.2284	11.016	11.016	
	3	0.7704	0.5431	7.955	7.955	
	4	0.8927	0.7704	4.283	4.283	
	5	0.9500	0.8927	2.005	2.005	
	6	0.9820	0.9500	1.118	1.118	

33.797

Distribución Gumbel para Precipitaciones

i	P Anual (mm)	T	Prob No Exc	Yt	P(T)
1	95.00	36.00	0.97222	3.56947	84.16
2	64.00	18.00	0.94444	2.86193	71.80
3	53.50	12.00	0.91667	2.44172	64.46
4	52.00	9.00	0.88889	2.13891	59.17
5	52.00	7.20	0.86111	1.90025	55.00
6	50.50	6.00	0.83333	1.70198	51.54
7	48.50	5.14	0.80556	1.53144	48.56
8	44.00	4.50	0.77778	1.38105	45.94
9	43.50	4.00	0.75000	1.24590	43.57
10	42.50	3.60	0.72222	1.12263	41.42
11	38.50	3.27	0.69444	1.00884	39.43
12	37.00	3.00	0.66667	0.90272	37.58
13	36.00	2.77	0.63889	0.80291	35.84
14	35.00	2.57	0.61111	0.70831	34.19
15	35.00	2.40	0.58333	0.61805	32.61
16	32.50	2.25	0.55556	0.53139	31.10
17	32.00	2.12	0.52778	0.44773	29.63
18	31.20	2.00	0.50000	0.36651	28.22
19	28.50	1.89	0.47222	0.28727	26.83
20	28.00	1.80	0.44444	0.20957	25.48
21	27.00	1.71	0.41667	0.13300	24.14
22	25.00	1.64	0.38889	0.05714	22.81
23	25.00	1.57	0.36111	-0.01840	21.49
24	23.60	1.50	0.33333	-0.09405	20.17
25	21.00	1.44	0.30556	-0.17027	18.84
26	19.50	1.38	0.27778	-0.24759	17.49
27	18.00	1.33	0.25000	-0.32663	16.11
28	13.50	1.29	0.22222	-0.40818	14.69
29	13.50	1.24	0.19444	-0.49324	13.20
30	8.00	1.20	0.16667	-0.58320	11.63
31	7.50	1.16	0.13889	-0.68010	9.94
32	4.50	1.13	0.11111	-0.78720	8.07
33	4.50	1.09	0.08333	-0.91024	5.92
34	2.50	1.06	0.05556	-1.06139	3.28
35	1.50	1.03	0.02778	-1.27635	-0.48

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. Ii	Límite sup. Si	θi
1	0	18	10
2	18	36	10
3	36	54	7
4	54	72	4
5	72	90	1
6	90	108	1
			33

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(Ii)	si	(θi-si) ² /ci	D
Gumbel	1	0.3436	0.0778	8.771	0.172	0.698
	2	0.6387	0.3436	9.738	0.007	
	3	0.8283	0.6387	6.257	0.088	
	4	0.9231	0.8283	3.128	0.243	
	5	0.9697	0.9231	1.538	0.188	
	6	1.0000	0.9697	1.000	0.000	

Distribución Pearson para Precipitaciones

i	P Anual (mm)	T	Prob Exc	w	z	Kt	Prob NoExc	Xt
1	95.00	36.00	0.03	2.68	1.91493	2.26	0.9722	75.75
2	64.00	18.00	0.06	2.40	1.59356	1.77	0.9444	66.17
3	53.50	12.00	0.08	2.23	1.38323	1.47	0.9167	60.28
4	52.00	9.00	0.11	2.10	1.22078	1.25	0.8889	55.94
5	52.00	7.20	0.14	1.99	1.08536	1.08	0.8611	52.44
6	50.50	6.00	0.17	1.89	0.96736	0.93	0.8333	49.50
7	48.50	5.14	0.19	1.81	0.86149	0.80	0.8056	46.92
8	44.00	4.50	0.22	1.73	0.76448	0.68	0.7778	44.63
9	43.50	4.00	0.25	1.67	0.67419	0.57	0.7500	42.55
10	42.50	3.60	0.28	1.60	0.58910	0.48	0.7222	40.63
11	38.50	3.27	0.31	1.54	0.50808	0.39	0.6944	38.84
12	37.00	3.00	0.33	1.48	0.43029	0.30	0.6667	37.16
13	36.00	2.77	0.36	1.43	0.35505	0.22	0.6389	35.57
14	35.00	2.57	0.39	1.37	0.28179	0.14	0.6111	34.05
15	35.00	2.40	0.42	1.32	0.21005	0.07	0.5833	32.60
16	32.50	2.25	0.44	1.27	0.13941	0.00	0.5556	31.19
17	32.00	2.12	0.47	1.22	0.06951	-0.07	0.5278	29.83
18	31.20	2.00	0.50	1.18	0.00000	-0.14	0.5000	28.50
19	28.50	1.89	0.53	1.22	-0.06951	-0.21	0.4722	27.20
20	28.00	1.80	0.56	1.27	-0.13941	-0.27	0.4444	25.92
21	27.00	1.71	0.58	1.32	-0.21005	-0.34	0.4167	24.65
22	25.00	1.64	0.61	1.37	-0.28179	-0.40	0.3889	23.39
23	25.00	1.57	0.64	1.43	-0.35505	-0.46	0.3611	22.13
24	23.60	1.50	0.67	1.48	-0.43029	-0.53	0.3333	20.86
25	21.00	1.44	0.69	1.54	-0.50808	-0.59	0.3056	19.58
26	19.50	1.38	0.72	1.60	-0.58910	-0.66	0.2778	18.28
27	18.00	1.33	0.75	1.67	-0.67419	-0.73	0.2500	16.96
28	13.50	1.29	0.78	1.73	-0.76448	-0.79	0.2222	15.59
29	13.50	1.24	0.81	1.81	-0.86149	-0.87	0.1944	14.16
30	8.00	1.20	0.83	1.89	-0.96736	-0.94	0.1667	12.65
31	7.50	1.16	0.86	1.99	-1.08536	-1.03	0.1389	11.04
32	4.50	1.13	0.89	2.10	-1.22078	-1.12	0.1111	9.26
33	4.50	1.09	0.92	2.23	-1.38323	-1.22	0.0833	7.24
34	2.50	1.06	0.94	2.40	-1.59356	-1.34	0.0556	4.80
35	1.50	1.03	0.97	2.68	-1.91493	-1.51	0.0278	1.43

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. Ii	Límite sup. Si	θi
1	1	13.5	9
2	13.5	26	11
3	26	38.5	7
4	38.5	51	4
5	51	63.5	2
6	63.5	76	2
			35

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(Ii)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Normal	1	0.1823	0.0243	5.530	2.177	3.735
	2	0.4462	0.1823	9.239	0.335	
	3	0.6888	0.4462	8.490	0.261	
	4	0.8475	0.6888	5.554	0.435	
	5	0.9318	0.8475	2.952	0.307	
	6	0.9729	0.9318	1.439	0.219	

Distribución Log Pearson para Precipitaciones

i	P Anual (mm)	T	Prob Exc	w	z	Kt	Yt	Prob NoExc	Xt
1	95.00	36.00	0.03	2.68	1.91493	1.26	1.88	0.9722	75.70
2	64.00	18.00	0.06	2.40	1.59356	1.17	1.84	0.9444	69.24
3	53.50	12.00	0.08	2.23	1.38323	1.09	1.81	0.9167	64.42
4	52.00	9.00	0.11	2.10	1.22078	1.02	1.78	0.8889	60.43
5	52.00	7.20	0.14	1.99	1.08536	0.96	1.76	0.8611	56.97
6	50.50	6.00	0.17	1.89	0.96736	0.90	1.73	0.8333	53.87
7	48.50	5.14	0.19	1.81	0.86149	0.84	1.71	0.8056	51.05
8	44.00	4.50	0.22	1.73	0.76448	0.78	1.69	0.7778	48.44
9	43.50	4.00	0.25	1.67	0.67419	0.73	1.66	0.7500	46.00
10	42.50	3.60	0.28	1.60	0.58910	0.67	1.64	0.7222	43.70
11	38.50	3.27	0.31	1.54	0.50808	0.62	1.62	0.6944	41.53
12	37.00	3.00	0.33	1.48	0.43029	0.56	1.60	0.6667	39.45
13	36.00	2.77	0.36	1.43	0.35505	0.51	1.57	0.6389	37.46
14	35.00	2.57	0.39	1.37	0.28179	0.45	1.55	0.6111	35.55
15	35.00	2.40	0.42	1.32	0.21005	0.40	1.53	0.5833	33.71
16	32.50	2.25	0.44	1.27	0.13941	0.34	1.50	0.5556	31.93
17	32.00	2.12	0.47	1.22	0.06951	0.28	1.48	0.5278	30.20
18	31.20	2.00	0.50	1.18	0.00000	0.22	1.46	0.5000	28.51
19	28.50	1.89	0.53	1.22	-0.06951	0.15	1.43	0.4722	26.87
20	28.00	1.80	0.56	1.27	-0.13941	0.09	1.40	0.4444	25.27
21	27.00	1.71	0.58	1.32	-0.21005	0.02	1.37	0.4167	23.69
22	25.00	1.64	0.61	1.37	-0.28179	-0.05	1.35	0.3889	22.14
23	25.00	1.57	0.64	1.43	-0.35505	-0.13	1.31	0.3611	20.62
24	23.60	1.50	0.67	1.48	-0.43029	-0.21	1.28	0.3333	19.12
25	21.00	1.44	0.69	1.54	-0.50808	-0.30	1.25	0.3056	17.63
26	19.50	1.38	0.72	1.60	-0.58910	-0.39	1.21	0.2778	16.16
27	18.00	1.33	0.75	1.67	-0.67419	-0.49	1.17	0.2500	14.70
28	13.50	1.29	0.78	1.73	-0.76448	-0.60	1.12	0.2222	13.24
29	13.50	1.24	0.81	1.81	-0.86149	-0.73	1.07	0.1944	11.78
30	8.00	1.20	0.83	1.89	-0.96736	-0.87	1.01	0.1667	10.32
31	7.50	1.16	0.86	1.99	-1.08536	-1.04	0.95	0.1389	8.84
32	4.50	1.13	0.89	2.10	-1.22078	-1.23	0.87	0.1111	7.34
33	4.50	1.09	0.92	2.23	-1.38323	-1.49	0.76	0.0833	5.80
34	2.50	1.06	0.94	2.40	-1.59356	-1.84	0.62	0.0556	4.18
35	1.50	1.03	0.97	2.68	-1.91493	-2.42	0.38	0.0278	2.42

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. Ii	Límite sup. Si	θi
1	2	14.3	8
2	14.3	26.6	8
3	26.6	38.9	7
4	38.9	51.2	6
5	51.2	63.5	3
6	63.5	75.8	3
			35

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(Ii)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Normal	1	0.2425	0.0212	7.746	0.008	0.563
	2	0.4675	0.2425	7.876	0.002	
	3	0.6590	0.4675	6.702	0.013	
	4	0.8071	0.6590	5.183	0.129	
	5	0.9103	0.8071	3.613	0.104	
	6	0.9726	0.9103	2.182	0.306	

Método de los Mínimos Cuadrados para Bondad de Ajuste

T años	Xo (m ³ /s)	Normal		Log Normal		Gumbel		Pearson		Log Pearson	
		xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²
36	95.00	68.99	676.78	8.53	7476.37	77.23	315.61	75.75	370.55	75.70	372.40
18	64.00	62.65	1.82	7.49	3193.32	66.36	5.58	66.17	4.72	69.24	27.42
12	53.50	58.51	25.09	6.88	2173.63	59.90	41.01	60.28	46.03	64.42	119.15
9	52.00	55.31	10.95	6.44	2075.79	55.25	10.57	55.94	15.50	60.43	71.05
7.2	52.00	52.64	0.41	6.10	2107.27	51.58	0.17	52.44	0.20	56.97	24.67
6	50.50	50.32	0.03	5.81	1997.18	48.54	3.86	49.50	1.01	53.87	11.36
5.14	48.50	48.23	0.07	5.57	1843.33	45.92	6.68	46.92	2.48	51.05	6.49
4.5	44.00	46.32	5.40	5.35	1493.73	43.60	0.16	44.63	0.40	48.44	19.69
4	43.50	44.55	1.09	5.16	1470.05	41.53	3.89	42.55	0.91	46.00	6.25
3.6	42.50	42.87	0.14	4.98	1407.47	39.63	8.22	40.63	3.51	43.70	1.45
3.27	38.50	41.27	7.69	4.82	1134.17	37.88	0.38	38.84	0.12	41.53	9.16
3	37.00	39.74	7.51	4.67	1045.05	36.25	0.56	37.16	0.03	39.45	6.01
2.77	36.00	38.26	5.10	4.53	990.22	34.72	1.64	35.57	0.18	37.46	2.14
2.57	35.00	36.81	3.29	4.40	936.40	33.27	3.01	34.05	0.90	35.55	0.31
2.4	35.00	35.40	0.16	4.27	944.15	31.88	9.74	32.60	5.77	33.71	1.66
2.25	32.50	34.01	2.27	4.15	803.60	30.55	3.81	31.19	1.71	31.93	0.33
2.12	32.00	32.62	0.39	4.04	782.00	29.26	7.50	29.83	4.71	30.20	3.25
2	31.20	31.25	0.00	3.92	744.02	28.01	10.15	28.50	7.29	28.51	7.21
1.89	28.50	29.88	1.90	3.81	609.41	26.80	2.90	27.20	1.69	26.87	2.65
1.8	28.00	28.50	0.25	3.71	590.15	25.60	5.75	25.92	4.34	25.27	7.47
1.71	27.00	27.10	0.01	3.60	547.47	24.43	6.63	24.65	5.53	23.69	10.95
1.64	25.00	25.69	0.47	3.50	462.31	23.26	3.03	23.39	2.61	22.14	8.16
1.57	25.00	24.24	0.57	3.40	466.73	22.10	8.42	22.13	8.27	20.62	19.18
1.5	23.60	22.76	0.70	3.29	412.34	20.94	7.10	20.86	7.51	19.12	20.10
1.44	21.00	21.23	0.05	3.19	317.14	19.76	1.53	19.58	2.01	17.63	11.35
1.38	19.50	19.63	0.02	3.09	269.34	18.58	0.85	18.28	1.48	16.16	11.17
1.33	18.00	17.96	0.00	2.98	225.49	17.36	0.41	16.96	1.09	14.70	10.92
1.29	13.50	16.18	7.18	2.88	112.86	16.11	6.81	15.59	4.36	13.24	0.07
1.24	13.50	14.27	0.59	2.77	115.23	14.80	1.69	14.16	0.44	11.78	2.95
1.2	8.00	12.18	17.51	2.65	28.63	13.42	29.37	12.65	21.66	10.32	5.38
1.16	7.50	9.86	5.57	2.53	24.75	11.93	19.63	11.04	12.52	8.84	1.80
1.125	4.50	7.19	7.25	2.39	4.45	10.28	33.46	9.26	22.70	7.34	8.08
1.09	4.50	3.99	0.26	2.24	5.12	8.39	15.16	7.24	7.53	5.80	1.69
1.06	2.50	-0.15	7.02	2.05	0.20	6.07	12.75	4.80	5.30	4.18	2.84
1.03	1.50	-6.48	63.72	1.80	0.09	2.77	1.61	1.43	0.01	2.42	0.85
		Σ	861.26	Σ	36809.44	Σ	589.61	Σ	575.04	Σ	815.58

Método de los Kolmogorov para Bondad de Ajuste

m	Xm (m ³ /s)	Fo(Xm)	Normal		Log Normal		Gumbel		Pearson		LogPearson	
			F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)
1	95.00	0.9722	0.9994	0.0272	0.9929	0.0207	0.9850	0.0128	0.9910	0.0188	0.9950	0.0228
2	64.00	0.9444	0.9517	0.0073	0.9474	0.0029	0.9145	0.0299	0.9500	0.0056	0.9091	0.0354
3	53.50	0.9167	0.8705	0.0462	0.9091	0.0076	0.8496	0.0671	0.9091	0.0076	0.8333	0.0833
4	52.00	0.8889	0.8538	0.0351	0.9000	0.0111	0.8373	0.0516	0.9000	0.0111	0.8000	0.0889
5	52.00	0.8611	0.8538	0.0073	0.9000	0.0389	0.8373	0.0238	0.9000	0.0389	0.8000	0.0611
6	50.50	0.8333	0.8356	0.0023	0.8889	0.0556	0.8241	0.0093	0.9000	0.0667	0.8000	0.0333
7	48.50	0.8056	0.8093	0.0037	0.8750	0.0694	0.8049	0.0006	0.8889	0.0833	0.8000	0.0056
8	44.00	0.7778	0.7411	0.0366	0.8571	0.0794	0.7552	0.0226	0.8571	0.0794	0.7500	0.0278
9	43.50	0.7500	0.7329	0.0171	0.8333	0.0833	0.7491	0.0009	0.8571	0.1071	0.7500	0.0000
10	42.50	0.7222	0.7159	0.0063	0.8333	0.1111	0.7364	0.0142	0.8333	0.1111	0.7500	0.0278
11	38.50	0.6944	0.6435	0.0510	0.8000	0.1056	0.6807	0.0138	0.8000	0.1056	0.7500	0.0556
12	37.00	0.6667	0.6147	0.0519	0.7500	0.0833	0.6576	0.0091	0.8000	0.1333	0.6667	0.0000
13	36.00	0.6389	0.5952	0.0437	0.7500	0.1111	0.6415	0.0027	0.7500	0.1111	0.6667	0.0278
14	35.00	0.6111	0.5754	0.0357	0.7500	0.1389	0.6250	0.0139	0.7500	0.1389	0.6667	0.0556
15	35.00	0.5833	0.5754	0.0079	0.7500	0.1667	0.6250	0.0416	0.7500	0.1667	0.6667	0.0833
16	32.50	0.5556	0.5253	0.0303	0.7500	0.1944	0.5814	0.0258	0.7500	0.1944	0.6667	0.1111
17	32.00	0.5278	0.5151	0.0126	0.6667	0.1389	0.5723	0.0445	0.6667	0.1389	0.6667	0.1389
18	31.20	0.5000	0.4990	0.0010	0.6667	0.1667	0.5575	0.0575	0.6667	0.1667	0.5000	0.0000
19	28.50	0.4722	0.4445	0.0277	0.6667	0.1944	0.5056	0.0334	0.6667	0.1944	0.5000	0.0278
20	28.00	0.4444	0.4345	0.0100	0.6667	0.2222	0.4957	0.0513	0.6667	0.2222	0.5000	0.0556
21	27.00	0.4167	0.4146	0.0021	0.6667	0.2500	0.4756	0.0590	0.6667	0.2500	0.5000	0.0833
22	25.00	0.3889	0.3756	0.0133	0.5000	0.1111	0.4346	0.0457	0.5000	0.1111	0.5000	0.1111
23	25.00	0.3611	0.3756	0.0144	0.5000	0.1389	0.4346	0.0735	0.5000	0.1389	0.5000	0.1389
24	23.60	0.3333	0.3489	0.0156	0.5000	0.1667	0.4054	0.0721	0.5000	0.1667	0.5000	0.1667
25	21.00	0.3056	0.3015	0.0041	0.5000	0.1944	0.3507	0.0452	0.5000	0.1944	0.5000	0.1944
26	19.50	0.2778	0.2755	0.0023	0.5000	0.2222	0.3193	0.0415	0.5000	0.2222	0.5000	0.2222
27	18.00	0.2500	0.2507	0.0007	0.5000	0.2500	0.2882	0.0382	0.5000	0.2500	0.5000	0.2500
28	13.50	0.2222	0.1839	0.0383	0.0000	0.2222	0.1999	0.0223	0.0000	0.2222	0.5000	0.2778
29	13.50	0.1944	0.1839	0.0106	0.0000	0.1944	0.1999	0.0055	0.0000	0.1944	0.5000	0.3056
30	8.00	0.1667	0.1191	0.0476	0.0000	0.1667	0.1102	0.0565	0.0000	0.1667	0.5000	0.3333
31	7.50	0.1389	0.1141	0.0248	0.0000	0.1389	0.1033	0.0355	0.0000	0.1389	0.5000	0.3611
32	4.50	0.1111	0.0873	0.0238	0.0000	0.1111	0.0675	0.0436	0.0000	0.1111	0.0000	0.1111
33	4.50	0.0833	0.0873	0.0040	0.0000	0.0833	0.0675	0.0158	0.0000	0.0833	0.0000	0.0833
34	2.50	0.0556	0.0723	0.0168	0.0000	0.0556	0.0487	0.0069	0.0000	0.0556	0.0000	0.0556
35	1.50	0.0278	0.0656	0.0378	0.0000	0.0278	0.0408	0.0130	0.0000	0.0278	0.0000	0.0278
			Máx.	0.05	Máx.	0.25	Máx.	0.07	Máx.	0.25	Máx.	0.36

Datos Caudales para Análisis Estadístico en Período Pluvial

Año	Q _{máx} (m ³ /s)	Orden i	Q _{máx}	Prob Exc	T = (n+1)/i	(Q-Q _x) ³	Y = Log(Q)	(Y-Y _x) ³	Ln(Q)
1984-85	31.80	1	31.8	0.0278	36.000	8953.264	1.502	0.137	3.46
1987-88	19.10	2	19.1	0.0556	18.000	524.537	1.281	0.025	2.95
2003-04	18.70	3	18.7	0.0833	12.000	450.295	1.272	0.023	2.93
1998-99	18.57	4	18.6	0.1111	9.000	427.202	1.269	0.022	2.92
1992-93	17.63	5	17.6	0.1389	7.200	287.248	1.246	0.018	2.87
1988-89	17.40	6	17.4	0.1667	6.000	257.839	1.241	0.016	2.86
1997-98	17.40	7	17.4	0.1944	5.143	257.366	1.240	0.016	2.86
1983-84	17.30	8	17.3	0.2222	4.500	245.876	1.238	0.016	2.85
1985-86	17.20	9	17.2	0.2500	4.000	234.254	1.236	0.015	2.84
2006-07	13.20	10	13.2	0.2778	3.600	10.145	1.121	0.002	2.58
1973-74	12.77	11	12.8	0.3056	3.273	5.191	1.106	0.0	2.55
1979-80	12.47	12	12.5	0.3333	3.000	2.933	1.096	0.001	2.52
1991-92	11.56	13	11.6	0.3611	2.769	0.145	1.063	0.000	2.45
1993-94	11.43	14	11.4	0.3889	2.571	0.063	1.058	0.000	2.44
1982-83	10.98	15	11.0	0.4167	2.400	0.000	1.041	0.000	2.40
2004-05	10.80	16	10.8	0.4444	2.250	-0.013	1.033	0.000	2.38
1981-82	10.63	17	10.6	0.4722	2.118	-0.065	1.027	0.000	2.36
1980-81	9.30	18	9.3	0.5000	2.000	-5.195	0.969	0.000	2.23
1978-79	8.83	19	8.8	0.5278	1.895	-10.764	0.946	0.000	2.18
1986-87	8.55	20	8.6	0.5556	1.800	-15.288	0.932	0.000	2.15
2005-06	7.52	21	7.5	0.5833	1.714	-43.314	0.876	-0.001	2.02
1989-90	7.27	22	7.3	0.6111	1.636	-53.379	0.862	-0.002	1.98
2002-03	7.06	23	7.1	0.6389	1.565	-62.977	0.849	-0.003	1.95
1994-95	7.01	24	7.0	0.6667	1.500	-65.219	0.846	-0.003	1.95
1974-75	6.93	25	6.9	0.6944	1.440	-69.185	0.841	-0.003	1.94
1995-96	6.44	26	6.4	0.7222	1.385	-97.034	0.809	-0.006	1.86
1999-00	6.22	27	6.2	0.7500	1.333	-111.880	0.794	-0.007	1.83
1990-91	6.14	28	6.1	0.7778	1.286	-117.066	0.788	-0.008	1.82
1975-76	5.97	29	6.0	0.8056	1.241	-129.956	0.776	-0.009	1.79
1972-73	5.92	30	5.9	0.8333	1.200	-133.843	0.772	-0.010	1.78
1977-78	5.65	31	5.7	0.8611	1.161	-155.886	0.752	-0.013	1.73
2001-02	5.16	32	5.2	0.8889	1.125	-203.148	0.712	-0.021	1.64
1976-77	4.54	33	4.5	0.9167	1.091	-274.443	0.657	-0.036	1.51
2000-01	4.50	34	4.5	0.9444	1.059	-279.542	0.653	-0.037	1.50
1996-97	4.29	35	4.3	0.9722	1.029	-307.351	0.632	-0.045	1.46

Prec. Media : P _x	11.035
Desv.Est: σ_x	6.008

Media Y : Ln(Q)	2.272
Desv.Est : $\sigma_y \text{Ln}(Q)$	0.509

$\Sigma(P-P_p)^3$	9520.809
n	35
C _s	1.369

Media Y : Y _x	0.987
Desv.Est : σ_y	0.2213

$\Sigma(Y-Y_p)^3$	0.093
n	35
C _s	0.268

Distribución Normal para Caudales en Período Pluvial

i	Q Anual (mm)	T	Prob No Exc	Q(T)
1	31.80	36.00	0.97222	22.54
2	19.10	18.00	0.94444	20.61
3	18.70	12.00	0.91667	19.34
4	18.57	9.00	0.88889	18.37
5	17.63	7.20	0.86111	17.56
6	17.40	6.00	0.83333	16.85
7	17.40	5.14	0.80556	16.21
8	17.30	4.50	0.77778	15.63
9	17.20	4.00	0.75000	15.09
10	13.20	3.60	0.72222	14.58
11	12.77	3.27	0.69444	14.09
12	12.47	3.00	0.66667	13.62
13	11.56	2.77	0.63889	13.17
14	11.43	2.57	0.61111	12.73
15	10.98	2.40	0.58333	12.30
16	10.80	2.25	0.55556	11.87
17	10.63	2.12	0.52778	11.45
18	9.30	2.00	0.50000	11.04
19	8.83	1.89	0.47222	10.62
20	8.55	1.80	0.44444	10.20
21	7.52	1.71	0.41667	9.77
22	7.27	1.64	0.38889	9.34
23	7.06	1.57	0.36111	8.90
24	7.01	1.50	0.33333	8.45
25	6.93	1.44	0.30556	7.98
26	6.44	1.38	0.27778	7.49
27	6.22	1.33	0.25000	6.98
28	6.14	1.29	0.22222	6.44
29	5.97	1.24	0.19444	5.86
30	5.92	1.20	0.16667	5.22
31	5.65	1.16	0.13889	4.51
32	5.16	1.13	0.11111	3.70
33	4.54	1.09	0.08333	2.73
34	4.50	1.06	0.05556	1.46
35	4.29	1.03	0.02778	-0.47

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. li	Límite sup. Si	θ_i
1	1	4.6	4
2	4.6	8.2	6
3	8.2	11.8	8
4	11.8	15.4	8
5	15.4	19	5
6	19	22.6	3
			34

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	e_i	$(\theta_i - e_i)^2 / e_i$	D
Normal	1	0.1423	0.0454	3.294	3.294	
	2	0.3186	0.1423	5.997	5.997	
	3	0.5506	0.3186	7.888	7.888	
	4	0.7660	0.5506	7.323	7.323	
	5	0.9069	0.7660	4.789	4.789	
	6	0.9731	0.9069	2.253	2.253	

31.543

Distribución Log Normal para Caudales en Período Pluvial

i	Q Anual (mm)	T	Prob No Exc	Q(T)
1	31.80	36.00	0.97222	4.10
2	19.10	18.00	0.94444	3.82
3	18.70	12.00	0.91667	3.64
4	18.57	9.00	0.88889	3.51
5	17.63	7.20	0.86111	3.41
6	17.40	6.00	0.83333	3.32
7	17.40	5.14	0.80556	3.25
8	17.30	4.50	0.77778	3.18
9	17.20	4.00	0.75000	3.11
10	13.20	3.60	0.72222	3.06
11	12.77	3.27	0.69444	3.00
12	12.47	3.00	0.66667	2.95
13	11.56	2.77	0.63889	2.90
14	11.43	2.57	0.61111	2.86
15	10.98	2.40	0.58333	2.81
16	10.80	2.25	0.55556	2.77
17	10.63	2.12	0.52778	2.72
18	9.30	2.00	0.50000	2.68
19	8.83	1.89	0.47222	2.64
20	8.55	1.80	0.44444	2.60
21	7.52	1.71	0.41667	2.56
22	7.27	1.64	0.38889	2.52
23	7.06	1.57	0.36111	2.48
24	7.01	1.50	0.33333	2.44
25	6.93	1.44	0.30556	2.40
26	6.44	1.38	0.27778	2.35
27	6.22	1.33	0.25000	2.31
28	6.14	1.29	0.22222	2.26
29	5.97	1.24	0.19444	2.22
30	5.92	1.20	0.16667	2.17
31	5.65	1.16	0.13889	2.11
32	5.16	1.13	0.11111	2.05
33	4.54	1.09	0.08333	1.98
34	4.50	1.06	0.05556	1.89
35	4.29	1.03	0.02778	1.76

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. li	Límite sup. Si	θ_i
1	1.7	2.1	0
2	2.1	2.5	6
3	2.5	2.9	14
4	2.9	3.3	10
5	3.3	3.7	4
6	3.7	4.1	1
			35

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	e_i	$(\theta_i - e_i)^2 / e_i$	D
Normal	1	0.0677	0.0000	2.370	2.370	
	2	0.3660	0.0677	10.441	10.441	
	3	0.6772	0.3660	10.892	10.892	
	4	0.8590	0.6772	6.363	6.363	
	5	0.9421	0.8590	2.909	2.909	
	6	0.9799	0.9421	1.323	1.323	

34.297

Distribución Gumbel para Caudales en Período Pluvial

i	Q Anual (mm)	T	Prob No Exc	Yt	Q(T)
1	31.80	36.00	0.97222	3.56947	27.16
2	19.10	18.00	0.94444	2.86193	23.40
3	18.70	12.00	0.91667	2.44172	21.16
4	18.57	9.00	0.88889	2.13891	19.55
5	17.63	7.20	0.86111	1.90025	18.28
6	17.40	6.00	0.83333	1.70198	17.22
7	17.40	5.14	0.80556	1.53144	16.31
8	17.30	4.50	0.77778	1.38105	15.51
9	17.20	4.00	0.75000	1.24590	14.79
10	13.20	3.60	0.72222	1.12263	14.14
11	12.77	3.27	0.69444	1.00884	13.53
12	12.47	3.00	0.66667	0.90272	12.96
13	11.56	2.77	0.63889	0.80291	12.43
14	11.43	2.57	0.61111	0.70831	11.93
15	10.98	2.40	0.58333	0.61805	11.45
16	10.80	2.25	0.55556	0.53139	10.99
17	10.63	2.12	0.52778	0.44773	10.54
18	9.30	2.00	0.50000	0.36651	10.11
19	8.83	1.89	0.47222	0.28727	9.69
20	8.55	1.80	0.44444	0.20957	9.27
21	7.52	1.71	0.41667	0.13300	8.87
22	7.27	1.64	0.38889	0.05714	8.46
23	7.06	1.57	0.36111	-0.01840	8.06
24	7.01	1.50	0.33333	-0.09405	7.66
25	6.93	1.44	0.30556	-0.17027	7.25
26	6.44	1.38	0.27778	-0.24759	6.84
27	6.22	1.33	0.25000	-0.32663	6.42
28	6.14	1.29	0.22222	-0.40818	5.99
29	5.97	1.24	0.19444	-0.49324	5.53
30	5.92	1.20	0.16667	-0.58320	5.05
31	5.65	1.16	0.13889	-0.68010	4.54
32	5.16	1.13	0.11111	-0.78720	3.97
33	4.54	1.09	0.08333	-0.91024	3.31
34	4.50	1.06	0.05556	-1.06139	2.51
35	4.29	1.03	0.02778	-1.27635	1.36

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. Ii	Límite sup. Si	θi
1	1	5.5	9
2	5.5	10	7
3	10	14.5	5
4	14.5	19	3
5	19	23.5	2
6	23.5	28	1
			27

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(Ii)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Gumbel	1	0.1926	0.0190	4.687	3.969	
	2	0.4722	0.1926	7.551	0.040	
	3	0.7376	0.4722	7.166	0.655	
	4	0.8769	0.7376	3.761	0.154	
	5	0.9452	0.8769	1.843	0.013	
	6	0.97839	0.9452	0.896	0.012	

4.843

Distribución Pearson para Caudales en Período Pluvial

i	Q Anual (mm)	T	Prob Exc	w	z	Kt	Prob NoExc	Xt
1	31.80	36.00	0.03	2.68	1.91493	2.42	0.9722	25.57
2	19.10	18.00	0.06	2.40	1.59356	1.84	0.9444	22.06
3	18.70	12.00	0.08	2.23	1.38323	1.49	0.9167	19.97
4	18.57	9.00	0.11	2.10	1.22078	1.23	0.8889	18.45
5	17.63	7.20	0.14	1.99	1.08536	1.04	0.8611	17.26
6	17.40	6.00	0.17	1.89	0.96736	0.87	0.8333	16.27
7	17.40	5.14	0.19	1.81	0.86149	0.73	0.8056	15.42
8	17.30	4.50	0.22	1.73	0.76448	0.60	0.7778	14.67
9	17.20	4.00	0.25	1.67	0.67419	0.49	0.7500	14.00
10	13.20	3.60	0.28	1.60	0.58910	0.39	0.7222	13.39
11	12.77	3.27	0.31	1.54	0.50808	0.30	0.6944	12.83
12	12.47	3.00	0.33	1.48	0.43029	0.21	0.6667	12.31
13	11.56	2.77	0.36	1.43	0.35505	0.13	0.6389	11.82
14	11.43	2.57	0.39	1.37	0.28179	0.05	0.6111	11.36
15	10.98	2.40	0.42	1.32	0.21005	-0.02	0.5833	10.93
16	10.80	2.25	0.44	1.27	0.13941	-0.09	0.5556	10.51
17	10.63	2.12	0.47	1.22	0.06951	-0.15	0.5278	10.12
18	9.30	2.00	0.50	1.18	0.00000	-0.22	0.5000	9.74
19	8.83	1.89	0.53	1.22	-0.06951	-0.28	0.4722	9.37
20	8.55	1.80	0.56	1.27	-0.13941	-0.34	0.4444	9.01
21	7.52	1.71	0.58	1.32	-0.21005	-0.40	0.4167	8.66
22	7.27	1.64	0.61	1.37	-0.28179	-0.45	0.3889	8.32
23	7.06	1.57	0.64	1.43	-0.35505	-0.51	0.3611	7.98
24	7.01	1.50	0.67	1.48	-0.43029	-0.56	0.3333	7.65
25	6.93	1.44	0.69	1.54	-0.50808	-0.62	0.3056	7.32
26	6.44	1.38	0.72	1.60	-0.58910	-0.67	0.2778	6.99
27	6.22	1.33	0.75	1.67	-0.67419	-0.73	0.2500	6.66
28	6.14	1.29	0.78	1.73	-0.76448	-0.78	0.2222	6.32
29	5.97	1.24	0.81	1.81	-0.86149	-0.84	0.1944	5.98
30	5.92	1.20	0.83	1.89	-0.96736	-0.90	0.1667	5.64
31	5.65	1.16	0.86	1.99	-1.08536	-0.96	0.1389	5.27
32	5.16	1.13	0.89	2.10	-1.22078	-1.02	0.1111	4.89
33	4.54	1.09	0.92	2.23	-1.38323	-1.09	0.0833	4.48
34	4.50	1.06	0.94	2.40	-1.59356	-1.17	0.0556	4.01
35	4.29	1.03	0.97	2.68	-1.91493	-1.27	0.0278	3.43

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. li	Límite sup. Si	θ_i
1	3	6.8	9
2	6.8	10.6	11
3	10.6	14.4	7
4	14.4	18.2	4
5	18.2	22	2
6	22	25.8	2
			35

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	e_i	$(\theta_i - e_i)^2 / e_i$	D
Normal	1	0.2621	0.0071	8.927	0.001	0.072
	2	0.5613	0.2621	10.470	0.027	
	3	0.7666	0.5613	7.186	0.005	
	4	0.8830	0.7666	4.073	0.001	
	5	0.9436	0.8830	2.122	0.007	
	6	0.9940	0.9436	1.763	0.032	

Distribución Log Pearson para Caudales en Período Pluvial

i	Q Anual (mm)	T	Prob Exc	w	z	Kt	Yt	Prob NoExc	Xt
1	31.80	36.00	0.03	2.68	1.91493	2.03	1.44	0.9722	27.29
2	19.10	18.00	0.06	2.40	1.59356	1.66	1.35	0.9444	22.58
3	18.70	12.00	0.08	2.23	1.38323	1.42	1.30	0.9167	20.00
4	18.57	9.00	0.11	2.10	1.22078	1.24	1.26	0.8889	18.23
5	17.63	7.20	0.14	1.99	1.08536	1.09	1.23	0.8611	16.90
6	17.40	6.00	0.17	1.89	0.96736	0.96	1.20	0.8333	15.83
7	17.40	5.14	0.19	1.81	0.86149	0.85	1.17	0.8056	14.93
8	17.30	4.50	0.22	1.73	0.76448	0.74	1.15	0.7778	14.16
9	17.20	4.00	0.25	1.67	0.67419	0.65	1.13	0.7500	13.49
10	13.20	3.60	0.28	1.60	0.58910	0.56	1.11	0.7222	12.89
11	12.77	3.27	0.31	1.54	0.50808	0.47	1.09	0.6944	12.34
12	12.47	3.00	0.33	1.48	0.43029	0.39	1.07	0.6667	11.84
13	11.56	2.77	0.36	1.43	0.35505	0.31	1.06	0.6389	11.38
14	11.43	2.57	0.39	1.37	0.28179	0.24	1.04	0.6111	10.96
15	10.98	2.40	0.42	1.32	0.21005	0.17	1.02	0.5833	10.56
16	10.80	2.25	0.44	1.27	0.13941	0.10	1.01	0.5556	10.18
17	10.63	2.12	0.47	1.22	0.06951	0.02	0.99	0.5278	9.82
18	9.30	2.00	0.50	1.18	0.00000	-0.04	0.98	0.5000	9.48
19	8.83	1.89	0.53	1.22	-0.06951	-0.11	0.96	0.4722	9.15
20	8.55	1.80	0.56	1.27	-0.13941	-0.18	0.95	0.4444	8.84
21	7.52	1.71	0.58	1.32	-0.21005	-0.25	0.93	0.4167	8.53
22	7.27	1.64	0.61	1.37	-0.28179	-0.32	0.92	0.3889	8.23
23	7.06	1.57	0.64	1.43	-0.35505	-0.39	0.90	0.3611	7.94
24	7.01	1.50	0.67	1.48	-0.43029	-0.46	0.88	0.3333	7.65
25	6.93	1.44	0.69	1.54	-0.50808	-0.54	0.87	0.3056	7.37
26	6.44	1.38	0.72	1.60	-0.58910	-0.62	0.85	0.2778	7.09
27	6.22	1.33	0.75	1.67	-0.67419	-0.70	0.83	0.2500	6.80
28	6.14	1.29	0.78	1.73	-0.76448	-0.78	0.81	0.2222	6.52
29	5.97	1.24	0.81	1.81	-0.86149	-0.87	0.79	0.1944	6.23
30	5.92	1.20	0.83	1.89	-0.96736	-0.97	0.77	0.1667	5.93
31	5.65	1.16	0.86	1.99	-1.08536	-1.07	0.75	0.1389	5.61
32	5.16	1.13	0.89	2.10	-1.22078	-1.20	0.72	0.1111	5.28
33	4.54	1.09	0.92	2.23	-1.38323	-1.34	0.69	0.0833	4.90
34	4.50	1.06	0.94	2.40	-1.59356	-1.52	0.65	0.0556	4.47
35	4.29	1.03	0.97	2.68	-1.91493	-1.79	0.59	0.0278	3.89

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. li	Límite sup. Si	θ_i
1	3.5	7.5	11
2	7.5	11.5	12
3	11.5	15.5	6
4	15.5	19.5	3
5	19.5	23.5	2
6	23.5	27.5	1
			35

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	ei	$(\theta_i - e_i)^2 / e_i$	D
Normal	1	0.3184	0.0090	10.829	0.003	0.294
	2	0.6459	0.3184	11.462	0.025	
	3	0.8232	0.6459	6.207	0.007	
	4	0.9089	0.8232	2.998	0.000	
	5	0.9499	0.9089	1.436	0.222	
	6	0.9734	0.9499	0.825	0.037	

Método de los Mínimos Cuadrados para Bondad de Ajuste

T años	Xo (m ³ /s)	Normal		Log Normal		Gumbel		Pearson		Log Pearson	
		xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²
36	31.80	22.54	85.78	4.10	767.45	25.05	45.52	25.57	38.77	27.29	20.31
18	19.10	20.61	2.27	3.82	233.60	21.74	6.96	22.06	8.78	22.58	12.09
12	18.70	19.34	0.42	3.64	226.73	19.77	1.14	19.97	1.61	20.00	1.68
9	18.57	18.37	0.04	3.51	226.58	18.35	0.05	18.45	0.01	18.23	0.11
7.2	17.63	17.56	0.01	3.41	202.29	17.23	0.16	17.26	0.14	16.90	0.54
6	17.40	16.85	0.30	3.32	198.17	16.30	1.20	16.27	1.28	15.83	2.48
5.14	17.40	16.21	1.40	3.25	200.23	15.51	3.57	15.42	3.91	14.93	6.08
4.5	17.30	15.63	2.79	3.18	199.46	14.80	6.25	14.67	6.92	14.16	9.85
4	17.20	15.09	4.46	3.11	198.40	14.17	9.19	14.00	10.24	13.49	13.78
3.6	13.20	14.58	1.90	3.06	102.90	13.59	0.15	13.39	0.04	12.89	0.10
3.27	12.77	14.09	1.75	3.00	95.35	13.06	0.08	12.83	0.00	12.34	0.18
3	12.47	13.62	1.34	2.95	90.56	12.56	0.01	12.31	0.02	11.84	0.39
2.77	11.56	13.17	2.60	2.90	74.96	12.09	0.28	11.82	0.07	11.38	0.03
2.57	11.43	12.73	1.68	2.86	73.58	11.65	0.05	11.36	0.00	10.96	0.23
2.4	10.98	12.30	1.73	2.81	66.80	11.23	0.06	10.93	0.00	10.56	0.18
2.25	10.80	11.87	1.15	2.77	64.54	10.82	0.00	10.51	0.08	10.18	0.38
2.12	10.63	11.45	0.67	2.72	62.56	10.43	0.04	10.12	0.27	9.82	0.66
2	9.30	11.04	3.00	2.68	43.84	10.05	0.55	9.74	0.19	9.48	0.03
1.89	8.83	10.62	3.20	2.64	38.27	9.68	0.72	9.37	0.29	9.15	0.11
1.8	8.55	10.20	2.70	2.60	35.43	9.31	0.58	9.01	0.21	8.84	0.08
1.71	7.52	9.77	5.05	2.56	24.63	8.95	2.05	8.66	1.29	8.53	1.01
1.64	7.27	9.34	4.28	2.52	22.56	8.60	1.77	8.32	1.09	8.23	0.93
1.57	7.06	8.90	3.40	2.48	20.95	8.25	1.41	7.98	0.85	7.94	0.78
1.5	7.01	8.45	2.07	2.44	20.90	7.89	0.78	7.65	0.40	7.65	0.41
1.44	6.93	7.98	1.10	2.40	20.55	7.53	0.36	7.32	0.15	7.37	0.19
1.38	6.44	7.49	1.11	2.35	16.69	7.17	0.53	6.99	0.30	7.09	0.42
1.33	6.22	6.98	0.59	2.31	15.26	6.80	0.34	6.66	0.19	6.80	0.34
1.29	6.14	6.44	0.09	2.26	15.04	6.42	0.08	6.32	0.03	6.52	0.14
1.24	5.97	5.86	0.01	2.22	14.09	6.02	0.00	5.98	0.00	6.23	0.07
1.2	5.92	5.22	0.49	2.17	14.10	5.60	0.10	5.64	0.08	5.93	0.00
1.16	5.65	4.51	1.30	2.11	12.56	5.15	0.26	5.27	0.14	5.61	0.00
1.125	5.16	3.70	2.12	2.05	9.67	4.64	0.26	4.89	0.07	5.28	0.01
1.09	4.54	2.73	3.28	1.98	6.56	4.07	0.22	4.48	0.00	4.90	0.13
1.06	4.50	1.46	9.21	1.89	6.82	3.36	1.29	4.01	0.23	4.47	0.00
1.03	4.29	-0.47	22.60	1.76	6.40	2.35	3.74	3.43	0.73	3.89	0.16
		Σ	175.88	Σ	3428.49	Σ	89.78	Σ	78.40	Σ	73.88

Método de los Kolmogorov para Bondad de Ajuste

m	Xm (m ³ /s)	Fo(Xm)	Normal		Log Normal		Gumbel		Pearson		LogPearson	
			F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)
1	31.80	0.9722	0.9997	0.0275	0.9917	0.0194	0.9883	0.0161	0.9912	0.0189	0.9859	0.0137
2	19.10	0.9444	0.9102	0.0342	0.9231	0.0214	0.8798	0.0647	0.9167	0.0278	0.9091	0.0354
3	18.70	0.9167	0.8990	0.0177	0.9167	0.0000	0.8710	0.0456	0.9091	0.0076	0.9000	0.0167
4	18.57	0.8889	0.8950	0.0061	0.9167	0.0278	0.8680	0.0209	0.9091	0.0202	0.9000	0.0111
5	17.63	0.8611	0.8639	0.0028	0.9000	0.0389	0.8448	0.0164	0.8889	0.0278	0.8889	0.0278
6	17.40	0.8333	0.8553	0.0219	0.9000	0.0667	0.8384	0.0051	0.8889	0.0556	0.8750	0.0417
7	17.40	0.8056	0.8551	0.0496	0.9000	0.0944	0.8383	0.0327	0.8889	0.0833	0.8750	0.0694
8	17.30	0.7778	0.8515	0.0737	0.9000	0.1222	0.8356	0.0578	0.8889	0.1111	0.8750	0.0972
9	17.20	0.7500	0.8476	0.0976	0.8889	0.1389	0.8327	0.0827	0.8889	0.1389	0.8750	0.1250
10	13.20	0.7222	0.6407	0.0815	0.8000	0.0778	0.6785	0.0438	0.7500	0.0278	0.7500	0.0278
11	12.77	0.6944	0.6134	0.0811	0.7500	0.0556	0.6565	0.0379	0.7500	0.0556	0.7500	0.0556
12	12.47	0.6667	0.5942	0.0725	0.7500	0.0833	0.6407	0.0260	0.7500	0.0833	0.7500	0.0833
13	11.56	0.6389	0.5348	0.1041	0.7500	0.1111	0.5898	0.0490	0.6667	0.0278	0.6667	0.0278
14	11.43	0.6111	0.5264	0.0847	0.6667	0.0556	0.5824	0.0287	0.6667	0.0556	0.6667	0.0556
15	10.98	0.5833	0.4966	0.0868	0.6667	0.0833	0.5553	0.0281	0.6667	0.0833	0.6667	0.0833
16	10.80	0.5556	0.4844	0.0712	0.6667	0.1111	0.5440	0.0116	0.6667	0.1111	0.6667	0.1111
17	10.63	0.5278	0.4733	0.0544	0.6667	0.1389	0.5335	0.0057	0.6667	0.1389	0.6667	0.1389
18	9.30	0.5000	0.3866	0.1134	0.5000	0.0000	0.4464	0.0536	0.5000	0.0000	0.5000	0.0000
19	8.83	0.4722	0.3566	0.1156	0.5000	0.0278	0.4140	0.0583	0.5000	0.0278	0.5000	0.0278
20	8.55	0.4444	0.3398	0.1047	0.5000	0.0556	0.3951	0.0493	0.5000	0.0556	0.5000	0.0556
21	7.52	0.4167	0.2794	0.1372	0.5000	0.0833	0.3241	0.0926	0.5000	0.0833	0.5000	0.0833
22	7.27	0.3889	0.2654	0.1235	0.5000	0.1111	0.3068	0.0821	0.0000	0.3889	0.5000	0.1111
23	7.06	0.3611	0.2539	0.1072	0.5000	0.1389	0.2923	0.0688	0.0000	0.3611	0.5000	0.1389
24	7.01	0.3333	0.2514	0.0819	0.5000	0.1667	0.2892	0.0442	0.0000	0.3333	0.5000	0.1667
25	6.93	0.3056	0.2472	0.0583	0.5000	0.1944	0.2838	0.0218	0.0000	0.3056	0.5000	0.1944
26	6.44	0.2778	0.2222	0.0556	0.0000	0.2778	0.2513	0.0264	0.0000	0.2778	0.5000	0.2222
27	6.22	0.2500	0.2113	0.0387	0.0000	0.2500	0.2369	0.0131	0.0000	0.2500	0.5000	0.2500
28	6.14	0.2222	0.2078	0.0145	0.0000	0.2222	0.2322	0.0100	0.0000	0.2222	0.5000	0.2778
29	5.97	0.1944	0.1996	0.0052	0.0000	0.1944	0.2213	0.0268	0.0000	0.1944	0.5000	0.3056
30	5.92	0.1667	0.1973	0.0306	0.0000	0.1667	0.2181	0.0515	0.0000	0.1667	0.5000	0.3333
31	5.65	0.1389	0.1852	0.0463	0.0000	0.1389	0.2017	0.0628	0.0000	0.1389	0.5000	0.3611
32	5.16	0.1111	0.1639	0.0528	0.0000	0.1111	0.1725	0.0614	0.0000	0.1111	0.0000	0.1111
33	4.54	0.0833	0.1397	0.0564	0.0000	0.0833	0.1388	0.0555	0.0000	0.0833	0.0000	0.0833
34	4.50	0.0556	0.1382	0.0827	0.0000	0.0556	0.1368	0.0812	0.0000	0.0556	0.0000	0.0556
35	4.29	0.0278	0.1307	0.1029	0.0000	0.0278	0.1263	0.0985	0.0000	0.0278	0.0000	0.0278
			Máx.	0.14	Máx.	0.28	Máx.	0.10	Máx.	0.39	Máx.	0.36

Datos Caudales para Análisis Estadístico en Período Nival

Año	Q _{máx} (m ³ /s)	Orden i	Q _{máx}	Prob Exc	T = (n+1)/i	(Q-Q _x) ³	Y = Log(Q)	(Y-Y _x) ³	Ln(Q)
1987-88	127.00	1	127.0	0.0278	36.000	1077185.335	2.104	0.829	4.84
1997-98	114.00	2	114.0	0.0556	18.000	717142.073	2.057	0.711	4.74
1984-85	91.44	3	91.4	0.0833	12.000	300015.928	1.961	0.506	4.52
2002-03	70.00	4	70.0	0.1111	9.000	94254.454	1.845	0.315	4.25
1972-73	63.27	5	63.3	0.1389	7.200	58316.708	1.801	0.258	4.15
1978-79	35.10	6	35.1	0.1667	6.000	1194.230	1.545	0.055	3.56
1980-81	34.40	7	34.4	0.1944	5.143	973.051	1.537	0.052	3.54
1983-84	30.00	8	30.0	0.2222	4.500	167.225	1.477	0.031	3.40
1982-83	28.70	9	28.7	0.2500	4.000	74.584	1.458	0.025	3.36
1992-93	28.00	10	28.0	0.2778	3.600	43.220	1.447	0.023	3.33
2005-06	21.00	11	21.0	0.3056	3.273	-42.532	1.322	0.0	3.04
1991-92	15.00	12	15.0	0.3333	3.000	-854.846	1.176	0.000	2.71
1986-87	13.90	13	13.9	0.3611	2.769	-1187.867	1.143	0.000	2.63
2003-04	13.10	14	13.1	0.3889	2.571	-1477.902	1.117	0.000	2.57
1998-99	13.00	15	13.0	0.4167	2.400	-1517.169	1.114	0.000	2.56
1977-78	12.30	16	12.3	0.4444	2.250	-1811.676	1.090	0.000	2.51
1985-86	10.08	17	10.1	0.4722	2.118	-2994.037	1.003	-0.004	2.31
1988-89	10.00	18	10.0	0.5000	2.000	-3042.732	1.000	-0.004	2.30
1999-00	10.00	19	10.0	0.5278	1.895	-3042.732	1.000	-0.004	2.30
2004-05	9.88	20	9.9	0.5556	1.800	-3118.952	0.995	-0.005	2.29
1993-94	9.64	21	9.6	0.5833	1.714	-3275.190	0.984	-0.006	2.27
2000-01	9.59	22	9.6	0.6111	1.636	-3308.382	0.982	-0.006	2.26
2006-07	9.58	23	9.6	0.6389	1.565	-3315.048	0.981	-0.006	2.26
1979-80	9.08	24	9.1	0.6667	1.500	-3659.847	0.958	-0.009	2.21
1973-74	8.44	25	8.4	0.6944	1.440	-4135.023	0.926	-0.014	2.13
1981-82	7.93	26	7.9	0.7222	1.385	-4541.844	0.899	-0.019	2.07
1994-95	7.83	27	7.8	0.7500	1.333	-4624.618	0.894	-0.020	2.06
2001-02	6.99	28	7.0	0.7778	1.286	-5359.973	0.844	-0.033	1.94
1974-75	6.73	29	6.7	0.8056	1.241	-5602.432	0.828	-0.038	1.91
1989-90	6.50	30	6.5	0.8333	1.200	-5822.917	0.813	-0.043	1.87
1990-91	5.60	31	5.6	0.8611	1.161	-6741.255	0.748	-0.072	1.72
1975-76	5.50	32	5.5	0.8889	1.125	-6848.880	0.740	-0.076	1.70
1976-77	4.81	33	4.8	0.9167	1.091	-7622.867	0.682	-0.112	1.57
1995-96	4.72	34	4.7	0.9444	1.059	-7727.925	0.674	-0.118	1.55
1996-97	4.07	35	4.1	0.9722	1.029	-8515.472	0.610	-0.171	1.40

Prec. Media : P _x	24.491
Desv.Est: σ_x	31.099

Media Y : Ln(Q)	2.681
Desv.Est : $\sigma_y \text{Ln}(Q)$	0.942

$\Sigma(P-P_p)^3$	2149174.692
n	35
C _s	2.229

Media Y : Y _x	1.164
Desv.Est : σ_y	0.4091

$\Sigma(Y-Y_p)^3$	2.046
n	35
C _s	0.932

Distribución Normal para Caudales en Período Nival

i	Q Anual (m ³ /s)	T	Prob No Exc	Q(T)
1	127.00	36.00	0.97222	84.03
2	114.00	18.00	0.94444	74.04
3	91.44	12.00	0.91667	67.50
4	70.00	9.00	0.88889	62.45
5	63.27	7.20	0.86111	58.24
6	35.10	6.00	0.83333	54.58
7	34.40	5.14	0.80556	51.29
8	30.00	4.50	0.77778	48.27
9	28.70	4.00	0.75000	45.47
10	28.00	3.60	0.72222	42.82
11	21.00	3.27	0.69444	40.30
12	15.00	3.00	0.66667	37.89
13	13.90	2.77	0.63889	35.55
14	13.10	2.57	0.61111	33.27
15	13.00	2.40	0.58333	31.03
16	12.30	2.25	0.55556	28.84
17	10.08	2.12	0.52778	26.66
18	10.00	2.00	0.50000	24.49
19	10.00	1.89	0.47222	22.32
20	9.88	1.80	0.44444	20.15
21	9.64	1.71	0.41667	17.95
22	9.59	1.64	0.38889	15.71
23	9.58	1.57	0.36111	13.44
24	9.08	1.50	0.33333	11.10
25	8.44	1.44	0.30556	8.68
26	7.93	1.38	0.27778	6.16
27	7.83	1.33	0.25000	3.51
28	6.99	1.29	0.22222	0.71
29	6.73	1.24	0.19444	-2.31
30	6.50	1.20	0.16667	-5.60
31	5.60	1.16	0.13889	-9.26
32	5.50	1.13	0.11111	-13.47
33	4.81	1.09	0.08333	-18.52
34	4.72	1.06	0.05556	-25.06
35	4.07	1.03	0.02778	-35.05

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. Ii	Límite sup. Si	θi
1	0.5	14.5	6
2	14.5	28.5	6
3	28.5	42.5	6
4	42.5	56.5	5
5	56.5	70.5	3
6	70.5	84.5	2
			28

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(Ii)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Normal	1	0.3741	0.2152	4.449	4.449	
	2	0.5513	0.3741	4.962	4.962	
	3	0.7187	0.5513	4.687	4.687	
	4	0.8479	0.7187	3.618	3.618	
	5	0.9294	0.8479	2.282	2.282	
	6	0.9735	0.9294	1.235	1.235	

21.232

Distribución Log Normal para Caudales en Período Nival

i	Q Anual (m ³ /s)	T	Prob No Exc	Q(T)
1	127	36.00	0.97222	7.01
2	114	18.00	0.94444	6.15
3	91.44	12.00	0.91667	5.64
4	70	9.00	0.88889	5.28
5	63.27	7.20	0.86111	5.00
6	35.10	6.00	0.83333	4.76
7	34.4	5.14	0.80556	4.56
8	30	4.50	0.77778	4.38
9	28.7	4.00	0.75000	4.22
10	28	3.60	0.72222	4.08
11	21	3.27	0.69444	3.95
12	15	3.00	0.66667	3.82
13	13.9	2.77	0.63889	3.71
14	13.1	2.57	0.61111	3.60
15	13	2.40	0.58333	3.49
16	12.3	2.25	0.55556	3.39
17	10.08	2.12	0.52778	3.30
18	10	2.00	0.50000	3.20
19	10	1.89	0.47222	3.11
20	9.88	1.80	0.44444	3.03
21	9.64	1.71	0.41667	2.94
22	9.59	1.64	0.38889	2.85
23	9.58	1.57	0.36111	2.77
24	9.08	1.50	0.33333	2.69
25	8.44	1.44	0.30556	2.60
26	7.93	1.38	0.27778	2.52
27	7.83	1.33	0.25000	2.43
28	6.99	1.29	0.22222	2.34
29	6.73	1.24	0.19444	2.25
30	6.5	1.20	0.16667	2.16
31	5.6	1.16	0.13889	2.06
32	5.5	1.13	0.11111	1.94
33	4.81	1.09	0.08333	1.82
34	4.72	1.06	0.05556	1.67
35	4.07	1.03	0.02778	1.46

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. li	Límite sup. Si	θi
1	1	2.2	6
2	2.2	3.4	14
3	3.4	4.6	9
4	4.6	5.8	4
5	5.8	7	1
6	7	8.2	1
			35

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Normal	1	0.0677	0.0000	2.370	2.370	
	2	0.3660	0.0677	10.441	10.441	
	3	0.6772	0.3660	10.892	10.892	
	4	0.8590	0.6772	6.363	6.363	
	5	0.9421	0.8590	2.909	2.909	
	6	0.9799	0.9421	1.323	1.323	

34.297

Distribución Gumbel para Caudales en Período Nival

i	Q Anual (m ³ /s)	T	Prob No Exc	Yt	Q(T)
1	127.00	36.00	0.97222	3.56947	107.97
2	114.00	18.00	0.94444	2.86193	88.47
3	91.44	12.00	0.91667	2.44172	76.89
4	70.00	9.00	0.88889	2.13891	68.55
5	63.27	7.20	0.86111	1.90025	61.97
6	35.10	6.00	0.83333	1.70198	56.50
7	34.40	5.14	0.80556	1.53144	51.80
8	30.00	4.50	0.77778	1.38105	47.66
9	28.70	4.00	0.75000	1.24590	43.94
10	28.00	3.60	0.72222	1.12263	40.54
11	21.00	3.27	0.69444	1.00884	37.40
12	15.00	3.00	0.66667	0.90272	34.48
13	13.90	2.77	0.63889	0.80291	31.73
14	13.10	2.57	0.61111	0.70831	29.12
15	13.00	2.40	0.58333	0.61805	26.63
16	12.30	2.25	0.55556	0.53139	24.25
17	10.08	2.12	0.52778	0.44773	21.94
18	10.00	2.00	0.50000	0.36651	19.70
19	10.00	1.89	0.47222	0.28727	17.52
20	9.88	1.80	0.44444	0.20957	15.38
21	9.64	1.71	0.41667	0.13300	13.27
22	9.59	1.64	0.38889	0.05714	11.18
23	9.58	1.57	0.36111	-0.01840	9.09
24	9.08	1.50	0.33333	-0.09405	7.01
25	8.44	1.44	0.30556	-0.17027	4.91
26	7.93	1.38	0.27778	-0.24759	2.78
27	7.83	1.33	0.25000	-0.32663	0.60
28	6.99	1.29	0.22222	-0.40818	-1.65
29	6.73	1.24	0.19444	-0.49324	-3.99
30	6.50	1.20	0.16667	-0.58320	-6.47
31	5.60	1.16	0.13889	-0.68010	-9.14
32	5.50	1.13	0.11111	-0.78720	-12.09
33	4.81	1.09	0.08333	-0.91024	-15.48
34	4.72	1.06	0.05556	-1.06139	-19.65
35	4.07	1.03	0.02778	-1.27635	-25.57

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. li	Límite sup. Si	θi
1	0	18	9
2	18	36	7
3	36	54	5
4	54	72	3
5	72	90	2
6	90	108	1
			27

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Gumbel	1	0.3436	0.0778	7.177	0.463	
	2	0.6387	0.3436	7.968	0.118	
	3	0.8283	0.6387	5.119	0.003	
	4	0.9231	0.8283	2.560	0.076	
	5	0.9697	0.9231	1.258	0.437	
	6	1.0000	0.9697	0.818	0.040	

1.137

Distribución Pearson para Caudales en Período Nival

i	Q Annual (m ³ /s)	T	Prob Exc	w	z	Kt	Prob NoExc	Xt
1	127.00	36.00	0.03	2.68	1.91493	2.60	0.9722	105.42
2	114.00	18.00	0.06	2.40	1.59356	1.87	0.9444	82.51
3	91.44	12.00	0.08	2.23	1.38323	1.44	0.9167	69.41
4	70.00	9.00	0.11	2.10	1.22078	1.15	0.8889	60.26
5	63.27	7.20	0.14	1.99	1.08536	0.92	0.8611	53.25
6	35.10	6.00	0.17	1.89	0.96736	0.74	0.8333	47.57
7	34.40	5.14	0.19	1.81	0.86149	0.59	0.8056	42.82
8	30.00	4.50	0.22	1.73	0.76448	0.46	0.7778	38.73
9	28.70	4.00	0.25	1.67	0.67419	0.34	0.7500	35.15
10	28.00	3.60	0.28	1.60	0.58910	0.24	0.7222	31.97
11	21.00	3.27	0.31	1.54	0.50808	0.15	0.6944	29.10
12	15.00	3.00	0.33	1.48	0.43029	0.06	0.6667	26.51
13	13.90	2.77	0.36	1.43	0.35505	-0.01	0.6389	24.13
14	13.10	2.57	0.39	1.37	0.28179	-0.08	0.6111	21.94
15	13.00	2.40	0.42	1.32	0.21005	-0.15	0.5833	19.91
16	12.30	2.25	0.44	1.27	0.13941	-0.21	0.5556	18.02
17	10.08	2.12	0.47	1.22	0.06951	-0.26	0.5278	16.26
18	10.00	2.00	0.50	1.18	0.00000	-0.32	0.5000	14.61
19	10.00	1.89	0.53	1.22	-0.06951	-0.37	0.4722	13.05
20	9.88	1.80	0.56	1.27	-0.13941	-0.42	0.4444	11.57
21	9.64	1.71	0.58	1.32	-0.21005	-0.46	0.4167	10.18
22	9.59	1.64	0.61	1.37	-0.28179	-0.50	0.3889	8.85
23	9.58	1.57	0.64	1.43	-0.35505	-0.54	0.3611	7.59
24	9.08	1.50	0.67	1.48	-0.43029	-0.58	0.3333	6.39
25	8.44	1.44	0.69	1.54	-0.50808	-0.62	0.3056	5.25
26	7.93	1.38	0.72	1.60	-0.58910	-0.65	0.2778	4.16
27	7.83	1.33	0.75	1.67	-0.67419	-0.69	0.2500	3.11
28	6.99	1.29	0.78	1.73	-0.76448	-0.72	0.2222	2.12
29	6.73	1.24	0.81	1.81	-0.86149	-0.75	0.1944	1.17
30	6.50	1.20	0.83	1.89	-0.96736	-0.78	0.1667	0.28
31	5.60	1.16	0.86	1.99	-1.08536	-0.81	0.1389	-0.57
32	5.50	1.13	0.89	2.10	-1.22078	-0.83	0.1111	-1.37
33	4.81	1.09	0.92	2.23	-1.38323	-0.85	0.0833	-2.09
34	4.72	1.06	0.94	2.40	-1.59356	-0.87	0.0556	-2.72
35	4.07	1.03	0.97	2.68	-1.91493	-0.89	0.0278	-3.17

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. Ii	Límite sup. Si	θi
1	0	18	14
2	18	36	8
3	36	54	4
4	54	72	2
5	72	90	1
6	90	108	1
			30

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(Ii)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Normal	1	0.2814	0.0250	7.692	5.173	
	2	0.5764	0.2814	8.850	0.082	
	3	0.7782	0.5764	6.054	0.697	
	4	0.8911	0.7782	3.387	0.568	
	5	0.9479	0.8911	1.704	0.291	
	6	0.9790	0.9479	0.933	0.005	

6.815

Distribución Log Pearson para Caudales en Período Nival

i	Q Anual (m ³ /s)	T	Prob Exc	w	z	Kt	Yt	Prob NoExc	Xt
1	127	36.00	0.03	2.68	1.91493	2.28	2.10	0.9722	125.62
2	114	18.00	0.06	2.40	1.59356	1.78	1.89	0.9444	78.36
3	91.44	12.00	0.08	2.23	1.38323	1.48	1.77	0.9167	58.71
4	70	9.00	0.11	2.10	1.22078	1.25	1.68	0.8889	47.48
5	63.27	7.20	0.14	1.99	1.08536	1.07	1.60	0.8611	40.05
6	35.10	6.00	0.17	1.89	0.96736	0.92	1.54	0.8333	34.70
7	34.4	5.14	0.19	1.81	0.86149	0.79	1.49	0.8056	30.63
8	30	4.50	0.22	1.73	0.76448	0.67	1.44	0.7778	27.42
9	28.7	4.00	0.25	1.67	0.67419	0.56	1.39	0.7500	24.79
10	28	3.60	0.28	1.60	0.58910	0.46	1.35	0.7222	22.60
11	21	3.27	0.31	1.54	0.50808	0.37	1.32	0.6944	20.74
12	15	3.00	0.33	1.48	0.43029	0.29	1.28	0.6667	19.14
13	13.9	2.77	0.36	1.43	0.35505	0.21	1.25	0.6389	17.73
14	13.1	2.57	0.39	1.37	0.28179	0.13	1.22	0.6111	16.49
15	13	2.40	0.42	1.32	0.21005	0.06	1.19	0.5833	15.38
16	12.3	2.25	0.44	1.27	0.13941	-0.02	1.16	0.5556	14.39
17	10.08	2.12	0.47	1.22	0.06951	-0.08	1.13	0.5278	13.48
18	10	2.00	0.50	1.18	0.00000	-0.15	1.10	0.5000	12.66
19	10	1.89	0.53	1.22	-0.06951	-0.22	1.08	0.4722	11.90
20	9.88	1.80	0.56	1.27	-0.13941	-0.28	1.05	0.4444	11.20
21	9.64	1.71	0.58	1.32	-0.21005	-0.35	1.02	0.4167	10.55
22	9.59	1.64	0.61	1.37	-0.28179	-0.41	1.00	0.3889	9.94
23	9.58	1.57	0.64	1.43	-0.35505	-0.47	0.97	0.3611	9.37
24	9.08	1.50	0.67	1.48	-0.43029	-0.53	0.95	0.3333	8.83
25	8.44	1.44	0.69	1.54	-0.50808	-0.60	0.92	0.3056	8.32
26	7.93	1.38	0.72	1.60	-0.58910	-0.66	0.89	0.2778	7.83
27	7.83	1.33	0.75	1.67	-0.67419	-0.73	0.87	0.2500	7.36
28	6.99	1.29	0.78	1.73	-0.76448	-0.79	0.84	0.2222	6.91
29	6.73	1.24	0.81	1.81	-0.86149	-0.86	0.81	0.1944	6.47
30	6.5	1.20	0.83	1.89	-0.96736	-0.94	0.78	0.1667	6.04
31	5.6	1.16	0.86	1.99	-1.08536	-1.02	0.75	0.1389	5.60
32	5.5	1.13	0.89	2.10	-1.22078	-1.10	0.71	0.1111	5.17
33	4.81	1.09	0.92	2.23	-1.38323	-1.20	0.67	0.0833	4.72
34	4.72	1.06	0.94	2.40	-1.59356	-1.32	0.63	0.0556	4.23
35	4.07	1.03	0.97	2.68	-1.91493	-1.48	0.56	0.0278	3.64

Método Chi Cuadrado para Bondad de Ajuste

Intervalo i	Límite inf. li	Límite sup. Si	θi
1	2	23	26
2	23	44	5
3	44	65	2
4	65	86	1
5	86	107	0
6	107	128	1
			35

Función de Distribución	Intervalo i	F(Si)	F(li)	ei	(θi-ei) ² /ei	D
Normal	1	0.7273	-0.0496	27.192	0.052	
	2	0.8759	0.7273	5.201	0.008	
	3	0.9256	0.8759	1.740	0.039	
	4	0.9489	0.9256	0.816	0.042	
	5	0.9613	0.9489	0.434	0.434	
	6	0.9736	0.9613	0.430	0.753	

1.328

Método de los Mínimos Cuadrados para Bondad de Ajuste

T años	Xo (m ³ /s)	Normal		Log Normal		Gumbel		Pearson		Log Pearson	
		xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²	xe (m ³ /s)	(xe-xo) ²
36	127.00	84.03	1846.39	7.01	14397.03	97.05	897.17	105.42	465.74	125.62	1.91
18	114.00	74.04	1596.91	6.15	11631.90	79.89	1163.44	82.51	991.76	78.36	1269.97
12	91.44	67.50	572.85	5.64	7360.45	69.70	472.35	69.41	485.13	58.71	1070.77
9	70.00	62.45	56.98	5.28	4188.74	62.36	58.38	60.26	94.89	47.48	507.31
7.2	63.27	58.24	25.26	5.00	3395.92	56.57	44.86	53.25	100.47	40.05	539.29
6	35.10	54.58	379.34	4.76	920.53	51.76	277.70	47.57	155.58	34.70	0.16
5.14	34.40	51.29	285.17	4.56	890.52	47.63	175.01	42.82	70.86	30.63	14.18
4.5	30.00	48.27	333.89	4.38	656.32	43.98	195.51	38.73	76.22	27.42	6.68
4	28.70	45.47	281.13	4.22	599.15	40.71	144.13	35.15	41.59	24.79	15.27
3.6	28.00	42.82	219.70	4.08	572.26	37.72	94.41	31.97	15.73	22.60	29.13
3.27	21.00	40.30	372.65	3.95	290.87	34.96	194.80	29.10	65.68	20.74	0.07
3	15.00	37.89	523.77	3.82	124.95	32.38	302.20	26.51	132.40	19.14	17.10
2.77	13.90	35.55	468.56	3.71	103.92	29.96	258.04	24.13	104.64	17.73	14.68
2.57	13.10	33.27	406.72	3.60	90.32	27.67	212.28	21.94	78.14	16.49	11.50
2.4	13.00	31.03	325.25	3.49	90.40	25.48	155.78	19.91	47.77	15.38	5.68
2.25	12.30	28.84	273.42	3.39	79.34	23.38	122.76	18.02	32.77	14.39	4.36
2.12	10.08	26.66	274.90	3.30	45.98	21.35	127.09	16.26	38.22	13.48	11.61
2	10.00	24.49	209.98	3.20	46.18	19.38	88.02	14.61	21.21	12.66	7.08
1.89	10.00	22.32	151.87	3.11	47.41	17.46	55.66	13.05	9.28	11.90	3.62
1.8	9.88	20.15	105.39	3.03	46.97	15.58	32.45	11.57	2.87	11.20	1.75
1.71	9.64	17.95	69.00	2.94	44.89	13.72	16.64	10.18	0.29	10.55	0.83
1.64	9.59	15.71	37.50	2.85	45.36	11.88	5.25	8.85	0.54	9.94	0.13
1.57	9.58	13.44	14.86	2.77	46.37	10.05	0.22	7.59	3.95	9.37	0.04
1.5	9.08	11.10	4.06	2.69	40.88	8.21	0.75	6.39	7.23	8.83	0.06
1.44	8.44	8.68	0.06	2.60	34.08	6.37	4.30	5.25	10.19	8.32	0.01
1.38	7.93	6.16	3.14	2.52	29.29	4.49	11.83	4.16	14.24	7.83	0.01
1.33	7.83	3.51	18.62	2.43	29.14	2.57	27.62	3.11	22.24	7.36	0.22
1.29	6.99	0.71	39.45	2.34	21.59	0.60	40.87	2.12	23.71	6.91	0.01
1.24	6.73	-2.31	81.64	2.25	20.05	-1.47	67.16	1.17	30.86	6.47	0.07
1.2	6.50	-5.60	146.30	2.16	18.86	-3.65	102.96	0.28	38.74	6.04	0.22
1.16	5.60	-9.26	220.88	2.06	12.56	-6.00	134.48	-0.57	38.10	5.60	0.00
1.125	5.50	-13.47	359.88	1.94	12.64	-8.59	198.62	-1.37	47.14	5.17	0.11
1.09	4.81	-18.52	544.26	1.82	8.94	-11.58	268.52	-2.09	47.61	4.72	0.01
1.06	4.72	-25.06	886.69	1.67	9.30	-15.24	398.47	-2.72	55.33	4.23	0.24
1.03	4.07	-35.05	1530.30	1.46	6.79	-20.45	601.43	-3.17	52.45	3.64	0.19
		Σ	12666.77	Σ	45959.91	Σ	6951.15	Σ	3423.59	Σ	3534.27

Método de Kolmogorov para Bondad de Ajuste

m	Xm (m ³ /s)	Fo(Xm)	Normal		Log Normal		Gumbel		Pearson		Log Pearson	
			F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)	F(Xm)	Fo(Xm)- F(Xm)
1	127.00	0.9722	0.9995	0.0273	0.9833	0.0111	0.9860	0.0138	0.9851	0.0129	0.9744	0.0021
2	114.00	0.9444	0.9980	0.0536	0.9756	0.0312	0.9776	0.0332	0.9778	0.0333	0.9714	0.0270
3	91.44	0.9167	0.9843	0.0677	0.9524	0.0357	0.9500	0.0333	0.9545	0.0379	0.9630	0.0463
4	70.00	0.8889	0.9283	0.0394	0.9091	0.0202	0.8943	0.0054	0.9091	0.0202	0.9500	0.0611
5	63.27	0.8611	0.8938	0.0327	0.8889	0.0278	0.8671	0.0060	0.8889	0.0278	0.9444	0.0833
6	35.10	0.8333	0.6335	0.1998	0.7500	0.0833	0.6727	0.1606	0.7500	0.0833	0.8889	0.0556
7	34.40	0.8056	0.6250	0.1806	0.7500	0.0556	0.6659	0.1397	0.7500	0.0556	0.8889	0.0833
8	30.00	0.7778	0.5703	0.2075	0.6667	0.1111	0.6206	0.1571	0.6667	0.1111	0.8571	0.0794
9	28.70	0.7500	0.5538	0.1962	0.6667	0.0833	0.6065	0.1435	0.6667	0.0833	0.8571	0.1071
10	28.00	0.7222	0.5449	0.1773	0.6667	0.0556	0.5987	0.1235	0.6667	0.0556	0.8571	0.1349
11	21.00	0.6944	0.4553	0.2391	0.6667	0.0278	0.5162	0.1782	0.5000	0.1944	0.8000	0.1056
12	15.00	0.6667	0.3801	0.2865	0.5000	0.1667	0.4395	0.2272	0.5000	0.1667	0.6667	0.0000
13	13.90	0.6389	0.3667	0.2722	0.5000	0.1389	0.4250	0.2138	0.5000	0.1389	0.6667	0.0278
14	13.10	0.6111	0.3571	0.2540	0.5000	0.1111	0.4145	0.1966	0.5000	0.1111	0.6667	0.0556
15	13.00	0.5833	0.3559	0.2274	0.5000	0.0833	0.4131	0.1702	0.5000	0.0833	0.6667	0.0833
16	12.30	0.5556	0.3475	0.2080	0.5000	0.0556	0.4039	0.1517	0.5000	0.0556	0.6667	0.1111
17	10.08	0.5278	0.3215	0.2063	0.5000	0.0278	0.3742	0.1535	0.5000	0.0278	0.5000	0.0278
18	10.00	0.5000	0.3206	0.1794	0.5000	0.0000	0.3732	0.1268	0.5000	0.0000	0.5000	0.0000
19	10.00	0.4722	0.3206	0.1516	0.5000	0.0278	0.3732	0.0990	0.5000	0.0278	0.5000	0.0278
20	9.88	0.4444	0.3192	0.1252	0.5000	0.0556	0.3716	0.0728	0.5000	0.0556	0.5000	0.0556
21	9.64	0.4167	0.3165	0.1002	0.5000	0.0833	0.3684	0.0483	0.5000	0.0833	0.5000	0.0833
22	9.59	0.3889	0.3159	0.0730	0.5000	0.1111	0.3677	0.0212	0.5000	0.1111	0.5000	0.1111
23	9.58	0.3611	0.3158	0.0453	0.5000	0.1389	0.3676	0.0065	0.5000	0.1389	0.5000	0.1389
24	9.08	0.3333	0.3101	0.0232	0.5000	0.1667	0.3609	0.0276	0.5000	0.1667	0.5000	0.1667
25	8.44	0.3056	0.3029	0.0027	0.5000	0.1944	0.3524	0.0468	0.5000	0.1944	0.5000	0.1944
26	7.93	0.2778	0.2972	0.0194	0.5000	0.2222	0.3456	0.0678	0.5000	0.2222	0.5000	0.2222
27	7.83	0.2500	0.2961	0.0461	0.5000	0.2500	0.3443	0.0943	0.5000	0.2500	0.5000	0.2500
28	6.99	0.2222	0.2868	0.0646	0.5000	0.2778	0.3331	0.1109	0.5000	0.2778	0.0000	0.2222
29	6.73	0.1944	0.2840	0.0895	0.5000	0.3056	0.3296	0.1352	0.5000	0.3056	0.0000	0.1944
30	6.50	0.1667	0.2815	0.1148	0.5000	0.3333	0.3266	0.1599	0.5000	0.3333	0.0000	0.1667
31	5.60	0.1389	0.2718	0.1329	0.5000	0.3611	0.3147	0.1758	0.0000	0.1389	0.0000	0.1389
32	5.50	0.1111	0.2707	0.1596	0.5000	0.3889	0.3133	0.2022	0.0000	0.1111	0.0000	0.1111
33	4.81	0.0833	0.2634	0.1801	0.5000	0.4167	0.3043	0.2209	0.0000	0.0833	0.0000	0.0833
34	4.72	0.0556	0.2625	0.2069	0.5000	0.4444	0.3031	0.2475	0.0000	0.0556	0.0000	0.0556
35	4.07	0.0278	0.2557	0.2279	0.5000	0.4722	0.2946	0.2668	0.0000	0.0278	0.0000	0.0278
			Máx.	0.29	Máx.	0.47	Máx.	0.27	Máx.	0.33	Máx.	0.25

ANEXO IV

Aplicación Métodos Manual DGA

Datos de las Quebradas para Método DGA-AC

Quebrada	P_{24}^{10} (mm)	A_p (km ²)	Q_{10} (m ³ /s)
Marquesa	74.15	736.9	21.14
El Arrayán	74.15	542.9	16.68
Talca	74.15	91.8	4.20
Los Perales	74.15	37.8	2.11
Las Animas	74.15	50.7	2.65
Santa Gracia	74.15	1067.5	28.19

Caudales Instantáneos para cada Quebrada según Método DGA-AC

Marquesa				
T (años)	Q_T/Q_{10}	$Q_T=(Q_T/Q_{10}) * Q_{10}$	Factor α	Q (m ³ /s)
2	0.52	10.99	1.25	13.74
5	0.80	16.91	1.25	21.14
10	1.00	21.14	1.25	26.43
20	1.34	28.33	1.25	35.41
50	1.87	39.54	1.25	49.42
100	2.33	49.26	1.25	61.58

El Arrayán				
T (años)	Q_T/Q_{10}	$Q_T=(Q_T/Q_{10}) * Q_{10}$	Factor α	Q (m ³ /s)
2	0.52	8.67	1.25	10.84
5	0.80	13.34	1.25	16.68
10	1.00	16.68	1.25	20.85
20	1.34	22.35	1.25	27.94
50	1.87	31.19	1.25	38.99
100	2.33	38.86	1.25	48.58

Caudales Instantáneos para cada Quebrada según Método DGA-AC

Talca				
T (años)	Q_T/Q_{10}	$Q_T=(Q_T/Q_{10})^*Q_{10}$	Factor α	Q (m ³ /s)
2	0.52	2.18	1.25	2.73
5	0.80	13.34	1.25	16.68
10	1.00	16.68	1.25	20.85
20	1.34	22.35	1.25	27.94
50	1.87	31.19	1.25	38.99
100	2.33	38.86	1.25	48.58

Los Perales				
T (años)	Q_T/Q_{10}	$Q_T=(Q_T/Q_{10})^*Q_{10}$	Factor α	Q (m ³ /s)
2	0.52	1.10	1.25	1.37
5	0.80	1.69	1.25	2.11
10	1.00	2.11	1.25	2.64
20	1.34	2.83	1.25	3.54
50	1.87	3.95	1.25	4.93
100	2.33	4.92	1.25	6.15

Las Ánimas				
T (años)	Q_T/Q_{10}	$Q_T=(Q_T/Q_{10})^*Q_{10}$	Factor α	Q (m ³ /s)
2	0.52	1.38	1.25	1.72
5	0.80	2.12	1.25	2.65
10	1.00	2.65	1.25	3.31
20	1.34	3.55	1.25	4.44
50	1.87	4.95	1.25	6.19
100	2.33	6.17	1.25	7.71

Santa Gracia				
T (años)	Q_T/Q_{10}	$Q_T=(Q_T/Q_{10})^*Q_{10}$	Factor α	Q (m ³ /s)
2	0.52	14.66	1.25	18.32
5	0.80	22.55	1.25	28.19
10	1.00	28.19	1.25	35.24
20	1.34	37.77	1.25	47.21
50	1.87	52.71	1.25	65.89
100	2.33	65.68	1.25	82.10

Datos de las Quebradas para Método Verni-King Modificado

Quebrada	P_{24}^{10} (mm)	A_p (km ²)	Q_{10} (m ³ /s)
Marquesa	74.15	736.9	25.53
El Arrayán	74.15	542.9	17.36
Talca	74.15	91.8	6.02
Los Perales	74.15	37.8	2.20
Las Animas	74.15	50.7	2.44
Santa Gracia	74.15	1 067.5	28.16

Parámetros obtenidos para Método Verni-King Modificado

T (años)	C10	C(T)/C(10)	C(T)	P_{24}^T (mm)	CF_T	P_{24}^T (mm)
2	0.057	0.87	0.0496	74.15	0.361	26.77
5	0.057	0.93	0.0530	74.15	0.705	52.27
10	0.057	1.00	0.0570	74.15	1.000	74.15
20	0.057	1.06	0.0604	74.15	1.336	99.06
50	0.057	1.15	0.0656	74.15	1.853	137.39
100	0.057	1.20	0.0684	74.15	2.305	170.91

Caudales obtenidos por Método Verni-King Modificado para cada quebrada

	Marquesa	El Arrayán	Talca	Los Perales	Las Animas	Santa Gracia
T (años)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
2	6.02	4.60	0.96	0.44	0.57	8.35
5	14.77	11.29	2.36	1.08	1.40	20.46
10	24.50	18.72	3.92	1.80	2.32	33.94
20	37.19	28.42	5.95	2.73	3.53	51.53
50	60.53	46.26	9.68	4.44	5.74	83.87
100	82.79	63.27	13.24	6.07	7.85	114.72

Datos de las Quebradas para Método Racional

Quebrada	A (km ²)	L (km)	H (m)	tc (hrs)	CDt
Marquesa	736.9	58.6	3354.7	4.60	0.488
El Arrayán	542.9	54.1	1244.7	6.14	0.602
Talca	91.8	20.8	870.6	2.34	0.296
Los Perales	37.8	15.0	793.9	1.66	0.229
Las Animas	50.7	16.9	1072.5	1.70	0.233
Santa Gracia	1067.5	80.1	2537.9	7.34	0.644

Parámetros obtenidos para Método Racional

T (años)	C(10)	C(T)/C(10) IV Región	C(T)	P ₂₄ ¹⁰ (mm)	CF _T	P ₂₄ ^T (mm)
2	0.025	0.87	0.0218	74.15	0.361	26.77
5	0.025	0.93	0.0233	74.15	0.705	52.27
10	0.025	1.00	0.0250	74.15	1	74.15
20	0.025	1.06	0.0265	74.15	1.336	99.06
50	0.025	1.15	0.0288	74.15	1.853	137.39
100	0.025	1.20	0.0300	74.15	2.305	170.91

Caudales obtenidos por Método Racional para cada quebrada

Marquesa				
T (años)	tc (hrs)	CDtc	I _{tc} ^T (mm/hr)	Q (m ³ /s)
2	4.60	0.488	2.84	12.65
5	4.60	0.488	5.55	26.41
10	4.60	0.488	7.87	40.28
20	4.60	0.488	10.52	57.04
50	4.60	0.488	14.59	85.83
100	4.60	0.488	18.14	111.41

El Arrayán				
T (años)	tc (hrs)	CDtc	I _{tc} ^T (mm/hr)	Q (m ³ /s)
5	6.14	0.602	2.62	8.61
10	6.14	0.602	5.13	17.97
20	6.14	0.602	7.27	27.41
50	6.14	0.602	9.71	38.82
100	6.14	0.602	13.47	58.41

Caudales obtenidos por Método Racional para cada quebrada

Talca				
T (años)	tc (hrs)	CDtc	I_{tc}^T (mm/hr)	Q (m³/s)
2	2.34	0.296	3.39	1.88
5	2.34	0.296	6.62	3.92
10	2.34	0.296	9.39	5.99
20	2.34	0.296	12.54	8.48
50	2.34	0.296	17.40	12.75
100	2.34	0.296	21.64	16.55

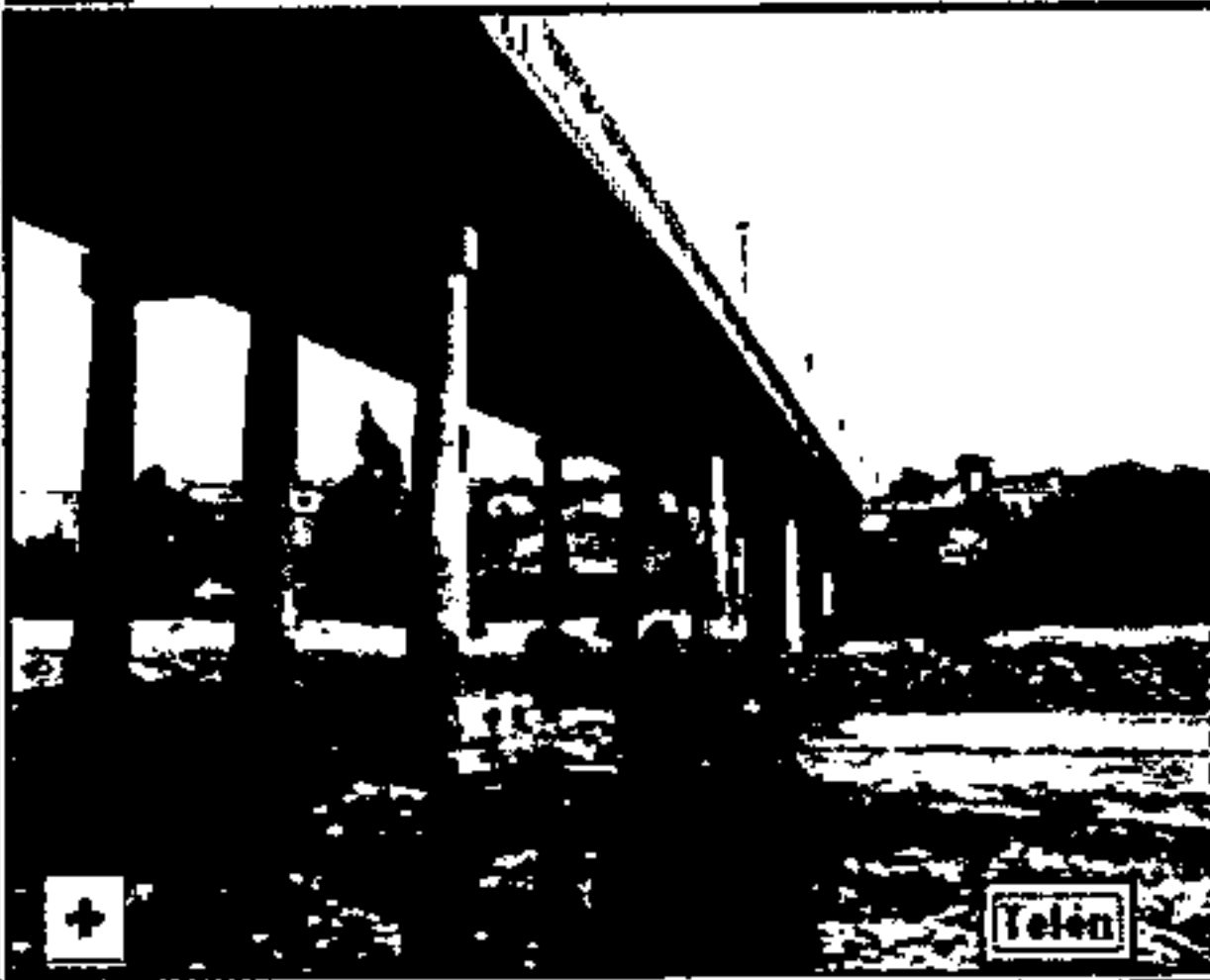
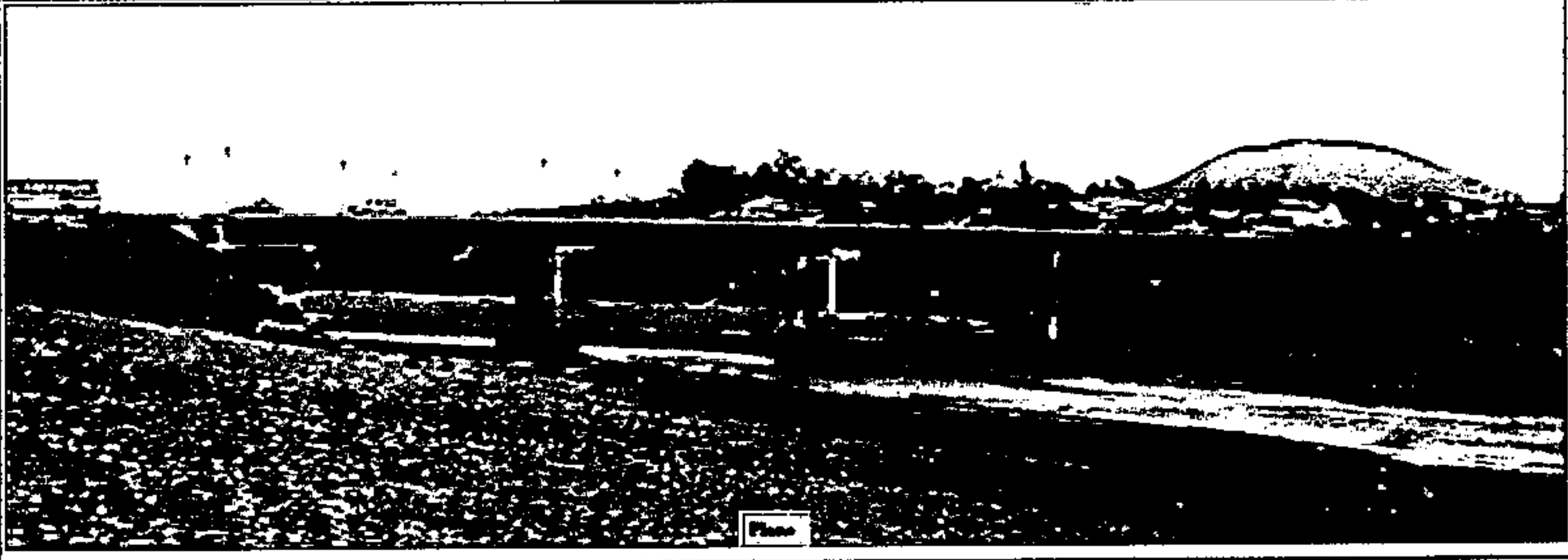
Los Perales				
T (años)	tc (hrs)	CDtc	I_{tc}^T (mm/hr)	Q (m³/s)
2	1.66	0.229	3.69	0.84
5	1.66	0.229	7.20	1.76
10	1.66	0.229	10.21	2.68
20	1.66	0.229	13.64	3.80
50	1.66	0.229	18.93	5.72
100	1.66	0.229	23.54	7.42

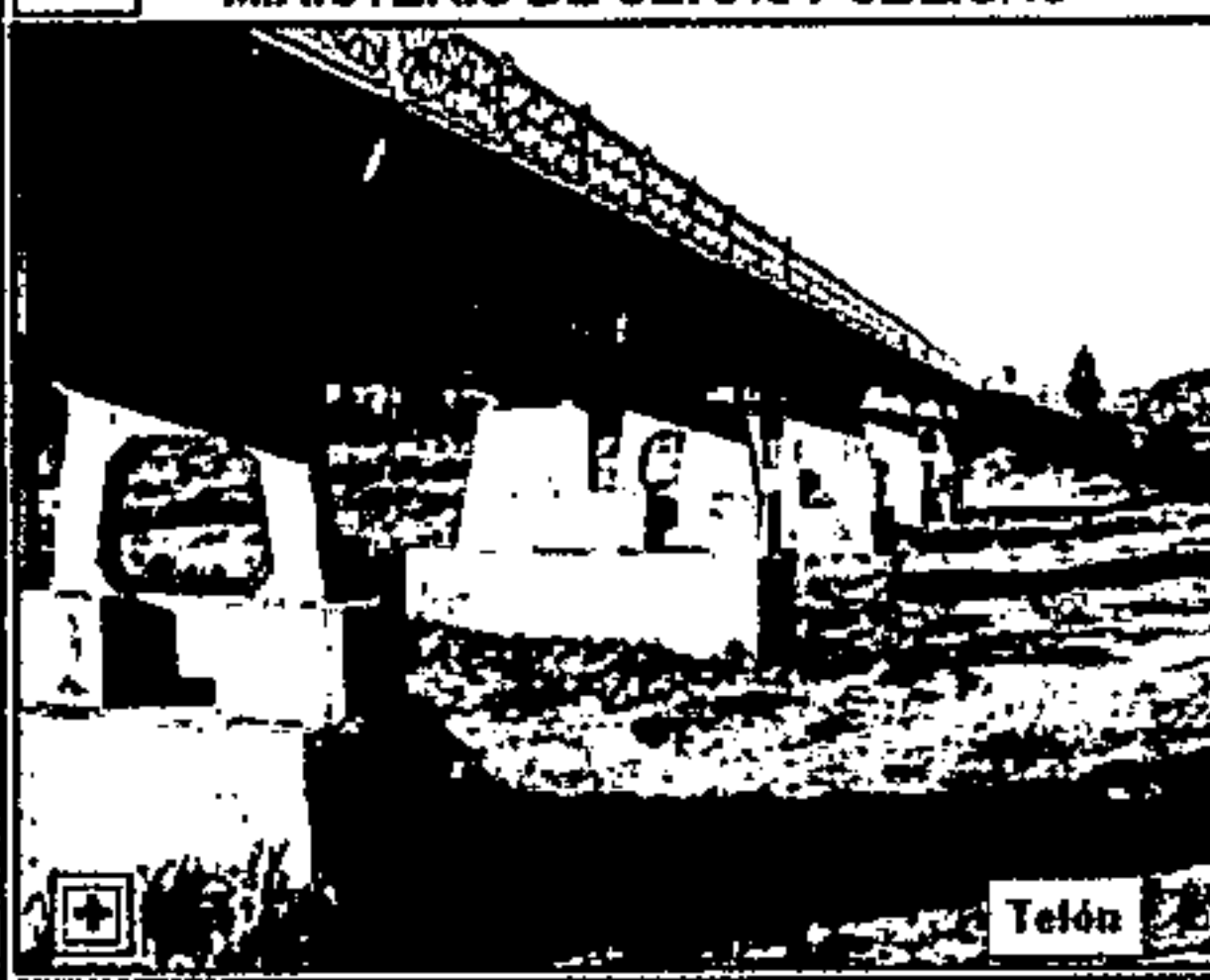
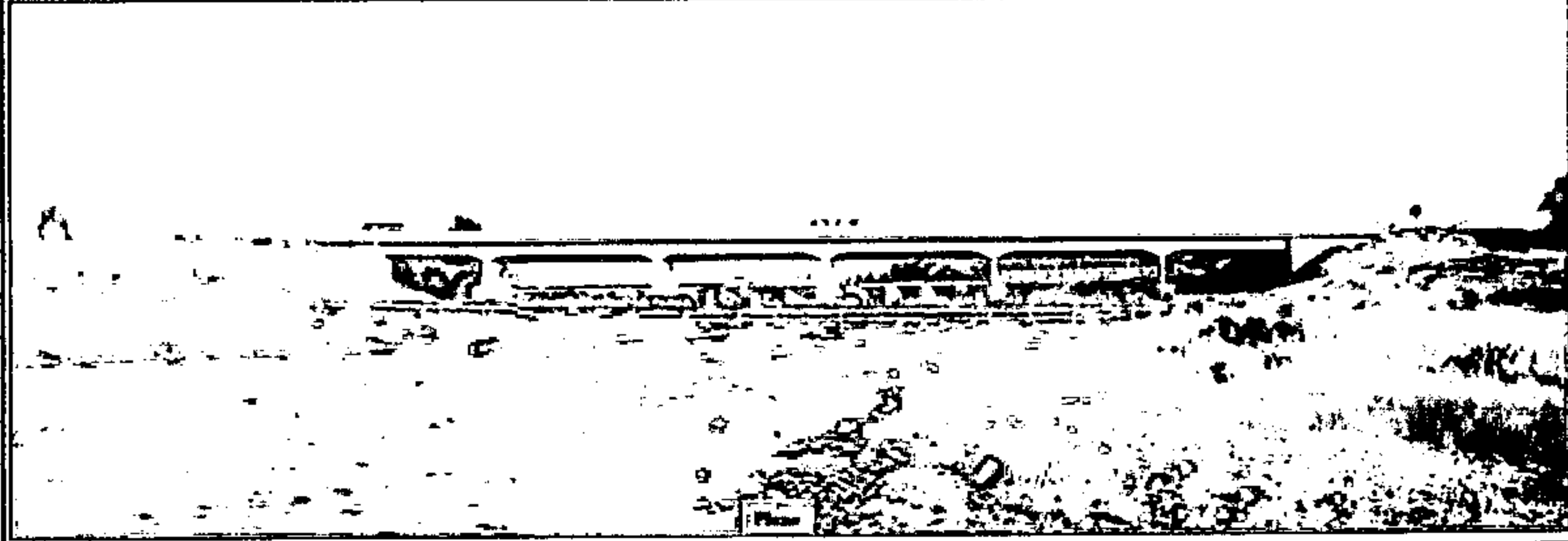
Las Ánimas				
T (años)	tc (hrs)	CDtc	I_{tc}^T (mm/hr)	Q (m³/s)
2	1.70	0.233	3.68	1.13
5	1.70	0.233	7.18	2.35
10	1.70	0.233	10.18	3.59
20	1.70	0.233	13.61	5.08
50	1.70	0.233	18.87	7.64
100	1.70	0.233	23.48	9.92

Santa Gracia				
T (años)	tc (hrs)	CDtc	I_{tc}^T (mm/hr)	Q (m³/s)
2	7.34	0.644	2.35	15.15
5	7.34	0.644	4.59	31.62
10	7.34	0.644	6.51	48.23
20	7.34	0.644	8.69	68.30
50	7.34	0.644	12.05	102.77
100	7.34	0.644	15.00	133.40

ANEXO V

Antecedentes Geométricos

81	REPÚBLICA DE CHILE MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS		NOMBRE DEL PUENTE O'HIGGINS				TIPO DE PUENTE HAH	
			EN KM 0.5	DE LA RUTA LA SERENA - LAS COMPAÑIAS				
		ROL RUTA Urb	EN EL CAUCE DEL RÍO ELQUI					
		REGIÓN 4	PROV. DEL ELQUI	COMUNA LA SERENA				
		LONG TOTAL 150	ANCHO PASILLOS 1.5	LUZ MAYOR 30	NÚMERO DE VIGAS 3			
		ANCHO TOTAL 11	ANCHO DE CALZADA 8	NÚMERO TRAMOS 5	NÚMERO DE CEPAS 4			
		GALIBO 12	ESPESOR DE LOSA 0.2	TIPO DE CARPETA Hormigón	¿TIENE ESVAIAJE? No			
		OBRA FLUVIAL Si	TRÁNSITO (Pés/día)	GRADO DAÑO 4	CAPACIDAD DEL PUENTE HS20-44			
								

76	REPÚBLICA DE CHILE MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS		NOMBRE DEL PUENTE FISCAL				TIPO DE PUENTE HHH	
			EN KM 473	DE LA RUTA LA SERENA - VALLENAR - COPIAPO				
		ROL RUTA R-5	EN EL CAUCE DEL RÍO ELQUI					
		REGIÓN 4	PROV. ELQUI	COMUNA LA SERENA				
		LONG TOTAL 130.1	ANCHO PASILLOS 1.25	LUZ MAYOR 25	NÚMERO DE VIGAS 4			
		ANCHO TOTAL 9.5	ANCHO DE CALZADA 7	NÚMERO TRAMOS 6	NÚMERO DE CEPAS 5			
		GALIBO 4.1	ESPESOR DE LOSA 0.2	TIPO DE CARPETA Hormigón	¿TIENE ESVAIAJE? No			
		OBRA FLUVIAL Si	TRÁNSITO (Pés/día) >15000	GRADO DAÑO 2.9	CAPACIDAD DEL PUENTE			
								



Fotografía F.1- Puente Vicente Zorrilla



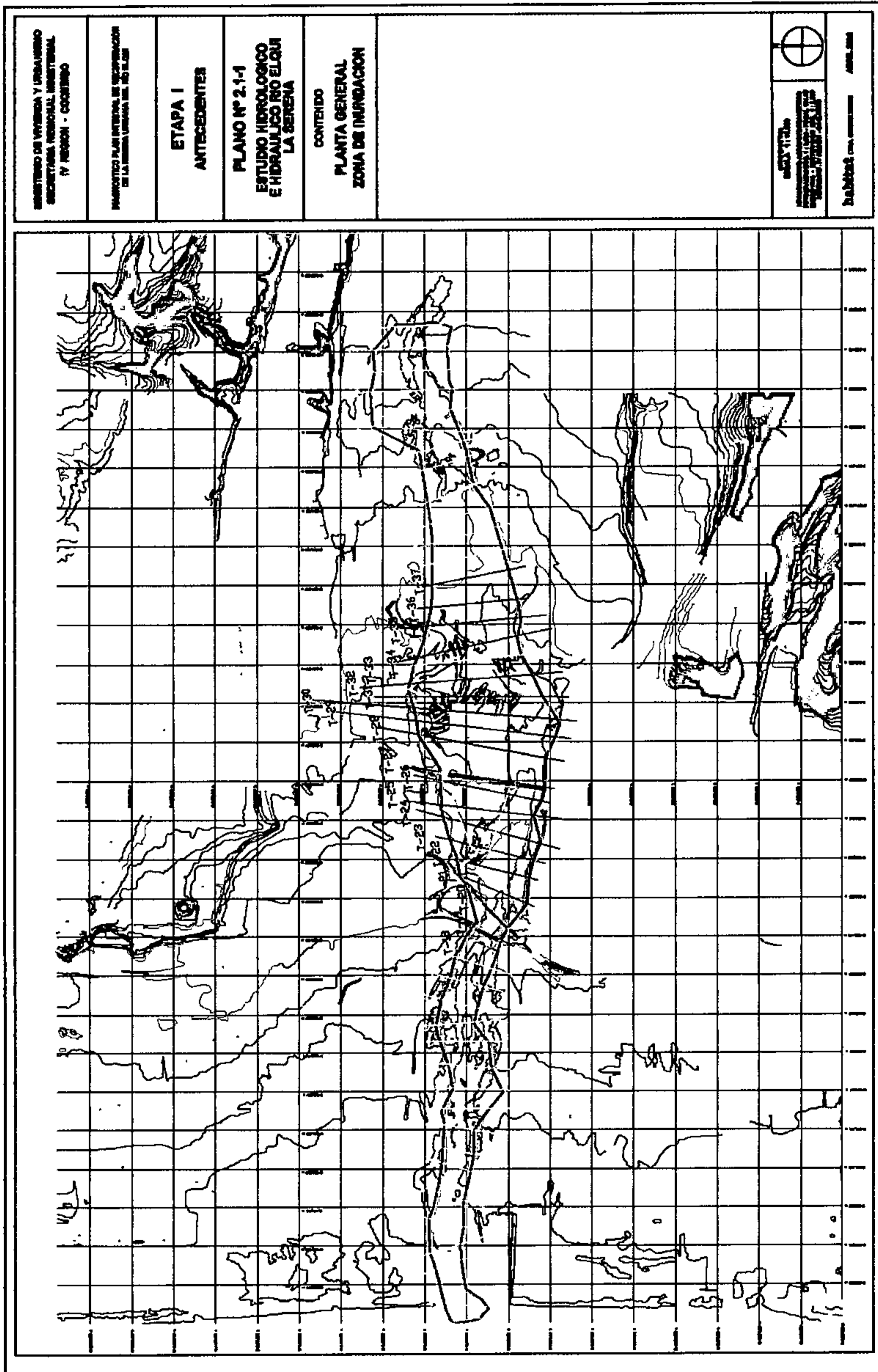
Fotografía F.2 - Sector aguas abajo del Puente Libertador O'higgins



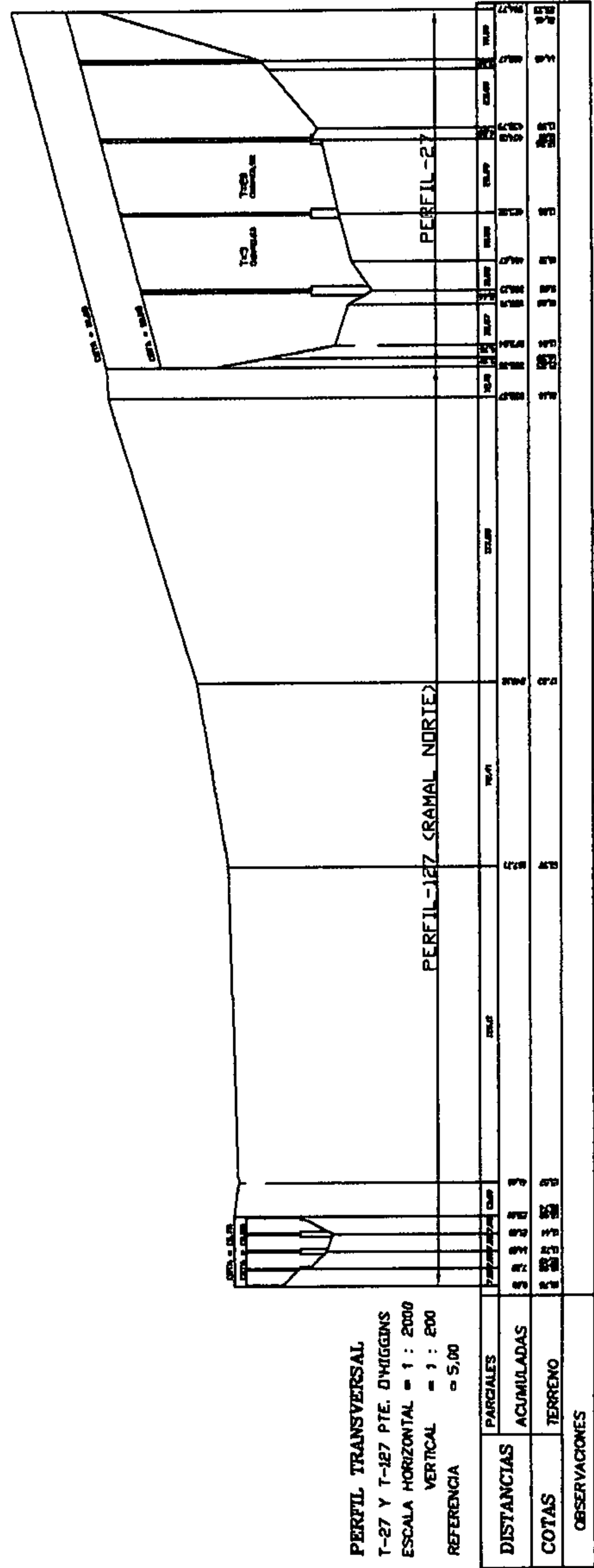
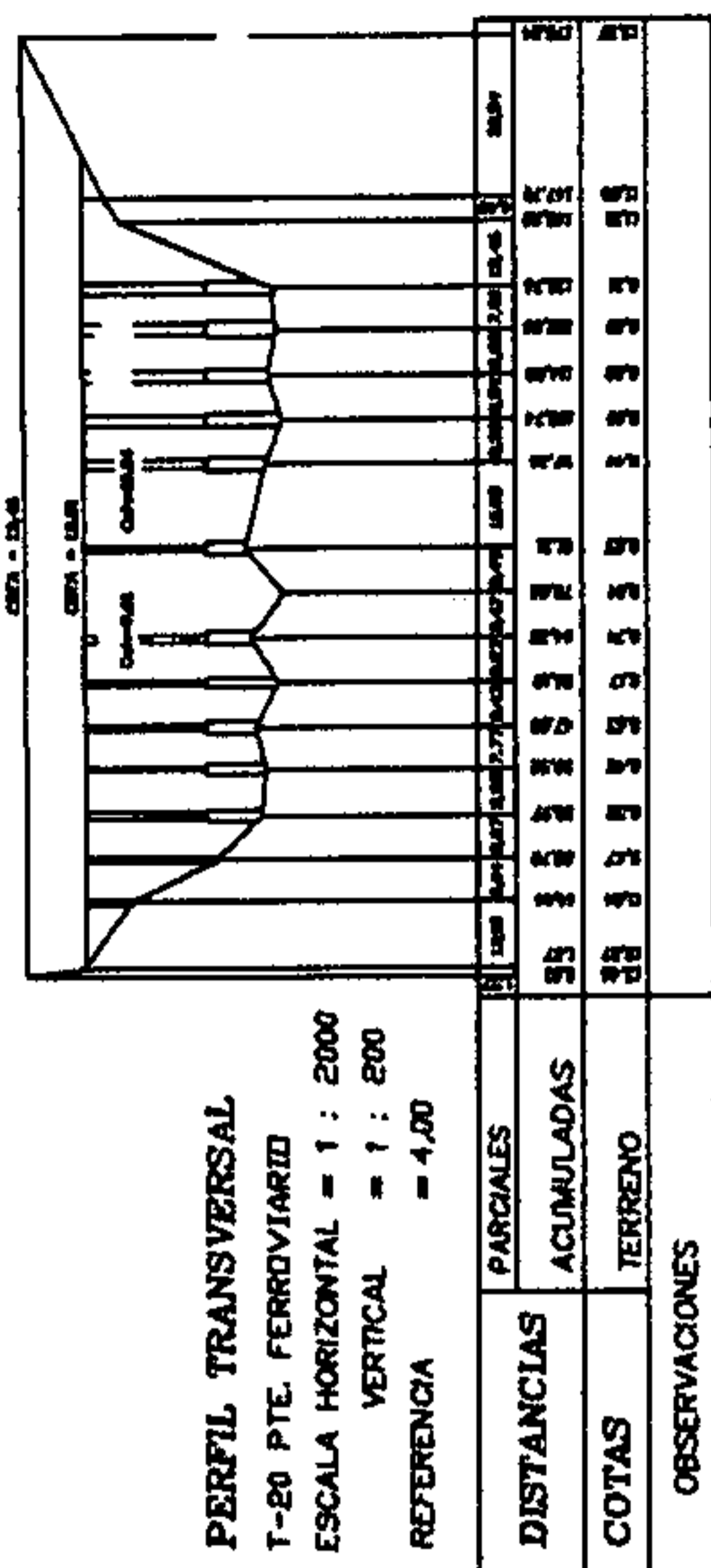
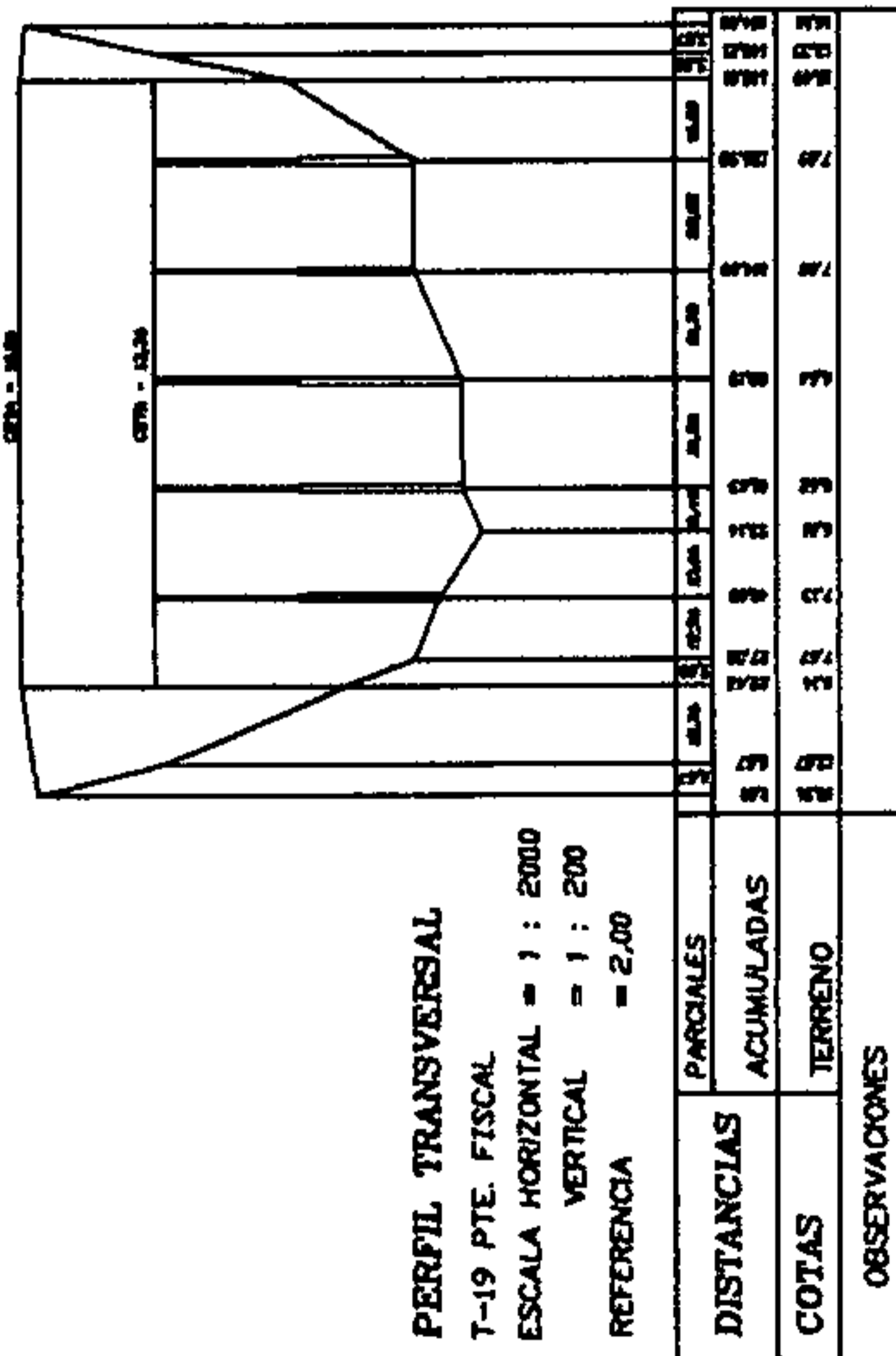
Fotografía F.3 - Puente Ferroviario CMP

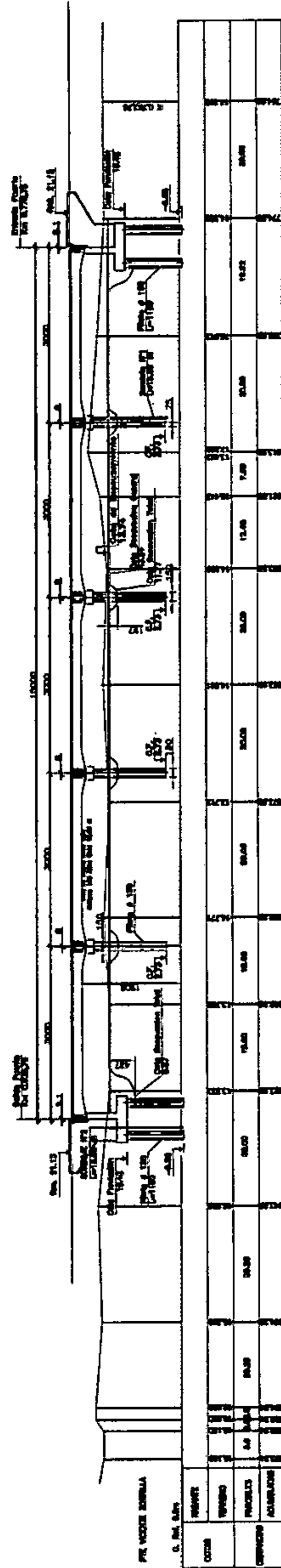
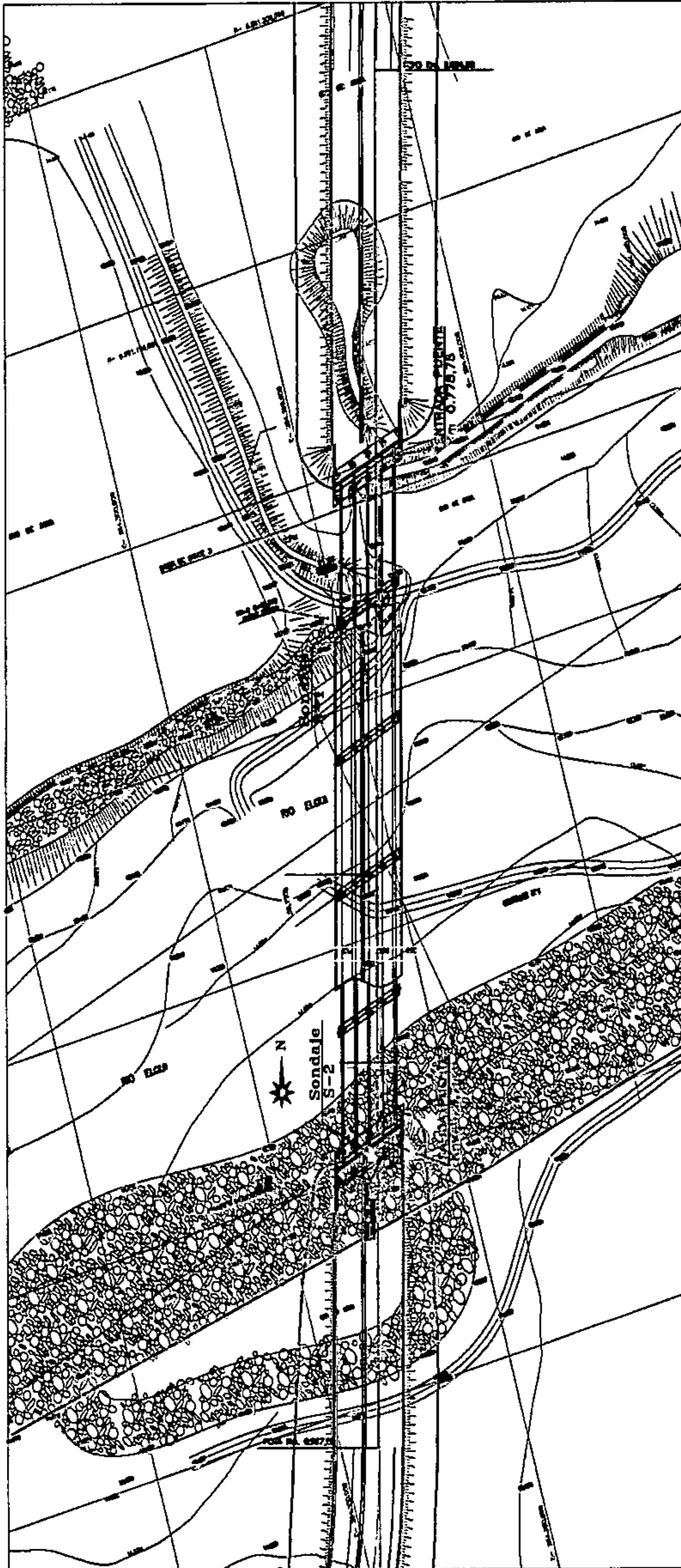


Fotografía F.4- Puente Fiscal



“Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena”. Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008



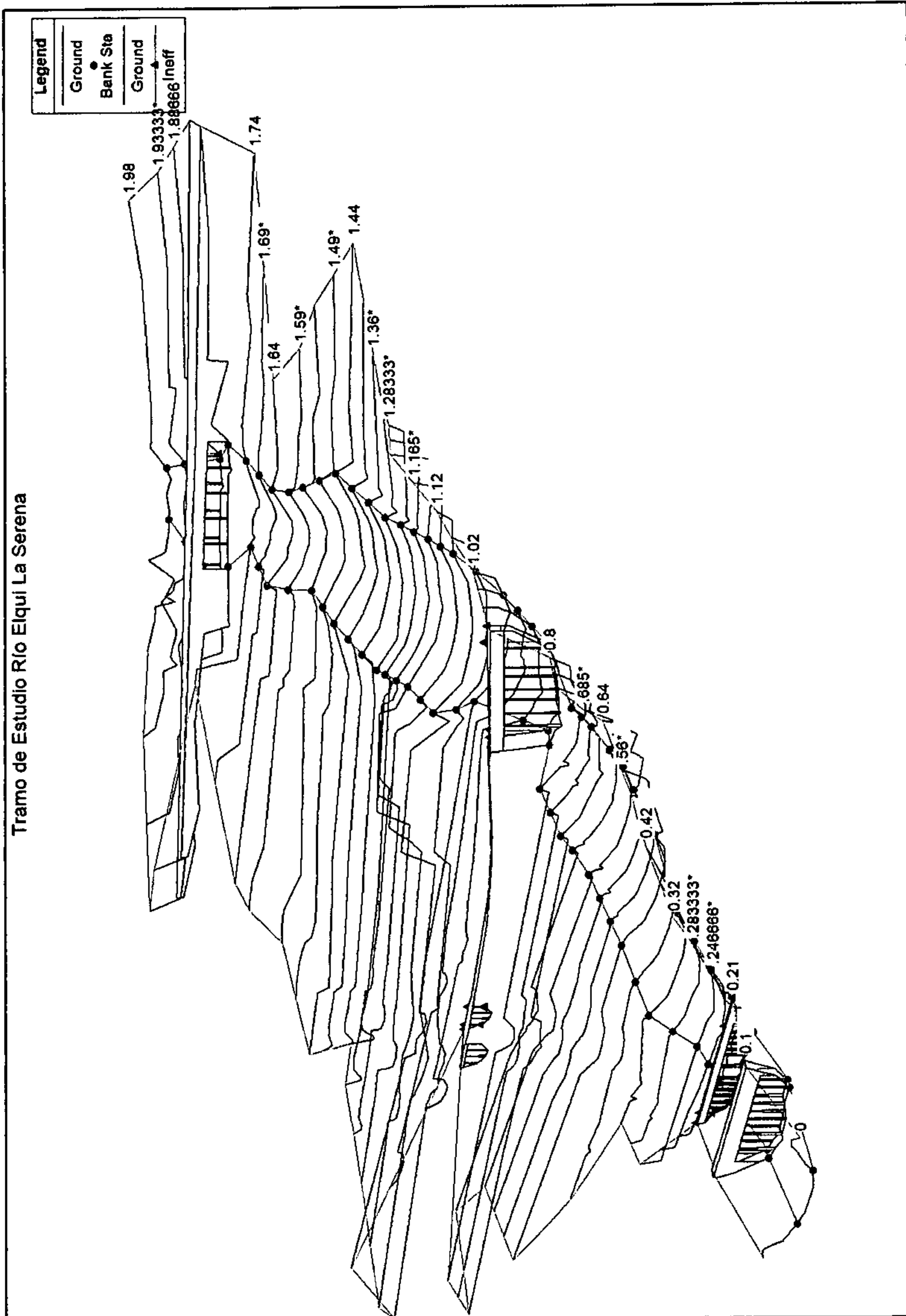


PLANTA Y SECCION TRANSVERSAL PTE. ZORRILLA

"Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del Río Elqui para fijar deslinde entre los puentes El Libertador y Fiscal, Comuna de La Serena". Verónica Cofré - Claudia Rojas / ULS / 2008

ANEXO VI

Modelación Hidráulica HEC-RAS

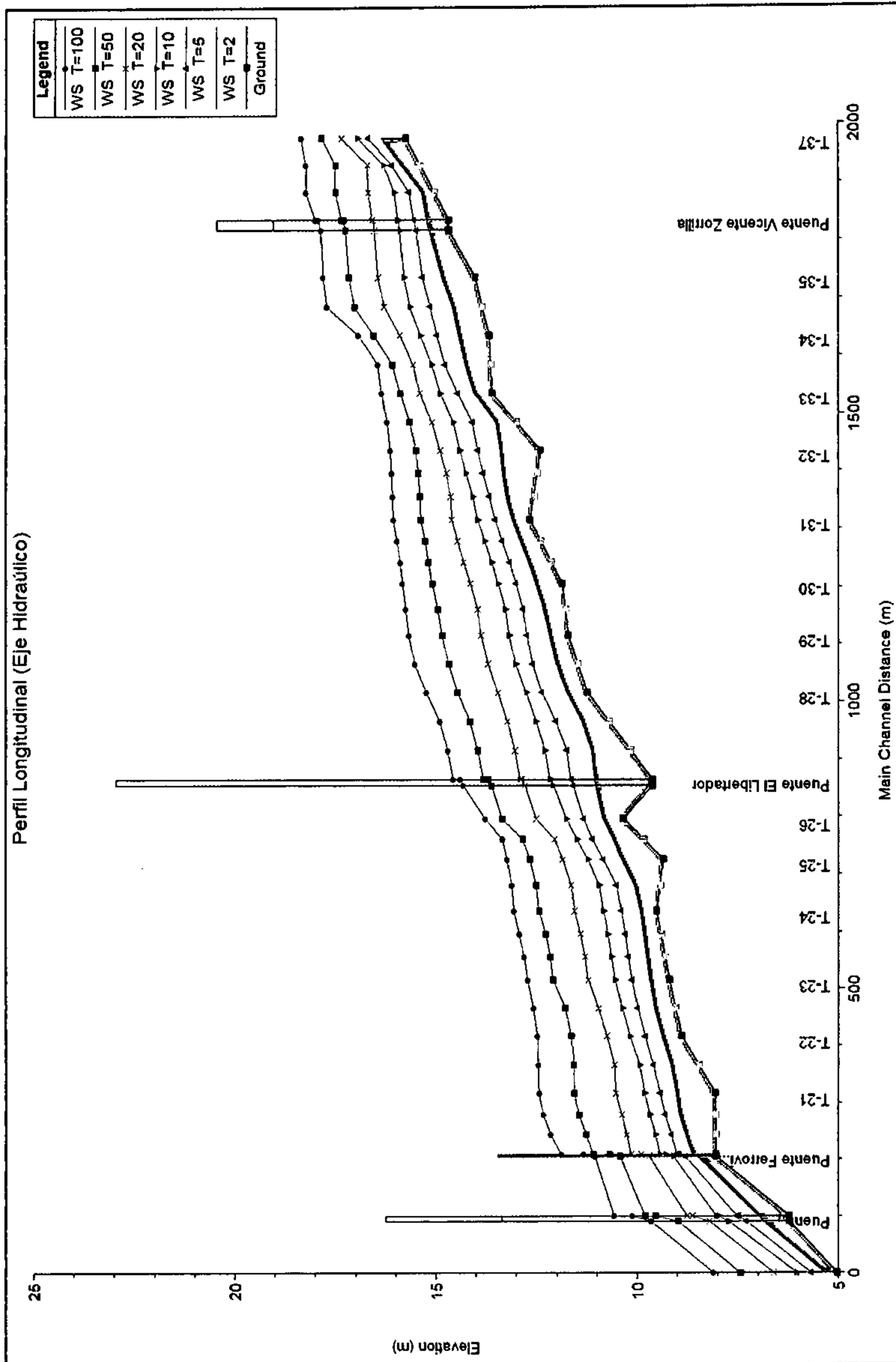


Resultados en las Secciones Transversales (Perfiles T-37 a T-18)

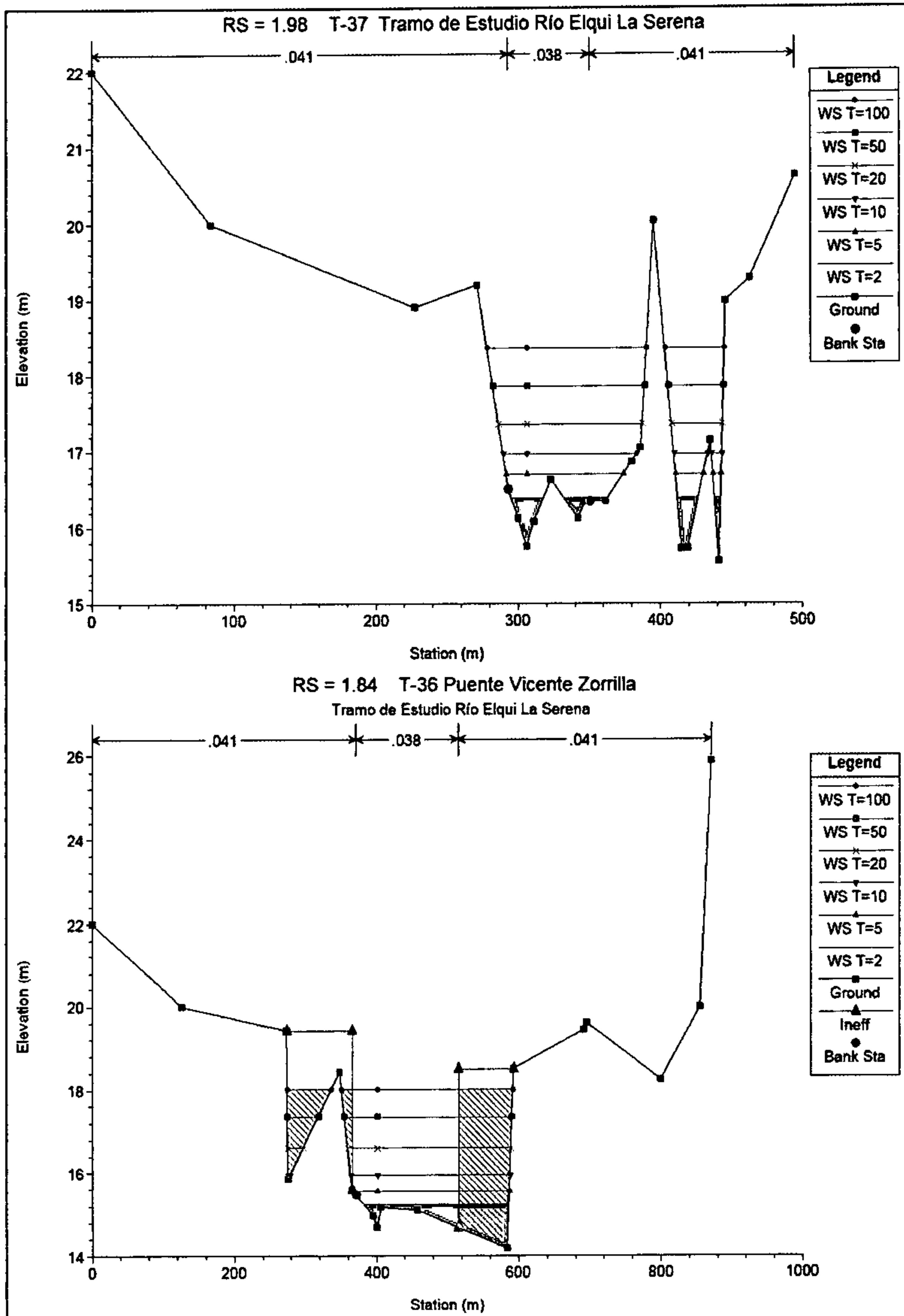
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Froude # Chl
La Serena	1.98	T=2	14.00	15.75	16.39		16.42	0.47
La Serena	1.98	T=5	60.00	15.75	16.70	16.56	16.79	0.63
La Serena	1.98	T=10	138.00	15.75	16.97	16.82	17.13	0.75
La Serena	1.98	T=20	336.00	15.75	17.37	17.27	17.72	0.88
La Serena	1.98	T=50	728.00	15.75	17.86	17.86	18.57	1.04
La Serena	1.98	T=100	1140.00	15.75	18.36	18.36	19.28	1.04
La Serena	1.84	T=2	14.00	14.68	15.25	15.04	15.26	0.28
La Serena	1.84	T=5	60.00	14.68	15.57	15.28	15.60	0.34
La Serena	1.84	T=10	138.00	14.68	15.96	15.49	16.02	0.34
La Serena	1.84	T=20	336.00	14.68	16.61	15.86	16.72	0.37
La Serena	1.84	T=50	728.00	14.68	17.37	16.40	17.59	0.44
La Serena	1.84	T=100	1140.00	14.68	18.02	16.87	18.36	0.48
La Serena	1.77		Bridge					
La Serena	1.74	T=2	14.00	14.03	14.87		14.90	0.42
La Serena	1.74	T=5	60.00	14.03	15.36		15.39	0.28
La Serena	1.74	T=10	138.00	14.03	15.82		15.85	0.26
La Serena	1.74	T=20	336.00	14.03	16.47		16.52	0.29
La Serena	1.74	T=50	728.00	14.03	17.18		17.29	0.36
La Serena	1.74	T=100	1140.00	14.03	17.83		17.99	0.37
La Serena	1.64	T=2	14.00	13.67	14.46		14.48	0.33
La Serena	1.64	T=5	60.00	13.67	15.00		15.07	0.42
La Serena	1.64	T=10	138.00	13.67	15.40		15.57	0.54
La Serena	1.64	T=20	336.00	13.67	15.92		16.18	0.64
La Serena	1.64	T=50	728.00	13.67	16.56		16.94	0.71
La Serena	1.64	T=100	1140.00	13.67	16.95	16.59	17.59	0.89
La Serena	1.54	T=2	14.00	13.61	14.07		14.12	0.50
La Serena	1.54	T=5	60.00	13.61	14.47		14.61	0.67
La Serena	1.54	T=10	138.00	13.61	14.90		15.01	0.53
La Serena	1.54	T=20	336.00	13.61	15.42		15.53	0.50
La Serena	1.54	T=50	728.00	13.61	15.91		16.08	0.55
La Serena	1.54	T=100	1140.00	13.61	16.37		16.56	0.52
La Serena	1.44	T=2	14.00	12.40	13.43		13.44	0.26
La Serena	1.44	T=5	60.00	12.40	13.97		14.03	0.38
La Serena	1.44	T=10	138.00	12.40	14.43		14.53	0.45
La Serena	1.44	T=20	336.00	12.40	14.92		15.09	0.54
La Serena	1.44	T=50	728.00	12.40	15.52		15.66	0.47
La Serena	1.44	T=100	1140.00	12.40	16.15		16.26	0.37
La Serena	1.32	T=2	14.00	12.66	13.13		13.16	0.48
La Serena	1.32	T=5	60.00	12.66	13.55		13.61	0.46
La Serena	1.32	T=10	138.00	12.66	13.98		14.07	0.45
La Serena	1.32	T=20	336.00	12.66	14.62		14.67	0.32
La Serena	1.32	T=50	728.00	12.66	15.40		15.45	0.26
La Serena	1.32	T=100	1140.00	12.66	16.08		16.13	0.23

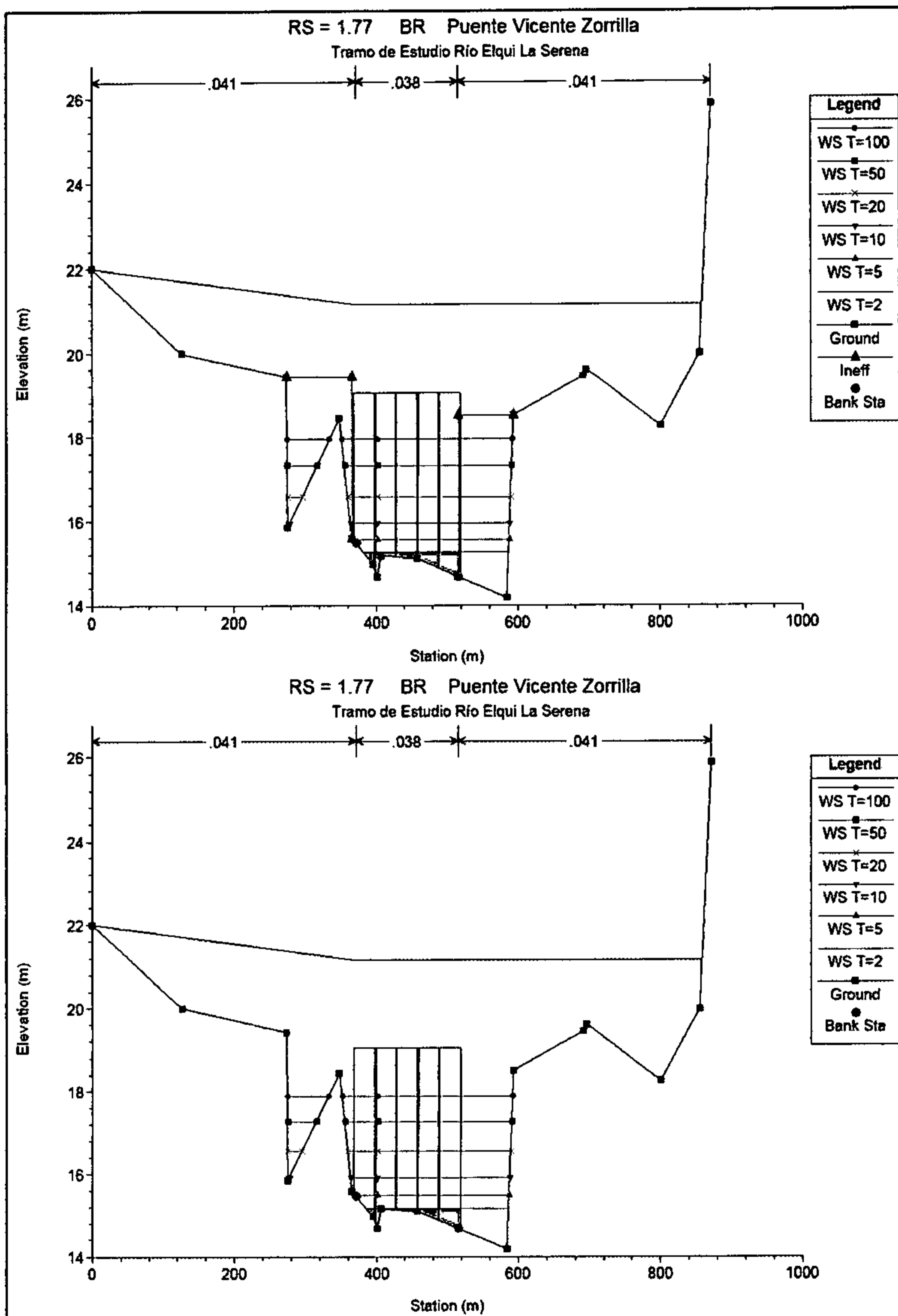
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Froude # Chl
La Serena	1.21	T=2	14.00	11.86	12.54		12.58	0.47
La Serena	1.21	T=5	60.00	11.86	13.02		13.11	0.51
La Serena	1.21	T=10	138.00	11.86	13.47		13.59	0.53
La Serena	1.21	T=20	336.00	11.86	14.16		14.30	0.50
La Serena	1.21	T=50	728.00	11.86	15.12		15.20	0.33
La Serena	1.21	T=100	1140.00	11.86	15.85		15.93	0.29
La Serena	1.12	T=2	14.00	11.71	12.19		12.22	0.38
La Serena	1.12	T=5	60.00	11.71	12.76		12.80	0.34
La Serena	1.12	T=10	138.00	11.71	13.19		13.26	0.38
La Serena	1.12	T=20	336.00	11.71	13.90		14.01	0.39
La Serena	1.12	T=50	728.00	11.71	14.86		15.02	0.40
La Serena	1.12	T=100	1140.00	11.71	15.69		15.81	0.33
La Serena	1.02	T=2	14.00	11.24	11.77		11.83	0.60
La Serena	1.02	T=5	60.00	11.24	12.38		12.47	0.56
La Serena	1.02	T=10	138.00	11.24	12.78		12.92	0.59
La Serena	1.02	T=20	336.00	11.24	13.48		13.69	0.56
La Serena	1.02	T=50	728.00	11.24	14.47		14.74	0.51
La Serena	1.02	T=100	1140.00	11.24	15.26		15.57	0.50
La Serena	0.87	T=2	14.00	9.62	11.08	10.49	11.10	0.25
La Serena	0.87	T=5	60.00	9.62	11.66	11.11	11.72	0.35
La Serena	0.87	T=10	138.00	9.62	12.18	11.52	12.28	0.41
La Serena	0.87	T=20	336.00	9.62	12.93	12.21	13.11	0.46
La Serena	0.87	T=50	728.00	9.62	13.85	12.96	14.16	0.52
La Serena	0.87	T=100	1140.00	9.62	14.59	13.55	15.03	0.55
La Serena	0.86		Bridge					
La Serena	0.8	T=2	14.00	10.34	10.88		10.91	0.44
La Serena	0.8	T=5	60.00	10.34	11.35		11.45	0.55
La Serena	0.8	T=10	138.00	10.34	11.78		11.96	0.61
La Serena	0.8	T=20	336.00	10.34	12.53		12.79	0.59
La Serena	0.8	T=50	728.00	10.34	13.38		13.76	0.63
La Serena	0.8	T=100	1140.00	10.34	13.80	13.42	14.53	0.82
La Serena	0.73	T=2	14.00	9.35	10.41		10.46	0.49
La Serena	0.73	T=5	60.00	9.35	10.86	10.68	10.99	0.68
La Serena	0.73	T=10	138.00	9.35	11.25	11.08	11.45	0.73
La Serena	0.73	T=20	336.00	9.35	11.88		12.16	0.71
La Serena	0.73	T=50	728.00	9.35	12.69		13.04	0.65
La Serena	0.73	T=100	1140.00	9.35	13.26		13.71	0.67
La Serena	0.64	T=2	14.00	9.51	9.95		9.96	0.30
La Serena	0.64	T=5	60.00	9.51	10.41		10.45	0.36
La Serena	0.64	T=10	138.00	9.51	10.85		10.93	0.40
La Serena	0.64	T=20	336.00	9.51	11.57		11.70	0.43
La Serena	0.64	T=50	728.00	9.51	12.47		12.66	0.44
La Serena	0.64	T=100	1140.00	9.51	13.08		13.31	0.45

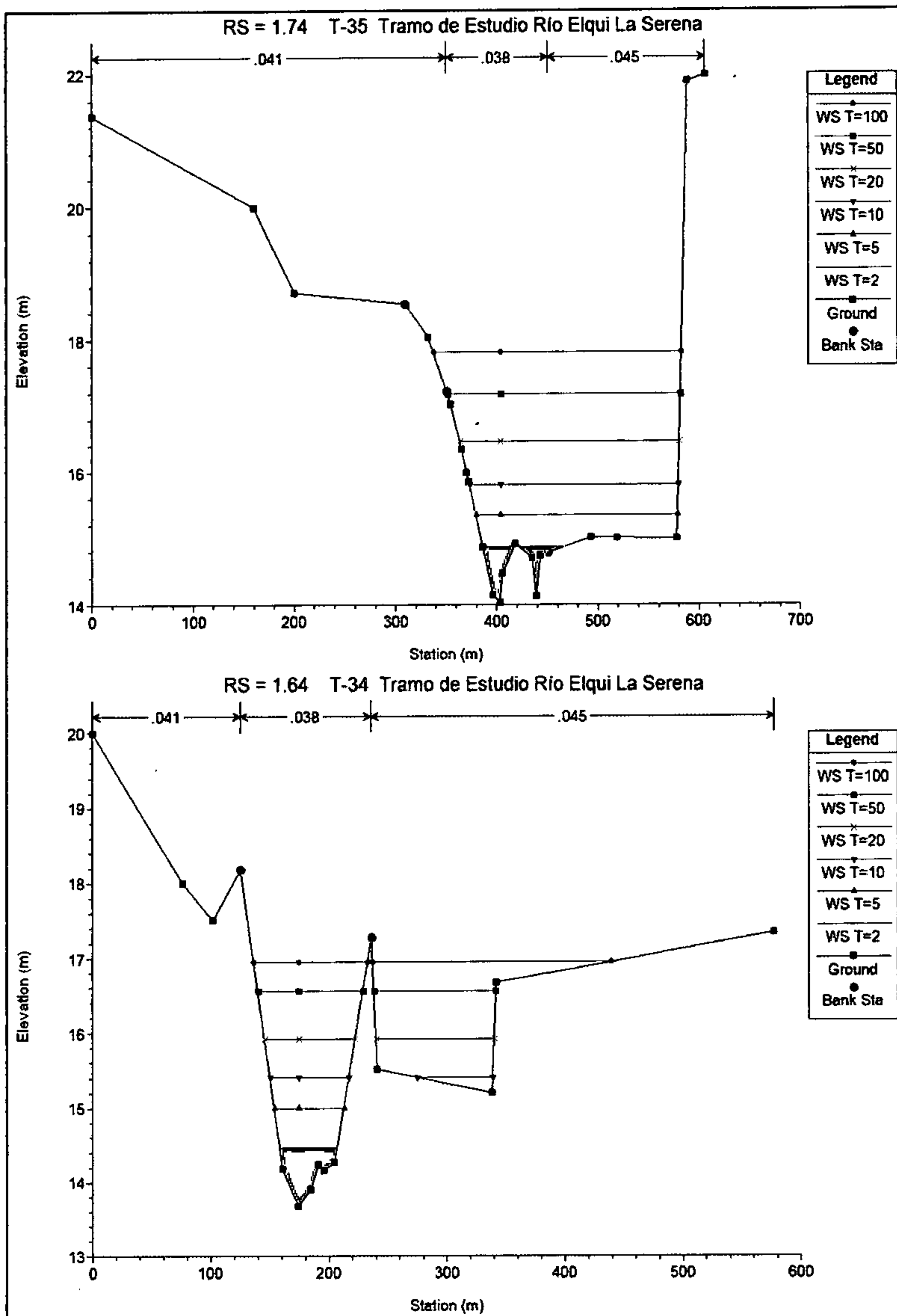
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Froude # Chi
La Serena	0.52	T=2	14.00	9.20	9.70		9.72	0.29
La Serena	0.52	T=5	60.00	9.20	10.15		10.19	0.37
La Serena	0.52	T=10	138.00	9.20	10.57		10.64	0.40
La Serena	0.52	T=20	336.00	9.20	11.24		11.36	0.42
La Serena	0.52	T=50	728.00	9.20	12.11		12.29	0.43
La Serena	0.52	T=100	1140.00	9.20	12.74		12.99	0.48
La Serena	0.42	T=2	14.00	8.89	9.40		9.43	0.48
La Serena	0.42	T=5	60.00	8.89	9.81		9.88	0.48
La Serena	0.42	T=10	138.00	8.89	10.20		10.31	0.51
La Serena	0.42	T=20	336.00	8.89	10.77		10.97	0.57
La Serena	0.42	T=50	728.00	8.89	11.65		11.89	0.53
La Serena	0.42	T=100	1140.00	8.89	12.49		12.72	0.44
La Serena	0.32	T=2	14.00	8.05	9.05		9.07	0.29
La Serena	0.32	T=5	60.00	8.05	9.45		9.50	0.40
La Serena	0.32	T=10	138.00	8.05	9.83		9.89	0.38
La Serena	0.32	T=20	336.00	8.05	10.54		10.60	0.31
La Serena	0.32	T=50	728.00	8.05	11.57		11.64	0.27
La Serena	0.32	T=100	1140.00	8.05	12.45		12.54	0.25
La Serena	0.21	T=2	14.00	8.04	8.65	8.47	8.67	0.35
La Serena	0.21	T=5	60.00	8.04	9.04	8.74	9.09	0.38
La Serena	0.21	T=10	138.00	8.04	9.46	8.99	9.54	0.40
La Serena	0.21	T=20	336.00	8.04	10.17	9.45	10.33	0.44
La Serena	0.21	T=50	728.00	8.04	11.12	10.11	11.41	0.48
La Serena	0.21	T=100	1140.00	8.04	11.91	10.68	12.33	0.50
La Serena	0.20		Bridge					
La Serena	0.1	T=2	14.00	6.21	7.01	6.79	7.03	0.38
La Serena	0.1	T=5	60.00	6.21	7.54	7.16	7.61	0.45
La Serena	0.1	T=10	138.00	6.21	8.05	7.55	8.15	0.45
La Serena	0.1	T=20	336.00	6.21	8.78	8.13	8.97	0.47
La Serena	0.1	T=50	728.00	6.21	9.82	8.82	10.14	0.49
La Serena	0.1	T=100	1140.00	6.21	10.59	9.42	11.05	0.52
La Serena	0.095		Bridge					
La Serena	0	T=2	14.00	5.02	5.36	5.36	5.46	1.00
La Serena	0	T=5	60.00	5.02	5.70	5.70	5.93	1.01
La Serena	0	T=10	138.00	5.02	6.04	6.04	6.40	1.01
La Serena	0	T=20	336.00	5.02	6.62	6.62	7.21	0.98
La Serena	0	T=50	728.00	5.02	7.44	7.44	8.35	0.95
La Serena	0	T=100	1140.00	5.02	8.12	8.12	9.24	0.94

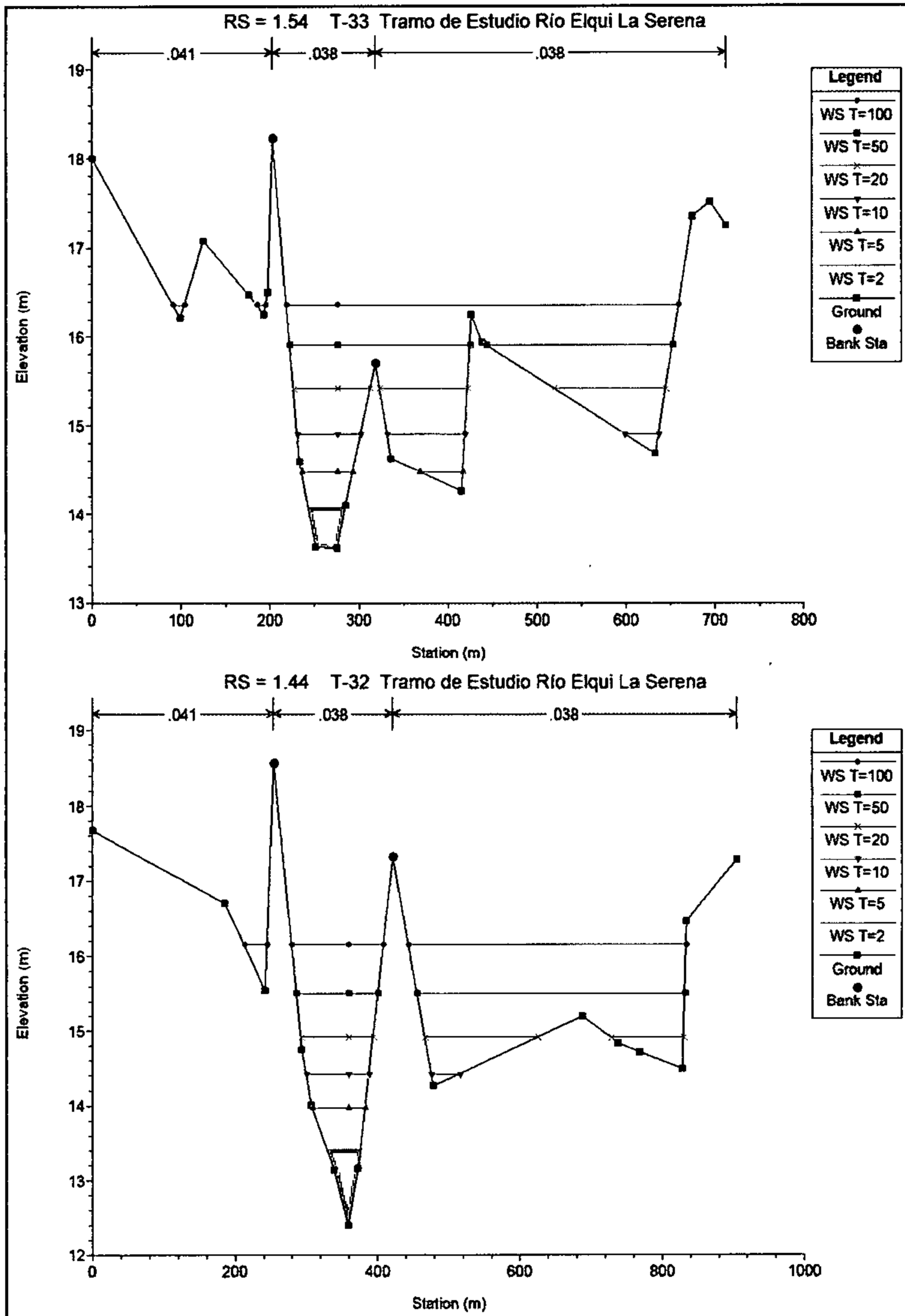


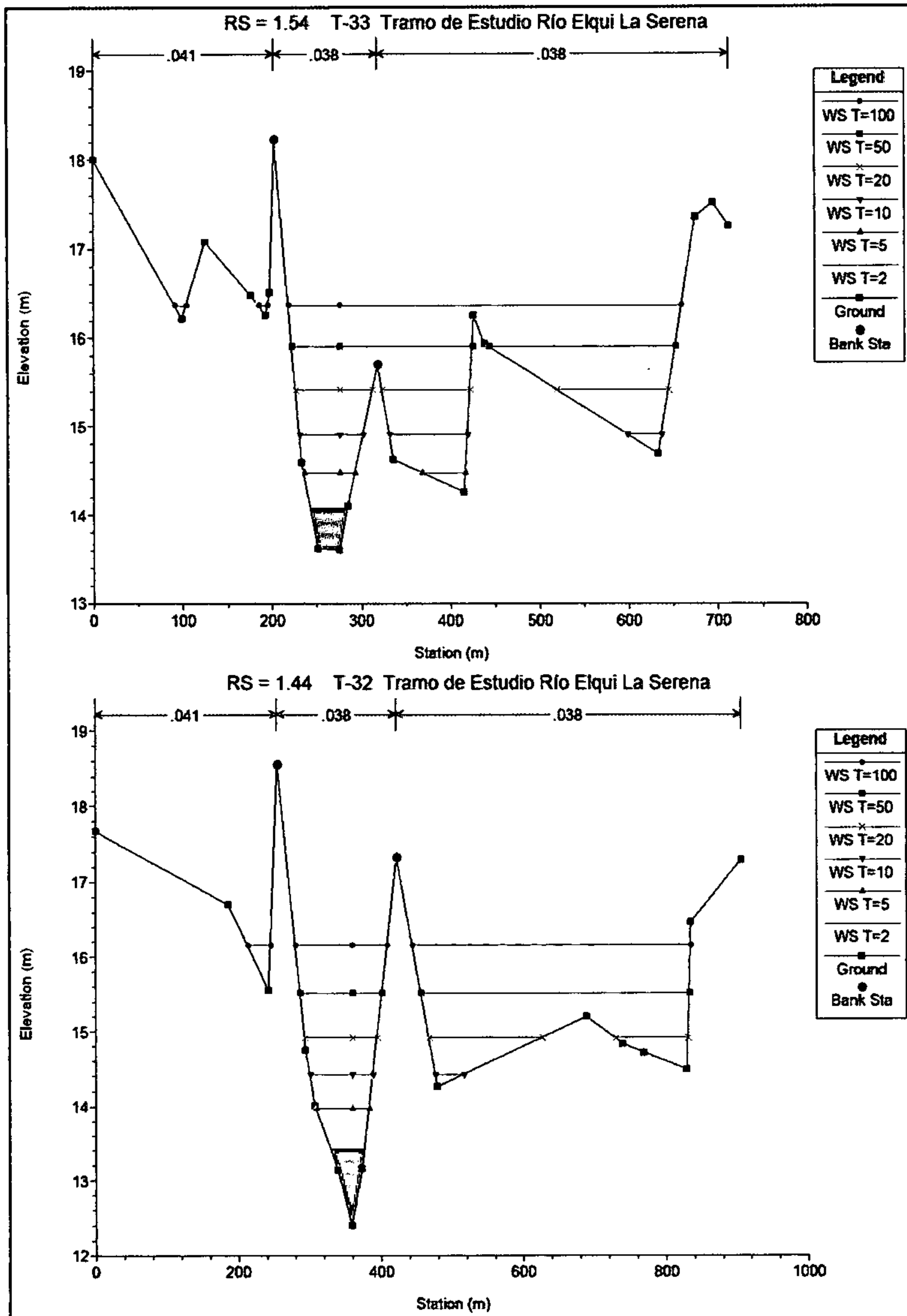
Alturas de Agua en las Secciones Transversales

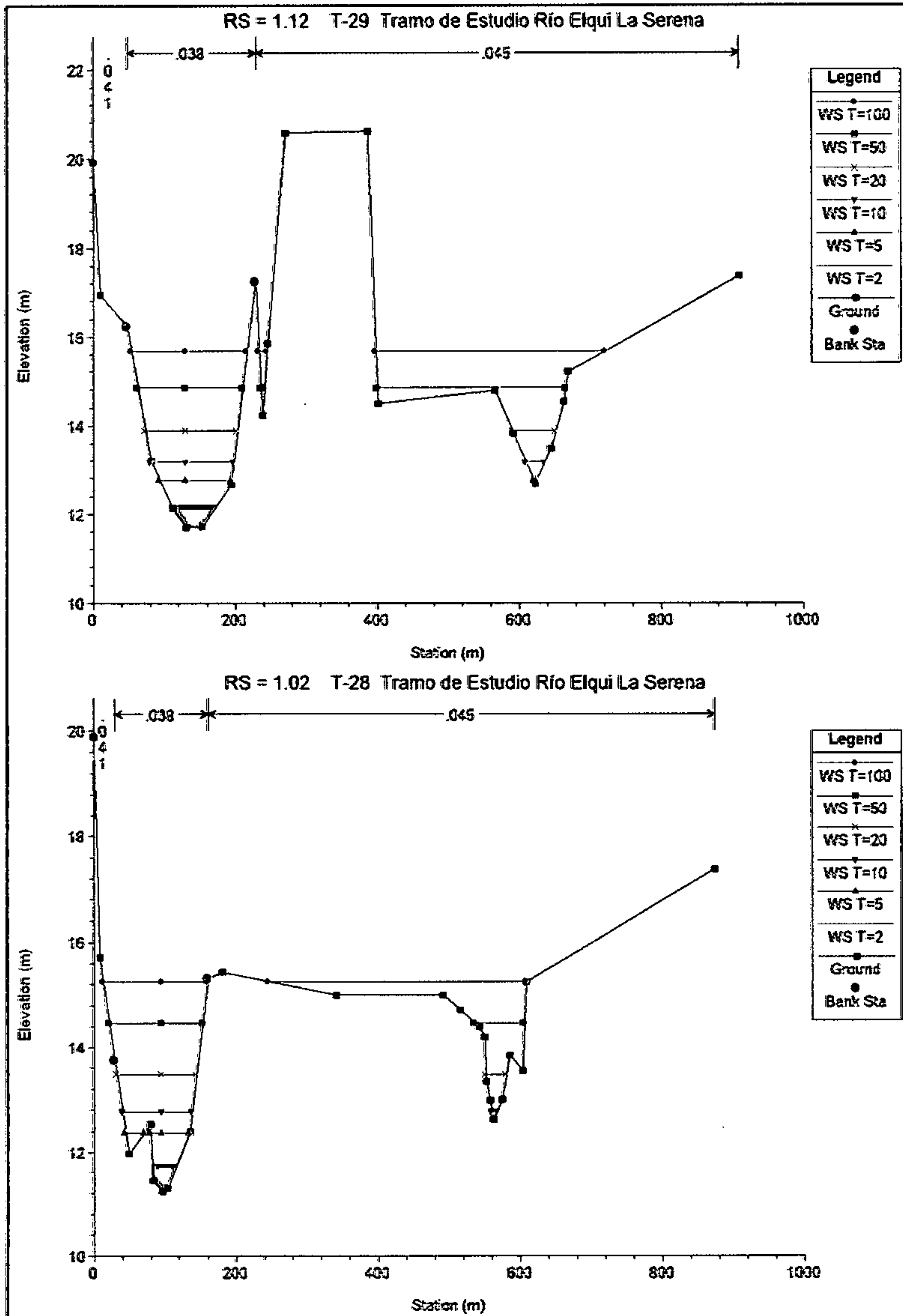


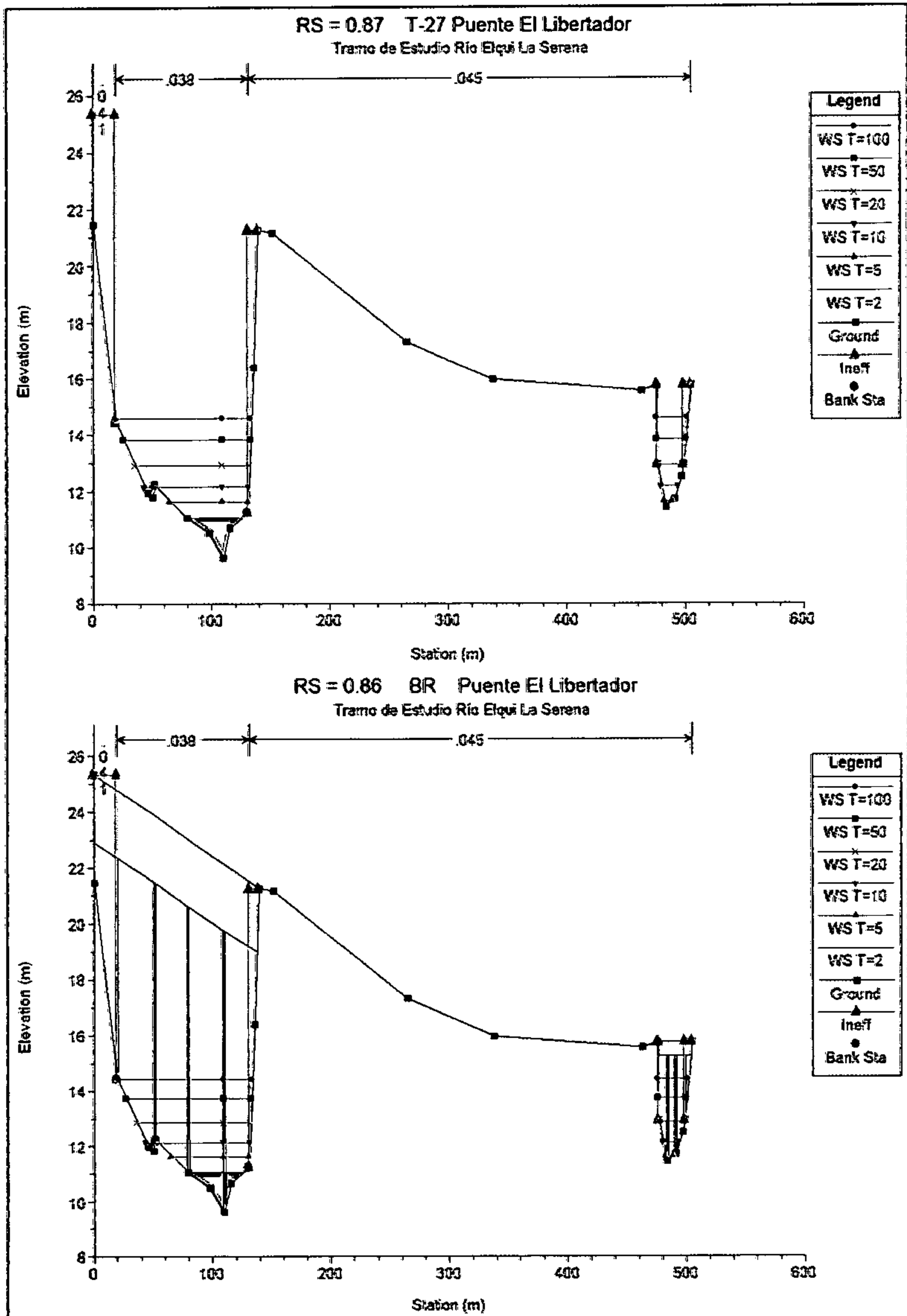


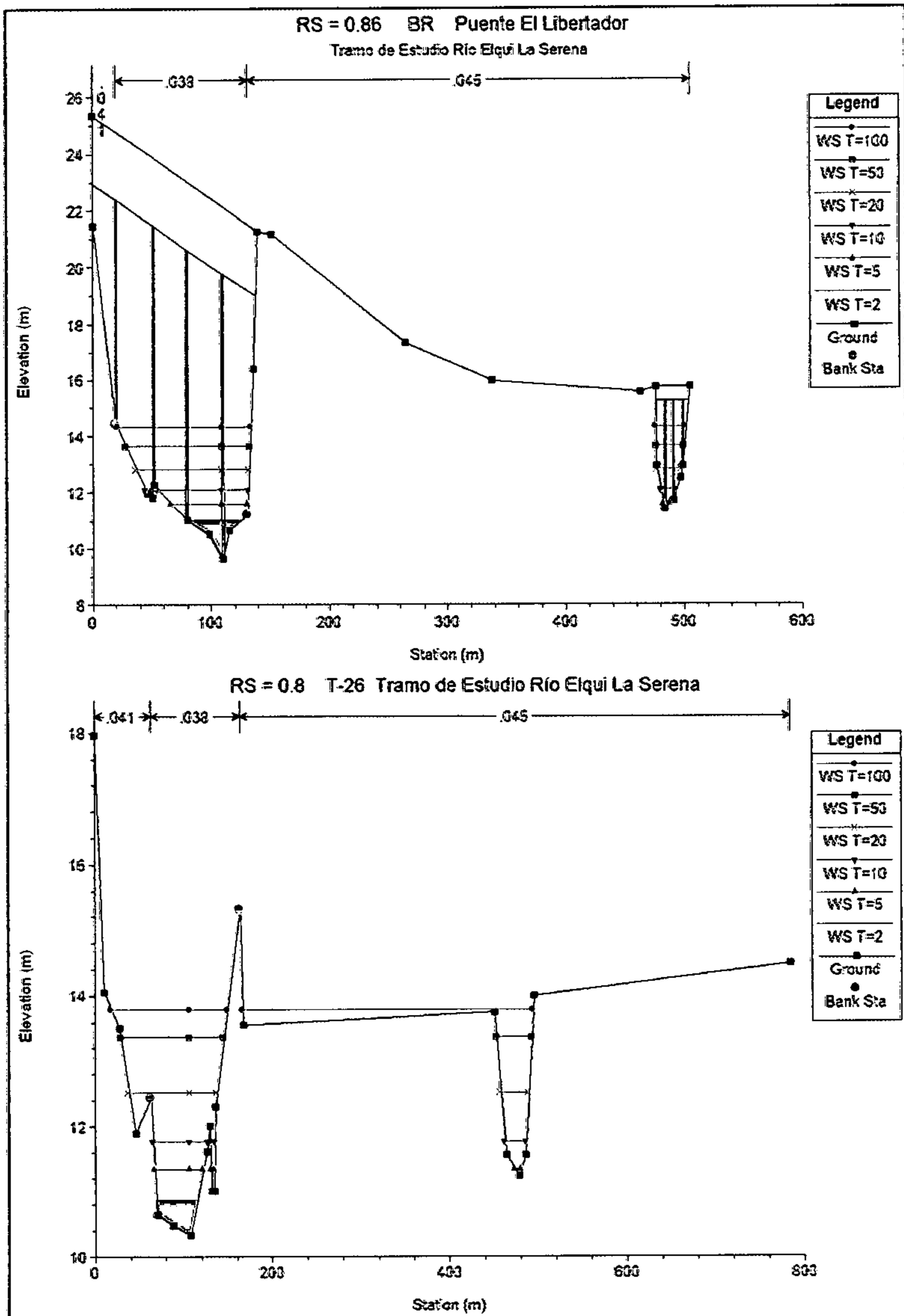


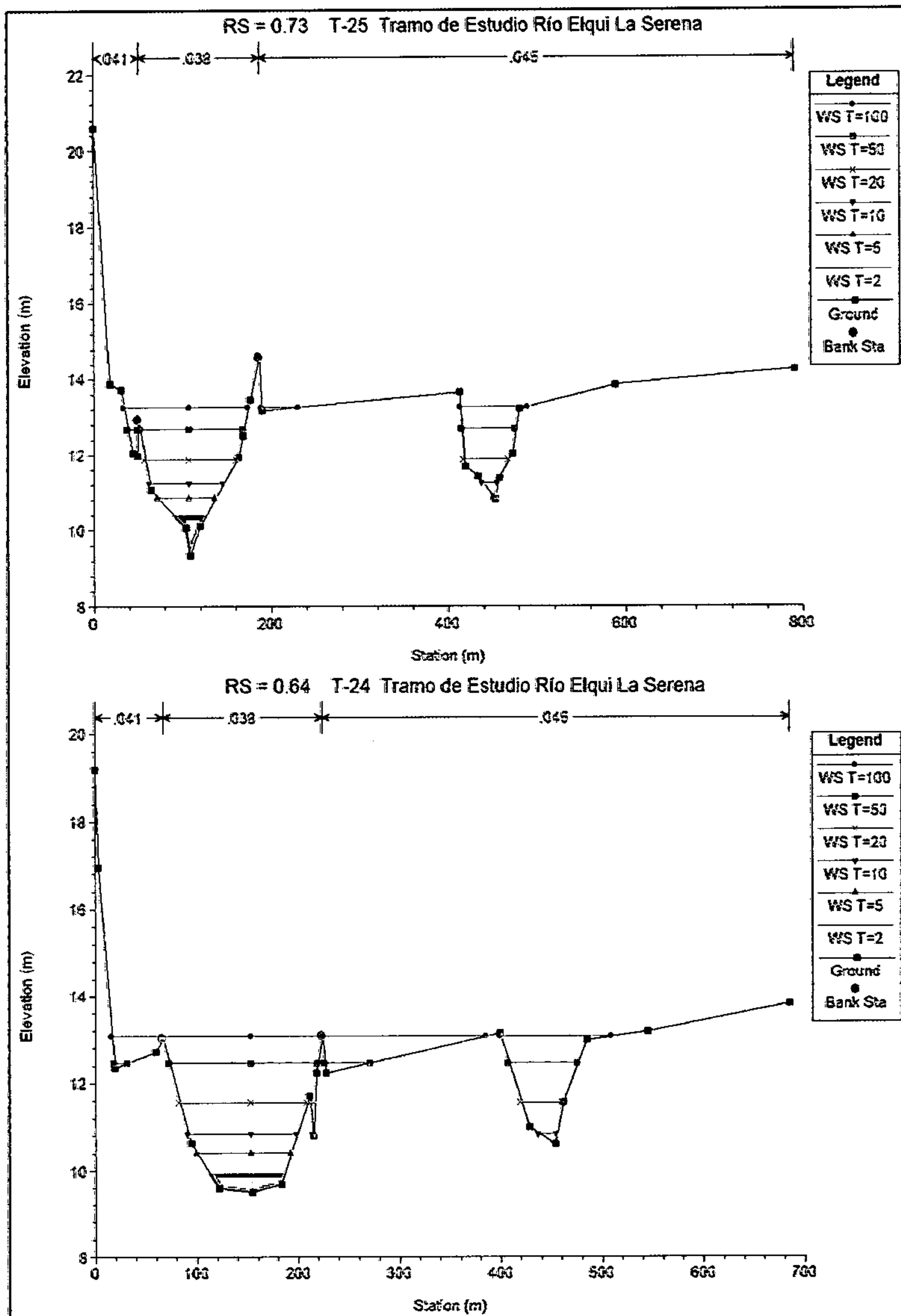


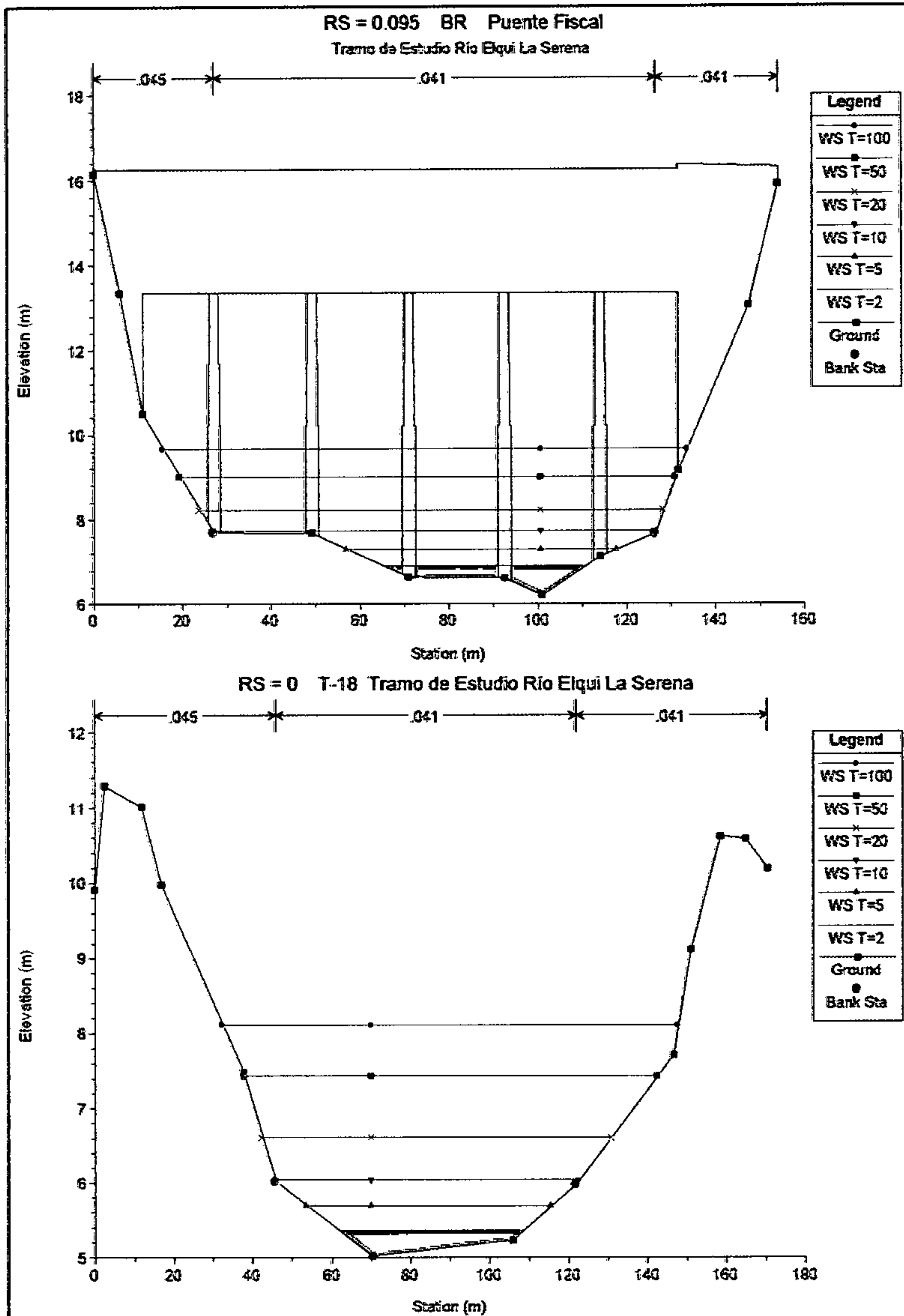


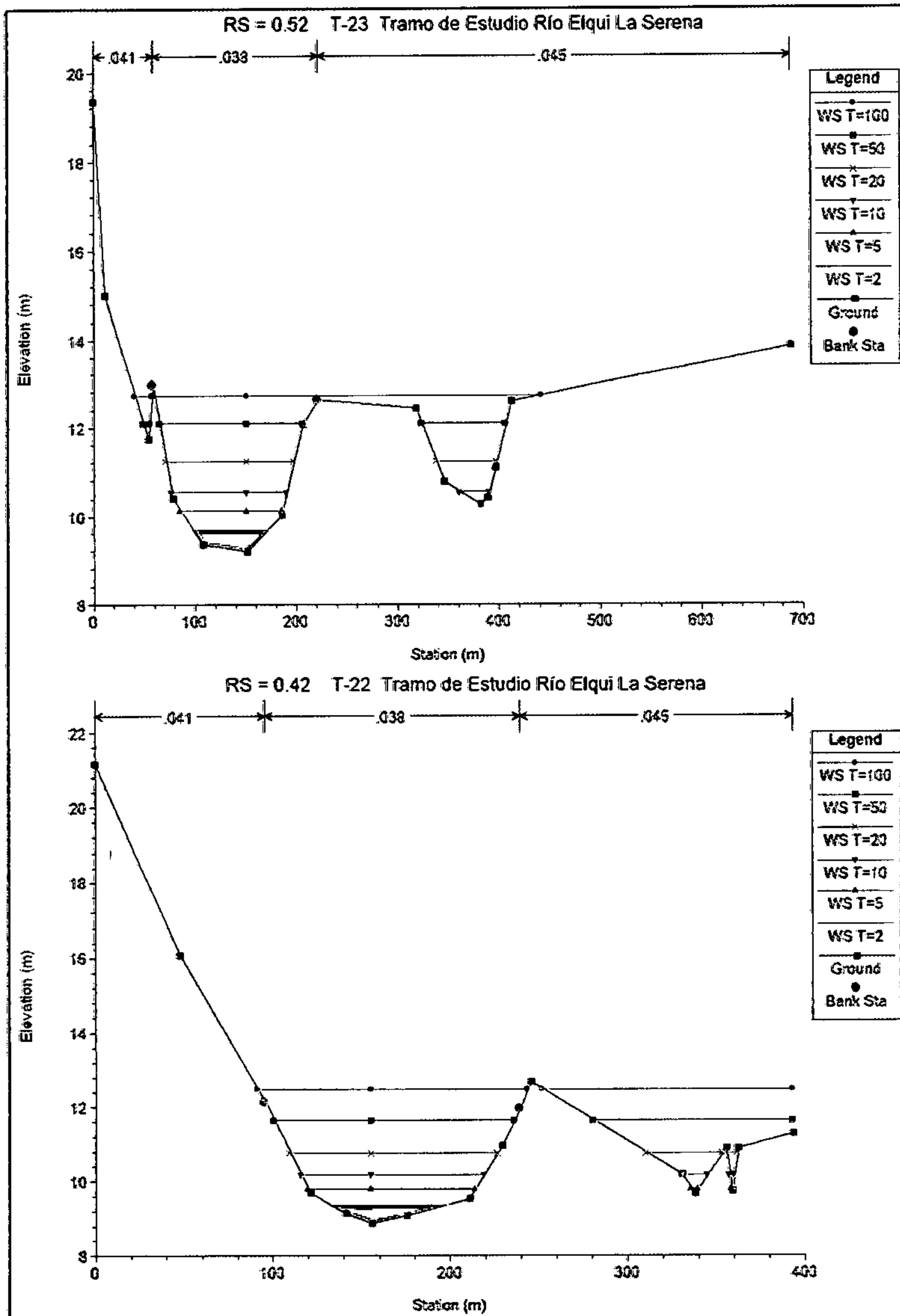


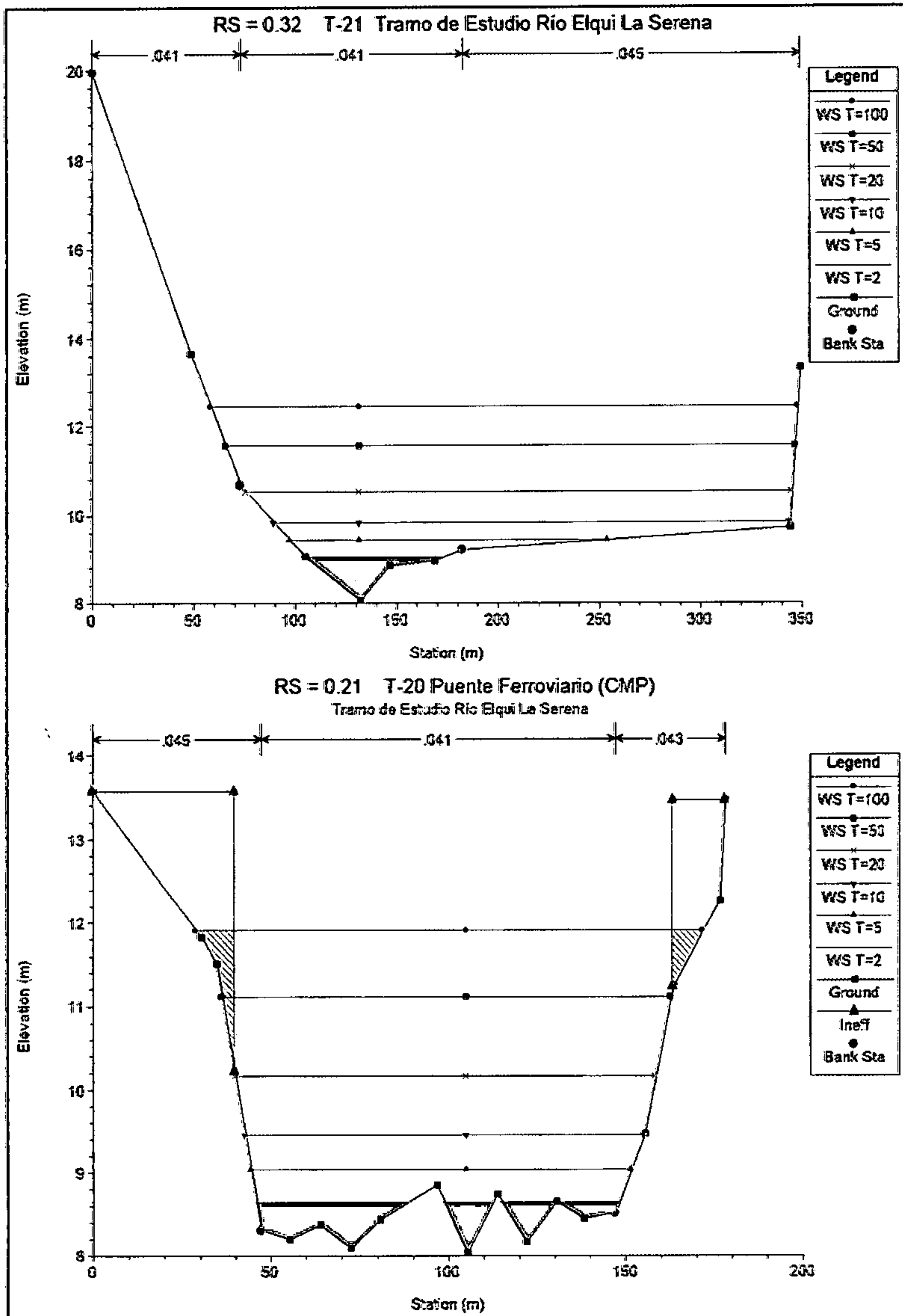


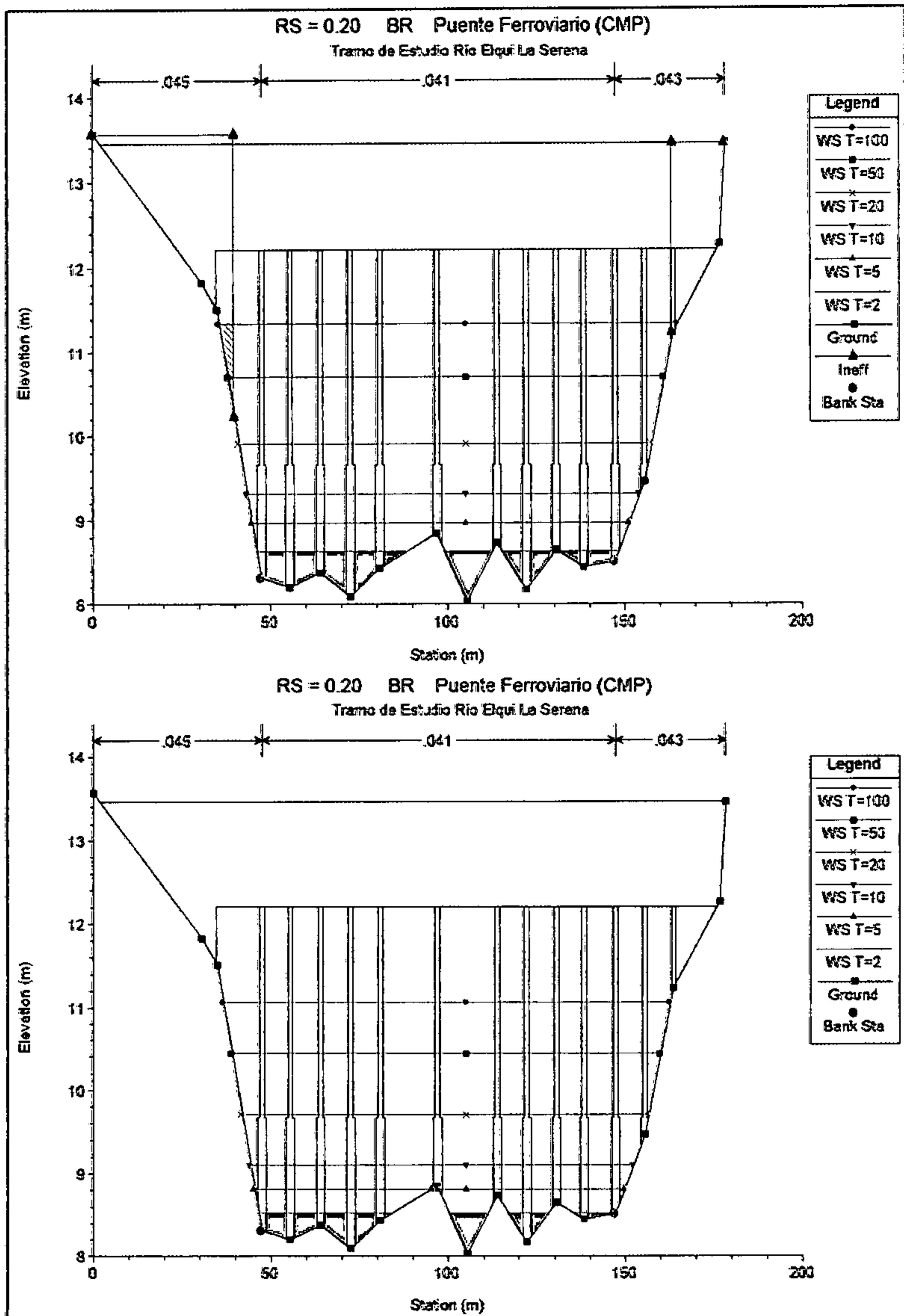


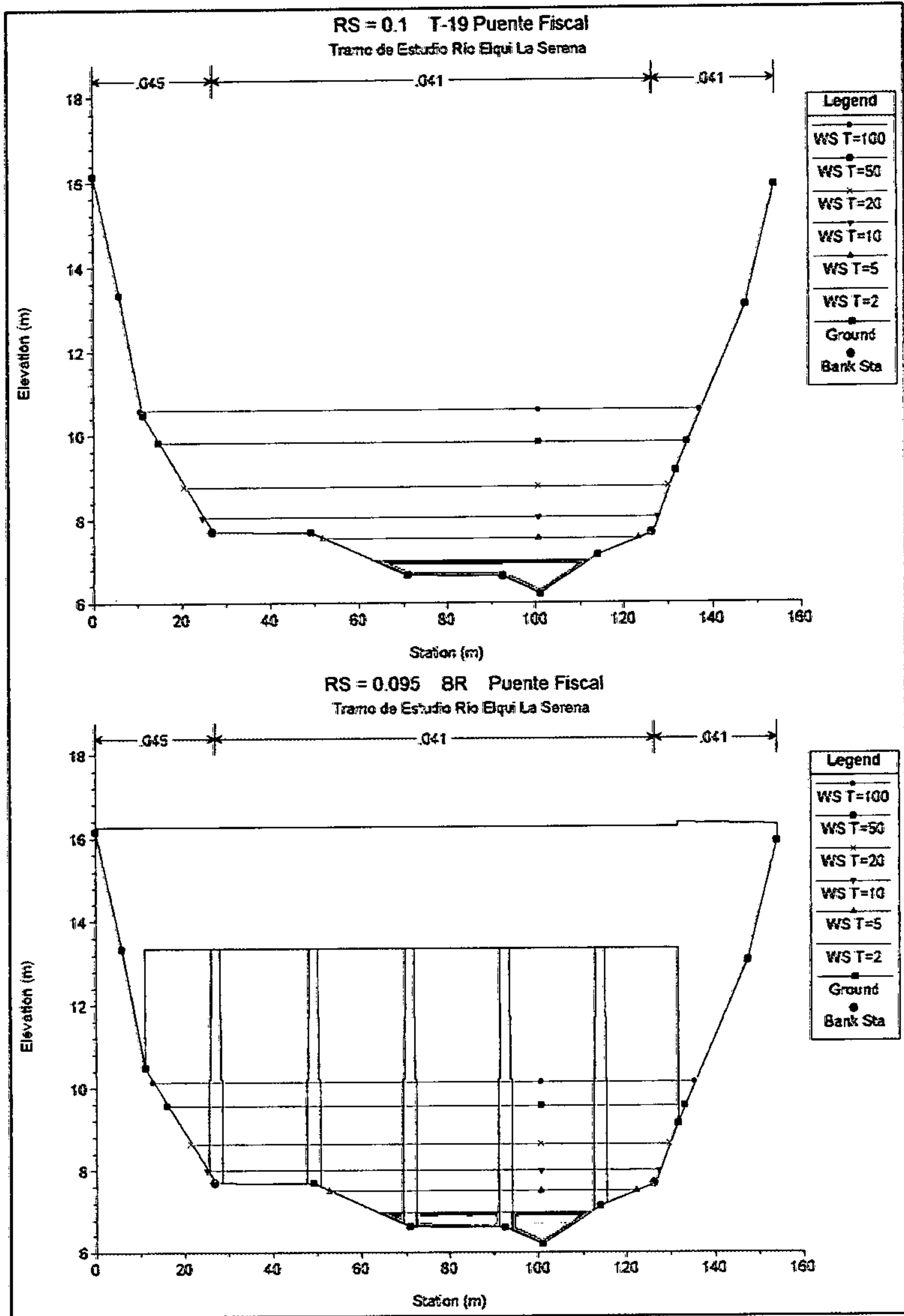


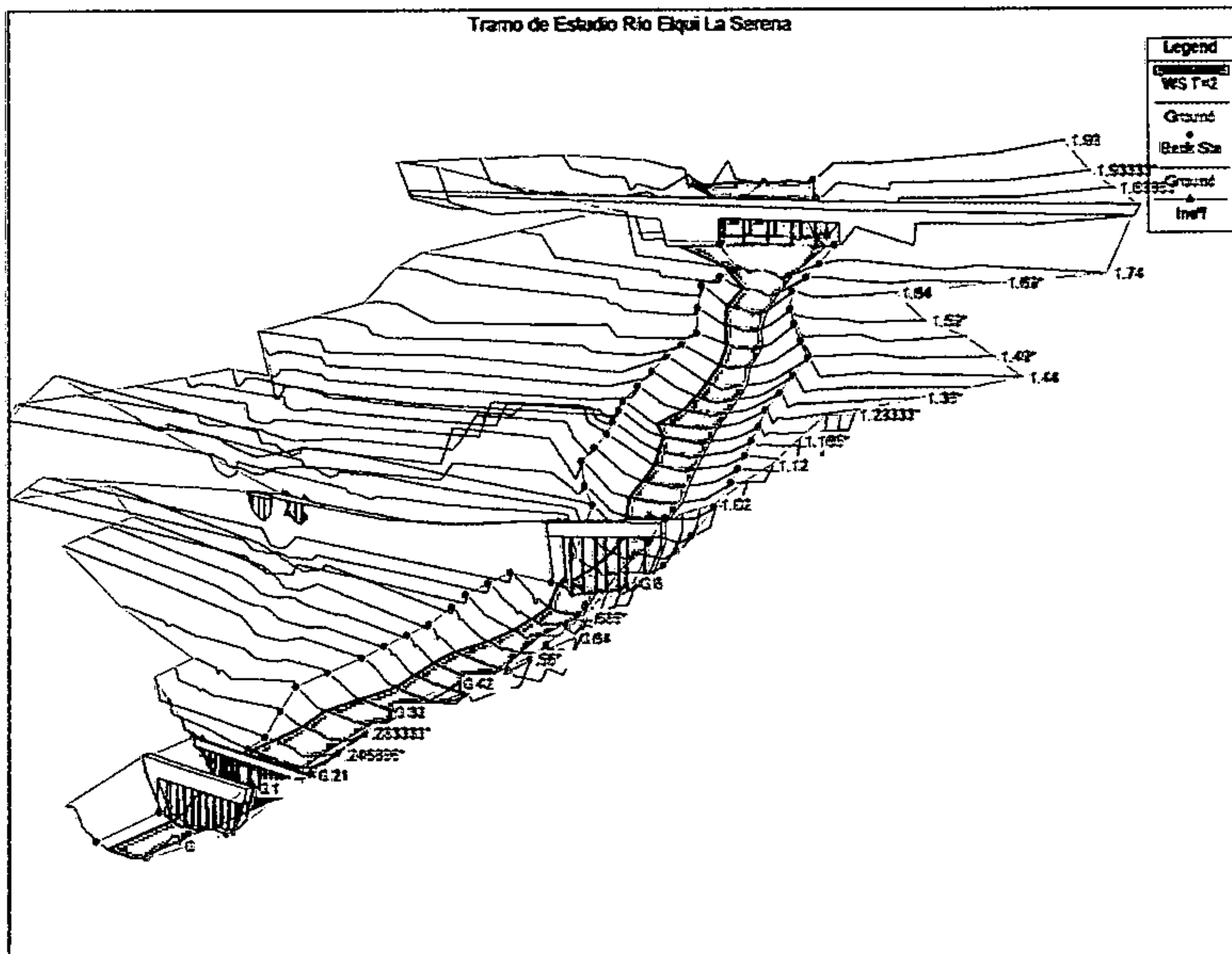




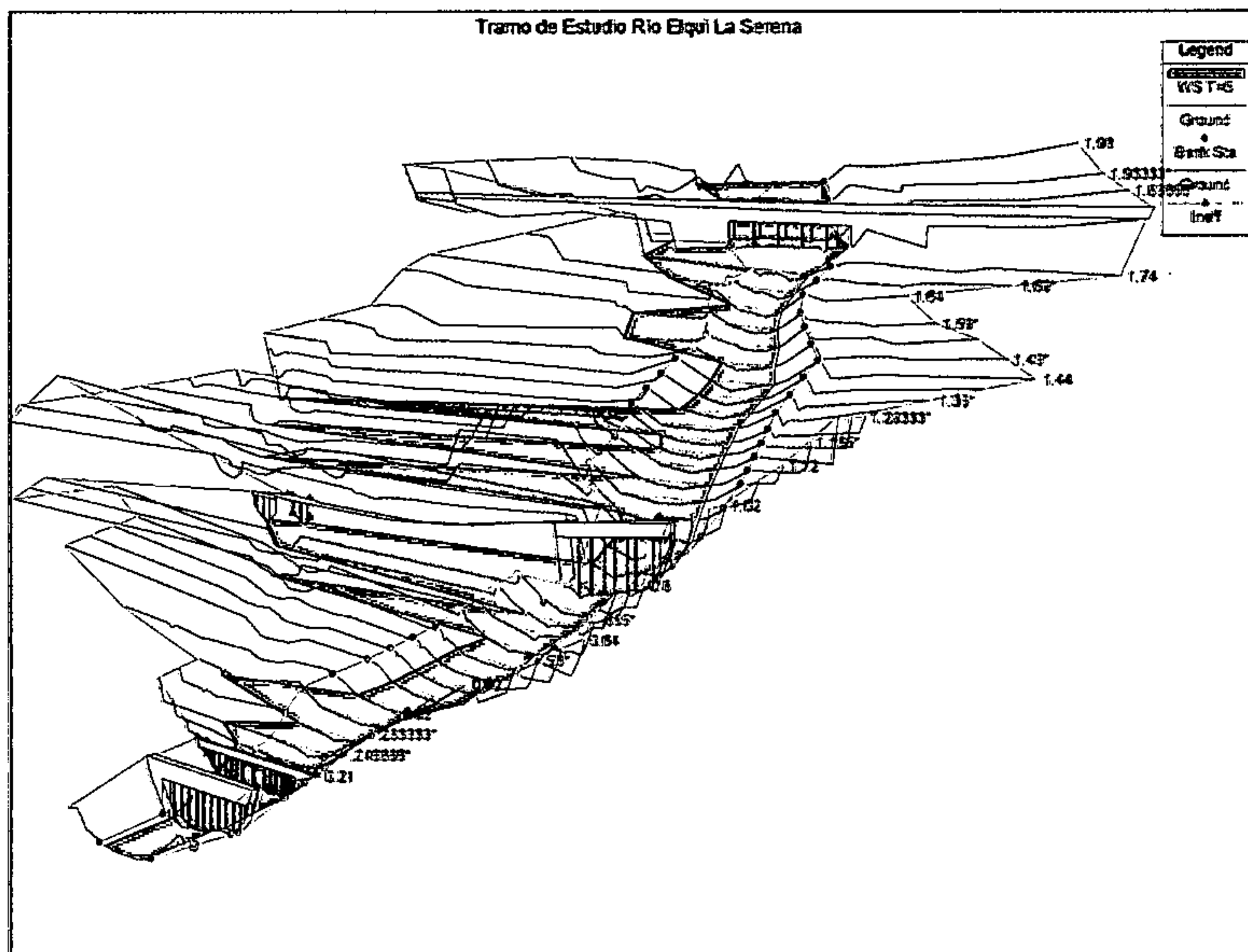




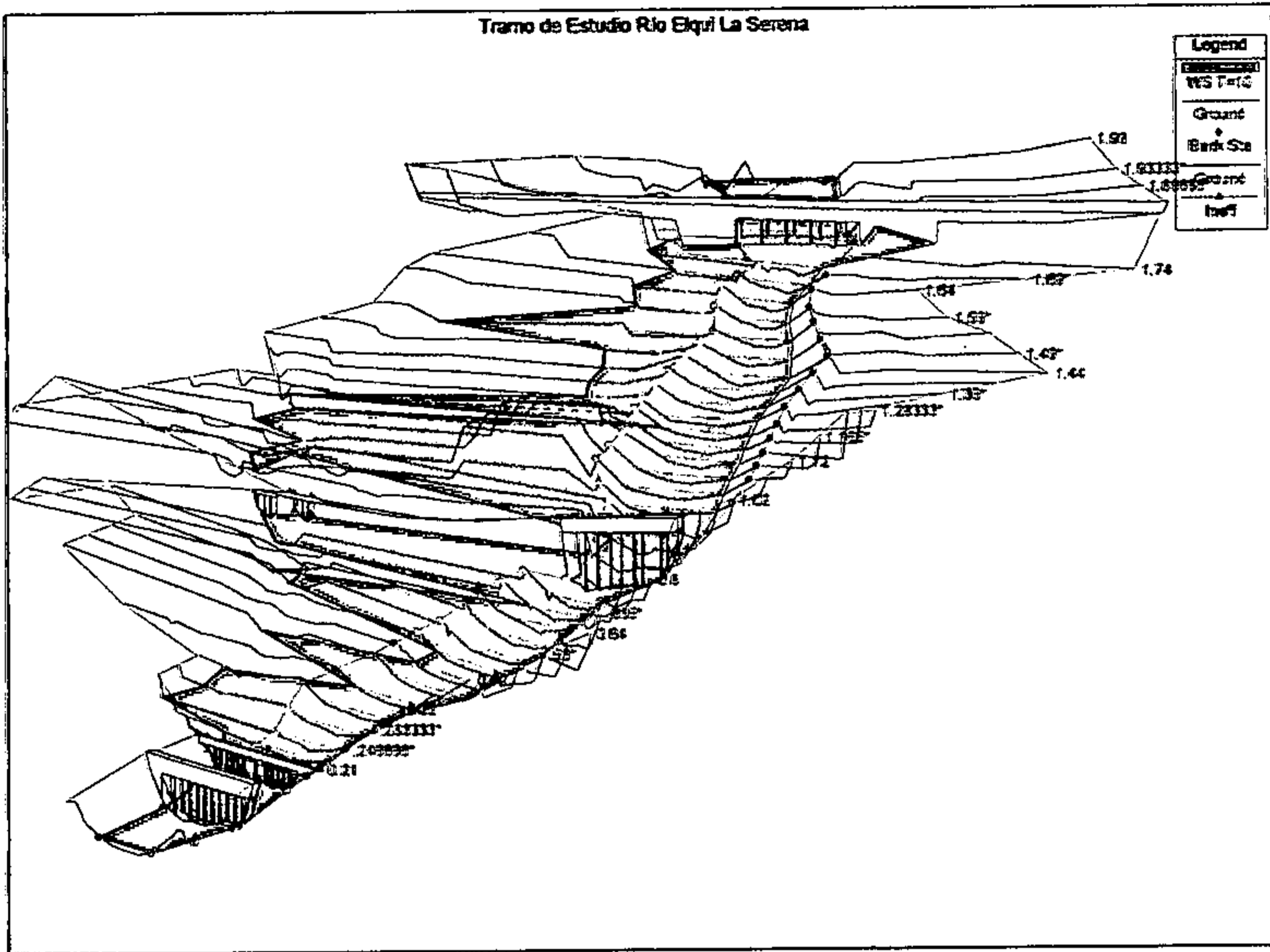




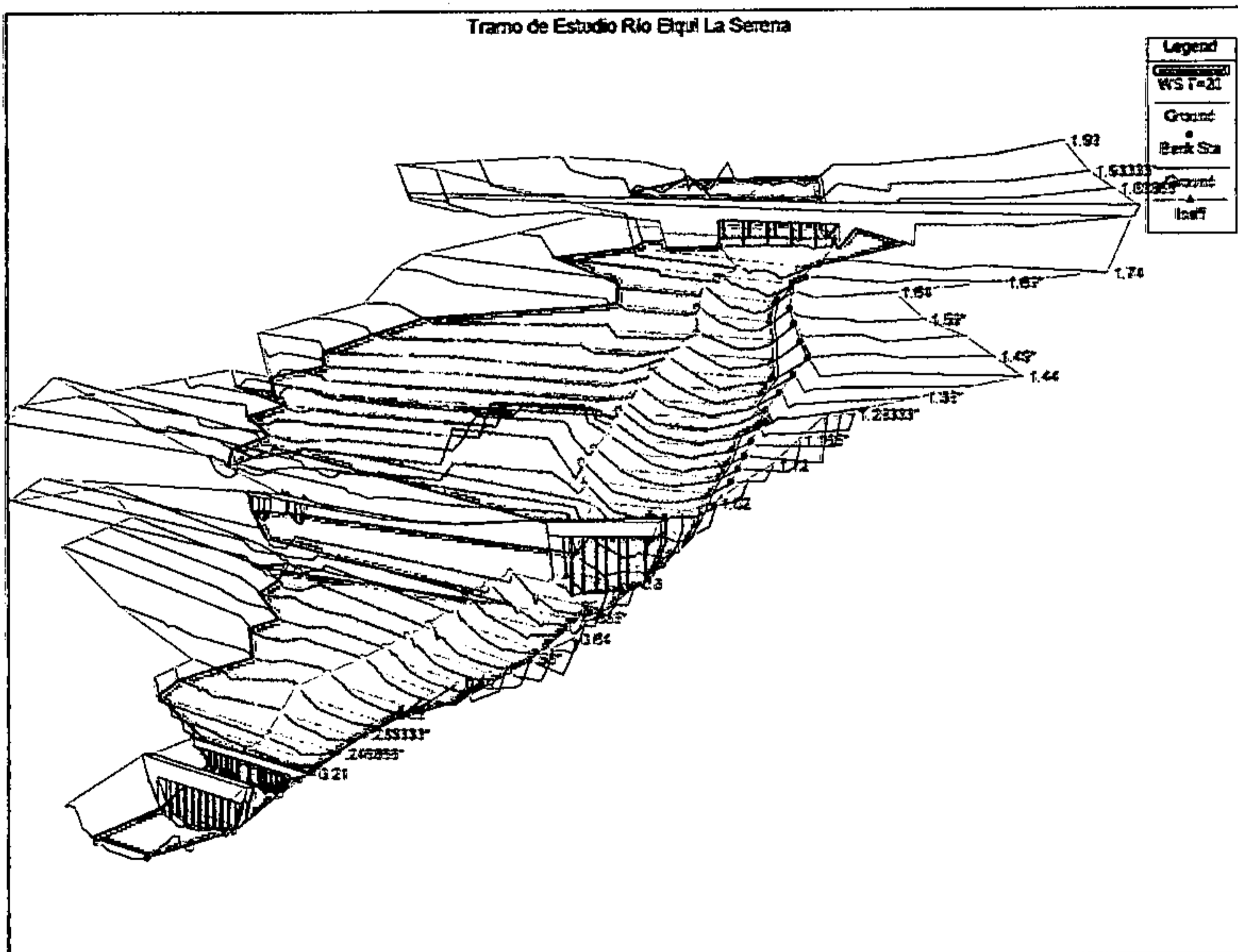
Zonas de Inundación para T=2 Años



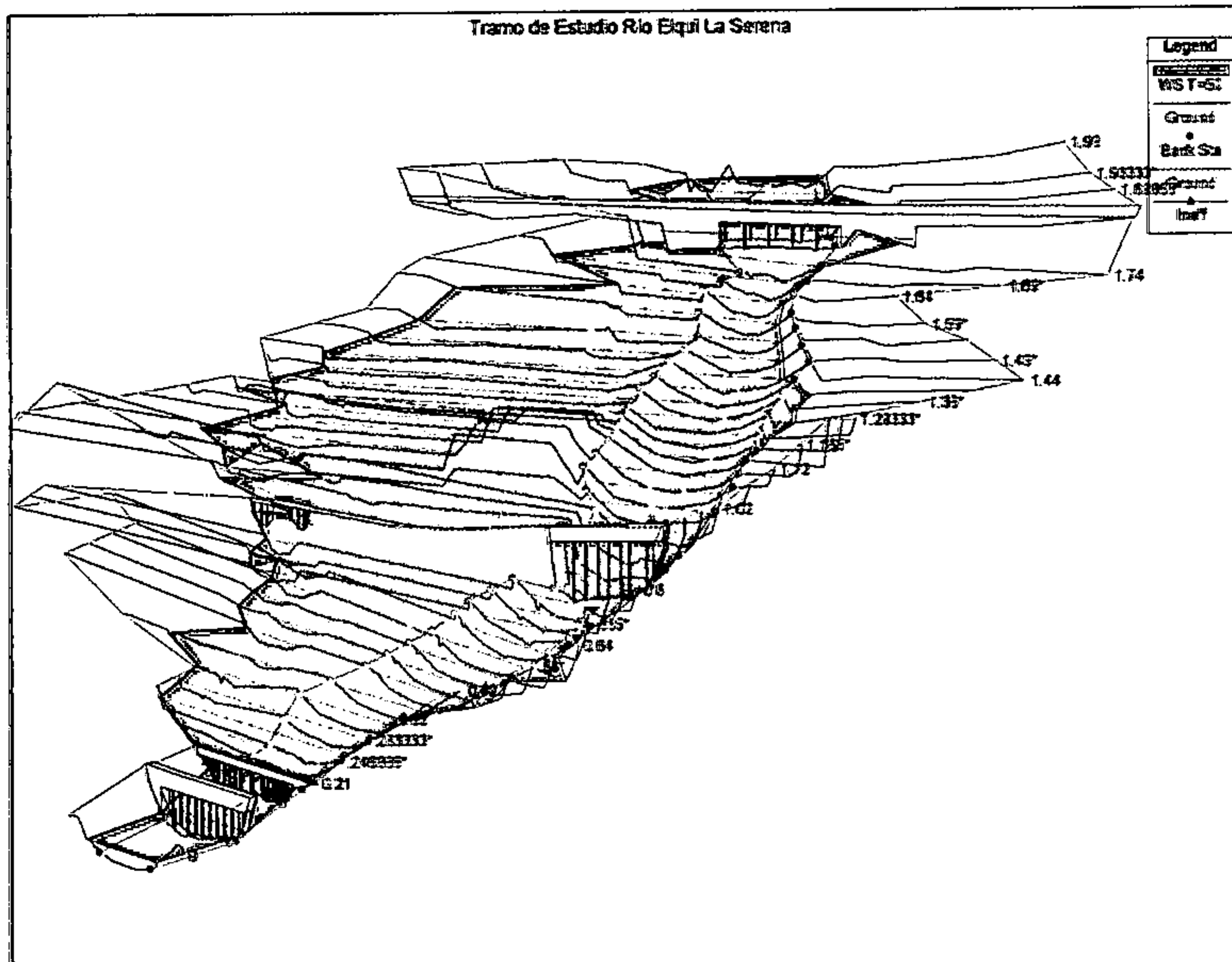
Zonas de Inundación para T=5 Años



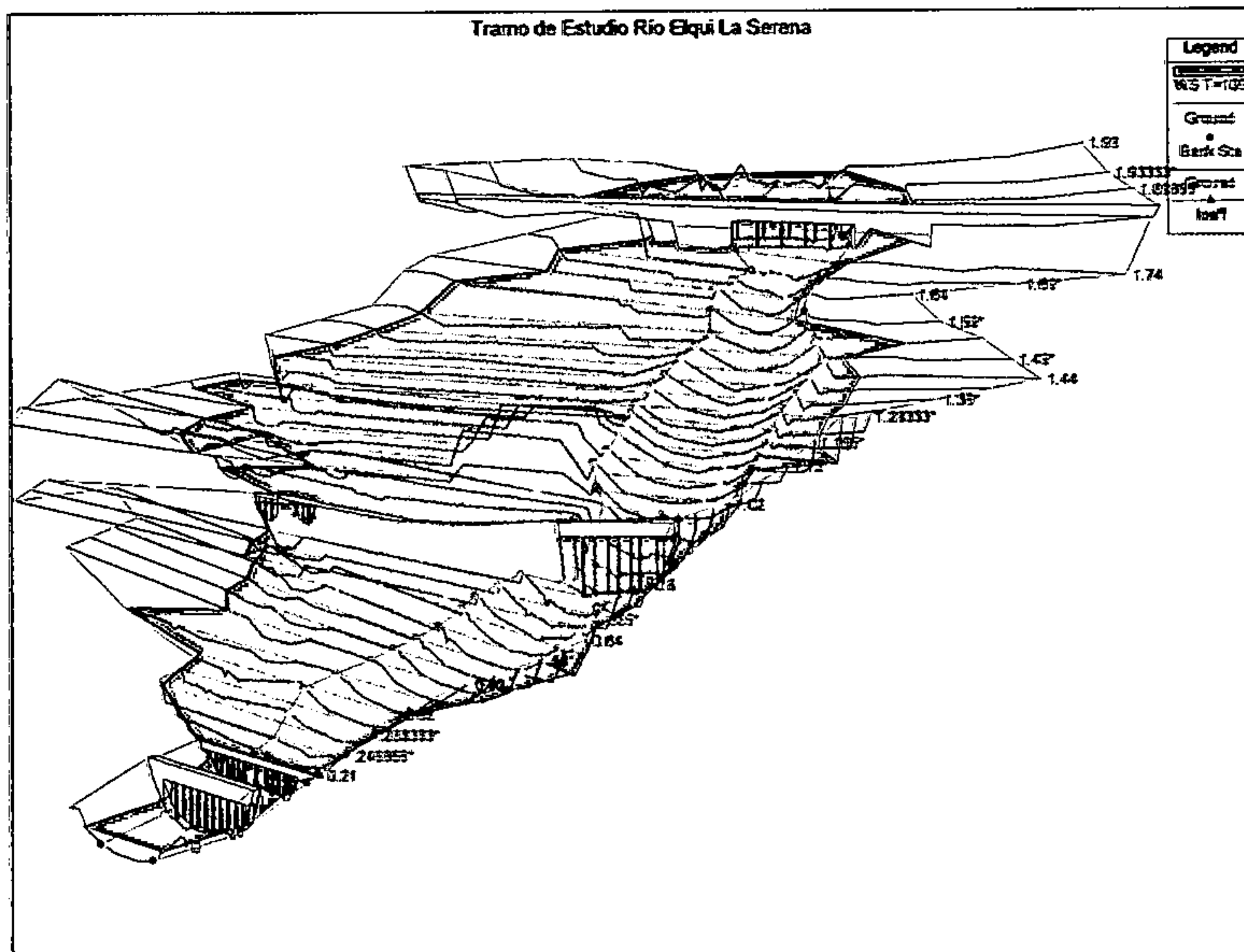
Zonas de Inundación para T=10 Años



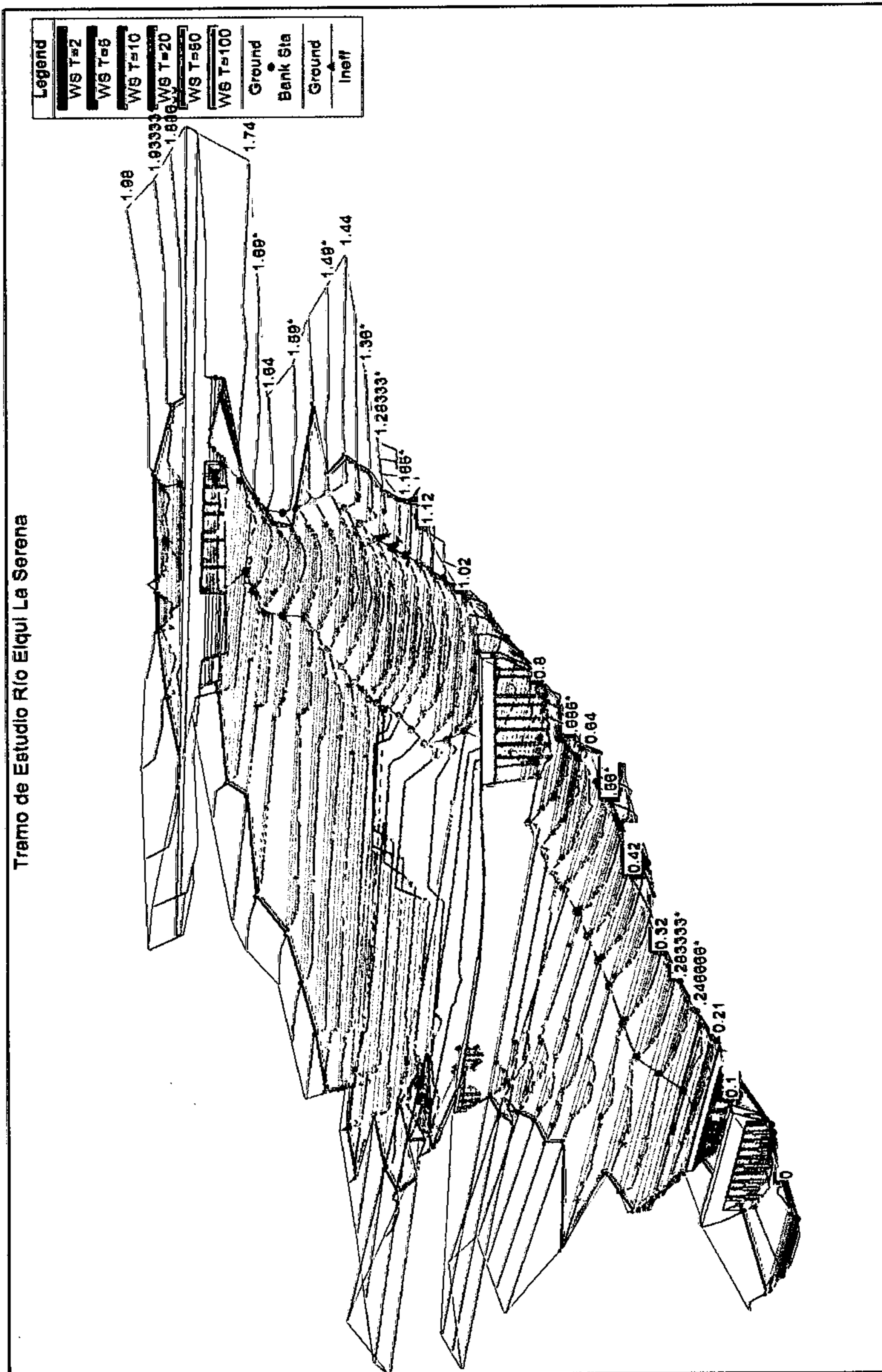
Zonas de Inundación para T=20 Años

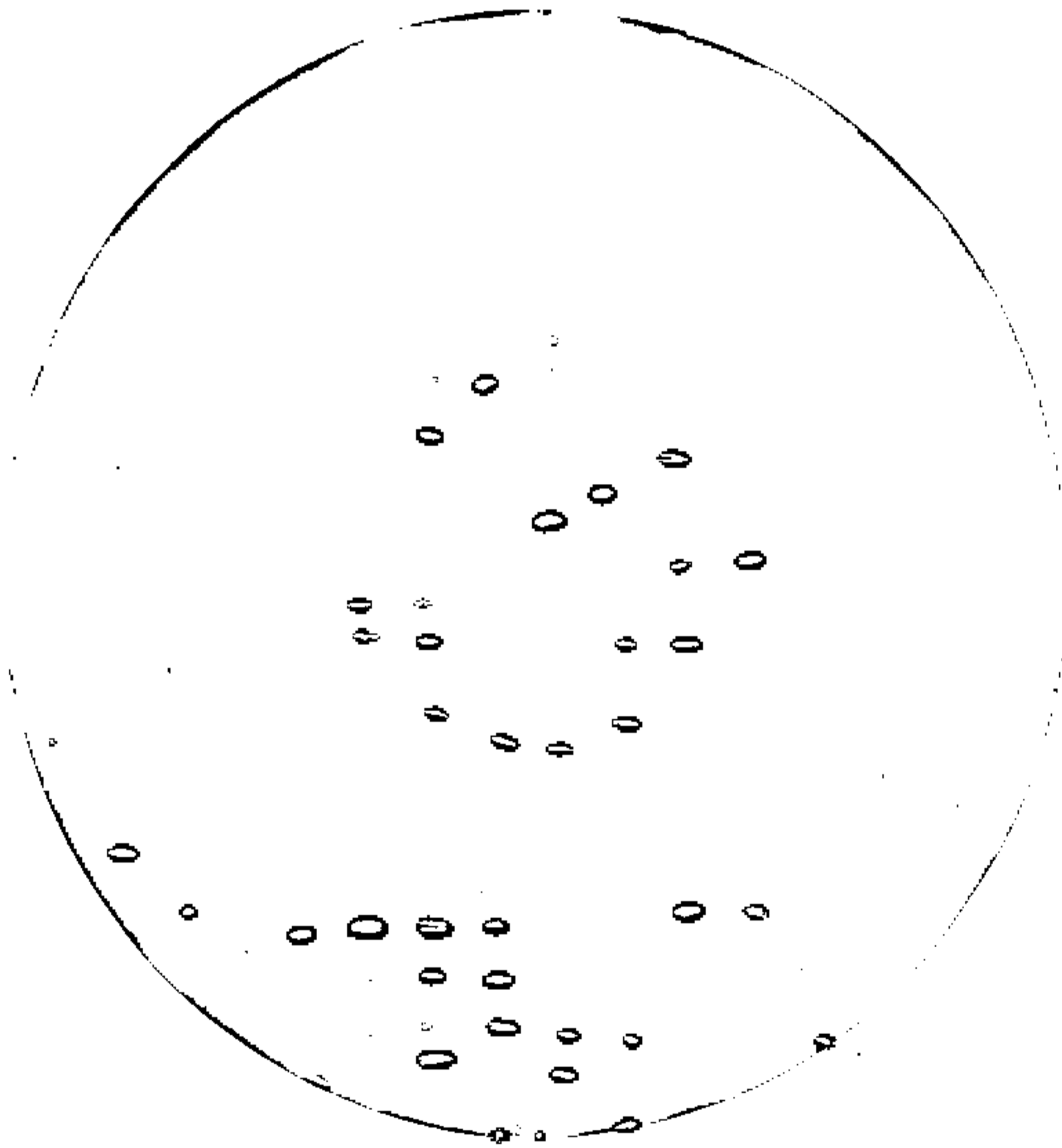


Zonas de Inundación para T=50 Años



Zonas de Inundación para T=100 Años





CENTRO DE INFORMACION DE RECURSOS HIDRICOS



3 5617 00004 8769