



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

“DISEÑO Y ESTUDIO DE DEFENSAS FLUVIALES EN LA RIBERA SUR DEL RÍO BLANCO EN CHAITÉN”

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

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

CHRIS FABIAN RUTE HERNANDEZ
VALDIVIA — CHILE
2014

AGRADECIMIENTOS

Mis más sinceros agradecimientos a la ***Dirección Regional de Obras Hidráulicas*** de la X Región de Los Lagos, por todo el apoyo y la ayuda que se me entregó, y en especial al Sr. Martín Valenzuela Somogyi por su absoluta disposición, y por su amplio conocimiento entregado en materia hidráulica.

Es mi deber agradecer también, el inmenso apoyo entregado por parte de la ***Ilustre Municipalidad de Chaitén***, por la gran acogida y la ayuda que recibí durante mi estadía en dicha comuna y al principal gestor el Sr. Enzo Vargas (Director de Obras Municipal).

RESUMEN

La presente memoria busca encontrar una solución a la problemática presentada en la comuna de Chaitén, tras el embancamiento del Río Blanco. Se estudió la situación actual que existe y se presenta una solución para proteger la ribera sur del río y así evitar que éste desborde y comprometa la seguridad de la gente que aún vive ahí. Para desarrollar el siguiente estudio, se desarrollaron modelos hidráulicos y se hizo un estudio de suelo.

SUMMARY

This work its about find a solution to the Chaiten community after the complete embankment of the Blanco river. The thesis present a current situation study of the river and a solution to prevent overflows over the south bank and then provide security to the people who still living in that area. To develop this, several hydraulic models and soil test was made.

.

Tabla de Contenidos

CAPÍTULO 1.....	3
1.1 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 Objetivos.....	7
1.2.1 Objetivos Generales	7
1.2.2 Objetivos Específicos	7
1.3 Metodología.....	8
CAPÍTULO 2.....	9
2.1 Revisión del estado del arte.....	9
2.2 Marco Teórico	11
2.2.1 Introducción	11
2.2.2 Tipos de Defensas Fluviales.....	11
2.2.3 Criterios generales para el diseño.....	16
CAPÍTULO 3.....	23
3.1 Descripción del río Blanco y su topografía	23
3.1.1 Descripción de la zona	23
3.1.2 Topografía	24
3.1.3 Obras realizadas.....	26
3.1.4 La Cuenca del Río Blanco	31
3.2 Antecedentes Históricos.....	36
3.2.1 Desviación del curso, producto de la erupción Volcánica	36
3.3 Estudios básicos	37
3.3.1 Levantamiento topobatimétrico.....	37
3.3.2 Hidrología	37
3.3.2.1 Cálculo de caudales según Pluviometría	37
3.3.2.1.1 Método Racional.....	47
3.3.2.1.2 Método empírico de Verni y King	64
3.3.2.1.3 Método DGA-AC.....	67
3.3.2.1.4 Método Hidrograma Unitario Sintético Tipo Linsley	70
3.3.2.2 Transposición de caudales	78

CAPÍTULO 4.....	92
4.1 Modelación del Río Blanco	92
4.1.1 Datos de entrada.....	92
4.1.2 Análisis del resultado para modelo HEC-RAS	99
4.1.2 Proyección de caudales en el Río Blanco	102
4.1.3 Análisis de resultados	105
4.2 Alternativas de Defensas para la Ribera Sur	109
4.2.1 Recuperar cauce antiguo del Río Blanco	109
4.2.1.1 Excavar totalmente el embancamiento.....	110
4.2.1.2Excavar un canal pequeño en el tercio central.	110
4.2.2 Establecer nuevo cauce	110
4.3 Muestras de suelo.....	112
4.4 Diseño de Enrocado	114
4.4.1 Pretil de protección	115
4.4.2 Roca.....	116
4.4.3 Altura de coronamiento	120
4.4.3.1 Socavación General	120
4.4.3.2 Socavación Local.....	123
4.4.3.3 Revancha	123
4.4.3.4 Resumen de diseño.....	124
4.5 Modelo hidráulico y efectos en Ribera izquierda	126
4.6 Análisis de costo	131
4.6.1 Objetivos del Proyecto.....	131
4.6.2 Descripción del Proyecto.....	131
4.6.3 Volúmenes a considerar.....	132
4.6.4 Análisis de costo unitario.....	133
CAPÍTULO 5.....	134
5.1 Conclusiones.....	134
BIBLIOGRAFÍA.....	139

Índice de Tablas

TABLA 1. <i>Precipitaciones máximas en 24 horas Anual, Estación DMC Chaitén.</i>	38
TABLA 2 <i>Distribuciones probabilísticas para distintos períodos de retorno est. Chaitén</i>	39
TABLA 3 <i>Bondad de ajuste según Prueba Kolmogorov-Smirnov</i>	40
TABLA 4 <i>Bondad de ajuste según Prueba de Chi cuadrado.</i>	41
TABLA 5 <i>Distribución Probabilística escogida para la precipitación máxima en 24 horas.</i>	42
TABLA 6 <i>Intensidades de lluvias para distintos períodos (mm/h) (Manual de Carreteras)</i>	43
TABLA 7 <i>Coeficientes de frecuencia (Manual de Carreteras).</i>	45
TABLA 8 <i>Coeficientes de duración (Manual de Carreteras).</i>	45
TABLA 9 <i>Intensidades de lluvia para distintos períodos de retorno. (mm/h)</i>	45
TABLA 10 <i>Datos morfogeológicos de la cuenca (Carta IGM)</i>	48
TABLA 11 <i>Tiempos de concentración para cuencas (Tc)</i>	49
TABLA 12 <i>Valores de rugosidad n para método Hathaway de Tc</i>	50
TABLA 13 <i>Velocidades promedios de Flujo (Dep. Carreteras de Texas)(m/s)</i>	52
TABLA 14 <i>Tiempos de concentración para cuenca Río Blanco</i>	53
TABLA 15 <i>Intensidad de lluvia en tiempo de concentración.</i>	53
TABLA 16 <i>Coeficientes de escorrentía (Manual de carreteras)</i>	54
TABLA 17 <i>Coeficientes de escorrentía (Manual de carreteras citando a California, 1995)</i>	55
TABLA 18 <i>Datos morfogeológicos de cuenca subdividida del Río Blanco</i>	57
TABLA 19 <i>Coeficientes de escorrentía para las subáreas de la cuenca del Río Blanco</i>	59
TABLA 20 <i>Coeficientes de escorrentía en distintos períodos de retorno</i>	60
TABLA 21 <i>Coeficientes de escorrentía Chow et al. (1994)</i>	61
TABLA 22 <i>Coeficientes de escorrentía G.d.T. (2012b) citando Schwab et al. (1971)</i>	62
TABLA 23 <i>Resumen coeficientes de escorrentía en T=100 años para cuenca Río Blanco</i>	63
TABLA 24 <i>Caudal de diseño para distintos períodos de retorno (Método Racional)</i>	64
TABLA 25 <i>C(T=10 años). Fórmula Verni y King modificada (DGA y AC, 1995)</i>	65
TABLA 26 <i>C(T)/C(T=10 años). Fórmula Verni y King modificada (DGA y AC, 1995)</i>	66
TABLA 27 <i>Coeficiente C(T) a utilizar para cuenca Río Blanco</i>	66
TABLA 28 <i>Caudal de diseño distintos períodos de retorno (Método Verni y King Empírico)</i>	67

TABLA 29 Curva de frecuencia Caudales medios diarios máximos. Zona homogénea	69
TABLA 30 Caudales de diseño con factor de conversión para zona homogénea (DGA-AC).	70
TABLA 31 Coeficientes de Distribución para el Hidrograma Unitario Sintético.....	74
TABLA 32 Hidrograma unitario sintético e hidrograma esorrentía directa. Método Linsley	76
TABLA 33. <i>Caudales máximos E. Río Blanco ante j. Chamiza.</i>	81
TABLA 34 Distribuciones probabilísticas para el caudal en E. Río Blanco ante j. Río Chamiza.	81
TABLA 35 Caudales máximos distintos períodos de retorno estación Río Blanco-Chamiza.	82
TABLA 36 Estaciones pluviométricas para cálculo de precipitación media.....	83
TABLA 37 Precipitaciones anuales para Estaciones Escogidas (mm)	85
TABLA 38 Distribuciones probabilísticas (<i>Panual</i>) para las estaciones escogidas (mm)	86
TABLA 39 Precipitaciones anuales. Estación DMC en Chaitén (mm)	87
TABLA 40 Precipitaciones anuales en curvas de distribución y ajustada según K-S.....	88
TABLA 41 Precipitación media Estación Fluviométrica Río Blanco ante junta Río Chamiza	89
TABLA 42 Caudal de diseño Río Blanco en Chaitén. Método transposición de caudales	89
TABLA 43 Resumen de caudales de diseño para Río Blanco en Chaitén (m3/s).	90
TABLA 44 Valores para cálculo de coef. de rugosidad. Método Cowan (Chow, 1994)	95
TABLA 45 Coordenadas geográficas vértice D-33 en Chaitén. (SHOA, 2007).....	97
TABLA 46 Granulometría lecho del Río Blanco	114
TABLA 47 Requisitos de calidad de roca (MOP, 2012).....	117
TABLA 48 Distribuciones granulométricas de la Roca (MOP, 2012)	117
TABLA 49 Parámetros de arrastre crítico (Ayala, 1983)	121
TABLA 50 Parámetros para consideración de sedimentos en suspensión (Ayala, 1983).	122
TABLA 51 Coeficiente β (Ayala, 1983).	122
TABLA 52 Cotas de Coronamiento Enrocados Ribera Derecha	125
TABLA 53 Volumen de roca y de excavación	132
TABLA 54 Análisis de costo unitario	133

Índice de Figuras

Figura 1. <i>Plano de Chaitén antes del embancamiento del río Blanco</i>	4
Figura 2. <i>Plano de Chaitén después del embancamiento del río Blanco</i>	5
Figura 3. <i>Solución propuesta por DOH</i>	10
Figura 4. <i>Defensa longitudinal de enrocado</i>	12
Figura 5. <i>Defensas longitudinales de Gaviones</i>	13
Figura 6. <i>Disposición de defensas longitudinales en curva y contracurva</i>	14
Figura 7. <i>Disposición de defensas longitudinales en puntos localizados</i>	14
Figura 8. <i>Trazado del eje de un río</i>	17
Figura 9. <i>Espigón Vista lateral</i>	19
Figura 10. <i>Espigón Vista transversal</i>	19
Figura 11. <i>Vista en planta</i>	20
Figura 12. <i>Defensa con fundación a un nivel inferior a la socavación</i>	22
Figura 13. <i>Fundación rellena con enrocado</i>	22
Figura 14. <i>Plano Topográfico del río Blanco antes del embancamiento (1:2000)</i>	24
Figura 15. <i>Plano Topográfico del río Blanco después del embancamiento (1:2000)</i>	25
Figura 16. <i>Plano Topográfico del río Blanco después de las obras (1:2000)</i>	26
Figura 17. <i>Emplazamiento enrocado (1:2000)</i>	27
Figura 18. <i>Emplazamiento enrocado ribera norte (1:100)</i>	28
Figura 19. <i>Perfil tipo del enrocado</i>	29
Figura 20. <i>Emplazamiento enrocado ribera norte II etapa (1:100)</i>	30
Figura 21. <i>Perfil tipo del enrocado</i>	30
Figura 22. <i>Trazado de Cuenca (Carta IGM)</i>	31
Figura 23. <i>Cota de mayor altura</i>	32
Figura 24. <i>Longitud de cauce principal</i>	33
Figura 25. <i>Cota mínima de nieve en Chaitén (MOP, 2012)</i>	35
Figura 26. <i>Fotografías aéreas de la cuenca Río Blanco (DOH, 2009)</i>	51
Figura 27. <i>Subáreas sobre cuenca Río Blanco</i>	56
Figura 28. <i>Fotografía ribera del río Blanco (DOH, 2009)</i>	57

Figura 29. <i>Fotografías bosque quemado en cuenca Río Blanco (DOH, 2008)</i>	58
Figura 30. <i>Cuenca Río Blanco Ante Junta Chamiza</i>	80
Figura 31. <i>Estaciones para precipitación media y sus distancias</i>	84
Figura 32. <i>Perfil ejemplo para input HEC-RAS</i>	93
Figura 33. <i>Perfiles transversales utilizados en modelo HEC-RAS</i>	98
Figura 34. <i>Modelo aguas arriba Río Blanco</i>	99
Figura 35. <i>Comparación modelo – realidad actual.</i>	100
Figura 36. <i>Modelo Zona media del Río Blanco.</i>	101
Figura 37. <i>Modelo aguas abajo Río Blanco.</i>	101
Figura 38. <i>Rio Blanco con caudal en T=2 años.</i>	102
Figura 39. <i>Rio Blanco con caudal en T=5 años.</i>	103
Figura 40. <i>Rio Blanco con caudal en T=10 años.</i>	103
Figura 41. <i>Rio Blanco con caudal en T=20 años.</i>	104
Figura 42. <i>Rio Blanco con caudal en T=50 años.</i>	104
Figura 43 . <i>Rio Blanco con caudal en T=100 años.</i>	105
Figura 44. <i>Zona de peligro con T=2 años.</i>	106
Figura 45. <i>Fotografía Zona de peligro T=2 años.</i>	106
Figura 46. <i>Fotografía Zona de peligro T=50 años.</i>	107
Figura 47. <i>Fotografía playa de ceniza en Chaitén. (Google)</i>	111
Figura 48. <i>Fotografía calicata en río Blanco.</i>	112
Figura 49. <i>Fotografía estratos de calicata en Río Blanco.</i>	113
Figura 50. <i>Esquema de altura de coronamiento</i>	120
Figura 51. <i>Altura de coronamiento de enrocados</i>	124
Figura 52. <i>Modelo final de Río Blanco (T=2 años).</i>	126
Figura 53. <i>Modelo final de Río Blanco (T=20 años)</i>	127
Figura 54. <i>Modelo final de Río Blanco (T=100 Años)</i>	127
Figura 55. <i>Zona de peligro actual con defensa modelada (T=100 años)</i>	128
Figura 56. <i>Diferencias de cotas de coronamiento (T=100 años)</i>	129

Índice de Gráficas

Gráfico 1 <i>Gráfico de Probabilidad</i>	42
Gráfico 2 <i>Curvas IDF Chaitén (Manual de Carreteras)</i>	43
Gráfico 3 <i>Curvas IDF Chaitén (Datos de la DMC)</i>	46
Gráfico 4 <i>Hidrograma unitario sintético e Hidrograma de Escorrentía Directa. Linsley</i>	77
Gráfico 5 <i>Resumen de caudales de diseño para Río Blanco en Chaitén (m3/s).</i>	90

CAPÍTULO 1

1.1 Planteamiento del Problema

En mayo del 2008 Chile fue testigo de unos de los fenómenos naturales más impactantes que hayan afectado a nuestro país, la erupción del Volcán Chaitén. Éste fenómeno natural no es extraño para un país con alta actividad volcánica como el nuestro, sin embargo, la erupción del Volcán Chaitén remeció el acontecer noticioso por varios aspectos , uno de ellos por ejemplo, es que se creía que el Volcán Chaitén estaba inactivo hace 9000 años (Hepp, 2008), información que fue desacreditada luego de una investigación geológico-histórica realizada por el jefe del programa de riesgo volcánico del SERNAGEOMIN, (Fredes, 2010) que diría que la última erupción fue hace 320 años.

Además, la erupción del Volcán Chaitén fue descrita del tipo explosiva, lo cual genera una alta peligrosidad para las aldeas cercanas (Naranjo y Stern, 2004) obligando al gobierno a evacuar por completo la ciudad de Chaitén, moviendo miles de personas a lugares más seguros, lo que la convirtió en una ciudad fantasma y por lo cual dejó de ser la capital de la provincia de Palena.

La erupción fue catalogada del tipo explosiva, lo que significa que el macizo elimina enormes cantidades de gases, lo que se traduce en fumarolas enormes, que cruzan todo el planeta. En éste caso Argentina se vio principalmente afectado, paralizando la mayor parte de las actividades y vuelos de aerolíneas en toda la zona sur hasta Buenos Aires, viéndose afectados también los sectores ganadero y turístico, por la gran cantidad de ceniza depositada en ciudades y campos. (Haller, 2010)

El Río Blanco (Chaitén)

Antes de la erupción, la ciudad de Chaitén era rodeada por el mar en el oeste y por el *Río Blanco* en el este, que desembocaba a pocos kilómetros al sur de la ciudad.

Sin embargo, y producto de la enorme cantidad de ceniza depositada a causa de la erupción, el río cambió su curso natural y se desvió hacia el oeste cruzando por toda la ciudad de Chaitén, devastando todo lo que pilló a su paso.

Éste cambio en el curso natural del río erosionó el suelo en donde existen asentamientos como servicios públicos y viviendas, por lo que la Dirección de Obras Hidráulicas realizó obras de defensas para mitigar dicha erosión y evitar el desborde del río, sin embargo, éstas obras fueron realizadas en calidad de “emergencia” y fueron instaladas solamente en la ribera norte del río, donde están los principales servicios públicos de la ciudad. (Ambito Sur)

Figura 1. *Plano de Chaitén antes del embancamiento del río Blanco*



(Fuente: DOH)

Figura 2. Plano de Chaitén después del embancamiento del río Blanco



(Fuente: DOH)

El retorno de la población

En junio del 2010 se levanta la alerta roja puesta por el SERNAGEOMIN, permitiendo que los habitantes de Chaitén vuelvan a la zona, pese a que se decidió no reconstruir la ciudad de Chaitén sino que rehacer la ciudad en la comunidad de Santa Bárbara como “*Nueva Chaitén*”. Sin embargo, y pese al riesgo que significa dicho retorno, durante el

año 2011 la ciudad retomó sus actividades y a fin de año ya funcionaban todos los servicios.

Actualmente, la ciudad se divide por el río Blanco; en la zona Sur de la ciudad en donde el río genera los mayores problemas para las autoridades, ya que no existen defensas fluviales para dicha zona y según el estudio realizado por la Dirección de Obras Hidráulicas, se podrían registrar desbordes del río en un período de 10 años. (Ámbito Sur)

Estudio y diseño de las defensas

Frente a la erupción, el gobierno mantiene el llamado a abandonar la zona en peligro, pero la población, insiste en la decisión de volver a sus hogares, por lo que la Municipalidad de Chaitén tiene la intención para que se hagan las defensas fluviales pertinentes y así se evite la erosión y las crecidas que eminentemente podrían poner en peligro la zona.

Para realizar el diseño de las defensas fluviales en la ribera sur, es necesario realizar, para comenzar, estudios sobre las crecidas del río y analizar como han de afectar a la defensas construidas en la ribera norte, puesto que según lo estipulado en el informe del MOP, la zona sur del río Blanco actúa como rebalse de emergencia frente a crecidas inesperadas, por tanto proteger dicha ribera podría tener efectos no calculados sobre el área norte de la ciudad de Chaitén.

Es por esto que nace la necesidad de hacer el proyecto, lo cual permitirá a cientos de familias volver a sus hogares con la seguridad y certeza de que no existan problemas de socavación ni de desborde del río Blanco.

Además, el proyecto busca incentivar a las autoridades a realizar las obras que se señalarán y diseñarán, y a la Municipalidad de Chaitén para ponerla en conocimiento de la necesidad de proteger a la ciudadanía frente a los problemas ya mencionados

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos Generales

El objetivo general del proyecto es:

- Hacer estudio sobre la factibilidad de realizar las defensas fluviales de la ribera sur del río Blanco en Chaitén.

1.2.2 Objetivos Específicos

Se establecen los siguientes objetivos específicos:

- Recopilar información acerca de crecidas y desbordes históricos del río Blanco en Chaitén antes y después de la erupción del Volcán.
- Realizar el cálculo del eje hidráulico del río Blanco.
- Diseñar alternativas de defensas fluviales para la ribera sur del río Blanco.
- Estudiar el comportamiento del enrocado en la ribera norte, frente a las alternativas de defensas para la ribera sur.
- Estudiar los costos de las obras hidráulicas diseñadas.

1.3 Metodología

Se propone realizar el estudio mediante modelación a través de software computacional HEC-RAS, que permitirá obtener datos aproximados de las alturas de escurrimiento del río.

También se trabajará en conjunto con la Dirección de Obras Hidráulicas de Puerto Montt, quienes me facilitarán datos y proyectos hechos en el sector y me ayudarán con el conocimiento y experiencia de los profesionales que la integran.

Se utilizará principalmente el Manual de Carreteras para extraer la información teórica principal para el diseño de las defensas u otras obras hidráulicas a realizar.

También será necesario viajar a la zona de Chaitén para obtener datos históricos del río, conocer la topografía del lugar y las obras que se han hecho. Para esto, cuento con el apoyo de la I. Municipalidad de Chaitén y la Dirección de Obras Hidráulicas que me financiarán los viajes a dicha zona.

CAPÍTULO 2

2.1 Revisión del estado del arte

En Chile las defensas fluviales son un tema muy recurrente en el ámbito de la ingeniería hidráulica, principalmente por la enorme cantidad de ríos torrentosos que existen en Chile o como Rocha (2009) los llama “*Ríos Jóvenes*”.

Cuando se trata de diseños de defensas fluviales, en Chile se utiliza principalmente el Manual de Carreteras, que abarca todo un capítulo a ésta materia y da ápices para el diseño y criterios que en general se usan. Sin embargo gran parte del diseño de estas obras dependen única y exclusivamente del ingeniero a cargo, principalmente por el hecho de que los ríos y la naturaleza en sí, no responden a ningún modelo exacto y es imposible prever con seguridad plena el comportamiento de esta.

Para desarrollar un buen proyecto de defensas, el manual de carreteras propone como mínimo incluir las siguientes actividades:

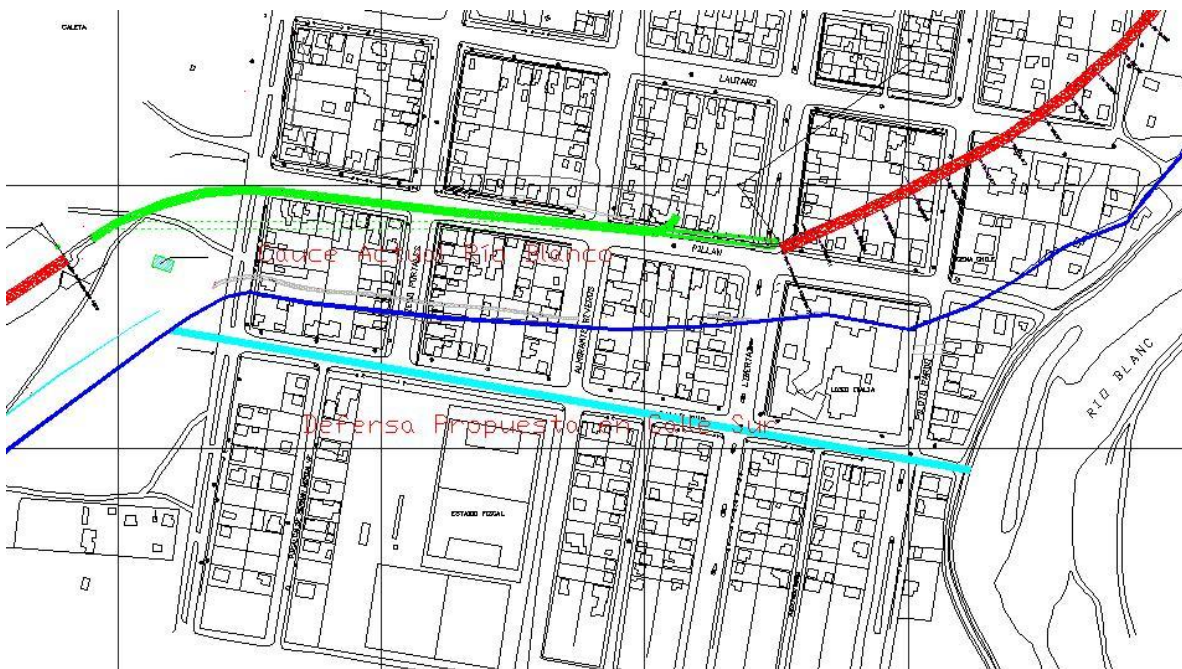
- Recopilación de antecedentes e información básica
- Recorridos del cauce
- Restituciones aerofotogramétricas, levantamientos topográficos del cauce y su entorno.
- Estudio hidrológico
- Estudio hidráulico
- Estudio mecánico fluvial
- Caracterización del comportamiento hidráulico y mecánico fluvial del cauce

Para efectos del proyecto a realizar, los estudios acá mencionados ya se encuentran hechos, y a mi disposición. Esto por que la Dirección de Obras Hidráulicas los realizó para el diseño de las defensas fluviales de la ribera norte del río y me los facilitó para el desarrollo de éste proyecto.

Con respecto a la ribera sur, la dirección de obras hidráulicas considera riesgosa la colocación de enrocados, por evidentes efectos incalculados que ocurrirían en la ribera

norte, pero pese a esto estiman que una buena solución en caso de diseñarse obras fluviales sería por una defensa longitudinal (paralela al curso del río) que pase por las calles Piloto Pardo, Libertad, Almirante Riveros, Diego Portales y Costanera Corcovado, hasta empalmar con la desembocadura actual del río.

Figura 3. Solución propuesta por DOH



(FUENTE: DOH)

Pero la propuesta dada por la Dirección de Obras Hidráulicas, no se llevó a cabo por que se decidió que las familias que habitan en el Chaitén Sur deben marcharse, y finalmente no se hizo estudio al respecto y el gobierno se enfocó en desalojar a la gente.

2.2 Marco Teórico

2.2.1 Introducción

Las defensas fluviales adquieren vital importancia cuando existen asentamientos humanos aledaños a los ríos torrentosos, el Ministerio de Obras Públicas (2012) define las defensas fluviales como *toda obra destinada a dirigir o a regularizar la corriente de un cauce con el fin de proteger estructuras implantadas en él, o bien defender sus riberas y planicies adyacentes donde existan asentamientos humanos, terrenos agrícolas e instalaciones industriales o de otro tipo que pudiesen ser dañadas por el agua.*

Las inundaciones y desbordes fluviales pueden tener consecuencias socioeconómicas graves en la medida que afecten asentamientos humanos, centros agrícolas o industrial e infraestructura vial.

Existen varias alternativas que se pueden considerar defensas fluviales, las que menciona el MIDEPLAN (1992) son:

- Limpieza y rectificación del cauce
- Obras de construcción de defensas fluviales
- Obras de canalización
- Obras de abovedamiento

2.2.2 Tipos de Defensas Fluviales

Defensas longitudinales: Permiten dar estabilidad en la ribera y evitar inundaciones. No interfieren el escurrimiento natural del río pues se construyen a lo largo de la ribera. Estas defensas son también utilizadas, aunque en menor grado, para encauzar un río o estero de manera de mejorar las condiciones locales de escurrimiento en algún punto en particular (MOP, 2012). Las defensas longitudinales se apoyan sobre el lecho y el talud y, como su nombre lo indica, representan un contacto permanente con la orilla fluvial, cuyo contorno siguen. Pueden ser diques de tierra protegidos, muros de concreto, tablestacados y otros sistemas para los que se debe resolver el grave problema de diseñar una cimentación adecuada dependiente de las profundidades de

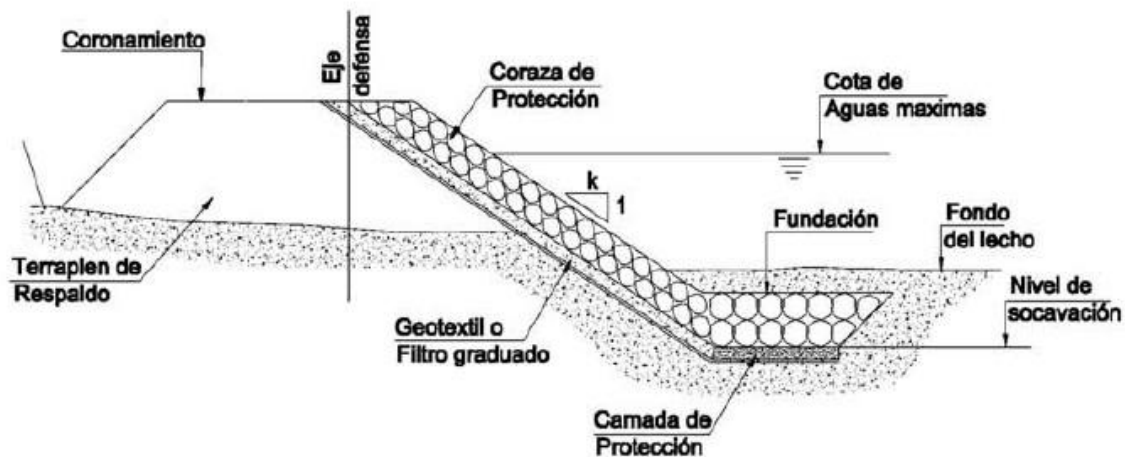
erosión que puedan alcanzarse en el río (Rocha, 2009). Para el caso del tablestacado, estas pueden ser de acero o madera. El lecho debe ser fino (arenoso, arcilloso, etc.) de manera que las planchas se puedan hinchar en el terreno. Típicamente se usan en tabloides cercanos a la vertical.

Se diseñan de manera de no reducir el área hidráulica original o área del cauce primario. Sin embargo, en el caso de cauces con riberas o cauce primario poco definido, el trazado de las defensas longitudinales debe ser avalado por un estudio hidráulico y mecánico fluvial, de manera que la reducción del área de escurrimiento no provoque descensos excesivos en el nivel del lecho (socavación general) producto del aumento de las velocidades de flujo (MOP, 2012).

Las más utilizadas en Chile son los *Enrocados* y los *Gaviones*.

Los *Enrocados* tienen la característica de poder instalarse y reparar con facilidad. Poseen una apariencia natural y pueden obtenerse de rocas aledañas al sector, pero si se encuentran lejos el transporte puede ser costoso. Se deben usar rocas angulosas para asegurar buena trabazón entre ellas.

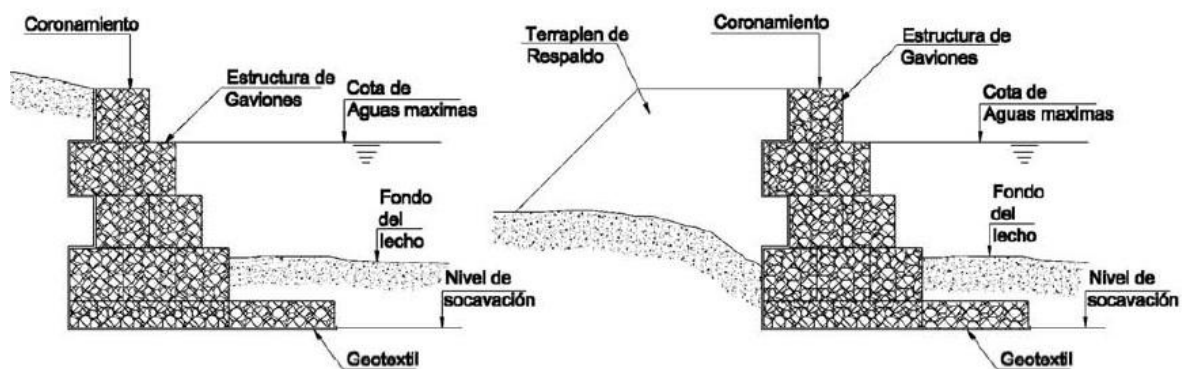
Figura 4. Defensa longitudinal de enrocado



(Fuente: MOP, 2012)

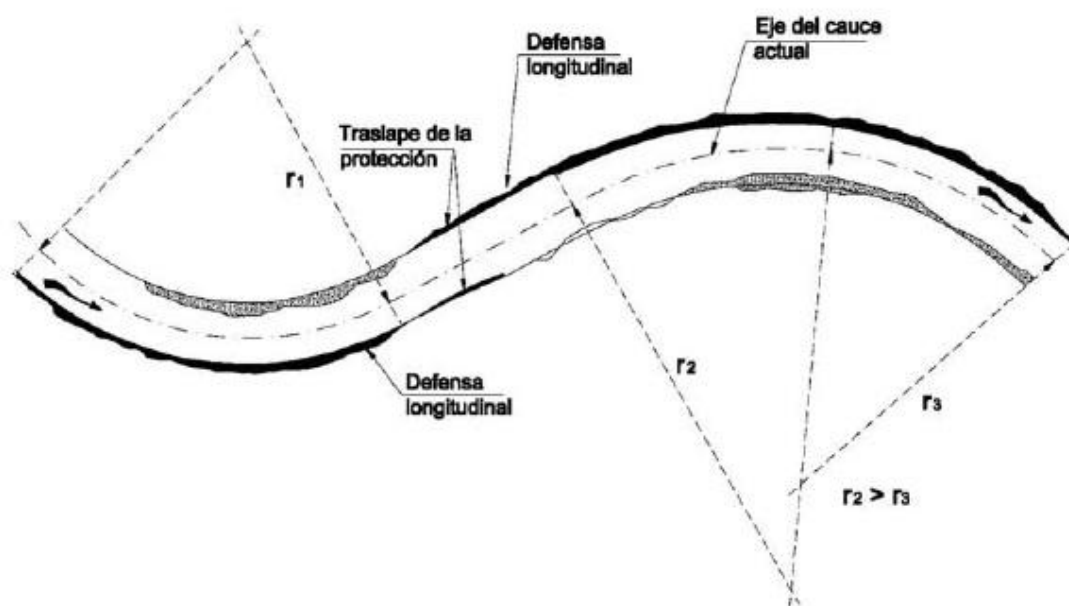
Los *Gaviones* a su vez, son la solución muy usada, pues la disponibilidad de bolones es bastante extensa en los ríos de Chile. Se debe tener si cuidado en la vida útil del acero, sobre todo en ambientes corrosivos, como en el caso de zonas marinas. Su uso en obras fluviales es tanto para Obras del tipo longitudinales como del tipo transversales. En lo posible se buscan rellenar con material existente en el mismo lugar o en cercanías de la obra. También en ocasiones se pueden revestir con shotcrete para reducir los efectos corrosivos y abrasivos del agua, pero ello le resta ventajas tanto económicas como técnicas a la solución (MOP, 2012).

Figura 5. *Defensas longitudinales de Gaviones*



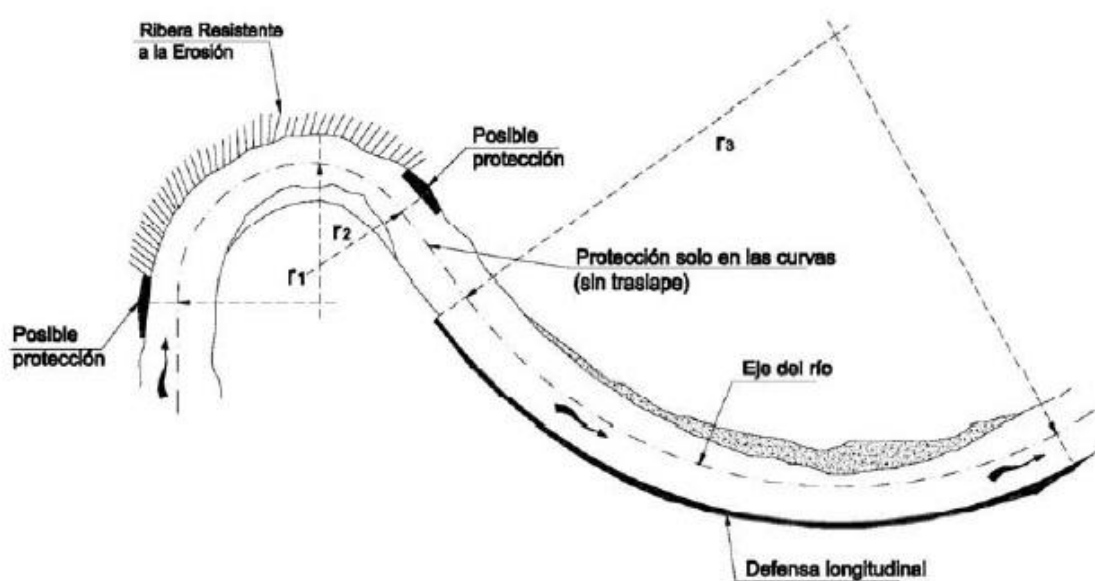
(Fuente: MOP, 2012)

Figura 6. Disposición de defensas longitudinales en curva y contracurva



(Fuente: MOP, 2012)

Figura 7. Disposición de defensas longitudinales en puntos localizados



(Fuente: MOP, 2012)

Defensas Transversales: También llamadas “*Espigones*” son estructuras emergentes desde las orillas hacia el interior de la corriente, usualmente formando ángulos cercanos a 90° con la dirección principal del escurrimiento. Los espigones pueden estar orientados hacia aguas abajo o hacia aguas arriba. Tienen por objeto proteger de la erosión los bordes o riberas del cauce alejando el escurrimiento principal de las orillas y recuperando terrenos por sedimentación del cauce en las zonas comprendidas entre las obras (MOP, 2012). Otras funciones descritas por Rocha (2009):

- Reducir la velocidad de la corriente cerca de la orillas
- Desviar, es decir, alejar, la corriente de la orilla.
- Prevenir la erosión de las márgenes.
- Establecer y mantener un ancho fijado para el río
- Fijar las márgenes, es decir, estabilizar el cauce fluvial.
- Controlar la migración de meandros.
- Creación del efecto de curva en una bocatoma.

Forma de los espigones

- Espigones rectos, o a un cierto ángulo de la orilla. La cabeza o punta del espigón es más robusta y tiene algún sistema de protección contra la socavación que se desarrolla en sus alrededores.
- Espigones en forma de L, la que actúa como protección contra la socavación.
- Espigones en forma de T, la que generalmente es de a 90° con respecto al espigón.
- De cabeza redondeada
- De doble ángulo
- Espigones curvados, tipo “Hockey”.

Además de estas clasificaciones de espigones, Rocha (2009) hace una diferencia entre los espigones permeables e impermeables.

Espigones permeables: permiten que el agua pase a través de ellos con pequeña velocidad, son útiles cuando se desea favorecer la sedimentación y formación de playas

entre espigones. Su función es retardar el flujo y disminuir la velocidad cerca de los márgenes.

Espigones impermeables: Se usan preferentemente cuando se trata de un río navegable en el que se trata de mantener una sección hidráulica central con un determinado calado. Su función es alejar la corriente de las orillas, y siempre buscan estrechar el cauce lo que aumenta la velocidad de escurrimiento.

2.2.3 Criterios generales para el diseño

El dimensionamiento de una obra de defensa fluvial no está condicionada exclusivamente por factores hidráulicos y mecánico fluviales, sino que también se deben tomar en consideración aspectos estructurales o geotécnicos, que en mayor o menor medida pueden influir en la toma de decisiones acerca de la ubicación, extensión y tipo de obra requerida.

Espigones

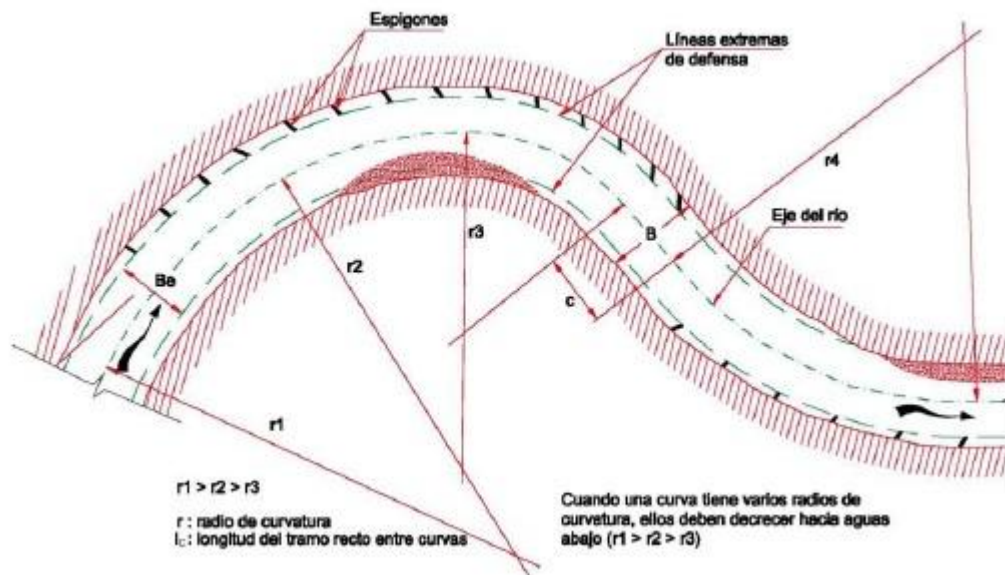
1. Localización en planta: Para ubicar los espigones en planta, lo primero que se requiere es definir el eje del río tal como quedará una vez que él sea rectificado o bien establecer el eje existente si sólo se van a proteger sus orillas, sin efectuar ningún cambio a la geometría del cauce ni a la dirección de la corriente. Ello permitirá conocer el radio o radios que forman cada curva y la longitud de los tramos rectos. Posteriormente se deberá trazar dos líneas paralelas al eje, separadas entre sí a una distancia igual al ancho que tendrá el río una vez protegido. Todos los espigones deberán nacer en las riberas y llegar hasta una de esas dos líneas, por lo que la longitud final de cada espigón será función del nuevo ancho del río a proyectar. La separación entre las dos líneas extremas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río, teniendo en cuenta el cambio de pendiente que se introducirá cuando el tramo en estudio sea rectificado y además si el tramo se diseñará como navegable o no.

En caso que se desee rectificar un tramo de río o defender sus curvas y si las riberas son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvatura, medidos hasta el eje del río conviene que estén comprendidos entre los siguientes límites.

$$2B \leq r \leq 8B$$

Donde B es el ancho medio de la superficie libre del río en los tramos rectos y r el radio de curvatura del eje del río.

Figura 8. Trazado del eje de un río



(Fuente: MOP, 2012)

2. Orientación respecto a la corriente: La orientación se define como el ángulo " α " formado hacia aguas abajo por el eje del espigón y la tangente a la margen en el punto de arranque del espigón (Rocha, 2009).

El mismo Rocha (2009) explica que del punto de vista de la orientación del espigón hay tres posibilidades:

- Espigón a ángulo recto ($\alpha = 90^\circ$)
Se usan generalmente como espigones impermeables para favorecer la formación de un canal central de navegación en un río. Pueden ser normales a la orilla o a la dirección de la corriente.
- Espigón inclinado hacia aguas abajo ($\alpha < 90^\circ$)
Según Przedwojski, los espigones inclinados hacia aguas abajo "*Atraen el flujo hacia la orilla y por lo tanto nunca deben colocarse en la parte cóncava de las orillas.*" Es por esto que éstos espigones deben estar próximos entre si porque

pondrían en peligro la orilla. Sin embargo José Antonio Maza, citado por Rocha, hace la siguiente recomendación *“En un tramo recto, en una curva regular, conviene que los espigones formen un ángulo de 70° con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular y, aún más, si tiene un radio de curvatura menor de 2,5B, los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores hasta de unos 30°”*.

- Espigón inclinado hacia aguas arriba ($\alpha > 90^\circ$)

Aquí los ángulos más recomendados están entre 100° y 120°. El ángulo que posea influirá también en su espaciamiento y su efectividad. Son los espigones más utilizados.

3. Longitud de los espigones: La longitud total L de un espigón queda definida por la longitud de trabajo L_t , que es aquella que está dentro del cauce y la longitud de empotramiento, L_e , que está inserta dentro de la ribera.

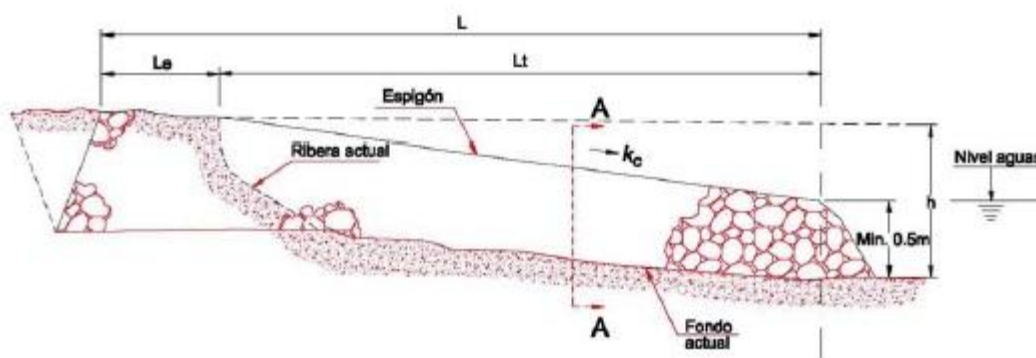
$$L = L_e + L_t$$

Dicha longitud de trabajo de los espigones está dada por la distancia entre el cruce de la ribera con el coronamiento del espigón y la línea extrema de defensa. Se recomienda acotarla entre los siguientes límites:

$$h \leq L_t \leq B/4$$

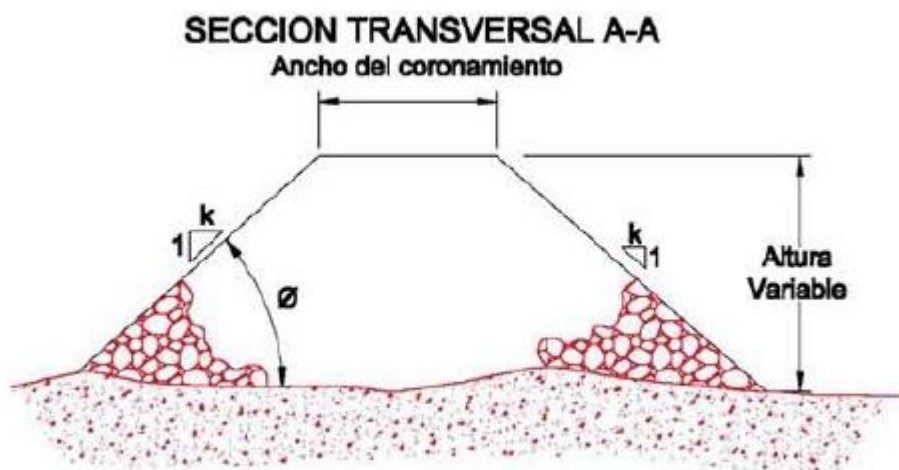
Donde h es la profundidad del cauce, es asociada al gasto formativo (a cauce pleno), en el sitio donde se construirá el espigón. La máxima longitud de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo.

Figura 9. Espigón Vista lateral



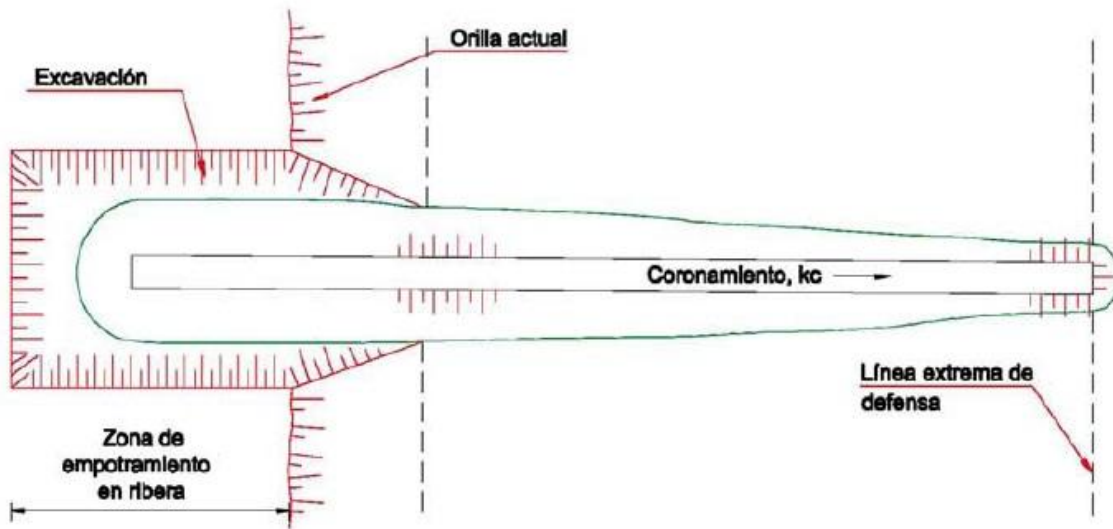
(Fuente: MOP, 2012)

Figura 10. Espigón Vista transversal



(Fuente: MOP, 2012)

Figura 11. Vista en planta



(Fuente: MOP, 2012)

4. **Fundación:** En el caso de los espigones, la socavación local más importante es la que se produce al pie en el extremo que se encuentran dentro del agua. Cuando los espigones se construyen en ríos que no presentan escurrimiento durante la época de estiaje, no existe socavación durante el período de construcción. Si además se les da una pendiente longitudinal y su extremo final queda casi a la elevación del fondo, tampoco experimentarán socavaciones importantes durante su vida útil.

5. **Separación entre espigones:** Para calcular la separación entre dos espigones es necesario tener en cuenta que la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espigón se considera regularmente entre 9° y 11° . Dicho ángulo se mide en la punta del espigón, con respecto a la tangente a la línea extrema de defensa.

Separación entre espigones cuando la ribera es paralela a la línea extrema de defensa

La separación entre espigones en un **tramo recto**, cuando la línea extrema de defensa y la ribera son paralelas, está dada por la relación siguiente:

$$S_s = L_t \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}\beta}$$

O bien

$$4L_t \leq S_s \leq 6,3L_t$$

La separación entre espigones ubicados las riberas exteriores de las **curvas** puede variar entre los siguientes límites:

$$2,5L_t \leq S_c \leq 4L_t$$

Separación entre espigones cuando la ribera no es paralela a la línea extrema de defensa.

Cuando la línea extrema de defensa no es paralela a la ribera del río, y esta última es irregular, la separación entre espigones deberá obtenerse en forma gráfica.

Defensas Longitudinales

1. Localización en Planta: El proceso es el mismo que para los espigones, es decir se traza el eje del río, pero esta vez se dibujará el eje de las defensas en forma paralela al eje del cauce. Se deberá representar además el coronamiento y las líneas extremas del talud tanto hacia el lado del cauce como hacia la ribera.

Cuando únicamente se desea evitar los movimientos laterales de un río, sin reducir el ancho del cauce, las defensas longitudinales se colocan en las riberas cóncavas de las curvas y se prolongan hacia aguas arriba y aguas abajo en los tramos rectos, de tal forma que donde termina la protección de una ribera se inicia la protección de la ribera opuesta.

2. Talud de Protección: Se recomienda ubicar el talud de la defensa de modo que sólo se tengan cortes. En defensas longitudinales formadas con **enrocados** conviene utilizar taludes cercanos a 2:1 (H:V) o mayores. Si las corrientes son pequeñas con muy bajas velocidades se pueden utilizar taludes de 1,5:1 (H:V) o menores si el análisis de estabilidad lo permite.

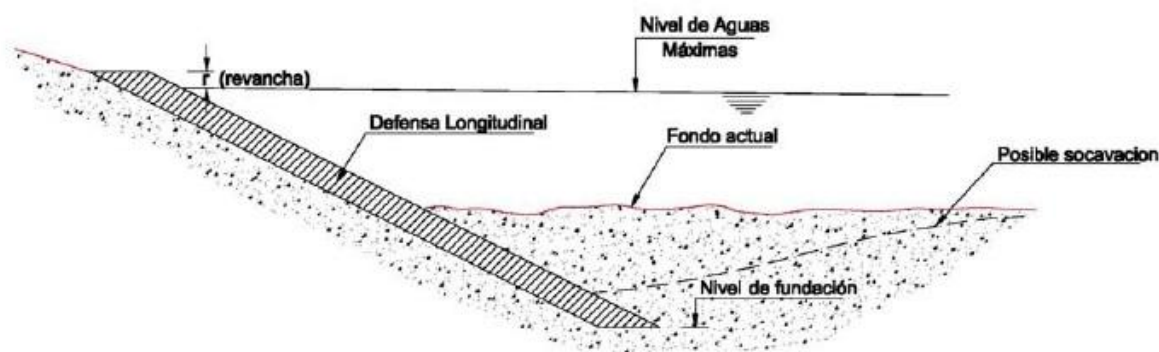
3. Coronamiento: El coronamiento se conforma principalmente de su cota y su ancho. Dicha cota será calculada según sea el funcionamiento de la defensa, es decir, si evitará la erosión o inundaciones. Una vez se defina la altura mínima de la defensa, que corresponde a la altura del nivel de escurrimiento para el caudal de diseño, se debe considerar una “revancha” que dé mayor seguridad a la obra. Dicha revancha

dependerá de la seguridad que se le quiera dar a la obra y de su importancia. Un valor usual de revancha en obras de defensa fluvial para prevenir inundaciones es de 1 metro, pudiendo disminuir hasta 50cm.

4. Fundaciones: En este tipo de defensa, la fundación queda definida por el nivel de la socavación local y la generalizada del lecho. Se determina con estos valores se fundación mínimo para distintas secciones transversales del tramo en estudio.

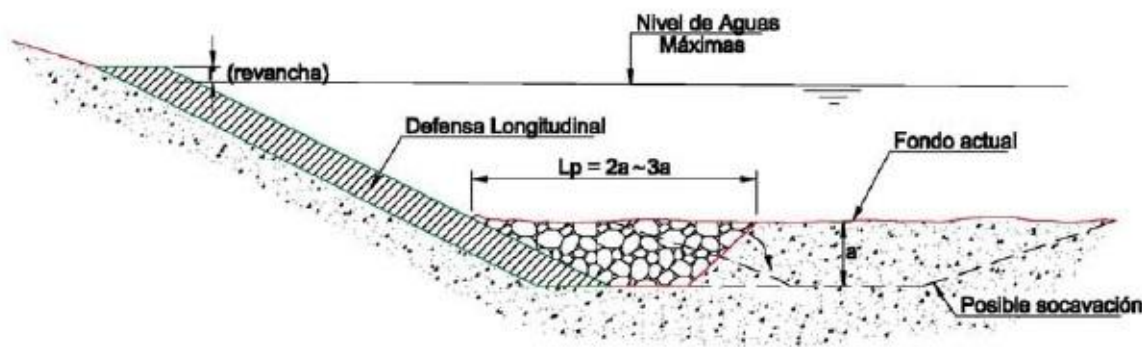
5. Coraza de protección: El dimensionamiento de este tipo de estructuras se realiza tomando en cuenta aspectos fundamentalmente estructurales, geotécnicos y constructivos.

Figura 12. Defensa con fundación a un nivel inferior a la socavación



(Fuente: MOP, 2012)

Figura 13. Fundación rellena con enrocado



(Fuente: MOP, 2012)

CAPÍTULO 3

3.1 Descripción del río Blanco y su topografía

3.1.1 Descripción de la zona

Según información publicada en la página web de la I. Municipalidad de Chaitén, la comuna de Chaitén se encuentra ubicada entre los paralelos 42°30' y 43°30' de latitud sur, en una estrecha franja entre los meridianos 72° Y 73° Oeste, la cual no supera los 50 kilómetros.

Morfológicamente, el terreno corresponde a una continuación de la cordillera de los Andes, la que ha sufrido diversos procesos erosivos, principalmente de origen glacial, que la hacen descender abruptamente hacia el mar en forma de valles y fiordos y que presenta montes de baja y mediana altura, las cuales no superan los 2500 m.s.n.m.

Dentro de los principales accidentes geográficos de la zona se encuentran los volcanes Michimahuida (2.404 msnm), el Corcovado (2.300 msnm) y el Chaitén (962 msnm), todos ubicados a pocos kilómetros de la costa. El principal curso fluvial corresponde al río Yelcho, que cruza la comuna desde el gran lago Yelcho hasta su desembocadura, al sur de la localidad de Chaitén.

El clima es usualmente descrito como un clima templado frío, con una mayor presencia de precipitaciones durante la temporada invernal (mayo a junio), con cifras que bordean los 3000 mm de agua caída anualmente en la ciudad y que descienden hacia los valles del interior más protegidos. La dirección meteorológica de Chile define el clima en la zona como *templado lluvioso con influencia mediterránea*. La temperatura media solo alcanza los 11°C.

3.1.2 Topografía

Figura 14. *Plano Topográfico del río Blanco antes del embancamiento (1:2000)*

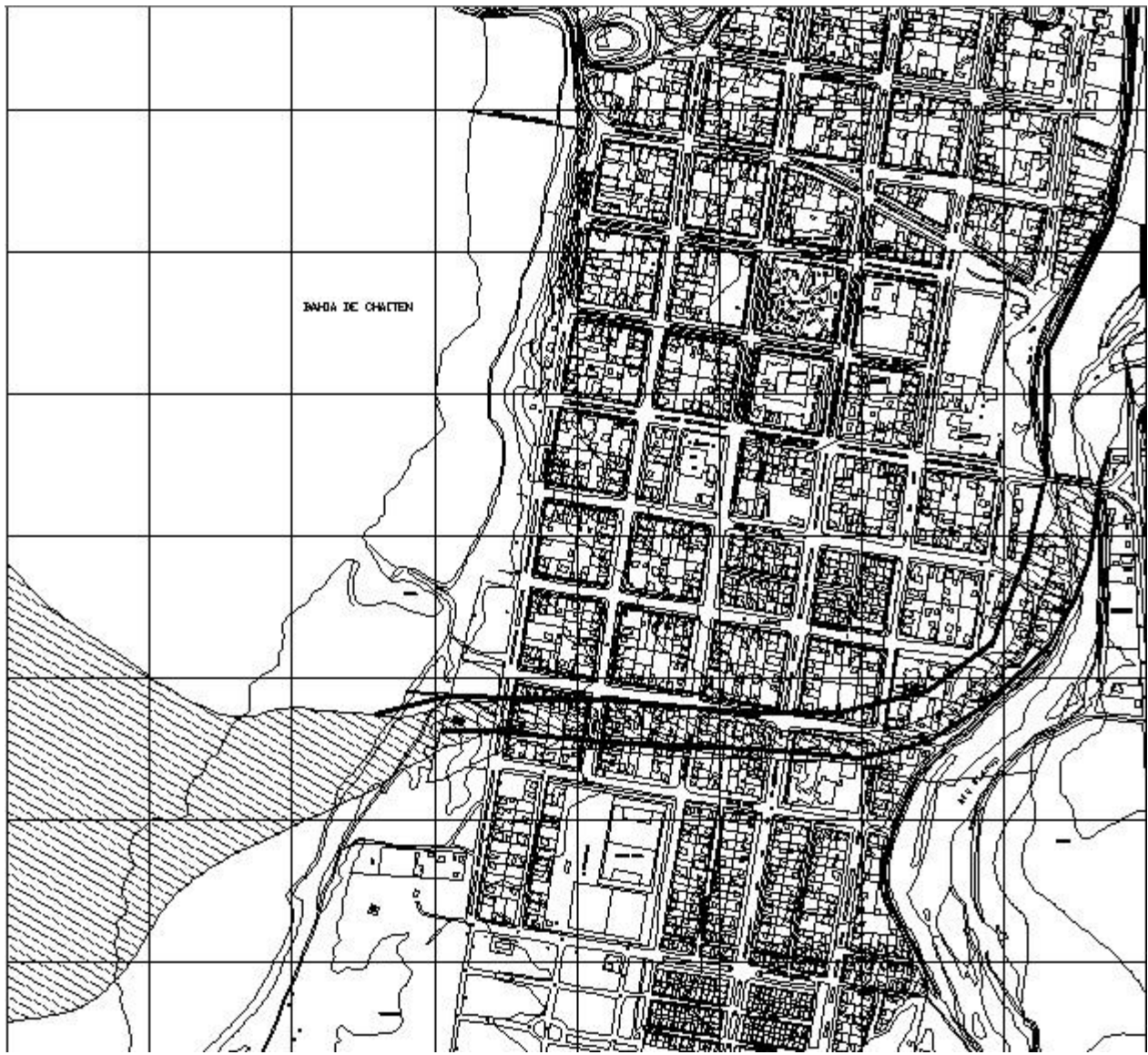


(FUENTE: IGM)

Figura 15. *Plano Topográfico del río Blanco después del embancamiento (1:2000)*



Figura 16. *Plano Topográfico del río Blanco después de las obras (1:2000)*



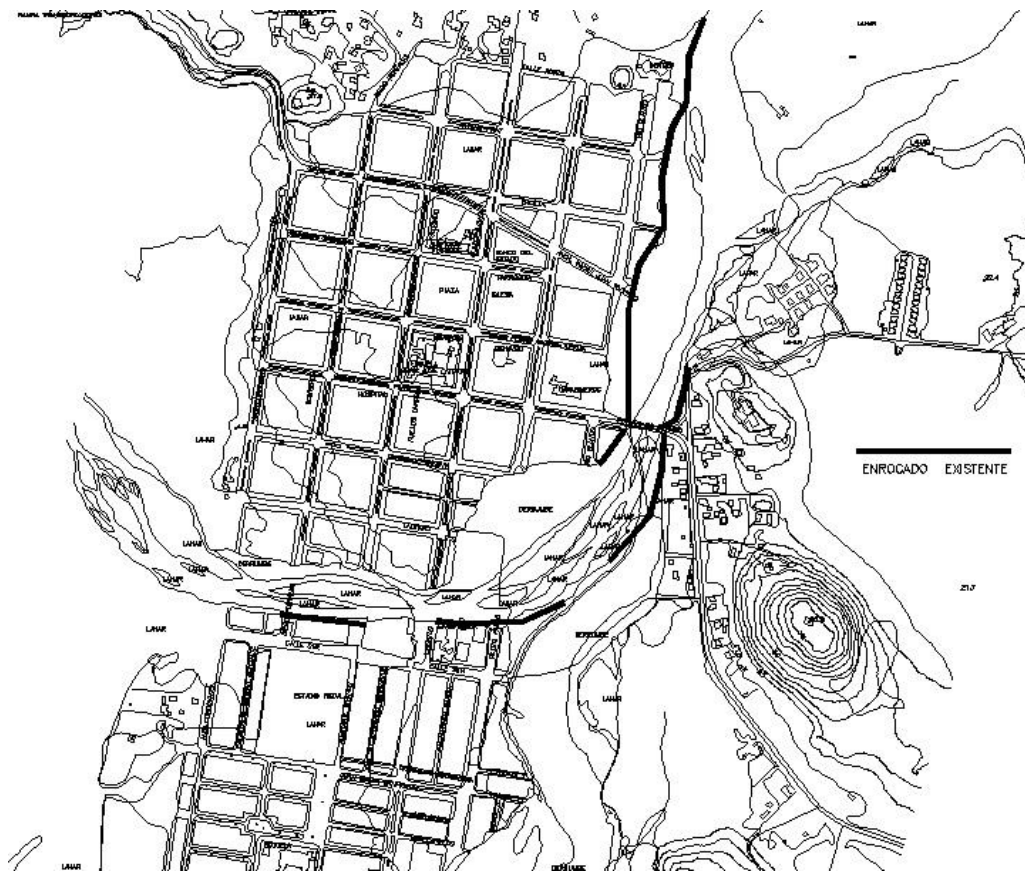
3.1.3 Obras realizadas

Enrocado en Cepas del Puente el Blanco

El 2009, VIALIDAD realizó obras de defensas debido a la acumulación de ceniza y material como troncos y otros escombros provenientes de la parte alta de la cuenca, que obstruyeron parcialmente el flujo bajo el puente, peraltando el nivel del río hacia aguas arriba y provocando el desborde de éste en la ribera derecha. Se protegió el

estribo izquierdo con rocas, de manera que se cautele la estructura. Para ello se realizó un pretil de ceniza volcánica compactada, enchapado en 1[m] de material conglomerado fluvial, y revestido con roca. El pretil de ceniza compactada y el enchape tienen taludes $H:V=1,5:1$. Se excavó la ceniza y se compactó por capas hasta una altura de 3 [m]. Luego se recubrió completamente con geotextil. La longitud del tramo a defender fue entre 1000 y 1500 [m].

Figura 17. Emplazamiento enrocado (1:2000)



(FUENTE: DOH)

Enrocado Ribera Norte I etapa

El 28 de octubre del 2010, la dirección de obras hidráulicas aprobó la construcción de un enrocado en la ribera norte del río Blanco cuyo nombre del contrato fue: “*Conservación de Riberas de Cauces Naturales: Río Blanco en Chaitén, Comuna de Chaitén, Provincia de Palena, Región de los Lagos*”.

La obra consistió en la construcción de un enrocado de 477,2 [m] de longitud en la ribera derecha del río Blanco, en el sector de su desembocadura. El enrocado se hizo de una altura de 5 [m], de los cuales 2 [m] correspondían a fundación y 3 [m] sobresalen de la costa del lecho. El ancho se hizo de 2[m], conformando una estructura de 10[m³] por metro lineal de roca. El talud que se le dio fue de H:V=3:2 y se apoyó en un terraplén de material granular, revestido por una capa de geotextil y una cama de apoyo, la construcción la llevó a cabo la constructora Lircay Ltda.

El proyecto se justificó como una necesidad para proteger las riberas y el encauzamiento del río Blanco y así evitar que desemboque al mar con dirección al norte para evitar que continúe embancando la rampa de Chaitén, que es una infraestructura clave para la conectividad con la provincia de Palena, luego de la erupción del Volcán.

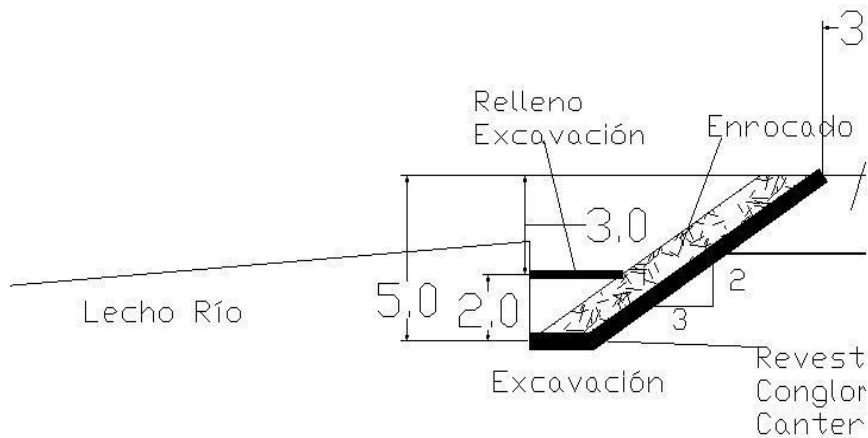
Según informes de la dirección de obras hidráulicas se beneficiarían directamente 20.000 personas y tendrá una vida útil de 20 años.

Figura 18. *Emplazamiento enrocado ribera norte (1:100)*



(FUENTE: DOH)

Figura 19. Perfil tipo del enrocado



(FUENTE: DOH)

Enrocado Ribera Norte II etapa

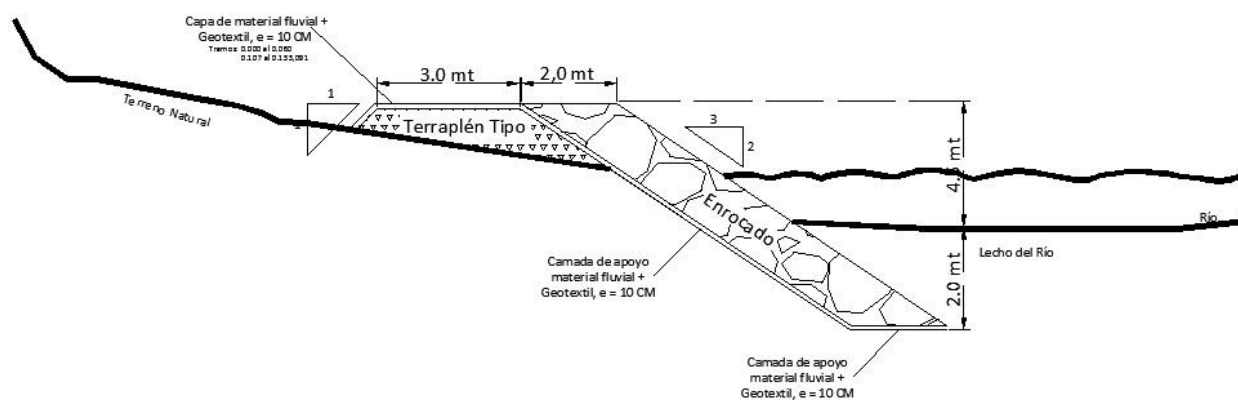
En julio del año 2011 se da inicio a la segunda etapa de la construcción de enrocados en la ribera norte del río Blanco, el contrato se llamó “*Conservación de Riberas de Cauces Naturales: Río Blanco en Chaitén, Segunda Etapa, Comuna de Chaitén, Provincia de Palena, Región de los Lagos*”. Dicha obra consistió en la construcción de defensas fluviales en base a dos enrocados, el primero de ellos de 406 [m] de longitud y alturas variables entre 5,5 y 6,5 [m], ubicado en la ribera derecha del río Blanco, iniciándose 80 [m] aguas abajo del Puente El Blanco. El segundo tiene 130 [m] de longitud y altura constante de 5 [m] y se encuentra inmediatamente aguas abajo del enrocado construido en el contrato anterior, en el sector de la desembocadura. En esta ocasión la construcción de la obra se la adjudicó la empresa constructora Carlos García Gross Ltda.

Figura 20. Emplazamiento enrocado ribera norte II etapa (1:100)



(FUENTE: DOH)

Figura 21. Perfil tipo del enrocado

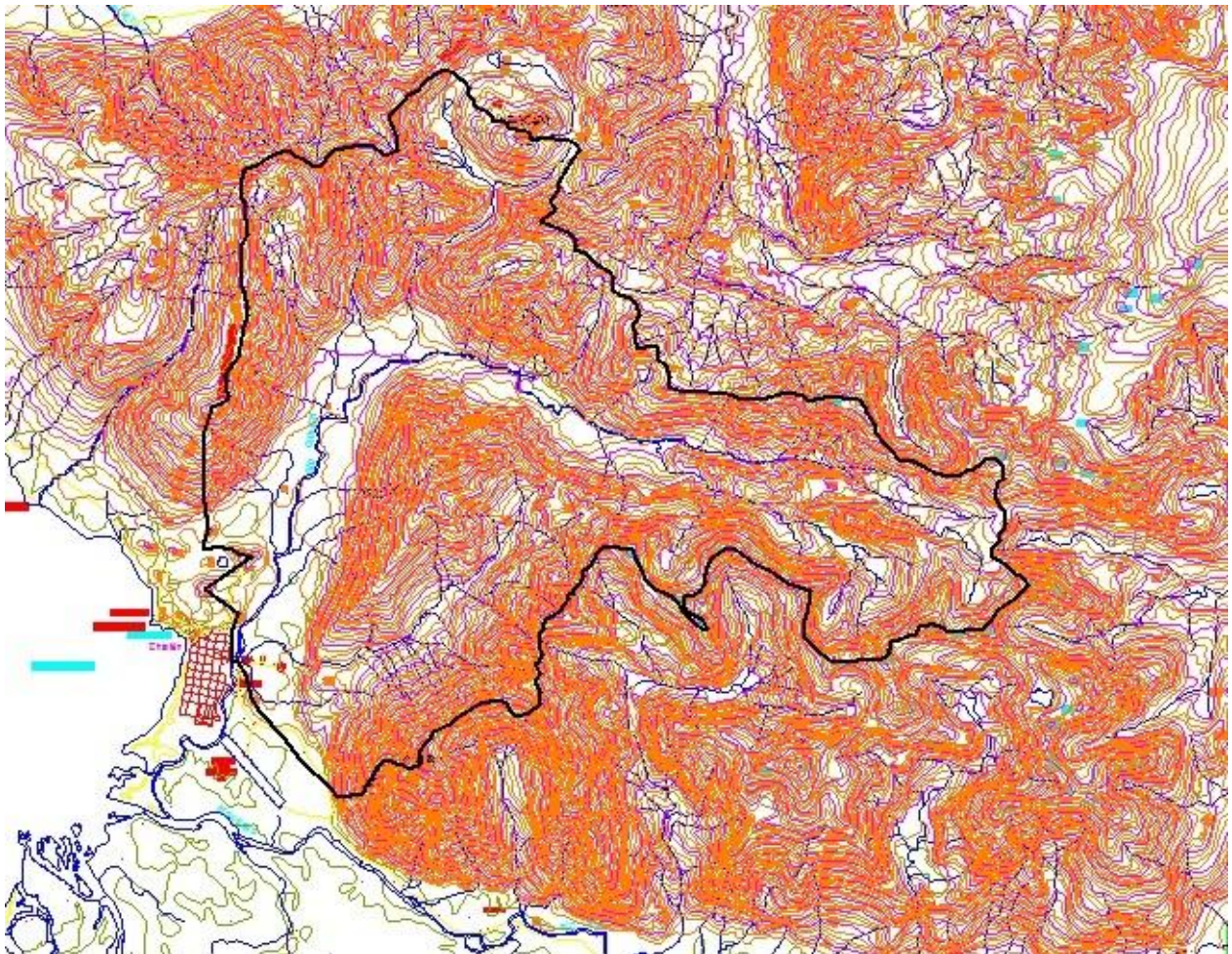


3.1.4 La Cuenca del Río Blanco

Para desarrollar cualquier estudio hídrico o hidráulico en la zona, es necesario obtener datos y antecedentes acerca de la cuenca del río en estudio. Lo primero es definir bien la cuenca que “alimenta” al río Blanco, para ello se debe trazar una poligonal que atraviese las líneas divisoras de aguas y que una los puntos más altos en las curvas de nivel.

Para poder trazar bien la cuenca en estudio, se trabajó con la Carta IGM (Instituto Geográfico Militar) de la zona de Chaitén.

Figura 22. Trazado de Cuenca (Carta IGM)



- Área de la cuenca

Utilizando software AutoCAD. Una vez que se cierra la poligonal, determina el área encerrada y perímetro, los datos fueron:

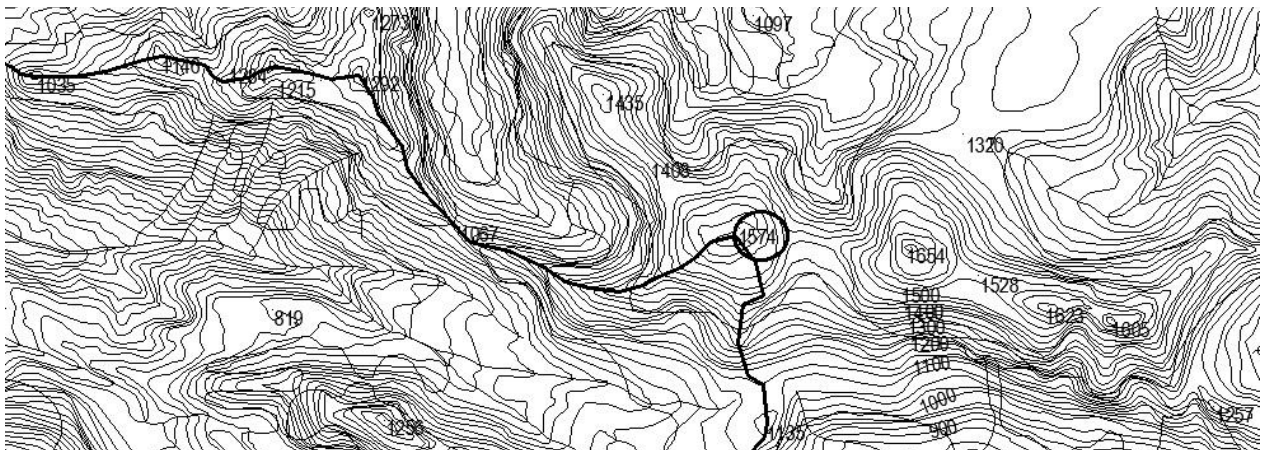
$$\text{Área de la cuenca} = 78,47 \text{ km}^2$$

$$\text{Perímetro de la cuenca} = 54,48 \text{ km}$$

- Cota de mayor altura

Éste dato se obtiene de las curvas de nivel, es decir de la misma carta IGM.

Figura 23. Cota de mayor altura

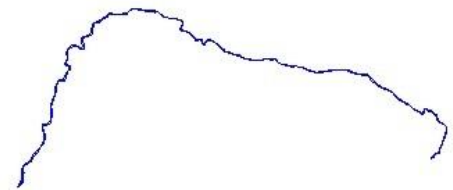
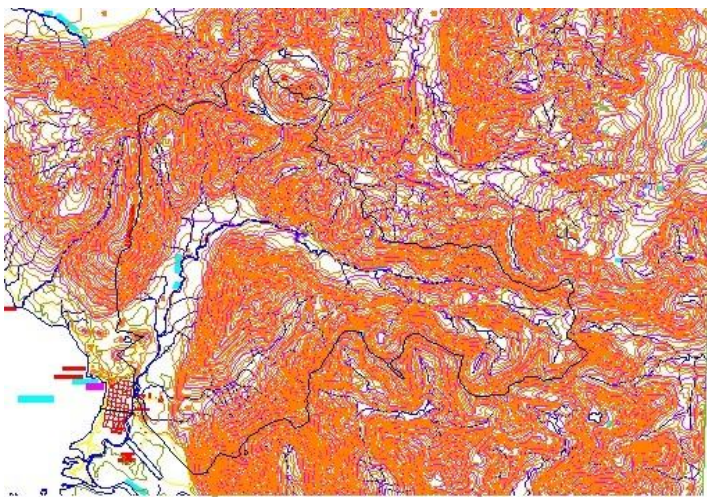


$$\text{Cota de mayor altura} = 1574 \text{ m}$$

- Longitud de cauce principal

Para calcular esto, se aisló del plano general el río en cuestión y se midió desde el puente *El Blanco* hasta su punto más alto aguas arriba. Luego se le sumó la distancia desde el puente hasta la desembocadura actual del río.

Figura 24. *Longitud de cauce principal*



$$\boxed{\text{Longitud de cauce} = 20.05 \text{ km}}$$

- Pendiente Media

$$S = \frac{1537}{20050} = 0.07666 = \boxed{7.67 \%}$$

- Régimen de crecidas

Se refiere al modo en que se presentan las crecidas del río Blanco, dependiendo de las características morfogeológicas y climatológicas de la cuenca. Existen tres factores importantes que determinarán el régimen de crecidas en la cuenca; La temperatura, la altura máxima y la pluviometría.

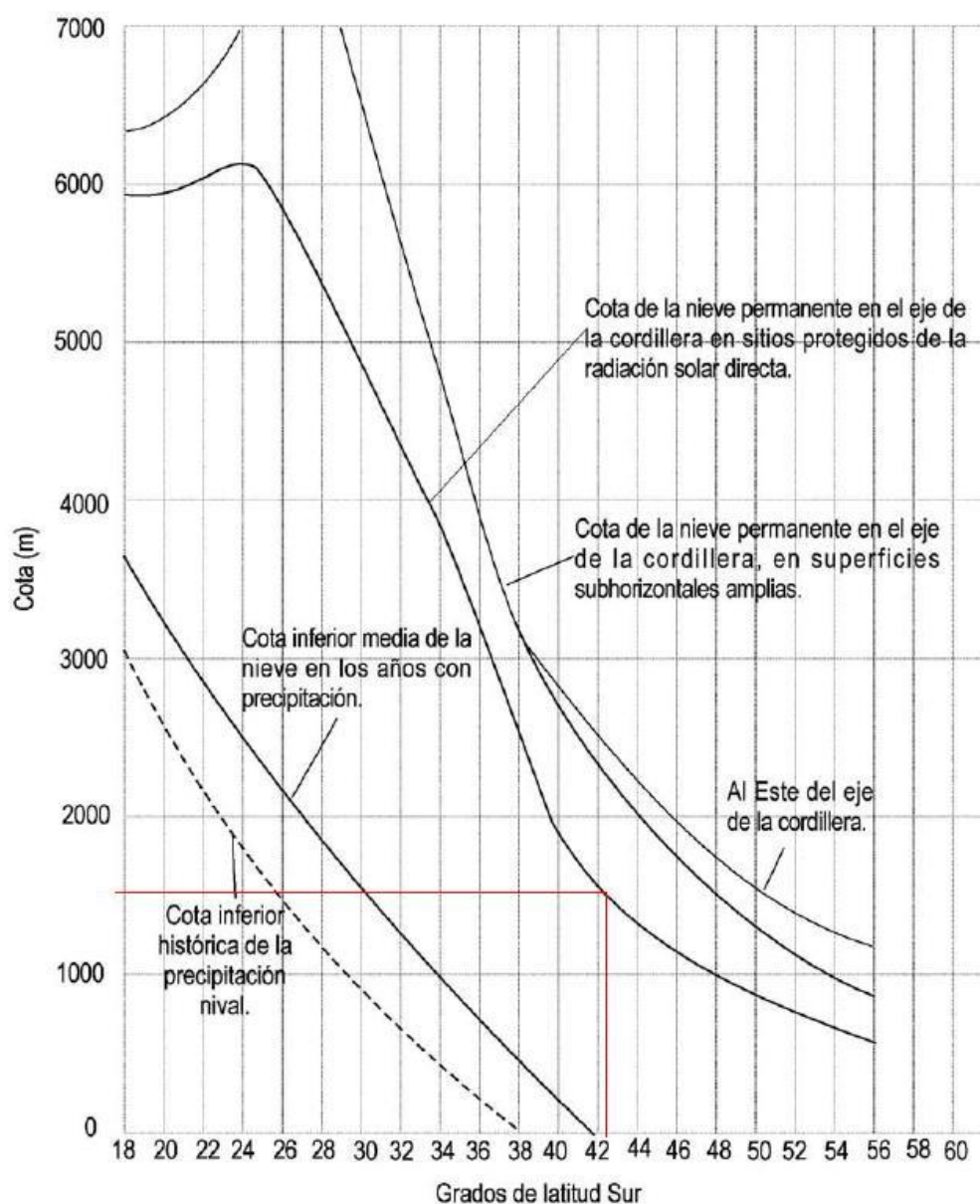
La temperatura es un factor importante, puesto que si se desea calcular el caudal en base a datos únicamente pluviométricos, se debe considerar la proporción de agua que se evapora antes de llegar al punto en cuestión, y también la cantidad de agua que absorben y eliminan las plantas. Éste proceso recibe el nombre de *Evotranspiración*, y es un factor muy importante en cuencas con altas temperaturas, Para el caso de Chaitén la temperatura promedio es de 11°C (dato de la DMC), por lo que no se considerará el efecto de Evotranspiración para su régimen de crecidas.

Por otro lado, la altura máxima, influye para conocer la proporción de agua que caerá como nieve y que quedará retenida en las cotas altas. En caso de que posea cotas altas, la cuenca será del tipo nival (nieves) o nivo-pluvial (nieve y lluvias).

Ésta información revelará además, el período del año en que se produzcan las crecidas, las nivales tendrán sus mayores crecidas en verano, las pluviales en invierno y las nivo-pluviales en ambas estaciones, así como las expuestas a la evotranspiración que independiente del origen que posean sus ríos, en verano perderán harta proporción de sus aguas producto de la evaporación.

Para saber si ésta cuenca posee régimen nival, existe un método propuesto por el Manual de Carreteras (MOP, 2012) lámina 3.906.1 A. Consiste en buscar la cota de acuerdo a la latitud sur.

Figura 25. Cota mínima de nieve en Chaitén (MOP, 2012)



Como se mencionó anteriormente Chaitén está a 42° 30' de latitud sur. En la figura se encuentra marcado con rojo la cota que corresponde a ésta latitud, aproximadamente son 1500m. Como la cota máxima según la carta IGM es de 1537 m. vemos que están próximas entre sí. Como ocurre esto y además por datos entregados por profesionales de la DOH, se sabe que las mayores crecidas del río son en invierno, **el régimen se considerará del tipo “pluvial”**.

3.2 Antecedentes Históricos

3.2.1 Desviación del curso, producto de la erupción Volcánica

Según informe de la DOH (2007), la erupción del volcán Chaitén se produce el día 1 de mayo del año 2008, dicho Volcán situado a 10 km. al noreste de la ciudad precipita una gran cantidad de ceniza en toda la cuenca, la cual se deposita en el curso inferior del río, provocando su embanque y posterior desborde. Éste embanque se produce desde unos 80 m. aguas abajo del puente El Blanco (acceso sur a la ciudad de Chaitén desde la ruta 7, Carretera Austral) hasta su desembocadura, en un tramo de aproximadamente 2,7 km., que comprende gran parte del área urbana de Chaitén. Esto se debió a la disminución de la pendiente que posee dicho río, por estar muy cerca de la desembocadura al mar, lo que hace disminuir su velocidad de escurrimiento, produciendo una depositación de material a una tasa alta.

El embancamiento produjo que el río tomara curso a través de nuevos cauces, cruzando la ciudad de este a oeste. El principal de éstos cauces se inició a 80 m. bajo el puente, tomando dirección hacia el oeste por la calle Pedro de Valdivia, luego hacia el sur por calle Piloto Pardo, y una dirección final hacia el mar a través de calle Pillán. Cauce secundarios dispersos fluyeron a través de la ribera derecha, hacia la calle Piloto Pardo, en donde confluyó el nuevo cauce principal. Otro cauce secundario se fue a través de la ribera derecha por calle Arturo Prat en dirección hacia el oeste, tornando luego hacia el sur por calle Diego Portales y luego hacia el mar por calle Padre Juan Todesco.

Las aguas, mezcladas con sedimentos y ceniza volcánica, evidenciaron una gran capacidad de transporte de sólidos, lo que provocó una fuerte erosión de los suelos de la ciudad y de los pavimentos de calles y aceras, socavando los terrenos en que se erigían las construcciones, lo que provocó el desmoronamiento de varias, siendo incluso, algunas arrastradas por los torrentes más poderosos hacia el mar.

Debido a la cantidad de ceniza acumulada, no es viable retomar el cauce original del río puesto que implicaría remover 3 millones de metros cúbicos de material.

3.3 Estudios básicos

3.3.1 Levantamiento topobatimétrico

Se refiere a las mediciones de las profundidades del río en conjunto con la medición de la forma en planta del río. Estas mediciones las realizó la DOH en diciembre del 2008, agosto del 2010 y febrero del 2011.

3.3.2 Hidrología

Es el estudio que determinará el caudal de diseño del río en cuestión, dato clave para posteriormente hacer una modelación y así obtener las alturas de escurrimiento.

El manual de carreteras nos dice que para diseñar las defensas en un río se debe considerar el caudal máximo instantáneo con un período de retorno de 100 años. Para obtener dichos datos, se debe analizar, en primera instancia, la cuenca del río Blanco.

Ésta cuenca, **no posee estaciones fluviométricas** que nos den información acabada acerca de los caudales dominantes en el río, por lo que es necesario estimarlo. El cálculo de los caudales se puede hacer de varias maneras.

3.3.2.1 Cálculo de caudales según Pluviometría

Una alternativa para encontrar los caudales, es en base a la información pluviométrica de la cuenca, dicha información es más fácil de encontrar ya que existen, hace años, muchas estaciones a lo largo del país, prácticamente en cada provincia. Es por esto también, que existen varios métodos que aprovechan esta información para acercarse al caudal de diseño. Como es un método muy aproximado, la DGA actualmente solicita el cálculo del caudal en base a 3 métodos distintos.

Cualquiera sea el método a usar, se debe obtener primero la información de precipitaciones de la cuenca del río Blanco, dicha información se puede obtener de las estaciones que posee la DGA (Dirección General de Aguas) o de las estaciones de la DMC (Dirección Meteorológica de Chile). La hidrología (Chow et al., 1994) recomienda, para obtener una buena aproximación, utilizar el dato de las máximas precipitaciones anuales en 24 horas de al menos 30 años, por lo que utilizaré la estación de la DMC ubicada en Chaitén que posee información de 30 años.

TABLA 1. *Precipitaciones máximas en 24 horas Anual, Estación DMC Chaitén.*

Año	Pmax 24h (mm)
1977	97
1978	59,2
1979	87,9
1980	80,5
1981	70,4
1982	108,4
1983	70
1984	120,2
1985	69,8
1986	77,7
1987	93,6
1988	75,6
1989	92,7
1990	83,3
1991	136,7
1992	82,1
1993	92,6
1994	70,2
1995	90
1996	98,1
1997	87,8
1998	81,4
1999	97,8
2000	71,7
2001	133,9
2002	88,5
2003	104,4
2004	72,3
2005	74,8
2006	92,2
2007	69,7

Precipitaciones máximas en 24 horas con períodos de retorno

Para estimar las precipitaciones máximas en 24 horas los años siguientes, se utilizan distintas distribuciones probabilísticas y se elige la más similar a la curva de datos. Comúnmente se utilizan en hidrología la distribución normal y sus logaritmos, que pueden ser de 2 o 3 parámetros (lognormal2, lognormal3), también se destacan la distribución Gumbel con su logaritmo, Gamma2, Gamma3 y logPearson3 (Chow et al., 1994). Para encontrar estas distribuciones se usará el software de hidrología *HidroEsta*.

TABLA 2 Distribuciones probabilísticas para distintos períodos de retorno est. Chaitén

Periodo T	Normal	lognormal2	lognormal3	Gumbel	LogGumbel	Gamma2	Gamma3	LogPearson3
2	88,08	86,39	85,95	85,06	83,65	86,95	84,78	84,79
5	103,54	101,93	101,37	101,3	99,52	102,19	101,77	101,14
10	111,63	111,15	110,8	112,05	111,65	110,81	112,71	112,14
20	118,31	119,38	119,39	122,36	124,68	118,28	122,87	122,85
25	120,25	121,9	122,04	125,63	129,12	120,51	126,02	126,29
50	125,82	129,38	130,03	135,7	143,82	127,06	135,55	137,02
100	130,83	136,5	137,73	145,7	160,07	133,14	144,75	147,91

Pruebas de bondad de ajuste

Una vez que se obtienen las distribuciones probabilísticas, lo siguiente es encontrar cuál de ellas se ajusta mejor a la curva de datos, para ello se usan distintos métodos.

- **Prueba Kolmogorov-Smirnov**

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 $F(X_m)$.

$$D = \max |F_o(X_m) - F(X_m)|$$

La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(X_m) = 1 - \frac{m}{n + 1}$$

TABLA 3 *Bondad de ajuste según Prueba Kolmogorov-Smirnov*

Periodo T	Normal	lognormal2	lognormal3	Gumbel	LogGumbel	Gamma2	Gamma3	LogPearson3
2	88,08	86,39	85,95	85,06	83,65	86,95	84,78	84,79
5	103,54	101,93	101,37	101,3	99,52	102,19	101,77	101,14
10	111,63	111,15	110,8	112,05	111,65	110,81	112,71	112,14
20	118,31	119,38	119,39	122,36	124,68	118,28	122,87	122,85
25	120,25	121,9	122,04	125,63	129,12	120,51	126,02	126,29
50	125,82	129,38	130,03	135,7	143,82	127,06	135,55	137,02
100	130,83	136,5	137,73	145,7	160,07	133,14	144,75	147,91
D	0,1052	0,0749	0,0727	0,0694	0,1034	0,0788	0,07562	0,07037
D adm	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443

Al hacer la prueba K-S, se ve que todas las distribuciones, son aceptables pues todas son inferiores al D adm, calculado en base al nivel de significación (5%) y al número de datos en total. Por lo que se elige finalmente la máxima diferencia que exista entre estos 2 números, puesto que mientras más cercano estén las curvas teóricas y de datos, más chico es el valor de D, entonces se debe escoger el valor más pequeño que posea D dentro de cada distribución.

- **Prueba de χ^2 (Chi cuadrado)**

Consiste en sumar las diferencias cuadradas y compararlas con un valor teórico.

$$\chi_c^2 = \sum_{i=1}^m \frac{n[f_s(x_i) - p(x_i)]^2}{p(x_i)}$$

n : Número de datos de la serie

$f_s(x_i)$: Frecuencia relativa del intervalo i

$p(x_i)$: Valor teórico de la frecuencia en el intervalo i

El valor teórico al igual que Kolmogorov-Smirnov, se calcula en base a los números de datos y al nivel de significación que se desee.

Se escogerá el valor de Chi cuadrado más pequeño que haya, lo cual significa, el menor número de errores cuadrados que se posea.

Al comparar con el valor teórico, notamos que nuevamente todas las curvas son óptimas para ser modelos probabilísticos, pero se escogerá el error más pequeño.

TABLA 4 Bondad de ajuste según Prueba de Chi cuadrado.

Periodo T	Normal	lognormal2	lognormal3	Gumbel	LogGumbel	Gamma2	Gamma3	LogPearson3
2	88,08	86,39	85,95	85,06	83,65	86,95	84,78	84,79
5	103,54	101,93	101,37	101,3	99,52	102,19	101,77	101,14
10	111,63	111,15	110,8	112,05	111,65	110,81	112,71	112,14
20	118,31	119,38	119,39	122,36	124,68	118,28	122,87	122,85
25	120,25	121,9	122,04	125,63	129,12	120,51	126,02	126,29
50	125,82	129,38	130,03	135,7	143,82	127,06	135,55	137,02
100	130,83	136,5	137,73	145,7	160,07	133,14	144,75	147,91
χ^2	12,029	6,734	6,107	5,697	6,962	7,646	6,215	5,680
χ^2 adm	18,493	18,493	18,493	18,493	18,493	18,493	18,493	18,493

- **Distribución Probabilística Escogida**

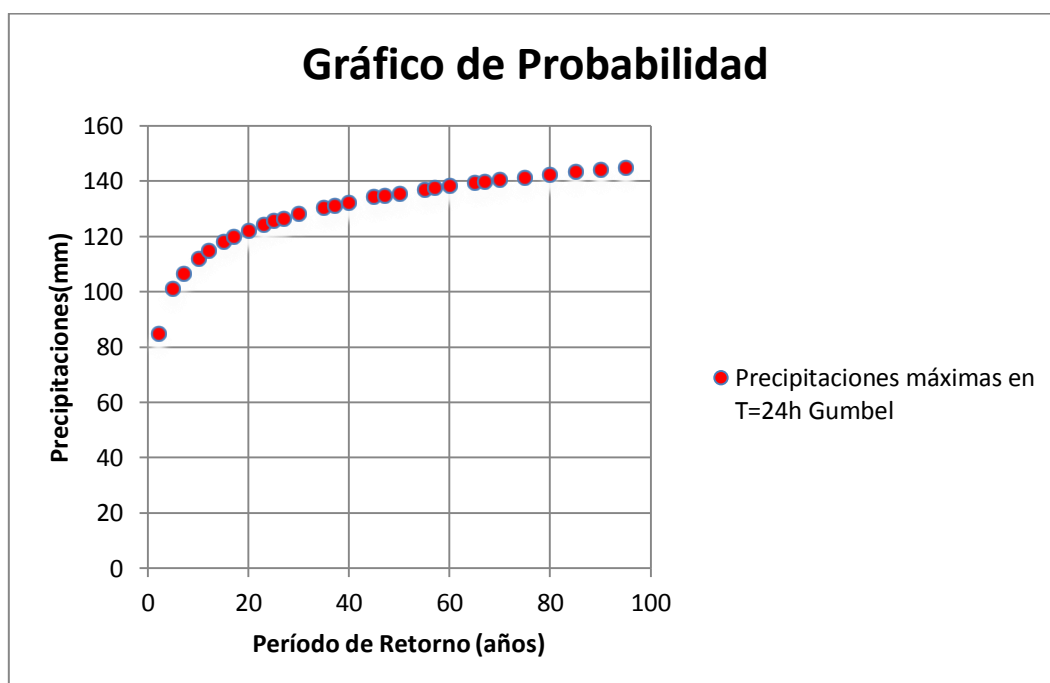
Se escogerá la distribución que mejor se adecúe según estos dos parámetros de medición de bondad de ajuste, en este caso, la distribución *Gumbel*.

TABLA 5 *Distribución Probabilística escogida para la precipitación máxima en 24 horas.*

Periodo T	Gumbel
2	85,06
5	101,3
10	112,05
20	122,36
25	125,63
50	135,7
100	145,7
χ^2	5,697
χ^2 adm	18,493
Kol-Smir	0,0694
Kol-Smir adm	0,2443

La gráfica queda representada así:

Gráfico 1 *Gráfico de Probabilidad*



Curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia)

Éstas curvas representan la intensidades de lluvia en distintos tiempos de duración.

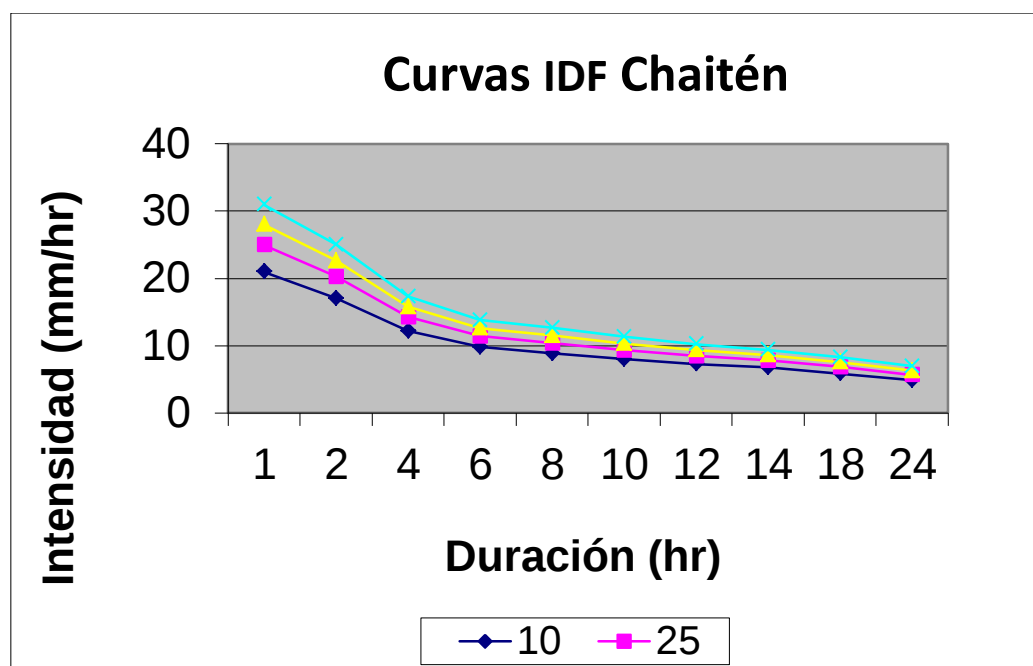
Son familias de curvas que en abscisas llevan la duración de la lluvia, en ordenadas la intensidad y en forma paramétrica el período de retorno o la probabilidad.

El manual de carreteras (MOP, 2012) entrega curvas IDF para estaciones colocadas a lo largo de todo el país, con la salvedad de que los datos utilizados por el manual son desactualizados pese a que el manual es del 2012, los datos son:

TABLA 6 Intensidades de lluvias para distintos períodos (mm/h) (Manual de Carreteras)

T	Duración (horas)									
	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
10	20,96	17,02	12,17	9,82	8,84	7,99	7,3	6,73	5,87	4,84
25	25	20,25	14,25	11,43	10,38	9,32	8,48	7,8	6,83	5,68
50	28	22,64	15,8	12,62	11,51	10,31	9,37	8,6	7,55	6,3
100	30,97	25,02	17,34	13,8	12,64	11,3	10,24	9,39	8,27	6,92

Gráfico 2 Curvas IDF Chaitén (Manual de Carreteras)



Confección de curvas IDF con datos de la DMC.

Las curvas se obtienen principalmente de datos pluviográficos, eligiendo la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y elegir la lluvia que corresponda a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las 3 horas más lluviosas y así sucesivamente. Luego con los datos seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Dichas series están formadas, eligiendo en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y para cada duración.

Pero cuando no se posean datos pluviográficos el manual de carreteras (MOP, 2012) describe que pueden estimarse curvas IDF siguiendo un procedimiento que considera la lluvia máxima diaria con 10 años de período de retorno, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_t^T = K \cdot CD_t \cdot CF_T \cdot P_D^{10}$$

P_t^T : Lluvia con período de retorno de T años y duración de t horas.

P_D^{10} : Lluvia diaria con 10 años de período de retorno.

CD_t ; Coeficiente de duración para t horas.

CF_T : Coeficiente de frecuencia para T años de período de retorno.

K : Coeficiente de corrección para P_D^{10} . MOP (2012) adopta $K = 1,1$.

Los coeficientes CD_t y CF_T , están dados por el manual de carreteras, sin embargo estos datos están desactualizados y en rigor deberían mejorarse. Para efectos de la curva IDF que se estimará acá, usaré dichos datos del manual.

TABLA 7 Coeficientes de frecuencia (Manual de Carreteras).

Estación pluviométrica	Período de retorno (años)							
	2	5	10	20	25	50	100	200
Chaitén	0,65	0,86	1	1,13	1,17	1,3	1,43	1,56

TABLA 8 Coeficientes de duración (Manual de Carreteras).

Estación pluviométrica	Duración (horas)									
	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Chaitén	0,18	0,29	0,42	0,51	0,61	0,69	0,75	0,81	0,91	1

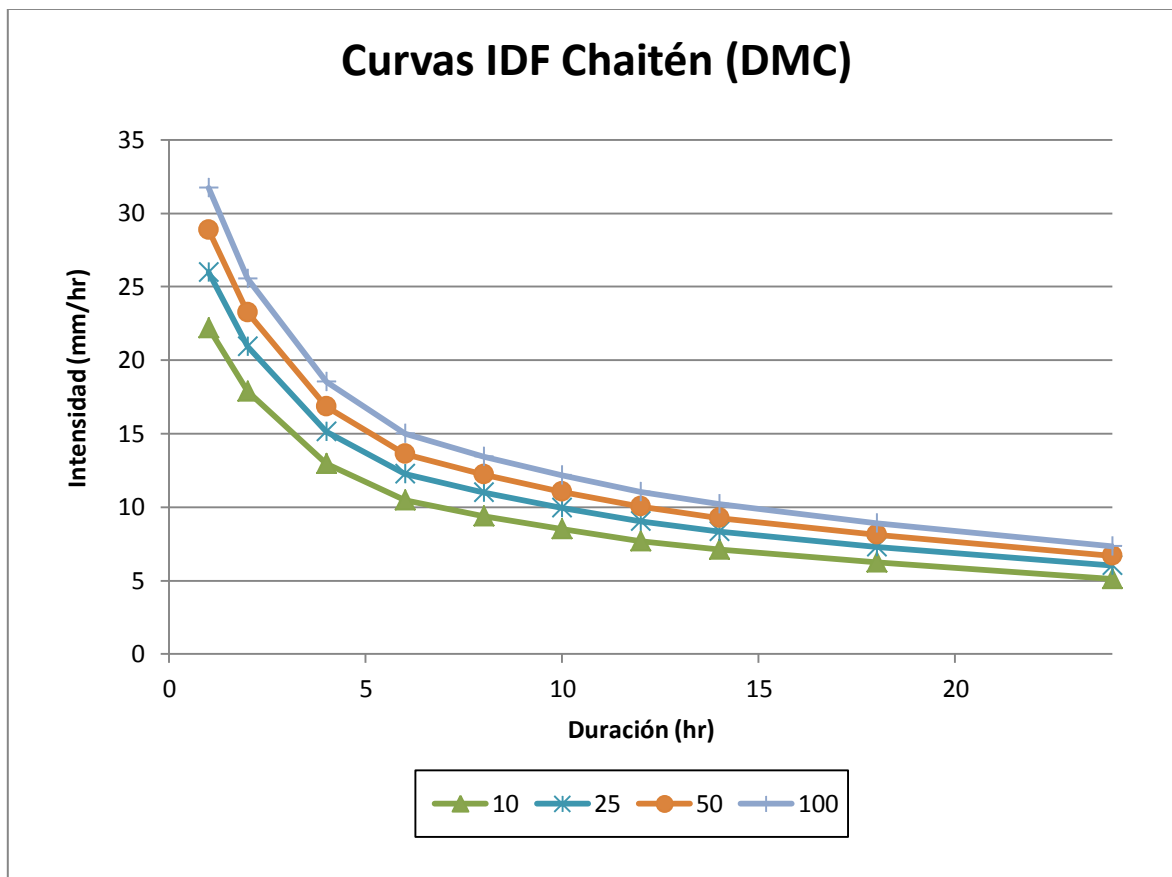
Con estos datos, obtenemos las máximas precipitaciones según la fórmula entregada por el manual de carreteras. Luego de esto, las precipitaciones se dividen por la cantidad de horas respectivas y obtendremos las intensidades.

TABLA 9 Intensidades de lluvia para distintos períodos de retorno. (mm/h)

Períodos (años)	Duración (Horas)									
	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
2	14,42	11,62	8,41	6,81	6,11	5,53	5,01	4,64	4,05	3,34
5	19,08	15,37	11,13	9,01	8,08	7,31	6,62	6,13	5,36	4,42
10	22,19	17,87	12,94	10,48	9,40	8,50	7,70	7,13	6,23	5,14
20	25,07	20,20	14,62	11,84	10,62	9,61	8,70	8,06	7,04	5,80
25	25,96	20,91	15,14	12,26	11,00	9,95	9,01	8,34	7,29	6,01
50	28,84	23,23	16,82	13,62	12,22	11,06	10,01	9,27	8,10	6,68
100	31,73	25,56	18,51	14,98	13,44	12,16	11,02	10,20	8,91	7,34

Finalmente la curva IDF para datos obtenidos de la dirección meteorológica de Chile con una distribución de probabilidad de Gumbel, es:

Gráfico 3 *Curvas IDF Chaitén (Datos de la DMC)*



3.3.2.1.1 Método Racional

Esta fórmula permite calcular los caudales de avenida en cuencas pequeñas, a partir de los datos de precipitación y de las condiciones de escorrentía de la cuenca vertiente.

El concepto de cuenca pequeña involucra varias hipótesis de cálculo, descritas por González del Tánago (2010b), entre ellas se encuentran:

1. La intensidad de lluvia es uniforme en el tiempo; La duración del aguacero de cálculo, igual al tiempo de concentración de la cuenca, es suficientemente corta como para poder asumir que la intensidad de la lluvia se mantiene constante a lo largo de su duración.
2. La intensidad de lluvia es uniforme en el espacio; Las características del aguacero de cálculo son las mismas en toda la superficie de la cuenca vertiente.
3. En las escorrentías que generan la avenida, domina la escorrentía superficial por falta de infiltración.
4. El cauce principal es de tamaño pequeño, y no tiene capacidad de almacenamiento de agua.

El método establece que el caudal máximo a evacuar está relacionado linealmente con la lluvia mediante la expresión:

$$Q = \frac{c \cdot i \cdot A}{3.6}$$

Q : Caudal máximo instantáneo $\left(\frac{m^3}{s}\right)$

c : Coeficiente de escorrentía de la cuenca. Indica qué proporción del agua que precipita escurre. El valor de "c" depende del tipo de suelo, de la pendiente y depende del grado de humedad del suelo.

i : Intensidad de la lluvia de diseño $\left(\frac{mm}{h}\right)$.

A : Superficie de la cuenca aportante (km^2) .

Para cuencas con distintos tipos de suelos se debe calcular un coeficiente de escorrentía ponderado $\bar{c}$.

$$\bar{c} = \frac{c_1 \cdot A_1 + c_2 \cdot A_2 + \dots + c_n \cdot A_n}{\sum A}$$

Datos de la cuenca

TABLA 10 *Datos morfogeomológicos de la cuenca (Carta IGM)*

L	Longitud Cauce [km]	20.05
A	Área Aportante [km ²]	78,47
H	Desnivel total [m]	1574
Hm	Desnivel Media [m]	787
H2	Desnivel media-salida [m]	787
S	Pendiente	0,079
Lg	Longitud a centro de gravedad [km]	5.70

Tiempos de concentración

Como la intensidad de lluvia de diseño corresponde a aquella de duración igual al tiempo de concentración del área y de la frecuencia o período de retorno seleccionado para el diseño de la obra, se debe obtener entonces este tiempo de concentración, que teóricamente consiste en el tiempo requerido para que, durante un aguacero uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el sitio de desagüe (Velez y Botero, 2010). Para ello el manual de carreteras entrega diversos métodos con regla general que no debe ser inferior a los 10 minutos. Para cuencas pequeñas destacan:

TABLA 11 *Tiempos de concentración para cuencas (T_c)*

Autor	Expresión
Norma Española	$T_c = 18 \cdot L^{0.76} / S^{0.19}$
California Culverts Practice	$T_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$
Giandotti	$T_c = 60((4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L) / (0.8 \cdot Hm^{0.5}))$

- Norma Española

$$T_c = 18 \cdot \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} = 18 \cdot \frac{(20.3)^{0.76}}{(0.078)^{0.19}} = \boxed{285 \text{ min}}$$

- California Culverts Practice. Utilizada originalmente para cuencas pequeñas de alta montaña, ubicadas en Tenesse y Pensilvania (Vélez y Botero, 2010).

$$T_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} = 57 \cdot \left(\frac{20.3^3}{1574} \right)^{0.385} = \boxed{106.9 \text{ min}}$$

- Giandotti

$$T_c = 60 \left(\frac{4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot Hm^{0.5}} \right) = 60 \left(\frac{4 \cdot 82^{0.5} + 1.5 \cdot 20.3}{0.8 \cdot 787^{0.5}} \right) = \boxed{175.13 \text{ min}}$$

Giandotti a su vez posee un rango de validez el cual es

$$\frac{L}{5.4} \leq T_c \leq \frac{L}{3.6}$$

$$222.77 \text{ min} \leq T_c \leq 334.167 \text{ min}$$

Por lo que no es válido el valor de Giandotti

Otros autores

- Hathaway

Acá se utiliza el valor de la rugosidad en función de la vegetación, para ello se ha elaborado la siguiente tabla (González del Tánago, 2012a)

TABLA 12 *Valores de rugosidad n para método Hathaway de T_c*

Tipo de superficie	Valor de n
Suelo liso impermeable	0,02
Suelo desnudo	0,1
Pastos pobres, cultivos en hileras o suelo desnudo algo rugoso	0,2
Pastizales	0,4
Bosque de frondosas	0,6
Bosque de coníferas, o de frondosas con una capa densa de residuos orgánicos o de césped	0,8

Para ésta cuenca existe material fotográfico que da a conocer un tipo de superficie del tipo “Bosque de frondosas”, pese a que muchos de los árboles se quemaron producto de la lava.

Figura 26. Fotografías aéreas de la cuenca Río Blanco (DOH, 2009)



Así el valor de n será de 0.6. Lo que da lo siguiente:

$$T_c = \frac{0.606(L \cdot n)^{0.467}}{S^{0.234}} = \frac{0.606(20.05 \cdot 0.6)^{0.467}}{0.079^{0.234}} = \boxed{210.408 \text{ min}}$$

- Pilgrim y McDermott. Se sugiere el uso de esta ecuación para cuencas menores a 250 km^2 . (Vélez y Botero, 2010).

$$T_c = 0.76 \cdot A^{0.38}$$

$$T_c = 0.76 \cdot 78.76^{0.38} = \boxed{239.64 \text{ min}}$$

- Texas Highway (Rango de tiempos)

Éste método permite establecer un rango en el cual puede fluctuar el tiempo de concentración real. Según tabla que se presenta a continuación se tiene una velocidad media de flujo, que dependiendo de la pendiente y del tipo de suelo, se obtiene un tiempo medio de recorrido de la cuenca.

$$T_c = \frac{L}{60 \cdot V}$$

TABLA 13 *Velocidades promedios de Flujo (Dep. Carreteras de Texas)(m/s)*

Pendientes %	Zona de Bosques (Parte superior de la cuenca)	Pastizales (Parte superior de la cuenca)	Canal Natural no Bien Definido
0-3	0,3048	0,4572	0,3048
4-7	0,6096	0,9144	0,9144
8-11	0,9144	1,2192	1,524
12-15	1,0668	1,3716	2,4384

La pendiente de la cuenca es de prácticamente 8% por lo que debería tener un rango de tiempos de concentración:

$$219.269 \text{ min} \leq t_c \leq 365.45 \text{ min}$$

TABLA 14 *Tiempos de concentración para cuenca Río Blanco*

AUTOR	tc (min)
Norma Española	285
California	106,9
Giandotti	-
Hathaway	210,408
Pilgrim y McDermott	239,64

Los únicos valores que están dentro del rango de Texas son La norma Española y Pilgrim con McDermott.

$$\textit{Tiempo de Concentración} = 262.3 \textit{ min}$$

Intensidad de lluvia en tiempo de concentración

Ya que se tiene la intensidad de lluvia para distintas horas y en distintos períodos de retorno y además se posee también ahora el dato del tiempo de concentración podemos a través de una simple interpolación lineal encontrar la intensidad de lluvia para el tiempo de concentración encontrado.

TABLA 15 *Intensidad de lluvia en tiempo de concentración.*

Período de retorno T (Años)	Intensidad de lluvia en tiempo de concentración (mm/h)
2	8,11573
5	10,73773
10	12,48573
20	14,10888
25	14,60831
50	16,23145
100	17,85460

Coeficiente de escorrentía (c)

Según Chow (1994) el coeficiente de escurrimiento o coeficiente de escorrentía es la variable menos precisa del método racional. Éste coeficiente depende de las características y condiciones del suelo. Otros factores que influyen en el coeficiente de escorrentía son la intensidad de lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento.

Existen varias tablas y gráficas para poder determinar éste coeficiente, el Manual de Carreteras (MOP, 2012) ofrece una tabla general y una más acabada con valores recomendadas por el Estado de California en su última versión de 1995.

TABLA 16 *Coeficientes de escorrentía (Manual de carreteras)*

Tipo de Terreno	Coeficiente de Escurrimiento
Pavimentos de adoquín	0,50-0,70
Pavimentos asfálticos	0,70-0,95
Pavimentos en concreto	0,80-0,95
Suelo arenoso con vegetación y pendiente 2%-7%	0,15-0,20
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2% - 7%	0,25-0,65
Zonas de cultivo	0,20-0,40

El tipo de suelo de la cuenca, según estudio de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (2008), para una calicata realizada en el vertedero de Chaitén, correspondería a arena gravosa con presencia de limos. Sin embargo éste vertedero se encuentra a 20 km al sur de Chaitén, lejos de la zona de la cuenca, por tener mucho suelo vegetal debería estar en la quinta fila de la tabla entre 0.25-0.65.

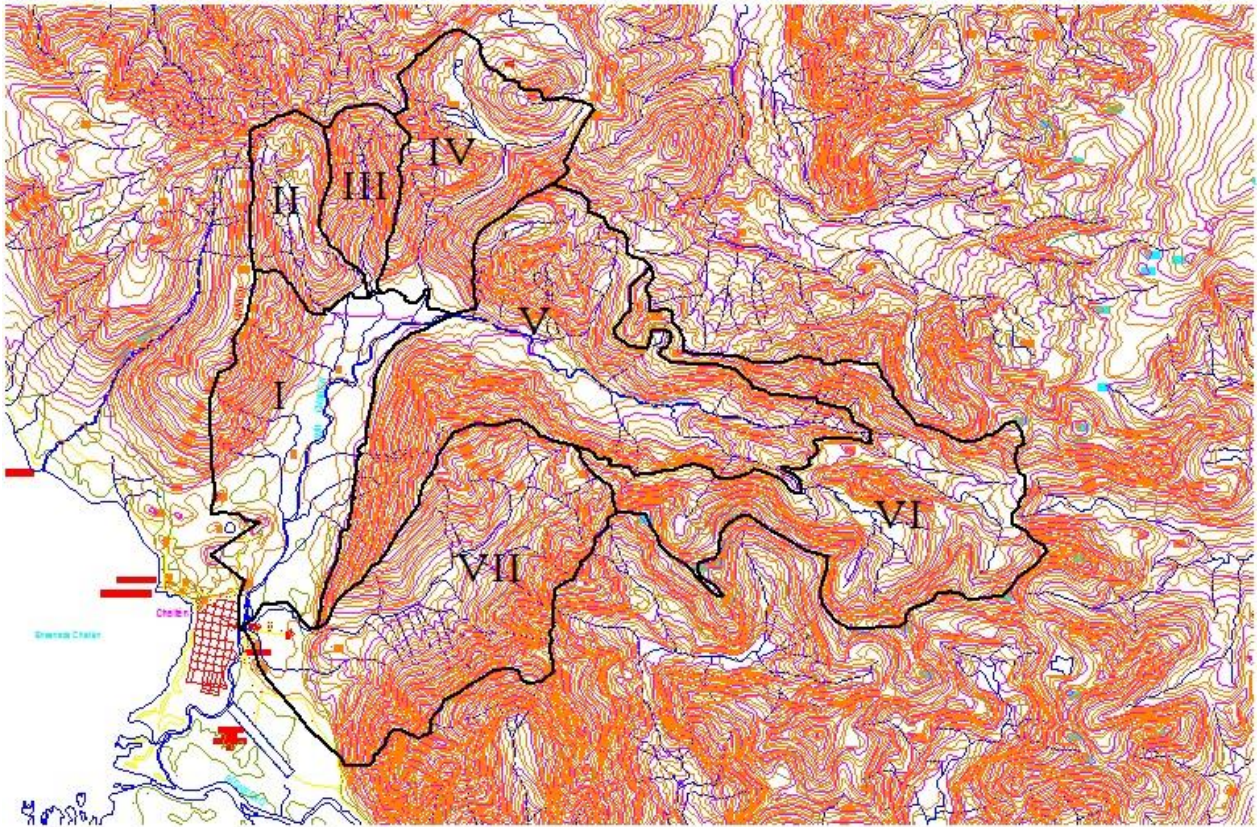
Sin embargo para precisar más, se desarrollará la segunda tabla presentada por el Manual.

TABLA 17 *Coeficientes de escorrentía (Manual de carreteras citando a California, 1995)*

Factor	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0,20-0,35 Escarpado con pendientes mayores que 30%	0,20-0,28 Montañoso con pendientes entre 10 y 30%	0,14-0,20 Con cerros y pendientes entre 5 y 10%	0,08-0,14 Relativamente plano con pendientes menores al 5%
Infiltración	0,12-0,16 Suelo rocoso, o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable	0,08-0,12 Suelos arcillosos o limosos con baja capacidad de infiltración, mal drenados	0,06-0,08 Normales, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos	0,04-0,06 Suelos profundos de arena u otros suelos bien drenados con alta capacidad de infiltración
Cobertura Vegetal	0,12-0,16 Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura	0,08-0,12 Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos del 20% del área con buena cobertura vegetal	0,06-0,08 Regular a Buena; 50% del área con praderas o bosques, no más del 50% cultivado	0,04-0,06 Buena a excelente; 90% del área con praderas, bosques o cobertura equivalente
Almacenamiento Superficial	0,10-0,12 Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas	0,08-0,10 Baja, sistema de cauces superficiales pequeños bien definidos, sin zonas húmedas	0,06-0,08 Normal; posibilidad de almacenamiento buena, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos	0,04-0,06 Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas o pantanos.
Si T > 10 años Amplificar Resultado por: T = 25 ; C x 1,10 T = 50 ; C x 1,20 T = 100 ; C x 1,25				

Para desarrollar de manera aún más precisa ésta tabla, se subdividirá la cuenca en subáreas que pueda dar diferentes coeficientes, para luego promediarlos.

Figura 27. *Subáreas sobre cuenca Río Blanco*



Para subdividir la cuenca, se ocupó el criterio de elegir subcuencas (II, III, IV y VII) y para los otros casos (I, V y VI) se eligieron curvas de nivel que delimitaran las áreas. A su vez se calcularon las pendientes de cada subárea, según sea el afluente. Es decir que para las subcuencas (II, III, IV y VII) se tomaron la longitud de su respectivo afluente.

TABLA 18 Datos morfogeológicos de cuenca subdividida del Río Blanco

SubÁrea	A (km2)	Cota alta(m)	Cota baja(m)	Longitud (km)	Smed (%)
I	11,607	964	30,5	7,107	13,1349
II	3,69	990	100	3,478	25,5894
III	2,905	990	100	3,409	26,1074
IV	8,336	1122	100	4,856	21,0461
V	19,82	1162	100	7,697	13,7976
VI	15,63	1553	700	3,8	22,4474
VII	16,48	1543	30,5	7,162	21,1184

ÁREA I

Se aprecia por curvas de nivel, que el área es de pocos relieves y por lo general se está cerca de las orillas del cauce principal, lo que involucra poca vegetación y harto material pedregoso como el que se ve en la siguiente fotografía obtenida del sector.

Figura 28. Fotografía ribera del río Blanco (DOH, 2009)



ÁREA II, III, IV y VII

Acá se aprecia una zona de varias curvas, lo cual significa que es bastante escarpado, de muchos relieves. Como está bien alejado del cauce principal, se puede deducir que hay poco material pedregoso y que existe una abundante vegetación, sin embargo en estos lugares, se quemaron varias hectáreas de bosque, producto de la ceniza caliente depositada. Esto produjo que el suelo cambiara drásticamente convirtiéndose ahora en un suelo con muy poca infiltración, provocando mayores escorrentías.

Figura 29. *Fotografías bosque quemado en cuenca Río Blanco (DOH, 2008)*



ÁREA V

Acá se aprecia una zona intermedia, entre lo pedregoso de la ribera del cauce principal, bosque quemado y también bosque virgen.

ÁREA VI

Acá se aprecia solamente bosque virgen en un terreno escarpado y accidentado, un suelo de vegetación con gran infiltración de agua.

Teniendo éstos antecedentes se obtuvo la siguiente tabla de escorrentía.

TABLA 19 *Coeficientes de escorrentía para las subáreas de la cuenca del Río Blanco*

Factor	I	II, III, IV y VII	V	VI
Relieve	0.235	0.263	0.235	0.263
Infiltración	0.07	0.10	0.09	0.06
Cobertura Vegetal	0.0933	0.10	0.09	0.04
Almacenamiento Superficial	0.09	0.10	0.09	0.08
TOTAL	0,4883	0,563	0,505	0,443

El coeficiente de escorrentía promediado será:

$$\bar{c} = \frac{c_I \cdot A_I + c_{II,III,IV,VII} \cdot \sum A_{II,III,IV,VII} + c_V \cdot A_V + c_{VI} \cdot A_{VI}}{\sum A}$$

$$\bar{c} = \frac{0.488 \cdot 11.607 + 0.563 \cdot (3.69 + 2.905 + 8.336 + 16.48) + 0.505 \cdot 19.82 + 0.443 \cdot 15.6}{(78.47)}$$

$$\boxed{\bar{c} = 0.5135}$$

Como señala la tabla 16, este valor de escorrentía debe multiplicarse por distintos amplificadores en periodos de retorno mayores a 10 años. Quedando finalmente:

TABLA 20 *Coeficientes de escorrentía en distintos períodos de retorno*

Periodos (años)	10	25	50	100
c	0,5135	0,5649	0,6162	0,6419

Como se aprecia, los valores están dentro del margen que se estimaba según la tabla 16 (0.25-0.65). Dicha tabla no considera suelos con ceniza volcánica por lo que no es raro que den valores extremos de escorrentía.

Para complementar aún más los datos acerca de los coeficientes de escorrentía, se dispone también la tabla 21, extraída de Chow et al. (1994) y la tabla 22 extraída de González del Tánago (2012b) citando a Schwab et al. (1971).

En la tabla 21 se puede observar (marcado con rojo), que los valores son considerablemente pequeños a comparación con los obtenidos por la tabla 17. Pero al igual que en el caso anterior, ésta tabla no posee una categoría de suelos con ceniza volcánica.

TABLA 21 *Coeficientes de escorrentía Chow et al. (1994)*

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con autorización.

En la tabla 22 la cuenca debería entrar en la categoría *Woodland (bosque)* y *Rolling* para el caso de la cuenca general y *Hilly* para un análisis de la cuenca subdividida, por lo que se debería tener un rango entre 0.25 – 0.60.

TABLA 22 Coeficientes de escorrentía G.d.T. (2012b) citando Schwab et al. (1971)

AVERAGE RUNOFF COEFFICIENTS FOR RURAL AREAS			
Topography and Vegetation	Soil Texture		
	Open Sandy Loam	Clay and Silt Loam	Tight Clay
<i>Woodland</i> ¹			
Flat	0.10	0.30	0.40
Rolling	0.25	0.35	0.50
Hilly	0.30	0.50	0.60
<i>Pasture</i>			
Flat	0.10	0.30	0.40
Rolling	0.16	0.36	0.55
Hilly	0.22	0.42	0.60
<i>Cultivated Land</i>			
Flat	0.30	0.50	0.60
Rolling	0.40	0.60	0.70
Hilly	0.52	0.72	0.82

¹ Note: Flat (0–5% slope); rolling (5–10%); hilly (10–30%).

Finalmente haciendo un resumen de todos los métodos utilizados para encontrar el coeficiente de escorrentía, se opta por usar el valor encontrado por la tabla 19. Dado que es el valor más conservador y dado también a la escasa información que existe en tablas acerca de suelos con ceniza volcánica, y pese a que interesa una crecida con un período de retorno de 100 años, no se puede asegurar que para cuando ocurra se haya despejado completamente la ceniza de los suelos de la cuenca.

TABLA 23 *Resumen coeficientes de escorrentía en $T=100$ años para cuenca Río Blanco*

Método	Rango	Valor
Manual de Carreteras (2012)	0.25-0.65	-
California (1995)	-	0.6419
Chow et al. (1994)	-	0.52
Schwab et al. (1971)	0.25-0.60	-
Coeficiente escogido		0.6419

Caudales de Diseño (Q)

Luego de recopilar toda la información y habiendo justificado bien cada elección de datos, se procede a calcular los caudales de diseño por el Método Racional, los resultados son:

TABLA 24 Caudal de diseño para distintos períodos de retorno (Método Racional)

Período de retorno T (Años)	Intensidad en tiempo de concentración (mm/h)	Coefficiente de escorrentía	Caudal (m^3/s)
2	8,11573	0,5135	90,838
5	10,73773	0,5135	120,186
10	12,48573	0,5135	139,751
25	14,60831	0,5649	179,860
50	16,23145	0,6162	218,012
100	17,85460	0,6419	249,805

3.3.2.1.2 Método empírico de Verni y King

Método basado en la fórmula de Verni y King establecida para períodos de retorno mayores que 30 años. Se le agregó en el año 95' un coeficiente empírico variable con el período de retorno, que se creó en base a procesos de ajuste y calibración a los resultados de los análisis de frecuencias realizados a un total de 130 estaciones limnigráficas ubicadas entre la III y IX región del país, inclusive (DGA y AC, 1995).

Cómo éstos coeficientes empíricos sólo son válidos para las III y IX región, no es 100% válido para la cuenca en estudio, sin embargo servirá para tener un referente sobre los caudales calculados. Además por tratarse de coeficientes netamente empíricos no sería válido hacer una extrapolación, ya que los datos dependen de la naturaleza misma de la región y sus climas.

El método tiene validez para cuencas sin control fluviométricos, de régimen pluvial o nivopluvial, con áreas comprendidas entre 20 y 10.000 km^2 . Su uso se limita a estimaciones de caudal de períodos de retorno menores a 100 años.

La fórmula de Verni y King modificada tiene la siguiente forma:

$$Q = C(T) \cdot 0.00618 \cdot P_{24}^{1.24} \cdot A_p^{0.88}$$

Donde:

Q : Caudal instantáneo máximo asociado al período de retorno T años, $(\frac{m^3}{s})$

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

P_{24} : Precipitación diaria máxima asociada al período de retorno de T años. (mm)

A_p : Área pluvial de la cuenca. (km²)

Coeficiente empírico

Para desarrollar éste método, lo primero que debe hacerse es encontrar el coeficiente empírico con un período de retorno de 10 años, el cual varía de acuerdo a la región que en que se encuentre la cuenca. Para el caso de ésta cuenca se utilizará el dato de la IX región.

TABLA 25 $C(T=10$ años). Fórmula Verni y King modificada (DGA y AC, 1995)

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

Luego de tener el coeficiente para dicho período de retorno, se debe calcular ahora el valor del factor de frecuencia $C(T)/C(T=10)$ dado por la tabla 26, estos valores dependen también de la región en que se ubique el estudio.

TABLA 26 $C(T)/C(T=10 \text{ años})$. *Fórmula Verni y King modificada (DGA y AC, 1995)*

T (años)	III	IV Elqui	IV Limarí	IV Choapa	V	VI	VII	VIII	IX
2	0,9	0,87	0,44	0,33	0,38	0,63	0,86	0,91	1,03
5	0,95	0,93	0,75	0,68	0,84	0,85	0,95	0,99	1,02
10	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20	1,1	1,06	1,26	1,38	1,15	1,15	1,03	1,01	0,98
25	1,14	1,1	1,36	1,54	1,22	1,2	1,04	1,02	0,98
50	1,23	1,15	1,62	2	1,38	1,33	1,04	1,02	0,97
100	1,32	1,2	1,91	2,56	1,59	1,55	1,04	1,03	0,93

Finalmente los coeficientes que se usarán para el cálculo de caudal de la cuenca del río Blanco son:

TABLA 27 Coeficiente $C(T)$ a utilizar para cuenca Río Blanco

T (años)	C(T)
2	0,9167
5	0,9078
10	0,89
20	0,8722
25	0,8722
50	0,8633
100	0,8277

Caudal de Diseño

Los datos de la precipitación máxima diaria asociada a distintos períodos de retorno, se vieron en la tabla 5 y el área de la cuenca en la tabla 10.

Finalmente los caudales para la cuenca del Río Blanco por el método de Verni y King modificado son:

TABLA 28 Caudal de diseño para distintos períodos de retorno (Método Verni y King Empírico)

T (años)	C(T)	P24 (mm)	A (km ²)	Caudal (m ³ /s)
2	0,9167	85,06	78,47	65,075
5	0,9078	101,3	78,47	80,034
10	0,89	112,05	78,47	88,918
20	0,8722	122,36	78,47	97,189
25	0,8722	125,63	78,47	100,420
50	0,8633	135,7	78,47	109,368
100	0,8277	145,7	78,47	114,522

3.3.2.1.3 Método DGA-AC

Este método, realizado por DGA y AC (1995), corresponde a un análisis regional de crecidas de origen pluvial, basado en series máximos anuales generadas a partir de la información de caudales medios diarios máximos e instantáneos máximos del período pluvial, de 234 estaciones de control fluviométrico.

Este método al igual que el Verni y King empírico abarca estaciones desde la III a la IX región, por lo que no es válido al 100% en la cuenca en estudio, por lo que se utilizarán los datos referentes a la IX región,

El método es válido para cuencas pluviales o pluvionivales sin información fluviométrica y con áreas comprendidas entre 20 y 10000 km².

Determinación de Zona homogénea

Para proceder en el método primero debe determinarse la zona homogénea a la que pertenece la cuenca en estudio. Para esto DGA y AC (1995) presentan tablas en donde según la latitud se identifican cuencas principales que presentan distintas zonas homogéneas.

Para el caso de la cuenca en estudio se utilizará la *Cuenca Río Aysen*.

Caudal de Diseño

El método consiste en determinar, mediante fórmulas empíricas, el caudal de diseño para un período de retorno de 10 años. Para ello se utilizan las siguientes expresiones que dependen de la región en donde se ubique la cuenca.

III y IV Región

$$Q_{10} = 1.94 \cdot 10^{-7} \cdot A_p^{0.776} \cdot (P_{24}^{10})^{3.108}$$

V-RM-VI Región

$$Q_{10} = 5.42 \cdot 10^{-8} \cdot A_p^{0.915} \cdot (P_{24}^{10})^{3.432}$$

VII a IX Región

$$Q_{10} = 2 \cdot 10^{-3} \cdot A_p^{0.973} \cdot (P_{24}^{10})^{1.224}$$

Donde:

Q : Caudal instantáneo máximo asociado al período de retorno de 10 años, $(\frac{m^3}{s})$

P_{24}^{10} : Precipitación diaria máxima asociada al período de retorno de 10 años. (mm)

A_p : Área pluvial de la cuenca. (km²)

Para el caso de la Cuenca Río Blanco, se utilizará la IX región. El dato de precipitación se encuentra en la tabla 5 y el área de la cuenca en la tabla 10.

$$Q_{10} = 2 \cdot 10^{-3} \cdot A_p^{0.973} \cdot (P_{24}^{10})^{1.224} = 44.98 \frac{m^3}{s}$$

Ahora que se tiene el caudal con período de retorno de 10 años, se puede obtener ahora la curva de frecuencias de caudal medio diario máximo de la cuenca, que se extrae de la siguiente tabla, que depende de la cuenca escogida anteriormente.

TABLA 29 Curva de frecuencia Caudales medios diarios máximos. Zona homogénea
Cuenca Río Aysen – Gumbel. (DGA Y AC)

T (años)	Q(T)/Q(10)			Q(T) max (m3/s)
	Media	Max	Min	
2	0,64	0,76	0,51	34,185
5	0,86	0,9	0,8	40,482
10	1	1	1	44,98
20	1,14	1,19	1,09	53,526
25	1,18	1,25	1,12	56,225
50	1,32	1,43	1,21	64,321
75	1,39	1,54	1,27	69,269
100	1,45	1,62	1,3	72,868

Con estos datos se puede obtener ahora el caudal máximo instantáneo mediante un factor de conversión según la zona homogénea.

TABLA 30 Caudales de diseño con factor de conversión para zona homogénea de Cuenca Río Aysén. (Método DGA-AC).

T (años)	Factor Conversión	Cuadal (m ³ /s)
2	1,27	43,415
5	1,27	51,412
10	1,27	57,125
20	1,27	67,978
25	1,27	71,406
50	1,27	81,688
75	1,27	87,972
100	1,27	92,542

3.3.2.1.4 Método Hidrograma Unitario Sintético Tipo Linsley

Este método propuesto por Benítez y Arteaga en 1985, se basa en el método de Linsley y permite estimar los parámetros que determinan un hidrograma unitario sintético para cuencas ubicadas entre las hoyas del Aconcagua y el Chamiza (DGA y AC, 1995).

La metodología planteada sobre la base del estudio, es válida para cuencas pluviales o pluvionivales sin control fluviométrico, ubicadas entre la III y X región, con áreas comprendidas entre 10 y 4500 km^2 .

Determinación de Parámetros básicos

El método se define para una precipitación efectiva de duración igual a 0,18 veces el tiempo al peak ($t_u = t_p/5.5$) y magnitud igual a 1mm, lo principal es determinar los parámetros de tiempo al peak (t_p), caudal peak (q_p) y tiempo base (t_b) del hidrograma unitario de la cuenca.

Cuando el valor de t_u obtenido no sea un valor conveniente puede ser modificado tomando en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La corrección del valor de t_u o sea t_R , no deberá ser superior al 50% de t_u .
- Si el valor corregido queda dentro del intervalo

$$t_u - 10\% < t_R < t_u + 10\%$$

el hidrograma unitario no se modifica.

- Si el valor corregido queda fuera del intervalo anterior, se modifica t_p en la forma:

$$t_{pR} = t_p + 0,25 (t_R - t_u)$$

Para el cálculo de estos parámetros, el país se ha dividido en 3 grandes zonas; La Zona I que incluye desde la III a la VI región, la Zona II que corresponde a la VII región y la Zona III que abarca desde la VIII a la X región.

ZONA I (Regiones III a VI)

$$t_p = 0.323 \left(L \cdot \frac{L_g}{S^{1/2}} \right)^{0.422} (hr)$$

$$t_B = 5.377 (t_p)^{0.805} (hr)$$

$$q_p = 144.141 t_p^{-0.796} \left(\frac{\frac{lt}{s}}{\frac{mm}{km^2}} \right)$$

ZONA II (VII Región)

$$t_p = 0.584 \left(L \cdot \frac{L_g}{S^{1/2}} \right)^{0.327} (hr)$$

$$t_B = 1.822 (t_p)^{1.412} (hr)$$

$$q_p = 522.514 t_p^{-1.511} \left(\frac{\frac{lt}{s}}{km^2} \right)$$

ZONA III (Regiones VIII a X)

$$t_p = 1.351 \left(L \cdot \frac{L_g}{S^{1/2}} \right)^{0.237} (hr)$$

$$t_B = 5.428 (t_p)^{0.717} (hr)$$

$$q_p = 172.775 t_p^{-0.835} \left(\frac{\frac{lt}{s}}{km^2} \right)$$

Donde:

L : Longitud del cauce principal (km)

L_g : Longitud al centro de gravedad de la cuenca (km)

S : Pendiente media de la cuenca.

Estos datos se encuentran en la tabla 10.

Considerando una lluvia de diseño con período de retorno 100 años, de intensidad constante y duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, se obtienen las siguientes variables de entrada básicas:

$$P_{24}^{100} = 145.7 \text{ mm}$$

$$CD = 0.4367$$

$$t_c = 262.3 \text{ min} = 4.37 \text{ horas}$$

$$i = 6.68 \text{ mm/h}$$

Para el cálculo de precipitación efectiva se utiliza el método de la Curva Número desarrollado para el país, utilizando la envolvente superior señalado en el acápite 3.2.3 de DGA y AC (1995).

Método de la Curva Número

$$CN = 11,9 + 73,7 \log(Lat - 25^\circ) \text{ tendencia media superior}$$

$$CN = 29,9 + 73,7 \log(Lat - 25^\circ) \text{ envolvente superior}$$

La curva envolvente se refiere a la que maximiza los montos de precipitación efectiva. En este caso se recomienda limitar superiormente el valor de la curva número a CN= 98.

El monto de precipitación efectiva se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$P_{efectiva} = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{(P + 0,8 \cdot S)} \text{ (mm)}$$

Donde P es la precipitación media que cae sobre la cuenca y S corresponde a la retención potencial máxima que se obtiene a base de la curva número seleccionada según la expresión siguiente:

$$CN = \frac{25400}{254 + S} (mm)$$

Para los datos de la cuenca en estudio (entregados anteriormente)

$CN = 121.512 \rightarrow$ Se recomienda usar 98.

$$S = 5.184$$

$$0,2S = 1.037$$

$$P = 88.081 \text{ mm}$$

$$P_{efectiva} = 82.163 \text{ mm}$$

$$i_{efectiva} = 18.8 \left(\frac{mm}{h} \right)$$

.

Luego de obtener estos parámetros se obtienen los coeficientes de distribución para el Hidrograma Unitario Sintético, para ello se usa la tabla 31, dada por DGA y AC (1995).

TABLA 31 Coeficientes de Distribución para el Hidrograma Unitario Sintético.

Razón t/tp	Razón q/qp
0,00	0,00
0,30	0,20
0,50	0,40
0,60	0,60
0,75	0,80
1,00	1,00
1,30	0,80
1,50	0,60
1,80	0,40
2,30	0,20
2,70	0,10

Los parámetros del hidrograma para la cuenca en estudio serán los de la Zona III:

$$t_p = 1.351 \left(L \cdot \frac{L_g}{S^{1/2}} \right)^{0.237} = 5.611 \text{ horas}$$

$$t_B = 5.428 (t_p)^{0.717} = 18.694 \text{ horas}$$

$$q_p = 172.775 t_p^{-0.835} = 40.929 \frac{\frac{lt}{s}}{\frac{mm}{km^2}}$$

El tiempo unitario $\left(t_u = \frac{t_p}{5.5} \right)$ es 1,02 horas. Y el tiempo de duración de la lluvia de diseño es de 4,4 horas. Para evaluar la crecida asociada a esta tormenta es necesario superponer cuatro hidrogramas unitarios de tiempo unitario 1,1 horas (4,4 horas/4) desfasados en este mismo tiempo. Además se puede aceptar que el hidrograma $t_u=1,02$ horas es el mismo que el de 1,1 horas. Por lo tanto la crecida de diseño resulta de la superposición de cuatro hidrogramas de 1,02 horas desfasados en 1,1 hrs y multiplicados por el monto de precipitación efectiva en dicho intervalo (82.163 mm/4 = 20.54 mm).

Finalmente, ponderando los resultados por el área de la cuenca se obtiene el hidrograma por la razón entre el volumen unitario y el volumen obtenido.

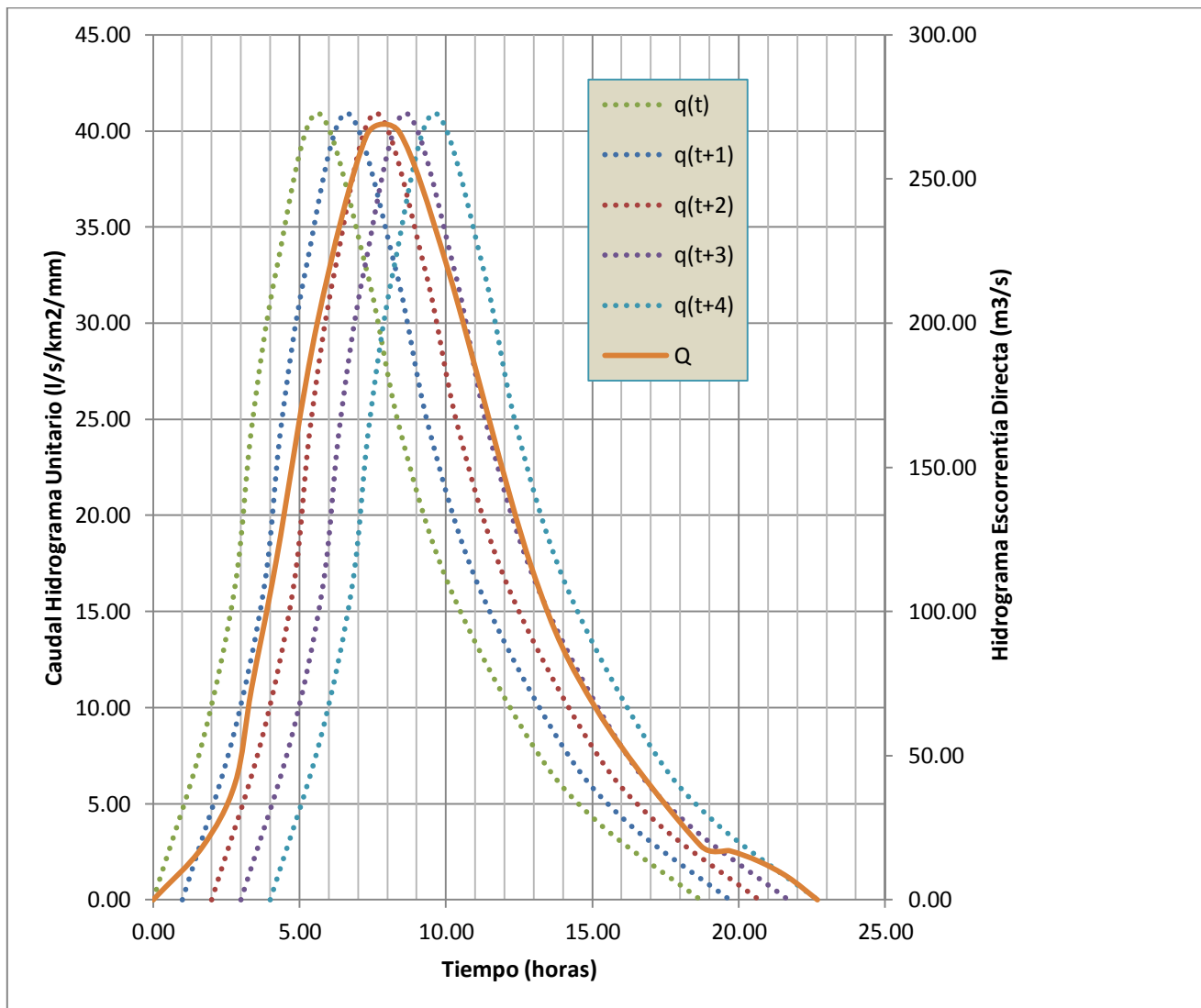
TABLA 32 Hidrograma unitario sintético e hidrograma escorrentía directa en Cuenca
Río Blanco. Método tipo Linsley

T(horas)	q(lt/s/km2/mm)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,000
1,68	8,19	18,324
2,81	16,37	40,520
3,37	24,56	73,490
4,21	32,74	117,655
5,61	40,93	200,211
7,29	32,74	265,124
8,42	24,56	266,176
10,10	16,37	217,679
12,91	8,19	115,927
15,15	4,09	65,994
18,69	0,00	18,872
19.69		17.033
20.69		13.356
21.69		7.840
22.69		3.123

Finalmente el caudal máximo para un período de retorno de 100 años, por el método hidrograma unitario sintético tipo Linsley es:

$$Q = 266.176 \frac{m^3}{s}$$

Gráfico 4 Hidrograma unitario sintético e Hidrograma de Escorrentía Directa. Método Linsley – Cuenca Río Blanco ($T=100$ años)



3.3.2.2 Transposición de caudales

Consiste en elegir cuencas que si posean datos fluviométricos y que sean de similares características a nuestra cuenca, y que además tengan el mismo régimen de crecidas, Una vez que se posea la información y se haya elegido bien la cuenca, se estudia el comportamiento de las crecidas en proporción a las precipitaciones medias y luego mediante operaciones matemáticas se puede crear una fórmula aplicable a nuestra cuenca en estudio.

Como señala Arumi et. Al. (2011) éste método supone que los gastos por unidad de área y precipitación entre cuencas vecinas, son aproximadamente iguales para un período considerado. De acuerdo a esto, los caudales medios de la cuenca en estudio quedan determinados por la relación:

$$Q_1 = \frac{A_1 P_1}{A_2 P_2} Q_2$$

Donde:

Q_1 : caudal medio de la cuenca en estudio.

Q_2 : caudal medio en la cuenca base.

A_1 : área de la cuenca en estudio.

A_2 : área de la cuenca base.

P_1 : precipitación media de la cuenca en estudio.

P_2 : precipitación media de la cuenca base.

Cuencas base

La elección de cuenca es un proceso largo y tedioso para los que no poseen experiencia y para los que no poseen un conocimiento del lugar, ya que se requiere una sapiencia acabada en cuanto a los ríos de la zona y sus cuencas.

Para poder encontrar una cuenca óptima para el estudio, lo primero es saber dónde existen estaciones fluviométricas y desde qué año están instaladas. Para ello se pidió la información en la Dirección General de Aguas (DGA) para toda la región de los Lagos.

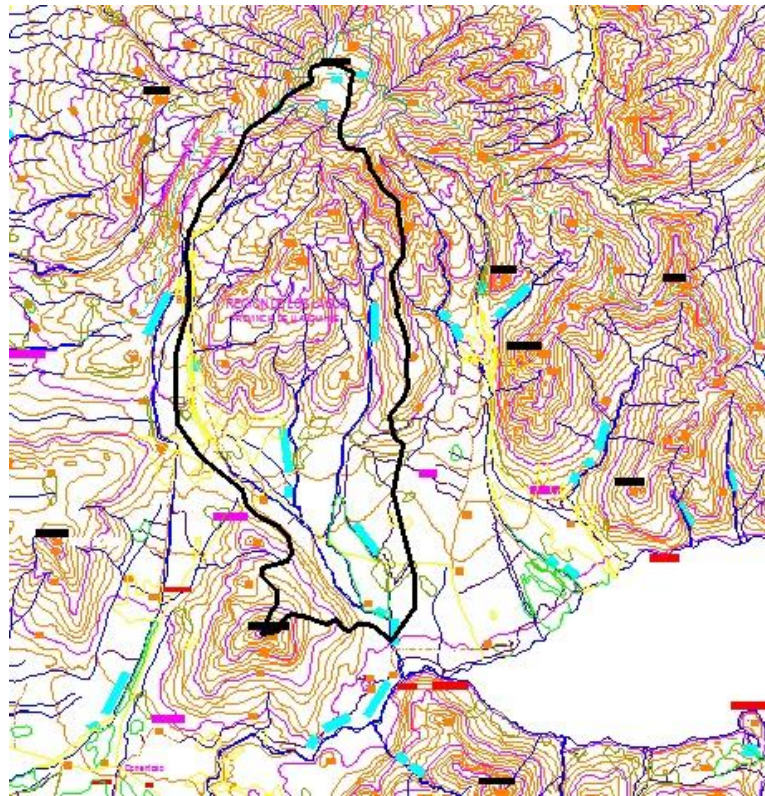
Hasta el año 2005 existían 48 estaciones en la región siendo la más antigua la estación fluviométrica del río Cruces en Rucaco.

Dada mi poca experiencia y menor conocimiento de los ríos en la zona, se solicitó la ayuda de los profesionales de la Dirección de Obras Hidráulicas en conjunto con profesionales de la Dirección General de Aguas de Puerto Montt, los cuales me señalaron el *Río Blanco ante junta Río Chamiza* sería el adecuado y el más similar a las características del Blanco en Chaitén.

Río Blanco ante junta Río Chamiza

Esta estación posee información de crecidas desde el año 2002 y se encuentra en las coordenadas U.T.M. 5410900 Norte – 701150 Este, según Datum PSAD56. Lamentablemente no se posee la información del área de la cuenca por lo que deberá estimarse según las cartas IGM.

Figura 30. *Cuenca Río Blanco Ante Junta Chamiza*



El área de la cuenca resulta de:

$$\boxed{\text{Área cuenca} = 35.047 \text{ km}^2}$$

- Caudales máximos

La información otorgada por la DGA posee 11 años de datos. Los caudales máximos son:

TABLA 33. Caudales máximos E. Río Blanco ante j. Chamiza.

Río Blanco ante junta Río Chamiza	
Año	Qmáx (m ³ /s)
2002	28,1
2003	41,8
2004	54
2005	38,1
2006	71,7
2007	30,8
2008	50,7
2009	31
2010	44,2
2011	22,7
2012	17,1

Luego se estima la crecida para distintos períodos de retorno mediante distribuciones probabilísticas y se le realiza la bondad de ajuste según Kolmogorov-Smirnov. Los resultados son los siguientes:

TABLA 34 Distribuciones probabilísticas para el caudal de crecida en E. Río Blanco ante j. Río Chamiza

Periodos	Normal	LogNormal2	LogNormal3	Gamma2	Gamma3	LogPearson	Gumbel	LogGumbel
2	39,11	36,29	37,22	37,22	37,29	-	36,53	33,92
5	52,31	51,34	50,64	50,81	51,5	-	50,4	48,82
10	59,22	61,55	58,92	59,05	60,02	-	59,58	62,13
20	64,92	71,49	66,5	66,47	67,63	-	68,39	78,3
25	66,59	74,68	68,85	68,73	69,95	-	71,18	84,26
50	71,34	84,62	75,93	75,49	76,85	-	79,78	105,62
100	75,62	94,68	82,79	81,9	83,37	-	88,33	132,19
K-S	0,114	0,0656	0,0949	0,0923	0,08415	-	0,0802	0,1171
K-S máx	0,4101	0,4101	0,4101	0,4101	0,4101	-	0,4101	0,4101

La distribución de LogPearson no pasó la prueba Kolmogorov-Smirnov por lo que no resulta ser una distribución válida

La distribución de mejor ajuste según la prueba Kolmogorov-Smirnov es la LogNormal2.

TABLA 35 Caudales máximos para distintos períodos de retorno estación Río Blanco ante Junta Río Chamiza (LogNormal2).

Periodos (años)	Qmáx (m ³ /s)
2	36,29
5	51,34
10	61,55
20	71,49
25	74,68
50	84,62
100	94,68

- Precipitación Media

El cálculo de precipitación media, no es un dato fácil de obtener, ya que las estaciones pluviométricas se encuentran situadas en un solo punto, y la precipitación en una zona varía de sobremanera en razón de la altura y otros aspectos.

Para obtener la precipitación media existen diversos métodos, el que se utilizará en este estudio se llama “Método de Inverso de la Distancia al Cuadrado” o IDW por su sigla en inglés. Su principal uso es para determinar precipitaciones representativas de una cuenca y se recomienda tener varias estaciones pluviométricas en la cuenca para agudizar mejor el resultado, teniendo estas estaciones, se encuentra el centro de gravedad de la cuenca y se calculan las precipitaciones con las distancias al cuadrado hacia ese punto (R&Q, 2012). En este caso se tomará como centro de gravedad la estación fluviométrica del Río Blanco ante Junta Río Chamiza, y se elegirán estaciones pluviométricas más cercanas. La cuenca de éste río no posee estaciones de lluvia por lo que se elegirán estaciones que estén fuera de la cuenca y mediante el método, se notará que mientras más alejada sea la estación, menos significativa serán sus precipitaciones.

Método de inverso de la distancia al cuadrado (IDW)

$$P_{CG} = \frac{\sum \frac{P_i}{D_i^k}}{\sum \frac{1}{D_i^k}}$$

Donde:

P_{CG} : Precipitación media anual en el centroide de la cuenca (mm).

P_i : Precipitación media anual de la estación i (mm)

D_i : Distancia de la estación i al centroide de la cuenca estudiada (m)

k : Coeficiente que controla el aporte relativo de cada estación pluviométrica.

Generalmente k adquiere el valor de 2, de ahí la denominación al Cuadrado. Para este estudio se utilizará $k = 2$.

Estaciones pluviométricas que se utilizarán

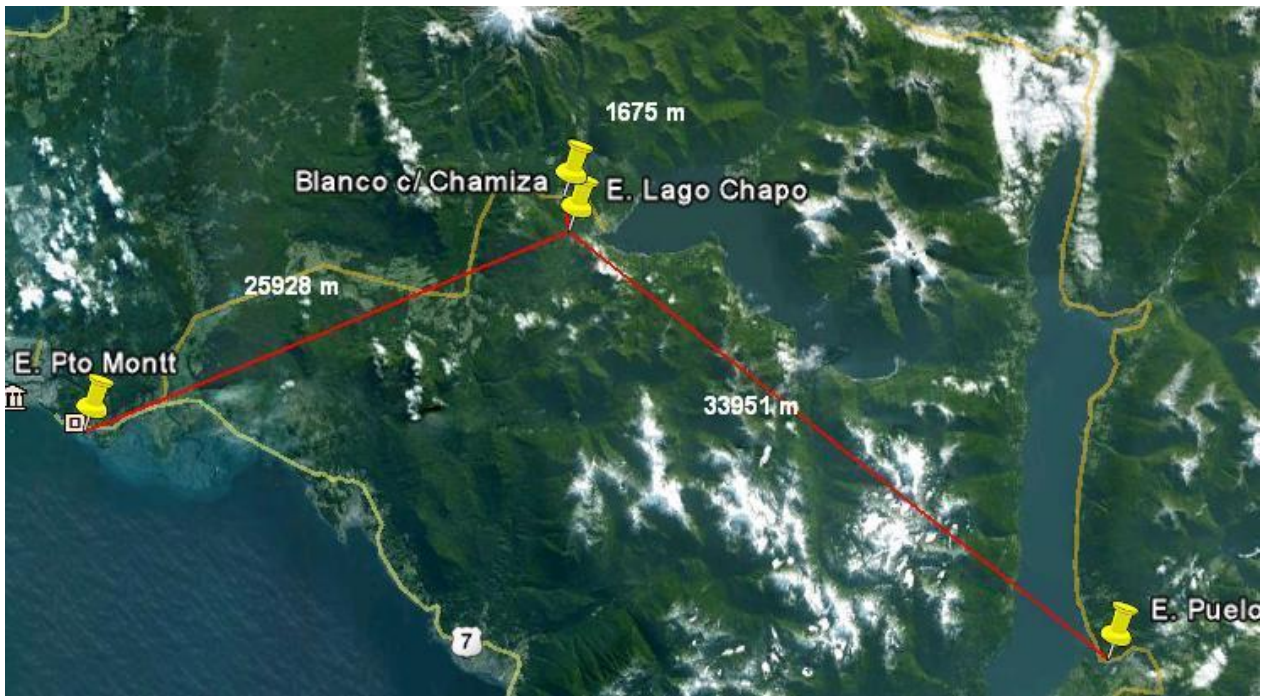
Se utilizarán 3 estaciones “cercanas” al punto donde se quiere medir la precipitación media:

TABLA 36 Estaciones pluviométricas para cálculo de precipitación media

Estación	Coordendas U.T.M.		A.S.N.M. (m)	Año
	Norte (m)	Este (m)		
Est. Meteo. Puerto Montt	5.404.948	675.916	80	1973
Est. Meteo. Puelo	5.385.870	724.095	20	1996
Est. Meteo. Lago Chapo	5.412.576	701.147	250	1998

Las distancias se midieron a través de Google Earth, con el cuidado de transformar las coordenadas a Datum Sirgas (WGS84), mediante software *Datum* del IGM.

Figura 31. Estaciones para precipitación media y sus distancias



Conociendo las estaciones que se emplearán para el cálculo de la precipitación media en la estación fluviométrica, y sus respectivas distancias, sólo falta conocer los datos de precipitación anual en cada estación. Al igual que para el caso de los datos de crecidas, se le buscará la distribución probabilística adecuada y se recogerán los datos de precipitación anual en distintos períodos de retorno.

Los datos de las precipitaciones anuales para las distintas estaciones escogidas se ven en la siguiente tabla.

TABLA 37 Precipitaciones anuales para Estaciones Escogidas (mm)

	Pto Montt	Lago Chapo	Puelo
1977	2480.5		
1978	-		
1979	1891.5		
1980	2209.5		
1981	2175.8		
1982	-		
1983	1507.1		
1984	1645.5		
1985	1945.2		
1986	1928.3		
1987	1595.5		
1988	1337.7		
1989	1674.2		
1990	1862.9		
1991	1772.2		
1992	1956.5		
1993	1687.5		
1994	2081.9		
1995	-		
1996	1625.2		
1997	2377.8		3365.7
1998	1279.4		1851.4
1999	1809.7	2659.7	2604.0
2000	2152.2	3096.6	2929.9
2001	2056.7	3026.7	2707.5
2002	2598.0	3808.9	3391.3
2003	1812.2	3027.0	2813.0
2004	2303.9	3143.8	2977.0
2005	2199.9	3239.1	3238.1
2006	2737.7	3551.1	3541.7
2007	1406.9	2506.5	2267.5
2008	1972.2	2772.7	2794.3
2009	1742.8	3244.3	3167.9
2010	1628.9	2668.2	2661.3
2011	2059.5	2984.4	2848.8

TABLA 38 Distribuciones probabilísticas (P_{anual}) para las estaciones escogidas (mm)

	Puerto Montt							
Periodo T	Normal	lognormal2	lognormal3	Gamma2	Gamma3	LogPearson	Gumbel	LogGumbel
2	1922,33	1890,94	1899,75	1901,37	1902,46	-	1864,2	1834,32
5	2220,06	2209,56	2205,92	2207,31	2212,84	-	2176,89	2160,23
10	2375,84	2397,12	2380,04	2379,33	2386,56	-	2383,92	2407,27
20	2504,45	2563,91	2531,53	2527,82	2536,12	-	2582,5	2670,74
25	2541,91	2614,64	2577,02	2572,17	2580,74	-	2645,5	2760,2
50	2649,16	2765,49	2710,81	2701,92	2711,06	-	2839,55	3055,05
100	2745,61	2908,58	2835,74	2822,03	2831,56	-	3032,17	3378,86
KS	0,05	0,0387	0,0429	0,0432	0,03978	-	0,0719	0,0973
KS max	0,2404	0,2404	0,2404	0,2404	0,2404	-	0,2404	0,2404

	Puelo							
Periodo T	Normal	lognormal2	lognormal3	Gamma2	Gamma3	LogPearson	Gumbel	LogGumbel
2	3056,08	3036,53	3018,32	3411,68	3024,96	3401,97	2996,34	2978,48
5	3362,06	3352,09	3333,14	3342,66	3349,5	3347	3317,7	3304,37
10	3522,16	3530,05	3522,61	3506,69	3537,42	3539,04	3530,46	3539,53
20	3654,34	3684,08	3693,47	3646,11	3702,4	3710,97	3650,5	3780,81
25	3692,84	3730,19	3745,86	3687,37	3752,12	3763,45	3734,55	3860,73
50	3803,06	3865,43	3902,78	3807,23	3898,7	3820,19	3799,29	4117,71
100	3902,19	3991,24	4053,12	3917,07	4035,85	4069,63	4196,69	4389,7
KS	0,0881	0,0843	0,1028	0,0861	0,09742	0,0991	0,1282	0,1503
KS max	0,3772	0,3772	0,3772	0,3772	0,3772	0,3772	0,3772	0,3772

	Lago Chapo							
Periodo T	Normal	lognormal2	lognormal3	Gamma2	Gamma3	LogPearson	Gumbel	LogGumbel
2	2877,29	2842,19	-	2853,91	-	-	2804,38	2765,36
5	3250,76	3270,48	-	3247,47	-	-	3196,361	3204,59
10	3446,17	3519,71	-	3466,66	-	-	3456,3	3533,13
20	3607,49	3739,71	-	3654,85	-	-	3705,4	3879,88
25	3654,48	3806,34	-	3710,86	-	-	3784,42	3996,83
50	3789,01	4003,74	-	3874,31	-	-	4027,83	4379,73
100	3910	4190	-	4025,24	-	-	4269,45	4796,06
KS	0,0815	0,1124	-	0,095	-	-	0,1149	0,1524
KS max	0,3512	0,3512	-	0,3512	-	-	0,3512	0,3512

Precipitación anual en Chaitén.

Utilizando la misma fuente que se utilizó para obtener las precipitaciones máximas diarias para 30 años (DMC), se anotarán ahora las precipitaciones medias anuales, para misma cantidad de años, los datos son:

TABLA 39 Precipitaciones anuales. Estación DMC en Chaitén (mm)

Año	P anual
1977	4427,2
1978	3455,9
1979	3239,8
1980	3747,3
1981	3978,1
1982	3913,1
1983	2795,1
1984	3380,4
1985	3800,6
1986	3418,4
1987	3458
1988	3080,1
1989	3911,1
1990	3807,2
1991	3513
1992	3508,7
1993	3157,2
1994	4615,7
1995	3461
1996	3502,4
1997	3945,5
1998	2734,5
1999	3147,9
2000	3467,4
2001	3632,6
2002	4249,3
2003	3467,7
2004	3394,9
2005	3498
2006	4084,2
2007	2819,3

Distribuyendo los datos a curvas probabilísticas típicas, se obtiene la precipitación anual para distintos períodos de retorno, además se escoge el que mejor se adecúa a la curva según el criterio de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, marcado con color cyan.

TABLA 40 Precipitaciones anuales en curvas de distribución y ajustada según Kolmogorov-Smirnov.

T	Normal	LogNormal2	LogNormal3	Gamma2	Gamma3	LogPearson	Gumbel	LogGumbel
2	3568,14	3541,27	3529,08	3850,1	3547,44	-	3494,88	3469,18
5	3943,37	3934,7	3926,98	3930,67	3936,12	-	3888,96	3875,05
10	4139,7	4157,68	4160,39	4139,74	4151,19	-	4149,88	4169,57
20	4301,79	4351,26	4367,49	4317,86	4335,13	-	4400,16	4473,1
25	4349	4409,31	4430,39	4370,65	4389,79	-	4479,55	4573,93
50	4484,17	4579,86	4617,25	4524,13	4548,95	-	4724,12	4899,03
100	4605,73	4738,86	4794,2	4665,08	4695,47	-	4966,88	5244,57
K-S	0,143	0,1193	0,1131	0,1278	0,12471		0,1316	0,155
K-S máx	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443		0,2443	0,2443

Con todos los datos encontrados ahora resta calcular la precipitación media en el centro de gravedad (Estación fluviométrica), mediante el método IDW.

TABLA 41 Precipitación media Estación Fluviométrica Río Blanco ante junta Río Chamiza (mm). Método IDW.

	Estaciones			
T	Puerto Montt	Puelo	Lago Chapo	$P_{cg} = \frac{\sum \frac{P_i}{D_i^2}}{\sum \frac{1}{D^2}}$
2	1890,94	3036,53	2877,29	2873,586
5	2209,56	3352,09	3250,76	3246,688
10	2397,12	3530,05	3446,17	3442,023
20	2563,91	3684,08	3607,49	3603,348
25	2614,64	3730,19	3654,48	3650,352
50	2765,49	3865,43	3789,01	3784,951
100	2908,58	3991,24	3910	3906,045
Distancia (m)	25928	33951	1675	
Método aprox.	LogNormal2	LogNormal2	Normal	

Finalmente se utilizó la precipitación distribuida para distintos períodos de retorno en Chaitén (Tabla 5) debido a que no existen estaciones cercanas a la de Chaitén. Habiendo recopilado todos los datos, el caudal en la cuenca del Río Blanco por el método de transposición será:

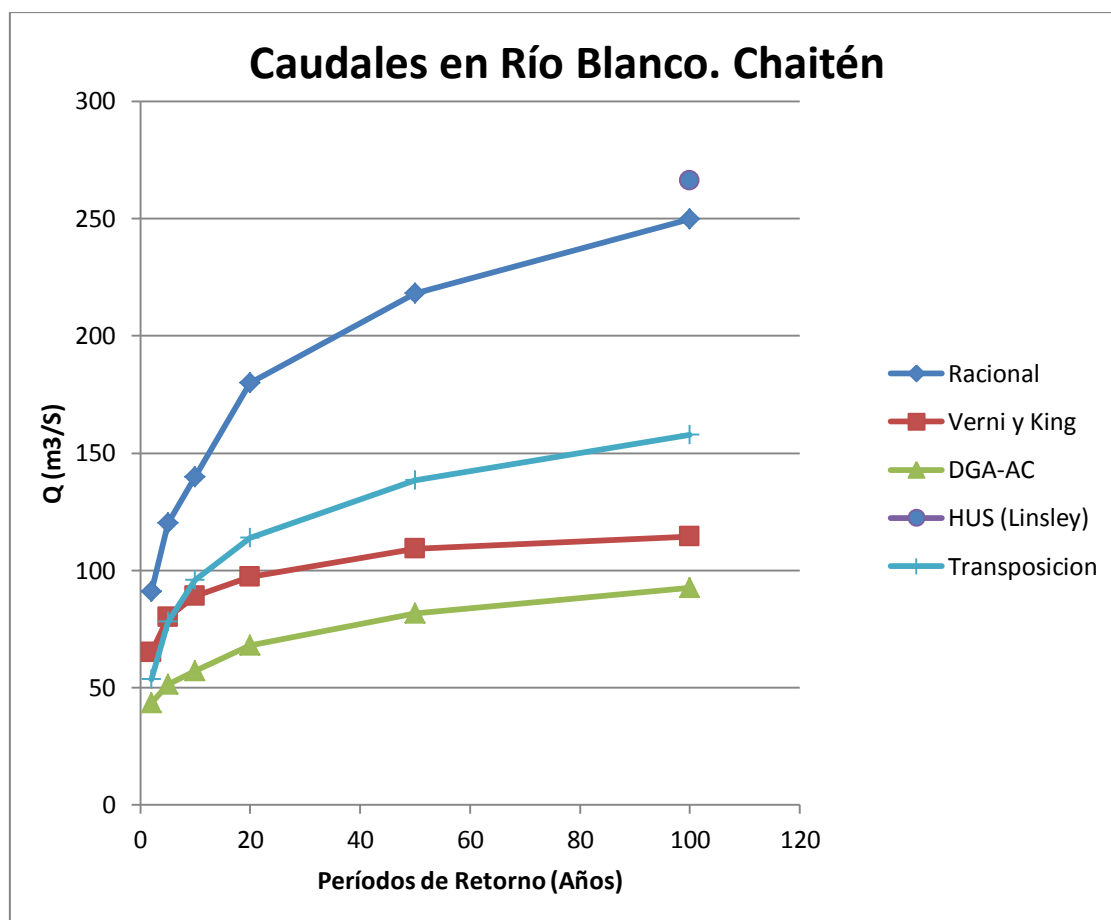
TABLA 42 Caudal de diseño Río Blanco en Chaitén. Método transposición de caudales

	P Chaiten	P Blanco/Chamiza	E. Blanco /Chaiten	
Periodo T	LogNormal3	Pcg	Qmáx (m3/s)	Q chaiten
2	1890,94	2873,59	36,29	53,46793
5	2209,56	3246,69	51,34	78,23010
10	2397,12	3442,02	61,55	95,97471
20	2563,91	3603,35	71,49	113,89236
25	2614,64	3650,35	74,68	119,76620
50	2765,49	3784,95	84,62	138,43236
100	2908,58	3906,04	94,68	157,85374

TABLA 43 Resumen de caudales de diseño para Río Blanco en Chaitén (m3/s).

T (años)	Métodos				
	Información Pluviométrica				Otros
	Racional	Verni y King	DGA-AC	HUS (Linsley)	Transposición de Caudales
2	90,838	65,075	43,415	-	53,46793
5	120,186	80,034	51,412	-	78,23010
10	139,751	88,918	57,125	-	95,97471
20	179,86	97,189	67,978	-	113,89236
50	218,012	109,368	81,688	-	138,43236
100	249,805	114,522	92,542	266,176	157,85374

Gráfico 5 Resumen de caudales de diseño para Río Blanco en Chaitén (m3/s).



Finalmente utilizaré los caudales obtenidos con **método racional**, ya que representan un número alto de caudal, es decir se va a optar por los valores conservadores.

Período de retorno T (Años)	Intensidad en tiempo de concentración (mm/h)	Coeficiente de escorrentía	Caudal (m^3/s)
2	8,11573	0,5135	90,838
5	10,73773	0,5135	120,186
10	12,48573	0,5135	139,751
25	14,60831	0,5649	179,860
50	16,23145	0,6162	218,012
100	17,85460	0,6419	249,805

CAPÍTULO 4

4.1 Modelación del Río Blanco

4.1.1 Datos de entrada

Para lograr una modelación bien aproximada a lo que es el río Blanco, se debe hacer hincapié en los datos de entrada al software de modelación HEC-RAS.

Como primera etapa, el software solicita información geométrica precisa, respecto a los perfiles transversales. Dicha información incluye las cotas de los perfiles transversales y sus distancias, información que es obtenida según la batimetría realizada en la zona. Además de ésta información deben añadirse las distancias entre los perfiles, tomadas desde 3 puntos, Ribera Izquierda (RI), Lecho y Ribera Derecha (RD). Cada ribera se subdivide según la rugosidad de Manning que posea. Las distancias en los perfiles transversales se obtienen de acuerdo al *Eje del Río*.

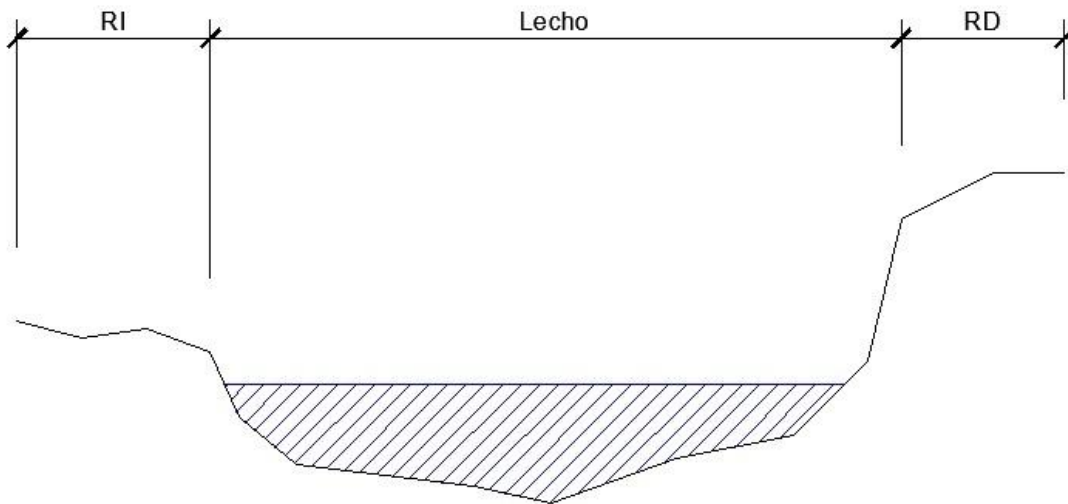
Determinación del Eje del Río

Ésta información es necesaria para comenzar a dibujar la geometría del río. Para ello se deben tener los perfiles transversales sacados por batimetría o a través de levantamientos computacionales. Teniendo los levantamientos, se eligen las cotas más bajas de cada perfil y se unen. En otras ocasiones cuando se posee un levantamiento de escasa información y no se tenga la cota inferior, así mismo, para canales artificiales trapeciales, rectangulares, etc. Se debe marcar el punto medio del lecho de cada perfil y unirlos.

Determinación de las riberas del Río

Como se mencionó anteriormente, las riberas se separan unas de otras según la rugosidad de Manning.

Figura 32. Perfil ejemplo para input HEC-RAS



Como se aprecia en la figura, existen tres tramos en el perfil, en la Ribera izquierda (RI), se debe ingresar el coeficiente de rugosidad de Manning que contemple una superficie que no está constantemente saturada, pero por sus características de bajo relieve, es una zona potencial de inundación. Dicho coeficiente dependerá del material que se tenga en la zona, vegetación, etc.

A su vez, en el Lecho, se deberá ingresar un coeficiente de Manning que si esté constantemente saturado, y obviamente dependerá de los mismos factores mencionados anteriormente.

Finalmente en la Ribera Derecha (RD), se realiza el mismo procedimiento. Por las características de relieve, se podría intuir que en dicha ribera existe roca, lo cual determinará su coeficiente de Manning.

En caso de que se quiera modelar un río que tenga alguna ribera con enrocado, se ingresará a HEC-RAS como un Coef. de Manning referente a la roca y con la altura de coronamiento de dicho enrocado.

Determinación del coeficiente de Manning

El coeficiente de Manning, es un coeficiente de rugosidad, el cual determina la velocidad y energía que trae un fluido en una superficie. Éste coeficiente se determina a partir de varios factores; Chow (1994) menciona algunos como la Rugosidad superficial, Vegetación, Irregularidades del canal, alineamiento del canal, sedimentación y socavación, obstrucción, tamaño y forma del canal y finalmente nivel y caudal.

El mismo Chow (1994) citando a Cowan muestra un procedimiento para el cálculo de éste coeficiente, basándose en los factores antes mencionados y otros añadidos por el mismo Cowan.

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

Donde n_0 es un valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados, n_1 es un valor que debe agregarse al n_0 para corregir el efecto de las rugosidades superficiales, n_2 es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal, n_3 es un valor para considerar las obstrucciones, n_4 es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo, y m_5 es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal. Estos valores se pueden apreciar en la siguiente tabla.

TABLA 44 Valores para cálculo de coef. de rugosidad. Método Cowan (Chow, 1994)

Condiciones del canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra	n_0	0,020
	Corte en Roca		0,025
	Grava fina		0,024
	Grava Gruesa	n_1	0,028
Grado de Irregularidad	Suave		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		0,01-0,015
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

Ribera Enrocada

$$n = 0.025 + 0.005 + 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.03$$

Planicie de inundación

$$n = 0.024 + 0.01 + 0.005 + 0.02 + 0.005 = 0.064$$

Lecho

$$n = 0.024 + 0.005 + 0.0 + 0.01 + 0.005 = 0.044$$

Ajustes de levantamientos tras visita a Chaitén

Pese a tener los levantamientos de la batimetría realizada por los ingenieros de la DOH Puerto Montt, se hace necesario tener que ajustar dichos levantamientos debido principalmente a los cambios radicales producidos en la zona del río Blanco, tras más de 2 años de acumulación (los levantamientos se hicieron hace más de 2 años) y arrastre de sedimentos (principalmente cenizas). Esto lo compruebo in situ tras visitar Chaitén, y se aprecian perfiles bastante alejados a lo que la batimetría de hace 2 años mostraban. Pese a no tener los medios necesarios para realizar una nueva batimetría en el río Blanco, se ajustará proporcionalmente ya que, pese a no ser exacto, se ajustaría de mejor manera a la realidad actual del río, que el mantener la topografía de hace 2 años.

Condiciones de borde del perfil longitudinal

Otro dato de entrada importante para el HEC-RAS es la condición que tiene el río aguas arriba y aguas abajo. En éste caso, se trata de un río que desemboca en el mar de Chaitén, por lo tanto dicho río se ve condicionado aguas abajo por las mareas. Es necesario entonces conocer la marea más alta que existe en el año en dicho mar. La información sobre mareas se pide a través de la capitanía de puerto y en ayuda con la Dirección Regional de Obras Portuarias ubicada en Puerto Montt, quienes aseguran que **la marea más alta en dicha zona es de 6 [m]**. Los 6[m] de altura de marea están medidos respecto a la altura media del mar, para hacer la transformación de cotas, el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA) me hace llegar un certificado, donde dan a conocer 2 “vértices” ubicados en Chaitén con sus respectivas cotas al nivel medio del mar. El primer vértice se llama “ENCH” y se encuentra a la entrada del muelle fiscal, frente al galpón perteneciente a la Capitanía de Puerto de Chaitén. Está materializado por una cota de bronce empotrada sobre un pequeño muro de cemento (SHOA, 2007). El segundo vértice llamado “D-33” se encuentra ubicado en el frontis de la Capitanía de Puerto de Chaitén, a un costado del acceso principal,

específicamente en el bandejón más próximo a la vereda. Está materializado por una cota de bronce empotrada en cemento a ras de piso (SHOA, 2007).

Habiendo reconocido los vértices, utilizando un nivel topográfico puedo medir la altura de dicho vértice respecto a alguna cota conocida, para éste caso, se utilizó el vértice D-33 y se midió su altura respecto a un eje transversal del río. Las coordenadas del vértice D-33 se muestran en la siguiente tabla

TABLA 45 Coordenadas geográficas vértice D-33 en Chaitén. (SHOA, 2007)

COORDENADAS GEOGRÁFICAS	
	WGS-84
NORTE	5.246.130,857
ESTE	686.763,843
ALTURA	10,184 m.s.n.m.
M. CENTRAL	75º
ZONA	18
LATITUD	42º 54' 52", 48940 S
LONGITUD	72º 42' 42", 71874 W

La diferencia de cotas que existe entre el vértice D-33 y el perfil transversal del río Blanco resulta de **3,513 [m]**.

Haciendo la diferencia con la altura del nivel medio del mar del vértice D-33 y la diferencia de altura con mi cota **10.184 [m] – 3.513 [m] = 6.671 [m]**

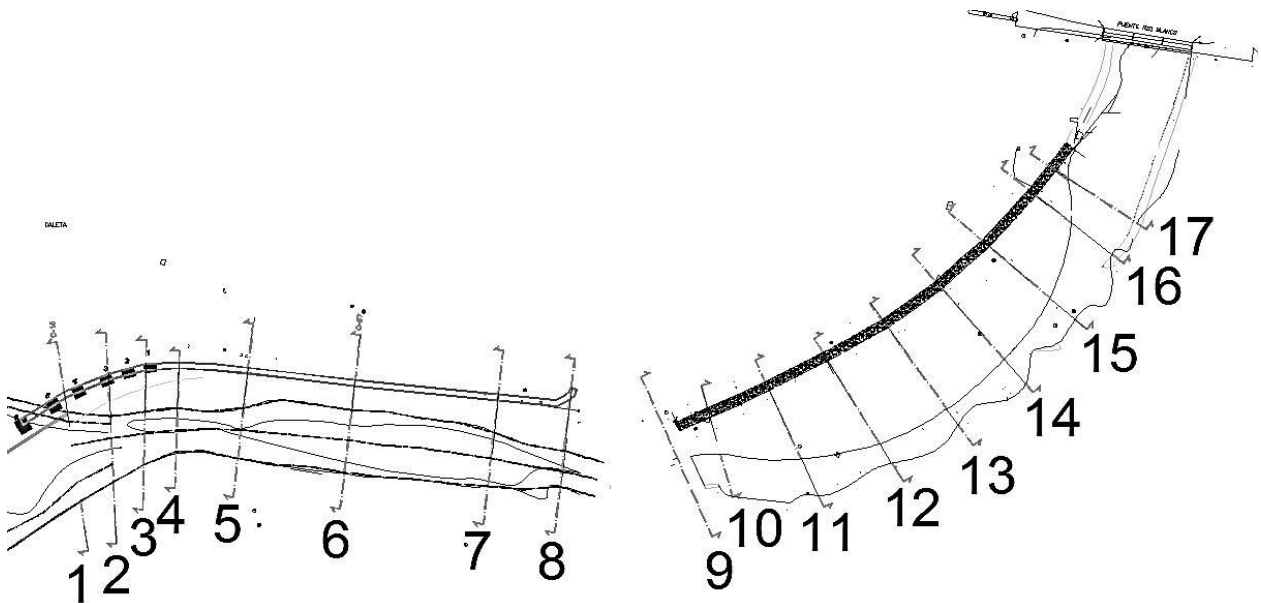
Finalmente para poder agregar los 6[m] de altura que considera la marea más alta, se deben ajustar todas las cotas de los levantamientos y restarles los 6,671[m].

Para agregar la condición aguas abajo se va a la opción *Reach Boundary Condition* dentro del *Steady Flow Data* y se elige la opción *Know W.S. (Water Surface)* que quiere decir Altura conocida y se le inscriben los 6 [m] de altura.

Para el caso de aguas arriba, se ocupa el principio hidráulico de pendiente de energía que señala que en flujos de agua con régimen de río, la altura de escurrimiento va

tendiendo a ser la altura normal a medida que la longitud del flujo va aumentando y tendiendo a infinito.

Figura 33. Perfiles transversales utilizados en modelo HEC-RAS



Interpolación de perfiles

Dentro de las herramientas que trae el HEC-RAS, está la de interpolar los perfiles para obtener una geometría más real y evitar errores propios del HEC-RAS. Para éste modelo se utilizó un máximo de 10 interpolaciones entre los perfiles más alejados, el programa calculará cuántas interpolaciones estimará entre los otros perfiles.

4.1.2 Análisis del resultado para modelo HEC-RAS

Situación actual del río

Teniendo todos los datos ingresados al HEC-RAS, se procede a ver el comportamiento hidráulico que posee actualmente el río, para ello se introduce un caudal chico, para saber si se comporta de la misma manera que se observó en la visita a terreno de Chaitén, los resultados fueron los siguientes:

- Aguas Arriba

Ésta es la zona más alta del río modelado, y está considerada en el punto donde se encuentra actualmente el puente. Lo que se aprecia en el modelo hidráulico hecho por HEC-RAS se asemeja y constituye las mismas características que lo observado en terreno.

Figura 34. Modelo aguas arriba Río Blanco

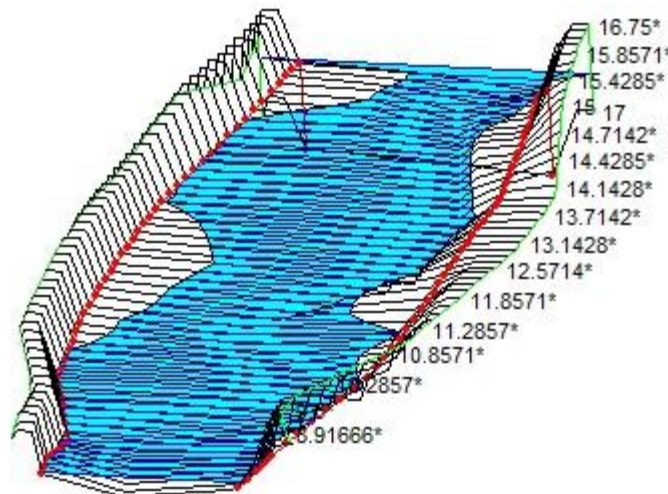
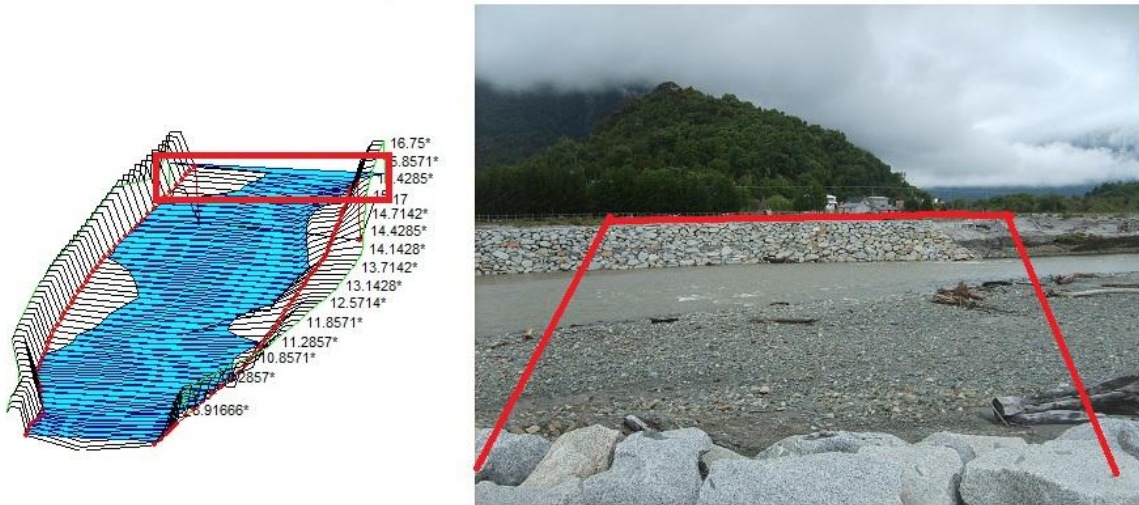


Figura 35. Comparación modelo – realidad actual.



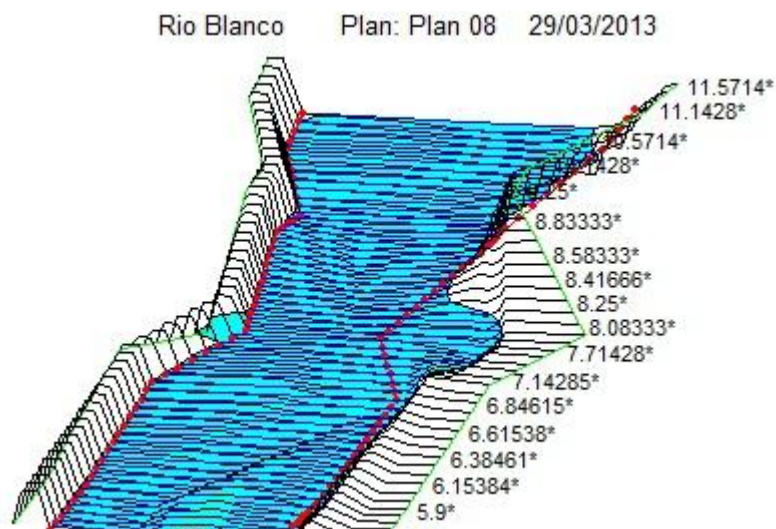
Como se aprecia en la figura 34, se ve un banco de arena en la ribera derecha y que considera correctamente el modelo HEC-RAS. Además de eso se puede apreciar el cambio de talud que se genera luego del enrocado existente.

Ésta imagen da fe de que el modelo realizado se aproxima bastante a la realidad actual de Chaitén y los resultados que entrega serán efectivamente los que podrían darse en un futuro en dicho lugar.

- Zona media del río.

Zona donde actualmente se encuentra el Liceo Italia, uno de los edificios con mayores daños tras la erupción y embancamiento del río Blanco.

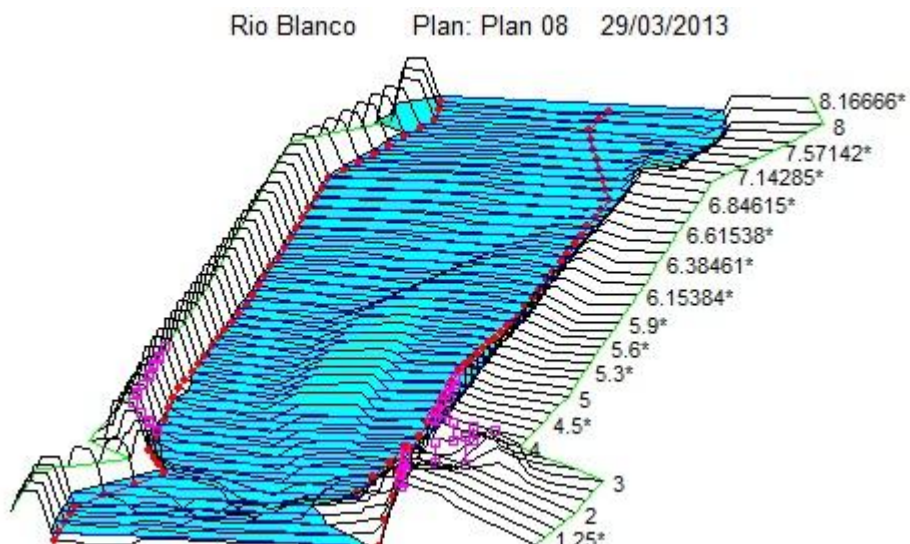
Figura 36. Modelo Zona media del Río Blanco.



- Aguas abajo.

Actualmente acá se encuentra un gran embancamiento de cenizas por la ribera izquierda, producto de la gran cantidad de sedimentos que se depositaron en el lugar en los 2 años en que se hicieron mediciones.

Figura 37. Modelo aguas abajo Río Blanco.



4.1.2 Proyección de caudales en el Río Blanco

Teniendo una situación actual bien modelada del río y luego de un estudio hidrológico riguroso en donde se encontraron los caudales con sus distintos períodos de retorno, es posible proyectar los diferentes escenarios a los que se vería virtualmente afectado el Río en cuestión y los posibles daños que pueden generarse con la infraestructura actual de defensa.

Los escenarios que nos muestra el programa son los siguientes:

Figura 38. Río Blanco con caudal en T=2 años.

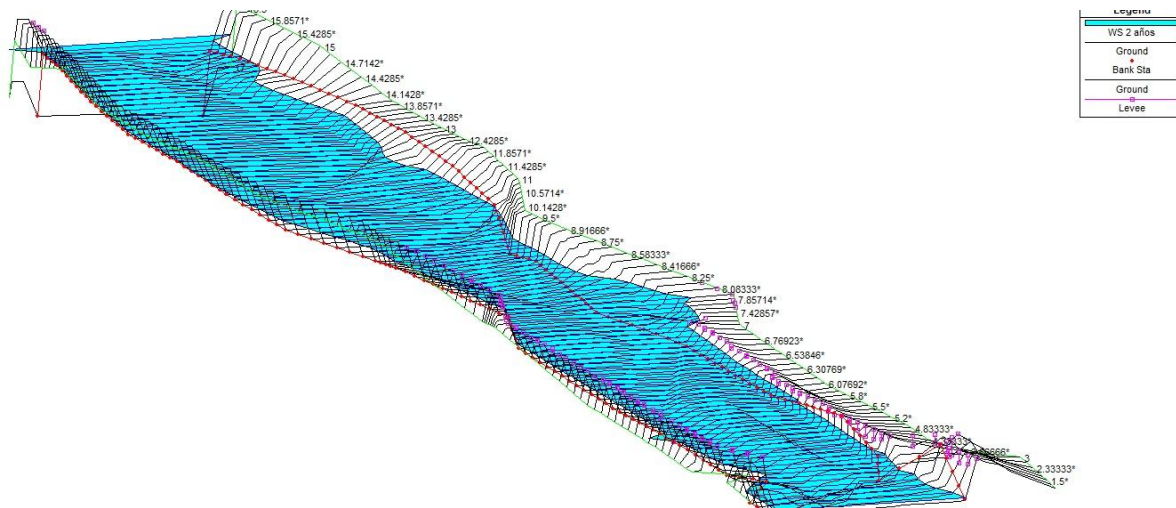


Figura 39. Río Blanco con caudal en T=5 años.

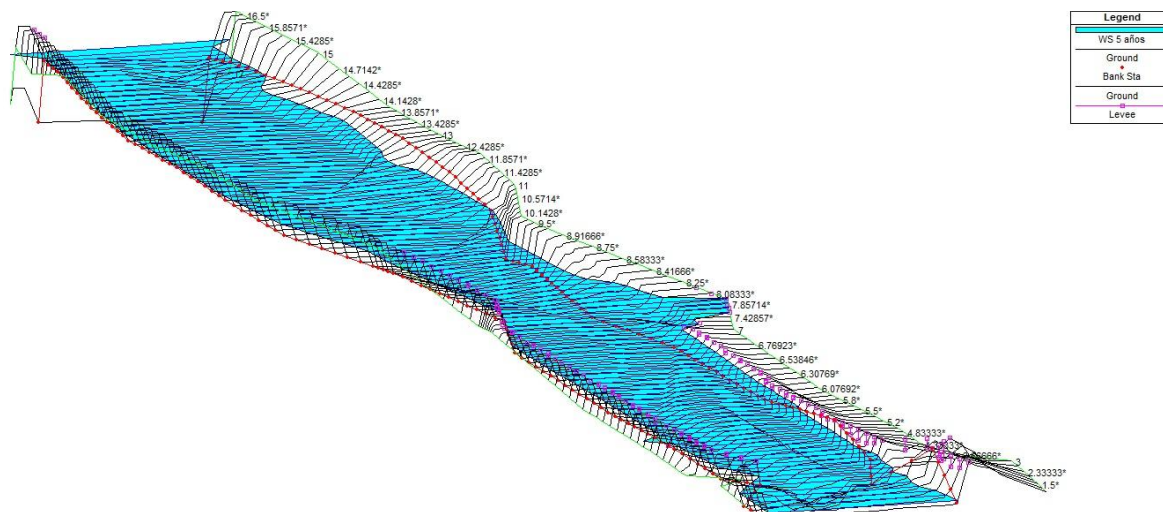


Figura 40. Río Blanco con caudal en T=10 años.

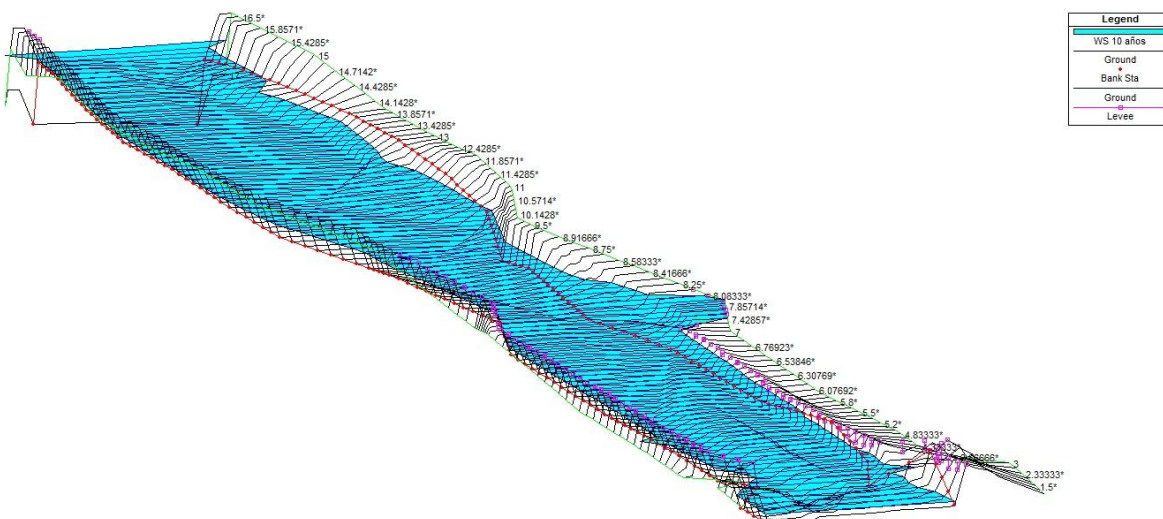


Figura 41. Rio Blanco con caudal en T=20 años.

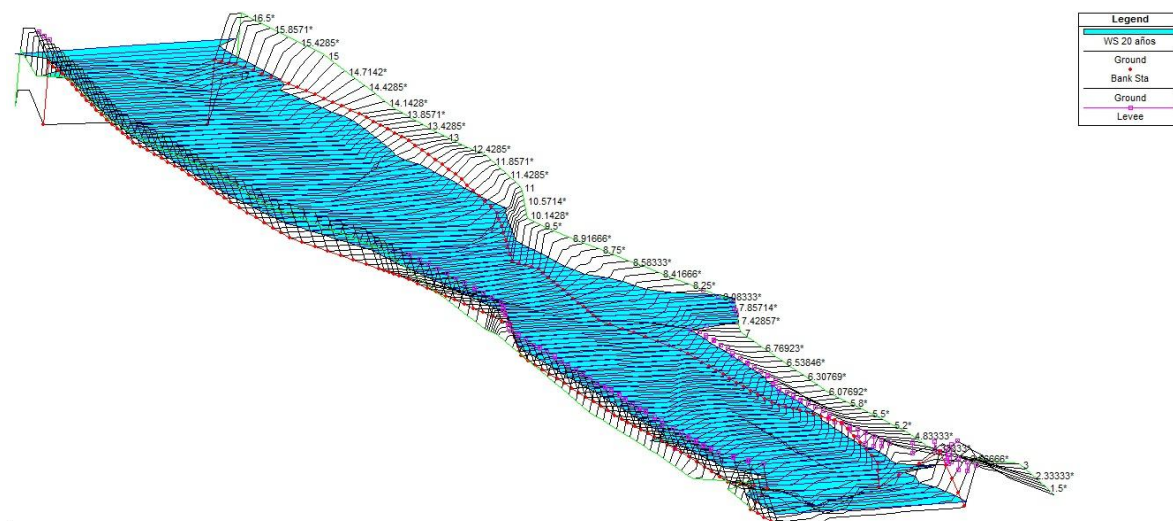


Figura 42. Rio Blanco con caudal en T=50 años.

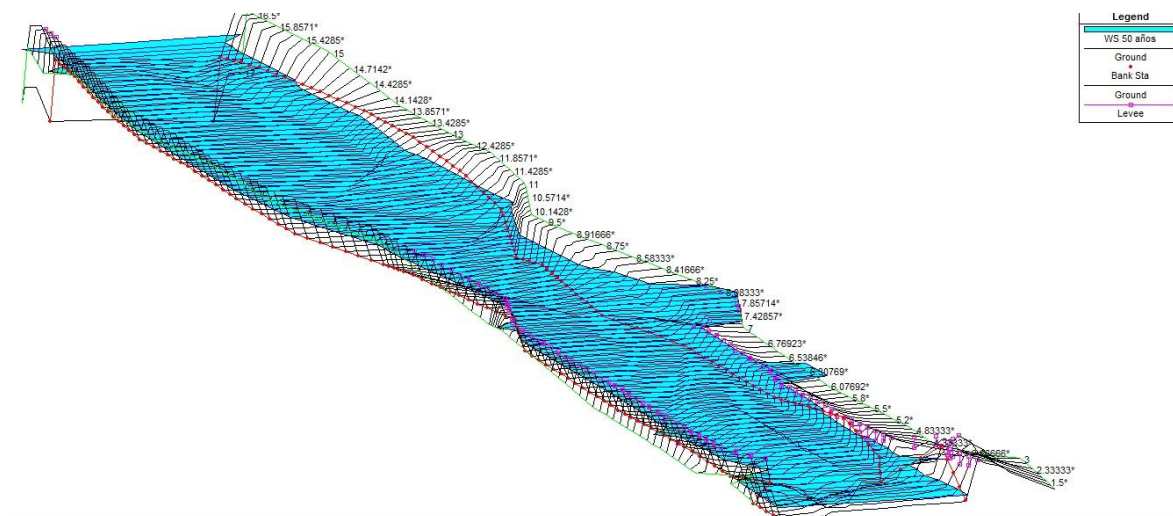
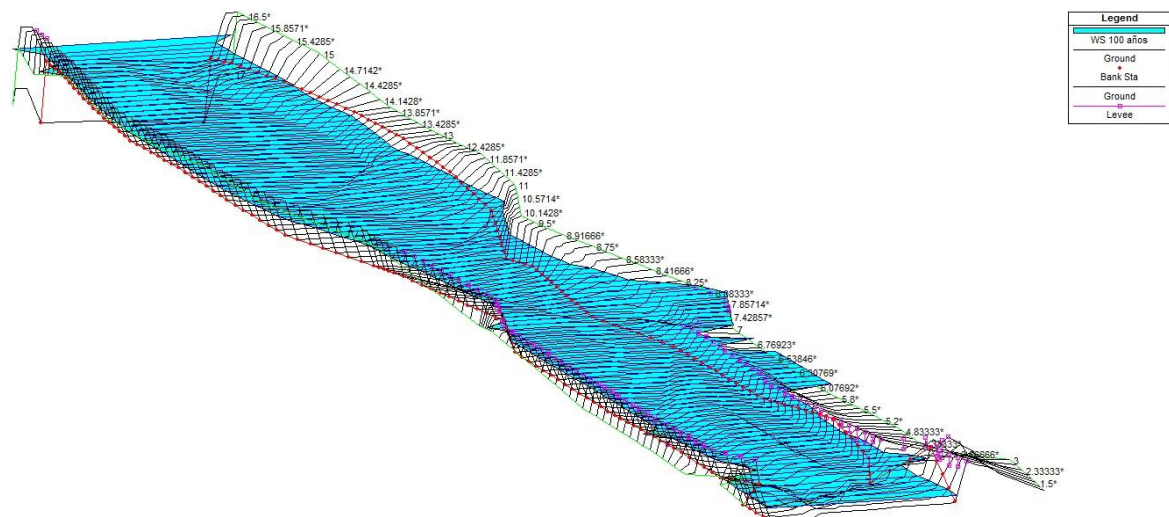


Figura 43 . Río Blanco con caudal en T=100 años.



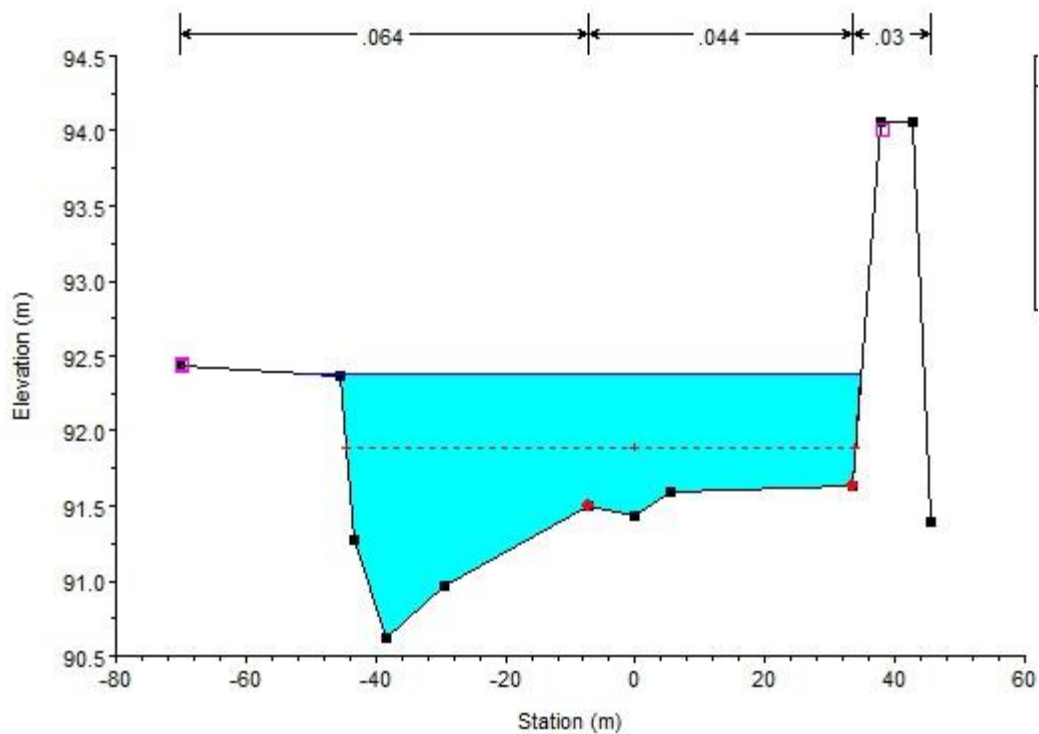
4.1.3 Análisis de resultados

Tras revisar los resultados entregados por el software acorde a los cálculos de caudal, lo primero que se logra apreciar, es que la zona extrema aguas arriba se encuentra bien protegida por las defensas actuales y que ni en la crecida centenaria (T=100 años) las aguas lograrán llegar a la altura de dichas defensas, las cuales están al mismo nivel del puente principal de la ciudad, lo que nos da seguridad de que el puente no se vería afectado con una crecida de nuestro modelo, conviniendo en todos los supuestos y análisis realizados en este trabajo.

Sin embargo, pese a lo anterior señalado, se observa claramente una zona de inundación ubicada en la zona Media del Río, misma zona donde se encuentra actualmente las ruinas del Liceo Italia. Ésta zona comienza a presentar problemas ya a los 5 años de período de caudal, lo cual es muy alarmante, pues indicaría que en un período de 5 años estaríamos en presencia de una inundación parcial a dicha zona.

En efecto, ya en los 2 años de período de retorno se presencia en algunos levantamientos transversales, potenciales zonas de peligro.

Figura 44. Zona de peligro con T=2 años

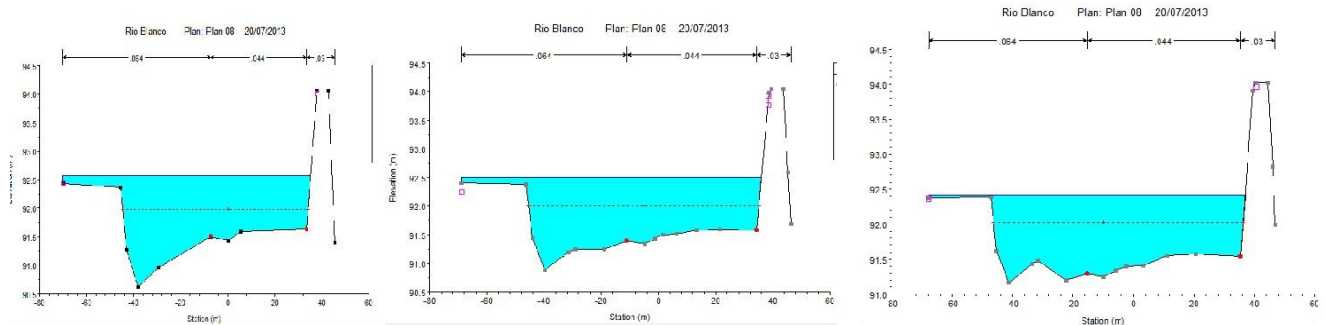


La figura 42 muestra una de las zonas expuestas al peligro por eventuales crecidas con bajo periodo de retorno, corresponde a la zona media del río aguas debajo de las ruinas del liceo Italia.

Figura 45. Fotografía Zona de peligro T=2 años



Con período de retorno de 5 años ya se obtienen más zonas de inundación incluyendo prácticamente toda la zona media del río.



A los 20 años de período de retorno se acrecienta aún más la situación de peligro de las zonas anteriormente señaladas.

A los 50 años comienza a aparecer una nueva zona de inundación, en la zona de aguas abajo del río, zona en donde actualmente se emplazan casas antiguas deshabitadas y donde hay una altura considerable de sedimentación y rocas que fueron apiladas como forma de mitigar un poco las crecidas, pero su colocación no hacen real aporte a las defensas, pues no poseen una correcta trabazón entre ellas y no poseen una roca de fundación.

Figura 46. Fotografía Zona de peligro T=50 años



Finalmente con la crecida centenaria, se aprecia una gran zona de inundación ubicada principalmente en la zona aguas abajo del río Blanco, éste es un devastador escenario y se puede observar claramente que la zona en cuestión está totalmente vulnerable a crecidas como la centenaria, considerando principalmente que las casas en las que hoy se encuentran familias habitando no están muy alejadas de la ribera del río.

Viendo el lado positivo, se aprecia que las defensas para el sector Norte de Chaitén son óptimas para cualquier crecida en el río acorde a nuestro modelo.

También se puede aclarar mediante el análisis realizado en éste capítulo, que la situación actual del río Blanco es bastante delicada y tiene un potencial peligro para zonas del centro y aguas abajo del río (considerando el río desde el puente hacia su desembocadura) ya que para períodos pequeños de retorno (como son 2 y 5 años) los caudales asociados generan crecidas significativas que provocan desbordes en los puntos señalados anteriormente. Para crecidas mayores (50 y 100 años) se espera una enorme zona de inundación ubicadas principalmente en el centro y aguas abajo del río modelado.

Por otro lado, se observó que el puente se encuentra sin riesgo acorde al modelo. Así mismo se comportan las defensas instaladas para la zona norte de Chaitén y las defensas en la zona Sur para proteger el Puente.

Es necesario aclarar, que éste estudio no considera factores vulcanológicos asociados, como son posibles erupciones y las consecuencias que acarrearían en el lecho del río con las cenizas.

4.2 Alternativas de Defensas para la Ribera Sur

Existen distintos tipos de defensas, todas van a depender de las características topográficas e hidráulicas que posea el río.

La función final de cada defensa es la misma, proteger el cauce frente a la erosión que pueda causar el flujo de agua, y también proteger la las planicies aledañas frente a potenciales inundaciones. Pero para resolver éstos problemas, existen innumerables soluciones, pues cualquier estructura de soporte resuelve lo acontecido. Sin embargo, los ríos son extensas corrientes de agua, y por lo general, las defensas involucran una enorme cantidad de metros a soportar implicando grandes sumas de dinero.

Además de construir estructuras que soporten las crecidas y la erosión, se pueden barajar más alternativas como desviar los cursos, ensanchar los cauces o excavar el lecho para darle más profundidad. A continuación se verán distintas alternativas para defender la zona sur de Chaitén.

4.2.1 Recuperar cauce antiguo del Río Blanco

Ésta es una de las primeras opciones en las que pensaron las autoridades tras la catástrofe, pues si se considera que el embancamiento se produjo por la deposición de ceniza volcánica, es lógico creer que se podría excavar dicha ceniza y así retomar el flujo anterior que tenía dicho río.

El embancamiento se produjo 80m aguas abajo del puente El Blanco (acceso sur a la ciudad de Chaitén desde la ruta 7, carretera Austral) hasta su desembocadura, en un tramo aproximadamente de 1,9 km, que comprende gran parte del área urbana de Chaitén.

Para recuperar el cauce antiguo del Río Blanco, se plantearon distintas alternativas señaladas en un informe de la Dirección Regional De Obras Hidráulicas. (2008).

4.2.1.1 Excavar totalmente el embancamiento.

La opción involucra el desembanque total del río desde el puente el Blanco hasta su desembocadura y el refuerzo de ambas riberas de éste en todo el tramo urbano del río (1,9 km., aproximadamente) a través de pretilos de material conglomerado revestidos con enrocado. Remover toda la ceniza acumulada consistiría en excavar alrededor de 770.000 m³ de material desde el cauce, y transportarla hacia un botadero, que pudo haber sido inicialmente el recinto fiscal en el que actualmente se ubica el pozo lastrero de la Dirección de Vialidad, a 10 km. al sur de Chaitén.

4.2.1.2 Excavar un canal pequeño en el tercio central.

Otra opción consiste en desembancar, en primer lugar, un canalón de unos 30m de ancho y 3 m de profundidad que coincida con el tercio central del cauce. Éste, al tener una sección menor que la anterior, induciría un flujo estrangulado y, por ende, más veloz, provocando que sean las propias aguas del río que socaven el material acumulado, conduciéndolo hacia el mar. Bajo esta opción, habría que considerar una excavación de 80.000 m³ si se ejecuta hasta la posible descarga recta o de 185.000 m³ si se ejecuta hasta la desembocadura antigua

4.2.2 Establecer nuevo cauce

Otra opción para disminuir volumen de excavación, es la habilitación de una nueva desembocadura, consistente en un tramo recto, de 1,2 km. de longitud, que se emplazaría inmediatamente aguas abajo del aeródromo de Chaitén, evitando así el desembanque de un tramo de 1,5 km. del cauce antiguo, el cual es eminentemente meandroso, con lo que se tendría un cauce de mayor pendiente, y por ende, mayor velocidad, lo que facilitaría el arrastre de los sedimentos, sobre todo en condiciones de marea baja. Con esta opción habría que remover sólo unos 380.000 m³, pero habría que excavar una nueva descarga de 68.400 m³.

.

De Cualquier forma, recuperar el cauce antiguo, involucra la construcción de defensas fluviales en base a pretilos de material fluvial revestidos con enrocado, lo que abarca una longitud de 2.400 m, vale decir 24.000 m³ de roca y 60.000 m³ de material conglomerado.

Además de esto, hay que considerar que el río, pese a los años, aún conserva un enorme flujo de arrastre de material volcánico, tanto así que ha formado la enorme playa que hoy se aprecia en la costa de Chaitén, que alcanza casi los 3 km desde el antiguo muelle como se observa en la figura 45.

Figura 47. Fotografía playa de ceniza en Chaitén. (Google)



Además de lo que se mencionó anteriormente, hay que considerar que actualmente ya se construyeron defensas en la ribera derecha del río para proteger la zona norte.

Finalmente se puede concluir que es imposible pensar en recuperar el cauce antiguo del Río Blanco, ya que involucraría una inversión inmensa en excavación y en pretilos de protección. Además el río aún está con un constante flujo de material volcánico que podría eventualmente gatillar en una acumulación sobre el lecho y considerando la baja pendiente que existe aguas abajo del actual embancamiento, sería probable una nueva acumulación de ceniza.

4.3 Muestras de suelo

Para realizar un diseño correcto de las defensas, es necesario conocer la granulometría y otras características de los suelos en el lecho del río Blanco, para eso se realizó una calicata con ayuda de la I. Municipalidad de Chaitén que me facilitó una excavadora con operador para realizar la tarea.

Figura 48. Fotografía calicata en río Blanco.



Figura 49. Fotografía estratos de calicata en Río Blanco.



Como se aprecia en la figura, la calicata constituye únicamente 1 estrato de material, que es ceniza volcánica.

Las muestras son necesarias para conocer la granulometría del suelo, ya que con éste valor se podrá obtener los valores de socavación general y local.

Los resultados de la granulometría se realizaron en el laboratorio LEMCO de la Universidad Austral de Chile, Valdivia. Los resultados que arrojó fueron los siguientes:

TABLA 46 Granulometría lecho del Río Blanco

Abertura	Tamiz	Retenido		% Que pasa
		Peso (g)	% Retenido	
	5"	0	-	100
100	4"	1774	4.5	96
80	3"	914	2.32	93
63	2 1/2"	1790	4.54	89
50	2"	908	2.3	86
40	1 1/2"	4094	10.39	76
25	1"	4402	11.17	65
20	3/4"	2048	5.2	60
12.5	1/2"	2525	6.41	53
10	3/8"	1321	3.35	50
6.3	1/4"	1850	4.69	45
5	Nº4	1302	3.3	42
Residuo		38	0.1	-

Además de la granulometría, se determinó que el tipo de suelo es **no cohesivo** y la densidad aparente suelta **1,81 kg/m³**.

4.4 Diseño de Enrocado

Como se explicó anteriormente, la estructura para defender una ribera puede ser de cualquier tipo que de la resistencia necesaria frente al empuje de agua y a la erosión del lecho y del cauce. Finalmente se decide acorde al costo y a las experiencias vividas.

Sin lugar a dudas que el mecanismo adoptado (por el Ministerio de Obras Públicas) son los enrocados, esto se debe a la economía que presentan y a diversas ventajas tales como las siguientes, (MOP, 2012):

- Son elementos versátiles que permiten la construcción de estructuras flexibles, las que aceptan mejor los asentamientos.
- Fácilmente reparables frente a daños locales.

- Fáciles de construir, salvo excepciones, pues no requieren disponer de equipos especializados o de sistemas constructivos especiales para su colocación,
- Su apariencia es natural, por lo cual no altera el paisaje en forma significativa.
- El crecimiento de vegetación entre las rocas ayuda a su apariencia natural y consolidación.

4.4.1 Pretil de protección

Se refiere al material acumulado en donde se apoyarán las rocas, éste material conviene que sea un material aglomerado estabilizado. Tal como se utilizó en la ribera derecha del río Blanco, los pretils que se deberían usar para estas defensas deberán ser de ceniza volcánica, que se puede extraer del mismo lecho del río, o bien cualquier material integral, incluso se podría usar desechos de cantera. Algunas especificaciones extraídas de la DOH (2010), dicen que se recomienda que el material granular con el que se va a hacer el terraplén debiera tener un porcentaje de arena no superior al 30% y que debería tener un tamaño máximo nominal de 8”. La densidad de la fundación del terraplén deberá ser igual o superior al 90% de la DMCS. A su vez el coronamiento del terraplén deberá alcanzar una densidad igual o superior al 95% de la DMCS.

Los pretils deben ser protegidos con Geotextil para evitar las infiltraciones de agua que comprometan la estabilidad del terraplén, para ello se contempla un ítem en el manual de carreteras (MOP, 2012) que las especifica como de material de fibras de poliéster, polipropileno o de una combinación de ellas, y que se ajusten a la norma AASHTO M288.

Además, los terraplenes deben contar con una camada de apoyo para evitar contacto directo entre el geotextil y la roca. La camada de protección deberá ser un material conglomerado de cantera sobre el mismo geotextil y con un espesor de 10 cm.

Uno de los aspectos más importantes que otorga el pretil de protección, es el talud que le da al enrocado. El manual de carreteras nos dice que para defensas longitudinales formadas con enrocados conviene utilizar taludes cercanos a 2:1 (H:V) o mayores, con el objeto que la protección se sostenga adecuadamente y el tamaño máximo de los elementos no sea muy grande. En pequeñas corrientes con bajas velocidades es

razonable aceptar taludes de 1,5:1 (H:V) o menores si el análisis de estabilidad lo permite.

Para éste análisis se ocupará el mismo valor utilizado por la DOH para el diseño de la fundación de la ribera derecha, que establece un talud de 3:2 (H:V), esto se condice con lo señalado en el Manual de Carreteras, ya que el Río Blanco lejos de ser un río pequeño con bajas velocidades, es un río con crecidas considerables y es conveniente tener un talud bien “tendido” para poder asegurar mejor la estabilidad de la roca, frente a las corrientes del río.

4.4.2 Roca

La roca se debe extraer de cantera cuya calidad, forma, tamaño y granulometría deben ceñirse según lo que señala el Manual de Carreteras (MOP, 2012). El tipo de enrocado se determinará según el peso de las unidades que lo componen, expresados en toneladas.

El manual señala que las rocas adecuadas para construir un enrocado para defensas fluviales son:

- Granitos, granodioritas y sienitas.
- Aplitas, pórfidos y porfiritas.
- Gabros.
- Diabasas, ofitas y lamprófidios.
- Riolitas y dacitas.
- Andesitas, basaltos y limburgitas.
- Cuarzitas y mármoles.
- Calizas y dolomitas.
- Areniscas, conglomerados y brechas.

A su vez, el manual señala las rocas que NO deberán usarse para éste tipo de obras, por considerarse inadecuadas, éstas son:

- Serpentina.
- Tobas volcánicas y rocas volcánicas piroclásticas.

- Micacitas y filitas.
- Anhidrita, yeso y rocas solubles.
- Tobas calcáreas y caliche.
- Arcosas y limolitas.
- Rocas que se desintegran espontáneamente al estar expuestas a la intemperie o que, al ser compactadas, sufran una trituración importante o adquieren una consistencia terrosa.

Cualquier roca no considerada en los mencionados anteriormente, requerirán de un estudio especial que verifique si ellas se ajustan a los requisitos de calidad que se ven a continuación.

TABLA 47 Requisitos de calidad de roca (MOP, 2012)

ENSAYE	REQUISITO	METODO
Densidad neta (kg/m ³)	2.600 mínimo	8.202.2 MOP (2012)
Absorción (%)	2% máximo	8.202.2 MOP (2012)

La roca deberá ser de forma aproximadamente cúbica, con aristas vivas, para asegurar una buena trabazón entre las unidades.

En cuanto a la granulometría el manual contempla 3 posibles distribuciones granulométricas:

TABLA 48 Distribuciones granulométricas de la Roca (MOP, 2012)

Clase I	Enrocado de diámetro nominal	≤ 400 mm
Peso		≤ 100 kg
Velocidad local admisible		≤ 3 m/s
Clase II	Enrocado de diámetro nominal	≤ 500 mm
Peso		≤ 200 kg
Velocidad local admisible		≤ 4 m/s
Clase III	Enrocado de diámetro nominal	≤ 750 mm
Peso		≤ 600 kg
Velocidad local admisible		≤ 4,5 m/s

Para saber cuál tipo de roca se debe usar en nuestro diseño, el manual cita a la fórmula del California Highway Division (CHD) de los EEUU, que se define así:

$$W = \frac{0,0113 \cdot S \cdot V^6}{[(S - 1) \operatorname{sen}(\phi - \theta)]^3}$$

Donde:

W : Peso de enrocado (kg); aproximadamente 70% de las unidades debe tener un peso igual o mayor que W .

S : Peso específico o densidad relativa al agua del enrocado (2,65 máximo). En el caso que el agua contenga sedimento en suspensión o sea salina, el peso específico del agua $\gamma_a > 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$. Por ejemplo si $\gamma_s = 2,65 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$ y $\gamma_a = 1,1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$ entonces $s = \frac{2,65}{1,1} = 2,41$.

V : Velocidad media de escurrimiento (m/s).

ϕ : Angulo de reposo del enrocado ($^\circ$).

θ : Angulo de inclinación del talud ($^\circ$) medido con respecto a la horizontal ($<90^\circ$).

Para los datos extraídos de la modelación, considerando siempre un caudal con un período de retorno $T=100$ años, resulta una velocidad promedio de **1,97 m/s** y una velocidad máxima de **3.02 m/s**. Pese a que el MC-V3 recomienda una velocidad media, por tratarse de un tema delicado, ocuparé el valor máximo de velocidad según mi modelo, además de esto el Manual establece que en sectores de curvas la velocidad puede verse incrementada en hasta un 50%, por lo que usaré como valor final de velocidad **4 m/s**. Finalmente los valores para obtener el peso de roca que necesitaremos son:

$$S: \frac{2,65}{1,1} = 2,41.$$

$$V: 4 \text{ m/s}$$

$$\phi: 45^\circ$$

$$\theta: 33,69^\circ$$

$$W = \frac{0,0113 \cdot S \cdot V^6}{[(S-1) \operatorname{sen}(\phi - \theta)]^3} = \frac{0,0113 \cdot 2,41 \cdot 4^6}{[(2,41-1) \operatorname{sen}(45 - 33,69)]^3} = \frac{111,54}{0,277} = 402,69 \text{ kg.}$$

Se deberá usar por tanto, rocas de clase III.

Para corroborar los valores, podemos utilizar la fórmula de Neill

$$v = \sqrt{2g(S-1)Dm} \cdot \left(\frac{h}{Dm}\right)^{\frac{1}{6}}$$

Dm= Diámetro de la roca.

h = Altura media de escurrimiento. En éste caso 2,28 m

Si la roca es clase III quiere decir que llega a un máximo de 600mm de diámetro, es decir que deberíamos obtener velocidades mayores en caso de querer mover mayores diámetros de roca.

$$v = \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot (2,41-1)0,4} \cdot \left(\frac{2,28}{0,6}\right)^{\frac{1}{6}} = 5,08 \text{ m/s}$$

Según Neill (luego de hacer una iteración) con la velocidad de 4 m/s se alcanza a mover rocas con diámetro de 300 mm.

Finalmente se puede concluir que la roca a utilizar para el enrocado, deberá tener como mínimo rocas de 400 [Kg] y 600 [mm] de diámetro.

En cuanto a la roca de fundación, se puede calcular como arrastre de material de fondo del lecho, para esto se puede utilizar la fórmula de Isbash (HSCE).

$$v_{\max} = 1,2 \cdot \sqrt{2g(S-1)Dm \cdot \cos\phi}$$

En éste caso, se requerirá un diámetro Dm de 800 mm para llegar a los 4 m/s. Esto quiere decir una roca de peso más menos cercano a los 700 kg. Considerando la roca una esfera de 2,65 ton/m³ de densidad.

Por lo tanto la roca deberá tener las siguientes características

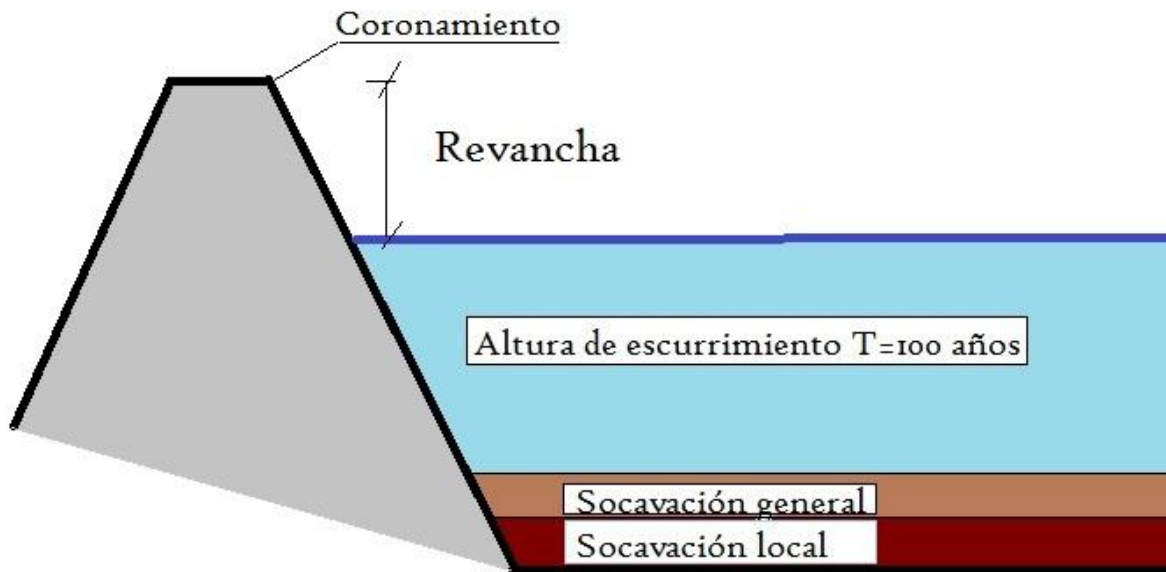
Roca de Fundación: 1000-1500 kg.

Roca sobre el lecho: 500-1000 kg.

4.4.3 Altura de coronamiento

Finalmente la altura que deberá tener el enrocado (altura de coronamiento), deberá constituirse de la siguiente manera.

Figura 50. Esquema de altura de coronamiento



4.4.3.1 Socavación General

Una de las formas para evaluar la erosión generalizada es mediante el análisis de equilibrio existente entre la tensión de corte de fondo τ_o ejercida por el fluido sobre el lecho y la resistencia de los granos del mismo al movimiento τ_c ($\tau_o \leq \tau_c$), así lo explica el método Lischtván – Lebediev (citado por Guilterman y Pérez, 1999).

Se distingues dos fórmulas según el suelo del lecho de fondo.

Para suelos **no-cohesivos**.

$$h = \left(\frac{q}{0.68 \cdot \beta \cdot D^{0.28} \cdot \varphi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

Donde:

h : Profundidad de la sección socavada.

q : Caudal por unidad de ancho $\left(\frac{m^3}{s \cdot m}\right)$

D : Diámetro medio representativo de la granulometría del lecho (mm).

β : Coeficiente que depende de la probabilidad de excedencia del diseño.

x : Parámetro de arrastre crítico.

φ : Coeficiente que considera influencia de sedimentos en suspensión.

Los datos de x , φ , y β son más bien empíricos y se pueden encontrar en diferentes autores, para éste caso, se citará a Ayala (1983).

TABLA 49 Parámetros de arrastre crítico (Ayala, 1983)

dm (mm)	x
0.05	0.43
0.15	0.42
0.5	0.41
1	0.4
1.5	0.39
2.5	0.38
4	0.37
6	0.36
8	0.35
10	0.34
15	0.33
20	0.32
25	0.31
40	0.3
60	0.29

TABLA 50 Parámetros para consideración de sedimentos en suspensión (Ayala, 1983).

γ_{mezcla}	φ
1,05	1,08
1,1	1,13
1,15	1,2
1,2	1,27

TABLA 51 Coeficiente β (Ayala, 1983).

Prob. Excedencia (%)	T (años)	β
50	2	0,82
20	5	0,86
10	10	0,9
5	20	0,94
2	50	0,97
1	100	1
0,2	500	1,05
0,1	1000	1,07

Como los resultados de laboratorio de suelo indicaron que el suelo es del tipo **no cohesivo** se deberá trabajar de la siguiente manera.

$$h = \left(\frac{q}{0.68 \cdot \beta \cdot D^{0.28} \cdot \varphi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

$$q : \frac{249,8}{80} = 3.1225 \left(\frac{\frac{m^3}{s}}{m} \right)$$

$$D : 25 (mm).$$

$$\beta : 1.$$

$$x : 0,31.$$

$$\varphi : 1,27 \left(\gamma = 1,81 \frac{kg}{cm^3} \right)$$

$$h = \left(\frac{3.1225}{0.68 \cdot 1 \cdot 25^{0.28} \cdot 1.27} \right)^{\frac{1}{0.41+1}} = 1,34 \text{ m}$$

Finalmente, para tener un valor más práctico, la socavación general será de **1,5 [m]**.

4.4.3.2 Socavación Local

La socavación local se produce por la existencia de una obra fluvial hidráulica en un cauce fluvial no revestido, por ejemplo son típicos los problemas de socavación local en pilas de puentes, estribos, a la salida de radiéres de hormigón, saltos de esquí, etc. El mecanismo que produce la socavación está asociado a la remoción del material que circunda las pilas, estribos, diques o terraplenes de acceso a puentes por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo (Dargahi, 1990). Si consideramos las defensas fluviales al borde del cauce, no interfiere de manera significativa el flujo de las líneas de corrientes, no pudiendo provocar turbulencias ni vórtices. Es por esto que no consideraré el fenómeno de socavación local en éstas defensas.

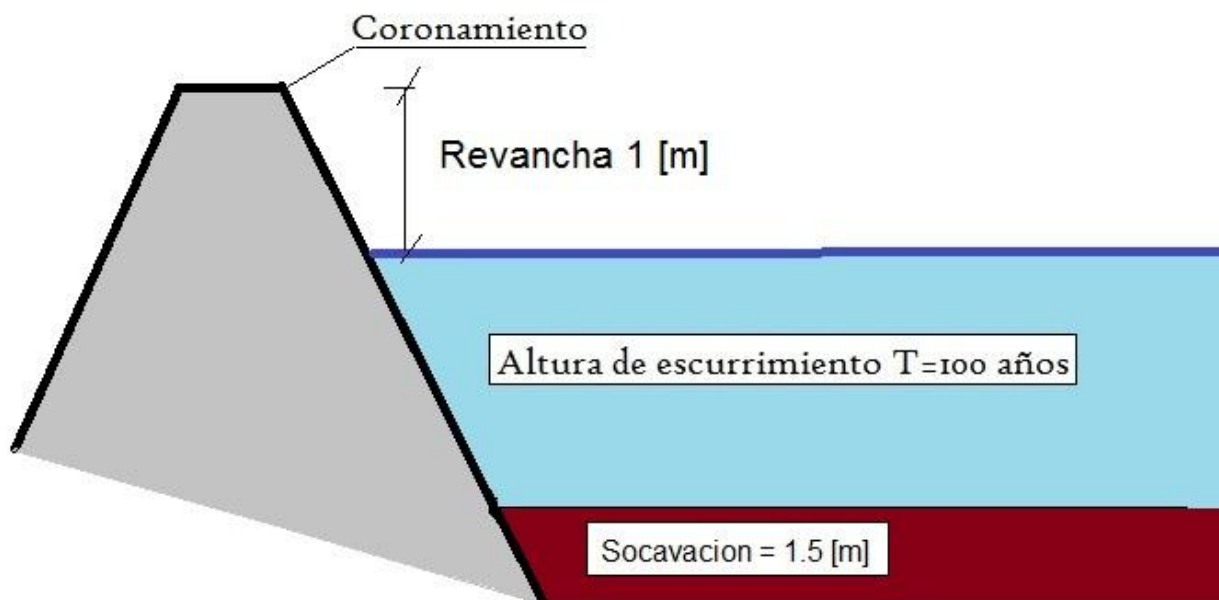
4.4.3.3 Revancha

Según el manual de carreteras, una vez que se tiene definida la altura mínima de la defensa, correspondiente a la altura del nivel de escurrimiento para el caudal de diseño, es necesario considerar una revancha que dé mayor seguridad a la obra. No existe una norma en cuanto al valor que debe tener una revancha en una obra de defensa fluvial, no obstante es necesario destacar que dicha revancha dependerá en gran medida de la seguridad que se quiera dar a la obra, y la importancia de lo que se desee proteger. Es así como en caso de proteger sectores poblacionales habrá que considerar el costo que podrían significar los desbordes e inundaciones con pérdida de infraestructura material e incluso vidas humanas. Un valor usual de revancha en obras fluviales para prevenir inundaciones es 1 [m], aunque este valor podría disminuir hasta 50 cm en el caso de menor altura siempre y cuando se trate de escurrimientos en régimen tranquilo o río. Por tratarse de una obra de vital importancia, ya que resguardará la seguridad de los Chaiteninos se le dará una revancha de **1 [m]**.

4.4.3.4 Resumen de diseño

Finalmente la altura de coronamiento del enrocado se conformará de la siguiente manera:

Figura 51. Altura de coronamiento de enrocados



Además de la altura de coronamiento se estableció que la roca debe conformarse de los siguientes pesos:

Roca de Fundación: 1000-1500 kg.

Roca sobre el lecho: 500-1000 kg.

Además de eso, el pretil de soporte del enrocado deberá tener un talud acorde a la proporción 3:2 (H:V).

Las cotas de coronamiento finales para los enrocados son los que se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 52 Cotas de Coronamiento Enrocados Ribera Derecha

Perfil	Distancia entre perfiles	Km.	Cota Fundación	Cota Coronamiento
Perfil 1	0	0	88.40 [m]	91.58 [m]
Perfil 2	34.7	34.7	89.10 [m]	92.16 [m]
Perfil 3	28.1	62.8	87.90 [m]	92.51 [m]
Perfil 4	27	89.8	87.95 [m]	92.58 [m]
Perfil 5	55.2	145	89.40 [m]	92.62 [m]
Perfil 6	90.9	235.9	88.49 [m]	93.13 [m]
Perfil 7	120.1	356	89.08 [m]	93.56 [m]
Perfil 8	60.3	416.3	89.47 [m]	94.08 [m]
Perfil 9	93.3	509.6	90.23 [m]	94.58 [m]
Perfil 10	37.5	547.1	89.95 [m]	94.62 [m]
Perfil 11	59.3	606.4	89.80 [m]	94.78 [m]
Perfil 12	59.6	666	90.85 [m]	94.87 [m]
Perfil 13	60.9	726.9	91.69 [m]	95.09 [m]
Perfil 14	60.1	787	91.90 [m]	95.45 [m]
Perfil 15	59.1	846.1	91.60 [m]	95.85 [m]
Perfil 16	59.4	905.5	93.00 [m]	96.44 [m]
Perfil 17	29.5	935	93.40 [m]	96.96 [m]

4.5 Modelo hidráulico y efectos en Ribera izquierda

Al igual que en la sección 4.1, luego de obtener las cotas de fundación y de coronamiento del enrocado nuevo, se procede a modelar en HEC-RAS la nueva configuración del Río Blanco, para ellos se ocupó la misma geometría que el modelo de la situación actual (Punto 4.1) y se cambió únicamente la ribera derecha, emplazando el nuevo enrocado.

Se utilizó el mismo criterio de interpolación entre perfiles y por supuesto, se ocuparon los mismos caudales encontrados en el capítulo de 3 de éste trabajo.

Los resultados obtenidos, hablan de una crecida centenaria que **no alcanza la altura de escurrimiento necesaria para sobrepasar las defensas modeladas**, en el trayecto de estudio. Se revisó la totalidad de los perfiles seleccionados y se analizaron en todos los caudales calculados, y se apreció que en ninguno de los 2 enrocados el nivel de agua del río sería el suficiente para desbordar y provocar un eminente problema de inundación.

Figura 52. Modelo final de Río Blanco (T=2 años)

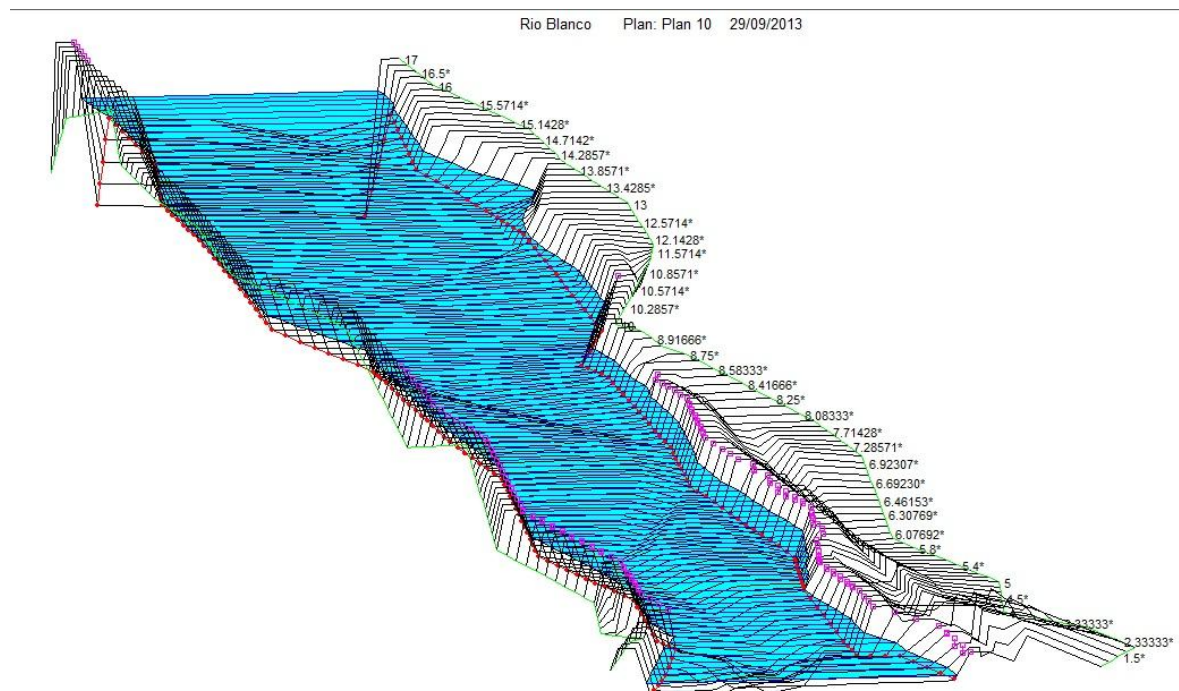


Figura 53. Modelo final de Río Blanco (T=20 años)

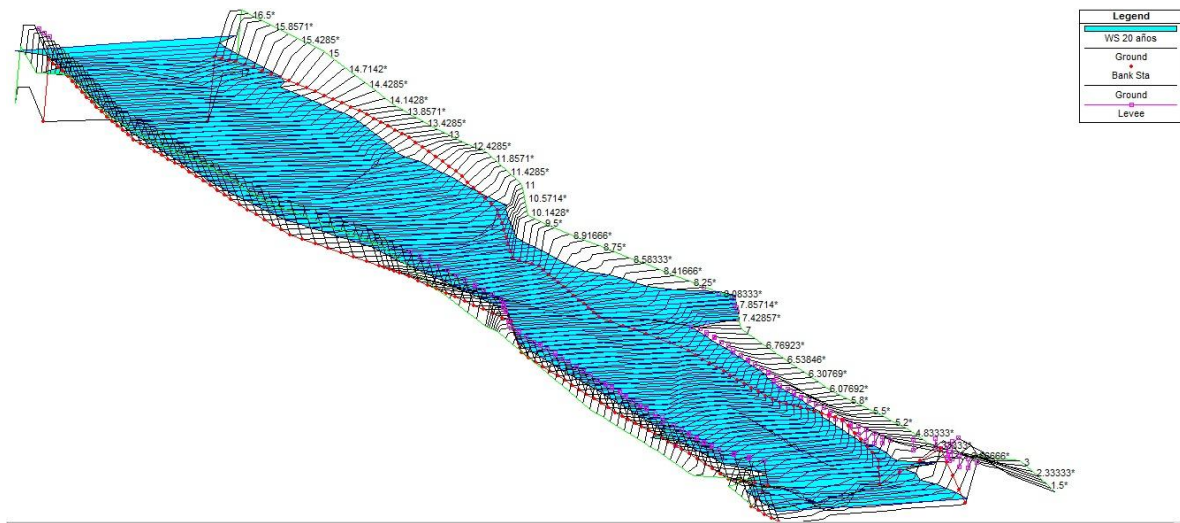
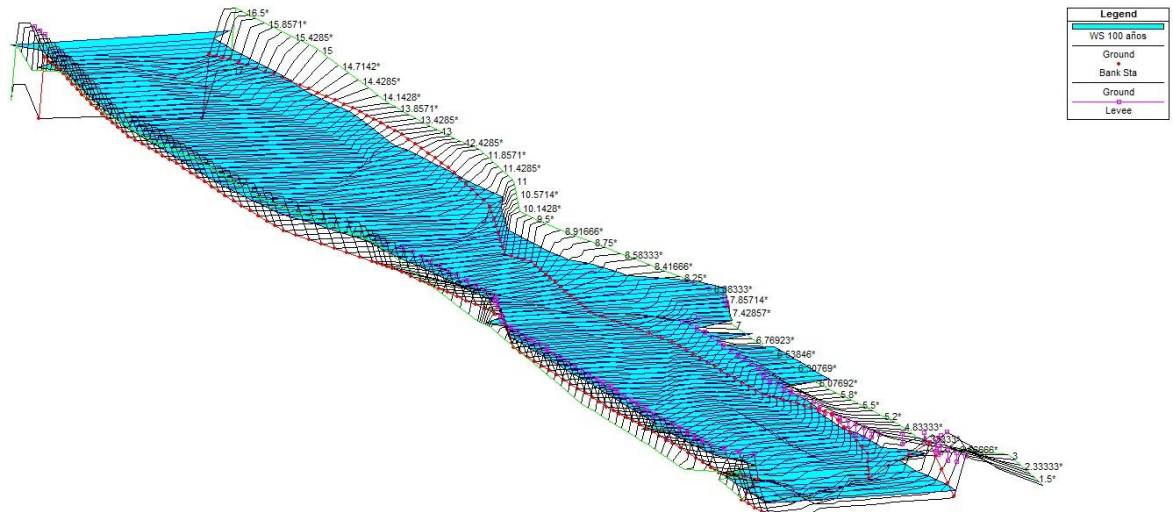
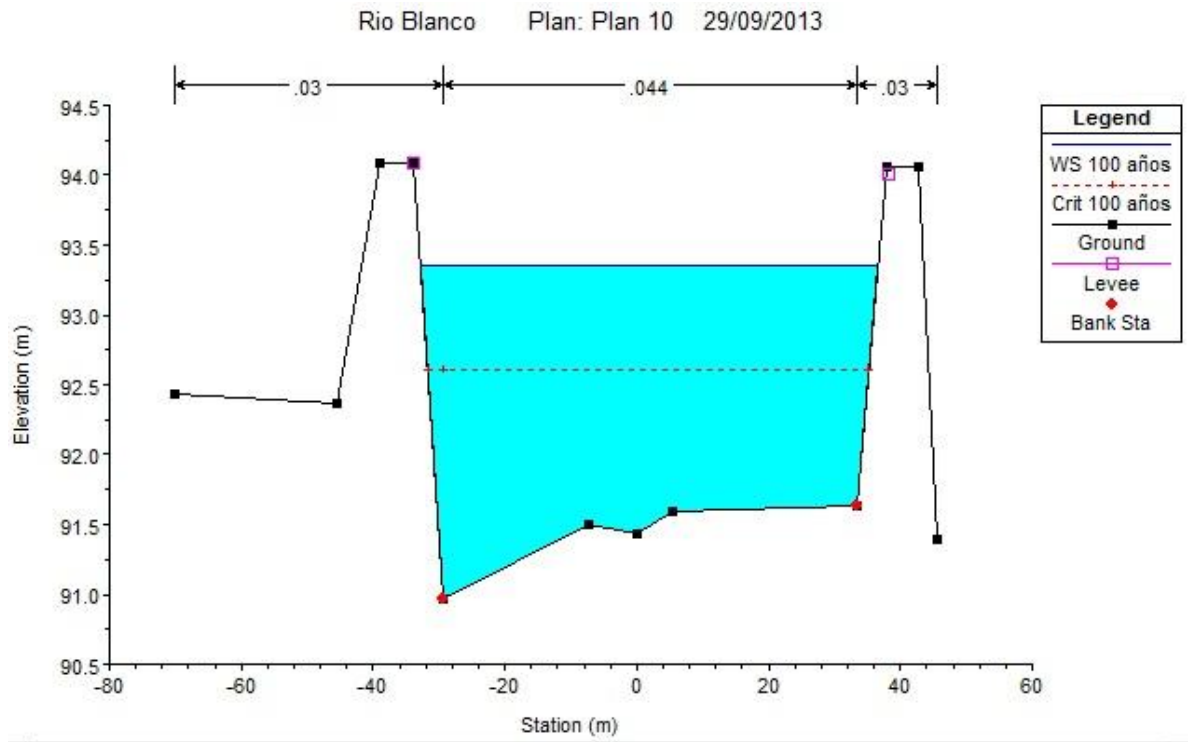


Figura 54. Modelo final de Río Blanco (T=100 Años)



Como se aprecia en las figuras, el modelo se comporta bien y no presenta ningún problema de rebalse. Si chequeamos los perfiles en conflicto que actualmente existen en Chaitén, vemos que es suficiente para apalear las eminentes inundaciones que pueden darse el día de hoy en la ciudad.

Figura 55. Zona de peligro actual con defensa modelada (T=100 años)



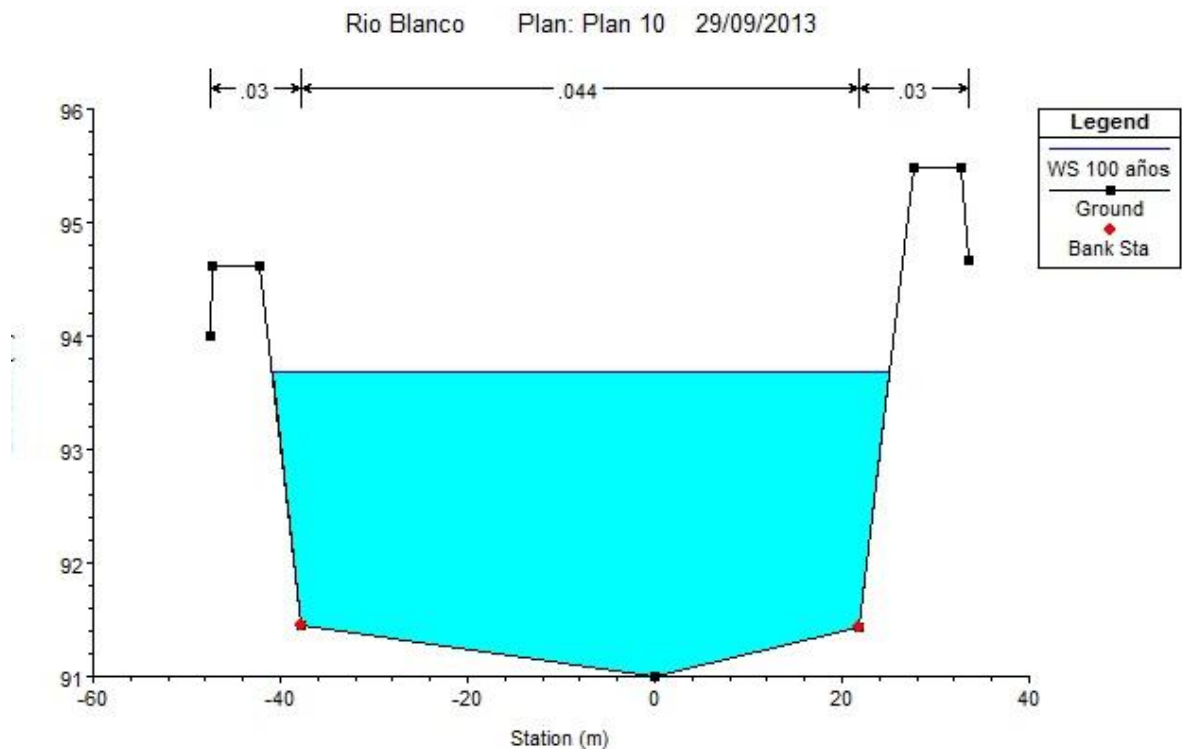
Uno de los perfiles que presenta mayor peligro actual en la zona, es el perfil número 8, que como se aprecia en la figura, ya no alcanza una altura de escurrimiento que pueda poner en peligro la zona intermedia del río, donde actualmente se encuentran las ruinas del Liceo. Sin embargo se aprecia que la cota de coronamiento del enrocado en la ribera derecha (en la figura la ribera izquierda) alcanza prácticamente la misma altura que el coronamiento de la ribera izquierda (en la figura la ribera derecha). Considerando que el enrocado de la izquierda, fue hecho en un contexto de emergencia y no consideró un estudio acabado de la hidrología y de un modelamiento hidráulico, es preocupante el hecho de que la altura del enrocado nuevo, que si considera todos estos aspectos, sea prácticamente la misma, esto debido a que el actual enrocado se diseñó en base a la altura del puente que une la ciudad de Chaiten con la carretera austral, y considerando que el enrocado cubre por sobre 1 [m] la altura de escurrimiento de un caudal con período de retorno de 100 años, también es importante señalar que éste

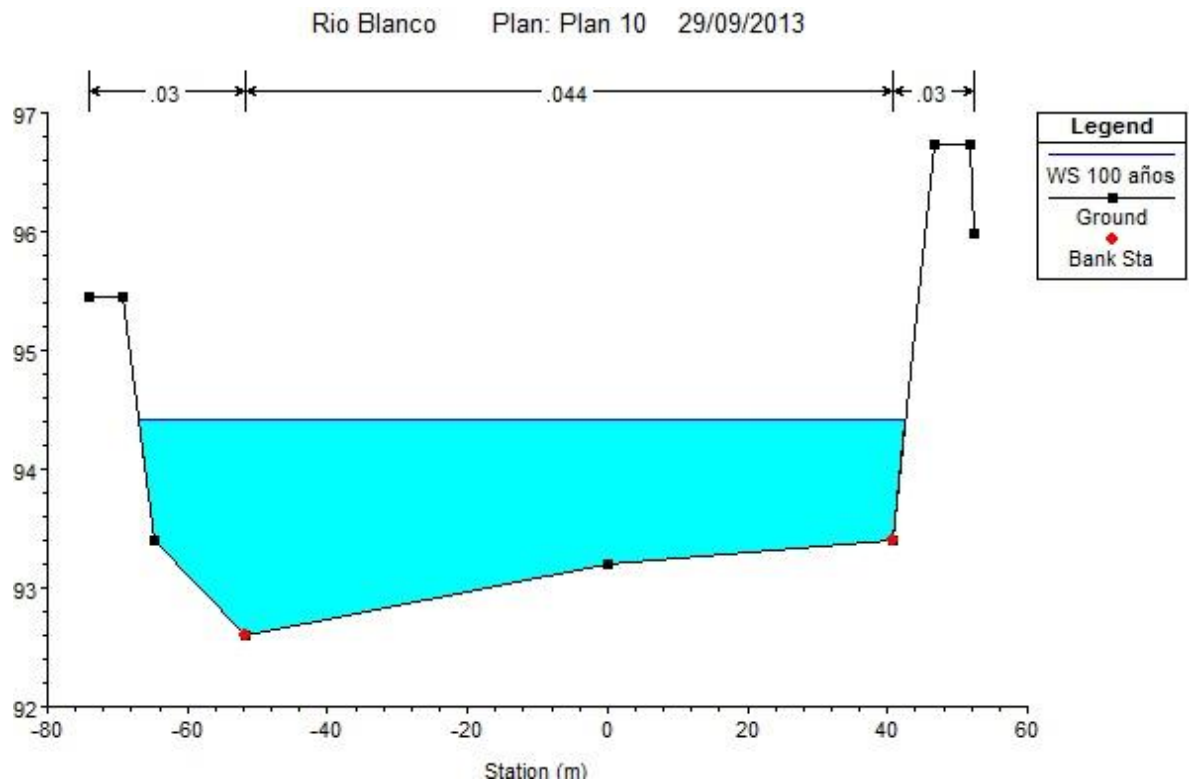
estudio no considera análisis de deposición de ceniza volcánica en el lecho del río, la cual, sin dudas, aún sigue incrementando a medida que pasan los meses, aunque, en menor medida que hace años atrás.

Debido a éste análisis, es prudente pensar en que necesariamente debe hacerse una excavación del lecho del río y así aumentar en al menos 1 [m] el fondo, para dar mayor seguridad a la ciudadanía que virtualmente podría asentarse en el zonas de peligro del río.

En todos los otros perfiles se ve que los nuevos enrocados tienen una altura de coronamiento menor que los existentes, principalmente debido a lo anterior señalado.

Figura 56. Diferencias de cotas de coronamiento (T=100 años)





Finalmente se puede concluir que el modelo funciona bien, y lo más importante, no presenta problemas para el actual enrocado. Se presentan algunas cotas de coronamiento que casi alcanzan a los actuales enrocados, lo cual es harto, considerando que los actuales se diseñaron en base a la altura del puente, es decir, que si el río alcanzara una altura de escurrimiento que pudiese rebalsar la altura de algún enrocado, significaría que el agua ya habría alcanzado la cota del puente. Por lo mismo se recomienda disminuir la cota del lecho del río al menos 1 [m] idealmente una vez al año.

4.6 Análisis de costo

El eventual proyecto de enrocado para Chaitén, sería un proyecto del tipo “Conservación de Riberas de Cauces Naturales”, con el nombre de Río Blanco en Chaitén, Tercera Etapa.” Y sería un proyecto cuyo mandante vendría a ser el Ministerio de Obras Públicas a través de la Dirección Regional de Obras Hidráulicas, X región de los Lagos.

4.6.1 Objetivos del Proyecto

El objetivo sería el de aumentar el nivel de seguridad del sector sur de la ciudad de Chaitén, a través del peraltamiento de la ribera izquierda del cauce actual Río Blanco, de modo de controlar posibles desbordes y mitigar la erosión.

Actualmente se encuentran cerca de 100 familias viviendo en la zona sur de la ciudad, y éste proyecto significaría mejorar la calidad de vida de las familias, que actualmente se encuentran bajo peligro por las crecidas del río.

4.6.2 Descripción del Proyecto

Construcción de un enrocado de 935 [m] de longitud en la ribera izquierda del Río Blanco, en el sector comprendido entre 130 [m] y 1000 [m] aguas abajo del Puente El Blanco, comprendiendo prácticamente todo el tramo de la ribera izquierda. El enrocado tendrá una altura variable entre 4,5 a 6,5 [m], de los cuales 1,5 [m] corresponderán a fundaciones y 3 a 5 [m] sobresaldrán de la cota del lecho. El ancho será de 2 [m], conformando una estructura de 6 a 7 [m³/m] de roca. El talud será de H:V = 3:2 y se apoyará en un terraplén de material granular, revestido por una capa de geotextil y una camada de apoyo.

4.6.3 Volúmenes a considerar

Para obtener los valores, se asumieron algunos datos de manera aproximada, debido a esto, las cantidades presentadas en la siguiente tabla constituyen solamente valores preliminares para obtener un valor aproximado del costo de ésta obra.

TABLA 53 Volumen de roca y de excavación

Longitud	930
Ancho Basal [m]	10
Ancho Superficial [m]	6
Profundidad Media [m]	4
Área Transversal [m ²]	32
Volumen Excavación [m ³]	29760
Roca [m ³ /m]	7
Material Fluvial [m ³ /m]	3.5
Volumen Roca [m ³]	13020
Volumen Material Fluvial [m ³]	6510

4.6.4 Análisis de costo unitario

TABLA 54 Análisis de costo unitario

	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
	CONSTRUCCIÓN DE ENROCADO DE PROTECCIÓN				
1.1	Excavación en Terreno de Cualquier Naturaleza	m ³	29,760.0	1,240	36,902,400
1.2	Terraplén Material Granular	m ³	6,510.0	2,614	17,017,140
1.3	Geotextil	m ²	13,020.0	1,465	19,074,300
1.4	Camada de Apoyo	m ³	1,302.0	1,981	2,579,262
1.5	Suministro de Roca	m ³	13,020	27,373	356,396,460
1.6	Colocación de Roca	m ³	13,020	15,541	202,343,820
	TOTAL ITEM 1				634,313,382

VALOR NETO		634,313,382
IVA	19%	120,519,543
TOTAL		754,832,925

Cabe señalar que los costos aquí mostrados, están basados en presupuestos oficiales del MOP para el año 2011. Si se quisiera hacer un presupuesto más real, sería necesario agregarle un reajuste al menos del 15%. Pero es preferible dejarlo con valores oficiales en los cuales existen registros bibliográficos que sirven de apoyo a ésta memoria.

Como se aprecia en la tabla, el costo aproximado que podría llegar a tener el enrocado diseñado alcanza los 750 mil millones de pesos. Más del doble de lo que costó realizar la segunda etapa del enrocado de la zona norte de Chaitén. Para hacer efectiva ésta obra, sería necesario estudiar el presupuesto anual que tiene la DOH de la región de Los Lagos y en lo posible respaldarse con otros dineros públicos destinados a éste tipo de obras.

CAPÍTULO 5

5.1 Conclusiones

El trabajo presentado es un estudio de lo que implicaría el emplazamiento de una obra de defensa sobre la zona sur de Chaitén desde el punto de vista “ingenieril” y técnico. Sin embargo, la cantidad de temas que abarca es muy amplia y es posible hacer estudios de todas las disciplinas y áreas posibles, debido a que se trata de un tema que involucra una comunidad completa que ahora se encuentra en riesgo.

Una vez que el Volcán Chaitén hizo erupción, depositó una cantidad innumerable de m³ de ceniza volcánica, las cuales desviaron el curso natural del Río Blanco que ahora cruza la ciudad de Chaitén. Además de esto, formó una playa en la costa que alcanza los 2 km de longitud. El Río Blanco ahora separa la ciudad de Chaitén en una parte Norte y otra parte Sur, las autoridades decidieron proteger la zona Norte frente a posibles erosiones y/o inundaciones ya que en dicha zona se encuentran los establecimientos más importantes (municipalidad, capitanía, etc.). La zona sur en cambio, quedó sin protección y frente a esto se prohibió ser habitado, pero de igual forma empezó a ser habitado por los Chaiteninos que aún conservaban sus casas en dicha zona. Ahora existen más de 100 familias viviendo en el Chaitén Sur.

Frente a éste problema, nace la inquietud de lo que implicaría poner una defensa en la zona sur, la cual brindaría protección a las familias del Chaiten. Para ello se estudió el comportamiento hidráulico del Río Blanco con el actual enrocado y luego se diseñó y se re-estudió el río para conocer el posible actuar.

Hidrología

Tras estudiar la hidrología del Río, se concluyó que el Río se constituye con un régimen de crecidas únicamente pluvial, es decir el Río crece únicamente con las lluvias y no se ve afectado por los deshielos ni por la evotranspiración.

El estudio hidrológico fue necesario para poder obtener los caudales de crecida en distintos períodos, ya que la cuenca del Río Blanco no posee estaciones fluviométricas. Se trabajó con los datos pluviométricos entregados por la Dirección Meteorológica de Chile que abarca información de 30 años, y se concluyó que la distribución probabilística que mejor se ajusta (acorde a Kolmogorov-Smirnov y Chi cuadrado) es la “Gumbel”.

Para obtener el caudal con período de retorno de 100 años se usaron 5 métodos distintos, los cuales son:

Utilizando datos pluviométricos.

- Método Racional.
- Método empírico de Verni y King.
- Método DGA-AC.
- Método Hidrograma Unitario Sintético Tipo Linsley.

Utilizando datos de otra cuenca.

- Transposición de Caudales.

Para la transposición de caudales, se utilizaron los datos de la cuenca *Río Blanco ante junta Chamiza*, de similares características que la cuenca del Río Blanco en Chaitén.

Los valores finales para cada método se muestran en la tabla 43 de éste estudio.

T (años)	Métodos				
	Información Pluviométrica				Otros
	Racional	Verni y King	DGA-AC	HUS (Linsley)	Transposición de Caudales
2	90,838	65,075	43,415	-	53,46793
5	120,186	80,034	51,412	-	78,23010
10	139,751	88,918	57,125	-	95,97471
20	179,86	97,189	67,978	-	113,89236
50	218,012	109,368	81,688	-	138,43236
100	249,805	114,522	92,542	266,176	157,85374

Finalmente se concluye que **el método racional** es el que debería utilizarse para desarrollar el estudio de enrocados en el Río Blanco.

Modelación

Tras revisar los resultados entregados por el software acorde a los cálculos de caudal, lo primero que se logra apreciar, es que la zona extrema aguas arriba se encuentra bien protegida por las defensas actuales y que ni en la crecida centenaria (T=100 años) las aguas lograrán llegar a la altura de dichas defensas, las cuales están al mismo nivel del puente principal de la ciudad, lo que nos da seguridad de que el puente no se vería afectado con una crecida del modelo, conviniendo en todos los supuestos y análisis realizados en este trabajo.

Sin embargo, pese a lo anterior señalado, se observa claramente una zona de inundación ubicada en la zona Media del Río, misma zona donde se encuentra actualmente las ruinas del Liceo Italia. Ésta zona comienza a presentar problemas ya a los 5 años de período de caudal, lo cual es muy alarmante, pues indicaría que en un período de 5 años estaríamos en presencia de una inundación parcial a dicha zona.

Finalmente con la crecida centenaria, se aprecia una gran zona de inundación ubicada principalmente en la zona aguas abajo del río Blanco, éste es un devastador escenario

y se puede observar claramente que la zona en cuestión está totalmente vulnerable a crecidas como la centenaria, considerando principalmente que las casas en las que hoy se encuentran familias habitando no están muy alejadas de la ribera del río.

Diseño

Para plantear un diseño de defensas se pensó en distintas alternativas, estas fueron:

- **Recuperar el antiguo cauce**

Excavar totalmente el embancamiento.

Excavar un canal pequeño en el tercio central

- **Establecer nuevo cauce.**

Se concluyó que es imposible pensar en recuperar el cauce antiguo del Río Blanco, ya que involucraría una inversión inmensa en excavación (770.000 m³) y en pretils de protección. Además el río aún está con un constante flujo de material volcánico que podría eventualmente gatillar en una acumulación sobre el lecho y considerando la baja pendiente que existe aguas abajo del actual embancamiento, sería probable una nueva acumulación de ceniza.

El diseño final de enrocado considera:

Roca de Fundación: 1000-1500 kg.

Roca sobre el lecho: 500-1000 kg

Talud: 3:2 (H:V)

Y las siguientes alturas de coronamiento:

Perfil	Distancia entre perfiles	Km.	Cota Fundación	Cota Coronamiento
Perfil 1	0	0	88.40 [m]	91.58 [m]
Perfil 2	34.7	34.7	89.10 [m]	92.16 [m]
Perfil 3	28.1	62.8	87.90 [m]	92.51 [m]
Perfil 4	27	89.8	87.95 [m]	92.58 [m]
Perfil 5	55.2	145	89.40 [m]	92.62 [m]
Perfil 6	90.9	235.9	88.49 [m]	93.13 [m]
Perfil 7	120.1	356	89.08 [m]	93.56 [m]
Perfil 8	60.3	416.3	89.47 [m]	94.08 [m]
Perfil 9	93.3	509.6	90.23 [m]	94.58 [m]
Perfil 10	37.5	547.1	89.95 [m]	94.62 [m]
Perfil 11	59.3	606.4	89.80 [m]	94.78 [m]
Perfil 12	59.6	666	90.85 [m]	94.87 [m]
Perfil 13	60.9	726.9	91.69 [m]	95.09 [m]
Perfil 14	60.1	787	91.90 [m]	95.45 [m]
Perfil 15	59.1	846.1	91.60 [m]	95.85 [m]
Perfil 16	59.4	905.5	93.00 [m]	96.44 [m]
Perfil 17	29.5	935	93.40 [m]	96.96 [m]

Se concluyó que el modelo funciona bien, y lo más importante, no presenta problemas para el actual enrocado. Se ven algunas cotas de coronamiento que casi alcanzan a los actuales enrocados, lo cual es hartó, considerando que los actuales se diseñaron en base a la altura del puente, es decir, que si el río alcanzara una altura de escurrimiento que pudiese rebalsar la altura de algún enrocado, significaría que el agua ya habría alcanzado la cota del puente. Por lo mismo se recomienda disminuir la cota del lecho del río al menos 1 [m] idealmente una vez al año.

Costo

Finalmente se determinó que el costo asociado a ésta obra puede aproximarse a la suma de 750 mil millones de pesos, considerando enrocado de 920 [m] de longitud.

BIBLIOGRAFÍA

- ARUMI, J.L.; JARA, J.; SALGADO L. 2011. Análisis hidrológicos. Universidad de Concepción.
- AYALA, L. 1983. Diseño Hidráulico de Puentes.
- CHOW, V.; MAIDMENT, D.; MAYS, L. 1994. Hidrología Aplicada. McGRAW-HILL. 584p.
- CHOW, V. 1994. Hidráulica de canales abiertos. McGRAW-HILL. 667p.
- DARGAHI, B. 1990. The controlling mechanism of local scouring. ASCE, Journal of hydraulic engineering, Vol. 116.
- DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS (DOH). 2008. Descripción de la Situación Actual. Dirección de Obras Hidráulicas – MOP. Región de Los Lagos. Puerto Montt, Junio de 2008.
- DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS (DOH). 2010. Especificaciones técnicas especiales. Conservación de riberas de cauces naturales: Río Blanco en Chaitén, comuna de Chaitén, Provincia de Palena, Región de los Lagos. Dirección de Obras Hidráulicas – MOP. Región de Los Lagos. Puerto Montt, 2010.
- DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS (DOH). 2011. Informe Situación Actual Río Blanco de Chaitén. Dirección de Obras Hidráulicas – MOP. Región de Los Lagos. Puerto Montt, Octubre de 2011.
- DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS (DGA); AC Ingenieros Consultores. 1995. Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica.
- FREDES, I. 2010, 30 de mayo. “El volcán Chaitén tuvo una violenta erupción hace 320 años”. El Mercurio (Vida Ciencia Tecnología).
- GONZÁLEZ DEL TÁNAGO, M. 2012a. “TEMA 9: Escorrentías”. Unidad Docente de Hidráulica e Hidrología. Departamento de Ingeniería Forestal. Universidad Politécnica de Madrid.
- GONZÁLEZ DEL TÁNAGO, M. 2012b. “TEMA 11: Hidrología de cuencas pequeñas. Fórmula Racional”. Unidad Docente de Hidráulica e Hidrología. Departamento de Ingeniería Forestal. Universidad Politécnica de Madrid.
- GUITELMAN, A.; PÉREZ, M. 1999. “Erosión y Socavación”. Cátedra de construcciones hidráulicas. Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires.
- HALLER, M. 2010. “Los peligros volcánicos. Volcán Chaitén, el despertar de un gigante”. Ciencia Hoy, Vol. 20, No. 115, Febrero-Marzo p. 13-19.
- HEPP, C. 2008. “Efectos de la erupción del volcán Chaitén sobre los ecosistemas de la provincia de Palena”. Informe técnico instituto de investigaciones agropecuarias (INIA).

NARANJO, J.; STERN, C., 2004. “Holocene tephrochronology of the southernmost part (42°30'-45°S) of the Andean Southern Volcanic Zone”. Revista de Geología de Chile. Vol. 31, No. 2, p. 225-240.

SERVICIO HIDROGRÁFICO Y OCEANOGRÁFICO DE LA ARMADA DE CHILE. 2007. Certificado y Monografía de Vértice.

SOTO, W. 2011, 18 de noviembre. “Estudio río Blanco Chaitén”. Ámbito Sur.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. 2007. “Informe Preliminar Determinación del Potencial Hidroeléctrico XI Región y Provincia de Palena X Región”. 117p. S.I.T. Nº 120.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. 2012. “Manual de Carreteras”. Vol.3. Cap. 3.700. Sección 3708

MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN. 1992. “Metodología de preparación y evaluación de proyectos de defensas fluviales”.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE VALPARAÍSO. 2008. Estudio de Mecánica de Suelos Vertedero Chaitén.

ROCHA, A. 2009. “Consideraciones sobre las defensas fluviales con espigones”.

R&Q INGENIERÍA. 2012. “Estudio de Ingeniería. Mejoramiento Ruta 235-Ch Villa Santa Lucía-Palena-Paso Palena. Fase3: Estudio definitivo con estacado total, Subfase 3A: Ingeniería básica para estudio definitivo. Vol.1: Área fluvial. Tomo 5: Defensas fluviales”. Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad. Región de Los Lagos.

VÉLEZ, J.; BOTERO, A. 2010. Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales. Colombia. Pp 59-69.

Perfil 1

