



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**IMPACTO DE LA REMOCIÓN DE PASIVOS MINEROS EN CRECIDAS Y  
ALUVIONES: APLICACIÓN A LA CUENCA DEL RÍO ILLAPEL.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

XIOMARA ALEXANDRA RIVERA MORALES

PROFESOR GUÍA:

Yarko Iván Niño Campos

PROFESORA CO-GUÍA:

María Fernanda Baladrón Manríquez

COMISIÓN:

Santiago Rafael Montserrat Michelini

SANTIAGO DE CHILE

2022

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL  
POR: XIOMARA ALEXANDRA RIVERA MORALES  
FECHA: 2022  
PROF. GUÍA: YARKO IVÁN NIÑO CAMPOS

## **IMPACTO DE LA REMOCIÓN DE PASIVOS MINEROS EN CRECIDAS Y ALUVIONES: APLICACIÓN A LA CUENCA DEL RÍO ILLAPEL.**

Chile es un país históricamente minero, lo que ha traído consigo un importante desarrollo económico. Sin embargo, también ha traído como consecuencia un gran impacto ambiental, donde el tipo de instalación minera que más impactos ambientales genera son los tranques de relave, en relación a la inestabilidad física que se puede sufrir por eventos climáticos o terremotos y la inestabilidad química que puede generar contaminación de suelos y de cuerpos de agua superficiales y subterráneos. Hoy en día existe una normativa que busca mejorar la estabilidad física y química de estas instalaciones, sobre todo en el cierre de la faena minera. Sin embargo, la falta de regulación que existió durante el siglo XX ha dejado como consecuencia un gran número de minas y tranques de relave abandonados, los cuales son un foco importante de riesgo de contaminación para el medio ambiente y la salud de las personas. La contaminación de tranques de relave ha sido foco de numerosos estudios. En este contexto, se enmarca el trabajo de título, que busca utilizar el conocimiento existente en relación a la hidráulica fluvial para la creación de un modelo numérico que permita analizar la existencia de peligro de remoción de pasivos mineros por crecidas del río. La zona de estudio es el río Illapel, ubicado en la comuna de Illapel en la región de Coquimbo, el cual tiene una gran cantidad de tranques de relaves abandonados cerca de la ribera del río. La metodología permite analizar la existencia de peligro de remoción de sedimentos desde tranques de relaves ante diferentes caudales de crecida, como también una estimación de un posible flujo de detritos y si existe riesgo de remoción de sedimentos desde tranques de relave. Se realiza un análisis de los resultados, y se mencionan las principales debilidades del modelo hidráulico y las relaciones empíricas utilizadas para la estimación de parámetros de un flujo de detritos. A través de la metodología se encuentran las zonas más propensas a sufrir eventos de contaminación. Finalmente, se destaca en especial un tranque de relave que puede contaminar el río debido a la remoción de sedimentos por crecidas y eventos aluvionales y se recomiendan estudios más detallados en esta zona.

# Tabla de Contenido

<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Motivación . . . . .	1
1.2. Objetivos . . . . .	2
1.3. Contenido del informe . . . . .	2
<b>2. Marco Teórico</b>	<b>4</b>
2.1. Flujo en canales abiertos . . . . .	4
2.1.1. Geomorfología fluvial . . . . .	5
2.1.2. Variación del tamaño de los sedimentos con la pendiente . . . . .	6
2.1.3. Resistencia Hidráulica en canales aluviales . . . . .	8
2.1.4. Coeficiente de rugosidad de Manning . . . . .	10
2.2. TELEMAT-2D . . . . .	11
2.2.1. Aspectos Teóricos . . . . .	11
2.2.2. Entradas para Telemac . . . . .	12
2.3. Estimación de parámetros en un flujo de detritos . . . . .	12
2.3.1. Descarga máxima . . . . .	13
2.3.2. Velocidad Media del flujo . . . . .	14
2.3.3. Distancia de viaje . . . . .	14
<b>3. Antecedentes</b>	<b>16</b>
3.1. Catastro de depósitos de relave . . . . .	16
3.2. Sobre los depósitos de relave . . . . .	20
3.3. Eventos climáticos importantes . . . . .	22
3.4. Granulometría . . . . .	22
3.5. Estaciones Fluviométricas/Meteorológicas . . . . .	24
3.6. Caudales . . . . .	25
<b>4. Metodología</b>	<b>26</b>
4.1. Modelo hidráulico . . . . .	26
4.1.1. Caudales . . . . .	26
4.1.1.1. Método DGA-AC . . . . .	28
4.1.1.2. Método de Verni y King Modificado . . . . .	28
4.1.1.3. Método de la Fórmula Racional . . . . .	29
4.1.1.4. Validación de los métodos para el cálculo de caudales . . . . .	30
4.1.1.5. Trasposición de caudales . . . . .	31
4.1.2. Pre-procesamiento del modelo de elevación digital . . . . .	32
4.1.2.1. Relleno de depresiones . . . . .	32
4.1.2.2. Reducción de ruido . . . . .	32

4.1.2.3. Quemado de la red de drenaje . . . . .	33
4.1.3. Estimación del coeficiente de Manning . . . . .	35
4.1.4. Estimación de condiciones de Borde . . . . .	40
4.1.5. Creación de la malla . . . . .	42
4.2. Análisis de un evento de flujo de detritos . . . . .	43
4.2.1. Área de estudio . . . . .	43
4.2.2. Estimación del volumen de sedimento . . . . .	44
4.2.3. Estimación de parámetros en el flujo de detritos . . . . .	46
<b>5. Resultados y discusión</b>	<b>47</b>
5.1. Telemac 2D . . . . .	47
5.2. Estimación de parámetros para un flujo de detritos . . . . .	53
<b>6. Conclusiones</b>	<b>56</b>
6.1. Modelo hidráulico . . . . .	56
6.2. Estimación de parámetros para un flujo de detritos . . . . .	57
<b>7. Bibliografía</b>	<b>58</b>

# Índice de Tablas

3.1.	Comunas con mas depósitos de relave activos en Chile. Fuente: SERNAGEOMIN (2020). . . . .	17
3.2.	Comunas con más depósitos de relave inactivos en Chile. Fuente: SERNAGEOMIN (2020). . . . .	17
3.3.	Comunas con mas depósitos de relave abandonados en Chile. Fuente: SERNAGEOMIN (2020). . . . .	17
3.4.	Comunas con más depósitos de relave totales en Chile. Fuente: SERNAGEOMIN (2020). . . . .	18
3.5.	Cantidad de depósitos de relave por zona. . . . .	19
3.6.	Cantidad de depósitos y su estado dentro de la zona de estudio. . . . .	20
3.7.	Caudal máximo instantáneo para diferentes periodos de retorno. . . . .	25
4.1.	Coefficientes de frecuencia para distintas duraciones de precipitación en la zona del río Illapel. . . . .	27
4.2.	Valores estimados para una precipitación de 24 horas de duración y diferentes periodos de retorno. . . . .	27
4.3.	Curva de frecuencia adimensional, de caudales medios diarios máximos y de caudal máximo instantáneo. . . . .	28
4.4.	Curva de frecuencia adimensional, dimensional, precipitación diaria y caudal instantáneo máximo obtenido para la cuenca del Estero Aucó con el método de Verni y King modificado. . . . .	29
4.5.	Curva de frecuencia adimensional, dimensional, intensidad de precipitación y caudal instantáneo máximo obtenido para la cuenca del Estero Aucó con el método de la Fórmula Racional. . . . .	30
4.6.	Resultados de caudales máximos instantáneos obtenidos con los tres métodos de relaciones empíricas, para el estero Aucó. . . . .	30
4.7.	Resultados de caudales máximos instantáneos obtenidos con los tres métodos de relaciones empíricas, para el río Illapel en Huintil. . . . .	31
4.8.	Error obtenido con el método DGA-AC para los diferentes periodos de retorno. . . . .	31
4.9.	Áreas utilizadas para la trasposición de áreas. . . . .	32
4.10.	Caudales máximos instantáneos obtenidos con la trasposición de áreas para el río Illapel. . . . .	32
4.11.	Pendiente promedio obtenida de las distintas zonas. . . . .	37
4.12.	Valores de $R_p$ obtenidos del gráfico y el valor de $D_{90}$ correspondiente, junto con el valor de $D_{90}$ escogido. . . . .	38
4.13.	Coefficiente de Manning obtenido para cada zona y para cada periodo de retorno. . . . .	39
4.14.	Coefficiente de Manning final, obtenido para cada zona y para cada periodo de retorno. . . . .	40
4.15.	Pendientes utilizadas de cada zona para calcular las condiciones de borde. . . . .	41

4.16.	Resultados obtenidos para las condiciones de borde de las diferentes zonas y diferentes periodos de retorno. . . . .	42
4.17.	Parámetros geomorfológicos de las subcuencas. . . . .	44
5.1.	Resultados obtenidos para el volumen de sedimentos, calculados según la metodología JICA (2010). . . . .	53
5.2.	Resultados obtenidos de la estimación del volumen de sedimentos. . . . .	54
5.3.	Parámetros obtenidos de las relaciones empíricas propuestas por Rickenman (1999). . . . .	54

# Índice de Ilustraciones

2.1.	Relación entre diámetro adimensional $R_p$ para $D_{50}$ y la pendiente media del cauce. Fuente: Ruz (1999). . . . .	7
2.2.	Relación entre diámetro adimensional $R_p$ para $D_{90}$ y la pendiente media del cauce. Fuente: Ruz (1999). . . . .	7
2.3.	Número de Strickler obtenido a partir de las relaciones de Strickler y Keulegan. Fuente: Resistencia hidráulica en canales aluviales, Niño (semestre primavera 2019). . . . .	9
2.4.	Número de Strickler obtenido a partir de las relaciones de Strickler, Keulegan, Ayala Oyarce y Limerinos. Fuente: Resistencia hidráulica en canales aluviales, Niño (semestre primavera 2019). . . . .	10
2.5.	Morfología típica de un flujo de detritos (diagrama de Pierson, 1986). Tomado de GEMMA (2007) . . . . .	13
3.1.	Depósitos de relave inactivos, activos y abandonados a nivel país. Fuente: Elaboración propia a partir de datos de SERNAGEOMIN (2020). . . . .	17
3.2.	Depósitos de relave inactivos, activos y abandonados dentro de la Cuenca del Río Illapel. Fuente: Elaboración propia a partir de datos de SERNAGEOMIN (2020). . . . .	18
3.3.	Zona de estudio dentro de la cuenca del río Illapel. . . . .	19
3.4.	Depósitos de relave inactivos, activos y abandonados dentro de la zona de estudio. Fuente: A partir de datos de SERNAGEOMIN (2020). . . . .	20
3.5.	Mapa con los diferentes métodos constructivos registrados de los depósitos de relave, dentro de la zona de estudio. Fuente: A partir de datos de SERNAGEOMIN (2020). . . . .	21
3.6.	Mapa de eventos de flujo de detritos ocurridos en mayo 2017. Fuente: ONEMI (2017). . . . .	22
3.7.	Zona de río Illapel en puente El peral, de donde se extrajo la muestra de granulometría. Fuente: A partir de datos de Cenma (2008). . . . .	23
3.8.	Curva granulométrica zona de río Illapel en puente El peral. Fuente: tomada del CENMA (2008). . . . .	24
3.9.	Estaciones fluviométricas/meteorológicas en cuenca río Illapel. . . . .	25
4.1.	Mapa de la zona de estudio con las diferentes redes hídricas generadas a partir del MDE crudo, fotografías satelitales y el MDE procesado. Fuente: Elaboración propia. . . . .	34
4.2.	Perfil longitudinal de la red hídrica de Illapel Alto. Un perfil corresponde a la red hídrica del MDE crudo, mientras que el otro corresponde a la red hídrica final con el MDE ya procesado. Fuente: Elaboración propia. . . . .	35
4.3.	Perfil Longitudinal y pendiente promedio de las diferentes zonas. . . . .	36

4.4.	Variación del diámetro adimensional $R_p$ con la pendiente media del cauce. Fuente: Ruz, 1999. . . . .	37
4.5.	Gráficos para verificar el supuesto de flujo macrorugoso. . . . .	39
4.6.	Perfiles transversales a las entradas y salida del modelo. . . . .	41
4.7.	Mallado. . . . .	43
4.8.	Mapa de la zona de estudio con las subcuencas aportantes al tranque de relave. Fuente: Elaboración propia. . . . .	44
4.9.	Esquema de parámetros morfológicos utilizados para la implementación de la metodología propuesta por JICA. . . . .	45
5.1.	Mapa de zonas con mayor riesgo. . . . .	48
5.2.	Mapa con perfiles transversales obtenidos de la zona 1. . . . .	49
5.3.	Perfil transversal ABC con los resultados de la zona 1. . . . .	49
5.4.	Perfil transversal DEF con los resultados de la zona 1. . . . .	50
5.5.	Perfil transversal GHI con los resultados de la zona 1. . . . .	50
5.6.	Perfil transversal JKL con los resultados de la zona 1. . . . .	50
5.7.	Perfil transversal MOP con los resultados de la zona 1. . . . .	51
5.8.	Mapa con perfiles transversales obtenidos de la zona 2. . . . .	52
5.9.	Perfil transversal QRS con los resultados de la zona 2. . . . .	52
5.10.	Perfil transversal TUW con los resultados de la zona 2. . . . .	53
5.11.	Perfil transversal XYZ con los resultados de la zona 2. . . . .	53

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Motivación

La minería es una de las principales actividades económicas en Chile, pues a lo largo de la historia Chile se ha caracterizado por ser un país minero. En la época precolombina se explotaba el cobre, en la época de la conquista se explotó el oro, luego fue la plata y el carbón en la revolución industrial, el salitre luego de la guerra del pacífico para finalmente volver al cobre durante el siglo XX, donde Chile se posicionó como el segundo productor de cobre en el mundo, pasando a ser el primero en la década de los 80 (Consejo Minero, 2019).

Sin embargo, el desarrollo de la minería junto con la falta de regulación temprana, ha traído consigo un impacto ambiental, como riesgo de estabilidad física en las instalaciones mineras, contaminación atmosférica, drenaje ácido y contaminación de agua, donde las instalaciones mineras que generan un mayor impacto corresponden a los tranques de relave.

Por primera vez en el año 1970, comienza la regulación en relación a los tranques de relave, aprobándose el DS N° 86 emitido por el Ministerio de Minería: “Reglamento de construcción y operación de tranques de relave”. Sin embargo, no es hasta varios años después que vuelve a retomarse la legislación. En el año 2004 el Ministerio de Minería aprueba el DS N° 132: “Reglamento de seguridad Minera” y el Ministerio de Salud aprueba el DS N° 148: “Reglamento Sanitario sobre Manejo de residuos peligroso”. El 2007 el DS N° 86 fue derogado y reemplazado por el DS N° 248 del Ministerio de Minería: “Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de depósitos de relave”. El año 2012 el ministerio de Minería aprueba el DS N° 41: “Reglamento de la ley de Cierre de Faenas e instalaciones Mineras”. Finalmente el año 2015 se aprueba el DS N° 50 del Ministerio de Obras Públicas (SERNAGEOMIN, 2018).

Si bien, hoy existe una legislación que busca mejorar la estabilidad física y química durante la construcción, operación y cierre de los tranques de relave (SERNAGEOMIN, 2018), la falta de legislación durante el siglo XX ha dejado como consecuencia un gran número de minas y depósitos de relaves abandonados, los que se denominan "Pasivos Ambientales Mineros". Estos representan un alto riesgo al medio ambiente y a la salud de las personas. En este contexto, resulta de interés evaluar el estado de pasivos mineros que se encuentran cercanos a los ríos y evaluar el riesgo de contaminación que generan.

La motivación de este trabajo de título, es utilizar el conocimiento existente en relación a la hidráulica fluvial, para la creación de un modelo numérico que permita analizar la existencia de peligro de remoción de pasivos mineros por crecidas del río y realizar un análisis sobre la existencia de peligro en un evento de flujos detríticos en la zona.

Como zona de estudio se escoge la cuenca del río Illapel en la región de Coquimbo, debido a la gran cantidad de tranques de relaves abandonados y activos que se encuentran cerca de la ribera del río. Además, en los últimos años se han producido diferentes eventos de contaminación en el río que, como consecuencia, han generado problemas en el consumo de agua potable. En Noviembre del 2013, un análisis realizado al agua potable de diferentes localidades de la comuna de Illapel, arrojó que niveles de hierro, manganeso y arsénico se encuentran sobre la norma permitida (Diario el Día, Noviembre del 2013). También en Mayo del 2017 producto de las altas precipitaciones de la zona y la crecida del río, se tubo que suspender el suministro de agua potable de la zona debido a la turbidez del río y el derrame de pasivos mineros hacia este, además se registraron zonas donde hubo remociones de masa (David Noticias, mayo del 2017).

## 1.2. Objetivos

El objetivo principal consiste en analizar si existe el riesgo de remoción de sedimento y relaves, desde tranques de relave, por crecidas del río y eventos aluvionales. El estudio se lleva a cabo en el río Illapel, ubicado en la región de Coquimbo.

El trabajo consta de tres objetivos específicos, los cuales se enumeran a continuación:

1. Realizar una revisión de antecedentes en la zona de estudio, con el fin de determinar las zonas más propensas a eventos de contaminación y recopilar la información necesaria para crear un modelo hidráulico.
2. Mediante un modelo hidráulico implementado en el programa TELEMAC-2D, analizar las crecidas del río Illapel que pueden producir remoción de sedimento desde los tranques de relave.
3. Mediante la metodología propuesta por la Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA por sus siglas en inglés) (2010) y la estimación de sus principales parámetros a través de relaciones empíricas propuestas por Rickenmann (1999), analizar la existencia de riesgo de remoción de sedimento desde depósitos de relave a partir de un posible evento aluvional.

## 1.3. Contenido del informe

Los contenidos del trabajo de título se describen a continuación:

**Capítulo 1 “Introducción”:** En este capítulo se expone la motivación y objetivos del trabajo de título junto a la estructura de éste.

**Capítulo 2 “Marco Teórico”:** En esta sección se presentan los antecedentes revisados que se relacionan con el trabajo de título. Primero se realiza una revisión general del comportamiento del flujo en canales abiertos y los principales parámetros que describen su comportamiento. Segundo, se habla sobre la morfología fluvial para dar paso a la variación del tamaño del sedimento con la pendiente. Luego se habla sobre la resistencia hidráulica en canales aluviales y la determinación del coeficiente de Manning. Finalmente se habla sobre el programa Telemac, sus aspectos teóricos y los archivos necesarios para correr un modelo numérico. Luego se habla sobre los flujos de detritos. Se menciona una breve introducción a esta materia y luego se mencionan algunas relaciones empíricas propuestas por Rickenman (1999) para estimar los principales parámetros de un flujo de detritos.

**Capítulo 3 “Antecedentes”:** En este capítulo se describen los antecedentes recopilados para la zona de estudio. En primer lugar se hace una revisión del catastro de tranques de relave de SERNAGEOMIN (2020) para analizar las zonas más propensas a tener eventos de contaminación, y así limitar la zona de estudio. También se recopiló información sobre granulometría de la zona, estaciones meteorológicas y fluviométricas disponibles en la zona, caudales y eventos de contaminación ocurridos.

**Capítulo 4 “Metodología”:** En este capítulo se describe la metodología utilizada para la construcción del modelo hidráulico en Telemac-2D y la metodología utilizada para el análisis de un evento aluvional. Para la construcción del modelo hidráulico, primero se describe la metodología empleada para calcular los caudales máximos instantáneos que se utilizaran como entradas del modelo. Segundo, se detalla la construcción del modelo de elevación digital, el cual contendrá la información topográfica del modelo. Tercero, se estima el tamaño de sedimento representativo del lecho, para estimar el coeficiente de rugosidad de Manning. Luego, se estiman las curvas de descarga en las entradas y salidas del modelo para poder determinar las condiciones de borde. Finalmente se resume la construcción de la malla del modelo y se habla del modelo final. Para el análisis del evento aluvional, primero se calcularon algunos parámetros geomorfológicos importantes para el posterior análisis. Segundo, se siguió la metodología propuesta por JICA (2010) para calcular el volumen de sedimentos. Finalmente se calculan algunos parámetros adicionales.

**Capítulo 5 “Resultados y discusión”:** En esta sección se presentan los principales resultados obtenidos por el modelo numérico y se analizan sus principales puntos débiles. Luego se presentan los resultados obtenidos para el análisis de flujo de detritos y un análisis de los principales resultados.

**Capítulo 6 “Conclusiones”:** En este capítulo se presentan las principales conclusiones obtenidas del trabajo y se mencionan algunas recomendaciones que mejorarían los resultados de esta investigación.

# Capítulo 2

## Marco Teórico

### 2.1. Flujo en canales abiertos

En la presente sección, se muestra un resumen de los capítulos 1 y 5 del libro “Hidráulica de canales abierto” de Chow (1994). Del capítulo 1 “Flujo en canales abiertos y su clasificación” y del capítulo 5 “Desarrollo del flujo uniforme y de sus ecuaciones”, se presentan las ideas que se consideran más importantes para la elaboración de este trabajo.

Un flujo de agua se puede producir en un canal abierto o en un canal cerrado. La principal diferencia es que el canal abierto tiene una superficie libre que esta sometida a la presión atmosférica. Las condiciones de flujo se complican en canales abiertos ya que la profundidad del flujo, el caudal y las pendientes son parámetros interdependientes. Además, la rugosidad en un canal abierto varía con la posición de la superficie libre, por lo tanto, la selección de un coeficiente de fricción implica una mayor incertidumbre.

El comportamiento de un flujo en un canal abierto esta gobernado por los efectos de la gravedad y la viscosidad en relación con las fuerzas inerciales. Para medir la relación que existe entre las fuerzas inerciales y las fuerzas viscosas del flujo, existe el número de Reynolds  $Re$ :

$$Re = \frac{URh}{\nu} \quad (2.1)$$

donde  $U$  representa la velocidad media del flujo,  $Rh$  el radio hidráulico y  $\nu$  la viscosidad cinemática. Este número permite determinar si el flujo es laminar, turbulento o se encuentra en transición según sean las fuerzas viscosas o inerciales las que dominan la mecánica del flujo.

El flujo es laminar, si las fuerzas viscosas superan a las fuerzas inerciales, mientras que un flujo turbulento predominan las fuerzas inerciales. Entre estos dos estados el flujo se encuentra en transición. En general, el flujo es laminar si el numero de Reynolds es bajo y es turbulento con valores grandes.

También es importante en la mecánica del flujo la relación que existe entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales, la cual se puede expresar a través del numero de Froude:

$$F = \frac{U}{\sqrt{gR_h}} \quad (2.2)$$

donde  $U$  es la velocidad media del flujo,  $g$  la aceleración de la gravedad y  $R_h$  el radio hidráulico. El flujo se encuentra en estado crítico cuando  $F = 1$ , es decir las fuerzas inerciales igualan las fuerzas gravitacionales. Si  $F < 1$  el flujo es subcrítico, es decir, las fuerzas gravitacionales son mayores y como consecuencia se obtiene un flujo de velocidades más bajas. Si  $F > 1$ , el flujo es supercrítico, las fuerzas inerciales son mayores y el flujo adopta velocidades mayores.

La velocidad crítica  $\sqrt{gR_h}$  es igual a la celeridad de una onda gravitacional. Además, una onda puede propagarse hacia aguas arriba o aguas abajo dependiendo del tipo de flujo. Si el flujo es subcrítico, la velocidad del flujo es menor que el de una onda, por lo tanto esta puede propagarse hacia aguas arriba, entonces un flujo subcrítico va a estar condicionado solo por las perturbaciones que ocurren aguas abajo y por ende las condiciones de borde de un flujo subcrítico se encuentran aguas abajo. De forma contraria, en un flujo supercrítico, la velocidad media es mayor que la celeridad, por ende una onda va a propagarse hacia aguas abajo, de esta forma el flujo estará condicionado por aguas arriba y es aguas arriba donde se encontrarán sus condiciones de borde.

Usualmente, en ríos cordilleranos y precordilleranos se tiene una pendiente fuerte lo que genera un flujo supercrítico, dominado por fuerzas inerciales y con condiciones de borde aguas arriba.

Además, para las condiciones de borde es usual imponer flujo uniforme permanente. Un flujo uniforme permanente (suponiendo que se desarrolla en un canal de área y pendiente constante) tiene profundidad, área mojada, velocidad y caudal constante a lo largo del canal. Además la línea de energía, la superficie del canal y el fondo son paralelos. En cauces naturales casi nunca se experimenta la condición de flujo uniforme permanente. Sin embargo, se puede suponer una condición de flujo uniforme para el cálculo de corrientes naturales. Estos resultados se consideran aproximados, sin embargo, ofrecen una solución simple y satisfactoria a este problema. La profundidad en un flujo uniforme se conoce como altura normal.

### 2.1.1. Geomorfología fluvial

Al obtener el perfil longitudinal de un cauce podemos observar que su pendiente disminuye conforme se avanza aguas abajo, obteniendo un perfil longitudinal con forma cóncava. Esta forma es resultado de varios factores independientes, el cual da como resultado un balance entre la capacidad de transporte del cauce y el tamaño y cantidad de sedimentos disponibles que pueden transportarse (Niño, 2019).

Ocurre algo similar con el tamaño del sedimento a lo largo de un cauce, y es que el tamaño del sedimento disminuye aguas abajo. La partícula de sedimento se ve involucrada en procesos de transporte como la abrasión y la segregación hidráulica, las cuales disminuyen su tamaño (Niño, 2019). La abrasión consiste en procesos como impacto, frotación y molienda, mientras que la segregación hidráulica consiste en el transporte diferencial de partículas de distintos tamaños, dando como consecuencia, que al disminuir la pendiente del cauce se pierda capacidad del flujo para transportar partículas.

Según Niño (2019), dependiendo de la libertad que tienen los ríos para modificar su cauce, se pueden clasificar en dos grandes grupos: cauces con lechos rocosos y canales aluviales. Los cauces de lecho rocosos se encuentran confinados por los afloramientos de roca, y su morfología esta determinada por el material del lecho y las riberas. Los canales aluviales, son capaces de ajustar su cauce y pendiente debido a cambios hidráulicos, y su lecho y riberas están conformados por el sedimento transportado.

### 2.1.2. Variación del tamaño de los sedimentos con la pendiente

Según Stenberg (1875) existe una correlación entre el tamaño de las partículas y la longitud recorrida, donde el peso disminuye de manera exponencial conforme se recorre más distancia. Esto es explicado a través del fenómeno de la abrasión debido a colisiones en el transporte del sedimento. Leliavsky (1966) muestra que esta correlación es aceptada en una serie de ríos europeos los cuales fueron estudiados por distintos investigadores.

Alvarado y Garcés (1983) recopilan una serie de curvas granulométricas de ríos Chilenos, llegando al análisis de que la pendiente del río y su caudal medio son parámetros que pueden definir de forma aproximada las características de las curvas granulométricas de un cauce.

Ruz (1999) también recopiló una serie de curvas granulométricas de ríos Chilenos y efectuó un posterior análisis donde buscó una correlación entre el tamaño adimensional del sedimento, la desviación estándar del sedimento, la pendiente media del cauce y el caudal medio anual. Se logró establecer una clara correlación entre la pendiente media del cauce con el diámetro adimensional del sedimento  $R_p$ , el cual se calcula de la siguiente manera:

$$R_p = \frac{\sqrt{gRd_s^3}}{\nu} \quad (2.3)$$

$$R = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \quad (2.4)$$

donde  $g$  ( $m/s^2$ ) es la aceleración de la gravedad,  $R$  (-) es la densidad específica sumergida del sedimento,  $d_s$  ( $m$ ) el tamaño de sedimento representativo del lecho,  $\nu$  ( $m^2/s$ ) es la viscosidad cinemática,  $\rho$  ( $kg/m^3$ ) es la densidad del fluido y  $\rho_s$  ( $kg/m^3$ ) es la densidad del sedimento.

Esta correlación se validó con el diámetro D50 a través de un análisis de la física del transporte de sedimento y realizando un ajuste siguiendo una ley de potencia. También se concluyó que además de la física del transporte de sedimento, la geomorfología del cauce influye en la granulometría, y no incluir estos parámetros es lo que generó una gran dispersión en los tamaños adimensionales del sedimento. A pesar de que se cree que la deposición selectiva del material grueso debe afectar el tamaño del sedimento, no se logró encontrar una correlación entre el tamaño del sedimento y el caudal medio anual. En las Figuras 2.1 y 2.2 se muestra la relación encontrada entre los diámetros adimensionales y la pendiente media del cauce (para D50 y D90).

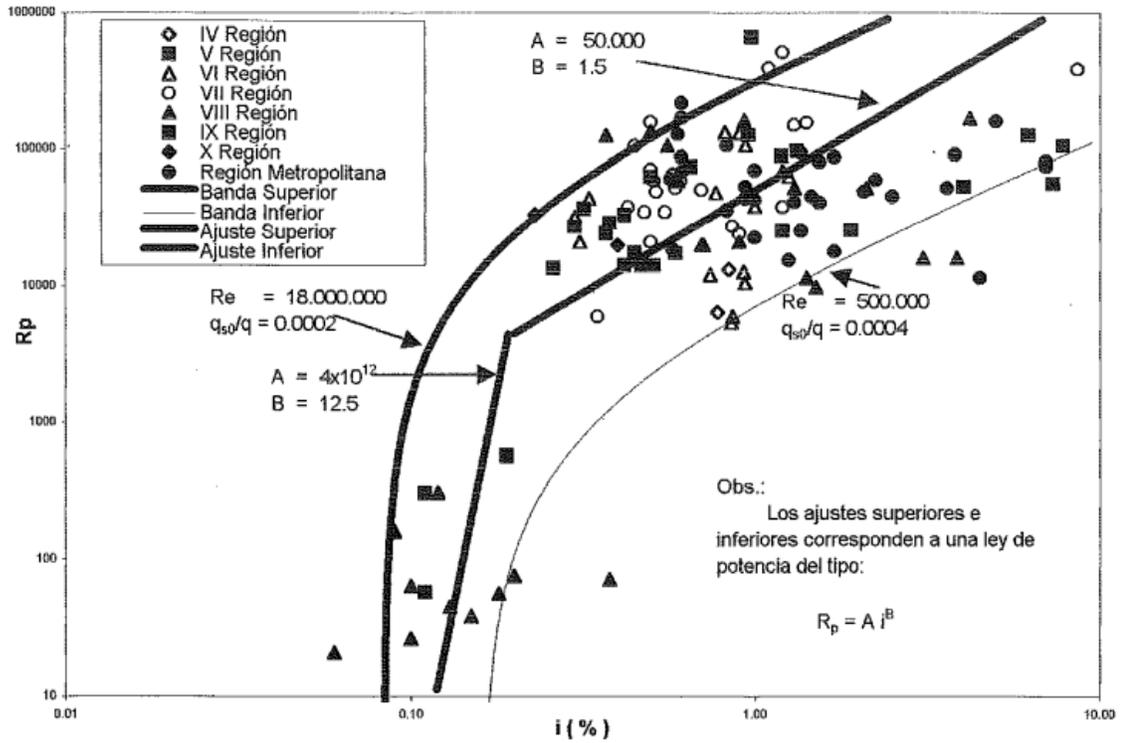


Figura 2.1: Relación entre diámetro adimensional  $R_p$  para  $D_{50}$  y la pendiente media del cauce. Fuente: Ruz (1999).

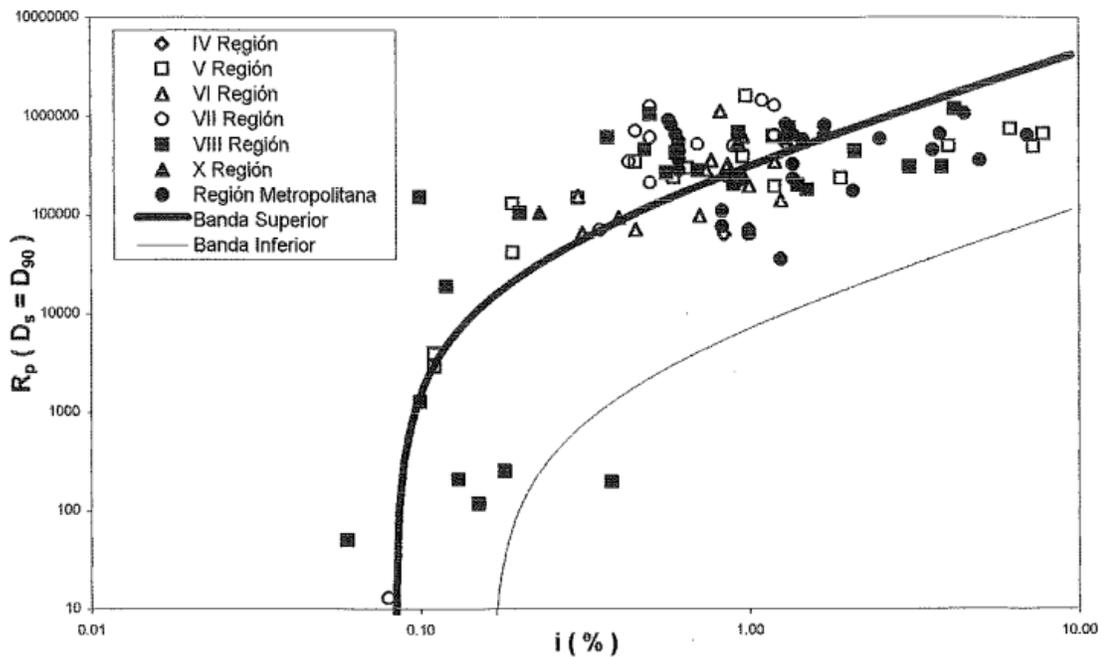


Figura 2.2: Relación entre diámetro adimensional  $R_p$  para  $D_{90}$  y la pendiente media del cauce. Fuente: Ruz (1999).

El tamaño de sedimento representativo  $D_{90}$ , es material que depende más de la producción de sedimento que del arrastre, por lo que la gran dispersión de las bandas teóricas se

explica por que no incluyen características geomorfológicas de la zona.

### 2.1.3. Resistencia Hidráulica en canales aluviales

La ley de resistencia relaciona la velocidad media del flujo  $U$  con el esfuerzo de corte sobre el fondo  $\tau_0$  mediante una ecuación de la siguiente forma:

$$\tau_0 = C_f \rho U^2 \quad (2.5)$$

donde  $\rho$  representa la densidad del agua y  $C_f$  un factor de fricción adimensional (Niño, semestre primavera 2019).

Diferentes autores han desarrollado diferentes relaciones para poder estimar la velocidad media de un flujo en un canal, y estos han utilizados diferentes coeficientes o factores de fricción. Una de las ecuaciones más utilizadas es la de Manning (Chow, 1994), la cual tiene la siguiente forma:

$$U = \frac{\sqrt{S}}{n} R_h^{2/3} \quad (2.6)$$

donde  $S$  es la pendiente del cauce,  $R_h$  el radio hidráulico y  $n$  el coeficiente de fricción de Manning, el cual se relaciona con  $C_f$  de la siguiente manera:

$$C_f = \left( \frac{\sqrt{g}n}{R_h^{1/6}} \right)^2 \quad (2.7)$$

A pesar de ser el coeficiente de fricción más utilizado tiene el inconveniente de que  $n$  no es un parámetro adimensional. El coeficiente de Manning depende del tamaño representativo del sedimento del lecho  $d_s$  y se relacionan de la siguiente manera:

$$n = \frac{d_s^{1/6}}{26,4} \quad (2.8)$$

Usualmente se adopta  $D_{90}$  como valor de  $d_s$ . Sin embargo, existe un parámetro adimensional que es capaz de relacionar el coeficiente de Manning con el tamaño representativo del sedimento, el cual se denomina número de Strickler (Chow, 1994):

$$S_t = \frac{\sqrt{g}n}{d_s^{1/6}} \quad (2.9)$$

Al reemplazar la ecuación 2.6 en la ecuación 2.7, obtenemos que el coeficiente de Strickler toma un valor fijo de  $S_t = 0,12$ . Sin embargo, el coeficiente de Strickler también se puede estimar a partir de la ecuación de Keulegan (1938) la cual toma como parámetro la rugosidad relativa del lecho.

$$S_t = \frac{(R_h/d_s)^{1/6}}{(1/k)\ln(12R_h/d_s)} \quad (2.10)$$

Con la ecuación de Keulegan se obtienen valores de  $S_t = 12$  en el rango  $10 < R_h/d_s < 200$ , fuera de ese rango el valor de Strickler comienza a aumentar hasta el valor de 0,15 aproxi-

madamente, tal como se muestra en la Figura 2.3.

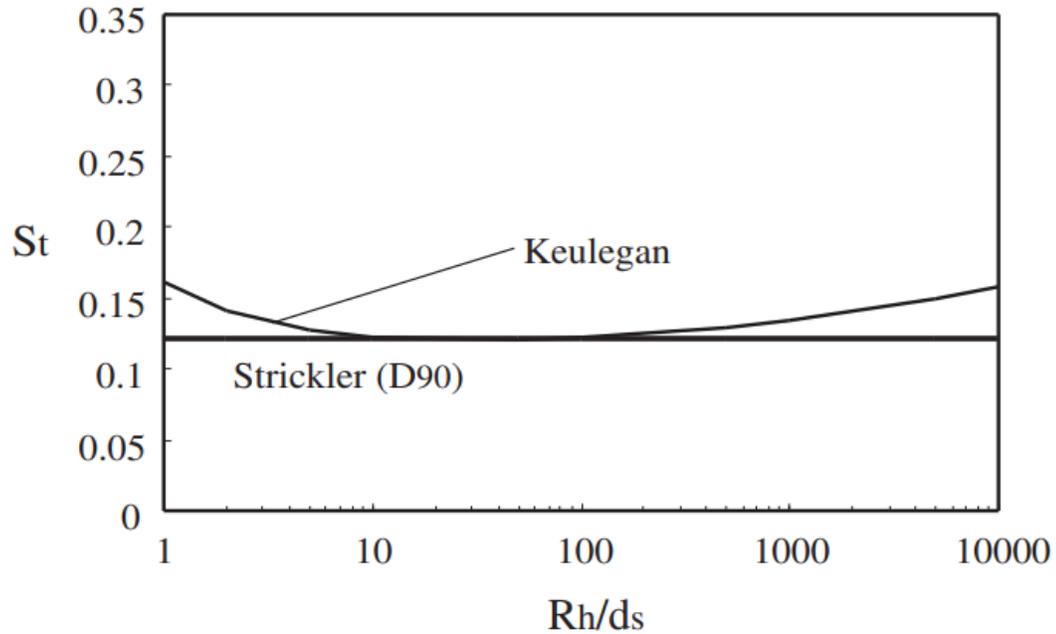


Figura 2.3: Número de Strickler obtenido a partir de las relaciones de Strickler y Keulegan. Fuente: Resistencia hidráulica en canales aluviales, Niño (semestre primavera 2019).

Sin embargo, en el caso de los ríos Chilenos de alta montaña es común que exista un flujo macrorugoso el cual es producido por tener una alta rugosidad en el lecho debido a un tamaño de sedimento muy grande que produce despegues y estelas en el flujo. En flujos macrorugosos ocurre que la relación  $R_h/d_s < 10$  (debido al gran tamaño del sedimento) y debido al aumento de la resistencia en este rango, no es posible calcular la resistencia hidráulica con las ecuaciones de Strickler o Keulegan, ya que ambas ecuaciones subestiman el valor real de la resistencia hidráulica en el rango  $R_h/d_s < 10$  (Niño, semestre primavera 2019).

Limerinos (1970) y Parker y Peterson (1980) son autores que han desarrollado relaciones para estimar el coeficiente de Strickler en flujos macrorugosos, sin embargo, tienen el inconveniente de que no son capaces de incorporar una transición entre flujo macrorugoso y rugoso.

Ayala y Oyarce (1993) obtuvieron una relación del número de Strickler que permite una transición suave entre el flujo macrorugoso y el flujo rugoso. Esta relación solo es válida para  $R_h/d_s < 10$  y tiene la siguiente forma:

$$S_t = \frac{(R_h/d_s)^{1/6}}{3,3 \cdot (R_h/d_s)^{0,57}} \quad (2.11)$$

En la Figura 2.4 se puede observar un gráfico con los diferentes valores de Strickler calculados con las diferentes relaciones ya mencionadas.

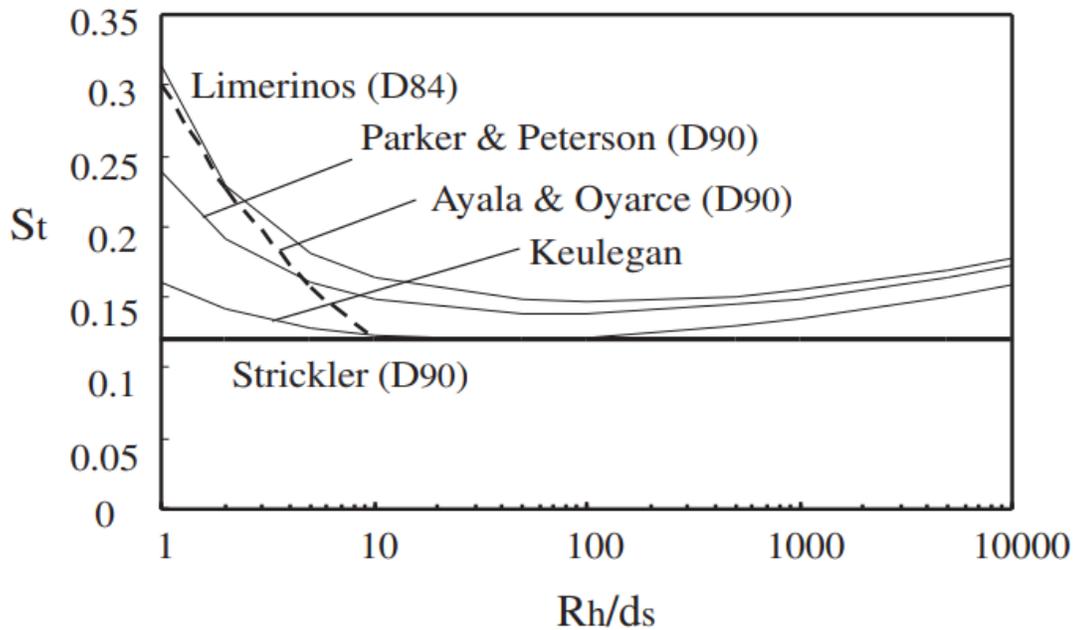


Figura 2.4: Número de Strickler obtenido a partir de las relaciones de Strickler, Keulegan, Ayala Oyarce y Limerinos. Fuente: Resistencia hidráulica en canales aluviales, Niño (semestre primavera 2019).

#### 2.1.4. Coeficiente de rugosidad de Manning

La mayor dificultad al aplicar la ecuación de Manning radica en determinar el coeficiente de rugosidad  $n$ , pues no existe un método exacto para su estimación. Además, el coeficiente de Manning depende de múltiples factores además del tamaño del sedimento del lecho, lo que dificulta aún más la estimación de su valor (Chow, 1994).

El coeficiente de Manning depende de múltiples factores como:

- La rugosidad superficial, debido al tamaño y forma de los granos del cauce.
- La vegetación
- Irregularidades en el canal, como variaciones en el tamaño y forma de la sección transversal
- Alineamiento del canal, como curvas suaves o bruscas.
- Sedimentación y socavación
- Obstrucción
- Nivel y caudal, disminuyendo el valor de  $n$  con el aumento en la altura o el caudal.
- Cambio estacional, debido al crecimiento de plantas u otros factores.
- Material en suspensión y carga del lecho, que incrementan la rugosidad aparente del canal.

Además, Cowan determinó una ecuación para determinar  $n$ :

$$n = n_0 + n_s \quad (2.12)$$

donde  $n_s$  corresponde al valor base debido al tamaño de los sedimentos del lecho y  $n_0$  corresponde a un factor de corrección donde se consideran factores como vegetación, tamaño y forma del caudal, etc.

## 2.2. TELEMAC-2D

El sistema de software TELEMAC es un conjunto de programas dedicados a la simulación numérica de flujos en superficie libre. Se basa en técnicas de elementos finitos y su principal ventaja es la flexibilidad en la definición en el dominio y el refinamiento de malla, además de que cuenta con diferentes módulos de igual arquitectura, por lo que son altamente compatibles y se pueden acoplar (Hervouet 1999). Para efectos de este trabajo, se utilizara el módulo TELEMAC-2D.

TELEMAC-2D utiliza ecuaciones de De Saint-Venant en aguas poco profundas, para hacer frente a flujos rápidos, choques, inundaciones, ruptura de presas, mareas y marejadas, entre otras cosas.

El módulo de TELEMAC-2D calcula los flujos superficiales libres en entornos de aguas poco profundas. Es capaz de reproducir procesos de inundación, de turbulencia y de flujos sub y supercríticos.

También, es capaz de resolver, mediante un método de elementos finitos sobre mallas no estructuradas formadas por triángulos, las ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones espaciales horizontales. Estas ecuaciones expresan la conservación de la masa del agua (ecuación de continuidad) y la conservación del momento en ambas direcciones espaciales horizontales en cada punto del dominio de cálculo.

Para el pre-procesamiento de los archivos requeridos y la visualización de resultados se utiliza el programa BlueKenue (Ata, 2018) el cual tiene una interfaz gráfica a diferencia del programa Telemac.

### 2.2.1. Aspectos Teóricos

Telemac-2D calcula la lámina de agua y la velocidad vectorial en cada nodo a través de las ecuaciones de Saint Venant en su forma no conservativa (Ata, 2018):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \vec{U} \nabla(h) + h \nabla(\vec{U}) = S_h \quad (2.13)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \vec{U} \nabla(u) = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{h} \nabla(h \cdot \nu_t \nabla u) \quad (2.14)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \vec{U} \nabla(v) = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{h} \nabla(h \cdot \nu_t \nabla v) \quad (2.15)$$

donde  $h(m)$  es la profundidad del agua sobre el nodo,  $\vec{U}$  es el vector velocidad,  $u$  y  $v(m/s)$  corresponden a las componentes de velocidad en las direcciones  $x$  e  $y$  respectivamente,  $g(m/s^2)$  es la aceleración de la gravedad,  $Z(m)$  es la elevación de la superficie libre,  $t(s)$  es el tiempo,  $S_h(m/s)$  es la fuente o sumidero del fluido y  $\nu_t(m^2/s)$  es el coeficiente de difusión turbulenta. Los términos  $S_x(m/s)$  y  $S_y(m/s^2)$  representan el viento, la fuerza de Coriolis, la fricción del fondo, una entrada o salida de momentum dentro del dominio.

### 2.2.2. Entradas para Telemac

Para correr un modelo numérico en Telemac se necesitan tres archivos básicos de entrada:

1. Un archivo con la geometría del modelo, que contiene la malla y la topografía. Adicionalmente a este archivo se le pueden agregar otros parámetros como el coeficiente de fricción por zonas.
2. Un archivo con las condiciones del borde del modelo. Este archivo y el de la geometría se pueden crear a través del modelo BlueKenue.
3. El archivo de comandos que da las instrucciones que el modelo debe seguir, como el espaciado del tiempo y la duración del modelo, el coeficiente de fricción a utilizar, los valores de algunos parámetros como la viscosidad del agua o las ecuaciones a utilizar, si estos valores no se especifican el programa utiliza los valores que vienen por defecto. Los valores de los comandos utilizados para este trabajo se detallarán en la sección de metodología.

## 2.3. Estimación de parámetros en un flujo de detritos

Según Takahashi (2007) existen diferentes mecanismos de movimientos en masa tales como los deslizamientos de tierra y derrumbes, avalanchas de escombros, flujos piroclásticos y flujos de detritos. Takahashi define un flujo de detritos como la mezcla entre agua y sedimento de tal manera que se comporta como un fluido continuo impulsado por la gravedad, y que alcanza una gran movilidad a partir de los poros del suelo saturados de agua.

Los flujos de detritos se pueden desencadenar por diferentes motivos que varían de un lugar geográfico a otro, topografía, geología, actividad sísmica y volcánica, clima, vegetación e intervención antrópica.

Según Sepúlveda (1998) para que se produzca un flujo de detritos, deben existir ciertos factores que contribuyan a una condición inestable como pendientes elevadas, material disponible a ser removido en las laderas y el lecho del cauce, un clima árido a semiárido con poca vegetación, un tiempo de concentración de agua corta, hidrología y un alto factor antrópico.

A lo largo de la dirección de un flujo de detrito se pueden identificar tres tramos: el frente o cabeza, donde generalmente se alcanzan los mayores niveles de concentración de sedimento grueso como bolones y grandes clastos; el cuerpo que es la parte más larga y transporta una gran cantidad de sedimento pero de menor tamaño que el frente; y la cola donde la altura y la concentración de sedimentos es menor que en el resto del cuerpo, tal como se observa en el diagrama de Pierson (Figura 2.5). El frente fluye de forma más turbulenta a diferencia de

la cola que tiene un comportamiento laminar (Solís, 1995).

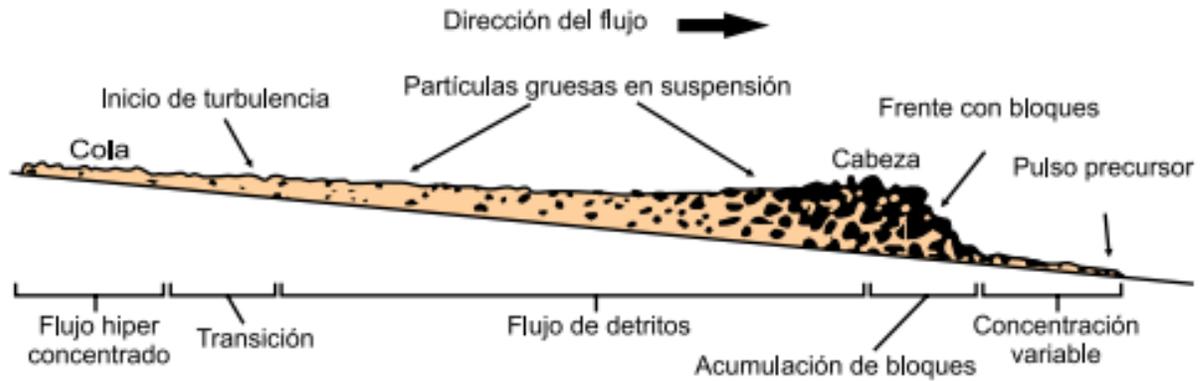


Figura 2.5: Morfología típica de un flujo de detritos (diagrama de Pierson, 1986). Tomado de GEMMA (2007)

Actualmente, un enfoque utilizado para estudiar flujos de detritos es el uso de modelos numéricos. Estos modelos generalmente se basan en que la mezcla agua-sólidos se comporta como un fluido monofásico pero con características reológicas diferentes a la del agua. Existen principalmente tres leyes de resistencia de flujos de detritos: flujo laminar de Bingham, flujo turbulento newtoniano o cizallamiento de grano dilatante en régimen inercial (Rickenmann, 1999). Sin embargo, los modelos de simulación numérica de flujos de detritos tienen el inconveniente de que necesitan ser calibrados con parámetros reológicos propios del flujo. El problema es que estos valores no se pueden conocer antes de que ocurra el evento. Además, la ausencia de eventos pasados o la falta de información sobre eventos aluvionales dificulta aún más su estudio a través de leyes reológicas de resistencia al flujo, ya que es necesario un análisis retrospectivo de los eventos históricos para determinar una ley de resistencia al flujo adecuada y poder calibrar de manera correcta los parámetros reológicos (Hurlimann, 2008).

En este contexto es mejor aplicar ecuaciones empíricas simples para estimar los parámetros más importantes relacionados con el riesgo de flujos de detrito (Rickenmann 1999). Entre los parámetros más importantes se destaca el volumen potencial de sedimentos, la velocidad media del flujo, la descarga máxima y la distancia de escurrimiento.

Se rescata el trabajo de Rickenmann (1999) donde validó la aplicabilidad de varias ecuaciones empíricas para flujos de detritos, con datos de terreno. Las relaciones de Rickenmann que más se rescatan para el presente trabajo se presentan en la siguiente sección.

### 2.3.1. Descarga máxima

Varios autores han logrado establecer relaciones entre la descarga máxima y el volumen de sedimentos. Rickenmann (1999) a partir de diferentes datos de campo llegó a la siguiente relación:

$$Q_p = 0,1M^{0,833} \quad (2.16)$$

donde  $Q_p$  es la descarga máxima en  $m^3/s$  y  $M$  es el volumen de sedimento en  $m^3$ . Esta

ecuación pertenece a flujos de detritos de tipo granular. Otra ecuación para este mismo tipo de flujos es propuesta por Mizuyamma et al. (1992):

$$Q_p = 0,135M^{0,780} \quad (2.17)$$

Se puede observar que ambas ecuaciones tienen coeficientes similares.

### 2.3.2. Velocidad Media del flujo

Para el cálculo de la velocidad media del flujo se han estudiado diferentes enfoques (Hungry et al., 1984; Hungry, 1995). Estos modelos utilizan diferentes parámetros como el radio hidráulico (o sólo la altura de escurrimiento en su defecto), coeficientes de resistencia al flujo o parámetros del flujo, lo que dificulta su uso especialmente por la dificultad al estimar la altura de escurrimiento.

Rickenmann (1999) ha desarrollado una ecuación empírica simplificada en que la velocidad media del flujo se expresa solo en función del caudal y la pendiente:

$$V = 2,1 \cdot Q^{0,33} S^{0,33} \quad (2.18)$$

donde  $V$  es la velocidad media del flujo en  $m/s$ ,  $Q$  es la descarga en  $m^3/s$ , y  $S$  es la pendiente. Esta ecuación dio un ajuste razonable al ser comparada con los datos de terreno.

Rickenmann (1999) también menciona que en ausencia de suficiente información reológica, es posible utilizar leyes de resistencia válidas para aguas claras, como lo es la ecuación de Manning. Mientras que en aguas claras el coeficiente de Manning depende directamente de la rugosidad del lecho, en los flujos de detritos puede depender también de las propiedades mecánicas de la mezcla. En otros estudios (Pierson, 1986; PWRI, 1988; Rickenmann y Zimmermann, 1993) se propone utilizar la ecuación de Manning pero con un coeficiente de  $n = 0,1 \text{ s}/m^3$ .

### 2.3.3. Distancia de viaje

A partir de datos de terreno, Rickenmann (1999) obtuvo la siguiente relación entre el volumen de masa y el desnivel de altura máximo para obtener la longitud máxima recorrida por un flujo de detrito ( $L_{max}$ ):

$$L_{max} = 1,9 \cdot M^{0,16} H^{0,83} \quad (2.19)$$

donde  $M$  ( $m^3$ ) es el volumen de masa y  $H$  ( $m$ ) corresponde a la diferencia de elevación entre el punto de partida y el punto más bajo de deposición del movimiento de masa. Como  $H$  no se conoce a priori, este puede estimarse de forma gráfica a partir de un perfil longitudinal. También se menciona, que la distancia recorrida dependerá directamente de la cantidad de agua que contenga la mezcla, lo cual es difícil de incluir en esta ecuación.

Para conocer la distancia recorrida específicamente en el cono de deyección, se propone la siguiente ecuación :

$$L_{fan} = 15 \cdot M^{1/3} \quad (2.20)$$

Sin embargo, esta ecuación no se recomienda para fines prácticos ya que se encontró una dispersión suficientemente grande entre los valores predichos y los observados a partir de datos de terreno (Rickenmann, 1999).

Las ecuaciones empíricas tienen un inconveniente, y es que éstas se establecieron a partir de grandes conjuntos de datos sin tener en cuenta las características específicas de la cuenca que pueden influir en la dinámica del flujo (Hurlimann, 2008), lo cual se hace cierto sobre todo en el cálculo de la longitud de desplazamiento en el abanico fluvial, donde la topografía local y la rugosidad tienen un efecto más importante (Rickenmann, 1999). Además la selección correcta de la trayectoria del flujo y el punto de inicio es especialmente difícil. Sin embargo, estas ecuaciones tienen la ventaja de su gran simplicidad, su corto tiempo de cálculo y costo computacional en comparación a los modelos numéricos, es por esto que se aconseja que se tome estas ecuaciones solo como un estudio preliminar de los posibles riesgos y no como un estudio detallado (Hurlimann, 2008).

# Capítulo 3

## Antecedentes

En el presente capítulo se presentan los antecedentes recopilados para la zona de estudio.

### 3.1. Catastro de depósitos de relave

A partir del catastro de depósitos de relave de SERNAGEOMIN (actualizado al año 2020) se recopila la información de los diferentes depósitos de relave a lo largo del país. De este catastro se puede obtener información del estado del depósito, ubicación y el recurso explotado.

Con respecto a la ubicación, se destaca que la región con mas depósitos de relave activos, inactivos y abandonados es la región de Coquimbo, como se puede observar en la Figura 3.1. La región de Coquimbo concentra un 51,5 % de los depósitos de relave del país, mientras que la comuna de Illapel concentra un 8,6 %, donde los tranques son en su mayoría de cobre y oro. La comuna de Illapel es la segunda comuna en Chile con más depósitos de relave abandonados, es la tercera comuna con más depósitos activos y la tercera con más depósitos inactivos, posicionándose como la tercera comuna en Chile con mas depósitos totales, después de Andacollo y Copiapó, tal como se observa en las Tablas 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4 (SERNAGEOMIN, 2020).

### Tranques de Relave por Región

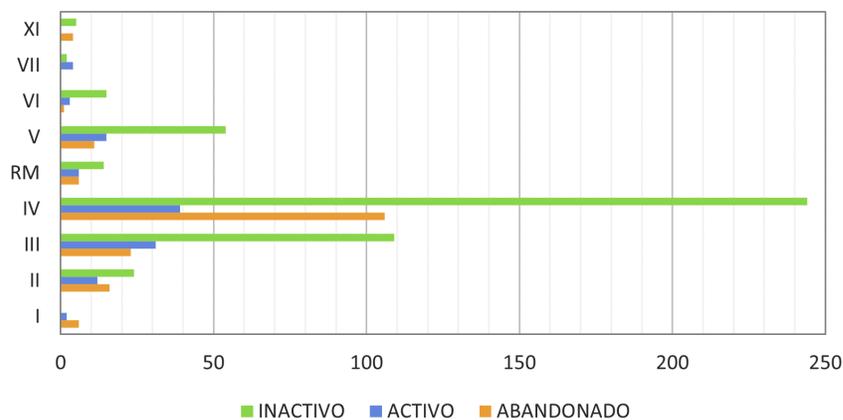


Figura 3.1: Depósitos de relave inactivos, activos y abandonados a nivel país. Fuente: Elaboración propia a partir de datos de SERNAGEOMIN (2020).

Tabla 3.1: Comunas con más depósitos de relave activos en Chile. Fuente: SERNAGEOMIN (2020).

Región	Comuna	Depósitos Activos
III	Copiapó	17
III	Tierra Amarilla	8
IV	Andacollo	8
IV	Illapel	7

Tabla 3.2: Comunas con más depósitos de relave inactivos en Chile. Fuente: SERNAGEOMIN (2020).

Región	Comuna	Depósitos Inactivos
III	Copiapó	61
IV	Andacollo	77
IV	Illapel	40

Tabla 3.3: Comunas con más depósitos de relave abandonados en Chile. Fuente: SERNAGEOMIN (2020).

Región	Comuna	Depósitos Abandonados
IV	Andacollo	36
IV	Illapel	18
IV	La Higuera	15

Tabla 3.4: Comunas con más depósitos de relave totales en Chile. Fuente: SERNAGEOMIN (2020).

Región	Comuna	Depósitos Totales
III	Copiapó	86
IV	Andacollo	121
IV	Illapel	65

Además, se clasifica el estado del depósito en activo, inactivo y abandonado. Los depósitos activos son aquellos que todavía no han completado su vida útil, encontrándose en operación, mientras que los depósitos inactivos y abandonados son aquellos que han completado su vida útil pero no han tenido un plan de cierre de acuerdo a la ley y regulación vigente, siendo los primeros aquellos de los que se tiene conocimiento de su titular y los segundos aquellos de los cuales se desconoce esa información (Ministerio de Minería, 2019). La distribución del estado de los depósitos de relave en la cuenca de Illapel se puede ver en la Figura 3.2 mientras que la Tabla 3.5 se compara la distribución de depósitos de relave de la comuna de Illapel, con la región de Coquimbo y el total país.

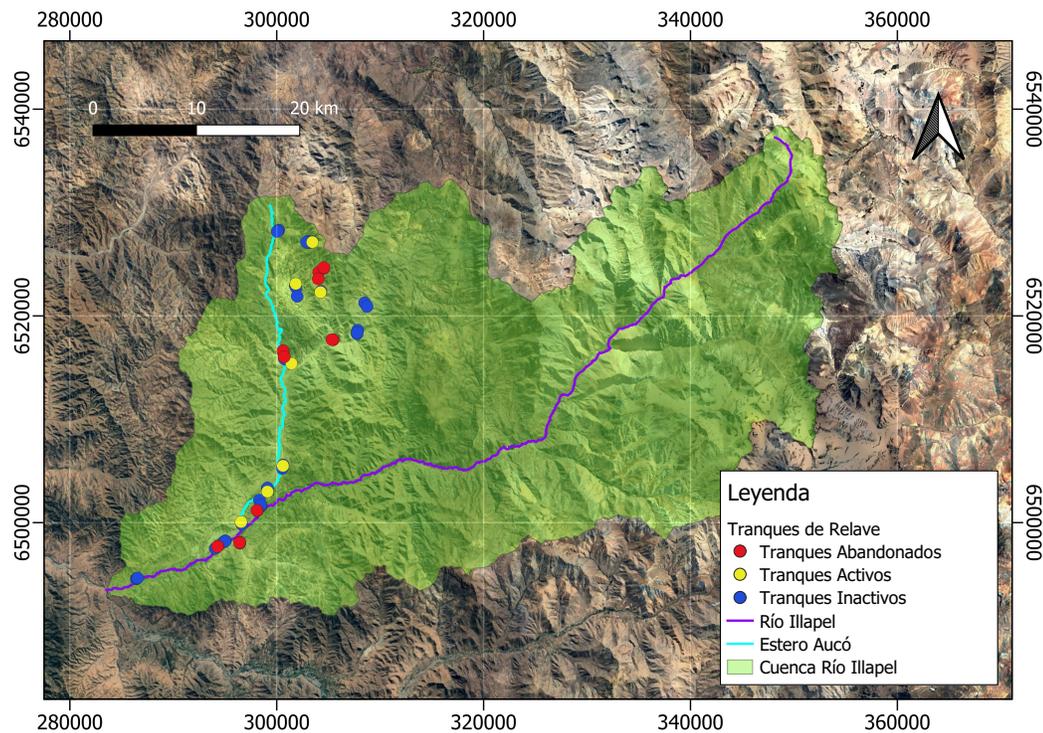


Figura 3.2: Depósitos de relave inactivos, activos y abandonados dentro de la Cuenca del Río Illapel. Fuente: Elaboración propia a partir de datos de SERNAGEOMIN (2020).

Tabla 3.5: Cantidad de depósitos de relave por zona.

Zona	Estado del depósito			Total de depósitos
	Abandonado	Activo	Inactivo	
Comuna de Illapel	18	7	40	65
Región de Coquimbo	106	39	244	389
Total País	173	112	467	752

Para seleccionar la zona de estudio, se identificaron las zonas donde los tranques de relave se encuentran muy cerca de la ribera del río y cerca de la población urbana de la comuna de Illapel. Finalmente la zona de estudio se muestra en las Figuras 3.3 y 3.4. La distribución del estado de los depósitos de relave dentro de la zona de estudio se puede observar en la Tabla 3.6.

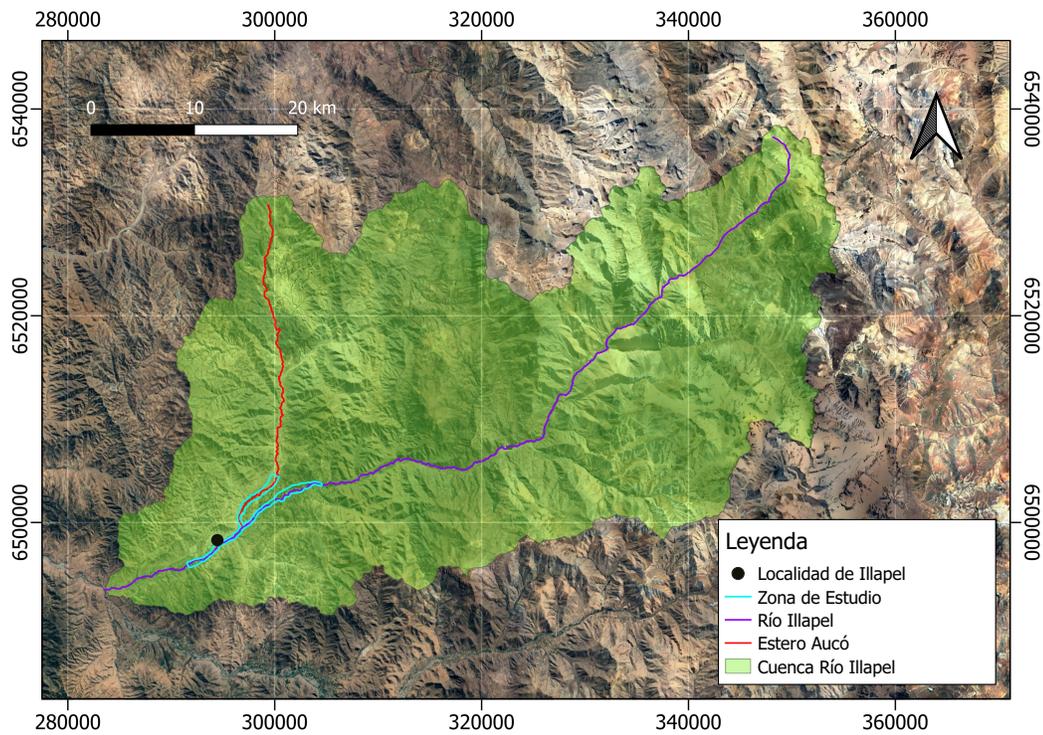


Figura 3.3: Zona de estudio dentro de la cuenca del río Illapel.

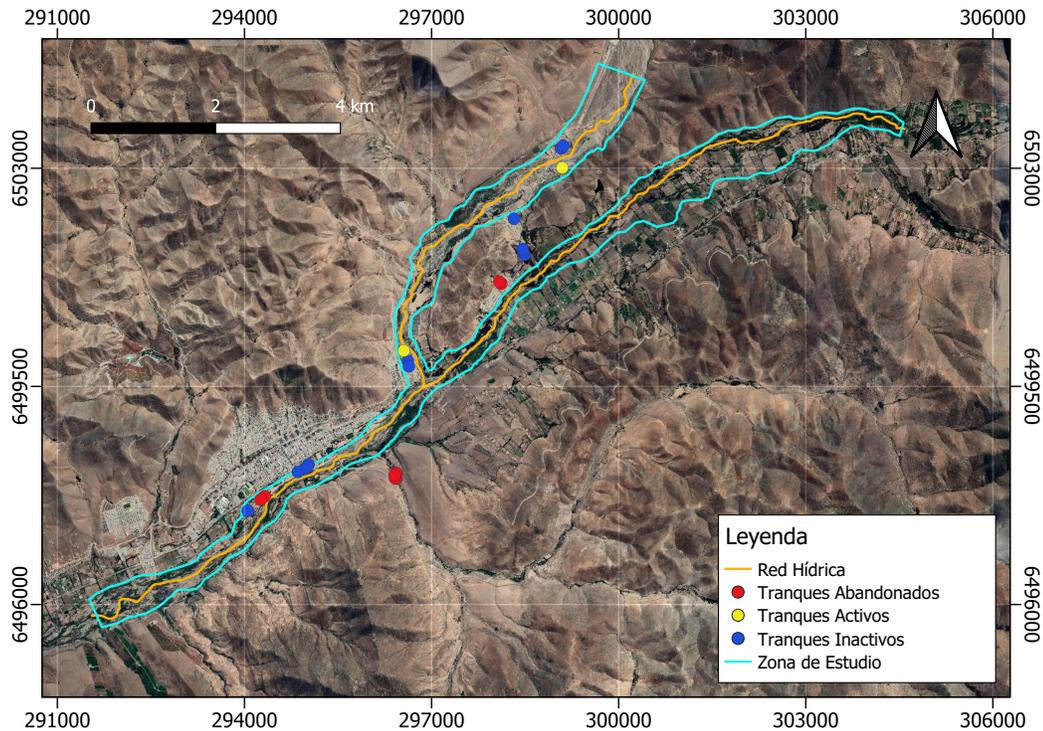


Figura 3.4: Depósitos de relave inactivos, activos y abandonados dentro de la zona de estudio. Fuente: A partir de datos de SERNAGEOMIN (2020).

Tabla 3.6: Cantidad de depósitos y su estado dentro de la zona de estudio.

Zona	Estado del depósito			Total
	Abandonado	Activo	Inactivo	
Zona de Estudio	2	2	8	12

### 3.2. Sobre los depósitos de relave

En la zona de estudio existen principalmente dos tipos de depósitos de relaves: tranques de relaves y embalse de relaves. Según el decreto supremo N°248 (2007), los tranques se caracterizan por utilizar la fracción más gruesa del relave para la construcción del muro perimetral, el cual tiene diferentes métodos constructivos. El segundo se caracteriza por tener un muro construido totalmente de material de empréstito compactado y con el talud interno impermeabilizado. Para la construcción de tranques de relave existen tres métodos; aguas arriba, aguas abajo y eje central. Según SERNAGEOMIN (2020) dentro de la zona de estudio se encuentran 7 tranques de relave con la construcción de aguas arriba (el que actualmente se encuentra prohibido), uno con eje central y dos de los cuales no se tiene información alguna. De tipo embalse hay dos. En la Figura 3.5 se puede observar un mapa con la distribución de los depósitos de relave según el método constructivo.

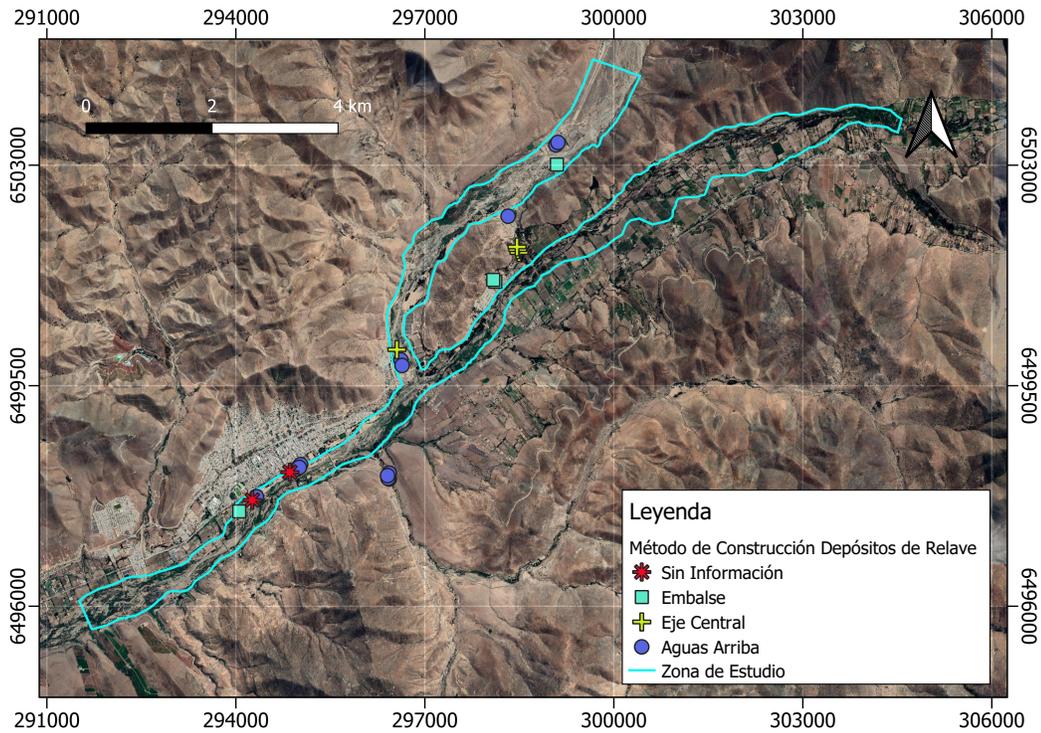


Figura 3.5: Mapa con los diferentes métodos constructivos registrados de los depósitos de relave, dentro de la zona de estudio. Fuente: A partir de datos de SERNAGEOMIN (2020).

Alondra Flores, ingeniera civil de la Universidad de Chile, explica en un reportaje del Desconcierto (2021): “Los depósitos de relaves de Andacollo y de zonas mineras donde hay muchos de estos abandonados no son como los de hoy, con un muro y lagunas, sino que son montones de tierra. Es decir, hicieron un montón, después abajo pusieron otro y así, como una torta con varios pisos”. Estos depósitos de relaves que no tienen ningún método constructivo y que no cuentan con un muro que los proteja, son más propensos a generar algún tipo de contaminación debido a arrastre de sedimento y tienen mayor riesgo de inestabilidad física por algún evento climático o terremoto. Dentro de la zona de estudio existen dos depósitos de relaves de los cuales no se conoce el método de construcción (SERNAGEOMIN, 2020), si bien se debe visitar el terreno para confirmarlo, existe una alta probabilidad de que fueran construidos como lo menciona Alondra Flores.

Además de la información obtenida del catastro de relaves de SERNAGEOMIN, no existe información más detallada sobre los depósitos de relaves de manera pública (como por ejemplo, dimensiones o altura de los muros, lo que sería útil para el modelo numérico). Los depósitos de relave que se encuentran dentro de los límites del modelo, no cuentan con un EIA o DIA, de donde se pueda obtener mayor información.

### 3.3. Eventos climáticos importantes

Durante los últimos años, en la comuna de Illapel han ocurrido diferentes eventos climáticos que han afectado el cauce y también el abastecimiento de agua potable de la localidad. En el año 2014 la empresa sanitaria tuvo que interrumpir el suministro de agua potable en la localidad debido a la turbiedad del río producido por las altas precipitaciones del sistema frontal del 13 de junio (Constanza Cortés, 2014). Esta misma situación se repitió el 8 de agosto del 2015 (Coquimbo Informa, 2015) y el 12 de mayo del 2017 (David Noticias, 2017). Además, en mayo del 2017 se registraron flujos de detritos en el estero Aucó, desprendiendo bancos de sedimentos de hasta 1,5 m de espesor y fragmentos de hasta 30 cm (Sepúlveda Álvarez, 2017). En la figura 3.6 se puede observar un mapa con eventos de flujo de detritos ocurridos dentro de los límites de la zona de estudio, en mayo del 2017 (ONEMI, 2017). Debido a crecidas del estero Aucó, se debió cortar la ruta D-705 que conecta las comunas de Illapel y Canela el 12 de junio del 2014 (David Noticias, 2014) y el 23 de Junio del 2021.

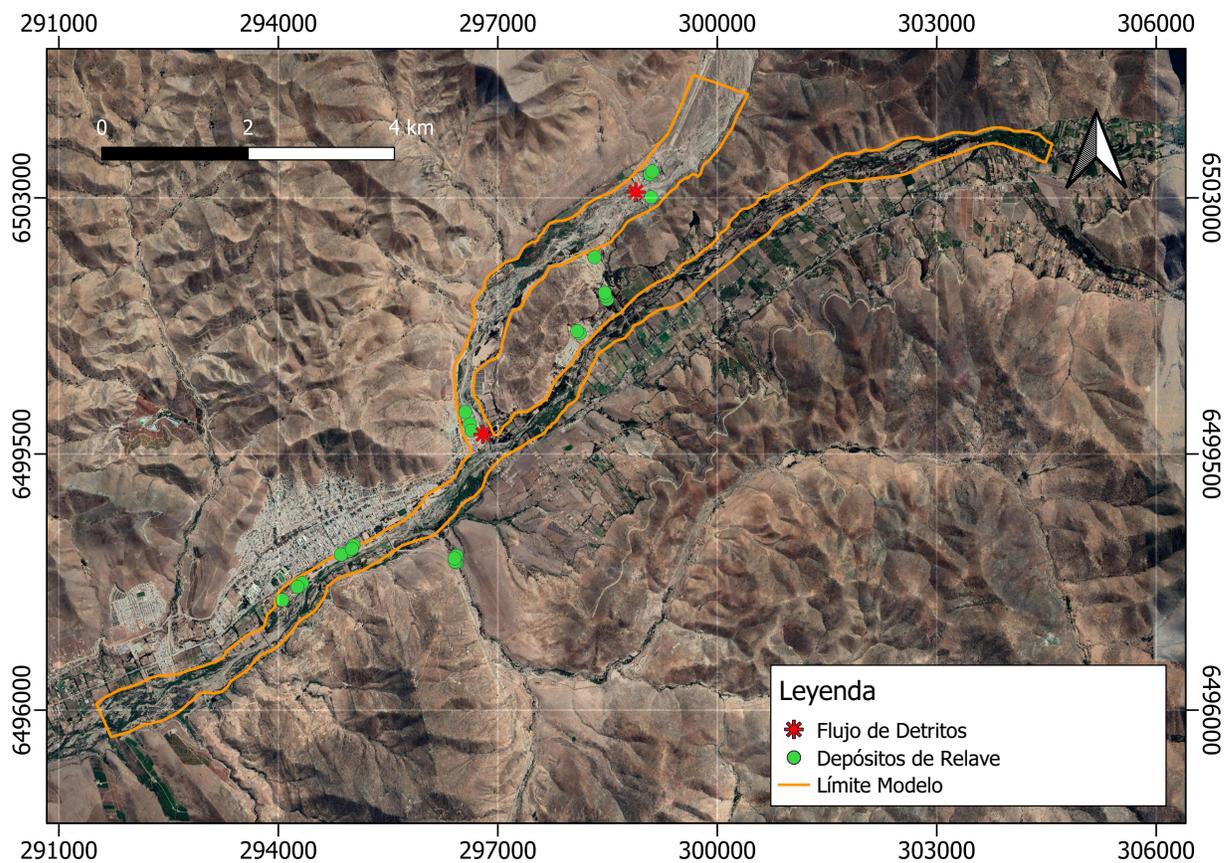


Figura 3.6: Mapa de eventos de flujo de detritos ocurridos en mayo 2017.  
Fuente: ONEMI (2017).

### 3.4. Granulometría

A partir del informe “Análisis de la composición físico química de los sedimentos fluviales y su relación con la disponibilidad de metales en agua, Cuenca del río Choapa” (Cenma, 2008) se obtiene la granulometría del río Illapel en el sector del río Illapel en Puente El

Peral. La zona de donde se extrajo la muestra de sedimento se puede observar en el mapa de la Figura 3.7, mientras que la granulometría se puede observar en la Figura 3.8, donde se muestra una granulometría extendida y bien graduada. Se obtiene un valor representativo D90 de 7,0 cm mientras que el tamaño representativo D50 es de 1,8 cm. Además, se registran tamaños máximos de coraza de 8,0 cm (Cenma, 2008).

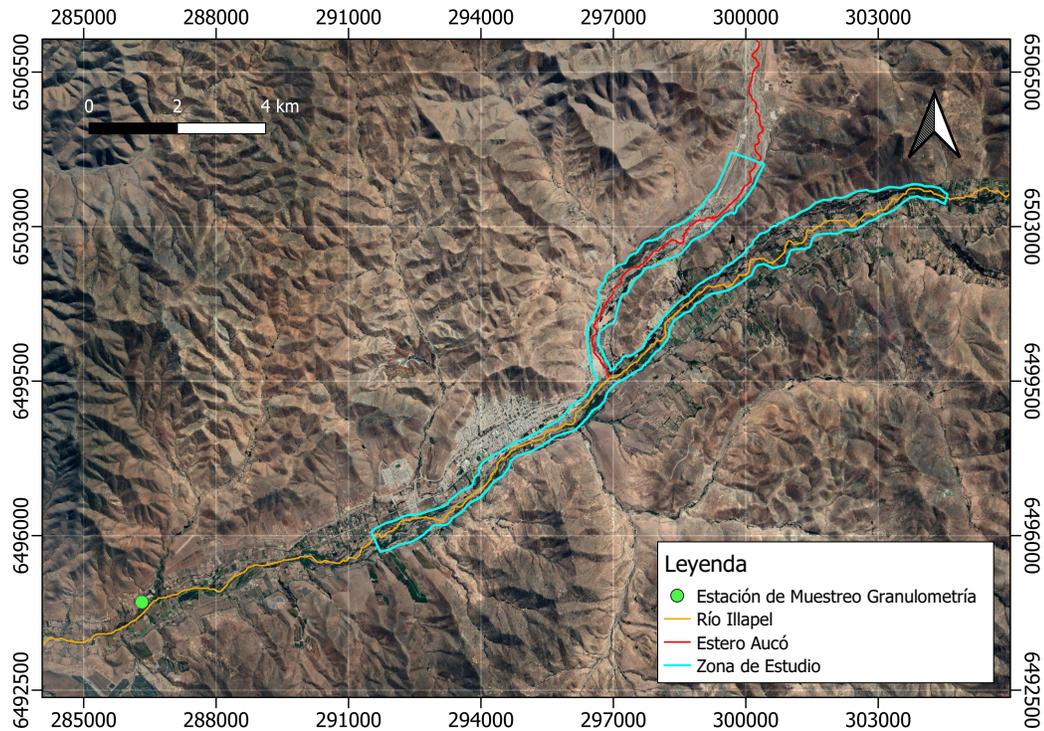


Figura 3.7: Zona de río Illapel en puente El peral, de donde se extrajo la muestra de granulometría. Fuente: A partir de datos de Cenma (2008).

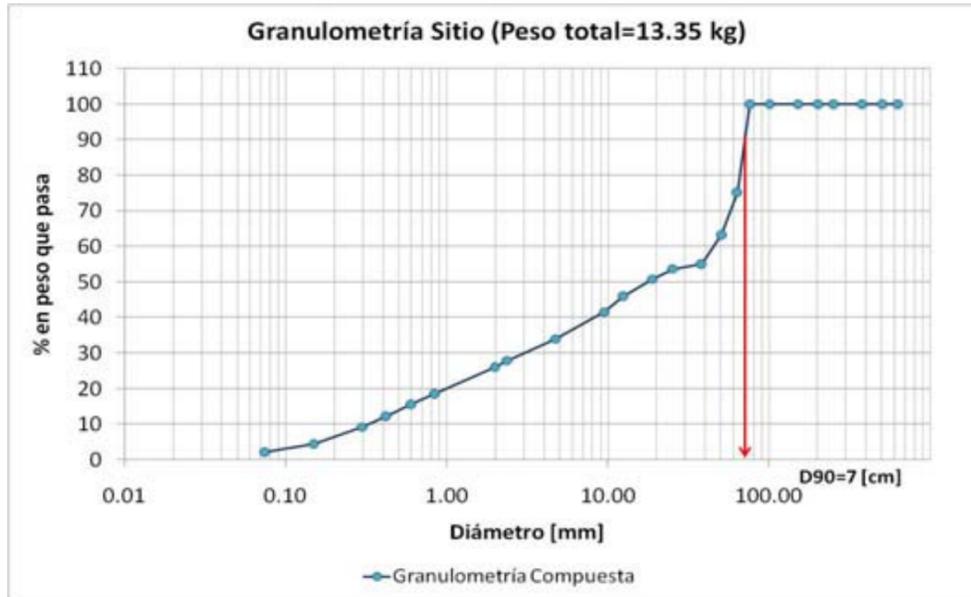


Figura 3.8: Curva granulométrica zona de río Illapel en puente El peral. Fuente: tomada del CENMA (2008).

### 3.5. Estaciones Fluviométricas/Meteorológicas

La cuenca del río Illapel tiene tres estaciones fluviométricas y una estación meteorológica. La estación Illapel DGA es una estación meteorológica mientras que las estaciones Illapel en Huintil, Illapel en Las Burras e Illapel en El Peral son estaciones fluviométricas (Figura 3.9). Todas las estaciones corresponden al río Illapel, mientras que en el estero Aucó no se encuentran ningún tipo de estación, por lo que se carece de información fluviométrica en ese sector.

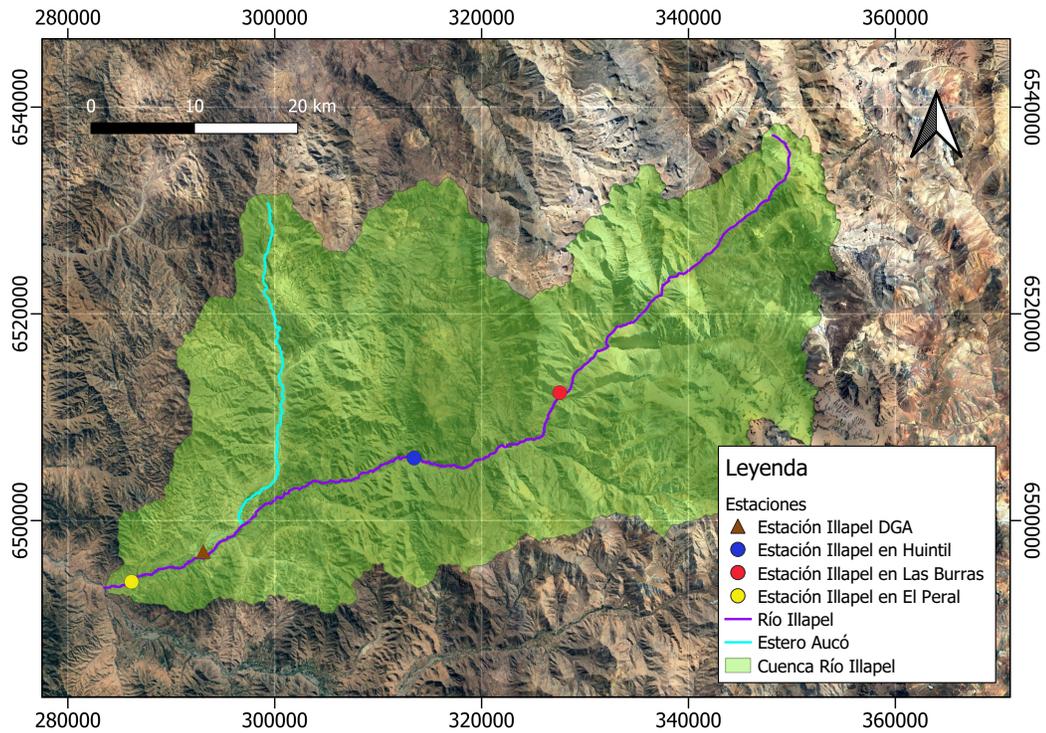


Figura 3.9: Estaciones fluviométricas/meteorológicas en cuenca río Illapel.

### 3.6. Caudales

Para correr el modelo se necesitan los caudales máximos instantáneos pertenecientes al río Illapel y al estero Aucó. Para los datos de caudales instantáneos máximos pertenecientes al río Illapel, se utilizaron los datos obtenidos del EIA del Embalse Illapel (MOP, 1999) para la zona del río Illapel en Huintil. La información recopilada se muestra a continuación en la Tabla 3.7. El cálculo del caudal en el estero Aucó y la zona intermedia del río Illapel, se detalla en el capítulo de "Metodología".

Tabla 3.7: Caudal máximo instantáneo para diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno (T) en años	Caudal máx. instantáneo ( $m^3/s$ ) Río Illapel en Huintil
2	8
5	21
10	32
20	44
50	185
100	240

# Capítulo 4

## Metodología

Para cumplir los objetivos mencionados en el Capítulo 1, se realizó un modelo hidráulico con el programa Telemac 2D y se realizó una estimación del volumen de sedimentos en un evento aluvional cerca de un tranque de relave. La metodología empleada se detalla a continuación.

### 4.1. Modelo hidráulico

Como ya se mencionó, se realizó un modelo hidráulico a través del software Telemac-2D, con el fin de estimar si alguna crecida puede alcanzar la altura de un tranque de relave y de esta forma transportar sedimento aguas abajo.

Para la confección del modelo hidráulico, primero se calcularon los caudales de entrada al modelo numérico (estero Aucó y río Illapel). Segundo, se construyó un modelo digital de elevación del cual se obtuvieron las pendientes medias de las diferentes zonas del modelo. Tercero, se estimaron los valores representativos del tamaño del sedimento del lecho, en las diferentes zonas del modelo. A partir de los valores de tamaño representativo del cauce, se estimó un coeficiente de Manning asociado a cada periodo de retorno, y con estos datos se calcularon las condiciones de borde en las entradas y salidas del modelo. Finalmente, se creó la malla y se confeccionó el archivo de comandos que especifica las instrucciones que el modelo debe seguir. A continuación en las siguientes secciones se detallará de mejor forma la metodología empleada para la construcción del modelo hidráulico.

#### 4.1.1. Caudales

Para correr el modelo se necesitan los caudales máximos instantáneos pertenecientes al río Illapel y al estero Aucó. Para los datos de caudales pertenecientes al estero Aucó, se utilizó el Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos En Cuencas Sin Información Fluviométrica (DGA, 1995). Según esta metodología existen tres fórmulas empíricas que fueron calibradas en base a la información fluviométrica del país. Se utilizarán estas tres fórmulas para estimar el valor de caudales máximos instantáneos, y luego estas mismas fórmulas se validarán con la información existente en el río Illapel. Para utilizar estas fórmulas empíricas se deben cumplir los siguientes requisitos: que los periodos de retorno sean menores a 100 años y que las superficies de la cuenca sean inferiores a  $10.000 \text{ km}^2$ .

Para utilizar las diferentes fórmulas empíricas se necesitan los siguientes parámetros básicos:

- Longitud del cauce principal ( $L$ ).
- Desnivel máximo de la cuenca ( $H$ ).
- Área aportante fluvial ( $A$ ).
- Tiempo de concentración ( $t_c$ ), utilizando la fórmula del California Highways and Public Works de EE.UU.:

$$t_c = 0,95 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (4.1)$$

donde  $t_c$  se encuentra en horas,  $L$  en km y  $H$  en m.

- Precipitación diaria máxima de periodo de retorno 10 años ( $P_{24}^{10}$ ), el cual fue estimado en base a los planos de isoyetas del estudio “Precipitaciones Máximas en 1, 2 y 3 días” de la DGA. Se obtuvo un valor de  $P_{24}^{10}$  igual a 85 mm.

Para conocer la precipitación asociada a 24 horas pero un periodo de retorno diferente de 10 años (entre 2 y 100 años), se pueden utilizar los coeficientes de frecuencia ( $CF_T$ ) obtenidos del estudio “Precipitaciones Máximas en 1, 2 y 3 días”, cuyos valores se muestran en la Tabla 4.1 y su fórmula de calculo es la siguiente:

$$P_{24}^T = CF_t \cdot P_{24}^{10} \quad (4.2)$$

Los valores de precipitaciones obtenidos para los diferentes periodos de retorno se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.1: Coeficientes de frecuencia para distintas duraciones de precipitación en la zona del río Illapel.

Zona	Duracion (t)	Coeficiente de frecuencia				
		T = 2 años	T = 5 años	T = 20 años	T = 50 años	T = 100 años
Río Illapel	1 día	0,53	0,80	1,20	1,47	1,69
	2 días	0,50	0,79	1,22	1,52	1,76
	3 días	0,47	0,78	1,24	1,58	1,85

Tabla 4.2: Valores estimados para una precipitación de 24 horas de duración y diferentes periodos de retorno.

$P_t^T$	Duracion (t)	T = 2 años	T = 5 años	T = 20 años	T = 50 años	T = 100 años
		1 día	44,8	68,2	102,0	125,2

#### 4.1.1.1. Método DGA-AC

Este método corresponde a un análisis regional de crecidas, generado a partir de series de máximos anuales a partir de información de 234 estaciones de control fluviométrico desde la III<sup>a</sup> a la IX<sup>a</sup> región.

Este método consiste en, primero, definir la zona homogénea a la que pertenece la cuenca, que en este caso corresponde a la cuenca de Choapa (kp). Luego, se determina la curva de frecuencia adimensional correspondiente al caudal medio diario máximo ( $Q(T)/Q(10)$ ) perteneciente a la cuenca de Choapa. Para determinar la curva de frecuencia del caudal medio diario máximo, se necesita estimar el valor del caudal medio diario máximo de periodo de retorno de 10 años ( $Q_{10}$ ), para el cual se plantea la siguiente relación correspondiente a zonas entre la III y IV región:

$$Q_{10} = 1,94 \cdot 10^{-7} A^{0,776} (P_{24}^1 0)^{3,108} \quad (4.3)$$

donde  $Q_{10}$  se encuentra en  $m^3/s$ . Luego para obtener la curva de frecuencia del caudal medio diario máximo, se multiplican los valores adimensionales  $Q(T)/Q(10)$  con el valor de  $Q_{10}$ . Finalmente se determina el factor de conversión  $\alpha$  en función de la zona homogénea, el cual multiplica a los valores de la curva de frecuencia de caudal medio diario máximo para así obtener los valores de caudales máximos instantáneos. La curva de frecuencia adimensional y los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Curva de frecuencia adimensional, de caudales medios diarios máximos y de caudal máximo instantáneo.

Cuenca Estero Aucó			
Periodo de Retorno T	$Q(T)/Q(10)$	$Q(T)$ $m^3/s$	Caudal instantáneo máximo $m^3/s$
2	0,48	12,19	19,39
5	0,78	19,81	31,50
10	1,00	25,40	40,39
20	1,77	44,96	71,48
50	3,03	76,96	122,37
100	4,47	113,54	180,52

#### 4.1.1.2. Método de Verni y King Modificado

Este método esta basado en la fórmula de Verni y King, pero se le ha agregado un coeficiente empírico variable con el periodo de retorno. Este coeficiente es el resultado de un proceso de ajuste y calibración a los resultados de los análisis de frecuencia realizados a 130 estaciones ubicadas entre la III y IX región del país.

Para esta metodología primero se debe determinar el coeficiente empírico de la zona, para el periodo de retorno de 10 años  $C(T = 10)$  el cual tiene un valor de 0,2. Segundo, se debe determinar la curva de frecuencia para el coeficiente empírico, la cual se obtiene multiplicando la curva de frecuencia adimensional  $C(T)/C(T = 10)$  por el coeficiente empírico asociado al

periodo de retorno de 10 años  $C(T = 10)$ . Tercero, se debe determinar la precipitación de 24 horas de duración para los diferentes periodos de retorno estudiados, los cuales ya se mencionaron en la Tabla 4.2. Finalmente se calcula la curva de frecuencia de caudal instantáneo máximo con la siguiente relación:

$$Q(T) = C(T) \cdot 0,00618 \cdot (P_{24}^T)^{1,24} \cdot A_p^{0,88} \quad (4.4)$$

donde  $Q(T)$  es el caudal máximo instantáneo asociado al periodo de retorno  $T$ , el cual se encuentra en  $m^3/s$ .  $C(T)$  es el coeficiente empírico de periodo de retorno  $T$  años,  $P_{24}^T$  es la precipitación diaria máxima asociada al periodo de retorno  $T$  años (en  $mm$ ), y  $A$  es el área de la cuenca en  $km^2$ . Los datos de curva de frecuencia adimensional, curva de frecuencia dimensional y los resultados obtenidos para el caudal instantáneo máximo, se muestra en la Tabla 4.4

Tabla 4.4: Curva de frecuencia adimensional, dimensional, precipitación diaria y caudal instantáneo máximo obtenido para la cuenca del Estero Aucó con el método de Verni y King modificado.

Cuenca Estero Aucó				
Periodo de Retorno $T$ (años)	$C(T)/C(10)$	$C(T)$	$P_t^T$ (mm)	Caudal instantáneo máximo ( $m^3/s$ )
2	0,33	0,066	44,80	11,55
5	0,68	0,136	68,17	40,06
10	1,00	0,200	85,00	77,46
20	1,38	0,276	102,00	134,01
50	2,00	0,400	125,21	250,42
100	2,56	0,512	143,57	379,81

#### 4.1.1.3. Método de la Fórmula Racional

Al igual que al método anterior, a la Fórmula Racional se le ha agregado un coeficiente de escorrentía variable según la zona de estudio. Este coeficiente es el resultado de un análisis de frecuencia efectuado con información de 130 estaciones fluviométricas entre la III y la IX región de Chile.

Este método consiste en, primero, determinar el coeficiente de escorrentía para periodo de retorno de 10 años en la zona de estudio  $C(T = 10)$ , el cual tiene un valor de 0,08. Segundo, determinar la curva de frecuencia para el coeficiente de escorrentía, el cual se obtiene multiplicando la curva de frecuencia adimensional  $C(T)/C(T = 10)$  con el coeficiente de escorrentía para periodo de retorno de 10 años  $C(T = 10)$ . Tercero, calcular la intensidad de lluvia de periodo de retorno  $T$  y duración igual al tiempo de concentración, y por ultimo, calcular la curva de frecuencia de caudal instantáneo máximo, el cual se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$Q(T) = \frac{C(T) \cdot I_{t_c}^T \cdot A}{3,6} \quad (4.5)$$

donde  $Q(T)$  corresponde al caudal máximo instantáneo asociado al periodo de retorno  $T$  en  $m^3/s$ ,  $C(T)$  el coeficiente de escorrentía asociado al periodo de retorno  $T$ ,  $I_{t_c}^T$  es la intensidad de lluvia asociada al periodo de retorno  $T$  y a una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca expresada en  $mm/hr$ . La curva adimensional utilizada para los cálculos y los resultados obtenidos se pueden observar en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Curva de frecuencia adimensional, dimensional, intensidad de precipitación y caudal instantáneo máximo obtenido para la cuenca del Estero Aucó con el método de la Fórmula Racional.

Cuenca Estero Aucó				
Periodo de Retorno T (años)	$C(T)/C(T=10)$	$C(T)$	$I_{t_c}^T$ (mm/hr)	Caudal máximo instantáneo (m3/s)
2	0,33	0,026	5,23	20,73
5	0,68	0,054	7,96	65,00
10	1,00	0,080	9,93	119,18
20	1,38	0,110	11,92	197,36
50	2,00	0,160	14,63	351,10
100	2,56	0,205	16,77	515,31

#### 4.1.1.4. Validación de los métodos para el cálculo de caudales

En la Tabla 4.6 se puede observar un resumen de los resultados obtenidos de caudales máximos instantáneos con los diferentes métodos, para el estero Aucó. Para definir qué valores de caudales se utilizarán como entradas del modelo hidráulico, se realizará el mismo procedimiento de estimación de caudales máximos instantáneos pero para el río Illapel en Huintil, y estos valores se compararan con los valores de caudales máximos que se tienen de la cuenca, pero obtenidos a través de información fluviométrica (MOP, 1999). Los valores de caudales máximos instantáneos obtenidos con los diferentes métodos para el río Illapel en Huintil, se observan en la Tabla 4.7.

Tabla 4.6: Resultados de caudales máximos instantáneos obtenidos con los tres métodos de relaciones empíricas, para el estero Aucó.

P. Retorno T (años)	Caudal instantáneo máximo (m3/s)		
	Método		
	DGA-AC	Verni y King	F. Racional
2	19,39	11,55	20,73
5	31,50	40,06	65,00
10	40,39	77,46	119,18
20	71,48	134,01	197,36
50	122,37	250,42	351,10
100	180,52	379,81	515,31

Tabla 4.7: Resultados de caudales máximos instantáneos obtenidos con los tres métodos de relaciones empíricas, para el río Illapel en Huintil.

P. Retorno T (años)	Caudal instantáneo máximo (m <sup>3</sup> /s)			
	Método			
	DGA-AC	Verni y King	F. Racional	MOP (1999)
2	27,1	16,9	31,2	8
5	44,0	58,5	97,7	21
10	56,4	113,2	179,2	32
20	99,9	195,8	296,7	44
50	171,0	366,0	527,8	185
100	252,2	555,0	774,7	240

De los resultados obtenidos podemos ver que el método DGA-AC es el que mejor se adapta para periodos de retorno altos. Se calculó el error porcentual asociado a los resultados obtenidos con esta metodología, los cuales se pueden observar en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8: Error obtenido con el método DGA-AC para los diferentes periodos de retorno.

P. Retorno T (años)	Caudal instantáneo máximo (m <sup>3</sup> /s)		Error porcentual (%)
	Método		
	DGA-AC	MOP (1999)	
2	27,1	8,0	238,6
5	44,0	21,0	109,6
10	56,4	32,0	76,3
20	99,9	44,0	127,0
50	171,0	185,0	7,6
100	252,2	240,0	5,1

Podemos observar que para los últimos dos periodos de retorno, el error porcentual disminuye de manera considerable, llegando a un valor de 5,1 % para los 100 años de periodo de retorno. Es por esto que se utilizarán los valores obtenidos por el método de DGA-AC para el estero Aucó.

#### 4.1.1.5. Trasposición de caudales

Como se menciona en los Antecedentes, se tienen valores de caudales máximos instantáneos para el río Illapel en la zona de Huintil. Sin embargo, se necesitan los valores de caudales en la zona donde inicia el límite del modelo. Para poder convertir los caudales de la zona de Huintil a la zona que queremos se utiliza la trasposición de áreas, la cual tiene la siguiente relación:

$$\frac{Q_1}{A_1} = \frac{Q_2}{A_2} \quad (4.6)$$

Los valores de áreas utilizadas para la trasposición de áreas se muestran en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9: Áreas utilizadas para la trasposición de áreas.

Zona	Área km2
Illapel en Huintil	831
Illapel inicio modelo	1124

Finalmente, los resultados obtenidos con la trasposición de caudales se muestra en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10: Caudales máximos instantáneos obtenidos con la trasposición de áreas para el río Illapel.

P. Retorno T (años)	Caudal máximo instantáneo ( $m^3/s$ )	
	Illapel en Huintil	Illapel inicio modelo
10	32	43
20	44	60
25	49	66
50	185	250
100	240	325

## 4.1.2. Pre-procesamiento del modelo de elevación digital

Para obtener la topografía del terreno se descargaron modelos digitales de elevación (MDE o DEM por sus siglas en inglés) Alos Palsar, los cuales tienen una resolución de 12,5 m. Estos MDE deben pasar por un preprocesamiento para corregir las posibles imperfecciones y así obtener resultados más fidedignos. A continuación se detallan los diferentes procesos utilizados para obtener el MDE final.

### 4.1.2.1. Relleno de depresiones

Para identificar y rellenar las depresiones superficiales del MDE, se utilizó un algoritmo propuesto por Wang y Liu (2006). Este algoritmo no sólo rellena las depresiones, sino que también ayuda a preservar una pendiente descendente a lo largo de la trayectoria del flujo. Este algoritmo fue implementado a través del programa SAGA GIS.

### 4.1.2.2. Reducción de ruido

Los MDE pueden presentar errores dentro del raster. Es decir, puede tener información equivocada con respecto a la topografía en diferentes puntos, sobreestimando o subestimando los valores reales. Estos errores son comúnmente llamados “ruido”. Para eliminar el ruido del MDE, se utilizó un algoritmo propuesto por Sun et al. (2007). Al igual que el algoritmo anterior, la reducción de ruido se implementó a través del programa SAGA GIS.

### 4.1.2.3. Quemado de la red de drenaje

Debido a la baja definición del MDE (12,5 m) y por efectos de la vegetación en el terreno, en algunas zonas se pierde parte de la topografía y junto con eso, la topografía del cauce. En el MDE es posible ver depresiones en zonas donde en realidad no existen o planicies en zonas donde se observa el cauce del río. Debido a esto y que no se pudo contar con un MDE de mejor resolución o datos de batimetría, se optó por realizar un proceso de quemado de la red de drenaje. Este proceso consiste en forzar al MDE a tener depresiones en las zonas donde existen cauces. Para lograr este proceso se utilizó un algoritmo de GRASS llamado *r.carve* el cual fue propuesto por Mitasova et al. (1999).

Como se puede ver en la Figura 4.1, sin el algoritmo de quemado de la red de drenaje, el flujo del río Illapel se va por zonas de planicie donde no existe ningún cauce. Para definir la nueva red de drenaje se combinó la red propia del MDE con la red del río obtenido a través de imágenes satelitales obtenidas el mismo año que el MDE (2007). La idea es dejar la red del MDE donde se observa que esta va por la misma zona del cauce, a pesar de que no sea exactamente la misma, y que en las zonas muy problemáticas el cauce sea el obtenido por las imágenes satelitales. Esto debido a que si forzamos el cauce “real” en todo el MDE habrá zonas donde el río quedara en altas pendientes y no en las zonas mas bajas, por lo tanto se busca una complementación de la red “real” con la red del MDE.

La red de drenaje que se utilizará para este proceso se puede observar en la Figura 4.1 con el nombre de “Red Hídrica final”. Luego de obtener la red del río en formato vectorial, se establece un ancho y una profundidad del cauce. Para el ancho del cauce se utilizó el valor de 25 m, debido a que debe ser mínimo dos veces el tamaño del pixel del MDE (12,5 m), de lo contrario se obtiene un cauce con irregularidades en la dirección del flujo. Y para la profundidad del cauce se utilizó un valor estimado de 1 m.

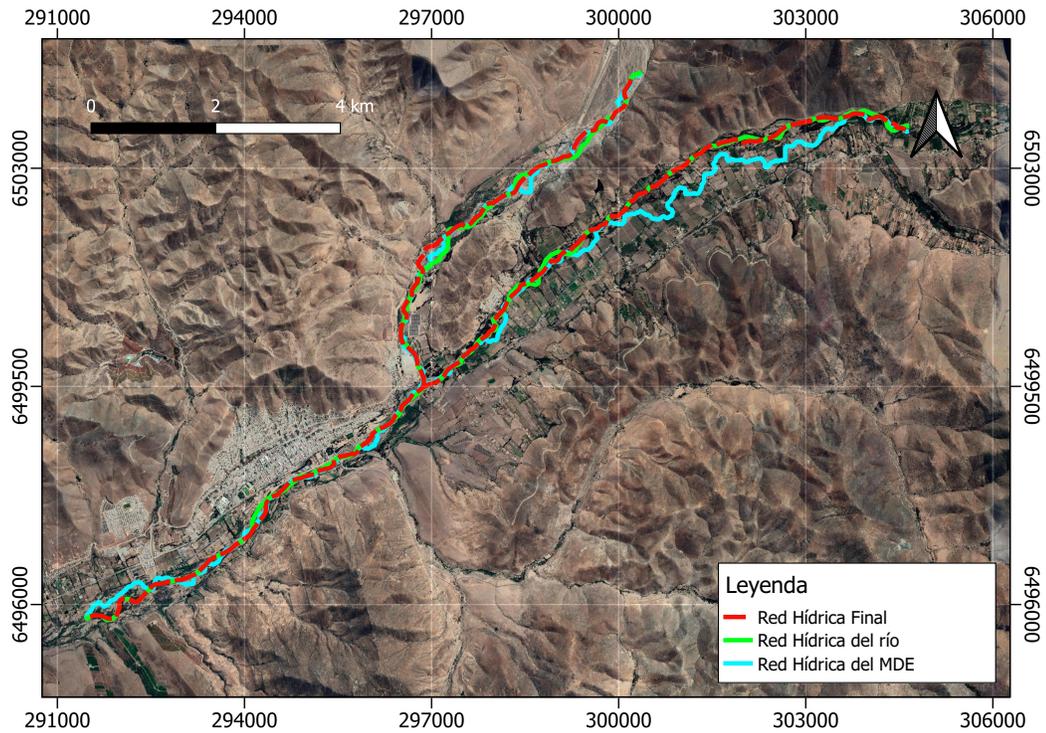


Figura 4.1: Mapa de la zona de estudio con las diferentes redes hídricas generadas a partir del MDE crudo, fotografías satelitales y el MDE procesado. Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 4.2 se puede observar un perfil longitudinal del cauce, donde se observan las diferencias entre el MDE sin el pre-procesamiento y con el pre-procesamiento. Se puede observar que el perfil longitudinal del cauce con el MDE crudo tiene una mayor longitud que la red del cauce con el MDE pre-procesado, esto ocurre debido a que los perfiles están hechos a partir de las diferentes redes hídricas, las cuales corresponden a diferentes MDE. Por ende, la red hídrica del MDE crudo tiene una mayor longitud debido a la morfología de su red. Además, en la Figura 4.2 se observa que hubo una disminución de las irregularidades del cauce en la dirección del flujo, es decir, en relación a la pendiente, lo que ayudará a obtener mejores resultados en el modelo numérico.

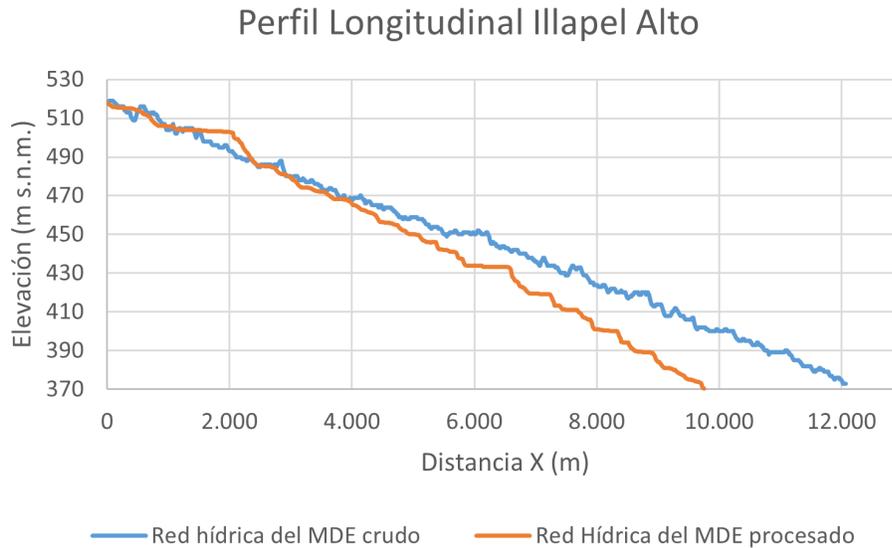


Figura 4.2: Perfil longitudinal de la red hídrica de Illapel Alto. Un perfil corresponde a la red hídrica del MDE crudo, mientras que el otro corresponde a la red hídrica final con el MDE ya procesado. Fuente: Elaboración propia.

### 4.1.3. Estimación del coeficiente de Manning

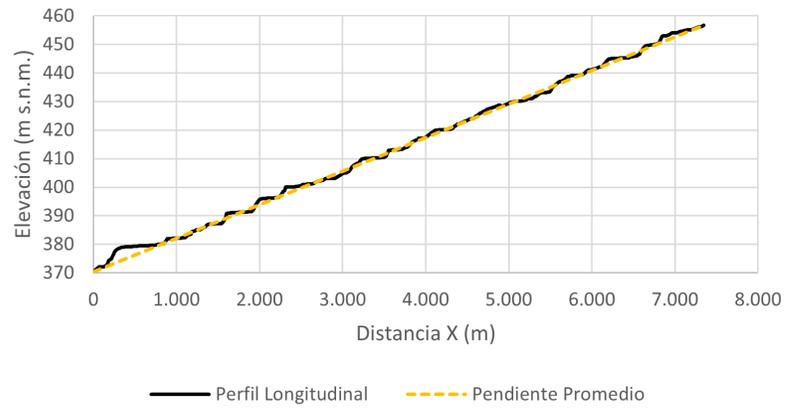
Para poder estimar el coeficiente de Manning en las diferentes zonas del río, es necesario conocer la granulometría del sector. Sin embargo, tal como se mostró en la sección de antecedentes, se cuenta solo con una muestra del río y varios kilómetros aguas abajo de la zona de estudio. Como nos encontramos en una zona cordillerana sabemos que el tamaño de los sedimentos aumenta con la elevación, por lo tanto es muy importante poder estimar el tamaño de los sedimentos. Para realizar esta estimación se utilizaron los datos de Ruz (1999) que analiza la variación del tamaño de los sedimentos del cauce con la pendiente, en diferentes ríos chilenos.

Primero se debe calcular la pendiente promedio de los cauces. La zona de estudio se divide en tres principalmente, la zona de Illapel Alto (que es toda la zona de estudio del río Illapel justo antes de la junta con el estero Aucó), Illapel Bajo (después de la junta con el estero Aucó) y Estero Aucó. Para calcular una pendiente promedio  $S_{prom}$  de cada una de las zonas, a partir del perfil longitudinal de cada sector, se calcula la pendiente de cada tramo  $i$  y seguido se calcula el promedio ponderado por la distancia  $x_i$  del tramo.

$$S_{prom} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i x_i}{\sum_{i=1}^n x_i} \quad (4.7)$$

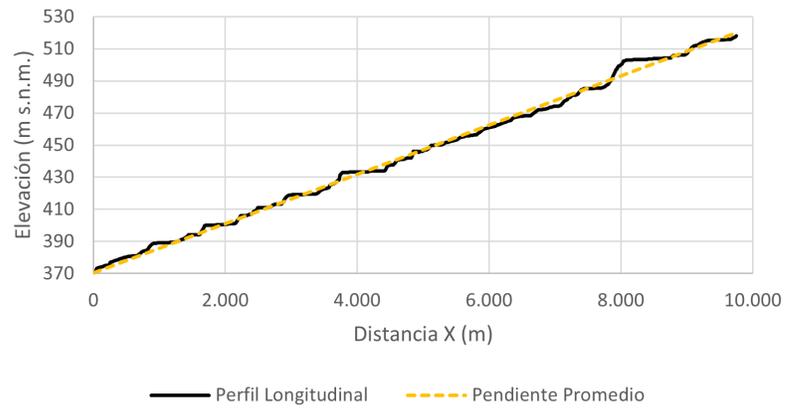
En las Figuras 4.3a, 4.3b y 4.3c se pueden observar los gráficos con los perfiles longitudinales y las pendientes promedio obtenidas. Finalmente los resultados se muestran en la Tabla 4.11.

Perfil Longitudinal Estero Aucó



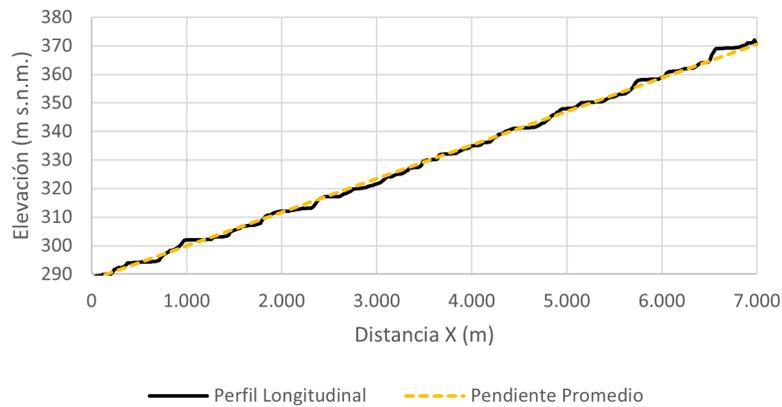
(a) Perfil Longitudinal y pendiente promedio del estero Aucó. Fuente: Elaboración propia.

Perfil Longitudinal Illapel Alto



(b) Perfil Longitudinal y pendiente promedio de Illapel Alto. Fuente: Elaboración propia.

Perfil Longitudinal Illapel Bajo



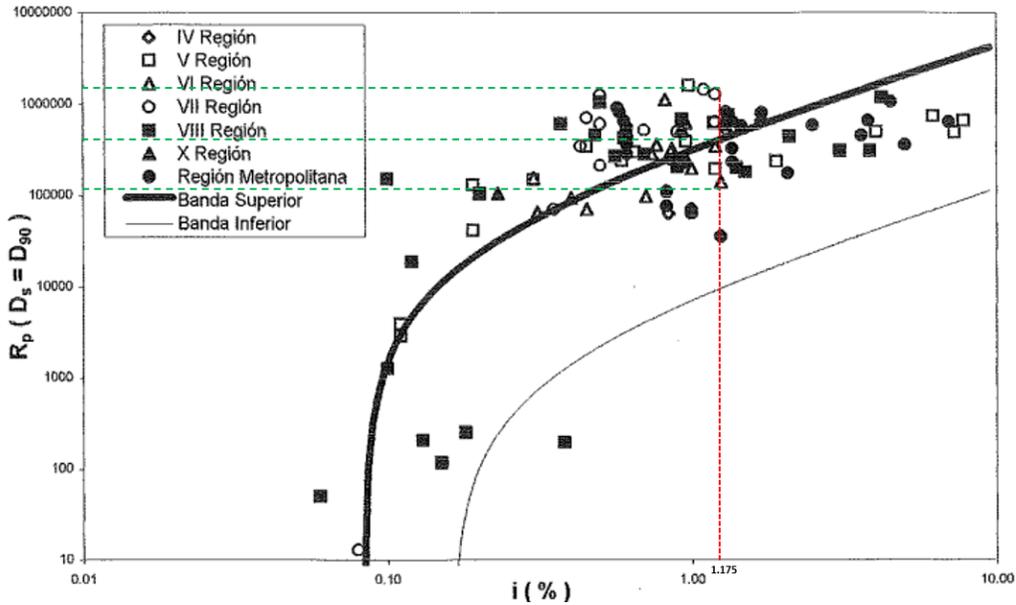
(c) Perfil Longitudinal y pendiente promedio de Illapel Bajo. Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.3: Perfil Longitudinal y pendiente promedio de las diferentes zonas.

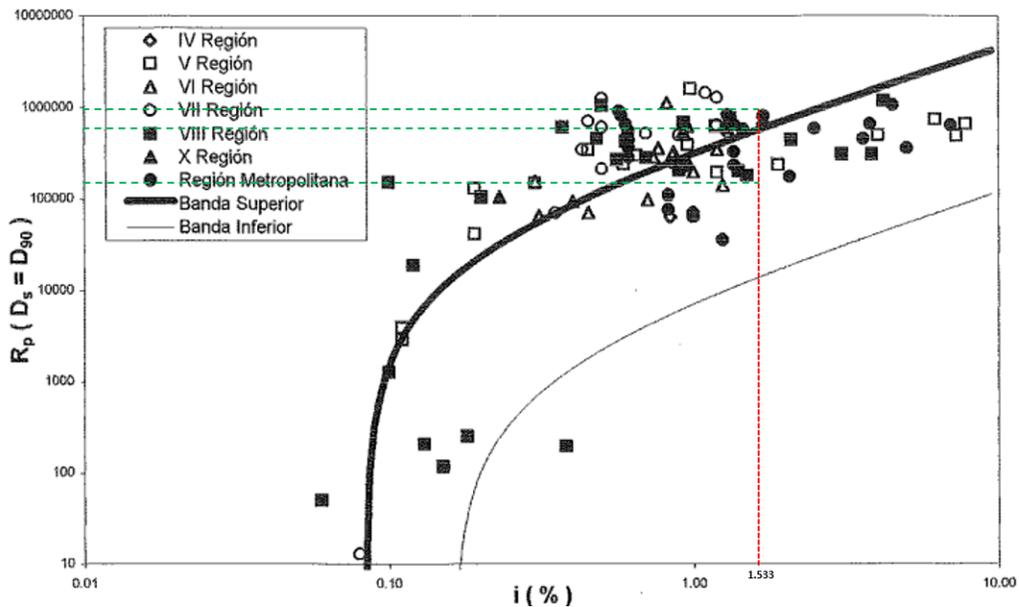
Tabla 4.11: Pendiente promedio obtenida de las distintas zonas.

	Estero Aucó	Illapel Alto	Illapel Bajo
Pendiente Promedio	0,01175	0,01533	0,01175

Una vez obtenida las pendientes, del gráfico de Ruz, se obtienen un rango de  $R_p$  a partir del valor de cada pendiente (Figuras 4.4a y 4.4b), y de este rango se obtienen un tamaño de sedimento medio  $D_{90}$  el cual se utiliza para calcular el coeficiente de rugosidad de Manning.



(a) Rango de  $R_p$  obtenido para la pendiente del estero Aucó e Illapel Bajo.



(b) Rango de  $R_p$  obtenido para la pendiente de Illapel Alto

Figura 4.4: Variación del diámetro adimensional  $R_p$  con la pendiente media del cauce. Fuente: Ruz, 1999.

La fórmula para calcular el tamaño de sedimento representativo  $D_{90}$  a partir del valor de

$R_p$  se presenta en la ecuación 4.8.

$$\left(\frac{R_p^2 \nu^2}{gR}\right)^{1/3} = d_s \quad (4.8)$$

donde  $R$  corresponde a 1,65,  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $9,8 \text{ m/s}^2$ ),  $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua ( $0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$ ) y  $d_s$  corresponde al  $D_{90}$ . Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12: Valores de  $R_p$  obtenidos del gráfico y el valor de  $D_{90}$  correspondiente, junto con el valor de  $D_{90}$  escogido.

	Valor S	Rp mín	Rp máx	Rp banda	D90 mín (m)	D90 máx (m)	D90 Banda (m)	D90 Escogido (m)
Estero Aucó	0,01175	120.000	1.400.000	400.000	0,0962	0,4949	0,2147	0,12
Illapel Alto	0,01533	140.000	1.000.000	600.000	0,1066	0,3955	0,2813	0,13
Illapel Bajo	0,01175	120.000	1.400.000	400.000	0,0962	0,4949	0,2147	0,11

El valor D90 medido en terreno por CENMA corresponde a 7,0 cm, pero este valor corresponde al sector de Illapel en El Peral, el cual queda varios kilómetros aguas abajo del modelo. Por lo tanto, los valores D90 que se utilizarán en el modelo deben ser superiores a los 7,0 cm, debido a que en estos sectores la abrasión de sedimentos es menor. Una vez obtenido los valores de tamaño de sedimento correspondiente a  $D_{90}$ , se debe calcular el coeficiente de Manning asociado a este valor. Para lograr esto se debe seguir la siguiente metodología:

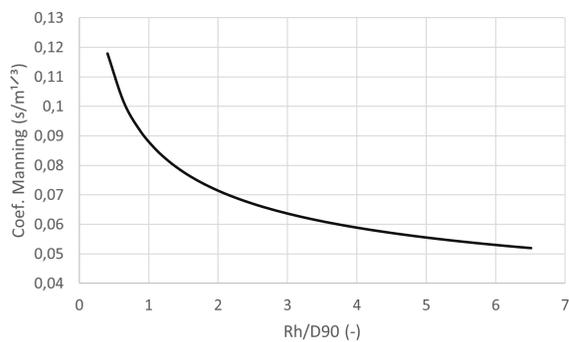
1. Primero, se debe obtener un perfil transversal representativo para cada zona. De este perfil se obtendrá la geometría del cauce para poder calcular el Radio hidráulico.
2. Para cada valor de altura normal  $h_n$ , se debe dar un valor inicial de Manning  $n_{si}$ .
3. Luego se obtiene el coeficiente de Manning como  $n = n_0 + n_{si}$ , donde  $n_{si}$  corresponde al valor base debido al tamaño de los sedimentos del lecho y  $n_0$  corresponde a un factor de corrección donde se consideran factores como vegetación, tamaño y forma del caudal, etc.
4. Se calcula el radio hidráulico  $R_H$  a partir de la altura  $h_n$  y la geometría de la sección transversal.
5. Con la ecuación de Manning se calcula el caudal  $Q$ .
6. Con  $D_{90}$  y  $R_H$  se calcula el coeficiente de Strickler.
7. con  $S_t$  se calcula el coeficiente de Manning final  $n_{sf}$ .
8. se comparan los valores de  $n_s$  inicial con el final y se itera el valor de ns inicial hasta que  $n_{si} - n_{sf} \approx 0$ .

Una vez realizado este proceso iterativo, se obtienen los valores de los coeficientes de Manning a utilizar para cada zona y en cada periodo de retorno. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4.13.

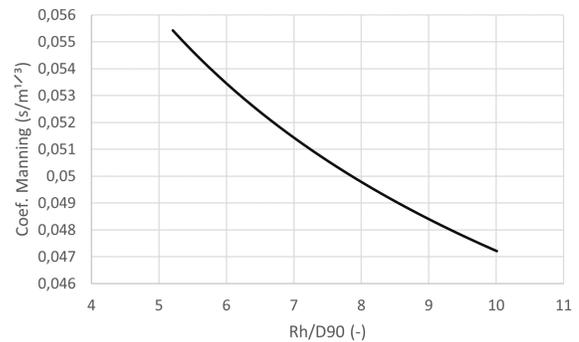
Tabla 4.13: Coeficiente de Manning obtenido para cada zona y para cada periodo de retorno.

Periodo de Retorno	Estero Aucó		Illapel Alto		Illapel Bajo	
	Caudal (m3/s)	Coef. Manning (-)	Caudal (m3/s)	Coef. Manning (-)	Caudal (m3/s)	Coef. Manning (-)
20	71,2	0,0571	59,57	0,0552	130,77	0,0494
50	122,35	0,0540	249,54	0,0485	371,89	0,0449
100	181,32	0,0520	323,9	0,0474	505,22	0,0437

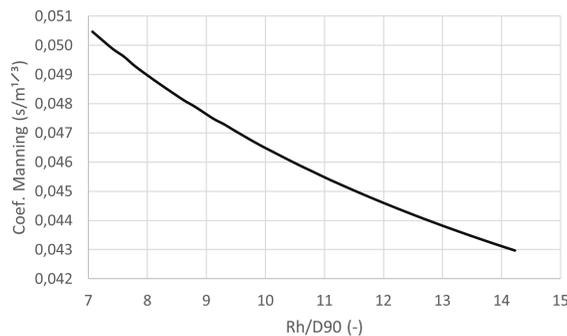
Se debe verificar que se cumple el supuesto de flujo macrorugoso. Para esto se grafican los coeficientes de Manning junto con la relación  $R_H/D_{90}$  en cada tramo, los cuales se pueden observar en la Figura 4.5.



(a) Gráfico de coeficiente de Manning y la relación  $R_H/D_{90}$ , en estero Aucó.



(b) Gráfico de coeficiente de Manning y la relación  $R_H/D_{90}$ , en Illapel Alto.



(c) Gráfico de coeficiente de Manning y la relación  $R_H/D_{90}$ , en Illapel Bajo.

Figura 4.5: Gráficos para verificar el supuesto de flujo macrorugoso.

Se observa que se cumple el supuesto de  $R_H/D_{90} < 10$  para el rango de coeficientes de Manning obtenidos en el estero Aucó y río Illapel Alto. Para el sector de río Illapel Bajo,

este supuesto se cumple solo para el periodo de retorno de 20 años (coeficiente de Manning de 0,0494 tiene una relación de  $R_H/D_{90}$  menor a 10 según el gráfico). Para los periodos de retorno de 50 y 100 años no se cumple el supuesto de flujo macrorugoso, por lo que se debe calcular el coeficiente de Manning con la siguiente fórmula:

$$n = \frac{d_s^{1/6}}{26,4} \quad (4.9)$$

donde se utiliza un  $d_s$  igual al  $D_{90}$  calculado en la zona, con un valor de 0,11 m, dando como resultado un coeficiente de Manning de  $0,0462 \text{ s/m}^{1/3}$ . Finalmente los coeficientes de Manning utilizados se resumen en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14: Coeficiente de Manning final, obtenido para cada zona y para cada periodo de retorno.

Periodo de Retorno	Estero Aucó		Illapel Alto		Illapel Bajo	
	Caudal (m3/s)	Coef. Manning (-)	Caudal (m3/s)	Coef. Manning (-)	Caudal (m3/s)	Coef. Manning (-)
20	71,2	0,0571	59,57	0,0552	130,77	0,0494
50	122,35	0,0540	249,54	0,0485	371,89	0,0462
100	181,32	0,0520	323,9	0,0474	505,22	0,0462

#### 4.1.4. Estimación de condiciones de Borde

Un supuesto importante para las condiciones de borde, es que el flujo dentro del modelo es supercrítico, por ende necesita solo las condiciones de borde aguas arriba. Sin embargo, al correr el modelo y verificar el numero de froude, se confirmó que el flujo es supercrítico en la entrada del río Illapel, pero subcrítico en la entrada del estero Aucó y en la salida del río Illapel.

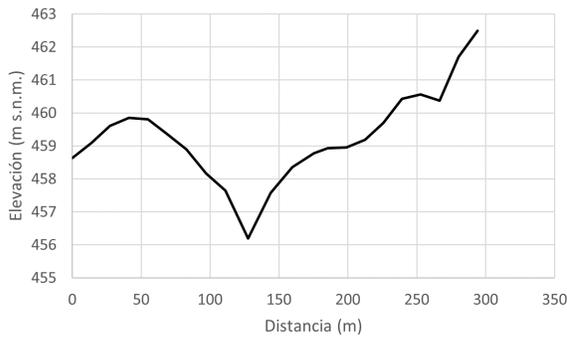
Teóricamente, según el régimen del flujo, se deben poner las siguientes condiciones de borde:

- Para una entrada subcrítica: sólo se necesita una condición (caudal o elevación).
- Para una salida subcrítica: sólo se necesita una condición (caudal o elevación).
- Para una entrada supercrítica: se necesitan dos condiciones (caudal y elevación).
- Para una salida supercrítica: no se necesita ni caudal ni elevación, pero de igual forma debe ir una condición de borde libre.

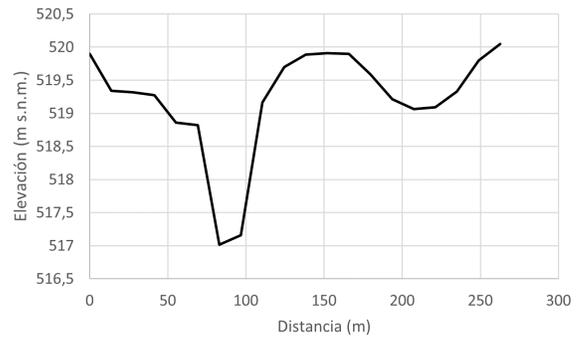
Sin embargo, para el programa es importante que las condiciones de borde tengan el mismo ancho aproximado que el espejo de agua. Por ende, se calculan las alturas en todas las condiciones de borde, con el fin de conocer el ancho del espejo de agua.

Como no se cuenta con mediciones de caudal y altura en las zonas especificadas, estos datos deben ser calculados a partir de los datos que se han obtenido hasta el momento. Para

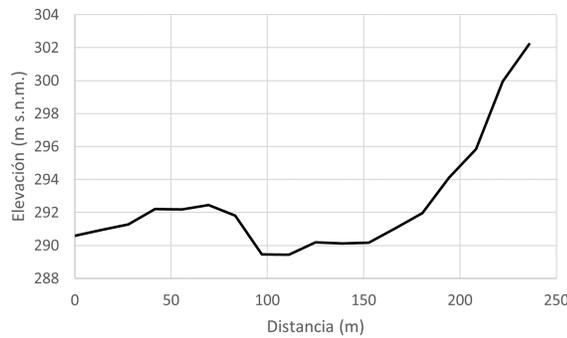
saber la altura y caudal, se necesita la geometría del cauce, la cual es obtenida a través de perfiles transversales construidos con los datos del MDE procesado. En la Figura 4.6 se pueden observar los perfiles transversales.



(a) Perfil transversal entrada estero Aucó.



(b) Perfil transversal entrada del río Illapel.



(c) Perfil transversal salida del río Illapel.

Figura 4.6: Perfiles transversales a las entradas y salida del modelo.

Para poder calcular las curvas de descarga, primero nos daremos una altura normal  $h_n$ , luego, a partir de esta calcularemos el radio hidráulico, para luego calcular el caudal asociado a esta altura con la ecuación de Manning. Como pendiente se utiliza la pendiente promedio de los primeros 50 m aproximadamente en las entradas y la pendiente promedio de los últimos 70 m en el caso de la salida, los valores obtenidos se observan en la Tabla 4.15. El coeficiente de Manning es diferente para cada zona y para cada periodo de retorno, se utilizan los valores ya obtenidos de la Tabla 4.14. Además, se calcula la longitud del espejo de agua para cada condición. Los resultados obtenidos se pueden observar en la Tabla 4.16.

Tabla 4.15: Pendientes utilizadas de cada zona para calcular las condiciones de borde.

	Estero Aucó	Illapel Alto	Illapel Bajo
Pendiente CB	0,0155	0,0265	0,0181

Tabla 4.16: Resultados obtenidos para las condiciones de borde de las diferentes zonas y diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno (años)	Zona	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Profundidad (m)	Altura (m s.n.m.)	Espejo de agua (m)
20	Estero Aucó	71,20	1,80	457,99	50
	Illapel Alto	59,57	1,16	518,18	28
	Illapel Bajo	130,77	1,37	290,80	69
50	Estero Aucó	122,35	2,12	458,31	63
	Illapel Alto	249,54	2,38	519,40	103
	Illapel Bajo	371,89	2,03	291,46	83
100	Estero Aucó	181,32	2,38	458,57	77
	Illapel Alto	323,90	2,53	519,55	110
	Illapel Bajo	505,22	2,32	291,74	89

Sin embargo, como ya se menciona anteriormente, no es necesario utilizar como condición de borde la altura y caudal en todas las entradas y salidas del modelo. Pero sí es necesario que estas condiciones tengan el ancho aproximado del espejo de agua. Para las condiciones de borde con flujo subcrítico (entrada Aucó y salida Illapel), se utiliza como condición de borde sólo el caudal. Mientras que para la condición de borde con flujo supercrítico (entrada Illapel), se utiliza como condición el caudal y la altura normal calculada.

#### 4.1.5. Creación de la malla

Para la creación de la malla se utiliza el programa BlueKenue. Para la zona del cauce se utilizó un mallado más fino que para la planicie de inundación. Además, para el cauce la triangulación de la malla sigue la dirección del flujo de agua, lo que ayuda a mejorar el tiempo de trabajo del modelo. El mallado más fino del cauce esta compuesto de tal manera que tiene 30 nodos en su sección transversal, los cuales miden aproximadamente 0,5 m y la separación de los nodos longitudinalmente es de aproximadamente 2 m. El resto del modelo se compone de una malla triangular cuyas aristas crecen en una razón de 1,05 hasta alcanzar una longitud de 3 m aproximadamente. En la Figura 4.7 se puede observar la geometría de la malla.

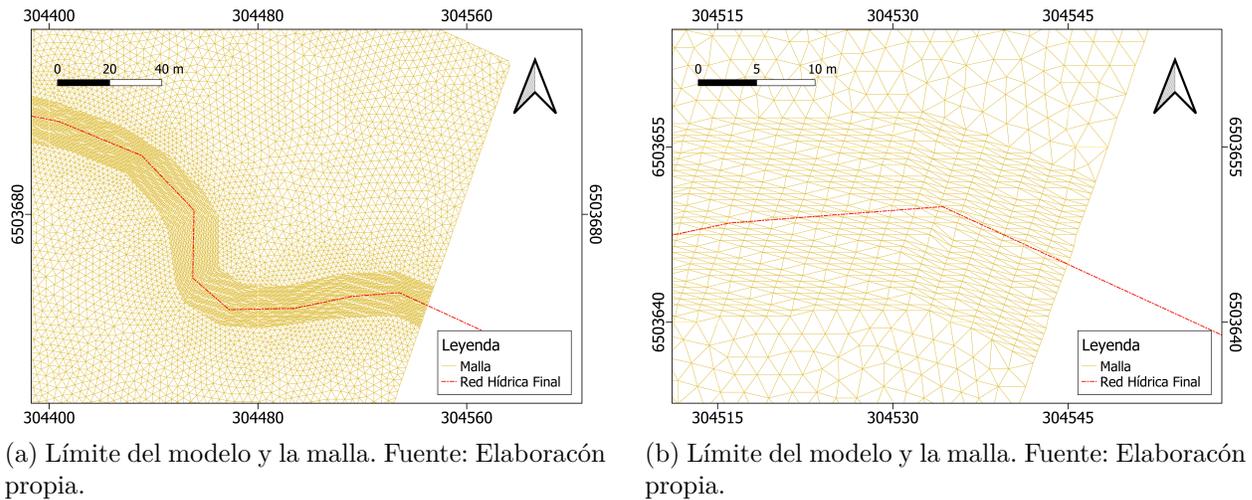


Figura 4.7: Mallado.

Una vez obtenida la malla, esta se interpola con el MDE para obtener la topografía del modelo.

## 4.2. Análisis de un evento de flujo de detritos

Como se menciona en el capítulo anterior, en mayo del 2017 se registraron algunos flujos de detritos en la zona de Illapel, de los cuales no se tiene ningún tipo de información más que la zona aproximada del evento. Es por esto que se estimará la masa de sedimento y algunos parámetros relacionados con un posible flujo de detritos en la zona, específicamente cerca de un tranque de relave, con el fin de determinar si existe algún peligro de remoción de sedimento desde un depósito de relaves, que pudiera generar contaminación de aguas superficiales, debido a estos eventos.

Para la estimación de masa de sedimentos, primero se identifica la zona propensa a un evento de flujos de detritos. Segundo, una vez identificada la zona, se identifican las cuencas aportantes y se estiman sus parámetros geomorfológicos. Luego se estima la masa de sedimento máxima de un flujo de detritos a partir de la metodología propuesta por la Agencia de Cooperación Internacional de Japón. Finalmente se utilizan algunas relaciones propuestas por Rickenmann (1999) para estimar algunos parámetros importantes de un flujo de detritos.

### 4.2.1. Área de estudio

Como área de estudio se selecciona la zona cercana al tranque de relave del estero Aucó justo antes de la junta con el río Illapel, debido a la ocurrencia de un evento de flujo de detritos en esa zona en mayo del año 2017 y por el peligro que conlleva un evento aluvional cerca de un tranque de relave. Luego se identificaron dos subcuencas aportantes al tranque de relave, las cuales se pueden observar en la Figura 4.8.

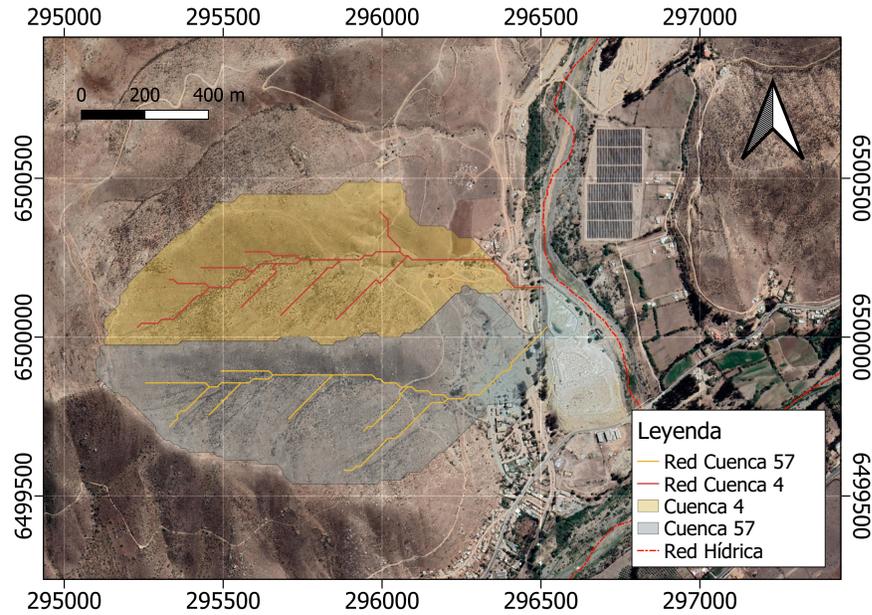


Figura 4.8: Mapa de la zona de estudio con las subcuencas aportantes al tranque de relave. Fuente: Elaboración propia.

A partir del MDE y del programa QGIS, se estimaron diferentes parámetros geomorfológicos de las subcuencas aportantes. Luego, se estimó el caudal de las subcuencas aportantes, utilizando trasposición de áreas con los datos obtenidos de las subcuencas y con el área del estero Aucó y su caudal asociado, el cual fue calculado anteriormente. Los parámetros geomorfológicos y el caudal calculado se muestra en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17: Parámetros geomorfológicos de las subcuencas.

Parámetro	Cuenca 4	Cuenca 57
Área ( $km^2$ )	0,445	0,505
Caudal T=100 años ( $m^3/s$ )	0,140	0,159
Largo cauce principal (m)	1427,0	1414,8
Largo red de orden mayor a 1 (m)	2838,9	2722,1
Largo red de orden cero (m)	1063,2	1045,3
Desnivel máximo (m)	371,2	384,2
Pendiente media cauce (-)	0,227	0,242

Para obtener la precipitación en la cuenca, se utiliza la curva de intensidad-duración-frecuencia para la estación meteorológica Illapel DGA, obtenida del texto “Curvas Intensidad Duración Frecuencia para la zona centro sur de Chile” de Tapia et al. (2007).

#### 4.2.2. Estimación del volumen de sedimento

Para estimar el volumen de sedimento máximo que se puede producir ante un flujo de detritos, se utilizará la metodología propuesta por la Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA, 2010), que se basa en la estimación de parámetros geomorfológicos de la cuenca. Esta metodología considera un volumen de sedimento disponible susceptible de ser

transportado  $V_{dy1}$  y un volumen de sedimento transportable por la crecida  $V_{dy2}$ , donde el volumen esperado es el mínimo entre estos dos valores.

El volumen de sedimento disponible  $V_{dy1}$  se calcula estimando el volumen susceptible de ser removido asociado a la red de drenaje. Se estima un volumen asociado a la red de drenaje de orden mayor a uno ( $V_{dy11}$ ) y de orden 0 ( $V_{dy12}$ ).

$$V_{dy1} = V_{dy11} + V_{dy12} \quad (4.10)$$

Para la red de orden mayor a uno, se considera la geometría de la sección media, donde se tiene un ancho  $B_d$ , que es el ancho máximo posible que puede tener un flujo aluvional y una profundidad  $D_e$  que es el espesor erosionable del cauce. En la Figura 4.9 se puede observar un esquema de los parámetros morfológicos utilizados. Finalmente para calcular el volumen susceptible de ser removido, se multiplica el ancho  $B_{di}$  con el espesor  $D_{ei}$  y con la longitud total de la red de drenaje asociada  $L_{dy1i}$ :

$$V_{dy1i} = B_{di}D_{ei}L_{dy1i} \quad (4.11)$$

Para el cauce principal se utiliza un ancho  $B_d$  de 10 metros y una profundidad  $D_e$  de 1,5 metros. Para el drenaje de orden cero se consideran surcos de menor tamaño, tomando un ancho  $B_d$  de 0,5 metros y una profundidad  $D_e$  de 20 cms.

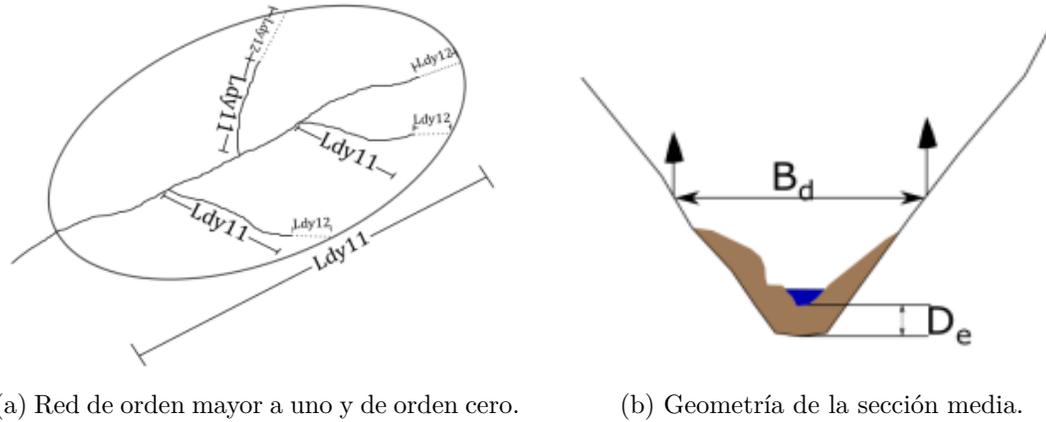


Figura 4.9: Esquema de parámetros morfológicos utilizados para la implementación de la metodología propuesta por JICA.

El volumen de sedimento transportable  $V_{dy2}$  se estima como el sedimento transportable durante el evento de precipitación de 25 años de periodo de retorno y su relación es la siguiente:

$$V_{dy2} = \frac{10^3 PpA}{1 - k_v} \left( \frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2} \quad (4.12)$$

donde  $Pp$  es la precipitación en mm asociada a un periodo de retorno de 25 años,  $A$  es el área de la cuenca en  $km^2$ ,  $k_v$  es la relación de vacíos,  $C_d$  la concentración de sólidos donde se usa la relación de Takahashi:

$$C_d = \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho}\right) \left(\frac{\tan(\alpha)}{\tan(\varnothing) - \tan(\alpha)}\right) \quad (4.13)$$

donde  $\rho$  es la densidad del agua,  $\rho_s$  es la densidad del sedimento,  $\alpha$  es la pendiente del lecho Y  $\varnothing$  es el ángulo de fricción interna del material depositado. Para cuencas entre 0,1 y 10  $km^2$  el valor de  $K_{f2}$  viene dado por la siguiente ecuación:

$$K_{f2} = 0,05(\log(A) - 2)^2 + 0,05 \quad (4.14)$$

Para la precipitación se tomo un valor de 33,81 mm, que es el equivalente a una precipitación de intensidad 5,64 mm de 6 horas de duración, valor obtenido de las curvas de IDF para un periodo de retorno de 25 años. Para  $kv$  se utiliza un valor de 0,25 que corresponde a una mezcla de arenas finas a gruesas.

Finalmente, una vez calculados  $V_{dy1}$  y  $V_{dy2}$ , se considera como volumen esperado, el mínimo entre estos dos valores.

### 4.2.3. Estimación de parámetros en el flujo de detritos

Una vez calculado el volumen de sedimento con el método de JICA (2010), se pueden estimar otros parámetros importantes, utilizando las relaciones propuestas por Rickermann (1999) para el caudal peak  $Q_p$ , la velocidad media  $V$  y la longitud máxima de alcance  $L_{max}$ . Las ecuaciones a utilizar se presentan a continuación:

$$Q_p = 0,1M^{0,833} \quad (4.15)$$

donde  $Q_p$  ( $m^3/s$ ) es la descarga máxima,  $M$  ( $m^3$ ) es el volumen de sedimento máximo que se puede producir en un flujo de detritos, calculado con la metodología de JICA (2010). Para el cálculo de velocidad media de la descarga máxima, se utiliza la siguiente ecuación:

$$V = 2,1 \cdot Q^{0,33} S^{0,33} \quad (4.16)$$

donde  $Q_p$  ( $m^3/s$ ) es la descarga y  $S$  (-) es la pendiente. Para la pendiente se utilizan valores de 0,227 y 0,242 para las cuencas 4 y 57 respectivamente. Finalmente se calcula la longitud máxima de viaje del flujo de detritos, con la siguiente ecuación:

$$L_{max} = 1,9 \cdot M^{0,16} H^{0,83} \quad (4.17)$$

donde  $M$  ( $m^3$ ) es el volumen de masa y  $H$  ( $m$ ) corresponde a la diferencia de elevación entre el punto de partida y el punto más bajo de deposición del movimiento de masa. Para el valor de  $H$ , se utiliza el desnivel que existe entre el punto del cauce más alto de la cuenca y la zona donde se encuentra el tranque de relave.

# Capítulo 5

## Resultados y discusión

A continuación se presentan los resultados obtenidos.

### 5.1. Telemac 2D

Luego de correr el modelo hidráulico para los distintos periodos de retorno, a partir de los resultados obtenidos, se identificaron las zonas con mayor riesgo de algún evento de contaminación, basándose en que la zona de inundación se encuentra en los límites o muy cerca de algún tranque de relave. En la Figura 5.1 se puede observar un mapa con las dos zonas de mayor riesgo, denominadas zona 1 y zona 2.

En la Figura 5.2 podemos ver un mapa con los perfiles transversales que se trazaron para poder visualizar de mejor forma los resultados de altura de agua en los diferentes periodos de retorno, para la zona 1.

Luego en las Figuras 5.3 a la 5.7 se puede ver un detalle de los perfiles transversales, donde el punto marcado en el medio de la topografía corresponde al inicio del tranque de relave.

En las Figuras 5.3 y 5.4 (de las secciones ABC y DEF de la figura 5.2) podemos ver que la altura obtenida para las crecidas de periodo de retorno 20, 50 y 100 años, logra sobrepasar el muro del tranque de relave. También se observa que el MDE no logra reproducir de una buena forma la topografía del sector. No se logra ver de forma clara la geometría de los muros del tranque de relave, sobre todo en la zona oeste del tranque, donde los muros no existen y se pasa inmediatamente a las laderas de alta pendiente de esa zona. Sin embargo, estos resultados aún siendo inexactos y con errores debido a la topografía, demuestran que este relave puede generar contaminación, específicamente, se puede generar remoción de sedimentos dentro del tranque, lo que puede causar contaminación de las aguas superficiales, y lo que podría explicar el evento de contaminación ocurrido el año 2017.

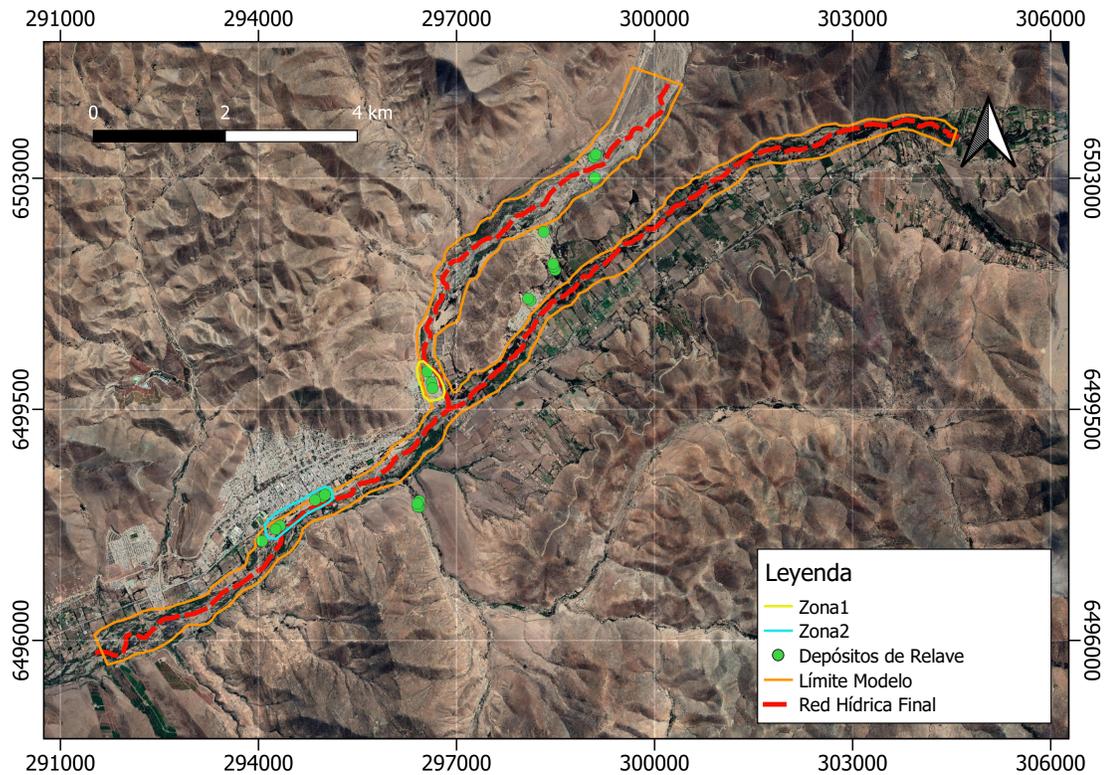


Figura 5.1: Mapa de zonas con mayor riesgo.

En las Figuras 5.5, 5.6 y 5.7, podemos ver que una pequeña parte del tranque es sobrepasado por una delgada línea de agua para el periodo de retorno de 100 años. En la Figura 5.6 se observa que además es sobrepasado por una delgada capa de agua para el periodo de retorno de 50 años. Nuevamente podemos ver que la geometría de los muros del tranque de relave no se representa de buena manera, pues podemos ver que los puntos extremos del perfil transversal que se encuentran sobre el centro del tranque de relave, tienen una pendiente muy inclinada con respecto al comienzo del muro, lo cual es imposible.

En la Figura 5.8 podemos ver un mapa con los perfiles transversales que se trazaron para poder visualizar de mejor forma los resultados de altura de agua en los diferentes periodos de retorno, para la zona 2.

En la Figura 5.9 se puede observar el perfil transversal que cruza el tranque de mas aguas arriba de la zona 2. Para el periodo de retorno de 100 años, una delgada capa de agua alcanza el tranque de relave. En la Figura 5.10 se puede observar que para los periodos de retorno de 50 y 100 años se logra alcanzar el límite del muro. En la Figura 5.11 podemos ver que para el periodo de retorno de 100 años se alcanza el límite pero no se logra sobrepasar el muro. Nuevamente podemos ver que la geometría de los tranques no tiene una forma lógica, podemos ver que los tres perfiles transversales cruzan completamente los tranques de relave, sin embargo se observan montículos muy altos con respecto al limite del muro (en el caso de la Figura 5.10), o no se logra observar la pendiente del muro noroeste (como en el caso de la Figura 5.11).

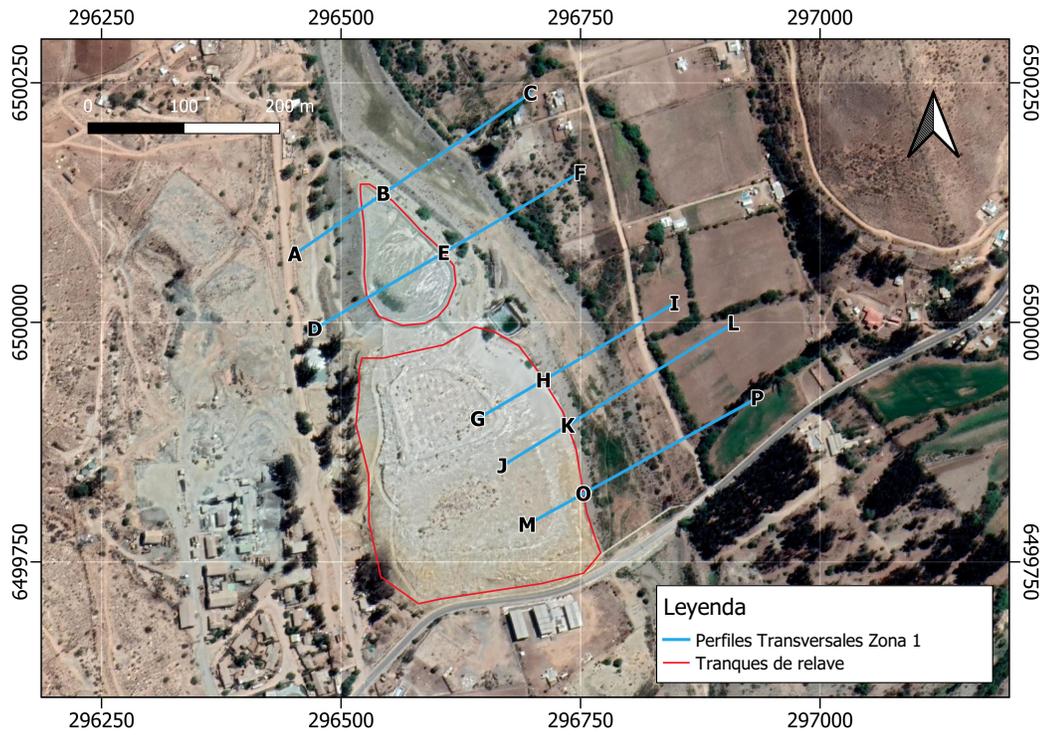


Figura 5.2: Mapa con perfiles transversales obtenidos de la zona 1.

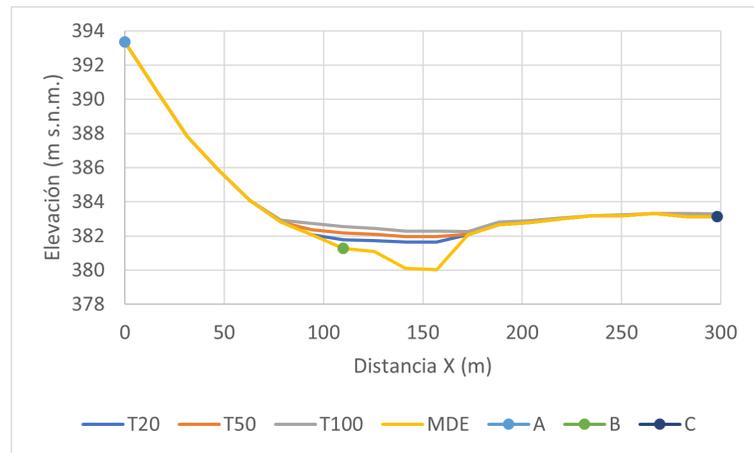


Figura 5.3: Perfil transversal ABC con los resultados de la zona 1.

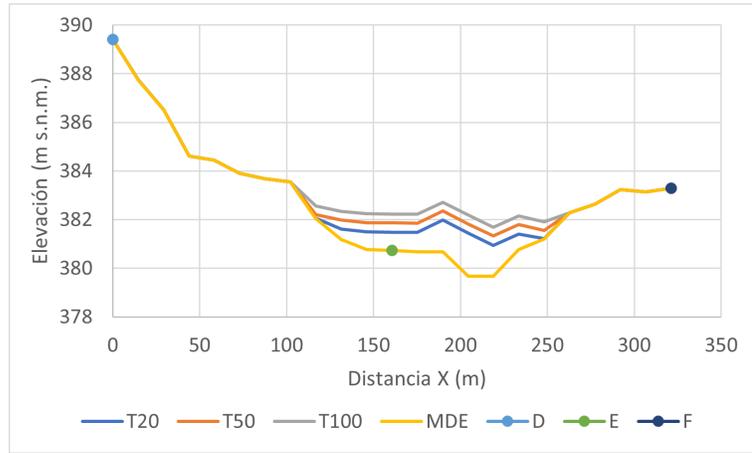


Figura 5.4: Perfil transversal DEF con los resultados de la zona 1.

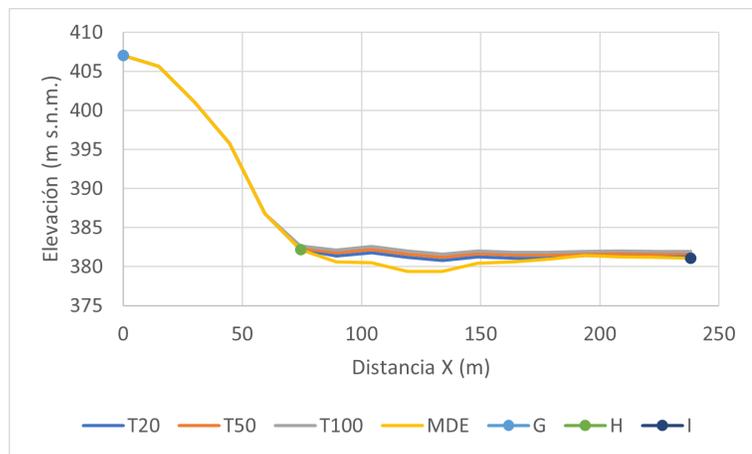


Figura 5.5: Perfil transversal GHI con los resultados de la zona 1.

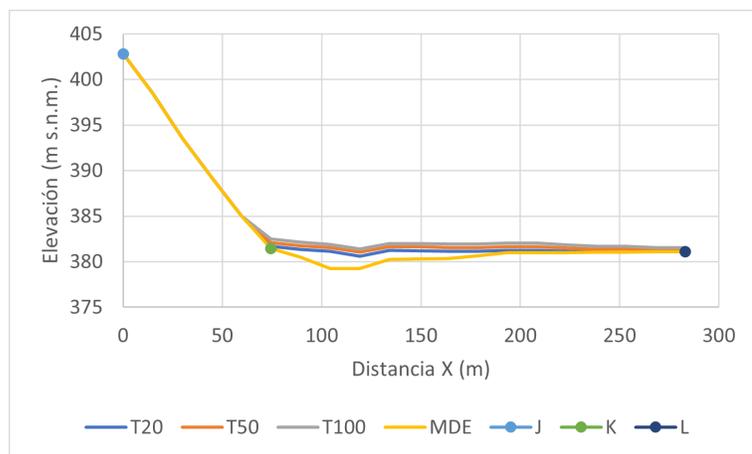


Figura 5.6: Perfil transversal JKL con los resultados de la zona 1.

Cabe destacar que este modelo hidráulico fue construido con datos cuya resolución no fue la adecuada. La topografía fue obtenida a través de datos satelitales cuya resolución es muy

grande para el nivel de detalle que se busca (12, 5 m), esto, más los problemas de depresiones y ruido que trae consigo el MDE, sumado a todo el pre-procesamiento al que se sometió, da como resultado una topografía inexacta y de poca resolución que no logra reflejar el detalle requerido para un modelo de este tipo. Cabe recordar que la geometría del cauce influye en gran manera los resultados obtenidos. Tampoco se logra reproducir de buena manera la geometría de los tranques de relave.

A los problemas de topografía se le debe sumar que tampoco se tomaron muestras de sedimento del cauce, sino que se hizo una estimación del tamaño de sedimento representativo a partir de un conjunto de datos (Ruz, 1999). Si bien ya se menciona que este es un buen método para estimar de manera inicial, se observó en los gráficos que existe una dispersión considerable en los valores de  $R_p$ . Un ejemplo de esto se muestra en la tabla 4.12 donde se observa que se obtuvieron valores para el  $D_{90}$  que van desde los 10 cm a los 50 cm. Tomando en cuenta que se consideró un flujo macrorrugoso, el tamaño representativo del sedimento tiene una gran incidencia en los resultados obtenidos para el coeficiente de rugosidad de Manning, el cual de por sí solo ya es difícil de estimar.

Otro problema, fue que no se pudieron validar los resultados con datos de alguna estación fluviométrica. Dentro de la cuenca de Illapel solo una estación fluviométrica (Illapel en el Peral) hubiera servido para validar los resultados, pero esta se encontraba varios kilómetros aguas abajo de los límites del modelo, por lo que finalmente no se incluyó.

Finalmente, este estudio da como resultado que, al menos para la crecida de 20 años de periodo de retorno, logra entrar agua al tranque de relave, lo que puede remover sedimento y de esta forma contaminar el río. Cabe destacar que los resultados obtenidos no corresponden a un trabajo de detalle que pueda ser capaz de medir y cuantificar el peligro que existe de remoción de sedimentos desde tranques de relave por alguna crecida. Sin embargo, es una buena metodología preliminar para advertir sobre las zonas propensas a sufrir algún evento de contaminación debido a alguna crecida, y de esta forma se pueda focalizar un estudio mas detallado en esas zonas.

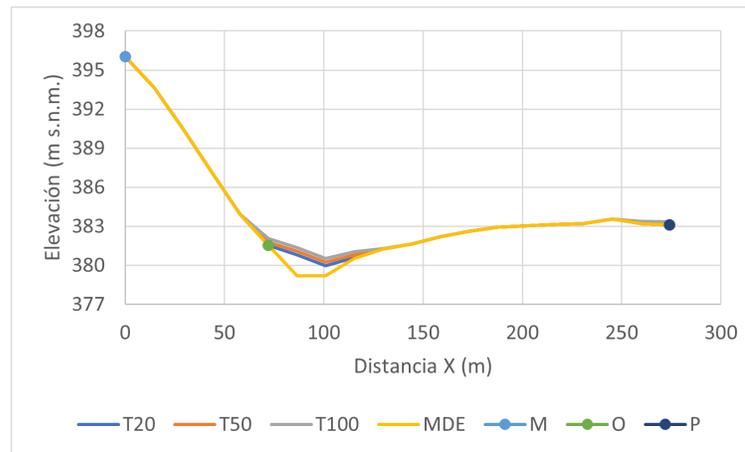


Figura 5.7: Perfil transversal MOP con los resultados de la zona 1.

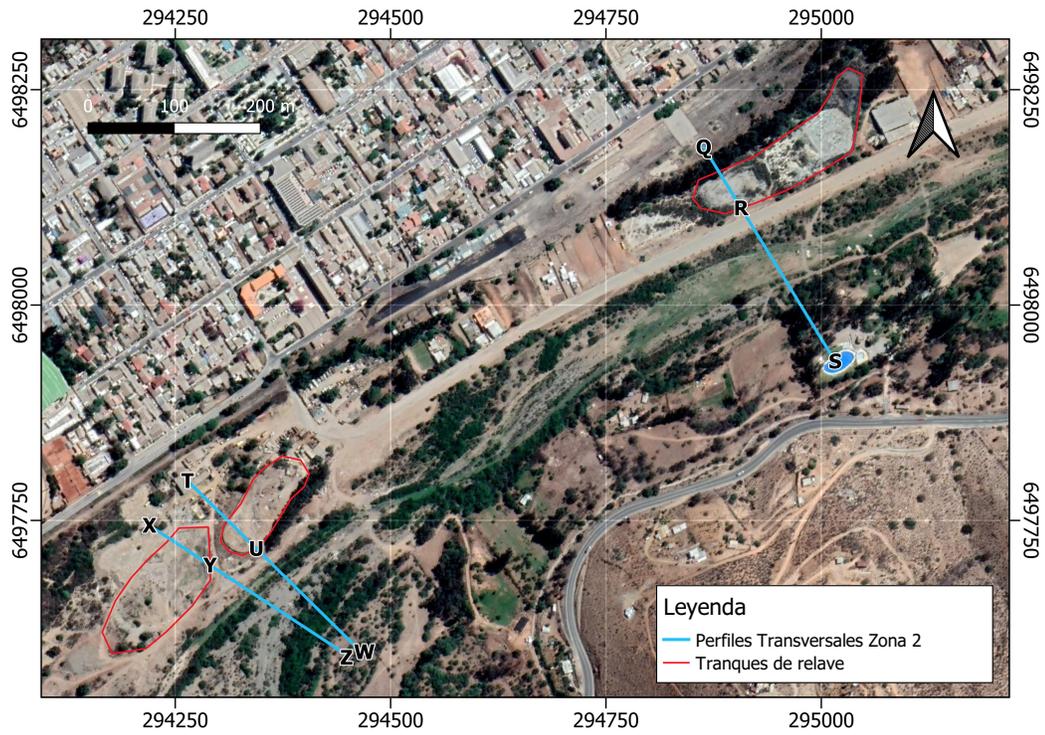


Figura 5.8: Mapa con perfiles transversales obtenidos de la zona 2.

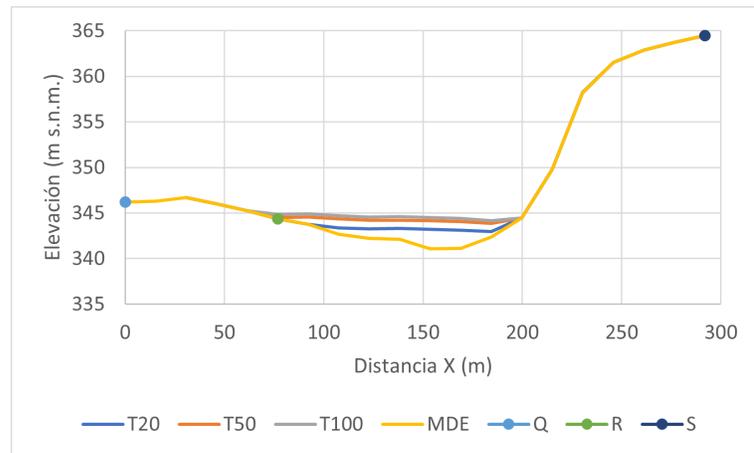


Figura 5.9: Perfil transversal QRS con los resultados de la zona 2.

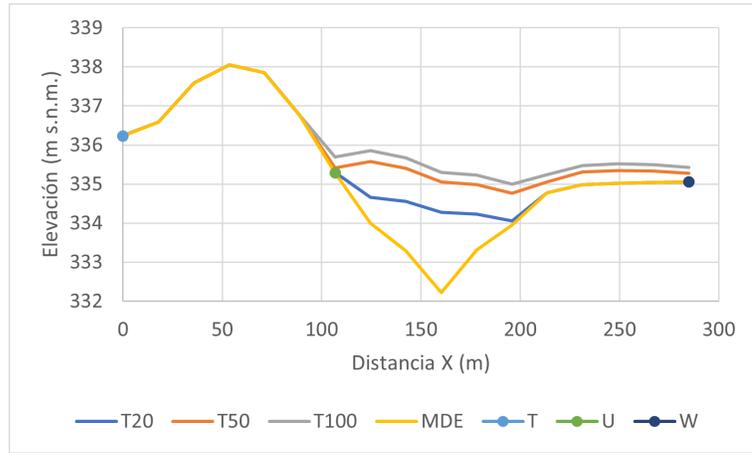


Figura 5.10: Perfil transversal TUW con los resultados de la zona 2.

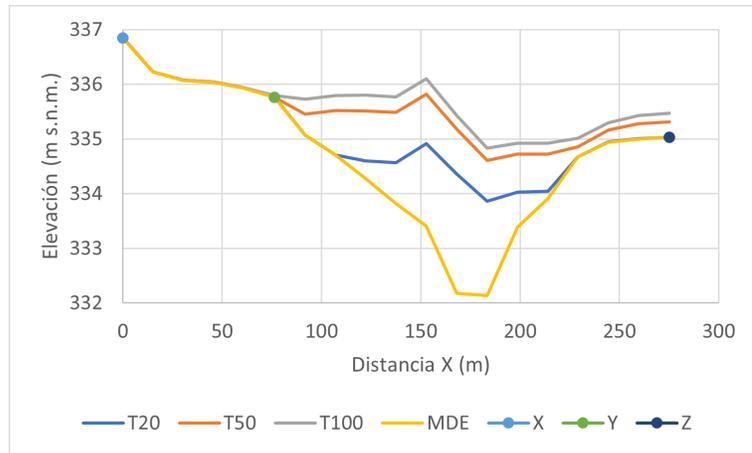


Figura 5.11: Perfil transversal XYZ con los resultados de la zona 2.

## 5.2. Estimación de parámetros para un flujo de detritos

A través del método de JICA (2010) se estimó el volumen de sedimento disponible susceptible de ser transportado  $V_{dy1}$  y un volumen de sedimento transportable por la crecida  $V_{dy2}$ . El volumen esperado es el mínimo entre estos dos valores. En la tabla 5.1 se pueden observar los resultados obtenidos, donde  $V_{dy1}$  supera con creces a  $V_{dy2}$ , por lo tanto, se determina que el volumen de sedimento que se puede producir en un flujo de detritos es  $V_{dy2}$ .

Tabla 5.1: Resultados obtenidos para el volumen de sedimentos, calculados según la metodología JICA (2010).

Volumen de sedimento	Cuenca 4	Cuenca 57
$V_{dy1} (m^3)$	42.690	40.936
$V_{dy2} (m^3)$	2.681	3.373

Además, cabe destacar que se variaron los parámetros de  $B_d$  y  $D_e$  para el cálculo de  $V_{dy1}$ , sin embargo, los resultados siguieron siendo mucho mayor que los obtenidos por el volumen de sedimento transportable por la crecida  $V_{dy2}$ , por lo que no se consideraron esos valores.

En la Tabla 5.2 se puede observar el volumen de sedimento estimado en un evento de flujo de detritos para una tormenta de 6 horas de duración. Se observa que el volumen de sedimento alcanza de un 47% a 49,6% de la mezcla. Luego a partir de este resultado de volumen de sedimento se estiman algunos parámetros importantes en un flujo de detritos, a partir de relaciones empíricas obtenidas de datos de terreno (Rickenmann, 1999). Estos datos se pueden ver en la Tabla 5.3.

Tabla 5.2: Resultados obtenidos de la estimación del volumen de sedimentos.

Zona	Volumen de sedimento (m3)	Pp T=25 (mm)	Duración de la tormenta (hrs)	Volumen de agua (m3)	% sedimento
Cuenca 4	2.681	33,81	6	3.014	47,1
Cuenca 57	3.373	33,81	6	3.424	49,6

Tabla 5.3: Parámetros obtenidos de las relaciones empíricas propuestas por Rickenman (1999).

Zona	Q peak (m <sup>3</sup> /s)	Velocidad (m/s)	Distancia máxima de viaje (m)	Distancia hasta el Tranque (m)
Cuenca 4	71,7	5,27	912	1.427
Cuenca 57	86,9	5,74	974	1.415

Podemos ver que para ese volumen de sedimentos se tiene un caudal peak de 71,7 y 86,9 (m<sup>3</sup>/s), lo cual se aleja en gran medida a los caudales obtenidos a través de trasposición de áreas. A pesar de que el caudal estimado en el estero Aucó se obtuvo a partir de una metodología sin estación fluviométrica, los resultados se consideran inexactos, pero se consideran una buena aproximación. Además, el pequeño tamaño de las cuencas, de áreas menores a 1 km<sup>2</sup> hace muy difícil que se pueda obtener ese nivel de caudal.

También podemos ver que la distancia máxima de viaje se encuentra entre 912 y 974 m, en comparación a la distancia hasta el tranque de relave que ronda los 1.400 m. Cabe destacar que estas fórmulas empíricas tienen asociada cierta dispersión, por lo que 500 m de distancia se considera una diferencia esperable. Además, estas fórmulas no toman en cuenta variables geomorfológicas de la cuenca que pueden afectar en los resultados. Si bien es una buena forma de estimar un aluvión, hay que tener en cuenta que los resultados no son exactos, además, no se contaba con datos históricos de flujos de detritos que pudieran ayudar a estimar o validar los resultados obtenidos.

Como se menciona, la distancia máxima de viaje calculada no logra llegar al depósito de relave. Guiándose solamente por los cálculos, se podría decir que no existe un riesgo de remoción de sedimentos desde el tranque de relave, ya que el aluvión se detendría aproximadamente 500 metros antes. Sin embargo 500 metros se encuentran dentro de la dispersión

esperable, por lo que sigue existiendo la posibilidad de que, en un evento aluvional, el flujo de detritos alcance la distancia necesaria para entrar al depósito y remover sedimento, el cual puede ser depositado en el río y contaminar. Si bien, los resultados obtenidos son solo una aproximación, se puede decir que es una zona propensa a sufrir algún evento de contaminación por flujo de detritos, y que requiere de un estudio más detallado para concluir si es posible una remoción de sedimento por parte de este.

# Capítulo 6

## Conclusiones

Este trabajo analiza la existencia de riesgo de arrastre de sedimento en tranques de relave debido a crecidas del río y flujos de detritos, a través de un modelo hidráulico para las crecidas, y a través de la estimación de parámetros para los flujos de detritos. En base a esto, se cumplen los objetivos planteados en el Capítulo 1 de este documento y se concluye lo siguiente:

### 6.1. Modelo hidráulico

De los resultados obtenidos a partir del modelo hidráulico, se encontraron zonas propensas a tener eventos de contaminación de aguas superficiales, debido a crecidas del río Illapel y el estero Aucó. Específicamente en el estero Aucó ocurre que un tranque de relave es sobrepasado por la altura del flujo en el río (de periodos de retorno de 20, 50 y 100 años), pudiendo producir un transporte de sedimento desde el tranque de relave, y de esta manera, un posible evento de contaminación de aguas superficiales. Sin embargo, estos resultados se consideran inexactos debido a diferentes factores:

- la baja resolución y los problemas de ruido del MDE, además de que su procesamiento también altera los valores de las elevaciones. Para un modelo de este tipo y obtener resultados concluyentes, se necesita una resolución más fina de la topografía;
- la estimación del tamaño de sedimento representativo según el valor de la pendiente, debido a la gran dispersión en los datos que tiene esta metodología. Para obtener valores más exactos se recomienda obtener muestras del sedimento en terreno;
- la nula posibilidad de poder calibrar el modelo, a través de una calibración del coeficiente de rugosidad de Manning, como no se tienen datos de terreno con los cuales comparar, se desconoce si los valores obtenidos son una buena estimación;
- el no poder validar los resultados obtenidos con datos reales ni poder cuantificar el error de los resultados.

Debido al poco detalle, no es posible medir o cuantificar el peligro de contaminación existente debido a eventos de crecida. Sin embargo se considera una buena metodología preliminar para identificar zonas propensas a la contaminación.

Finalmente, se cumple con los objetivos y se destaca que para crecidas de al menos 20 años de periodo de retorno, existe peligro de remoción de sedimentos desde un tranque de relave, lo cual debe ser estudiado en más detalle. También se destaca que este estudio tiene una metodología simple y de bajo costo, el cual se puede utilizar de manera preliminar para encontrar zonas propensas a contaminar, y luego realizar estudios de mayor detalle en estas.

## **6.2. Estimación de parámetros para un flujo de detritos**

Debido a la poca existencia de datos históricos relacionados con flujos de detritos en la zona de Illapel, se hace imposible validar los resultados obtenidos. No existen registros de el volumen de sedimento producido en el flujo de detritos ocurrido el año 2017, por ende no se sabe si la metodología empleada para este cálculo, se encuentra en un rango razonable. Además, a simple vista se descarta la relación propuesta para la estimación del caudal peak, debido a la gran diferencia obtenida con el caudal estimado para la cuenca. También, se estima una distancia de viaje aproximadamente 500 m menor que la distancia existente hasta los tranques de relave, esto se considera aceptable, debido a la dispersión obtenida de los datos a partir de los cuales se estimaron las relaciones empíricas, y debido a esta dispersión y la corta distancia de diferencia (500m) se considera probable que un flujo de detritos alcance la distancia del tranque de relaves, siendo una zona propensa a la remoción de sedimentos y una posible contaminación de las aguas superficiales.

Considerando los eventos de flujo de detritos del año 2017 (donde un evento ocurrió muy cerca del tranque de relave en estudio) y el resultado obtenido para la distancia máxima recorrida de un flujo de detrito (el cual considerando la dispersión de la relación utilizada, la distancia podría ser mayor), se considera que la zona en donde se ubica este tranque de relave, es una zona propensa a eventos de contaminación y que es necesario estudiar esta zona con más detalle.

Para poder estudiar en detalle las zonas propensas a generar algún tipo de contaminación (ya sea por crecidas o flujos de detritos), se recomienda realizar un levantamiento en terreno con el objeto de medir topografía, tamaño de sedimentos, morfología fluvial, vegetación del cauce, parámetros geomorfológicos de la cuenca, altura y caudales. De esta forma se obtendrán resultados más robustos y validados.

Considerando los eventos de flujo de detritos del año 2017 (donde un evento ocurrió muy cerca del tranque de relave en estudio) y el resultado obtenido para la distancia máxima recorrida de un flujo de detrito (el cual considerando la dispersión de la relación utilizada, la distancia podría ser mayor), se considera que la zona en donde se ubica este tranque de relave, es una zona de riesgo, propensa a eventos de contaminación y se recomienda estudiar esta zona con más detalle.

# Capítulo 7

## Bibliografía

Alvarado, L. y Garcés, E. (1983). Catastro de curvas granulométricas integrales en ríos chilenos. VI Congreso nacional de Ingeniería Hidráulica, Universidad Católica de Chile.

Ata, R. (2018). User manual of open software TELEMAC-2D, Version v8p0.

Ayala, L., and Oyarce, O. (1993). Pérdida de energía en ríos de montaña condicionados por acorazamiento y gasto sólido de fondo. IX Congreso Chileno de Hidráulica. Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica. Concepción, Chile

CENMA (2010). Análisis de la composición físico química de los sedimentos fluviales y su relación con la disponibilidad de metales en agua, cuenca del río Choapa. Tomo III de V.

Chow, V. T. (1994). Hidráulica de canales abiertos (No. 627.13 C552h). Bogotá, CO: McGraw-Hill.

Coquimbo Informa (2015). Corte de emergencia en sector alto de Illapel por alta turbiedad en el río. [en línea] 8 de agosto, 2015. <<https://coquimboinforma.cl/corte-de-emergencia-en-sector-alto-de-illapel-por-alta-turbiedad-en-el-rio/>>

David Noticias (2014). Crecida Estero Aucó provoca corte de ruta D-705 Illapel-Canela. [en línea] 12 de Junio, 2014. <<https://www.davidnoticias.cl/crecida-estero-auco-provoca-corte-de-ruta-d-705-illapel-canela/>>

David Noticias (2017). Illapel sufre corte de agua por turbiedad del Río Illapel y derrame de relaves pasivos. [en línea] 12 de mayo, 2017. <<https://www.davidnoticias.cl/illapel-sufre-corte-agua-potable-turbiedad-del-rio-illapel-derrame-relaves-pasivos/>>

Decreto Supremo N° 41 (1970). Aprueba Reglamento de la Ley de Cierre de Faenas e Instalaciones Mineras. Ministerio de Minería.

Decreto Supremo N° 50 (2015). Aprueba Reglamento a que se refiere el artículo 295 inciso 2°, del Código de Aguas, estableciendo las condiciones técnicas que deberán cumplirse en el proyecto, construcción y operación de las Obras Hidráulicas identificadas en el artículo 294 del referido texto legal. Ministerio de Obras Públicas.

- Decreto Supremo N° 86 (1970). Aprueba Reglamento de Construcción y Operación de Tranques de Relaves. Ministerio de Minería.
- Decreto Supremo N° 132 (2002). Aprueba Reglamento de Seguridad Minera. Ministerio de Minería.
- Decreto Supremo N° 148 (2004). Aprueba Reglamento Sanitario sobre el manejo de Residuos Peligrosos. Ministerio de Salud.
- Decreto Supremo N° 248 (2007). Aprueba Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves. Ministerio de Minería.
- DGA (1995). Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica, Santiago, Chile.
- GEMMA, M. (2007). Movimientos en masa en la región andina: una guía para la evaluación de amenazas. Bogotá: INGEOMINAS.
- Hervouet, J. M. (1999). TELEMAC, a hydroinformatic system. *La houille blanche*, (3-4), 21-28.
- Hungr, O., Morgan, G. C., and Kellerhals, R. (1984). Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures, *Can. Geotechnical J.* 21, 663–677.
- Hungr, O. (1995). A model for the runout analysis of rapid flow slides, *Can. Geotechnical J.* 32, 610–623
- Hürlimann, M., Rickenmann, D., Medina, V., Bateman, A. (2008). Evaluation of approaches to calculate debris-flow parameters for hazard assessment. *Engineering Geology*, 102(3-4), 152-163.
- Japan International Cooperation Agency (2010). Technical standards and guidelines for planning design of Sabo structures.
- Keulegan, G.H. (1938) Laws of turbulent flow in open channel. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, Vol. 21, pp. 707-741.
- Leliavsky, S. (1966). Introducción a la hidráulica Fluvial. Ediciones Omega S.A.
- Limerinos, J. T. (1970) Determination of Manning coefficient from measured bed roughness in natural rivers. Rep. 1898-B, U.S. Geological Survey Water Supply.
- Ministerio de Minería (2019) Plan Nacional de Depósitos de Relaves para una Minería Sostenible.

Mitasova, H., Mitas, L., Brown, W. M., Johnston, D. (1999). Terrain modeling and soil erosion simulations for Fort Hood and Fort Polk test areas. Geographic Modeling and Systems Laboratory, University of Illinois at Urbana-Champaign.

Mizuyama, T., Kobashi, S., and Ou, G. (1992). Prediction of debris flow peak discharge, Proc. Int. Symp. Interpraevent, Bern, Switzerland, Bd. 4, pp. 99–108.

MOP (1999). EIA Embalse Illapel.

Niño, Y. (2019). Resistencia Hidráulica en Canales Aluviales. Material del curso Transporte Hidráulico de Sólidos, Universidad de Chile. Semestre primavera 2019.

ONEMI (2017). Plan Específico de Emergencia por Variable de Riesgo, Remoción en Masa.

Parker, G. and Peterson, A. W. (1980) Bar resistance of gravel-bed streams. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 106, No. HY10, pp. 1559-1575.

Pierson, T. C. (1986). Flow behavior of channelized debris flows, Mt. St. Helens, Washington, In: A. D. Abraham (ed), Hillslope Processes, Allen Unwin, Boston, pp. 269–296.

PWRI (1988). Technical standard for measures against debris flow (draft), Technical Memorandum of PWRI, No. 2632, Ministry of Construction, Japan.

Rickenmann, D. (1999). Empirical relationships for debris flows. Natural hazards 19 (1), 47–77.

Rickenmann, D. and Zimmermann, M. (1993) The 1987 debris flows in Switzerland: documentation and analysis, Geomorphology 8, 175–189.

Ruz, A. (1999). Distribución del tamaño de sedimento en ríos Chilenos.

Sepúlveda, N.; Álvarez, J. (2017). Efectos Geológicos del sistema frontal del 11 al 13 de mayo de 2017, Región de Coquimbo, Comuna de Illapel. INF-COQUIMBO-03.2017. SERNAGEOMIN, Informe inédito, 11 pp.

SERNAGEOMIN (2020). Catastro de depósitos de relaves en Chile 2020. (<https://www.sernageomin.cl/datos-publicos-deposito-de-relaves/>)

SERNAGEOMIN (2018). Estudios de normativas internacionales de diseño, construcción, operación, cierre y post cierre de depósitos de relaves. (<https://www.sernageomin.cl/publicaciones-depositos-de-relaves/>)

Solís, E. (1995). Modelación matemática de corrientes de detritos. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, U. de Chile.

Stenberg, H. (1875). “Untersuchungen u ben La ngen und Querprofil geschiefefu hrende Flu sse.” Z. Bauwesen, 25, 483–506.

Sun, X., Rosin, P.L., Martin, R.R., Langbein, F.C. (2007): Fast and effective feature-preserving mesh denoising. *IEEE Transactions on Visualization and Computer Graphics*, Vol.13, No.5, pp.925-938.

Takahashi, T. (2007). *Debris flow: mechanics, prediction and countermeasures*. Taylor Francis.

Wang, L. H. Liu (2006): An efficient method for identifying and filling surface depressions in digital elevation models for hydrologic analysis and modelling. *International Journal of Geographical Information Science*, Vol. 20, No. 2: 193-213.