

## **1. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. GENERALIDADES**

El presente informe, corresponde al informe final del **“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA, COMUNA DE ARICA, SEGUNDO LLAMADO”**.

La Quebrada de Acha se encuentra relativamente cerca de Arica a solo 5 km, lo que ha permitido a la población pensar en Acha como una alternativa de asentamiento con la salvedad que la mayor parte del día se encuentra en sus actividades en Arica pernoctando en Acha.

Actualmente la Quebrada de Acha ha sido afectada por el aumento en su densidad poblacional en los últimos 15 años, siendo incluso considerada hoy en día por la población como una alternativa habitacional. La falta de estudios que permitan la determinación de las zonas de inundabilidad, ha generado que la mayoría de los terrenos se encuentren en situación de irregularidad, no permitiendo a los usuarios acceder a los beneficios que les permitiría una regularización de sus terrenos, como son Agua Potable, electricidad, (servicios básicos), dotar a la población con herramientas que les permiten mejorar su calidad de vida, lo cual es una base para el crecimiento y proyección.

### **1.2. OBJETIVOS**

De acuerdo con los Términos de Referencia del estudio, el objetivo general, es obtener un estudio básico, que defina el comportamiento hidrológico, hidráulico y mecánico fluvial del río Acha y su interacción con el ámbito territorial existente.

### **1.2.1. Objetivos del Estudio**

- Recoger, sistematizar y analizar los antecedentes.
- Evaluación de suficiencia de datos.
- Caracterizar el medio físico y biótico. Realizar un análisis ambiental y análisis socio-económico.
- Obtención de topografía.
- Caracterización y clasificación de los suelos.
- Realizar un estudio pluviométrico: analizar datos pluviométricos, contraste de la información, determinación de precipitaciones máximas diarias, distribución temporal de lluvia, caracterización de la tormenta de diseño, curvas de intensidad-duración- frecuencia.
- Realizar estudio Hidrológico: estimación de parámetros, creación de modelo hidrometeorológico.
- Realizar estudio hidráulico y mapas de riesgo de inundación: Crear modelo hidráulico, análisis de resultados en base a, inundación, comportamiento hidrodinámico, peligrosidad, impacto sobre clasificación de suelos.
- Análisis de gasto de sólido de fondo y determinación de capacidad de arrastre
- Determinación de eje hidráulico y zonas de inundación para periodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 25, 50 y 100 150 200 300.
- Llevar a cabo un análisis de las actuaciones. Estudios previos de impacto sobre usos de suelos,
- Definición de alternativas de protección: análisis de las alternativas: costos, Análisis Ambiental.

### **1.2.2. Objetivos Diagnóstico**

- Caracterización del medio físico y biótico.
- Análisis ambiental y análisis socio-económico.
- Topografía.
- Caracterización y clasificación de los suelos.
- Estudios hidrológicos: estimación de parámetros, creación de modelo hidrometeorológico.
- Precipitaciones máximas diarias, distribución temporal de lluvia, caracterización de la tormenta de diseño, curvas de intensidad-duración-frecuencia.
- Estudios hidráulicos y mapas de riesgo de inundación.
- Determinación de ejes hidráulicos y zonas de inundación para diferentes periodos de retorno.
- Estudios de gasto de sólido de fondo y determinación de capacidad de arrastre.
- Análisis de actuaciones. Estudios previos de impacto sobre usos de suelos.
- Alternativas de protección.

### 1.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La cuenca del río san José (013) se divide en dos subcuencas: Azapa alto (0130) y Río San José (0131), de ésta última es parte la quebrada de Acha, las cuales se indican a continuación en el Cuadro 1.3-1 y se muestran en la Figura 1.3-1

**CUADRO 1.3-1  
CÓDIGO ASIGNADO A CADA CUENCA Y SUBCUENCAS**

CODIGO CUENCA	CUENCAS NOMBRE	AREA KM2	TIPO	REGION	% por REGION
CODIGO SUBCUENCA	SUBCUENCAS NOMBRE	AREA KM2			
<b>010</b>	<b>Altiplánicas</b>	<b>11369,1</b>	<b>Endorreica</b>	<b>XV - I</b>	<b>(40 - 60)%</b>
0100	Entre Límite Perú-Bolivia y Río Lauca	1363,3			
0101	Lago Chungara	282,7			
0102	Río Lauca	2356,1			
0103	Salar de Surire	562,3			
0104	Entre Estero Sencata y Río Sacaya	3626,1			
0105	Salar del Huasco	1691,6			
0106	Entre Salares Huasco y Coposa	100,2			
0107	Salar de Coposa	1111,1			
0108	Salar de Michincha	275,7			
<b>011</b>	<b>Quebrada de la Concordia</b>	<b>785</b>	<b>Exorreica</b>	<b>XV</b>	<b>100</b>
0111	Quebrada de La Concordia	784,8			
<b>012</b>	<b>Río Lluta</b>	<b>3437</b>	<b>Exorreica</b>	<b>XV</b>	<b>100</b>
0120	Río Lluta Alto	2305,3			
0121	Río Lluta Bajo	1131,9			
<b>013</b>	<b>Río San José</b>	<b>3194</b>	<b>Exorreica</b>	<b>XV</b>	<b>100</b>
0130	Azapa Alto	907,1			
0131	Río San Jose	2286,9			
<b>014</b>	<b>Costeras Río San Jose – Quebrada Camarones</b>	<b>2676</b>	<b>Exorreica</b>	<b>XV</b>	<b>100</b>
0140	Costeras entre Río San Jose y Quebrada Vitor	181,5			
0141	Quebrada Vitor	1623,4			
0142	Costeras Entre Quebradas Vitor y Camarones	870,7			
<b>015</b>	<b>Quebrada Río Camarones</b>	<b>4682</b>	<b>Exorreica</b>	<b>XV - I</b>	<b>(42 - 58)%</b>
0150	Río Camarones Antes Junta Quebrada de Chiza	2320,1			
0151	Quebrada de Chiza	2204,4			
0152	Río Camarones Bajo	157,4			

Fuente: Elaboración propia utilizando bases técnicas.

**FIGURA 1.3-1  
ÁREAS DE INFLUENCIA**



Fuente: Bases técnicas del estudio.

#### 1.4. DESARROLLO DEL ESTUDIO

Para abordar los objetivos anteriormente mencionados, el estudio se ha dividido en 4 etapas que se contempla a realizar en un plazo de 373 días corridos.

Las 4 etapas en las que se divide el estudio se detallan a continuación,

ETAPAS O FASES	PLAZO EJECUCIÓN	PLAZO REVISIÓN	PLAZO CORRECCIÓN	PLAZO APROBACIÓN O RECHAZO	PLAZO MÁXIMO TOTAL
I	40	10	10	5	65
II	70	10	10	7	97
III-a	40	10	10	7	67
III-b	40	10	10	7	67
IV	50	10	10	7	77
<b>PLAZO TOTAL CONSULTORÍA</b>					<b>373</b>

## “ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA, COMUNA DE ARICA”

### CAPITULO 1

### RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

#### CONTENIDO

1	RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES .....	1-3
1.1	Introducción.....	1-3
1.2	Diagnóstico de la Situación Actual .....	1-6
1.2.1	Localidad Acha .....	1-6
1.2.2	La Quebrada de Acha.....	1-6
1.2.3	Descripción del problema.....	1-6
1.2.4	Área de Influencia .....	1-7
1.2.5	Noticias aparecidas en prensa .....	1-8
1.2.6	Informe Sernagemin Inf-2019-Arica y Parinacota-03: Revisión de las zonas afectadas por el evento hidrometeorológico que afectó a la región de Arica y Parinacota desde el 26 enero hasta el 13 de febrero de 2019 .....	1-14
1.2.7	Informe DGA 2017: Acta expedientes de obras n° 08 artículo 172 del código de aguas 1-27	
1.2.8	Normativa vigente.....	1-34
1.3	Revisión del Estudio: Análisis de Requerimientos en Infraestructura Hídrica Macrozona Norte Grande.....	1-35
1.3.1	Geomorfología y clima.....	1-35
1.3.2	Análisis de cuencas prioritarias en Región de Arica y Parinacota .....	1-46
1.3.3	Análisis de la cuenca del Río San José .....	1-54
1.4	Revisión del Estudio: “Estudio de Transporte de Sedimentos en Río Lluta, Marzo 2016” . 1-69	
1.4.1	Propósito del estudio .....	1-69
1.4.2	Embalse Chironta .....	1-70
1.4.3	Características morfológicas generales del río Lluta .....	1-71
1.4.4	Recopilación y revisión de estudios previos disponibles .....	1-73
1.4.5	Análisis hidráulico de alternativa del Escenario 1: Situación sin embalse .....	1-105
1.4.6	Modelo de transporte de sedimentos del escenario actual .....	1-107
1.4.7	Simulaciones del régimen sedimentológico diario (7).....	1-122
1.4.8	Simulaciones del régimen sedimentológico de crecidas (8) .....	1-132
1.5	Consultoría PM-29: Plan Maestro De Aguas Lluvias de Arica. Manejo de los Cauces de los Ríos Lluta y San José y sus Desembocaduras. Arica, I Región" .....	1-138

1.5.1	Diagnóstico Situación Actual Ríos Lluta .....	1-140
1.5.2	Diagnóstico Situación Actual Ríos San José.....	1-141
1.6	Revisión Tomo 3 del Plan De Manejo del Cauce para la Cuenca del Río Lluta.....	1-143
1.6.1	Diagnóstico.....	1-143
1.6.2	Soluciones .....	1-144
1.6.3	Recomendaciones.....	1-146
1.6.4	Objetivos y alcances del estudio .....	1-147
Plan de Manejo del Cauce del Río Lluta .....		1-148
1.6.5	Descripción general del área de estudio.....	1-148
1.6.6	Recopilación y análisis de antecedentes existentes.....	1-150
1.6.7	Estudio hidrológico .....	1-152
1.6.8	Estudio Hidráulico y Mecánico Fluvial .....	1-153
1.6.9	Visión Estratégica, Objetivos y Metas .....	1-158
1.6.10	Dimensionamiento de las obras.....	1-163
1.6.11	Medidas no estructurales.....	1-167
1.6.12	Conclusiones .....	1-168
1.7	Revisión Tomo 4 Del Plan De Manejo Del Cauce Para La Cuenca Del Río San José ..	1-176
1.7.1	Diagnóstico.....	1-177
1.7.2	Soluciones .....	1-178
1.7.3	Recomendaciones.....	1-179
1.7.4	Objetivos y alcances del estudio .....	1-180
1.7.5	Descripción general del área de estudio.....	1-182
1.7.6	Recopilación y análisis de antecedentes existentes.....	1-184
1.7.7	Estudio hidrológico .....	1-185
1.7.8	Estudio Hidráulico y Mecánico Fluvial Río San José.....	1-186
1.7.9	Visión Estratégica, Objetivos y Metas .....	1-191
1.7.10	Dimensionamiento de las obras.....	1-195
1.7.11	Conclusiones .....	1-200
1.8	Síntesis de los Antecedentes Relevantes para el Desarrollo del Presente Proyecto. ....	1-208
1.8.1	Impacto de eventos históricos .....	1-209
1.8.2	Antecedentes hidrológicos .....	1-211
1.8.3	Morfología.....	1-213
1.8.4	Geografía.....	1-214
1.9	Referencias Bibliográficas.....	1-215

## **1 RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES**

### **1.1 Introducción**

Esta Recopilación de Antecedentes reúne toda la información disponible para el adecuado desarrollo del proyecto, tales como estudios previos, visitas a terreno, informes, etc. que se encuentran disponibles en instituciones como DGA, DOH, Municipalidades, etc.

Se revisan los estudios desarrollados con anterioridad en la zona de estudio efectuándose un análisis crítico a los mismos. Se identifican y caracterizan los cauces y quebradas afluentes, poniendo especial atención en aquellas localizaciones ubicadas en la cercanía de la zona en estudio.

Además, se recopilará información Referente a:

- La normativa vigente que aplica en el presente estudio.
- Los terrenos que se encuentren involucrados en el proyecto, como así la información de la comunidad a la cual afecta.

El objetivo de la revisión es identificar definiciones relacionadas con el comportamiento hidrológico, hidráulico y mecánico fluvial del río Acha y su interacción con el ámbito territorial existente. Específicamente, se recogerán, sistematizaran y analizaran los antecedentes, realizándose finalmente una evaluación de suficiencia de datos referentes a:

- Caracterización del medio físico y biótico.
- Análisis ambiental y análisis socio-económico.
- Topografía.
- Caracterización y clasificación de los suelos.
- Estudios hidrológicos: estimación de parámetros, creación de modelo hidrometeorológico.
- Precipitaciones máximas diarias, distribución temporal de lluvia, caracterización de la tormenta de diseño, curvas de intensidad-duración-frecuencia.
- Estudios hidráulicos y mapas de riesgo de inundación.
- Determinación de ejes hidráulicos y zonas de inundación para diferentes periodos de retorno.
- Estudios de gasto de sólido de fondo y determinación de capacidad de arrastre.
- Análisis de actuaciones. Estudios previos de impacto sobre usos de suelos.
- Alternativas de protección.

A continuación, se presenta el reconocimiento detallado del área de interés y la de los antecedentes que tengan relación con los objetivos de este estudio.

Específicamente, se recopila toda la información valiosa para:

- Elaborar un detallado diagnóstico del funcionamiento hidráulico de los cauces de los Ríos Lluta y San José, a partir del cual poder definir un Plan de Manejo de Cauce.

- Caracterizar el fenómeno que originó el evento de crecida ocurrido a comienzos de 2019, recopilando información de daños en la infraestructura y a la población dentro del área de influencia del estudio.
- Obtener una visión clara del marco normativo necesaria para que cualquier actuación propuesta se encuentre de acuerdo con las leyes y reglamentos vigentes.

La recopilación permitirá contar con información detallada, tanto técnica como normativa, sobre el estado actual del cauce y de las obras relacionadas con él, considerada imprescindible para la planificación realista de posibles obras de reparación, reposición y/o mantención que se requieran y se planteen como parte de la consultoría.

Junto a la habitual recopilación de antecedentes contenidos en informes o estudios existentes, se ha investigado otras fuentes de información menos académicas que resulten de interés para la presente consultoría. Tal es el caso de la cuantiosa información disponible en internet, de gran valor si se usa adecuadamente.

La información revisada proviene de diversas fuentes, entre las que destacan:

- Ministerio de Obras Públicas a Nivel Central y Regional
- Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) y Dirección General de Aguas (DGA)
- Dirección de Vialidad (DV)
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU)
- Municipalidades
- Ministerios de Bienes Nacionales y del Medio Ambiente
- Servicio de Evaluación Ambiental (SEA)
- ONEMI
- Intendencia Regional, Gobernación Provincial
- SERNAGEOMIN
- CONAF
- CIREN CORFO
- Instituto Geográfico Militar (IGM)
- otros

También se revisaron algunos antecedentes generados por Universidades, entrevistas a la población y se consultó información de prensa e informes de actividades de Participación Ciudadana.

Los principales antecedentes analizados son:

#### Estudios:

- 1) “Análisis de requerimientos en infraestructura hídrica”, encargado por la Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas al Instituto Nacional de Hidráulica, INH. Diciembre 2016.

La revisión fue restringida a la macrozona Norte Grande

- 2) “Estudio de Transporte de Sedimentos en Río Lluta”, encargado por la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas a AC Ingenieros Consultores Ltda. Marzo 2016
- 3) “Plan Maestro De Aguas Lluvias de Arica. Manejo de los Cauces de los Ríos Lluta y San José y sus Desembocaduras. Arica, I Región”, encargado por la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas al consultor Luis Arrau del canto, en virtud de la resolución DOH n° 183 de fecha 31 de diciembre de 2002.

Se realiza una revisión del resumen ejecutivo del estudio, y en forma segregada los tomos 3 Y 4 del informe.

- Tomo 3: Plan de Manejo del Cauce Para la Cuenca del Río Lluta
- Tomo 4: Plan de Manejo del Cauce Para la Cuenca del Río San José.

#### Informes:

- 1) Informe Sernagemin Inf-2019-Arica y Parinacota-03: “Revisión de las zonas afectadas por el evento hidrometeorológico que afectó a la región de Arica y Parinacota desde el 26 enero hasta el 13 de febrero de 2019”, Asistencia encargada por la ONEMI de la Región de Arica y Parinacota y realizada por Mónica Marín, Francisca Falcón y Hugo Neira Santander. 2019.
- 2) “Acta expedientes de obras N° 08 artículo 172 del código de aguas”. Encargada por la Dirección General de Aguas del Ministerio de Obras Públicas. Arica, 07 de diciembre de 2017.

#### Noticias aparecidas en prensa:

Revisión de noticias aparecidas en los diferentes medios de comunicación, especialmente prensa, a nivel regional y nacional.

## **1.2 Diagnóstico de la Situación Actual**

### **1.2.1 Localidad Acha**

Acha es una localidad ubicada al sudeste de Arica, en la región chilena de Arica y Parinacota. Se ubica a unos 5 km de la capital regional, junto al acceso sur a la ciudad por la Carretera Panamericana. La localidad se encuentra junto a la quebrada de Acha, uno de los cursos fluviales temporales que cruzan el desierto de Atacama hasta desembocar al océano Pacífico en la costa ariqueña.

Según el censo de 2017, la localidad contaba con una población total de 387 personas, 218 hombres y 169 mujeres. Un 41,6% de los habitantes se identifica con un pueblo indígena. 411 viviendas particulares fueron identificadas, pero de las cuales sólo 161 contaban con moradores presentes.

### **1.2.2 La Quebrada de Acha**

La quebrada nace desde las elevaciones de la Pampa Oxaya uniéndose aguas abajo al río San José. Abarca una superficie de 1.180 km<sup>2</sup>.

La ausencia de antecedentes pluviométricos y fluviométricos en la cuenca de la Quebrada de Acha hacen necesario estimar, en forma indirecta, las crecidas máximas instantáneas ocurridas en la cuenca.

Al no existir antecedentes pluviométricos de la Quebrada de Acha, los estudios recientes consideran la similitud de la geomorfología y clima de las cuencas del río San José y la Quebrada de Acha.

### **1.2.3 Descripción del problema**

La Quebrada de Acha se encuentra relativamente cerca de Arica a solo 5 km, lo que ha permitido a la población pensar en Acha como una alternativa de asentamiento con la salvedad que la mayor parte del día se encuentra en sus actividades en Arica pernoctando en Acha.

Algunas de las viviendas ubicadas en la localidad de Acha, se encuentran ubicadas en las cercanías del cauce por lo cual fueron afectadas por importantes inundaciones en el evento ocurrido en febrero de 2019. Un sector especialmente afectado fue el Campamento Coraceros, donde la presencia de un dique contraído irregularmente al interior del cauce impidió el libre escurrimiento del flujo, provocando un peralte de los niveles de agua y por lo tanto importantes inundaciones.

Por lo cual en estos sectores se requiere evaluar medidas de mitigación (estructurales y no estructurales) tendientes a evitar o disminuir los efectos de las inundaciones producidos por eventos de crecida.

En otras épocas los terrenos de Acha eran especialmente utilizados para la actividad de la agricultura, crianza de animales, etc. En los últimos tiempos se ha vuelto una alternativa habitacional. No obstante, la mayoría de estos usos de terreno se encuentran en situación de irregularidad, no permitiendo a los usuarios acceder a los beneficios que les permitiría obtener servicios básicos, como son Agua Potable, electricidad, etc. mejorando su calidad de vida. Para el análisis estadístico de caudales se dispone de

información en las estaciones fluviométricas presentadas en la Tabla 1.1. La distribución espacial de estas estaciones se muestra en la Figura 1-1.

Tabla 1.1. Estaciones fluviométricas DGA en el área de estudio

Estación	WGS 1984 UTM 19S Este	WGS 1984 UTM 19S Norte	Altitud (m s.n.m.)
Acueducto Azapa en bocatoma	406241	7945166	960
Río San José antes bocatoma Azapa	397815	7944599	960
Río San José en Ausipar	414361	7944681	1300
Río Lauca en Cosapilla	440200	7967279	3000
Río Ticnamar en Angostura	440319	7952869	3010
Río Ticnamar en Ticnamar	442653	7950787	3800

Fuente: DGA y CR2.

Como se puede observar, no existen estaciones en la quebrada de Acha, lo que obligará a analizar las cuencas representativas vecinas a la estudiada para obtener caudales representativos a través de métodos de trasposición de áreas. Lo más probable es que se utilicen las estaciones de la cuenca de San José, por tener un rendimiento específico por unidad de área y precipitación similar a la cuenca de Acha, además de poseer una red más completa de datos pluviométricos y fluviométricos. Esta información se complementará con antecedentes existentes en la misma cuenca determinados en estudios similares.

#### 1.2.4 Área de Influencia

La cuenca del río San José (013) se divide en dos subcuencas: Azapa alto (0130) y Río San José (0131), de ésta última es parte la quebrada de Acha.

Figura 1-1. Vista panorámica.



Figura 1-2. Área de influencia.



## 1.2.5 Noticias aparecidas en prensa

### 1.2.5.1 27 de marzo de 2015 Intendente llamó tranquilidad por actividad fluvial en la Quebrada de Acha en Arica

<https://www.soychile.cl/arica/sociedad/2015/03/27/312898/intendente-llamo-tranquilidad-por-actividad-fluvial-en-la--quebrada-de-acha-en-arica.aspx>

El cauce de la Quebrada de Acha presenta agua hasta el kilómetro 16. El alcalde Urrutia, pidió que la comunidad no haga caso a informaciones alarmistas y espere la oficial.

Figura 1-3. Cauce del Río Acha.



La actividad del cauce en la Quebrada de Acha llega hasta el kilómetro 16 aseguró el intendente Emilio Rodríguez, tras una visita acompañado de otras autoridades para verificar la situación en ese lugar.

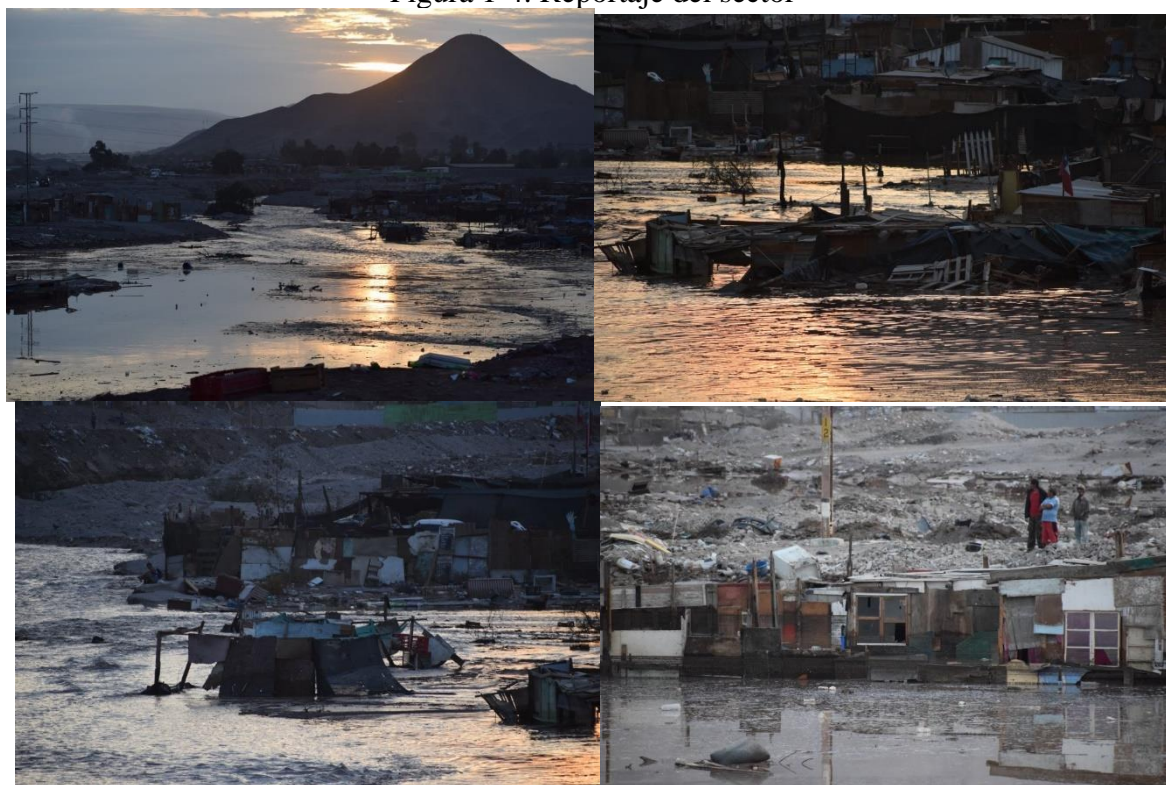
La máxima autoridad hizo un llamado a la ciudadanía a tener tranquilidad, ya que la quebrada del mismo nombre no presenta ningún cambio en su estado habitual en la zona residencial, “estamos en un activo trabajo con todas las instituciones para dar la tranquilidad de que, si este escenario variara y generara complicaciones, tomaremos las acciones pertinentes en el momento adecuado”.

El alcalde Salvador Urrutia, explicó que la Municipalidad está coordinada con el Gobierno Regional ante cualquier emergencia natural. "En estos momentos no existe amenaza en Acha, Azapa o Lluta, pero debemos advertir a la población para que se mantenga en calma, que no haga caso a informaciones alarmistas y que espere la oficial”.

#### **1.2.5.2** 1 de febrero de 2019: Las postales que dejó la inesperada bajada del río Acha en Arica

Tras seis años, el río Acha volvió a bajar en Arica, un cauce seco en el que campamentos y poblaciones enteras se han levantado en los últimos años. Damnificados, personas aisladas y un desaparecido fue el saldo de la fatídica noche vivida en la región de Arica y Parinacota.

Figura 1-4. Reportaje del sector



Fuente: <https://www.cooperativa.cl/noticias/pais/region-de-arica/las-postales-que-dejo-la-inesperada-bajada-del-rio-acha-en-arica/2019-02-01/090827.html>

### 1.2.5.3 3 febrero de 2019: Devastadora crecida de río Acha en Arica

Tras las fuertes lluvias en la región de Arica y Parinacota, las que provocaron una crecida del río y diversos desastres, el presidente Piñera anunció visita a esa zona para la semana del 11 de febrero.

Figura 1-5. Cauce del Río Acha.



Fuente: soychile.cl - <https://www.soychile.cl/arica/sociedad/2015/03/27/312898/intendente-llamo-tranquilidad-por-actividad-fluvial-en-la-quebrada-de-acha-en-arica.aspx>

**1.2.5.4** 8 febrero, 2019: MOP anuncia demolición de dique en Coraceros, mientras DGA aún “negocia” con infractor que construyó el muro.

Figura 1-6. Viviendas sumergidas en el agua



Fuente: <https://www.aricamia.cl/mop-anuncia-demolicion-de-dique-en-coraceros-mientras-dga-aun-negocia-con-infractor-que-construyo-el-muro/>

Una compleja trama de acciones irregulares de servicios públicos ha quedado al descubierto, tras la bajada del río Acha que inundó la emblemática toma

Más de 1.200 personas de la población Nueva Esperanza en la salida sur de Arica están en riesgo. Existe un informe alarmante que dice que ante una bajada del río Acha está en peligro la salud, la vida y los bienes de esos pobladores, y, aun así, ha pasado un año, y hasta ahora el Gobierno no ha concretado la destrucción del dique construido por un particular en el lecho el 2017, el cual fue sindicado por la Dirección General de Aguas (DGA) como el causante de ese inminente riesgo.

La violenta y repentina bajada de este torrente inundando el Campamento “Coraceros” la madrugada del 1 de febrero, junto con la evacuación de ese barrio por varias horas, dejó finalmente al descubierto la negligencia de varios servicios públicos en torno a este tema y el incumplimiento de la orden de demoler que está vigente desde fines de 2017.

Recién este sábado 2 de febrero, el ministro de Obras Públicas subrogante (s), Lucas Palacios anunció que finalmente su cartera se hará cargo de destruir la muralla que alteró el cauce del río Acha a partir de 2017. No estableció plazos concretos, pero sí confirmó que había encargado a la Dirección Regional de Obras Hidráulicas (DOH), tal como lo establece el Código de Aguas, que diseñara y cotizara las faenas de destrucción para ejecutarlas al más breve plazo, dado que el particular responsable nunca atendió la orden de la DGA de hacerlo.

Durante la visita que hizo a “Coraceros, Palacios dijo que “en este momento estábamos justamente en la cotización de las empresas que van a generar esa demolición”. Respecto del uso de la fuerza pública, solicitándola a la Gobernación de Arica, no se pronunció en concreto, pese a que el procedimiento del

Código de Aguas establece esta vía, ante un infractor que no ha atendido la orden de destrucción la alteración del cauce.

El secretario de Estado (s) reconoció que el Acta de Expedientes de Obras N°8 del 7 de diciembre de 2017 de la Dirección Regional de Aguas, la cual fue elaborada por la jefa de Fiscalización, Mirtha Arancibia –actual gobernadora de Arica- junto a otro fiscalizador, fue clave en la detección del dique obstruyendo el lecho seco del río Acha.

“Lamentablemente en nuestro país todavía hay gente que construye donde no debiera. Efectivamente el año 2017 se dio cuenta que esta construcción no estaba en regla, específicamente los permisos que requería. El 2018 se procedió al trámite de demolición.

Lamentablemente esto tiene unos tiempos. Primero se hace la denuncia, esto tiene un proceso que es largo, y finalmente después de cierto tiempo se puede iniciar el proceso de demolición”, advirtió.

#### 1.2.5.5 23 de febrero de 2019: Recuperan Cauce del Río Acha en Sector Coraceros

Figura 1-7. Cauce del Río Acha en Sector Coraceros.



Fuente: <https://www.aricaldia.cl/recuperan-cauce-del-rio-acha-en-sector-coraceros/>

Los trabajos permitirán resolver y prevenir situaciones como las vividas en la emergencia climática originadas por las lluvias estivales, las que provocaron un aumento del caudal, embalsamiento de agua producto de la obstrucción del cauce, y condiciones de riesgo para los habitantes del sector.

Estamos dando inicio al Plan de Reconstrucción, que es recuperar el cauce natural del río Acha, y conectarlo hacia el río San José, con un trabajo de 750 metros lineales.

Estamos realizando acciones y decisiones concretas, que debieron haberse tomado en periodos anteriores, pero que no se hicieron. En las emergencias anteriores fuimos afortunados, ya que este cauce no entró a la ciudad, y siendo esta vez desviado hacia el río San José, evitamos un daño mayor”.

Asimismo, señalo que “hemos trabajado arduamente para poder reconstruir y estar en esta segunda etapa de la emergencia. Las autoridades de Obras Públicas han dado el mayor apoyo a nuestra causa para avanzar rápidamente. En este trabajo estamos, y damos inicio al proceso de reconstrucción de la Región de Arica y Parinacota”.

Por su parte, el seremi del MOP, Guillermo Beretta, comentó que “estamos cumpliendo la ley, respecto a una ocupación que no debió suceder y que debía socavarse dentro del Plan de Reconstrucción. Empezamos a reconstruir el cauce del río Acha en 750 metros lineales de encauzamiento y demolición de 42 mil metros cúbicos de material que está depositado sobre el sector de desembocadura de ambos ríos. De esta forma, estamos dando seguridad a los sectores aledaños y poblados, con el compromiso de evitar que sufran futuro daños por las bajadas de ríos. Por lo tanto, trabajaremos durante 60 días con maquinaria pesada para retirar los materiales que dejó el río, y construiremos una obra para tener un cauce normal, dando seguridad al curso del agua que podría aumentar nuevamente”, dijo la autoridad regional.

Añadiendo que en las obras “incluiremos la demolición de un muro, que tiene una ocupación irregular, con un material de relleno que un particular realizó en el sector de cauce. Por ley, no debió suceder, por lo que será retirado, teniendo los resguardos y buscando respetar las áreas de inundación del río Acha. Por lo tanto, contempla por ley el retiro del muro y del terreno por donde debería pasar el cauce, hasta la desembocadura del río San José”.

En la misma línea, la seremi de Bienes Nacionales, Karla Villagra, expresó que “como lo ha dicho nuestra intendenta estamos preocupados por los terrenos de uso público de nuestro país, y cuando un particular hace uso indebido de esos bienes debe ser sancionado”.

#### 1.2.5.5.1 Campamento Coraceros

Según explicó el seremi de Vivienda y Urbanismo, Giancarlo Baltolú Quintano, “este es un trabajo coordinado, y es la primera etapa del cierre definitivo de Coraceros, que significa la rehabilitación del lecho del río, para posteriormente inhabilitar las viviendas de este sector y cerrar perimetralmente este campamento”.

La autoridad agregó que “esto es parte de la historia oscura de nuestra ciudad, que afecto a gente con muchas carencias y condiciones precarias y en donde nosotros como parte del Gobierno del presidente Piñera nos vamos a hacer cargo y resolver este problema, además de generar las acciones para crear un parque urbano que le dé vida a un sector que está deteriorado”.

#### 1.2.5.5.2 Cauce urbano del río Acha

Los trabajos fueron adjudicados a la empresa Constructora FV S.A, por un monto de \$362.462.954, en un plazo de 60 días corridos. En lo específico, las obras consistirán en el encauzamiento de 750 metros lineales y en 42.611 m<sup>3</sup> de remoción de material que permitirán el libre escurrimiento de las aguas evitando inundaciones y socavamiento del sector.

## **1.2.6 Informe Sernagemin Inf-2019-Arica y Parinacota-03: Revisión de las zonas afectadas por el evento hidrometeorológico que afectó a la región de Arica y Parinacota desde el 26 enero hasta el 13 de febrero de 2019**

Asistencia solicitada por: ONEMI Región de Arica y Parinacota realizada por: Mónica Marín, Francisca Falcón y Hugo Neira Santander.

### **1.2.6.1 Antecedentes**

Este documento da respuesta al requerimiento presentado por la ONEMI Región de Arica y Parinacota de revisar las zonas afectadas por las lluvias que se registraron desde el día 25 de enero hasta el 13 de febrero de 2019, en forma más o menos ininterrumpida y cuyas características principales son:

- La posición de la isoterma 0°C se situó en aproximadamente 5.400 a 5.500 m.s.n.m.
- Durante todo el evento meteorológico se verificaron únicamente precipitaciones líquidas, exceptuándose las cimas de los volcanes de la zona que se encuentran sobre los 5.200 a 5.500 m.s.n.m.

Más información de las precipitaciones se puede encontrar en los informes INF-2019-Arica y Parinacota-01, y Parinacota-02.

Según antecedentes proporcionados por la DGA, para el evento se registraron precipitaciones diarias, en cordillera y precordillera, entre 4,0 y 37,0 mm en las estaciones del altiplano, (ver informe INF-2019-Arica y Parinacota -02 y anexo 1). Este evento de precipitaciones de larga duración, generó saturación de los terrenos y las condiciones propicias para una serie de fenómenos naturales como:

- i. Crecidas de caudales en ríos y quebradas e inundaciones asociadas: Fenómenos observados en los ríos Lluta y Camarones, y en las quebradas principales de San José de Azapa con sus tributarios de quebrada de Acha y Llosyas, y quebrada de Vítor.
- ii. Remociones en masa de tipo flujos de detritos (aluviones en Chile y huaicos en la zona sur de Perú y Bolivia): Fenómenos observados en las quebradas de Vítor y su afluyente quebrada Escalera en Codpa, quebrada de Garza en Chaca, quebrada de Azapa y sus afluentes quebrada de Acha y Llosyas.
- iii. También se registraron algunas caídas de rocas o rodados y erosión superficial (cárcavas y surcos) principalmente observados en las rutas como los fenómenos más puntuales, producto de activación de quebradas menores que desaguan directamente a la ruta, o bien, a obras de arte que se vieron sobrepasadas por los caudales y/o por el corte del camino.

A causa de este evento meteorológico ONEMI decretó alerta roja, entre los días 1 al 13 de febrero. El día 13 de febrero en la tarde se decretó alerta amarilla, pues las precipitaciones se mantenían con montos muy bajos (Ver anexo 1).

## 1.2.6.2 Observaciones de Terreno

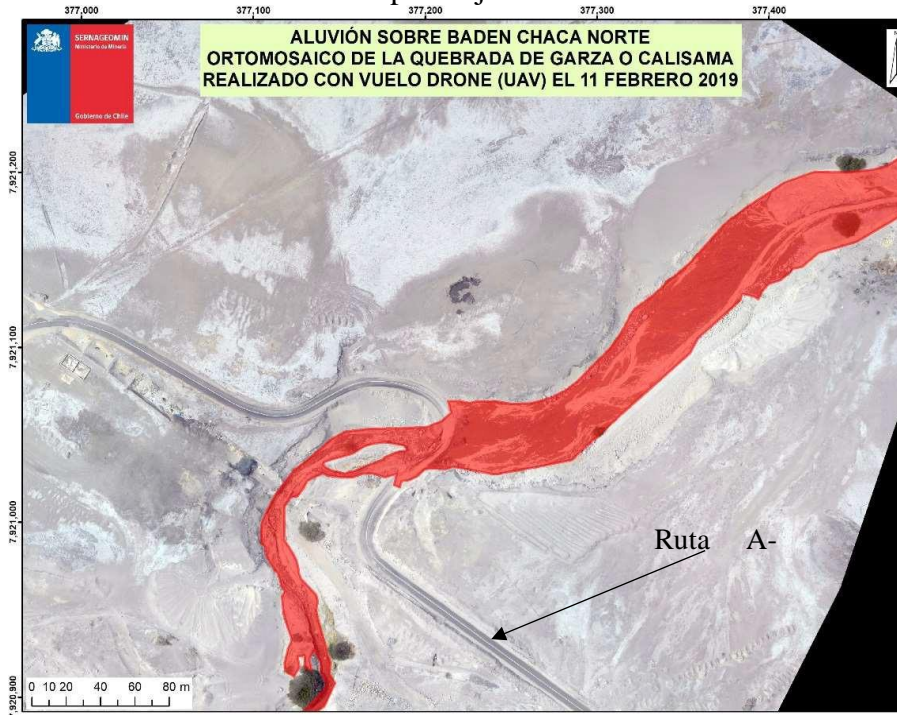
### 1.2.6.2.1 Quebrada Las Garzas (S18°47'49.70"; W70°9'49.66):

En este sector se observó la interrupción de la ruta A-302 hacia Chaca, producto del paso de un flujo de detritos que sobrepasó el badén, lo que erosionó la capa asfáltica (Ver INF-2019- Arica y Parinacota-02).

En este sector se realizó un vuelo de dron en la ruta A-302 hacia Chaca, en el sector de la quebrada Las Garzas o Calisama, afluente de quebrada de Vítor.

Los resultados del sobrevuelo fueron un ortomosaico con un tamaño de 6 cm de pixel de resolución, un modelo de superficie del terreno (DSM) y curvas de nivel detalladas, (para mayor información ver el informe: INF-2019-DRONE-ARICA Y PARINACOTA-04). A partir del posprocesado de datos del ortomosaico, se fotointrepretó el área afectada por el flujo de detritos en la zona (ver Figura 1-8).

Figura 1-8. Ortomosaico de parte de la quebrada Las Garzas, vía A-302 hacia Chaca, en rojo la zona afectada por flujo de detritos.



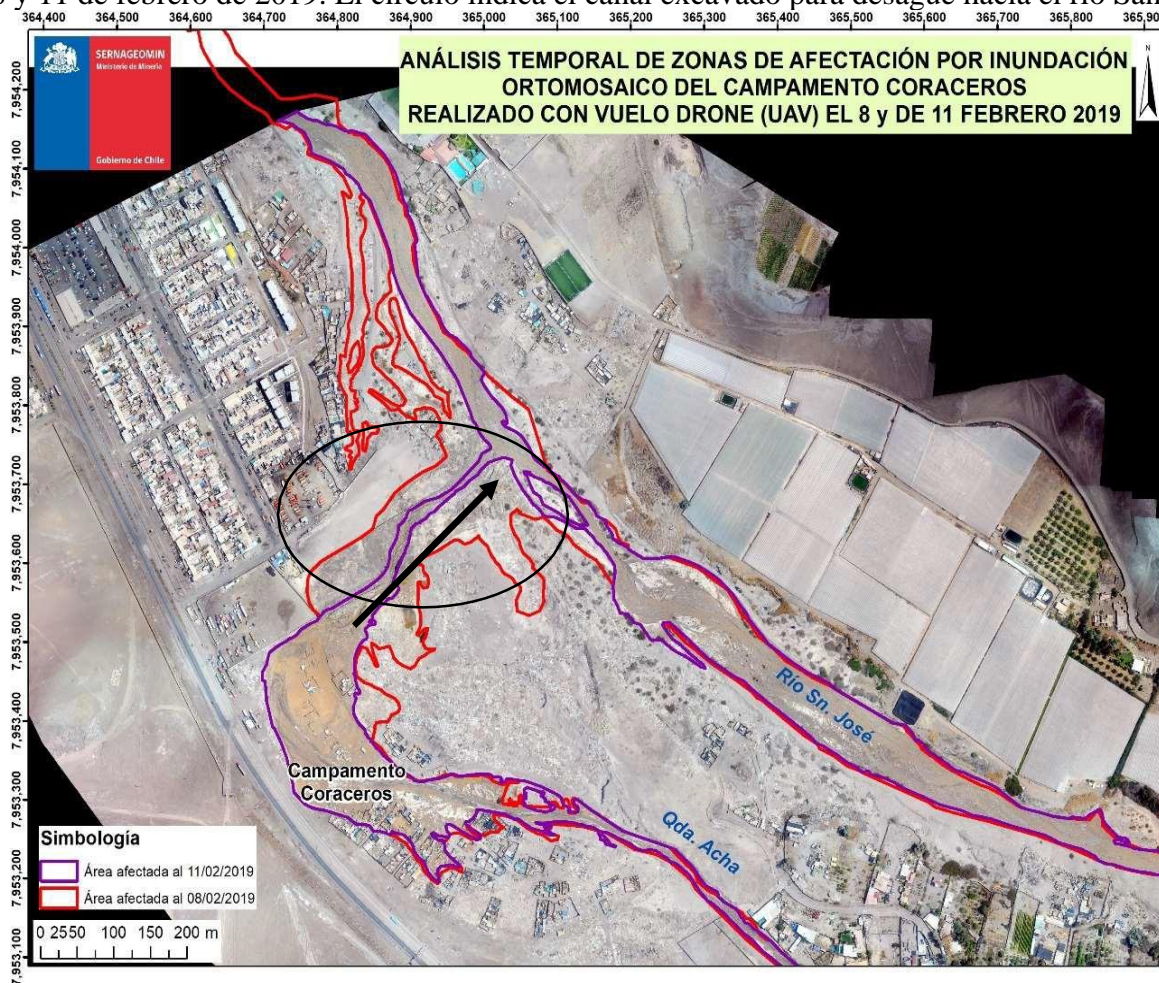
### 1.2.6.2.2 Segundo vuelo de dron (UAV) en campamento Coraceros, quebrada de Acha (Coordenadas geográficas S18°30'23,45" y O70°16'47,37").

A causa de las lluvias continuas y luego de verificar una segunda inundación en el sector del Campamento Coraceros con posterioridad a las precipitaciones del 9 y 10 de febrero (ver INF- 2019-ARICA Y PARINACOTA –01), se realizó un segundo levantamiento con dron de las zonas afectadas por dicha crecida.

Los resultados del sobrevuelo fueron un ortomosaico con resolución de 6 cm por pixel, un modelo de superficie del terreno, curvas de nivel detalladas y modelos tridimensionales (para mayor información ver el informe: INF-2019-Drone-Arica Y Parinacota-04). Sobre el ortomosaico se fotointrepretó el área afectada por inundación en la zona a la fecha del 11-02-19. Los resultados se muestran en la Figura 1-9.

En el análisis de las zonas inundadas en el sector del campamento Coraceros durante el segundo evento (11-2-19), se evidenció que la excavación del canal de salida hacia el río San José, evitó la acumulación de agua en la quebrada de Acha, ver círculo en la Figura 1-9.

Figura 1-9. Análisis temporal de las zonas afectadas por inundación por el campamento Coraceros del 8 y 11 de febrero de 2019. El círculo indica el canal excavado para desagüe hacia el río San José.



En el postproceso de las imágenes tomadas por el dron y durante en el mapeo del ortomosaico de la zona afectada por la inundación, se pudo observar que en el primer sobrevuelo no se había erosionado el badén de la Ruta A-33. Luego de las lluvias del 9 y 10 de febrero esta estructura colapsó y pudo ser verificado con el vuelo del dron del 11-02-2019, tal como se observa en la Figura 1-10.

Figura 1-10. Efectos erosivos, observados en el mapeo de las ortofotos del 8 y 11-02-2019.



#### 1.2.6.2.3 Vuelo de dron UAV en sector Acha (S18°36'16" y O70°14'53")

En el sector de Acha, se generaron varios cortes en la vía de acceso a las casas y daños a la infraestructura producto de la crecida de la quebrada homónima. Las observaciones de terreno para este sector están contenidas en el informe INF-2019-Arica y Parinacota-01.

En este sector se realizaron dos sobrevuelos con dron cuyos resultados constan de dos ortomosaicos con resolución de 6 cm por pixel, un modelo de superficie del terreno, curvas de nivel detalladas y modelos tridimensionales, ((para mayor información ver el informe: INF-2019- Drone - Arica y Parinacota-04). Sobre el ortomosaico se fotointrepretaron las áreas afectadas por inundación en la zona, sus resultados se muestran en la Figura 1-11. En este análisis se observa que la inundación de la quebrada de Acha afectó los cultivos emplazados en la planicie del valle causando, además, cortes en varios puntos de la ruta A-301.

Figura 1-11. Zonas afectadas por inundación en la quebrada de Acha. La flecha negra indica uno de los puntos cortados (badén) de la ruta A-301.



#### 1.2.6.2.4 Observación de terreno en Quebrada Llosyas (S18°31'16,63"S, O70°13'19,37").

En este sector se observaron evidencias de inundación por desborde en varios puntos de la quebrada Llosyas, que afectó principalmente los cultivos de las áreas que están ubicadas en la llanura de inundación natural de la quebrada. Además, dichos cultivos cuentan con canales de regadío que también fueron sobrepasados en su capacidad, anegando otras zonas más alejadas del drenaje principal. Agricultores del lugar señalan que desde 1972 no se registraban crecidas en esa quebrada (ver Figura 1-12).

Figura 1-12. Efectos en los cultivos de la llanura de inundación de la quebrada Las Llosyas.



En este sector se sobrevoló con dron y se levantaron los datos de las zonas afectadas. Los resultados del sobrevuelo son un ortomosaico con resolución de 6 cm por pixel, además de un modelo de superficie del terreno, curvas de nivel detalladas y modelos tridimensionales, (para mayor información ver el informe: INF-2019-Drone-Arica y Parinacota-04). Sobre el ortomosaico se fotointrepretó el área afectada por la inundación (ver Figura 1-13).

Figura 1-13. Zonas afectadas por inundación en la quebrada Llosyas.



1.2.6.2.5 Valle del Azapa, Ruta A-27 en el Kilómetro 36 (S18°30'27,98"; O70°13'40,06").

En este punto se observó una fuerte erosión en el terraplén de la ruta que generó cárcavas y surcos en la ladera norte del valle (ver Figura 1-14).

Figura 1-14. Sector km 36 de la ruta A-27 (Sector altamente erosionado por lluvias. Presencia de cárcavas y surcos).



1.2.6.2.6 Km 40 Ruta A-27, Valle de Azapa, (Coordenadas S18°34'40,66"; O69°56'57,10")

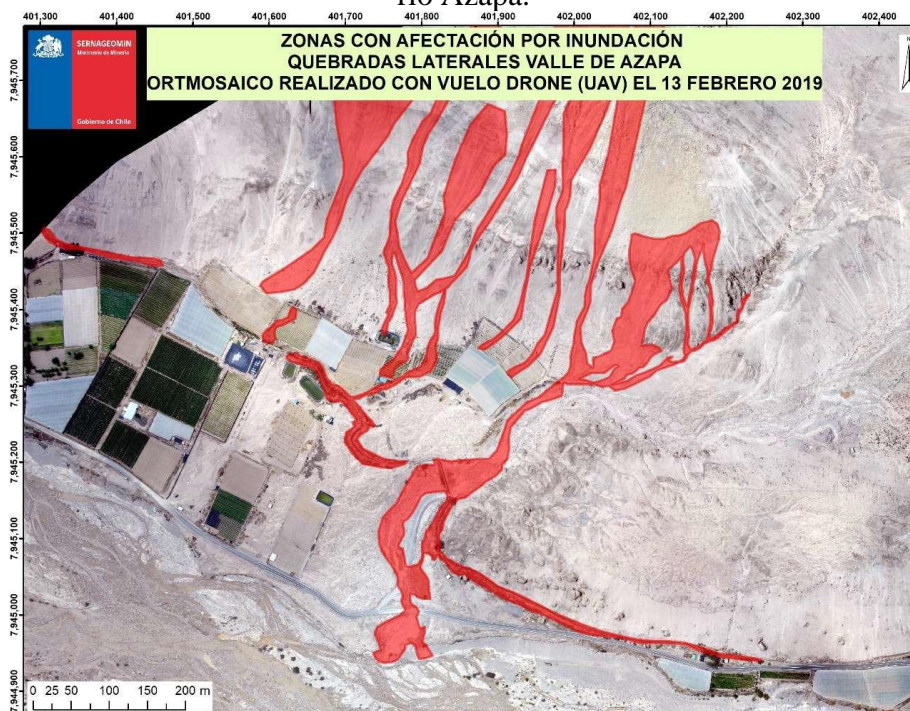
Se observaron en el sector varios flujos de detritos en quebradas laterales que afectaron las casas y cultivos en las terrazas altas del valle de Azapa. Además, estos flujos cortaron la ruta A-27 en varios puntos y anegaron por completo los canales y las tomas de agua (Figura 1-15).

Figura 1-15. Flujos de detritos generados en quebradas laterales, que antes de desembocar en la quebrada de Azapa arrasaron cultivos de las terrazas del valle.



En este sector se sobrevoló con dron y se levantó parte del sector afectado por flujos de detritos. Los resultados del sobrevuelo son un ortomosaico con resolución de 7 cm por pixel, además de un modelo de superficie del terreno, curvas de nivel detalladas y modelos tridimensionales de terreno, (para mayor información ver el informe: Inf-2019-Drone Arica y Parinacota-04). Sobre el ortomosaico se fotointrepretó el área afectada por flujos de detritos y desborde de canales en la zona (ver Figura 1-16).

Figura 1-16. Zonas afectadas por flujos de detritos y desborde de canales en quebradas laterales del río Azapa.



#### 1.2.6.2.7 Ruta A-35 y Quebrada de Codpa (S18°49'55,78"; O69°44'29,38")

A lo largo de la ruta A-35 se observaron algunos cortes por erosión superficial y acarreo de materiales desde las quebradas laterales. Además, se pudo observar en terreno que algunos caminos no tienen canales de evacuación de aguas lluvias en su diseño, especialmente donde se construye sobre terraplenes que actúan como diques de contención de la escorrentía. Lo anterior se presenta en la Figura 1-17 y en futuros períodos de precipitaciones, podría generar un tapón para el drenaje natural, pudiendo provocar cortes del camino y desbordes hacia otros sectores.

Figura 1-17. Terraplén en la ruta A-35 sin obras para evacuación de aguas u obras de arte.



Quebrada Codpa: La vía de acceso principal al pueblo de Codpa (Ruta A-35), se encontraba cortada el día de la visita en terreno, debido a la crecida de detritos (aluvión) que sobrepasó la obra de arte (tubos corrugados) en el sector de la quebrada Escalera. Según fue informado por personas del lugar, el aluvión ocurrió a las 17:30 pm y dejó dos casas dañadas.

Como se mencionó anteriormente la quebrada Escalera se desbordó inicialmente por el camino principal de ingreso al pueblo, donde se pudo observar que las obras de arte (tuberías) se obstruyeron y el flujo lo sobrepasó y desbordó aguas abajo. En este punto también se emplazan otras viviendas que no fueron alcanzadas por las remociones en masa.

En la zona del poblado de Codpa se observaron otros puntos de desborde aguas abajo y otros flujos de detritos como el generado en la quebrada El Rincón, que afectó parte del retén de carabineros, la iglesia y las otras áreas del poblado.

Figura 1-18. Daños en infraestructuras en la quebrada Escalera. La flecha roja muestra las tuberías que fueron sobrepasadas por el aluvión.



#### 1.2.6.2.8 Sector Guañacahua Rutas A-315 y A-321, (S18°49'13,90" y O69°42'29,49")

En este sector se observó un desborde de la Quebrada Sibitaya en el badén que une Codpa con el poblado de Guañacahua, Ruta A-315, dejando parcialmente aisladas a varias familias del sector. Por otra parte, se pudo apreciar la inundación de cultivos aguas arriba del badén, tal cual y como se observa en la Figura 1-19.

Además, se observó que la bocatoma de agua para riego se encontraba saturada por sedimentos que, al momento de la visita, impedían su funcionamiento normal.

Debido a la geomorfología del valle en V (muy cerrado) se hace muy difícil el sobrevuelo con el dron, por lo que el análisis debe hacerse con imágenes satelitales de buena resolución para la fotointerpretación de las áreas afectadas.

Finalmente, es importante mencionar que, en la ladera derecha, aguas abajo de la quebrada Sibitaya, se observaron viviendas con alto peligro de ser alcanzadas por remociones en masa ya que se encuentran ubicadas en el cono de deyección o en el cauce de las quebradas (ver Figura 1-20).

Figura 1-19. Desborde de quebrada Sibitaya, sector Guañacahua, la flecha amarilla indica el sector de la bocatoma para riego en la zona.



Figura 1-20. Casas en zonas de alcance por remociones en masa en el sector de Guañacahua, con flecha negra se indica la dirección del drenaje.



### 1.2.6.3 Recomendaciones y conclusiones

Campamento Coraceros: en el campamento Coraceros resultó muy afectado por las inundaciones. Se recomienda prohibir la instalación de nuevas viviendas en la planicie de inundación de la quebrada y en su cauce, es decir, erradicar los campamentos por completo y reubicarlos a lugares más seguros.

Se sugiere que estas recomendaciones se incorporen en el Plan Regulador Comunal, como zona de restricción no edificable.

Además, en dicho sector, donde la quebrada fue altamente intervenida, se deberán realizar obras hidráulicas para restablecer el cauce y desaguar de forma natural.

Finalmente, se recomienda que en el diseño de obras hidráulicas estructurales o no estructurales se consideren los caudales de crecida y la ocurrencia de aluviones que afectan a los cauces actuales y a las planicies de inundación.

Quebrada de Acha: algunas de las viviendas ubicadas en la localidad de Acha, principalmente cercanas al borde de la quebrada homónima, se encuentran en zona de alto peligro de ser alcanzadas por futuras inundaciones, así como se registró en el evento de febrero de 2019, por lo que se recomienda no permitir el asentamiento destinado a viviendas en los mismos y restringir su uso a cultivos. En los sectores más afectados, como viviendas y caminos, se requiere evaluar medidas de mitigación en base de un estudio de inundación y de peligro de remociones en masa, que contenga medidas estructurales y no estructurales para el diseño de planes de emergencia fundado.

Preliminarmente, se destaca que las viviendas situadas en la llanura de inundación presentan una condición crítica, por lo que se debe informar a la población y gestionar un plan acción.

Quebrada Las Garzas: en este sector se observó que en quebrada existían evidencias de eventos previos de remociones en masa que dañaron la infraestructura anterior (puente), por tal motivo se recomienda reparar el badén, puesto que es una obra que permite el paso del flujo de detritos. Dichas obras deben ser realizadas o reparadas por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) principalmente la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH).

Río Vitor, km 7 hacia Caleta Vitor: en este punto se observó una inundación local generada por la formación de una obstrucción de material vegetal (tapón) contra el puente en el km 7. En este sector el agua erosionó su base y posteriormente lo destruyó, generando el corte en la ruta, y dejando aisladas a varias personas. Se recomienda que para la reconstrucción del puente que cruza el río Vitor se consideren los caudales que lo impactaron en este evento y se diseñe de tal manera que no afecte la nueva obra, ojalá se contemplen los terraplenes y/o la construcción de un badén u otra estructura que soporte las crecidas o flujos de detritos, permitiendo así su escorrentía libre hacia el mar.

Quebrada Llosys: en la planicie o llanura de inundación de esta quebrada, se observa el emplazamiento de varios cultivos agrícolas y algunas viviendas, los cuales se vieron afectados por la inundación reciente, la cual se vio intensificada por la intervención antrópica asociada a canales para riego. Por ende, gran parte de los cultivos y casas, se encuentran en zona de alto peligro por alcance de inundación.

Por lo anterior, se recomienda realizar un estudio de detalle a lo largo de toda la quebrada Llosys a fin de cuantificar el peligro y así tener un diagnóstico efectivo de todas las localidades, viviendas y cultivos afectados y emplazados con algún grado de riesgo, lo que debería conllevar planes de reubicación de las viviendas en tal situación y áreas de restricción para su instalación. Además, se propone la construcción de obras de mitigación o de bocatomas con cierre automáticos hacia los canales que consiste en un sistema de monitoreo de aumento de canales y donde las tomas de agua automatizadas se cierren cuando hay un aumento del caudal o crecida, esto debería analizarse con la Dirección General de Aguas DGA y la DOH, de ser necesario.

Ruta A-35 hacia Codpa: para los terraplenes que cruzan quebradas, se recomienda realizar obras para la correcta evacuación de aguas, ya que en algunos sectores de la ruta no se cuenta sistemas de desagüe de aguas lluvias y el terraplén actúa como tapón, lo que puede provocar el desvío del flujo hacia otros sectores o corte de ruta. En estos sectores se sugiere implementar obras para evacuar aguas lluvias y futuros flujos de detritos que puedan cortar la ruta, o complementarlos con obras de canalización que permitan distribuir eficientemente los flujos de agua hacia los bordes de las zonas, esto a su vez ayudaría a canalizar posibles flujos menores. Dichos sectores deben ser revisados por el Ministerio de Obras Publicas MOP y principalmente la Dirección de Obras Hidráulicas DOH.

Codpa: se recomienda no permitir el emplazamiento de casas cerca del cauce principal de la quebrada Escalera, dejando un margen de seguridad de al menos 40 m a ambos lados del cauce, ya que se encuentran en una zona de alto peligro de ser alcanzadas por inundación y fenómenos de remociones en masa tipo flujos de detritos, tal como el evento acontecido el pasado 8 de febrero.

Guañacagua: se recomienda no construir viviendas en zonas con alta probabilidad de ser alcanzadas por remociones en masa, principalmente en los conos de deyección de flujos de detritos o zona de descarga, tal como lo observado en la Figura 1-20, ya que la infraestructura está muy expuesta a dichas remociones. En este sector de Guañacagua se recomienda reparar el badén, parte de la ruta y la toma del canal para riego por parte del Ministerio de Obras Publicas MOP o quien corresponda.

En general en la en la región de Arica y Parinacota se pudo observar que los eventos de inundaciones y remociones en masa en algunas quebradas, han sido recurrentes en años anteriores, asociados principalmente al fenómeno climático denominado "Invierno Boliviano: Este periodo se identifica como "invierno altiplánico" y específicamente en Chile, como "invierno boliviano". A diferencia de las lluvias asociadas a sistemas frontales, en esta región la precipitación se asocia a la formación de nubosidad cumuliforme durante la tarde, cuando el calentamiento del suelo favorece el desarrollo de movimientos ascendentes (<http://www.atmosfera.cl/HTML/climatologia/region2.htm>)”

Además, en la actualidad, progresivamente se han poblado sectores y cultivado en zonas con un alto peligro de alcance por remociones en masa.

Por esto último, se recomienda desarrollar estudios específicos para evaluar el riesgo mediante un instrumento regulador inicialmente regional (escala 1:250.000) para toda la región que incluya los sectores del presente informe y en otra etapa estudios más locales y detallados (1:100.000-1:25.000) que incluyan obras de protección y zonas de restricción para construcciones habitables. En este mismo sentido, se recomienda no promover o autorizar asentamientos en zonas de peligro por remociones en masa o inundaciones, tanto en laderas como en planicies aluviales.

Finalmente, se debe hacer presente que el registro geológico del área en evaluación da cuenta de procesos recurrentes en el tiempo, con fenómenos que pueden alcanzar un impacto incluso mayor a lo registrado en enero y febrero de 2019, debido a lo anterior es fundamental mantener todas las precauciones necesarias para planificar adecuadamente el uso del territorio, informar a las comunidades y considerar medidas desde la perspectiva conservadora para evitar desastres mayores.

### **1.2.7 Informe DGA 2017: Acta expedientes de obras n° 08 artículo 172 del código de aguas**

07 de diciembre de 2017

El acta tiene por objeto informar de los hechos constatados en la inspección realizada con fecha 01 de diciembre de 2017, fecha donde se visitó el sector del cauce natural de la quebrada de Acha ocupado por el Sr. Eduardo Ñave Ramos, quien mantiene en este Servicio un expediente de oficio rol FO-1501-129 correspondiente a obras no autorizadas en el cauce natural de dicha quebrada, todo lo que en conjunto ha provocado una modificación del cauce natural del sector y por lo tanto una modificación del eje hidráulico en tiempos de avenida.

#### **1.2.7.1 Antecedentes preliminares expediente fo-1501-129**

En virtud de los hechos expuestos ante esta Dirección Regional mediante Oficio Ord. N° 413 de la Dirección Regional de Obras Hidráulicas, ingresado con fecha 05 de junio de 2017, donde se informa que un particular se encuentra realizando modificaciones y obstrucciones en el cauce natural de la quebrada de Acha, al costado del sector denominado Campamento Coraceros, con fecha 12 de junio de 2017 personal de este Servicio concurrió a la altura del sector en comento, comuna de Arica, específicamente en las inmediaciones de las coordenadas UTM Norte: 7.953.595 m y Este: 364.806 m, referidos al Datum WGS 84, Huso 19 Sur, donde se procedió a la inspección de obras realizadas en el cauce natural del sector denunciado.

A la vista de los antecedentes anteriores, con fecha 12 de junio de 2017 funcionarios de este Servicio se constituyeron en el sector mencionado, constatando que el Sr. Eduardo Ñave Ramos, efectivamente mantiene obras no autorizadas en el cauce natural de la quebrada de Acha, consistentes en:

Acumulación y compactación de material fluvial y escombros en la ribera izquierda del cauce natural del río Acha, las que según lo observado consistirían en un relleno de aproximadamente 41 m de ancho por 120 metros de largo y 8 m de altura en promedio, obstruyendo por completo el cauce natural de la quebrada. El relleno en comento está conformado de material tipo arenas, gravas, bolones y escombros (basura, desechos domiciliarios, ladrillos y bloques de cemento etc.) de diversos diámetros, lo que es depositado por maquinaria pesada en el lugar, todo lo que en conjunto ha provocado una modificación del cauce natural del sector que entorpece el libre escurrimiento de las aguas y por lo tanto modifica el eje hidráulico en tiempos de avenida (ver Figura 1-21).

La ubicación de la obra no autorizada se esquematiza en la Figura 1-21, donde es posible observar que el terreno intervenido se ubica al interior del cauce natural de la quebrada del río Acha, respecto al periodo de retorno correspondiente a 100 años según estudio PM29 para el río San José, de la Dirección de Obras Hidráulicas.

Figura 1-21. Ubicación de la intervención realizada en el cauce natural de la quebrada del río Acha por el Sr. Eduardo Ñave Ramos.



En virtud de los hechos y antecedentes analizados durante la investigación llevada a cabo por esta Dirección Regional, con fecha 21 de agosto de 2017 se dicta la Resolución (Exenta) DGA XV N° 488, debidamente notificada con fecha 22 de agosto de 2017, la que resuelve Apercibir al Sr. Eduardo Ñave Ramos, para que restituya el cauce de la quebrada de Acha a su condición natural, eliminando las obras descritas en el punto anterior, y de esta forma disponer de una condición que no altere el régimen de escurrimiento de las aguas; evitando con esto, que el sector constituya un peligro para los bienes, la salud y la vida de la población que se ubica en el sector en comento.

Al respecto, se deja presente que, esta acción se establece bajo el apercibimiento de lo señalado en el artículo 172° del Código de Aguas y sus Modificaciones vigentes.

A su vez, se señala que para ejecutar lo ordenado, el Sr. Eduardo Ñave Ramos, deberá realizar las acciones en un plazo no superior a 30 días hábiles a contar de la notificación de la correspondiente Resolución.

Una vez restituido el cauce a su condición natural, el Sr. Eduardo Ñave Ramos, deberá evacuar un detallado informe dentro del plazo de 5 días posteriores a la ejecución de la restitución.

Conforme a lo anterior, y transcurridos los plazos otorgados, se establece que, a la fecha de la presente acta, el Sr. EDUARDO ÑAVE RAMOS, no ha dado cumplimiento a lo ordenado en la Resolución DGA XV Región de Arica y Parinacota (Exenta) N° 488 de fecha 21 de agosto de 2017, y que tampoco ha presentado la correspondiente solicitud de modificación de cauce natural del río de la quebrada de Acha.

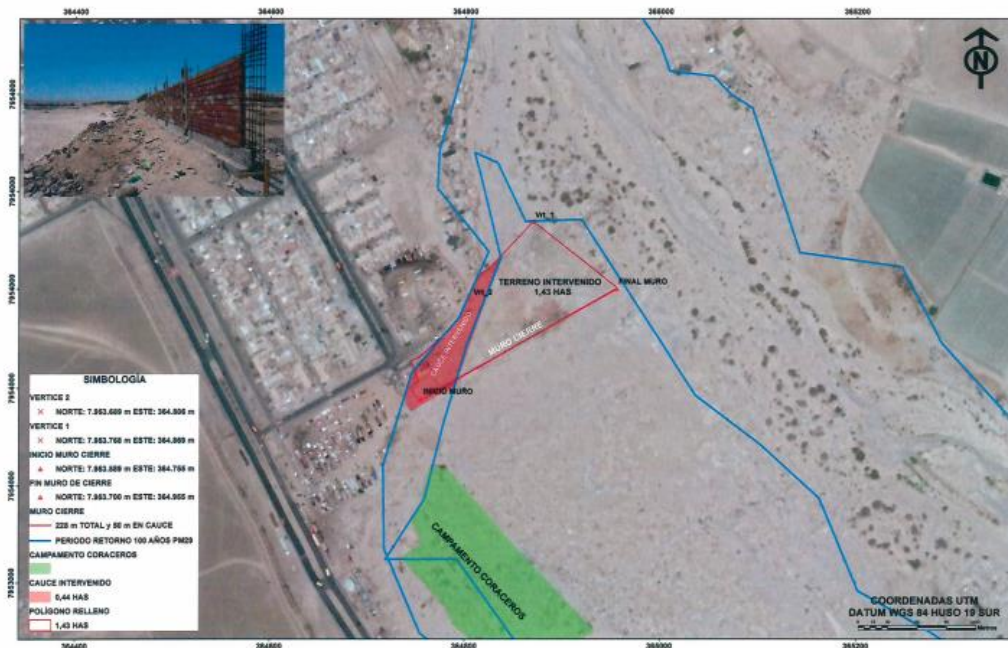
De lo anterior queda de manifiesto que el angostamiento y eliminación del cauce producto de las obras realizadas por el Sr. EDUARDO ÑAVE RAMOS, implican un riesgo tanto para las poblaciones ubicadas en la ribera izquierda, como para las ubicadas aguas abajo del sector en cuestión.

### 1.2.7.2 Segunda inspección en terreno

Con fecha 01 de diciembre de 2017, personal de esta Dirección Regional, acudió nuevamente a inspeccionar el sector fiscalizado, con el fin de verificar lo resuelto en la Resolución DGA XV Región de Arica y Parinacota (Exenta) N° 488 de fecha 21 de agosto de 2017, constatando que las obras efectuadas por el Sr. EDUARDO ÑAVE RAMOS, en el cauce natural de la quebrada de Acha, han aumentado su extensión y alcance hasta las 1.43 has totales, de las cuales 0,44 has corresponden a cauce natural intervenido, extensión además provista de un muro perpendicular al cauce natural del sector, el que presenta un largo total de 228 m, donde SO m se encuentran en cauce, el que está construido de material sólido observando cemento y ladrillos (ver Figura 1-22).

De acuerdo a lo observado en la segunda visita inspectiva del año 2017, se anexa a la presente acta un registro fotográfico (ver anexo fotográfico).

Figura 1-22. Ubicación de la intervención realizada en el cauce natural de la quebrada del río Acha por el Sr. Eduardo Ñave Ramos, al 24 de septiembre de 2017 (Imagen Google Earth).



### 1.2.7.3 Análisis de antecedentes

Es necesario señalar que según el análisis hidráulico del "Plan maestro de Aguas Lluvias de Arica, Manejo de los cauces de los ríos Lluta y San José y sus Desembocaduras. Arica I Región, año 2003", de la Dirección de Obras Hidráulicas (PM29), tanto los sectores anexos a los grandes valles, como estos mismos, se componen de una geología conformada por depósitos de conos aluvionales y corrientes de barro; estos depósitos ocupan el fondo de quebradas laterales que confluyen al valle de Azapa distribuyéndose en gruesos espesores en el área de desembocadura de dichos tributarios. Los principales depósitos constituyen cuerpos en forma de abanicos o conos con anchos promedio comprendidos entre 400 y 1.000 metros, y desarrollados en las desembocaduras de las quebradas de Acha, Llosyas y del Diablo. Las características de estos depósitos corresponden a arenas finas limosas

y limos arenosos superiores con rípios gruesos de balones con matiz limo arenosa suelta, los que han sido depositados preferentemente por aluviones torrenciales o avenidas esporádicas originadas por lluvias locales en el área correspondiente a la pampa y eventualmente a la zona precordillerana.

En razón de dichos antecedentes, es dable concluir que las modificaciones observadas y establecidas en el cauce natural de la quebrada de Acha, son susceptibles de alterar el medio del curso hídrico intervenido ante una eventual crecida. Estas alteraciones tienen relación con los cambios de la configuración geométrica del cauce y las perturbaciones al régimen de escurrimiento de las aguas superficiales. Estas modificaciones, en tiempo de avenidas, provocarían aceleraciones o desaceleraciones de la corriente, incidiendo en el arrastre local de material del lecho provocando, finalmente, fenómenos de erosión y sedimentación a lo largo del cuerpo hídrico involucrado. Es válido acotar que, los fenómenos mencionados anteriormente tienen estrecha relación con el caudal en tránsito, forma de la sección, línea de energía y velocidad del agua, variables que se verían afectadas con tales obras.

Lo último reviste mayor importancia en los sectores donde se han establecido ocupaciones del cauce natural por medio de modificaciones, principalmente por la acumulación de material fluvial como limo arenosa, balones y piedras, como es el caso del Sr. Eduardo Ñave Castro, ya que producto de sus obras eliminó el cauce de la quebrada del río Acha cuyo ancho de cauce correspondiente a un periodo de retorno de 100 años es de 20 metros (según PM29), entorpeciendo el libre escurrimiento de las aguas mediante la barrera artificial constituida por las obras realizadas, lo que en tiempos de avenidas generaría posibles inundaciones y escurrimientos con velocidades supercríticas al continuar por una sección distinta a la sección natural del río en comento, pudiendo causar daño a la vida, salud o bienes de la población ubicada en el sector intervenido y a poblaciones aledañas, como es el caso más crítico del "Campamento Coraceros", el que alberga una población aproximada de 100 personas que actualmente se encontrarían en riesgo de inundación ante una eventual crecida, al haber quedado ubicados a una cota 8 m inferior a la cota de la modificación realizada por el Sr. Eduardo Ñave Castro.

#### **1.2.7.4 Conclusiones**

Conforme a lo anterior, se establece que el Sr. Eduardo Ñave Ramos, no ha dado cumplimiento a lo ordenado en la Resolución DGA Región de Arica y Parinacota (Exenta) N° 488 de fecha 21 de agosto de 2017.

De lo anterior queda de manifiesto que la intervención realizada en el cauce natural de la quebrada del río Acha, por el Sr. Eduardo Ñave Ramos, implica un riesgo tanto para las poblaciones ubicadas en la ribera izquierda (campamento Coraceros), como para las ubicadas aguas abajo del sector en cuestión.

Se propone al director general de Aguas:

Establecer multa fundada en el artículo 172 del Código de Aguas, dado a que el Sr. Eduardo Ñave Ramos, no dio cumplimiento a lo ordenado en la Resolución DGA Región de Arica y Parinacota (Exenta) N° 488 de fecha 21 de agosto de 2017, la que corresponde a una multa mínima de 100 y máxima de 1.000 Unidades Tributarias Anuales, según fuere la magnitud del entorpecimiento ocasionado al libre escurrimiento de las aguas o el peligro para la vida o salud de los habitantes que se ubican en el sector intervenido.

Ordenar la paralización inmediata de las obras, según lo indicado en el artículo 129, bis 2, del Código de Aguas, debido a que las obras siguen en desarrollo continuando aguas debajo de la quebrada y en dirección al río San José por el

### 1.2.7.5 Anexo fotográfico

Figura 1-23. Acumulación y compactación de material no consolidado en parte baja de la quebrada, registro del 12 de junio de 2017.



Figura 1-24. Vista del material utilizado para cubrir por completo la quebrada de Acha, registro de fecha 12 de junio de 2017.



Figura 1-25. Vista de material por sobre la cota natural de la quebrada de Acha, registro de fecha 12 de junio de 2017.



Figura 1-26. Vista actual de obras en cauce y sector habitado, registro del 01 de diciembre de 2017.



Figura 1-27. Vista actual de obras en cauce, donde es posible observar la magnitud del relleno realizado por el Sr. Ñave, registro del 01 de diciembre de 2017.

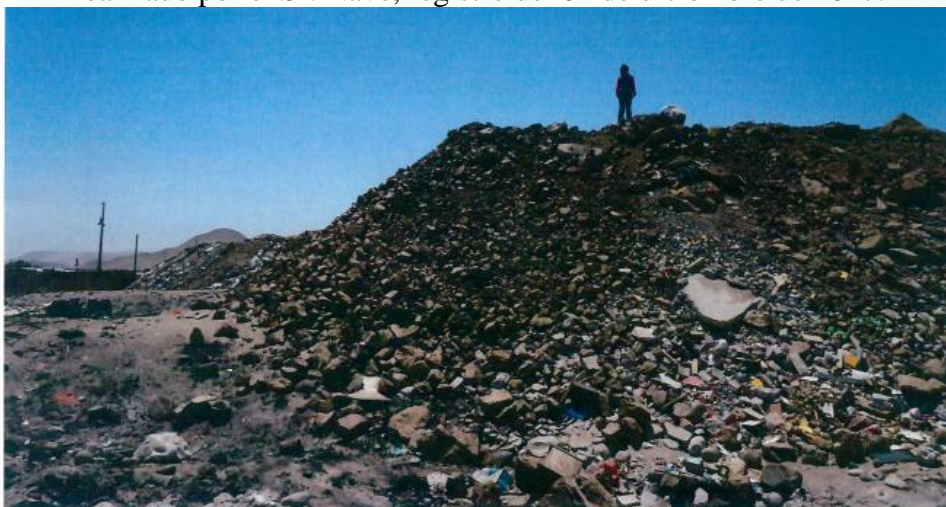


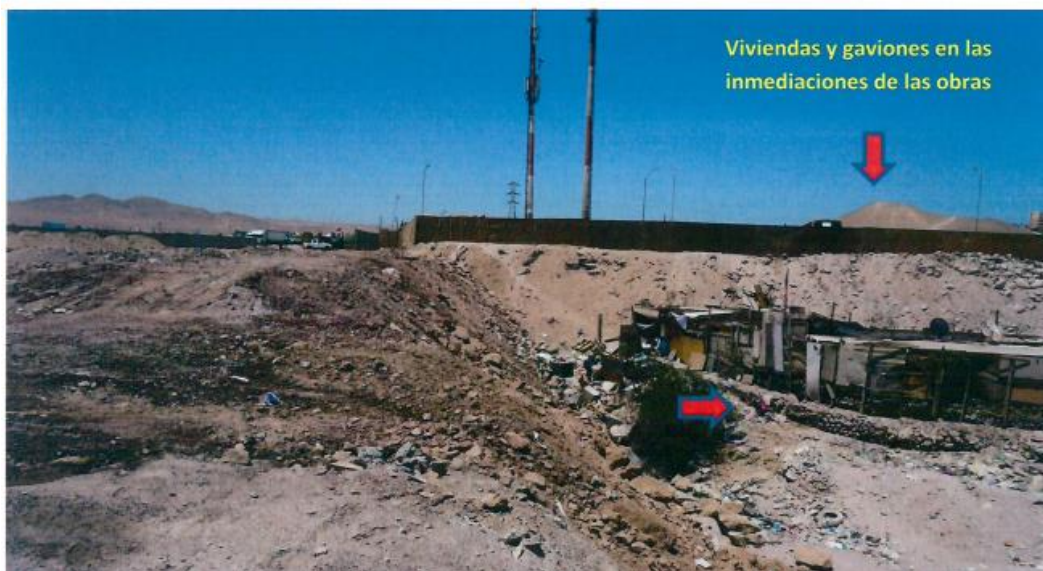
Figura 1-28. Vista actual de obras en cauce y cierre perimetral del sector intervenido, registro del 01 de diciembre de 2017.



Figura 1-29. Vista actual del sector intervenido donde es posible observar la presencia de viviendas a escasos metros de las obras pertenecientes al Sr. Ñave, registro del 01 de diciembre de 2017.



Figura 1-30. Vista actual de obras en cauce, donde es posible observar los daños a la infraestructura pública (gaviones), registro del 01 de diciembre de 2017.



### 1.2.8 Normativa vigente

Se recopiló información de la normativa vigente que aplica en el presente estudio, entre la que se encuentran:

Normas Internas vigentes de la Dirección de Obras Hidráulicas:

- Normas Generales para el Dibujo y Presentación de Planos de Obras Hidráulicas
- Especificaciones Técnicas Topográficas ETT-DOH (2011).
- Especificaciones Técnicas Generales para la Ejecución de Prospecciones con Sondajes.

Edición Vigente de Otras Normas:

- Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad
- Normas oficiales del Instituto Nacional de Normalización (INN)
- Ley 19.300 de Bases del Medio Ambiente y su Reglamento
- Manual de Participación Ciudadana en proyectos de infraestructura (Secretaría de Medio Ambiente y Territorio – MOP 2003)
- Manual para Obras de Aprovechamiento Hidráulico – CNR 2010.

### **1.3 Revisión del Estudio: Análisis de Requerimientos en Infraestructura Hídrica Macrozona Norte Grande.**

#### **1.3.1 Geomorfología y clima**

El Norte Grande está conformado por las regiones de Arica y Parinacota, Tarapacá, Antofagasta y Atacama. En general en esta zona se tienen tres rasgos geográficos que están bien desarrollados: Cordillera de la Costa, Depresión Intermedia y Cordillera de Los Andes. Adicionalmente, existe un desarrollo parcial de las Planicies Litorales sin embargo este rasgo geográfico no se observa en toda la macrozona. Se identifican 30 cuencas hidrográficas de acuerdo con el inventario de cuencas de la DGA (2016).

La Cordillera de Los Andes presenta predominantemente rocas volcánicas con importantes conos volcánicos que determinan allí alturas máximas de aproximadamente 6000 msnm. El intenso volcanismo cordillerano ha ocultado el relieve plegado, formándose longitudinalmente un altiplano des-articulado entre dos cordones de cumbres más altas que son la Cordillera Pre-altiplánica (Cordillera del Medio y Cordillera de Domeyko), y la Cordillera Oriental. Es la Cordillera Pre-altiplánica la que establece la divisoria entre la Provincia Hidrogeológica Altiplánica y la Provincia Andina Vertiente Pacífica. Por su naturaleza morfológica, las planicies altiplánicas tienen drenaje superficial pobre o nulo, debido a lo cual suelen formarse salares (DGA, 1986) y cuerpos lagunares, humedales que sin embargo son el área de descarga de importantes sistemas hidrodinámicos subterráneos (Acosta y Custodio, 2008).

Las cuencas hidrográficas altiplánicas colindantes con Perú y Bolivia, son cuencas sedimentarias formadas en altura, en su mayoría sobre los 3500 msnm, debido al tectonismo y a la actividad volcánica existente en estas latitudes. Las precipitaciones en estas cuencas son de origen tropical, y ocurren durante el verano del hemisferio sur, lo que es conocido como el 'Invierno Boliviano' o 'Invierno Altiplánico'. Estas precipitaciones estivales son de carácter convectivo, con una alta variabilidad espacial, y se concentran en los meses de enero y febrero. Este fenómeno desaparece más al sur, teniendo una mínima influencia en la Región de Atacama (DIHA y DGA, 2008).

La Depresión Intermedia en la región nortina tiene un amplio desarrollo. Se presenta rellena con material de arrastre grueso a fino, terciario y cuaternario, de tipo avenidal, proveniente de la Cordillera de Los Andes. Este relleno constituye las pampas, que hacia el oeste quedan limitadas por la Cordillera de la Costa, frecuentemente formando salares. Presenta alturas de 1400 m frente a Arica y de 700 m al norte del Río Loa, crecientes hacia la Cordillera de Los Andes. La Cordillera de la Costa, con alturas de 2000 y hasta 3000 msnm, transige suavemente hacia la planicie interior, pero cae en forma abrupta hacia el mar, a lo largo de un frente de fallas (DGA, 1986). Las planicies litorales son escasas y se desarrollan aproximadamente desde la latitud de Taltal, en la Región de Antofagasta. En esta unidad morfológica se encuentran algunas de las principales ciudades y caletas de la macrozona.

En todo el sector norte de Chile predominan los climas áridos desérticos a esteparios (ver Figura 1-31), con vegetación xerófito (DGA, 1986). El Norte Grande se encuentra bajo la influencia permanente del anticiclón del Pacífico, que se caracteriza por una ausencia casi total de precipitaciones en los sectores costero e interior. Una abundante nubosidad en la franja costera (camanchaca) permite, sin embargo, el desarrollo de una débil vegetación desértica del tipo hierba y subarbusto, que se ubica en las laderas de las quebradas. En la Depresión Intermedia, el clima desértico es muy severo (temperatura media

de 18 °C), humedad de 40 %, precipitaciones menores que 5-10 mm/año, evaporación potencial de casi 2000 mm/año, nubosidad escasa. La vegetación allí está representada por las freatófitas que logran aparecer en el fondo de los pocos cauces del extremo norte y de las quebradas preandinas, por algunas asociaciones de tamarugos que se alimentan del agua subterránea, y por alguna vegetación cactácea, jaral y tolar hacia las elevaciones preandinas.

Hacia mayores altitudes se desarrollan los climas esteparios de altura con precipitaciones estivales. El régimen altiplánico de precipitaciones estivales, determinado por la circulación de la baja térmica continental, es de naturaleza convectiva y alcanza localmente hasta 300 mm/año (DIHA y DGA, 2008), aunque en general se sitúan en el rango 100 - 250 mm/año (Acosta y Custodio, 2008; Acosta, 2014; DGA, 2016). La vegetación altiplánica predominante es la estepa andina (3000 a 4000 msnm), con jaral, tolar, gramíneas xerófitas y hierbas perennes (pajonales), que permiten la ganadería; por sobre los 4000 msnm aparecen los llaretales (DGA, 1986). Las condiciones extremas sólo permiten que subsista una vegetación especializada, con pocos requerimientos hídricos y capaces de soportar amplias oscilaciones térmicas. Los bofedales conforman sistemas adaptados a estas condiciones, conocidas como vegetación de estepa o esteparia, que minimizan la transpiración debido a la reducida superficie de sus hojas, algunas de las cuales han evolucionado transformándose en espinas (DIHA y DGA, 2008).

No existe excedente invernal de precipitación, por lo que el escurrimiento superficial es extremadamente escaso y errático, especialmente en las zonas medias y bajas de las cuencas.

En contraposición a esta marcada deficiencia hídrica, esta macrozona dispone de la mayor acumulación anual de días-grado del país, desde 1600 a más de 3000 días-grado (CONAMA, 2008). El concepto de días-grado corresponde a la suma térmica por sobre un umbral o base de temperatura que una determinada especie vegetal requiere para madurar satisfactoriamente. En la medida que esa suma de temperatura no se produzca en una región dada, la madurez se verá retrasada o simplemente el cultivo de dicha especie no será posible (UNEA, 2012). En el Norte Grande, esta relevante cualidad agroclimática en las pasadas tres décadas propició el desarrollo de una rentable actividad agrícola basada en el cultivo de primores o de producción off-season destinada al mercado externo, como por ejemplo en los valles de Azapa y Copiapó, respectivamente.

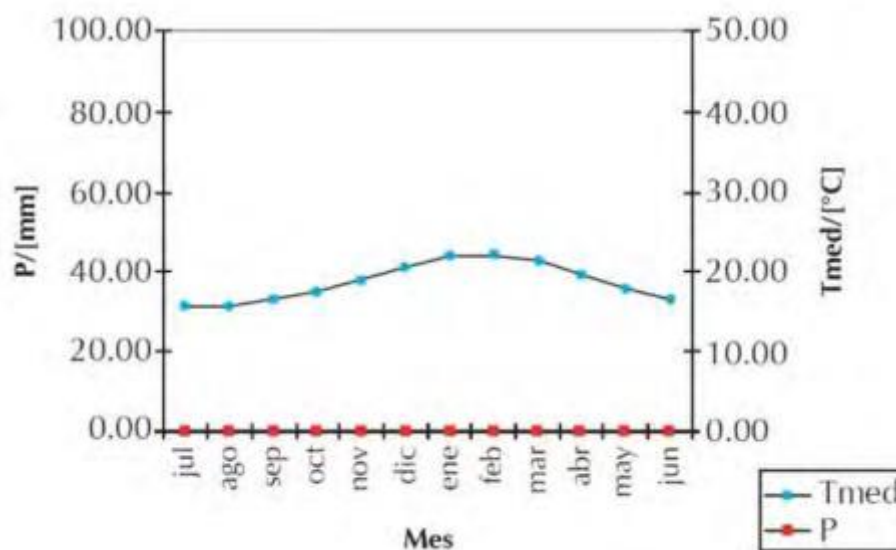
Figura 1-31. Zonificación climática, Macrozona Norte Grande.



Fuente: Informe INH, Referencia 1

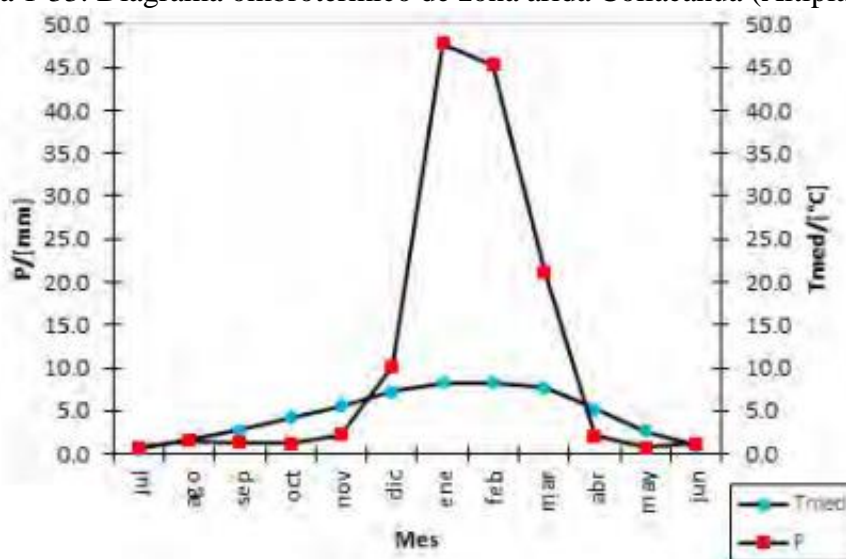
En la Figura 1-32 se puede apreciar esquemáticamente el régimen térmico de la zona de Arica caracterizado por temperaturas medias mensuales iguales o superiores  $20^{\circ}\text{C}$  durante cuatro meses del año, en contraste con el valor de la precipitación cercana a 0. En la Figura 1-33 se puede observar lo que ocurre en la zona de Collacahua en el altiplano de la Región de Tarapacá. Se aprecia que existe una fuerte componente de precipitaciones estivales, alcanzando un promedio máximo cercano a los 50 mm en enero y un promedio de 135 mm/año. Por otro lado, las temperaturas medias de la zona varían entre los  $0^{\circ}$  y  $10^{\circ}\text{C}$ .

Figura 1-32. Diagrama ombrotérmico de zona hiper-árida Arica.



Fuente: Informe INH, Referencia 1.

Figura 1-33. Diagrama ombrotérmico de zona árida Collacahua (Altiplano).



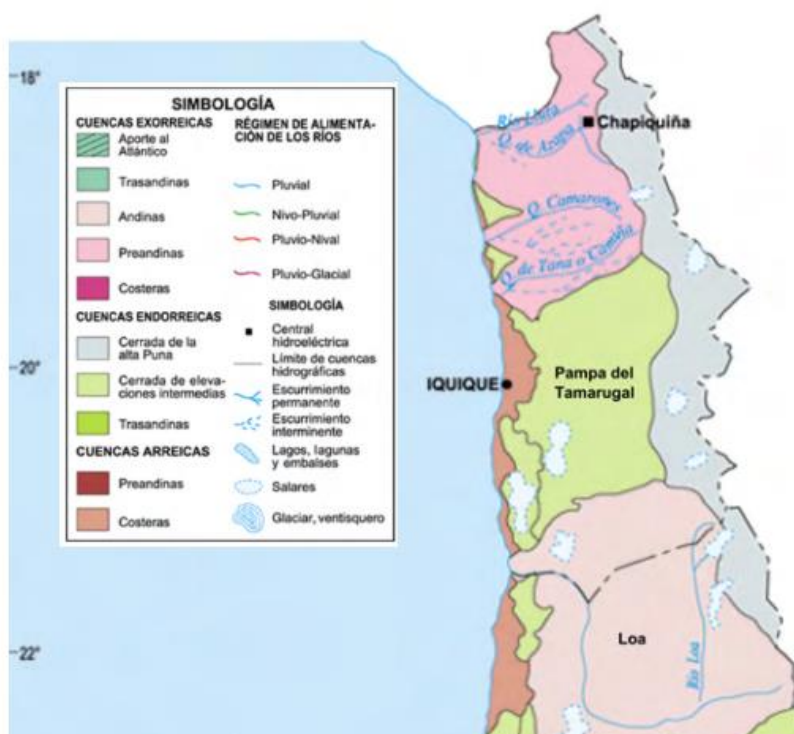
Fuente: Informe INH, Referencia 1.

Las precipitaciones cordilleranas estivales permiten la existencia de ríos y esteros permanentes en muchas cuencas, aunque no en todas, con caudales medios anuales de 1 a 3 m<sup>3</sup>/s, que ocasionalmente pueden llegar hasta el mar con caudales de cierta consideración (decenas o incluso centenas de m<sup>3</sup>/s).

Hacia el sur, algunas quebradas que nacen en la Cordillera alimentadas por las precipitaciones nivales y pluviales altiplánicas, definen un régimen claramente endorreico. En dichas cuencas, los cursos de agua superficial desaparecen por infiltración al llegar a la Depresión Intermedia (Pampa del Tamarugal) o en el depocentro de las cuencas altiplánicas, como por ejemplo el Río Collacahua en el Salar del Huasco en la Región de Tarapacá.

En la Región de Antofagasta sólo el Río Loa alcanza a llegar al mar, con un caudal medio anual de casi 1 m<sup>3</sup>/s. Al sur del Río Loa, se extiende una zona completamente arreica (Desierto de Atacama), en que el único recurso superficial lo constituyen numerosas vertientes y aguadas, las cuales, sin embargo, son muy limitadas en caudal y, frecuentemente, en calidad (ver Figura 1-34). Es precisamente en esta zona, en particular en el límite entre las regiones de Tarapacá y Antofagasta, donde se desarrolla probablemente el área más seca del planeta, con precipitaciones medias inferiores a 0,5 mm/año.

Figura 1-34. Mapa hidrográfico de Chile, Detalle Norte de la Macrozona Norte Grande. Fuente: IGM (2008).



Fuente: Informe INH, Referencia 1.

### 1.3.1.1 Demanda de recursos hídricos

De acuerdo a la información presentada en el Atlas del Agua (DGA, 2016) el consumo total de agua en la Macrozona Norte Grande alcanzaría 41,65 m<sup>3</sup>/s. Por otro lado, en DGA (2011b) e Instituto de Ingenieros de Chile (2011), ambos recogidos en la Política Nacional para los Recursos Hídricos (Delegación Presidencial para los Recursos Hídricos, 2015), el consumo total de agua al año 2011 sería de 56,4 y 51,27 m<sup>3</sup>/s, respectivamente. Los valores detallados de demanda por región se presentan en la Figura 1-35 y en las Tabla 1.2 y Tabla 1.3.

Figura 1-35. Demanda estimada de agua por sector económico, Macrozona Norte Grande (m<sup>3</sup>/s)

Región	Agropecuario	Agua Potable	Industrial	Minero	Total [m <sup>3</sup> /s]
XV	3,71	0,96	0,25	0,00	4,92
I	5,21	0,69	1,43	1,54	8,87
II	3,31	1,68	1,29	6,26	12,54
III	12,03	0,87	0,52	1,90	15,32

Fuente: adaptada del Informe INH, Referencia 1.

Tabla 1.2. Estimación de oferta y demanda en 2011, Macrozona Norte Grande (m<sup>3</sup>/s)

Región	Demanda 2011	Oferta 2011	Balance*
XV - I	16,7	11,9	-4,8
II	23,0	0,9	-22,1
III	16,7	1,9	-14,8
Total	56,4	14,7	-41,7

Fuente: Informe INH, Referencia 1.

Tabla 1.3. Estimación de la demanda de uso consuntivo en 2011, Macrozona Norte Grande (m<sup>3</sup>/s)

Región	Demanda
XV - I	15,53
II	20,87
III	14,87
Total	51,27

Fuente: adaptada del Informe INH, Referencia 1.

Dada la dispersión que se produce en el valor de la demanda informada en los tres documentos consultados, se elaboró una estimación referencial del consumo actual a modo de contraste. En principio, se decidió realizar una estimación referencial holgada asumiendo consumos unitarios altos pero realistas dentro del contexto nacional e internacional. Para estimar la demanda agrícola se ha asignado una dotación única de agua (0,75 L/s/ha) a la superficie agrícola bajo riego en cada región de acuerdo con los datos oficiales de ODEPA, donde se reporta un total de 30.828 ha. El consumo de la minería del cobre se obtuvo desde Cochilco (2015). El consumo de la minería no metálica se ha supuesto en forma gruesa desde los derechos de aprovechamiento de cada faena operativa. El consumo de agua potable se ha obtenido asignando un consumo estándar de 150 L/hab/día a la cantidad de habitantes de cada región. El número de habitantes que se consideró para las regiones XV, I, II, y III fue de 213.000, 295.000, 530.000, y 285.000, respectivamente. Por su parte, el consumo industrial se recogió de DGA (2016).

De esta forma se pudo estimar referencialmente que el consumo actual del Norte Grande sería cercano a 39,10 m<sup>3</sup>/s (ver Tabla 1.4). Esta breve verificación de la demanda macrozonal de agua, parece indicar que ella oscilaría más bien en torno a los 41,65 m<sup>3</sup>/s que se mencionan en el Atlas del Agua (DGA, 2016), que a los 50 o 55 m<sup>3</sup>/s que se mencionan en Política Nacional para los Recursos Hídricos (Delegación Presidencial para los Recursos Hídricos, 2015). Es más, si se consideran consumos unitarios agrícola más bajos como 0,5 L/s/ha, se tendría una demanda de agua total del

Norte Grande bastante más baja aún, en torno a 31,49 m<sup>3</sup>/s. Debido a lo anterior, para los efectos del balance hídrico macrozonal se descartarán las cifras presentadas en Política Nacional para los Recursos Hídricos, y se usará la demanda referida en DGA (2016).

Tabla 1.4. Estimación referencial del consumo actual de agua, Macrozona Norte Grande (m<sup>3</sup>/s)

Región	Agricultura	Minería Cobre	Minería no metálica	Industria	Potable	Demanda Total
I-XV	7,0	1,4	0,8	1,7	0,9	11,8
II	1,4	5,7	0,5	1,3	0,9	9,8
III	14,8	1,7	0	0,5	0,5	17,5
Total	23,2	8,8	1,3	3,5	2,3	39,1

Fuente: Adaptada del Informe INH, Referencia 1.

En cuanto a la composición de la demanda, de acuerdo con DGA (2016), el primer sector usuario en la macrozona es el agropecuario con 24,3 m<sup>3</sup>/s, seguido del minero con 9,7 m<sup>3</sup>/s, y más atrás están el sanitario e industrial con 4,2 m<sup>3</sup>/s y 3,5 m<sup>3</sup>/s respectivamente.

### 1.3.1.2 Derechos de aprovechamiento de agua otorgados

De acuerdo con los datos oficiales expuestos en el documento Atlas del Agua (DGA, 2016), el caudal total de derechos superficiales consuntivos otorgados es de 62,98 m<sup>3</sup>/s, de los cuales sólo 40,16 m<sup>3</sup>/s corresponden a derechos permanentes. Por su parte, el caudal de derechos de aguas subterránea totaliza 53,24 m<sup>3</sup>/s (ver Figura 1-36 y Figura 1-37).

Como es sabido, los caudales mencionados en los títulos de agua son nominales y en la práctica no se extraen en su totalidad, o no se ejercitan la totalidad del tiempo. La experiencia empírica nacional, recogida por la DGA mediante la determinación de porcentajes de uso efectivo por tipo de actividad, muestra que varía en un rango entre 20 % y 75 %. Además, otros estudios particulares como DICTUC y DOH (2009) y EIC Ingenieros y DOH (2015), han permitido constatar que en promedio la extracción real en la cuenca suele ser como máximo un 50 % del caudal total nominal, y como mínimo un 20 %, aunque puede haber ciertos casos particulares con diferencia más extremas.

Si como un mero ejercicio de aproximación indicativa, en el caso de esta macrozona se asume que la extracción real promedio de aguas corresponde a un 40 % de los derechos de agua superficiales permanentes y subterráneos (porcentaje de uso agrícola de acuerdo con estándares DGA), se tiene un caudal total de extracción referencial de 37,36 m<sup>3</sup>/s, valor que resulta coherente con la demanda que se estima en el apartado anterior.

Figura 1-36. Caudal otorgado de derechos superficiales distribuido por regiones, Macrozona Norte Grande

Región	Derechos Superficiales - Caudal Otorgado								
	Consuntivo	[l/s]	[%]	No Consuntivo	[l/s]	[%]	Total	[l/s]	[%]
XV		25.855	0,87		8.391	0,023		34.246	0,085
I		3.301	0,11		1.069	0,003		4.370	0,011
II		11.288	0,38		14.219	0,037		25.507	0,063
III		22.540	0,76		6.176	0,017		28.715	0,071

Fuente: adaptada del Informe INH, Referencia 1.

Figura 1-37. Caudal otorgado de derechos subterráneos distribuido por regiones, Macrozona Norte Grande

Región	Derechos Subterráneos - Caudal Otorgado								
	Definitivo	[l/s]	[%]	Provisional	[l/s]	[%]	Total	[l/s]	[%]
XV		3.491	0,77		36	0,25		3.527	0,75
I		6.426	1,42		212	1,47		6.638	1,42
II		14.123	3,12		181	1,25		14.304	3,06
III		28.381	6,27		385	2,66		28.766	6,16

Fuente: adaptada del Informe INH, Referencia 1.

### 1.3.1.3 Oferta de recursos hídricos (disponibilidad)

La información de oferta hídrica consignada en los documentos de alcance regional o nacional como el Balance Hídrico de Chile, debe ser valorada con precaución puesto que usualmente se basa en antecedentes o premisas generales. En ese sentido, la información contenida en este tipo de reporte suele incorporar una serie de supuestos y a la vez incertidumbres que deben ser tenidas en cuenta a la hora de interpretar sus resultados.

Los documentos Delegación Presidencial para los Recursos Hídricos (2015) y DGA (2011b) informan valores que denominan “oferta actual” de recursos hídricos para cada una de las regiones del país. En ambos documentos no es posible encontrar mayores antecedentes sobre la forma en que se estimaron dichos valores, consignándose solamente que corresponden a elaboración propia. Sin embargo, en el apartado Ríos y Escorrentía incluido en DGA (2016), se presentan esos mismos valores especificándose que corresponden a la escorrentía media anual para cada región, tomados del Balance Hídrico Nacional (DGA, 1987).

Ahora bien, la metodología empleada en el Balance Hídrico Nacional permite realizar una estimación de la escorrentía media anual total en una cuenca determinada, que teóricamente incluiría tanto la escorrentía superficial como subterránea. Sin embargo, cabe consignar que se trata de un método grueso de primera aproximación, basado en los promedios anuales de 1950 a 1980 (cuando estuvieron disponibles), que considera un grado importante de extrapolaciones y simplificaciones.

En efecto, los datos de escorrentía del Balance Hídrico Nacional (DGA, 1987) se calcularon de las siguientes dos formas, dependiendo si se trataba de una cuenca con control fluviométrico o sin control fluviométrico. Las variables utilizadas son: precipitación (P), evapotranspiración (ETR) y escorrentía (Q).

- Cuencas con control fluviométrico:  $P - ETR - Q = n$ , donde n es el error de cierre. En caso de un 'n' muy grande se corrigieron los mapas de isolíneas hasta que el error fuese aceptable. Es muy relevante destacar que las isolíneas del balance se trabajaron sólo en base a valores anuales.
- Cuencas sin control fluviométrico (dato Q no disponible):  $P - ETR = Q$ . En este caso la escorrentía (Q) se calcula de forma muy aproximada en función P y ETR.

La menor densidad de estaciones de control fluviométrico en el Norte Grande, determinó que la estimación de la escorrentía total tenga mayores incertidumbres que en las otras zonas del país con un mayor número de mediciones directas de la escorrentía. Así, el método utilizado para cuencas sin control fluviométrico, quedó fuertemente sujeto a la incertidumbre en la determinación de ETR mediante el método de Turc. Este método cuando se aplica con promedios anuales en zonas (semi) áridas magnifica la ETR (Custodio y Llamas, 1983), lo que consecuentemente pudo haber subestimado el valor de la escorrentía.

Por lo anterior, en las macrozonas Norte Grande y Norte Chico, se optó por contrastar los valores de escorrentía total provenientes del Balance Hídrico Nacional, realizando una comparación con los caudales de escorrentía superficial efectivamente medidos por la DGA, los que deberían ser menores o como máximo iguales a los primeros. Para determinar estos últimos se recurrió a los datos de escorrentía superficial media publicados en el Atlas del Agua (DGA, 2016) y a la base de datos en línea de la DGA.

Los resultados de esta comparación que se presentan en la Tabla 1.5, permiten apreciar que el valor de la escorrentía superficial efectivamente medida por la DGA es significativamente mayor que la escorrentía total que estima el Balance Hídrico Nacional para el caso de la III Región, dejando en evidencia que si se consideran los valores del Balance Hídrico Nacional como representativos de la disponibilidad hídrica regional total se estaría subestimado la oferta hídrica de la macrozona. Algo similar ocurre en el caso de la Región de Antofagasta, en que la escorrentía superficial es igual a la escorrentía total según el Balance Hídrico Nacional (DGA, 1987), dejando nuevamente en evidencia que dicho estudio es de carácter referencial y que tiende a subestimar en la escorrentía en zonas áridas.

Tabla 1.5. Comparación entre el valor de la escorrentía total de acuerdo con el Balance Hídrico Nacional y la escorrentía superficial medida por la DGA, Macrozona Norte Grande (m3/s)

Región	Escorrentía total media anual (Balance Hídrico Nacional)	Escorrentía superficial media anual (Estadística DGA)
XV - I	11,90	7,89
II	0,90	0,90
III	1,90	5,64
Total	14,70	14,43

Fuente: Informe INH, Referencia 1

Por su parte, la estimación de la disponibilidad de agua subterránea se obtuvo desde (DGA, 2016). En el caso particular de esta macrozona, a modo de contraste se realizó un cálculo de primera estimación de la recarga media asumida como un porcentaje de la precipitación desde experiencias en cuencas similares (Acosta y Custodio, 2008; DOH, 2015), que la han situado en torno a 7%. En la Tabla 1.6,

se presentan estos valores referenciales de disponibilidad subterránea, donde se aprecia la gran similitud entre lo informado por DGA y la aproximación de verificación que se realizó, por lo que los datos de disponibilidad subterránea de DGA (2016) serán utilizados sin modificación.

Tabla 1.6. Comparación entre caudal subterráneo disponible según el Atlas del Agua (DGA, 2016) y una estimación de verificación de primera aproximación, Macrozona Norte Grande

Región	Cota lluvia efectiva (msnm)	Área lluvia efectiva (km <sup>2</sup> )	Lluvia media (mm/año)	Precipitación que recarga (%)	Recarga subterránea (m <sup>3</sup> /s)	Caudal Atlas (m <sup>3</sup> /s)
XV	3000	9600	150	7	3,2	1,3
I	3000	12000	120	7	3,2	2,3
II	3000	31500	100	7	7,0	6,3
III	3000	25675	150	7	8,5	9,5
				<b>Total</b>	21,9	19,4

Fuente: Informe INH, Referencia 1

En ausencia de una mejor estimación de la disponibilidad hídrica regional, se asumirá que está queda aceptablemente representada para los efectos de este análisis macrozonal por la suma entre la escorrentía superficial media anual efectivamente medida y la disponibilidad de agua subterránea presentadas precedentemente (DGA, 2016). En cuanto a los errores que se asumen mediante esta simplificación, podría considerarse que eventualmente ellos se contrarrestan, como ocurre por ejemplo con el hecho de tomar una estadística de caudales superficiales afectada por las extracciones de aguas arriba -lo que subestima- versus utilizar una estadística de 50% de probabilidad de excedencia, que implica sobreestimar la disponibilidad de largo plazo.

En la Tabla 1.7 se presenta la disponibilidad hídrica total que será considerada referencialmente para cada región en este análisis general de la Macrozona Norte Grande.

Tabla 1.7. Estimación del caudal total disponible, Macrozona Norte Grande (m<sup>3</sup>/s).

Región	Escorrentía superficial media anual (Estadística DGA)	Disponibilidad agua subterránea (DGA, 2016)	Caudal total disponible
XV - I	7,89	3,60	11,49
II	0,90	6,30	7,20
III	5,64	9,50	15,14
Total	14,43	19,4	33,83

Fuente: Informe INH, Referencia 1

### 1.3.1.4 Situación general del balance hídrico de la macrozona

En la Tabla 1.8 se presenta una estimación del balance hídrico general para la Macrozona Norte Grande, que describiría la situación hídrica actual. Se puede apreciar que en términos medios todas las regiones de esta macrozona presentarían una situación de déficit estructural, los que oscilarían entre 0,8 y 3,8 m<sup>3</sup>/s aproximadamente.

Estas cifras deben considerarse como orientativas de la situación general de cada región, permitiendo dar una noción del orden de magnitud del déficit regional macrozonal.

Tabla 1.8. Balance hídrico general, Macrozona Norte Grande (m<sup>3</sup>/s).

Región	Oferta hídrica	Demanda actual (DGA, 2016)	Balance actual
XV - I	11,49	13,79	-2,30
II	7,20	12,54	-5,34
III	15,14	15,32	-0,18
Total	33,83	41,65	-7,82

Fuente: Informe INH, Referencia 1.

### 1.3.1.5 Obras hidráulicas de regulación

De acuerdo con la información oficial (Delegación Presidencial para los Recursos Hídricos, 2015) que se puede observar en la Tabla 1.9, en la Región de Arica y Parinacota y Región de Tarapacá no existen embalses de regulación operativos. En particular, el antiguo embalse Caritaya ubicado en la cabecera del Río Camarones (Región de Arica y Parinacota) no está concebido como obra de regulación.

En síntesis, se puede observar que, entre la Región de Arica y Parinacota y Región de Antofagasta, así como en la Región de Atacama hasta el Río Copiapó, la capacidad de regulación es inexistente o marginal en comparación con el déficit hídrico regional. Se concluye que, en toda la Macrozona Norte Grande, sólo la cuenca del Río Huasco tiene una capacidad de almacenamiento y regulación significativa.

Tabla 1.9. Características de embalses, Macrozona Norte Grande (cifras en Hm<sup>3</sup>).

Embalse	Región	Cuenca	Capacidad	Promedio Histórico	Octubre*			Uso principal
					2013	2014	2015	
Caritaya	XV	Camarones	42	-	-	-	-	-
Conchi	II	Loa	22	17,2	19	18	18	Riego
Lautaro	III	Copiapó	26	10,4	1,6	1,4	5,6	Riego
Santa Juana	III	Huasco	166	107,4	38	19	42	Riego

Fuente: Informe INH, Referencia 1

### 1.3.1.6 Cambio climático

De acuerdo con el estudio La Economía del Cambio Climático en Chile (CEPAL, 2009), los modelos de simulación climática no entregan una señal clara de cambio en la precipitación en el Norte Grande. Con todo, el estudio menciona que hacia el año 2050 es posible prever -con una alta incertidumbre- cambios en las precipitaciones de 0/-5 % en la Región de Arica y Parinacota y Región de Tarapacá.

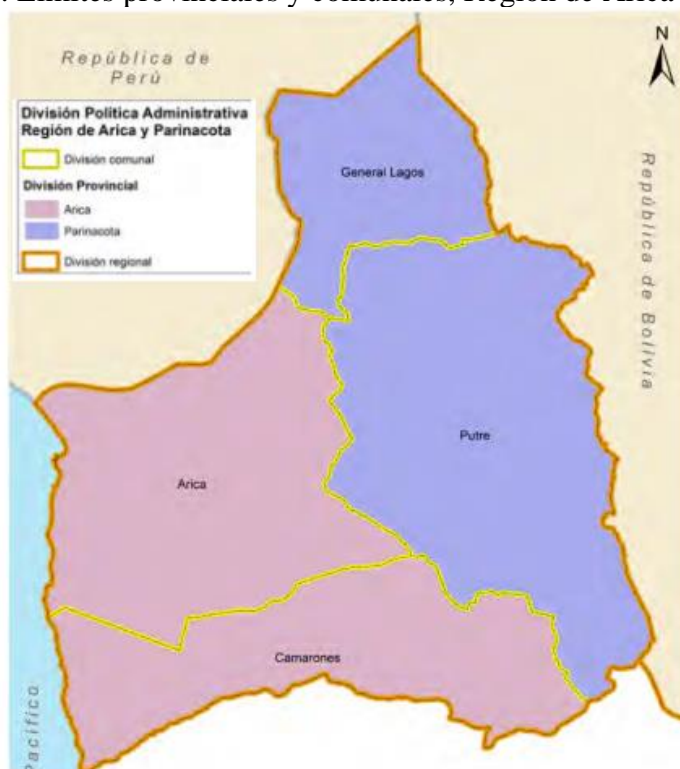
En cuanto a las temperaturas media, la conclusión general es que éstas podrían aumentar entre +1/+2,5° C hacia el año 2050.

## 1.3.2 Análisis de cuencas prioritarias en Región de Arica y Parinacota

### 1.3.2.1 Descripción regional

La Región del de Arica y Parinacota, se localiza aproximadamente entre los 17°30' y 19°14' de latitud Sur y desde los 68°50' de longitud Oeste hasta el Océano Pacífico. De acuerdo a la división política y administrativa, la región se encuentra subdividida en 2 provincias (Arica y Parinacota) y a su vez subdividida en 4 comunas, las cuales en su totalidad abarcan un 2,23% de la superficie continental e insular (16.873,3 km<sup>2</sup>) (INE, 2007a) (ver Figura 1-38).

Figura 1-38. Límites provinciales y comunales, Región de Arica y Parinacota.



Fuente: INH

### 1.3.2.2 Geomorfología

En la región se distinguen cuatro grandes unidades morfológicas: Farellón Costero, Cordillera de la Costa, Depresión Intermedia y Cordillera de Los Andes.

El Farellón Costero se presenta a partir del sur de la ciudad de Arica. Esta zona se caracteriza por caer abruptamente al mar en forma de acantilado. En la región, esta formación se observa angosta, no superando los 2 km de ancho. Las planicies litorales o costeras se presentan sólo en la ciudad de Arica.

La Cordillera de la Costa nace en el cerro Camaraca, ubicada al sur de la ciudad de Arica. Esta se presenta como cerros islas, dando origen a la Pampa de Camarones, al sur de la región. Esta unidad sólo se ve interrumpida por la desembocadura de ríos y quebradas, dentro de las que se destaca el valle de Azapa, quebradas Vitor y Camarones.

La Depresión Intermedia se presenta aplanada, con alturas que fluctúan entre los 500 y 2.000 m. Entre sus principales pampas, se destaca la Pampa de Camarones, Pampa de Chaca y Pampa Concordia.

La Cordillera de los Andes o Altiplano se presenta ancha, volcánica y con una altitud que supera los 4.000 m. Entre los volcanes se destaca: Parinacota, Pomerape, Guallatiri y Tacora. Además, en ese territorio se emplaza el Salar de Suire y el Lago Chungará, este último ubicado a más de 6.100 m de altura.

### 1.3.2.3 Clima

En la región predomina el clima desértico, presentando variaciones debido a la cercanía al mar y las diferencias de altitud que se generan con el relieve.

En el sector costero se presenta un clima desértico cálido con alta nubosidad. Este clima se caracteriza por presentar escasa oscilación térmica, niebla (camanchaca) matinal y una escasa presencia de precipitaciones (inferiores a 3 mm).

En la Depresión Intermedia o pampa se observa un clima desértico normal, presentando una extrema aridez y una amplitud térmica que supera los 35°C. Adicionalmente esta zona presenta ausencia de precipitaciones y nubosidad durante todo el año.

En la Cordillera de los Andes se presentan dos climas: Desértico marginal de altura y Estepa de Altura. El primero se presenta en sectores cordilleranos andinos (sobre los 2.000 m), generado por la acción del relieve, con bajas temperaturas. Las precipitaciones se presentan en los meses de verano producto del Invierno Boliviano. El segundo clima se presenta en el altiplano, en alturas superiores a los 3.000 m. En esta zona las precipitaciones alcanzan los 300 mm anuales, también en época estival. Este tipo de clima (Estepa en Altura) permite la reserva hídrica para alimentar a los asentamientos y actividades productivas que se generan en los valles y la costa de la región (Seremi Minvu Arica y Parinacota, 2014).

### 1.3.2.4 Hidrografía

En la región las condiciones climáticas (extrema aridez), características del suelo y su geo- morfología generan una precaria disponibilidad hídrica (INE, 2007). Respecto a la división hidrográfica, la región cuenta con 6 cuencas hidrográficas, dentro de las cuales se destaca la cuenca del río San José, Lluta, quebrada río Camarones y Altiplánicas. Algunas de estas cuencas se encuentran compartidas con la Región de Tarapacá y algunos de sus cauces desembocan en ríos de Bolivia (río Putani y Lauca). En la Tabla 1.10 se observan las características principales de cada una de ellas.

El río San José se presenta seco gran parte del año. Debido a esta escasez, a partir de la década del setenta se desvió las aguas del río Lauca (cuenca Altiplánica) hacia la cuenca del río San José, a través del canal Lauca. El embalse Cotacotani (Ver Figura 1-39) nutre al río San José (a través del río Lauca), permitiendo por ende el cultivo agrícola en el valle de Azapa.

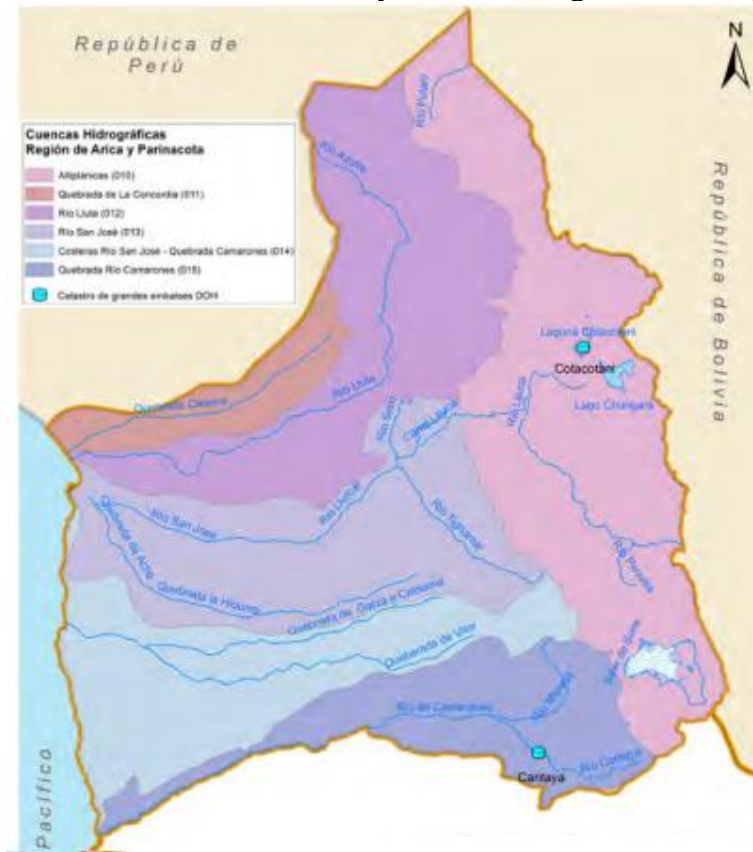
Tabla 1.10. Caracterización de cuencas, Región de Arica y Parinacota.

Cuencas	Código BNA	Localización	Superficie cuenca <i>km<sup>2</sup></i>	Principales tributarios	Régimen
Altiplánicas *	010	Comuna General Lagos y Putre (parte)	4.548 (Área en XV Región equivalente al 40%. Total 11.369)	Río Lauca, Putani, Lago Chungará, Laguna Cotacotani y Salar de Suire	Pluvial
Quebrada de La Concordia	011	Sector norte de la comuna de Arica	785	Quebrada Caunire	Sin flujo superficial
Río Lluta	012	Parte de las comunas de Arica, Putre y General Lagos	3.437	Río Lluta, Putre y Azufre	Pluvial
Río San José	013	Parte de las comunas de Arica y Putre	3.194	Río San José, Livilcar, Tignamar y Seco	Pluvial
Costeras Río San José - Quebrada Camarones	014	Sector Sur comuna de Arica y sector Norte comuna de Camarones	2.675	Quebrada de Vitor, ríos Codpla y Umirpa	Pluvial
Quebrada Río Camarones *	015	Comuna de Camarones (parte)	1.966 (Área en XV Región equivalente al 42%. Total 4.682)	Río Camarones, Macusa y Caritaya	Pluvial

\* Cuenca compartida con la Región de Tarapacá.

Fuente: Informe INH, Referencia 1

Figura 1-39. Distribución cuencas, ríos y embalses, Región de Arica y Parinacota.

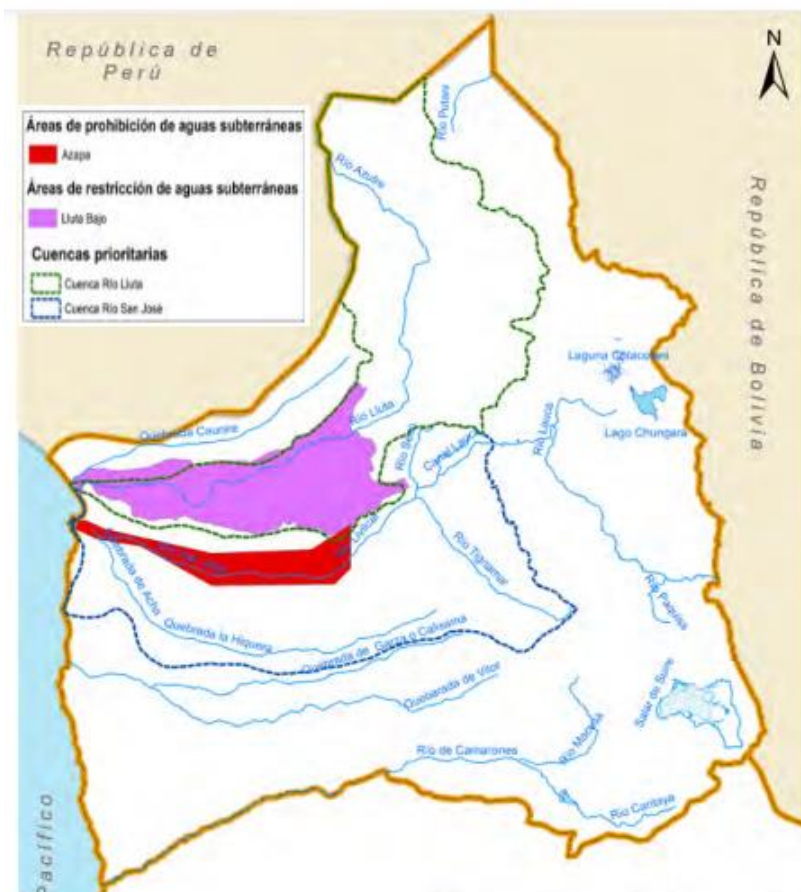


Fuente: INH

Respecto a la disponibilidad del recurso hídrico de aguas superficiales, la región no cuenta con cauces superficiales declarados agotados.

De los acuíferos identificados por la Dirección General de Aguas, se destacan aquellos que presentan áreas de restricción o prohibición de extracción de aguas subterráneas. La Región de Arica y Parinacota presenta un sector con área de prohibición, correspondiente al Valle de Azapa (341 km). En este sector no es posible constituir nuevos derechos de aprovechamiento de aguas subterráneas. Respecto a los acuíferos con restricción para la extracción de aguas subterráneas, la región cuenta con un área (Lluta Bajo), equivalente a una superficie de 974 km<sup>2</sup>, es decir, área equivalente al 5,78 % de la superficie total regional. (Ver Figura 1-40).

Figura 1-40. Declaración de agotamiento de aguas superficiales, Región de Arica y Parinacota



Fuente: Informe INH, Referencia 1.

Adicionalmente, para garantizar la sustentabilidad del recurso hídrico y su abastecimiento para el consumo humano, la Dirección General de Aguas implementó a partir del año 2000 los Planes de Alerta Temprana (PAT), especialmente para los acuíferos declarados con restricción (DGA, 2016). Este plan tiene como objetivo realizar un pronóstico, seguimiento, evaluación y verificación de los efectos o impactos en el otorgamiento de derecho de aprovechamiento de aguas. En la Región de Arica y Parinacota se implementa el PAT en la quebrada de La Concordia, para un total de 70 pozos.

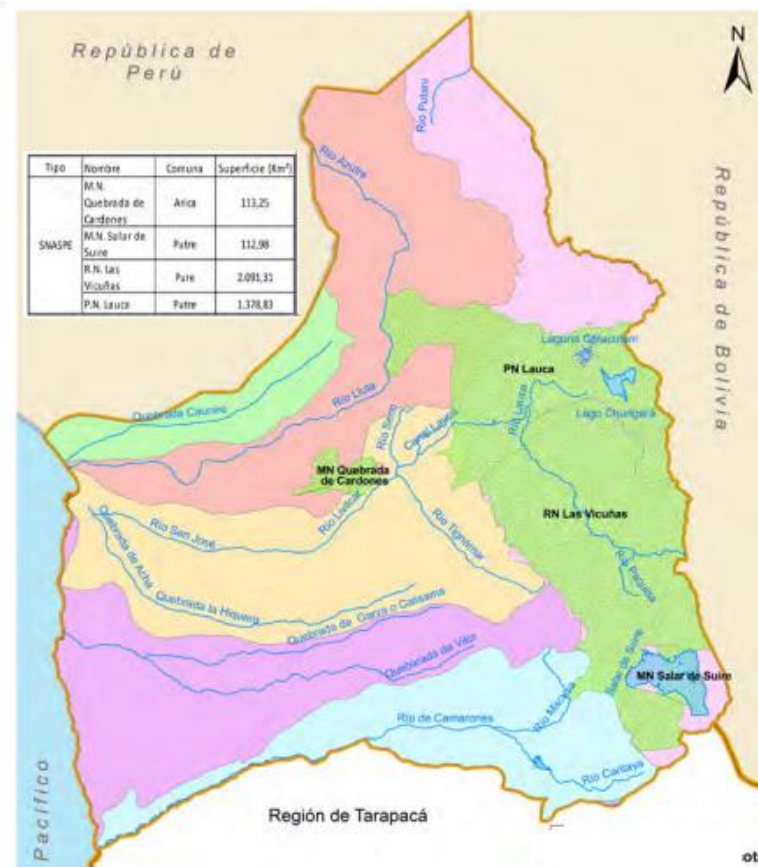
A partir del año 2007 por facultades del presidente de la República, se declaran sitios en los cuales se reserva el recurso hídrico para el abastecimiento de la población, por no existir otros medios para obtener el agua, o bien, por tratarse de solicitudes de derechos no consuntivos y por circunstancias excepcionales de interés nacional. En estos sectores se deniega parcialmente las solicitudes de derecho de aprovechamiento consuntivos de aguas subterráneas. En la región no existen decretos de reserva subterráneas o superficiales (DGA, 2016).

Respecto a la declaración de zona de escasez, la región no cuenta con ninguna zona declarada actual o históricamente. En estas áreas son declaradas zonas de escasez por un periodo de 6 meses (no prorrogables) y suspensión de las atribuciones de las juntas de vigilancia, así como también los seccionamientos de las corrientes naturales que estén comprendidas dentro de la zona de escasez. Además, señala a la Dirección General de Aguas con la atribución de autorizar extracciones de aguas

superficiales o subterráneas desde cualquier punto, sin la necesidad de constituir derechos de aprovechamiento de aguas y sin la limitación del caudal ecológico mínimo.

Respecto a las áreas de protección existentes en la región, la región cuenta con un sitio Ramsar, es decir, humedales protegidos. Este humedal corresponde al Salar de Suire, ubicado en la comuna de Putre, con una extensión de 158,58 km<sup>2</sup>. Otra categoría corresponde al Sistema Nacional de Áreas Silvestres Protegidas por el Estado (SNASPE), en donde la región cuenta con 4 áreas las cuales se observan en la Figura 1-41.

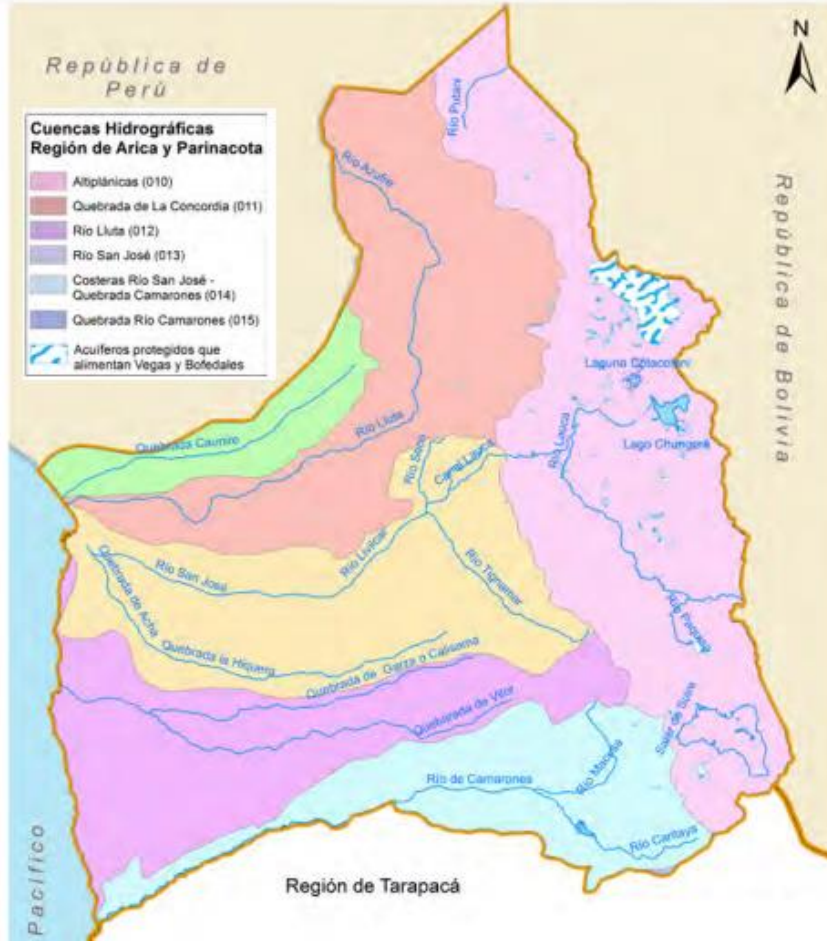
Figura 1-41. Sitios SNASPE, Región de Arica y Parinacota



Fuente: Informe INH, Referencia 1.

En las regiones del norte de Chile (XV, I, II) existen áreas de protección para acuíferos que alimentan vegas y bofedales. Estos sitios cumplen con el rol de alimentar con agua a ecosistemas únicos, actividades agropecuarias y sobrevivencia de comunidades andinas (DGA, 2016). En estos acuíferos se encuentra prohibida la exploración y explotación de aguas subterráneas. En la región existen 57 acuíferos que alimentan vegas y bofedales, las cuales abarcan una superficie de 207 km<sup>2</sup> (ver Figura 1-42).

Figura 1-42. Acuíferos que alimentan Vegas y Bofedales, Región de Arica y Parinacota.



Fuente: Informe INH, Referencia 1

### 1.3.2.5 Amenazas naturales

En el Plan Regional de Desarrollo Urbano de la Región de Arica y Parinacota (Seremi Minvu Arica y Parinacota, 2014) se menciona que los riesgos físicos corresponden al sísmico, volcánico (Volcanes Tacora y Guallatiri), deslizamientos o remociones en masa, riesgo de inundación y aluviones. Adicionalmente el Plan Regional de Infraestructura y Gestión del Recurso hídrico al 2021 de la Región de Arica y Parinacota, señala que la mayor amenaza natural se asocia a la escasez del recurso hídrico, específicamente a los acuíferos, humedales (MOP, 2012a).

Referente a las zonas de inundación debido al desborde de cauces y quebradas se distinguen en el Plan Regulador Comunal de Arica del año 2009, zonas inundables o potencialmente inundables en la ribera de los ríos San José y Luta. Estas áreas presentan crecidas intermitentes. Las comunas de Camarones y General Lagos no presentan un Plan Regulador Comunal vigente, por ende, no existen definidas áreas de inundación asociadas a las localidades rurales de los ríos Camarones y Luta, respectivamente.

Al norte del Valle de Azapa (faldas del cerro Chuño), se definen áreas de protección de rodados y/o remoción en masa, debido a que estas áreas presentan pendientes abruptas (acantilados).

De los sectores identificados con riesgo de inundación y/o aluviones se destacan las localidades en torno al cauce del Río San José (Valle Azapa), específicamente su desembocadura en la ciudad de Arica, la zona urbana de Putre cercana al Río Quillane y la desembocadura del Río Lluta (Tabla 1.11 y Tabla 1.12).

De los eventos históricos relacionados con aluviones y crecidas en ríos y quebradas, en estos últimos 16 años se destaca el ocurrido el año 2016. Estas lluvias altiplánicas (invierno boliviano) provocaron socavaciones, caídas de roca, aluviones y desborde del Río San José en diversos puntos de la ciudad. Adicionalmente se generaron aluviones en zonas cercanas a la ciudad de Putre (Belén, Saxamar y Lupica, entre otras) (ver Tabla 1.11).

Tabla 1.11. Sectores con riesgos identificados en la Región de Arica y Parinacota.

Comunas	Aluvión	Desborde de quebradas / aluvión	Desborde de ríos	Remoción en masa	Total
Arica	0	1	5	3	9
Putre	1	0	0	0	1
Camarones	2	0	0	0	2
General Lagos	3	0	2	0	5
Total	6	1	5	2	14

Fuente: Informe INH, Referencia 1

Tabla 1.12. Eventos extremos ocurridos en la Región de Arica y Parinacota

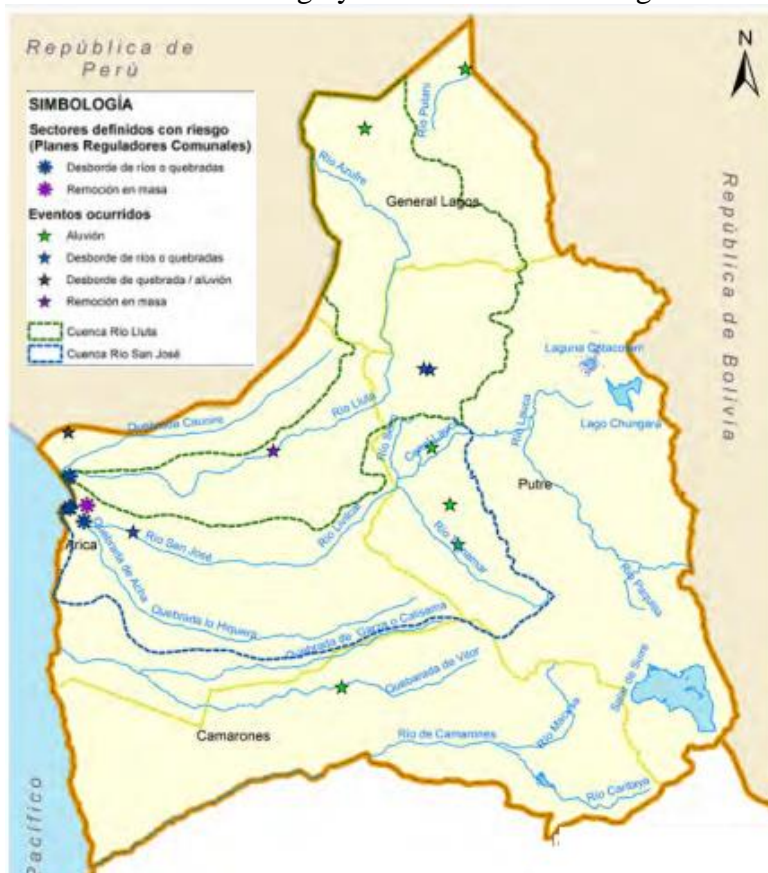
Fecha	Comunas	Evento	Cauce	Sector
23-06-2001	General Lagos	Aluvión	Río Chislluma	Valle de Chislluma
30-06-2001	General Lagos	Aluvión	-	Visviri
05-02-2006	Arica	Remoción en masa	Río Lluta	Sora
20-02-2012	Arica	Desborde de quebrada / aluvión	Quebrada de Escritos	Ruta 5 (Arica - Tacna)
13-02-2015	Putre	Desborde de ríos	Río Quillane	Puente hacia Pamapa Lluscuma
26-03-2015	Camarones	Aluvión	Quebrada Vitor	Codpa
26-02-2016	Arica / Putre	Remoción en masa, desborde de ríos y aluvión	San José y río Quillane	Valle de Azapa y Putre (Belén, Lupica, Saxamar)

Fuente: Documento en revisión

Por otro lado, el Servicio Sismológico Nacional, desde el año 1570 a la fecha se han registrado seis sismos con una magnitud mayor a 7 Mw, con hipocentro en la zona continental y El Pacífico. De estos sismos se destacan los ocurridos en los años 1604, 1615 y 1868, los cuales presentaron una magnitud superior a los 8,5 Mw, con epicentro en la ciudad de Arica y generaron tsunamis destructivos en el área (Centro Sismológico Nacional, 2016).

Actualmente el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA) presenta una carta de inundación para la ciudad de Arica, actualizada el año 2012. Esta se basa en información topográfica, batimétrica y el máximo nivel del mar pronosticado en base al terremoto del año 1868 (Magnitud de 8,5 Mw) (SHOA, 2012).

Figura 1-43. Resumen de áreas de riesgo y eventos extremos. Región de Arica y Parinacota.



Fuente: Informe INH, Referencia 1

### 1.3.3 Análisis de la cuenca del Río San José

A continuación, se presente el análisis de la cuenca Río San José, la cual incluye una revisión de la información hídrica de la cuenca y un análisis de las iniciativas de inversión. Posteriormente, se presenta un resumen de la información recopilada, seguida de una prospectiva de los requerimientos de inversión.

### 1.3.3.1 Análisis hídrico de la cuenca

#### a. Precipitaciones

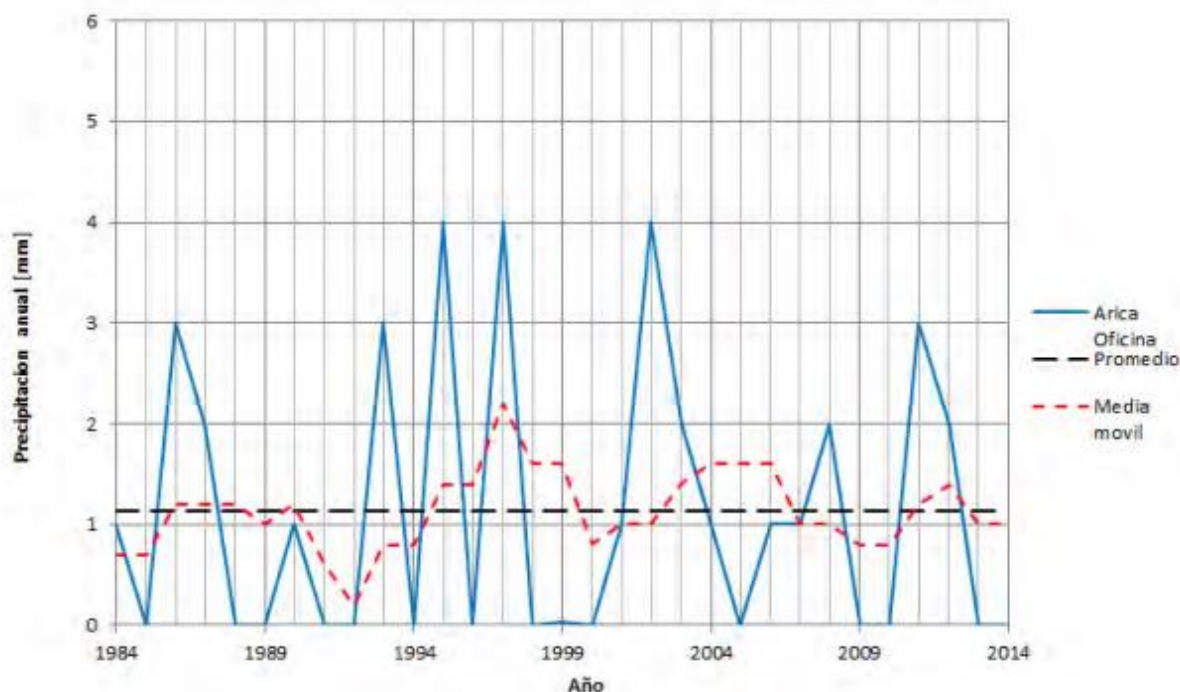
Para estudiar las precipitaciones se utilizan las estaciones meteorológicas de la DGA disponibles en la zona de estudio. Esta cuenca cuenta con la particularidad de contar con estaciones solamente en la zona costera, y en la zona cordillerana, no teniendo registro en la zona media. Esta situación, dificulta realizar una caracterización de las lluvias en toda el área de la cuenca. Las estaciones utilizadas en este trabajo corresponden a Arica Oficina para representar la precipitación en la costa, y la estación Belén para la zona alta de la cuenca. Las estaciones utilizadas se muestran en la Figura 1-44, mientras que los gráficos con la precipitación anual se presentan en la Figura 1-45 y Figura 1-46.

Figura 1-44. Ubicación de las estaciones meteorológicas Arica Oficina y Belén.



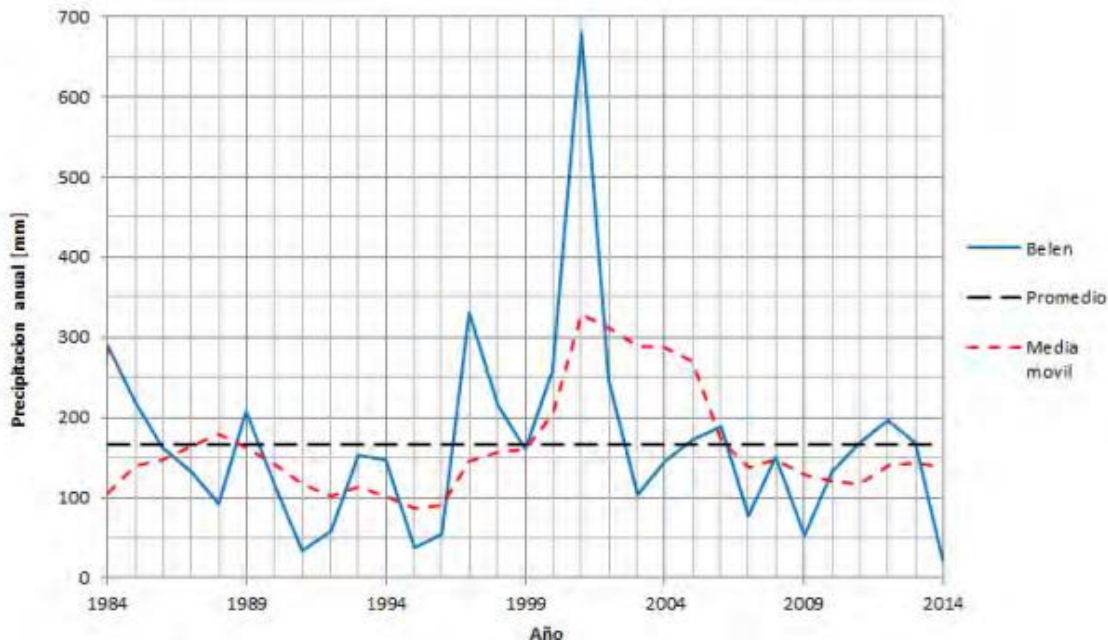
Fuente: Informe INH, Referencia 1

Figura 1-45. Precipitación anual estación Arica Oficina (20 msnm), periodo 1984 – 2014.



Fuente: Informe INH, Referencia 1

Figura 1-46. Precipitación anual estación Belén (3240 msnm), periodo 1984 – 2014.



Fuente: Informe INH, Referencia 1

En las Figura 1-45 y Figura 1-46 se muestran los gráficos con la precipitación anual para las estaciones utilizadas. En las Figuras presentadas se observa una gran variación espacial y temporal. Mientras que, en la estación de Arica Oficina, localizada en la costa, casi no se observan precipitaciones, en la estación Belén, la cual se ubica en la cordillera, se detecta una precipitación de varios cientos de milímetros por año. En la Tabla 1.13 se presenta un resumen de las precipitaciones medidas.

Tabla 1.13. Precipitación anual promedio, máxima y mínima en cuenca Río San José, periodo 1984 – 2014

<b>Estadística</b>	<b>Arica Oficina (20 msnm)</b>	<b>Belén (3240 msnm)</b>
Promedio	1	167
Máximo	4	681
Mínimo	0	23

Fuente: Informe INH, Referencia 1

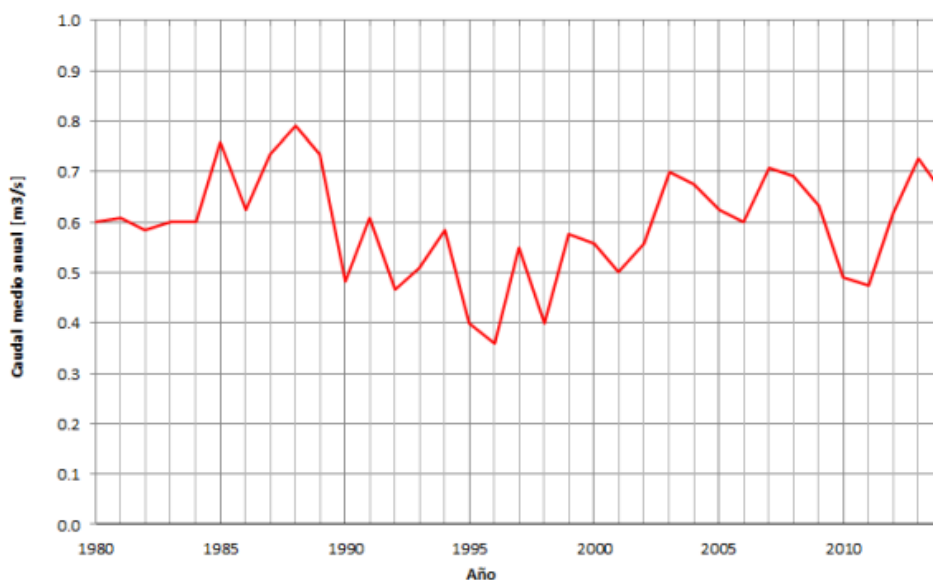
En la información anterior se observa un resumen de las precipitaciones en la cuenca. Mientras que en la zona baja se observa prácticamente una ausencia de lluvias, con un promedio de precipitaciones de 1 mm/año, en la zona alta se presenta una gran cantidad de lluvias, presentando un promedio de 167 mm/año. En el caso de los valores máximos registrados en la cuenca estos corresponden a 4 mm/año en la zona baja, o un 400 % de la precipitación promedio, mientras que, en la zona alta, esta corresponde a 681 mm/año, o un 407 % del promedio de esta estación.

Debido a la escasez de estaciones meteorológicas, y a la gran variación que presentan, tanto espacial como temporalmente, se considera poco representativo calcular una precipitación media de la cuenca, utilizando solamente estas dos estaciones. Por ello, se presenta la precipitación promedio para la cuenca obtenida desde el estudio “Balance hídrico de Chile” (DGA, 1987), en él, se indica una precipitación promedio de 78 mm/año.

#### b. Caudal de salida

La cuenca de San José no cuenta con estaciones de control fluviométrico en la salida de la cuenca, por ello, para estimar el caudal de salida de la cuenca, se utilizó la estación Río Azapa en bocatoma, siendo ésta, la más cercana a la costa. La serie de caudales medidos en la estación se muestra en la Figura 1-47.

Figura 1-47. Caudal pasante en estación Río Azapa en bocatoma (m<sup>3</sup>/s).



Fuente: Informe INH, Referencia 1

Se debe mencionar que el caudal presentado es solamente referencial, pues la estación no considera los aportes de toda la cuenca además de los posibles consumos que hay aguas abajo de su ubicación. De los datos obtenidos para el periodo 1980 - 2014 se observa un caudal promedio de 0,6 m<sup>3</sup>/s, el mayor caudal corresponde a 0,8 m<sup>3</sup>/s mientras que el valor mínimo es de 0,4 m<sup>3</sup>/s. A modo de comparación en DGA (1987) se indica un caudal estimado en 0,0 m<sup>3</sup>/s.

### c. Aguas superficiales

Los recursos de la cuenca son estimados en el estudio “Modelo de simulación hidrológico operacional cuenca del Río San José” (Luis Arrau del Canto Consultores y DGA, 1997). En el estudio se menciona que los recursos en los ríos Tignamar y Seco son escasos, siendo utilizados principalmente en las quebradas tributarias como Murmuntani, Chapiquiña, Lupica, Belén y Tignamar, por lo que el caudal que llega al Río San José es el excedente, siendo este importante solamente en el periodo de diciembre a marzo, es decir, en el invierno boliviano.

Los recursos hídricos superficiales del Valle de Azapa provienen principalmente de la cuenca Río Lauca, ubicada al Este de la cuenca del Río San José, estos son transportados a través de un canal desde la Laguna Cotacotani, la que tiene una capacidad de aproximadamente 20 Hm<sup>3</sup>. Otra fuente importante de recursos para esta cuenca corresponde a los obtenidos desde las ciénegas de Parinacota y finalmente los recursos propios de la cuenca.

Los recursos en la cuenca son estimados como los aportes de los afluentes a la Laguna Cotacotani (0,58 m<sup>3</sup>/s), Ciénega de Parinacota (0,34 m<sup>3</sup>/s) y excedentes propios de la cuenca del Río San José (0,55 m<sup>3</sup>/s), por lo que el caudal promedio disponible es de aproximadamente 1,47 m<sup>3</sup>/s. Utilizando los datos del informe, y ajustando una distribución de probabilidad de Weibull, se obtiene que el caudal disponible es aproximadamente 1,29 m<sup>3</sup>/s y 0,76 m<sup>3</sup>/s para probabilidades de excedencia de 50 % y 85 % respectivamente.

d. Aguas subterráneas

En Luis Arrau del Canto Consultores y DGA (1997) se presentan los resultados preliminares del sistema Azapa - Lauca, para ello se realiza la modelación de caudales superficiales junto a un modelo hidrogeológico del valle de Azapa. En el estudio la recarga del acuífero del valle de Azapa es estimada como un flujo subterráneo de 0,14 m<sup>3</sup>/s y una recarga superficial de 0,21 m<sup>3</sup>/s, presentando la cuenca una recarga promedio total de 0,35 m<sup>3</sup>/s; en tanto las ex- tracciones del acuífero son estimadas en 0,89 m<sup>3</sup>/s.

e. Demanda de recursos hídricos

La demanda hídrica en la cuenca Río San José es presentada en el estudio “Estimaciones de demanda de agua y proyecciones futuras” (Ayala, Cabrera y Asociados y DGA, 2007).

Tabla 1.14. Demanda hídrica al año 2007, cuenca Río San José

Sector	Demanda (m <sup>3</sup> /s)
Agropecuario	1,42
Agua Potable	0,44
Industrial	0,24
Minería	0
Energía	0
Forestal	0
Acuícola	0
Turismo	0
Q ecológico	0,09
Total	2,19

Fuente: Ayala, Cabrera y Asociados y DGA (2007)

Los consumos de la cuenca Río San José son presentados en la Tabla 1.14. Se observa que el mayor consumo en la cuenca es realizado por el sector agropecuario con un 65 % del total, seguido por agua potable con un 20 % del consumo, y uso industrial con 11 %.

Como comparación de la demanda hídrica, ésta es estimada en Luis Arrau del Canto Consultores y DGA (1997). Se presenta un consumo agrícola de 0,79 m<sup>3</sup>/s, siendo el área cultivada de 1.711 ha, mientras que la superficie máxima potencial corresponde a aproximadamente 2.600 ha. En el caso del agua potable, se indica un consumo de 0,50 m<sup>3</sup>/s.

Finalmente, para industria se estima la demanda en 0,17 m<sup>3</sup>/s. Se observa que si bien los consumos en agua potable e industria son comparables, la demanda agropecuaria presenta diferencias significativas. Se destaca que para efectos de este Estudio se utilizan los valores estimados por Ayala, Cabrera y Asociados y DGA (2007) ya que éstos son estimados con información más actualizada.

f. Otras fuentes potenciales de agua

En el estudio “Diagnóstico de fuentes de agua no convencionales en el regadío interregional” (DRH y CNR, 2010) no se mencionan nuevas fuentes de agua para la cuenca de San José. Sin embargo, se estima posible la implementación de plantas de desalinización para contribuir al abastecimiento de agua potable de la ciudad de Arica.

g. Balance Hídrico

Para realizar el balance hídrico se ha considerado como oferta el caudal superficial con probabilidad de excedencia del 85 %, es decir, una probabilidad de falla del 15 %, el cual es habitualmente utilizado por la DGA para obtener el caudal “permanente” o “seguro”. Adicionalmente, se presenta el balance hídrico considerando el caudal superficial con probabilidad de excedencia del 50 %, el cual muestra una mayor disponibilidad de recursos hídricos, sin embargo, tiene una probabilidad de falla mayor que alcanza al 50 %. Ambos caudales son obtenidos a partir de los informado por Luis Arrau del Canto Consultores y DGA (1997). Por otro lado, la disponibilidad de agua subterránea también se obtiene de lo informado por Luis Arrau del Canto Consultores y DGA (1997), siendo el valor con 50 % de probabilidad de excedencia homologado al valor promedio de la recarga.

La demanda de riego, agua potable, industria y caudal ecológico se obtiene de lo informado por Ayala, Cabrera y Asociados y DGA (2007). En la Tabla 1.15 se presenta una estimación del balance hídrico de la cuenca en base a los datos recopilados.

Tabla 1.15. Balance hídrico cuenca San José

Oferta superficial		Oferta subterránea ( $m^3/s$ )	Oferta total ( $m^3/s$ )	Demanda total ( $m^3/s$ )	Balance cuenca ( $m^3/s$ )
Prob. exc.	Caudal ( $m^3/s$ )				
85 %	0,76	0,35	1,11	2,19	-1,08
50 %	1,29	0,35	1,64	2,19	-0,55

Fuente: Informe INH, Referencia 1.

En el documento “Plan director para la gestión de los recursos hídricos en la cuenca del Río San José” (Ayala, Cabrera y Asociados y DGA, 1998) se presentan los resultados del balance hídrico para la cuenca Río San José obtenidos desde “Estudio de factibilidad programa de manejo de cuencas hidrográficas” (DHV y otros, MINAGRI y MOP, 1997). Los resultados presentados indican un recurso disponible de 1,68  $m^3/s$ , 1,31  $m^3/s$  y 0,92  $m^3/s$  para probabilidades de excedencia de 20 %, 50 % y 85 % respectivamente, mientras la demanda es estimada en 1,95  $m^3/s$ , a partir de los datos presentados se obtiene que el balance de la cuenca es de -0,27  $m^3/s$ , -0,64  $m^3/s$  y -1,03  $m^3/s$  para probabilidades de excedencia de 20 %, 50 % y 85 %, respectivamente.

De los resultados obtenidos para el balance hídrico presentados en la Tabla 1.15 junto a los resultados de otros estudios, se observa que la demanda hídrica en la cuenca no es posible satisfacerla con los

recursos disponibles, presentando un déficit hídrico para probabilidades de excedencia tanto de 50 % como 85 %. Ante ello se observa una cuenca que experimenta de manera constante una sobreexplotación de los recursos hídricos, por lo que debiesen estudiarse medidas para disminuir los consumos de la cuenca y disminuir la brecha entre recursos disponibles y demanda hídrica. Considerando que el informe utilizado para comparar los datos levantados en este Estudio es de 1998, se observa que la condición de sobreexplotación habría sido diagnosticada hace 20 años, sin observarse mayores diferencias en la actualidad.

#### h. Principales obras de regulación

En la cuenca del Río San José no se encuentran grandes embalses construidos a la fecha actual. Sobre posibles nuevas obras en la cuenca, en la presentación Plan de Inversión de Infraestructura Hídrica del MOP se menciona como prioritario la construcción del embalse Livilcar, este tendría de capacidad 10 Hm<sup>3</sup>, siendo su función principal el control de crecidas. Para realizar su ejecución se estima una inversión de \$62.678 millones.

#### i. Análisis de información recopilada

- En los comentarios de “Plan director para la gestión de los recursos hídricos en la cuenca del Río San José” (Ayala, Cabrera y Asociados y DGA, 1998) se hace mención a la sobreexplotación de los recursos hídricos subterráneos, donde se prevé una disminución de los niveles del acuífero en caso de mantenerse la tasa de explotación presentada en el trabajo. Se indica explícitamente que no es conveniente aumentar la tasa de explotación, o realizar nuevas perforaciones.

### 1.3.3.2 Análisis de la situación de las cuencas

A continuación, se presentan las conclusiones obtenidas del análisis de la información recopilada para la cuenca Río San José:

#### a. Balance hídrico y disponibilidad de recursos:

- En la cuenca Río San José se observan dos situaciones muy distintas entre las estaciones analizadas. En el caso de la estación costera prácticamente no se registran precipitaciones como promedio anual, mientras que en la estación cordillerana se observan abundantes precipitaciones con una alta variabilidad interanual. Para el análisis de la media móvil en la costa se observa una baja variación, donde no se aprecia un cambio significativo en la tendencia a largo plazo, situación similar a la observada en la estación cordillerana, donde la tendencia presenta una baja desviación respecto el promedio histórico, donde a largo plazo no se observa un cambio del régimen de precipitación.

- El balance hídrico de la cuenca para los dos casos analizados presenta una situación de déficit hídrico, los cuales resultan en -1,08 m<sup>3</sup>/s durante épocas de sequía (85 % de excedencia) y - 0.55 m<sup>3</sup>/s en condiciones medias (50 % de excedencia). Se observa que las demandas solamente logran ser cubiertas en años puntuales, mientras que existe una alta probabilidad de falla. Esta situación da cuenta de un problema estructural de la cuenca, por lo que se considera necesario priorizar los consumos y relevar la necesidad de asegurar el abastecimiento de agua potable para la población.
- De los datos analizados en este trabajo se obtuvo un caudal de salida de 0,6 m<sup>3</sup>/s, siendo este valor cero en la literatura. Ante ello, es poco probable que en la cuenca cuente con recursos disponibles para embalsar, y que se pueda aumentar la oferta hídrica superficial.
- La situación de las aguas subterráneas para la cuenca de San José muestra una situación crítica, donde las extracciones superan a la recarga del acuífero por un factor de 2,5, indicando una situación que, de mantenerse en el tiempo, afectará los niveles de los acuíferos. Lo situación anterior también se describe en el “Plan director para la gestión de los recursos hídricos en la cuenca del Río San José” (Ayala, Cabrera y Asociados y DGA, 1998), donde se hace mención a la sobreexplotación de los recursos hídricos subterráneos y se prevé una disminución de los niveles del acuífero en caso de mantenerse la tasa de explotación presentada en el trabajo. Adicionalmente, se indica explícitamente que no es conveniente aumentar la tasa de explotación, o realizar nuevas perforaciones.
- Los modelos de cambio climático analizados muestran un aumento de la temperatura en toda la región, el cual va aumentando a medida que avanza el siglo XXI. A mediados del siglo XXI (año 2065) estos aumentos de temperatura pueden alcanzar 2,0 - 3,0 °C en verano, otoño e invierno, mientras que en primavera el aumento de temperatura llega a 3,0 - 5,0 °C. A fines del siglo XXI el aumento de temperatura para el escenario de mayores emisiones de Gases de Efecto Invernadero (GEI) (escenario A2) puede alcanzar 4,0 - 5,0 °C en otoño, invierno y primavera y 3,0 - 4,0 °C en verano. Además, en el altiplano boliviano se observan un aumento que puede ser mayor a los 5,0 °C. Cabe destacar que para escenarios de menores emisiones de GEI (escenario B2) los aumentos de temperatura son aproximadamente 1,0°C o menores. En relación a lo anterior, CEPAL (2012) señala que existe poca dispersión entre los modelos con las proyecciones de temperatura en esta zona.
- La variación de la precipitación en la región presenta una disminución prácticamente nula hasta la mitad del siglo XXI. Sólo CEPAL (2012) presenta una disminución del 0 - 10 % hasta el año 2030. A fines de este siglo se observa una disminución nula en otoño e invierno, mientras que en verano y primavera se proyecta un aumento de las precipitaciones en la zona del altiplano, la cual alcanza 10 - 50 %. En primavera incluso se observa un aumento mayor en la zona cercana a la frontera con Bolivia, la que alcanza incrementos de las precipitaciones del 100 %. En CEPAL (2012) se realiza un análisis de sensibilidad de distintos modelos, indicando que no existe una señal clara de disminución de las precipitaciones en la región.

Considerando lo anterior, los pronósticos presentados deben ser tomados con cautela y en un contexto de prevención de riesgos futuros.

- Adicionalmente, DGF y CONAMA (2007) pronostica de que la isoterma 0°C podría aumentar entre 300 y 500 m hacia la mitad del siglo XXI. Este fenómeno tiene efectos en la disponibilidad de agua, reduciendo el área capaz de acumular nieve, y en la ocurrencia de eventos extremos, debido al aumento del área de la cuenca que genera el escurrimiento del agua precipitada.
  
- b. Uso de los recursos disponibles:
  - Las principales demandas hídricas de la cuenca corresponden al sector agropecuario (64 %), agua potable (20 %) e industrial (9 %).
  - En el caso de la demanda asociada al sector agropecuario esta presenta una alta variación dependiendo de la fuente consultada, siendo este el principal consumidor de la cuenca, su estimación condiciona los resultados del balance hídrico. Ante ello es recomendable mejorar la precisión de los datos de consumo para esta cuenca, a fin de determinar de mejorar los resultados del balance.
  - La SISS resalta la necesidad de una gestión que asegure la disponibilidad de agua para el consumo de la población.
  
- c. Principales brechas y desarrollo de iniciativas:
  - Al analizar las iniciativas propuestas en el periodo 2000 - 2015 se identifican un total de 21 proyectos los que consideraron un monto de inversión de \$44.450,37 millones. De este monto se ejecutó el 43,1 % del gasto total siendo un porcentaje de ejecución bastante alto con respecto a lo observado en la cuenca Río Lluta (3,2% de ejecución presupuestaria). De lo anterior, se debe considerar que el monto que se consideró para la cuenca Río Lluta era aproximadamente 293 % mayor que el de la cuenca Río San José.
  - Se debe destacar que la Región de Arica y Parinacota fue creada con posterioridad a la elaboración del PD10, por lo que posiblemente los proyectos postulados para el PD10 hayan tenido como prioridad aquellos cercanos a la ciudad de Iquique (con respecto a Arica) la que entonces era la capital regional.
  - Al analizar el estado de las iniciativas al año 2015, se identifican un total de 4 proyectos terminados de un total de 21 iniciativas catastradas. Si se incluyen obras en desarrollo, el número total de obras terminadas o en ejecución se eleva a 6 proyectos. Entre las obras terminadas se identifica el Plan Maestro de Aguas Lluvias de Arica, el mejoramiento del riego

en el Valle de Azapa y la construcción y conservación de Defensas Fluviales. Esto nos indica que la ciudad de Arica presentó avances considerables en Defensas Fluviales para soportar las crecidas producidas en el Río San José producto del Invierno Altiplánico.

- En la presentación Plan de Inversión de Infraestructura Hídrica del MOP se menciona como prioritario la construcción del embalse Livilcar, este tendría una capacidad de 10 Hm<sup>3</sup>, siendo su función principal el control de crecidas.
- Con respecto a las Defensas Aluvionales, para la zona en el PRIGRH21 y el PD25 se mencionan este tipo de desastres naturales, pero a lo largo de los años no se ha considerado ninguna iniciativa a realizar.
- La planificación tentativa del MOP para la cuenca Río San José considera un total de \$193.669,99 millones de pesos correspondientes 4 iniciativas. La inversión se asigna principalmente a dos iniciativas, una relacionada a Obras de Embalse y la otra a Obras de Riego. La primera corresponde a la construcción del Embalse Livilcar y la segunda al término del entubamiento del Canal Azapa. Estas dos iniciativas se arrastraron desde los años 2007 y 2005 respectivamente.
- Con respecto al Entubamiento del canal Azapa, esta iniciativa fue considerada desde los inicios del PD10 como una iniciativa importante, la cual ha sido postergada, primero el año 2008 en su etapa de prefactibilidad (PD10), y después el 2011 (PRIGRH21) en su etapa de factibilidad, para posteriormente estar considerada en ejecución desde el año 2016 y 2018. Esto nos indica que, al igual que en el caso de la construcción del embalse Chironta, las obras tanto de embalse como riego tienen periodos de desarrollo de aproximadamente 10 años en esta zona del país.
- Por otro lado, la construcción del embalse Livilcar es otro de los proyectos que ha presentado un arrastre en el tiempo, comenzando el proyecto el año 2005, continuando con una etapa de diseño desde el año 2009 y considerando su planificación entre los años 2016 y 2017, para concretar su ejecución entre los años 2017 y 2021. Con respecto a lo anterior, se observa que los periodos de desarrollo de proyectos de esta envergadura toman casi una década para concretarse.
- Analizando los planes gubernamentales, sólo en el PD25 se señala la importancia de tecnificar la agricultura de la región para aprovechar el recurso y aumentar los suelos cultivables, principalmente en quebrada de Acha, pero esto no se plasma en proyectos futuros. Además, tanto en el PD10 como en el PRIGRH21 se levanta la necesidad de mejorar la gestión y administración de los recursos hídricos.
- Cabe destacar que para el periodo 2015 - 2030 no existen proyectos que estén relacionados con gestión y administración de recursos hídricos, temas que fueron planteados tanto en el PD10 como en el PRIGRH21.

d. Otros comentarios:

- En los comentarios de Ayala, Cabrera y Asociados y DGA (1998) se hace mención a la sobreexplotación de los recursos hídricos subterráneos, donde se prevé que, en caso de mantenerse la tasa de explotación, se producirá una disminución de los niveles del acuífero. Las conclusiones del estudio indican que no es conveniente
- aumentar la tasa de explotación o realizar nuevas perforaciones, a fin de agravar la situación detectada.
- Se destaca que en el análisis de disponibilidad hídrica no se incluye la calidad de agua, sin embargo, la oferta existente puede ser menor en función de la calidad de agua y de los usos que se realicen de ella. Este elemento requiere de un análisis adicional que debe ser considerado a la hora de definir políticas para el manejo de los recursos disponibles.
- Se observa que algunas de las iniciativas catastradas presentan diferencias respecto de la ejecución presupuestaria informada por MIDESO, DIRPLAN y DOH. En este sentido, DIRPLAN aclara que la información contenida en el Banco de Proyectos de MIDESO, en particular en las Fichas IDI, se ha ido perfeccionando con el tiempo de forma de tener antecedentes más concordantes entre servicios del estado.
- En relación a lo anterior, se destaca que este Estudio se basa en la información contenida en las Fichas IDI de MIDESO.

### 1.3.3.3 Análisis de sistemas de Agua Potable Rural y Saneamiento Rural, Región de Arica y Parinacota

#### a. Situación actual de sistemas de Agua Potable Rural

El Programa de Agua Potable Rural (APR) de la Dirección de Obras Públicas busca dotar de agua potable a localidades rurales concentradas, semiconcentradas y, en último término, a las dispersas. Esta infraestructura es entregada a organismos comunitarios, denominados Comité o Cooperativa de APR, para su administración, operación y mantención. Existen casos en los cuales, por la falta de recursos en las localidades, no es posible cumplir con la mantención de esta infraestructura, por lo que el programa de APR debe ejecutar anualmente obras de mejoramiento, ampliación y conservación de las ya existentes (DOH, 2016).

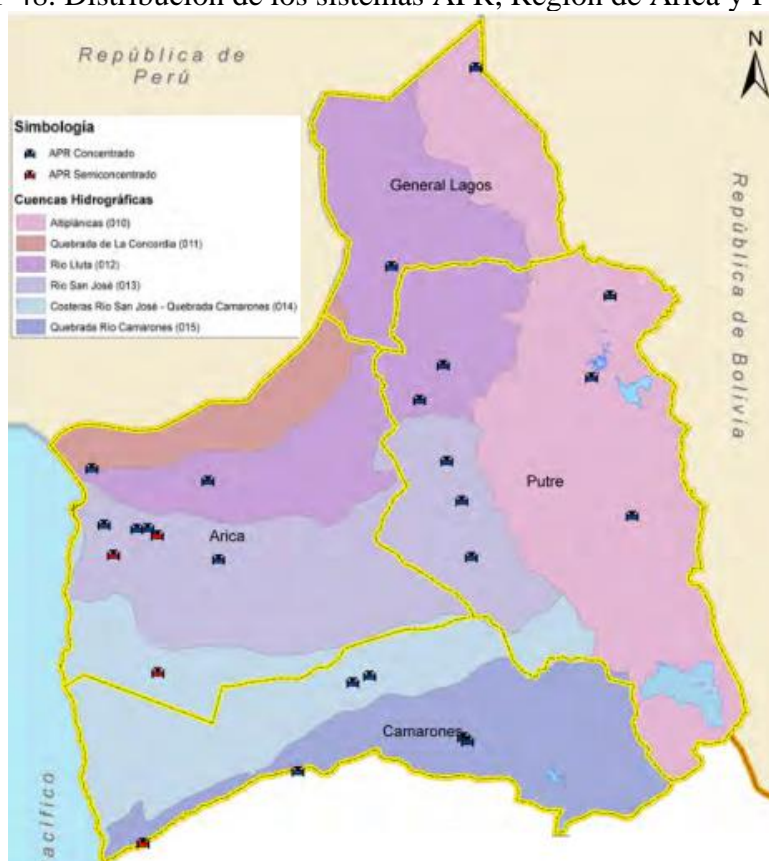
A partir de información proporcionada por la Subdirección de Agua Potable Rural de la DOH, al año 2015 la Región de Arica y Parinacota cuenta con 25 APR y 3.362 arranques, los cuales benefician a 13.448 personas aproximadamente. Es importante mencionar que en general la cantidad de beneficiados es estimada en función de la cantidad de arranques existentes. Entre los APR se destaca “Lluta”, localizado en la comuna de Arica, el cual beneficia a 1.872 habitantes aproximadamente. En la Tabla 1.16 se presenta el total de sistemas de Agua Potable Rural para las cuencas prioritarias y en la Figura 1-48 se detalla su distribución dentro de la región.

Tabla 1.16. Cantidad de APR, arranques y beneficiados en cuencas prioritarias, Región de Arica y Parinacota

Cuenca	Cantidad de APR	Cantidad de arranques	Beneficiados (personas)
Río Lluta	5	1.146	4.584
Río San José	9	1.511	6.044
Otras cuencas	11	705	2.820
Región	25	3.362	13.448

Fuente: Informe INH, Referencia 1

Figura 1-48. Distribución de los sistemas APR, Región de Arica y Parinacota.



Fuente: Informe INH, Referencia 1

Al hacer la distinción entre APR concentrados y semiconcentrados, al año 2015 se observa un total de 21 sistemas concentrados y 4 sistemas semiconcentrados en la región. En la Tabla 1.17 se observa la distribución dentro de las principales cuencas de la región.

Tabla 1.17. Distribución APR concentrados y semiconcentrados en las cuencas prioritarias, Región de Arica y Parinacota

Cuenca	APR Concentrados			APR Semiconcentrados		
	Número APR	Número de arranques	Beneficiados (personas)	Número APR	Número de arranques	Beneficiados (personas)
Río Lluta	5	1.146	4.584	0	0	0
Río San José	7	1.121	4.484	2	390	1.560
Otras cuencas	9	606	2.424	2	99	396
Total regional	21	2.873	11.492	4	489	1.956

Fuente: Informe INH, Referencia 1

De acuerdo a la Subdirección de Agua Potable Rural de la DOH, actualmente los APR de localidades concentradas existentes a nivel nacional se consideran cubiertos en un 100 %. En el caso de la Región de Arica y Parinacota los APR concentrados benefician al 85,46 % de la población abastecida por el programa de Agua Potable Rural. En el caso de los APR semiconcentrados, la región cuenta con 4 sistemas, los cuales proporciona 489 arranques y benefician a 1.986 personas, equivalente al 14,54 % de la población abastecida por el programa de Agua Potable Rural.

Respecto a las necesidades de sistemas APR, al año 2014 se identificaron 6 localidades semiconcentradas con requerimientos de APR, los cuales beneficiarían a 1.802 personas aproximadamente (DOH y DIRPLAN, 2014). Adicionalmente, en el año 2015 la Subdirección de Agua Potable Rural de la DOH estima un requerimiento de 8 APR semiconcentrados en la región, lo que implica un leve aumento de dos requerimientos/sistemas. En la Tabla 1.18 se presenta la cantidad de localidades semiconcentradas con requerimiento de APR en las cuencas prioritarias de la región y el estado de avance de estos sistemas al año 2014.

Tabla 1.18. Iniciativas de APR en localidades semiconcentradas, Región de Arica y Parinacota

Cuenca	Localidades semiconcentradas	Población beneficiada estimada	Etapas
Río Lluta	3	426	Ejecución de la obra: 3
Río San José	3	2.376	Etapas de factibilidad y diseño: 1 Ejecución de la obra: 2
Otras cuencas	0	-	-
Total región	6	2.802	Etapas de factibilidad y diseño: 1 Ejecución de la obra: 5

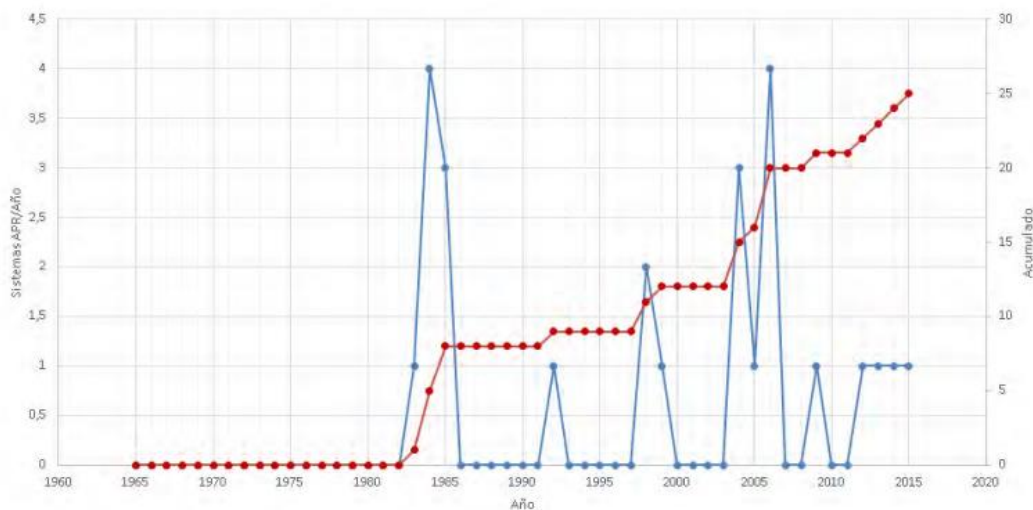
Fuente: Informe INH, Referencia 1

De estas 6 localidades con requerimientos de APR, en la actualidad dos de ellas se construyeron entre los años 2014 - 2015, las cuales se emplazan en la cuenca del Río San José. De las 5 localidades restantes en etapa "ejecución de la obra", no existe información si estas se encuentran en construcción o siguen siendo iniciativas.

Al analizar el año de puesta en marcha de los APR construidos hasta el 2015, se observa que el promedio histórico es de 0,5 sistemas construidos por año. En el periodo 2000 - 2015 el promedio

alcanza 1 sistema construido por año, con un máximo de 4 APR en el año 2006 y no registrándose construcciones entre los periodos 2000 - 2003, 2007 - 2008 y 2010 - 2011. Es importante mencionar que, desde la puesta en marcha del Programa de Agua Potable Rural en Chile, iniciada el año 1964, en la región tuvieron que pasar 20 años para la construcción del primer APR (APR Putre). En la Figura 1-49 se muestra la evolución en la puesta en marcha de los sistemas de APR existentes en la Región de Arica y Parinacota al año 2015.

Figura 1-49. Puesta en marcha de sistemas APR al año 2015, Región de Arica y Parinacota.



Fuente: Informe INH, Referencia 1

Respecto al caudal de explotación o de bombeo, la región presenta una extracción total de 77,69 L/s, correspondientes a la medición de 20 sistemas. La cuenca del Río Lluta presenta un total de extracción de 15,53 L/s, con un máximo de captación en el APR Putre y Lluta (7,5 L/s, respectivamente). La cuenca del río San José presenta un total de extracción de 45,05 L/s, con un máximo de captación en el APR Sobraya (10 L/s).

#### b. Planes e iniciativas de APR a nivel regional

De acuerdo a lo enunciado en el Plan director de Infraestructura 2000 - 2010, Etapa II (CIS Asociados, GEOTECNICA Consultores y DIRPLAN, 2003), en la región se propone una iniciativa denominada “Habilitación pozos del Altiplano Parinacota (Lauca)”, en la cual no se hace mención del número de sistemas ni las localidades beneficiadas. Dentro del plan no se incorporan proyectos de mejoramiento, conservación y/o ampliación de los ya existentes.

En el Plan director de Infraestructura 2010 - 2025 (PD25) (INECON y DIRPLAN, 2009) se presenta para la región una serie de iniciativas relacionadas con agua potable rural, entre las cuales se destaca la construcción de 6 APR semiconcentradas, el mejoramiento de 4 sistemas, 3 ampliaciones y la conservación del 75 % de los APR existentes a la fecha de elaboración del plan. Si se considera el total del requerimiento de sistemas de APR para la región definido al año 2015, el cual alcanza los 8 según la Subdirección de Agua Potable Rural de la DOH, y se agregan todos los sistemas construidos

desde la publicación del PD25 (periodo 2009 - 2015), los cuales alcanzan a 5 APR, se obtiene un total de 13 sistemas. Este valor es mucho mayor al propuesto por el PD25 (7 APR de diferencia), ya que debe incluir requerimientos adicionales identificados posteriormente al año 2009, sin embargo, la comparación de estos valores permite inferir que el objetivo del PD25 es lograr una cobertura del 100 % de los sistemas APR concentrados y semiconcentrados para el año 2025.

En el Plan Regional de Infraestructura y Gestión del Recurso Hídrico al 2021 (PRIGRH 2021) de la Región de Arica y Parinacota (MOP, 2012f) se enuncia la construcción de 7 nuevos sistemas de APR y la reposición de 3 sistemas, resultando en total 10 iniciativas relacionadas con sistemas APR. En la Tabla 1.19 se detallan los proyectos en las principales cuencas de la región.

Tabla 1.19. Iniciativas de APR para las cuencas prioritarias enunciadas en el PRIGRH 2021, Región de Arica y Parinacota.

Cuenca	Cantidad de intervenciones		
	Construcción	Reposición	Ampliación y/o mejoramiento
Río Lluta	2	1	0
Río San José	3	2	0
Otras cuencas	2	0	0
Total	7	3	0

Fuente: Informe INH, Referencia 1

En la Comisión Interministerial Ciudad, Territorio, Vivienda y Territorio (COMICIVYT), comisión la cual se encarga de ordenar los planes de inversión territorial en una sola visión regional, entrega 11 iniciativas de APR a partir del año 2016. Entre estas iniciativas, ocho corresponden a construcción de nuevos APR y tres mejoramientos de APR. Este plan no incorpora iniciativas relacionadas a la conservación y ampliación de los APR ya existentes.

## 1.4 Revisión del Estudio: “Estudio de Transporte de Sedimentos en Río Lluta, Marzo 2016”

### 1.4.1 Propósito del estudio

A aproximadamente 72 km de Arica en el valle del río Lluta, se construye el embalse Chironta, una obra de regulación de los recursos hídricos y de las crecidas fluviales provocadas por las lluvias altiplánicas en la cuenca de este curso de agua.

Este estudio tuvo como objetivo determinar el efecto que podría generar el embalse en el comportamiento hidráulico y mecánico fluvial del río Lluta y en la dinámica del humedal existente en la desembocadura en la playa Las Machas, frente a la retención parcial de los sedimentos que generará el embalse.

El estudio abarco el tramo del río Lluta desde la sección donde se emplazará la presa del embalse Chironta hasta la desembocadura, reconociendo que en este tramo se dan distintos tipos de condiciones

hidráulicas, morfo-fluviales y de transporte de los sedimentos provenientes tanto de la interacción entre el flujo y el lecho, como aquella otra fracción transportada en el agua en suspensión permanente, como “washload”.

Considerando los intereses específicos del estudio de la quebrada de Acha, la presente revisión rescata solamente la información asociada a la situación actual del río Lluta, en base a simulaciones hidráulicas y mecánico fluviales.

### 1.4.2 Embalse Chironta

El embalse Chironta es una obra de regulación de los recursos hídricos del río Lluta, que se emplaza a unos 72 km al Nor-Oriente de la ciudad de Arica, cuya finalidad es mejorar las condiciones de riego y aumentar la superficie agrícola actual en el valle de Lluta, y contribuir además a la regulación de las crecidas fluviales que se presentan con cierta frecuencia a consecuencia de las lluvias altioplánicas.

En la Figura 1-50 se muestra una imagen en Google Earth del río Lluta en el tramo que abarca el estudio, desde la angostura de Chironta hasta la desembocadura en la Playa Las Machas, con un balizado siguiendo aproximadamente su eje que da cuenta de una longitud de cauce superior a 72 km.

Figura 1-50. Río Lluta en zona de estudio.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

### 1.4.3 Características morfológicas generales del río Lluta

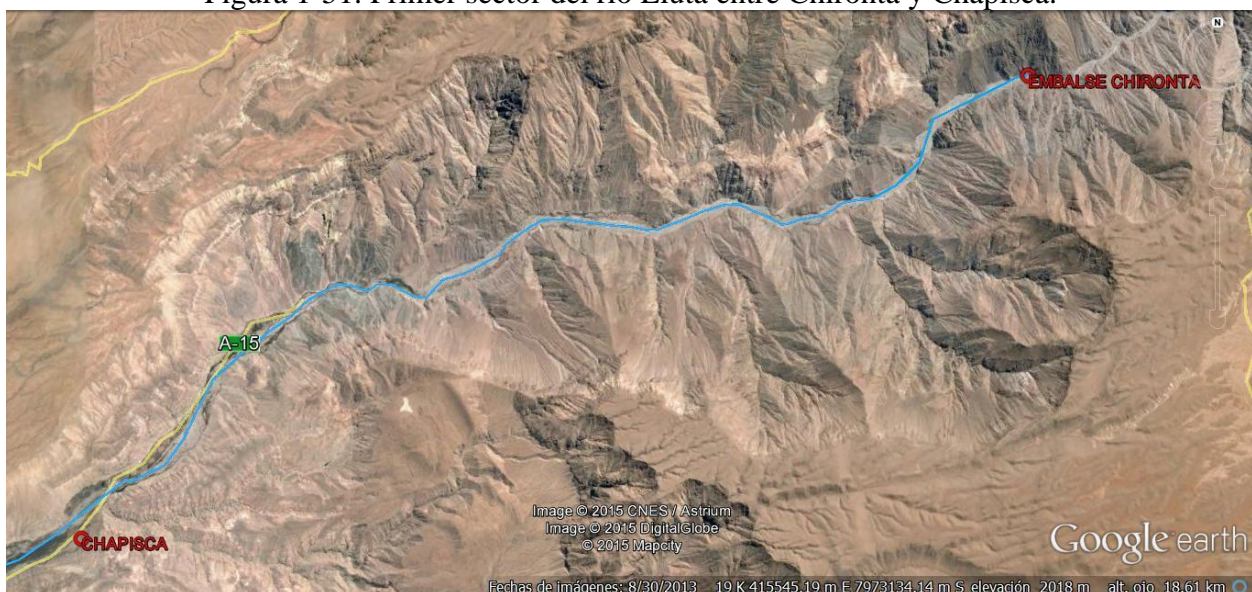
El río Lluta presenta un escurrimiento permanente, contando entre sus principales afluentes, el río Azufre y las quebradas de Caracarani, Colpitas y Socoroma, y desemboca en el mar unos 10 km al norte de la ciudad de Arica, en el sector del humedal en playa las Machas.

En las Figura 1-51, Figura 1-52 y Figura 1-53 se muestran tres sectores típicos del tramo en estudio. El primero que abarca unos 20 km, se extiende desde Chironta hasta Chapisca. Este es un sector de alta pendiente que denota una gran capacidad de arrastre además de abundantes fuentes de sedimento provistas por laderas inestables y fuertes pendientes transversales del valle. La caja activa del río, aguas abajo de Sora presenta una apreciable sedimentación que se ve reflejada en un patrón claramente trenzado del cauce de estiaje que va labrando brazos que confluyen y difluyen sucesivamente, generando paulatinamente una incisión de la caja en busca permanente de un nuevo equilibrio mecánico fluvial.

El segundo sector se asienta progresivamente a medida que se avanza hacia aguas abajo, lo cual permite que las llanuras de inundación formadas por el río a lo largo de cada ribera, sean empleadas para el desarrollo de actividades agrícolas importantes. El patrón morfológico del cauce es aquí similar al anterior, aunque se aprecian con mayor frecuencia ensanches y angostamientos de la caja, provocando estos últimos un peraltamiento del lecho que tiende a comportarse con divagación y trenzamiento, como se ha descrito arriba para el cauce sedimentado. Este sector se extiende hasta unos 10 km aguas arriba de la desembocadura.

El tercer sector distinguible por sus características morfoclimáticas, es el que se extiende desde el punto antes señalado hasta la desembocadura, el cual incluye el humedal de la playa Las Machas. El cauce se presenta menos trenzado mostrando al mismo tiempo mayor sinuosidad generando patrones meandrosos en ciertas zonas.

Figura 1-51. Primer sector del río Lluta entre Chironta y Chapisca.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-52. Segundo sector del río Lluta entre Chapisca y una sección a 10 km de la desembocadura.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-53. Tercer sector del río Lluta que incluye el humedal de la playa Las Machas.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

La diferenciación de los distintos sectores y de subsectores dentro de cada uno, resulta crucial para la modelación del transporte de sedimento, ya que cada uno presenta distintas características hidráulicas y mecánico fluviales, con una disminución gradual de la pendiente, cambios en la forma de las secciones de escurrimiento reducciones del calibre de los sedimentos a medida que se avanza hacia aguas abajo.

#### **1.4.4 Recopilación y revisión de estudios previos disponibles**

Durante el estudio se recopilaron diversos estudios con el objetivo de revisar y realizar un análisis crítico de todos los antecedentes disponibles sobre todos los aspectos relevantes a ser abordados en el estudio de los efectos de la presa.

La revisión se focalizó específicamente en los antecedentes hidrológicos requeridos para caracterizar el régimen de caudales del río Lluta, en la información de calicatas y granulometría de los sedimentos constitutivos del lecho (a lo largo del tramo de interés), y en los antecedentes topobatimétricos necesarios para caracterizar la geometría del cauce, evaluando su calidad, suficiencia y factibilidad de utilización en la modelación del transporte de sedimentos a lo largo del río Lluta. Los detalles de la revisión y análisis crítico de la información, se incluyen en los 5 primeros anexos que forman parte del informe.

De esta manera, en el Anexo I se detalla la revisión y análisis crítico de estos estudios en lo que corresponde a información hidrológica. Por su parte, en el Anexo II, se presentan todos los detalles de la revisión de la información de sedimentos, en tanto en el Anexo III, se hace lo propio con la información topobatimétrica. El Anexo IV incluye la revisión crítica de la información sobre modelación hidráulica del río Lluta, la cual va íntimamente ligada a la revisión de antecedentes sobre modelación del transporte de sedimentos que se incluye en el Anexo V.

##### **1.4.4.1 Información Hidrológica y de sedimentos del lecho**

###### **1.4.4.1.1 Lista de estudios revisados**

1. Diseño de Sistema de Purga Embalse Chironta, Informe Final, Tomo II Modelación de sedimentos y diseño de ingeniería. Diciembre 2014. MN Ingenieros Ltda.
2. Estudio de sedimentos y calidad del agua Embalse Chironta Región de Arica y Parinacota, Estudio Ambiental. Octubre 2014. AMEC-CADE Ingeniería y Desarrollo de Proyectos Ltda.
3. Estudio de suelo con calicatas embalse Chironta, segundo llamado, revisión de antecedentes”. ARCADIS, 2013.
4. Revisión del estudio de sedimentos en el Embalse Chironta (Informe Final Etapa II). Enrique Buschiazzo y Roger Stillwell, Lima Perú, 2013.
5. Estudio de Impacto Ambiental Proyecto “Embalse Chironta” XV Región de Arica y Parinacota, Comuna de Arica, agosto 2012, R&Q Ingeniería.
6. Diseño Embalse Chironta, Valle de Lluta, Región de Arica y Parinacota; Tomo II – Estudios Básicos; Informe Final. SMI Ingenieros, MOP – DOH, 2012.
7. Plan Maestro de Aguas Lluvias de Arica. Manejo de los Cauces de los Ríos Lluta y San José y sus Desembocaduras. Arica, 1ª Región. Luis Arrau del Canto, MOP–DOH, 2003.
8. Estudios Básicos de los Recursos Hídricos Valles Lluta, Azapa, Vitor y Camarones, Primera Región. Febrero 2002, AC Ingenieros Consultores Ltda.
9. Estudio Hidrogeológico y Modelo de Simulación Valle del Río Lluta, Arica, I Región. AC Ingenieros Consultores Ltda., ESSAT S.A., 1998.
10. Consultoría DEP-002 – Análisis de Descontaminación y Embalse en Río Lluta, Ingendesa, MOP – Dirección de Riego, 1993.

#### 1.4.4.1.2 Diseño de Sistema de Purga Embalse Chironta, Informe Final, Tomo II Modelación de sedimentos y diseño de ingeniería. Diciembre 2014. MN Ingenieros Ltda. (Ref. 1)

##### 1.4.4.1.2.1 Estudio hidrológico

El objetivo del estudio hidrológico fue generar una serie de caudales medios diarios y de caudales de crecidas en la ubicación del embalse Chironta. Debido a la importancia que tiene la componente hidráulica para llevar a cabo de manera correcta el modelo de sedimentos, y a que la serie diaria de datos hidrológicos provista por la DOH se encontraba incompleta, se realizó un modelo hidrológico continuo precipitación escorrentía para generar caudales diarios. El software utilizado fue HEC-HMS (Hydrologic Engineering Centre - Hydrology Modelling System del U.S. Army Corps of Engineers, USA).

Los datos de entrada del modelo son la precipitación y la evaporación. A estos datos se suman otros tales como capacidad de retención del suelo, infiltración, percolación, capacidad del acuífero, etc. Además, fueron ajustados durante el proceso de validación del modelo con caudales medidos.

En cuanto a los caudales de crecida, se relacionó las series de caudales medios diarios con los máximos que fueron medidos en la estación Lluta en Tocontasi para llevarlos hasta Lluta en Chironta.

##### 1.4.4.1.2.2 Selección de estaciones

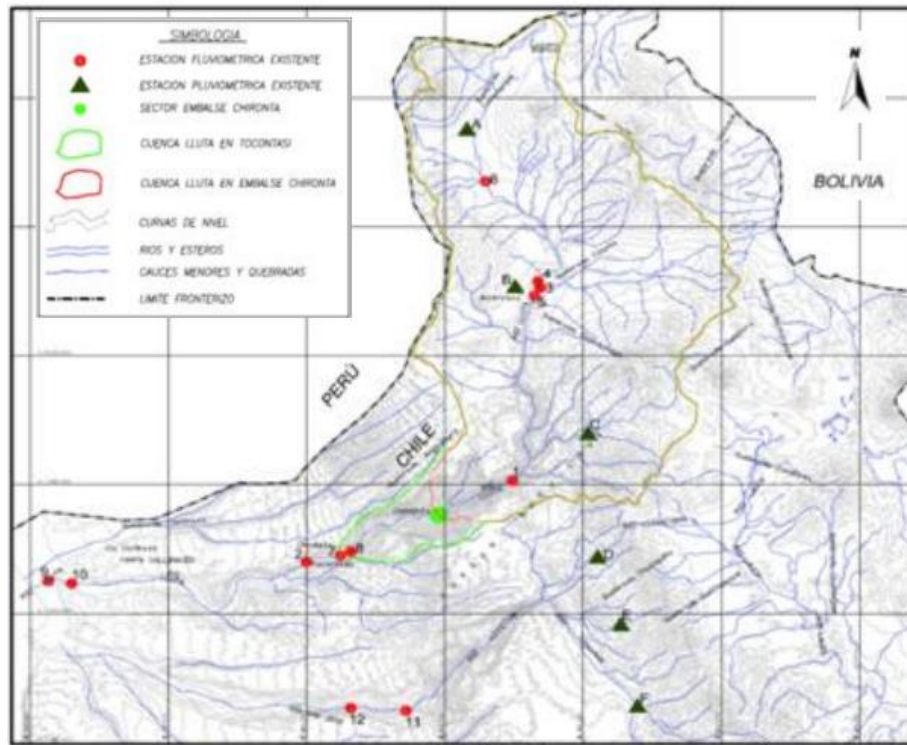
Existen en la zona varias estaciones pluviométricas, de las cuales se seleccionaron tres para implementar el modelo hidrológico. Estas estaciones se encuentran en la cuenca del Lluta y son Villa Industrial, Alcérreca y Putre. La Tabla 1.20 muestra un resumen de las de dichas estaciones y la Figura 1-54, su ubicación.

Tabla 1.20. Estaciones pluviométricas utilizadas en el modelo HEC-HMS (SMI, 2012, Ref. 6).

ESTACIÓN	COORDENADAS UTM		ALTITUD (msnm)
	NORTE	ESTE	
Villa Industrial	8.034873	423.205	4.080
Alcérreca	8.010.434	430.182	3.990
Putre	7.987.664	440.751	3.545

Fuente: MN Ingenieros Ltda, 2014

Figura 1-54. Ubicación estaciones pluviométricas y fluviométricas (SMI, 2012, Ref. 6).



Fuente: Adaptada de MN Ingenieros Ltda, 2014

Las series de precipitaciones de las estaciones mencionadas fueron proporcionadas por el MOP y los registros disponibles permitieron cubrir el período 1968-2009.

La información de los caudales disponibles es la siguiente:

- Caudales mensuales generados en el estudio SMI.
- Caudales diarios que se pueden asumir a la entrada del embalse (principalmente proveniente de las estaciones Tocontasi y Panamericana) y que cubren el período 1940-2011.
- Caudales diarios en las estaciones Tocontasi y estaciones 5 y 6.
- Caudales instantáneos que cubren el período 1946-47 a 2010-2011.

#### 1.4.4.1.2.3 Análisis de datos estadísticos (validación y relleno de datos)

De acuerdo a las estadísticas reportadas en el informe de SMI, muchos de los caudales mensuales provienen de datos diarios registrados en la estación Tocontasi, que se encuentran incompletos y tienen inconsistencias, lo cual se debe a que los caudales diarios disponibles en esta estación no presentan ningún año con datos completos, principalmente en los tres meses de lluvia.

En cuanto a las inconsistencias, hay de dos tipos: caudales diarios que se visualizan como incorrectos y se han utilizado para calcular a los mensuales, y también en los caudales peak, tal como menciona la Ord. No. 5000 del MOP (“las principales crecidas no han podido ser registradas por la DGA, motivo

por el cual y para calibrar el modelo se deberán buscar otras fuentes de información”), y que no han podido ser medidos correctamente.

Cabe destacar que la DOH reconoce que los caudales peak registrados son en general subestimados debido fundamentalmente a dificultades para medir los caudales en plena crecida, y, por lo tanto, se han reportado como peak caudales medidos antes o después del verdadero peak.

Luego de observar de manera gráfica los traslapes de precipitación y caudales para las diferentes estaciones de precipitación y caudales disponibles, se seleccionó la estación Río Lluta en Alcérreca para calibrar/verificar el modelo. Esta estación presenta el mejor registro de datos, en cuanto a extensión y traslape con caudales.

Además, se encuentra en un lugar donde la generación de escorrentía es relativamente alta. Durante el proceso de calibración/verificación, se dieron diferentes pesos a las estaciones pluviométricas con el fin de representar la precipitación total en la cuenca que reporta a la estación pluviométrica 5, Alcérreca. La ecuación utilizada para estimar dicha precipitación total es la siguiente:

$$P5 = 0,15 \text{ (Villa Industrial)} + 0,5 \text{ (Putre)} + 0,2 \text{ (Alcérreca)}$$

Para el resto de la cuenca se adoptó una precipitación equivalente al 40% de la precipitación P5.

#### **1.4.4.1.2.4 Generación de serie de datos**

Los volúmenes de descarga mensuales que produjo la serie de caudales generados con el modelo hidrológico continuo calibrado/validado, son bastante superiores a los volúmenes reportados en el informe SMI. Por esta razón, se procedió a escalar la serie generada de manera que respete los volúmenes mensuales del informe SMI. Sin embargo, al realizar este proceso los caudales peak, se vieron muy disminuidos, por lo que se procedió entonces a aumentar por un factor los caudales peak mayores a 15 m<sup>3</sup>/s de enero a marzo, de manera que se acercaran a los caudales peak reportados. Los meses de abril a diciembre no se alteraron y presentan volúmenes de agua iguales a los de SMI.

El factor de escala de los caudales adoptado fue 2,5, el cual se consideró adecuado para aproximarse a los caudales peak registrados, que se reconoce son bajos, sin producir caudales muy altos.

#### **1.4.4.1.2.5 Generación de hidrogramas**

Se comprueba que la concordancia de la serie generada con los caudales peak es aceptable, ya que debe ser considerada como una referencia debido a la aceptada deficiencia en la medición de los caudales peak. Además, se debe notar que los caudales peak son instantáneos y los modelados son diarios, por lo tanto, los caudales modelados deberían ser en general algo inferiores; esto también se puede apreciar en las figuras mencionadas anteriormente.

#### **1.4.4.1.2.6 Calicatas**

El informe realizado por la empresa MN Ingenieros en el año 2014 tuvo por objetivo efectuar el estudio y diseño de un sistema de purga de sedimentos para el embalse Chironta.

Para el diseño se consideraron los siguientes antecedentes disponibles:

- Calicatas excavadas aguas arriba del muro del embalse Chironta (SMI,2012, Ref. 6)
- Calicatas excavadas aguas abajo del muro del embalse Chironta (Arcadis, 2013, Ref. 3)

Tanto las calicatas del estudio de SMI (2012), como las del estudio de Arcadis (2013), también son parte de los estudios revisados en este anexo. Ver puntos II.5 y II.6 del presente documento.

El estudio de MN Ingenieros (2014) no entrega información adicional de calicatas ni ensayos Macrogranulométricos

1.4.4.1.3 Estudio de sedimentos y calidad del agua Embalse Chironta Región de Arica y Parinacota, Estudio Ambiental. Octubre 2014. AMEC-CADE Ingeniería y Desarrollo de Proyectos Ltda. (Ref. 2)

#### **1.4.4.1.3.1 Hidrología**

La hidrología del río Lluta se caracteriza por que la mayor parte del año los cauces presentan flujos mínimos de agua lo que favorece la acumulación de sedimentos en lecho. Estos son evacuados por las crecidas intempestivas de origen altiplánico que se presentan en el periodo estival.

Asociado a la manifestación de lluvias altiplánicas, en la parte alta de la cuenca, y específicamente durante el periodo estival, se presentan precipitaciones que exceden con creces los registros de media mensual; esta situación corresponde al comportamiento normal, conocido y característico de la cuenca.

En la Tabla 1.21 se presentan datos de caudal registrados en eventos específicos de lluvia altiplánica, en las estaciones DGA Lluta en Tocontasi y Lluta en Alcérreca.

El impacto de estas precipitaciones se basa en su intensidad y en el marcado aumento del arrastre de sedimentos.

Como consecuencia, el río aumenta su caudal y con ello aumenta el material arrastrado, se inundan áreas utilizadas para el desarrollo de la actividad agrícola, llegando incluso a la generación de daños a la infraestructura pública de transporte (carreteras, vía férrea, puentes).

En estas situaciones, la llegada de las aguas a la playa y al mar, determinan la generación de una pluma de dispersión de sedimentos

Tabla 1.21. Caudales promedio río Lluta en eventos de lluvia altiplánica.

Periodo	Año	Q Promedio (m <sup>3</sup> /s)	Observación
1997-Est. Tocontasi	28/02-03/03	37.950	Q promedio 4 días
2004-Est. Alcérreca	15/02	7.517	Q promedio mensual
2004-Est. Tocontasi	15/02	8.261	Q promedio mensual
2005-Est. Alcérreca	16/02	1.566	Q promedio mensual
2005-Est. Tocontasi	16/02	4.053	Q promedio mensual

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

#### 1.4.4.1.3.2 Caracterización del régimen hidrológico

La caracterización hidrológica está enfocada a los requerimientos de cada estudio, vale decir, generar series de caudales medios diarios e hidrogramas de crecidas en diferentes puntos. Al respecto, se analizó la hidrología del entorno en función de la información disponible recopilada en estudios anteriores de carácter público suministrados por la DOH.

Para caracterizar la hidrología requerida en la zona de estudio, se recopiló información disponible correspondiente principalmente a los informes de R&Q Ingeniería (Ref. 5), de Cade Idepe (Ref. 8) y de Arrau (Ref. 7).

En dichos informes, entre otros, se analizaron los registros pluviométricos y pluviométricos de la zona de estudio y se realizaron análisis estadísticos de los registros históricos para encontrar los caudales máximos instantáneos para los períodos de retorno 2, 5, 10, 25, 50, y 100 años, precipitación máxima para los períodos de retorno 10, 20, 50, 100, 200, 500, y 1000 años y la curva de variación estacional de los caudales medios mensuales para probabilidades de excedencia de 5, 10, 20, 50, 85, y 95%.

#### 1.4.4.1.3.3 Información pluviométrica y fluviométrica

En la zona de estudio se dispone de las estaciones pluviométricas presentadas en la Tabla 1.22. En la Tabla 1.23 se presentan las estaciones fluviométricas.

Respecto a las estaciones pluviométricas, las encontradas en los estudios anteriores se encuentran ubicadas en la parte alta de la cuenca; existen datos para la parte baja de las cuencas registradas en la estación Lluta (Código BNA 01211006-5), la cual fue suspendida en diciembre de 1993 pero que no ha sido analizada en los estudios revisados.

Respecto a las estaciones fluviométricas analizadas, éstas se encuentran principalmente en el sector de Alcérreca, parte alta de la cuenca, siendo las cuatro últimas de la Tabla 1.23 las que describirían mejor la hidrología de la zona de estudio. En este sentido, la estación fluviométrica río Lluta en el Molino (Código BNA 01210002-7), suspendida, podría proporcionar información complementaria, más no fundamental dada la cercanía con las estaciones río Lluta en Tocontasi y río Lluta en Chapisca.

Tabla 1.22. Estaciones pluviométricas

Estación	UTM Norte	UTM Este	Altitud m.s.n.m.	Fecha inicio	Fecha fin
Villa Industrial	423000	8034511	4.060	31/12/1974	-
Humapalca	425205	8027542	3.970	30/11/1971	-
Alcérreca	429977	8010072	3.990	31/12/1970	-
Putre	440691	7987763	3.560	30/11/2001	-

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Tabla 1.23. Estaciones fluviométricas

Estación	UTM Norte	UTM Este	Altitud m.s.n.m.	Fecha inicio	Fecha fin
Caracarani en Alcérreca	8010352	433292	3.253	13/12/1961	01/03/1984
Caracarani en Humapalca	8026684	425680	3.908	15/08/1973	-
Colpitas en Alcérreca	8010127	433577	3.251	13/12/1961	-
Lluta en Alcérreca	8008914	432775	3.248	30/11/2001	-
Lluta en Tocontasi	7968602	404657	1.850	01/07/1946	-
Lluta en Chapisca	7968499	404330	1.850	04/09/1987	29/08/2001
Lluta en Panamericana	7965143	363059	10	18/01/1969	-

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

#### 1.4.4.1.3.4 Caudales Máximos

En el estudio se presenta información referida solo a los caudales máximos. R&Q Ingeniería (2012) obtuvo los caudales máximos instantáneos para diferentes períodos de retorno mediante un análisis de frecuencia gráfico. Se usaron gráficos con escalas correspondientes a las funciones de distribución Gumbel y Log-Normal, cuyos resultados se observan en la Tabla 1.24

Tabla 1.24. Curvas de frecuencia de caudales máximos Lluta en Tocontasi

T (Años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	
	Gumbel	Log-Normal
2	25	22
5	43	43
10	65	70
25	210	155
50	415	300
100	600	600

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

La inclusión en este estudio de la crecida ocurrida en de febrero de 2001, modifica sustancialmente el estudio hidrológico en la cuenca, ya que, para ambas distribuciones, este valor de caudal supone un quiebre en la curva y tendencia del resto de datos. No obstante, R&Q Ingeniería (2012) indica haber realizado análisis de información no sistemática, cuyo análisis y resultado fue congruente con lo

arrojado por el estudio de análisis de frecuencia, es decir, para este valor de crecida de 600 m<sup>3</sup>/s, corresponde un período de retorno de 100 años. Del análisis gráfico, se puede concluir que el mejor ajuste lo da la distribución Gumbel.

#### 1.4.4.1.3.5 Diámetro característico de los sedimentos

Para determinar el diámetro característico de los sedimentos que se encuentran en el lecho del río Lluta, AMEC realizó siete calicatas con ensayos macrogranulométricos y, además, utilizó los antecedentes de calicatas realizadas en la zona en estudio por Arrau (Ref. 7) y de AC Ingenieros Consultores (Ref. 8).

El estudio de AC Ingenieros Consultores (2002), Ref. 8, consideró nueve calicatas de un metro de profundidad. De la información proporcionada se puede concluir que se hicieron ensayos macrogranulométricos en las nueve calicatas.

El estudio de Arrau (Ref. 7) consideró cuatro calicatas de dos metros de profundidad. De la información proporcionada se puede concluir que se hicieron ensayos macrogranulométricos en las 4 calicatas.

#### 1.4.4.1.3.6 Calicatas y curvas granulométricas

Se realizaron siete calicatas más ensayos de granulometría integral. En la Tabla 1.25 se entregan las coordenadas de cada calicata, su profundidad y profundidad de la napa freática detectada al interior de cada una.

Tabla 1.25. Coordenadas calicatas AMEC (2014)

Calicata	Coordenadas (WGS 84)		Prof. (m)	Napa Freática (m)
	Este	Norte		
1	362.162	7.964.852	1,00	s/i
2	372.236	7.964.480	0,53	0,53
3	377.490	7.965.123	0,61	0,61
4	383.187	7.963.488	0,40	0,40
5	392.480	7.965.637	0,51	0,51
6	395.674	7.965.278	0,65	0,65
7	406.706	7.970.183	0,35	0,35

s/i: sin información No se dispone de estratigrafía de calicatas

. Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

En la Figura 1-55 se muestra una imagen satelital con la ubicación de las siete calicatas realizadas por AMEC

Figura 1-55. Ubicación de calicatas.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

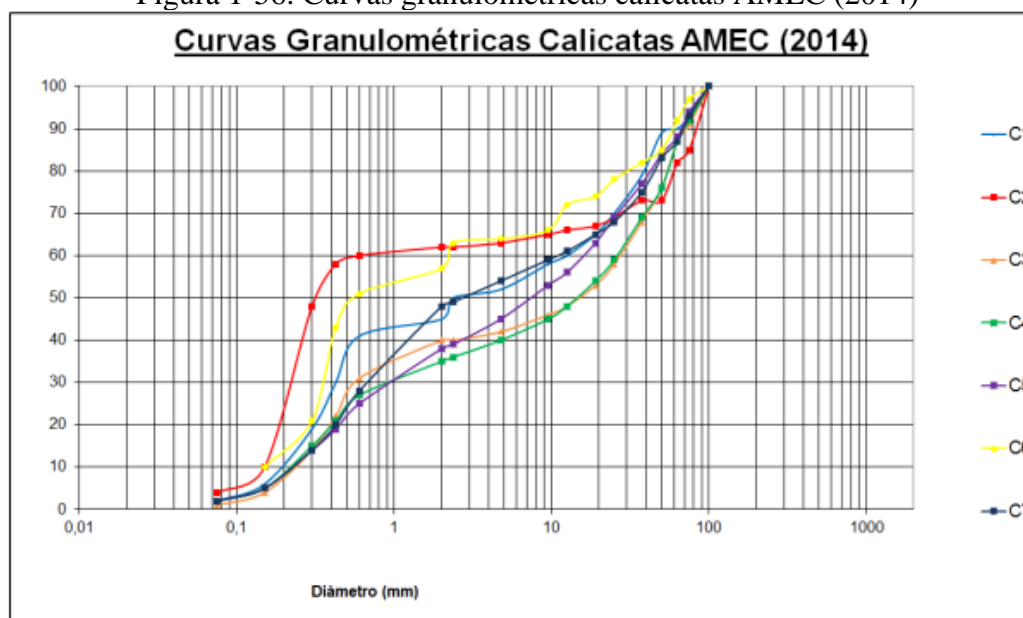
En la Tabla 1.26 se entrega un resumen de los diámetros característicos para cada calicata y se indica el tipo de suelo detectado en cada calicata.

Tabla 1.26. Diámetros característicos calicatas

Calicata	D16 (mm)	D50 (mm)	D84 (mm)	D90 (mm)	Tipo de Suelo
Calicata 1	0.3	2.4	43.8	63.0	Grava fina
Calicata 2	0.2	0.3	71.0	83.0	Arena gruesa
Calicata 3	0.3	15.1	59.5	72.0	Grava mediana
Calicata 4	0.3	14.7	59.5	70.2	Grava mediana
Calicata 5	0.4	7.7	50.0	67.0	Grava fina
Calicata 6	0.1	0.4	33.3	46.4	Arena gruesa
Calicata 7	0.3	2.8	53.3	57.0	Grava muy fina

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-56. Curvas granulométricas calicatas AMEC (2014)



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

1.4.4.1.4 Estudio de suelo con calicatas embalse Chironta, segundo llamado, revisión de antecedentes”. ARCADIS, 2013. (Ref. 3)

#### 1.4.4.1.4.1 Calicatas

Se realizaron 14 calicatas entre 1.9 y 6 m. de profundidad y 13 calicatas entre 1 y 2 m. de profundidad.

Se obtuvo una muestra desde todas las calicatas realizadas a las que se les realizaron ensayos de granulometría, límites de consistencia y densidad de partículas sólidas. Además, se realizaron 7 ensayos de macrogranulometría. En la Tabla 1.27 se entrega un resumen de las calicatas realizadas.

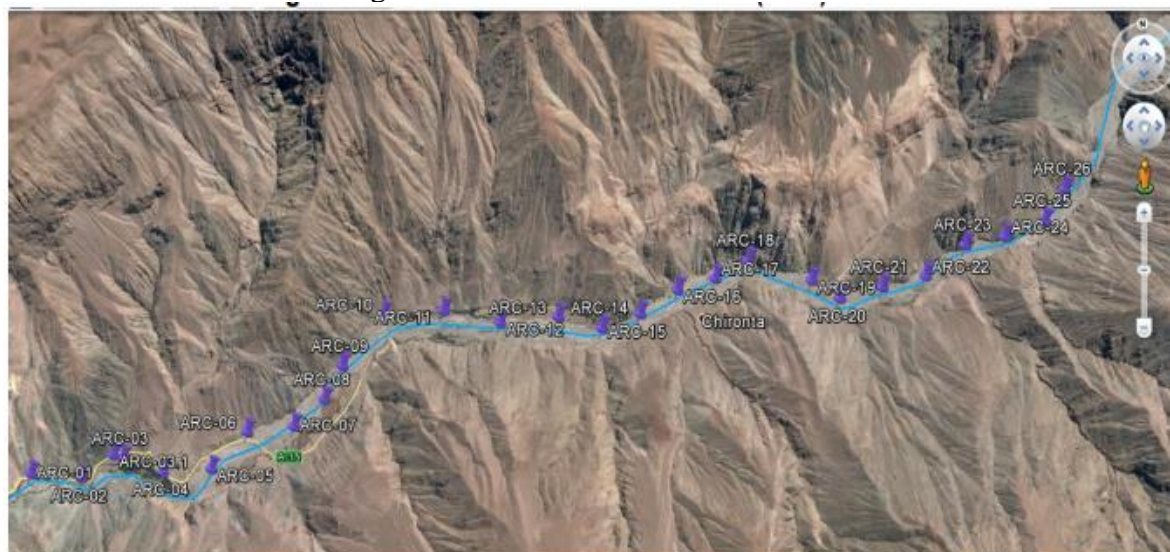
Tabla 1.27. Calicatas realizadas por Arcadis (2013), Ref. 3

Calicata	Coordenadas (MGS 84)		Prof. (m)	Napa Freática (m)	Ensayos	
	Este	Norte			Macrogranulometría	Granulometría Bajo 6"
C-1	410.410	7.973.394	2,80	2,60	X	
C-2	410.893	7.973.334	3,50	3,10		X
C-3	411.300	7.973.487	1,90	1,45		X
C-3.1	411.214	7.973.516	3,50	2,80	X	
C-4	411.687	7.972.352	2,70	2,30		X
C-5	412.143	7.973.356	3,20	2,90		X
C-6	412.500	7.973.652	5,70	-	X	
C-7	412.944	7.973.677	5,70	-	X	
C-8	413.245	7.973.889	6,00	5,80		X
C-9	413.430	7.974.162	3,50	3,10	X	
C-10	413.844	7.974.583	2,80	1,50		X
C-11	414.403	7.974.578	2,80	1,50	X	
C-12	414.930	7.974.450	4,00	3,70		X
C-13	415.471	7.474.472	5,90	5,80	X	
C-14	415.874	7.974.358	2,00	-		X
C-15	416.232	7.974.458	1,00	-		X
C-16	416.588	7.974.639	2,00	-		X
C-17	416.939	7.974.717	2,00	-		X
C-18	417.249	7.974.848	1,90	-		X
C-19	417.815	7.974.651	1,10	-		X
C-20	418.070	7.974.496	1,90	-		X
C-21	418.460	7.974.565	0,90	0,50		X
C-22	418.854	7.974.636	1,00	-		X
C-23	418.226	7.974.871	1,10	-		X
C-24	418.858	7.974.920	1,00	-		X
C-25	419.953	7.975.028	2,00	-		X
C-26	420.145	7.975.280	1,10	-		X

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

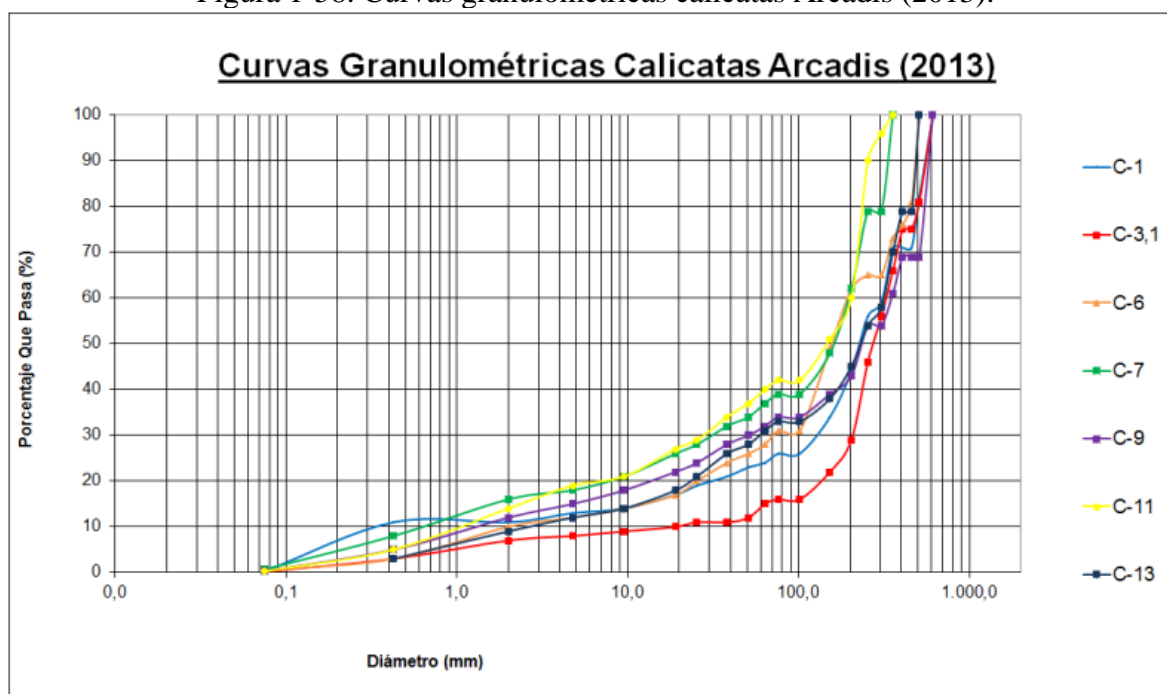
En la Figura 1-57 se muestra una imagen satelital con la ubicación de las calicatas.

Figura 1-57. Ubicación de las calicatas.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-58. Curvas granulométricas calicatas Arcadis (2013).



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

#### 1.4.4.1.5 Revisión del estudio de sedimentos en el Embalse Chironta (Informe Final Etapa II). Enrique Buschiazso y Roger Stillwell, Lima Perú, 2013. (Ref. 4)

Este estudio consiste en una revisión de los estudios de sedimentos del embalse Chironta ubicado en la Región de Arica y Parinacota. Los antecedentes hidrológicos que se presentan en el documento analizado corresponden a la revisión en los temas referentes a hidrología y sedimentos de los informes “Estudio de factibilidad de embalses para los valles Lluta y Azapa, I Región”, Ingendesa S.A., 2004; y SMI Ingenieros, 2012 (Ref. 6).

#### 1.4.4.1.5.1 Revisión De “Estudio De Factibilidad De Embalses Para Los Valles Lluta y Azapa, I Región”, Ingendesa S.A., 2004.

#### Gradiente de precipitación promedio anual

De acuerdo a los tramos de altura definidos en el estudio de Ingendesa, el gradiente de precipitación tiene el siguiente comportamiento.

- 0 – 2.000 msnm: aumento de 0,2 mm cada 100 m de altura (lluvias nulas en la costa y de 20 mm a 2,000 msnm)
- 2.000 – 3.000 msnm: aumento de 13 mm cada 100 m de altura (lluvias de 20 mm a 2,000 msnm y de 150 mm a 3,000 msnm)

- 3.000 – 4.500 msnm: aumento de 20 mm cada 100 m de altura (lluvias de 150 mm a 2,000 msnm y de 350 mm a 4,500 msnm)
- Sobre los 2,000 m ocurren precipitaciones todos los años de diciembre a marzo y son, en general, cortas e intensas.

## Fluviometría

El río Lluta tiene un caudal medio anual de 1,1 m<sup>3</sup>/s en la estación Río Lluta en Alcérreca (3.580 msnm), en la estación Río Lluta en Tocontasi (1.050 msnm) de 2,8 m<sup>3</sup>/s, y de 1,1 m<sup>3</sup>/s en la costa. Este decrecimiento de caudales sería un indicador de la recarga del río hacia el acuífero subsuperficial del manto aluvial que yace en la desembocadura del río.

Las series de caudales disponibles presentan amplios periodos sin observación y muchas crecidas no han sido registradas. La razón reportada es que durante crecidas importantes se producen alteraciones en los cauces y, a veces, escurrimientos por dos o más brazos, registrándose sólo parte del caudal. Asimismo, las crecidas importantes destruyen frecuentemente las estaciones de aforo y no han quedado registrados los caudales máximos que realmente han ocurrido.

La revisión de las curvas H-Q indica que se han definido para pequeños caudales, por lo tanto, la determinación de caudales altos implica una enorme extrapolación. Esto aporta imprecisión en la medición de los caudales. La estación Río Lluta en Alcérreca sería la estación más confiable.

La serie disponible de caudales instantáneos no es confiable para realizar inferencias estadísticas y obtener caudales de crecida.

La mayor crecida registrada fue el año 2001, que se ha estimado en 600 m<sup>3</sup>/s en la estación Río Lluta en Panamericana y 800 m<sup>3</sup>/s en Río Lluta en Tocontasi. Ingendesa supuso que esta crecida debería corresponder a un periodo de retorno entre 100 y 200 años, sin embargo, esta estimación no está fundada estadísticamente.

Se extiende la serie de caudales mensuales en la estación Río Lluta en Tocontasi, que se asume representativa del sitio de la presa, por correlación lineal con la estación Río Lluta en Alcérreca.

La serie generada muestra un leve incremento de caudales en junio-Julio el cual no es explicado.

Para periodos de retorno de menos de 50 años se realizaron análisis de frecuencia basados en los datos de caudales de crecidas en las estaciones Tocontasi y Alcérreca. Se realiza un análisis gráfico y no de ajuste de una distribución estadística, ya que se afirma que existe un cambio en la pendiente de estas curvas fundamentado en la meteorología, indicando que tormentas ordinarias cubrirían solamente la parte alta de la cuenca y tormentas importantes toda la cuenca hasta el sitio de la presa Chironta.

Para periodos de retorno mayores a 50 años, Ingendesa recomienda el uso de un modelo precipitación – escorrentía. Se determinó un hidrograma unitario sintético utilizando parámetros de acuerdo a experiencia en la zona central de Chile los que se ajustan en base a calibración con tormentas locales.

Para determinar la precipitación máxima anual en 24 horas en la cuenca se adoptaron como base las isoyetas de la DGA preparadas para un periodo de retorno de 10 años. Estas isoyetas se escalaron,

mediante coeficientes, a los valores de periodo de retorno deseados. Los coeficientes son la relación entre los valores de las estaciones para un periodo de retorno determinado y la de 10 años. A partir de las isoyetas escaladas se determina la precipitación media máxima en 24 horas en la cuenca.

Para determinar la precipitación efectiva se utilizó el método de la curva número CN del US NRCS. Se reconoce que existe un importante grado de incertidumbre en su elección y se adopta una CN=65 en base a un análisis de sensibilidad en los valores de CN, comparando los hidrogramas con las crecidas estimadas en base a la estadística de caudales existentes.

#### 1.4.4.1.6 Estudio de Impacto Ambiental Proyecto “Embalse Chironta” XV Región de Arica y Parinacota, Comuna de Arica, Agosto 2012, R&Q Ingeniería. (Ref. 5)

##### 1.4.4.1.6.1 Objetivo y alcance

El objetivo del estudio es la caracterización hidrológica del área de influencia del embalse Chironta, este estudio presenta una recopilación de información hidrológica en el área de interés. Dicha información ha sido obtenida de la revisión de los siguientes estudios:

- Estudio de Factibilidad de Embalses para los Valles de Lluta y Azapa, I Región; DOH – Ingendesa S.A., 2004.
- Diagnóstico y clasificación de los cursos y cuerpos de agua según objetivos de calidad, Cuenca del Río Lluta” (Cade Idepe – DOH, 2004).
- Diseño Embalse Chironta, Valle de Lluta, Región de Arica y Parinacota, Informe Técnico Etapa IV (SMI Ingenieros – DOH, Ref. 6).

##### 1.4.4.1.6.2 Precipitaciones

Las estaciones consideradas en este estudio son las que se presentan en la Tabla 1.28.

Tabla 1.28. Estaciones pluviométricas en el área de estudio

Estación	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud m.s.n.m.
Alcérreca	18° 00'	69° 40'	3.990
Putre	18° 12'	69° 34'	3.530

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

La estimación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno se realizó en base al plano de isoyetas de precipitaciones máximas elaborado por BF Ingenieros Civiles para la DGA, en el que se utilizan estaciones pluviométricas que se emplazan dentro de la hoya del Río Lluta, incluyendo las mencionadas anteriormente.

En la Tabla 1.29 se puede apreciar los valores obtenidos del análisis de esta información.

Tabla 1.29. Precipitaciones máximas en 24 horas

T [años]	Alcérreca	Putre
10	43	41
20	51	49
50	62	59
100	70	66
200	78	73
500	88	82
1.000	96	90

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

### 1.4.4.1.6.3 Caudales

Para el análisis fluviométrico se utilizó como información base la proveniente del estudio de diseño del Embalse Chironta, y la información recopilada en la Dirección General de Aguas (DGA). Las estaciones fluviométricas consideradas se presentan en la Tabla 1.30.

Tabla 1.30. Estaciones fluviométricas utilizadas en el estudio de impacto ambiental

Estación	Cuenca	Superficie Hoya [km <sup>2</sup> ]	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud m.s.n.m.	Inicio Registro
Lluta en Alcérreca	Lluta	1.400	18° 00'	69° 43'	3.580	Nov - 1961
Lluta en Tocontasi	Lluta	2.550	18° 23'	69° 55'	1.050	Jul - 1946
Lluta en Panamericana	Lluta	3.450	18° 24'	70° 18'	10	Nov - 1969

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

En este estudio se utilizó el método del Hidrograma Unitario, HUS, propuesto en el estudio de Ingendesa – 2004, que a su vez es utilizado posteriormente en el estudio de diseño del Embalse Chironta.

En el diseño de ingeniería definitivo, se han calculado las crecidas para los períodos de retorno de 50, 100, 200, 1.000 y 10.000 años. El método del HUS se ha aplicado en el punto donde se ubicará el muro de presa del embalse Chironta en el río Lluta.

Para determinar el HUS se utilizó una variante del método de Benítez y Arteaga, derivando fórmulas similares, pero calculando nuevas constantes a partir de un HU conocido en la zona norte y las características fisiográficas de la cuenca en cuestión. Se utiliza como base el HU derivado de la estación Lluta en Alcérreca, presentando en el estudio de Ingendesa – 2004.

Las características fisiográficas de las cuencas consideradas se presentan en la Tabla 1.31.

Tabla 1.31. Características fisiográficas de las cuencas para el cálculo del HUS

Característica	Lluta en Alcérreca	Lluta en Embalse Chironta
A [km <sup>2</sup> ]	1.400	2.400
L [km]	65	100
Lg [km]	31	49
S	0,031	0,1872

Fuente: “Diseño Embalse Chironta, Valle de Lluta, Región de Arica y Parinacota, Informe Técnico Etapa IV (Luis San Martín – DOH, junio 2011).

En base a este hidrograma se pudieron obtener los de caudales máximos instantáneos anuales para la cuenca del río Lluta en el Embalse Chironta, presentados a continuación.

Tabla 1.32. Caudales máximos instantáneos en río Lluta en embalse Chironta

Período de Retorno [años]	Caudal Máximo Instantáneo [m <sup>3</sup> /s]
10	221
20	381
50	602
100	773
200	944
500	1.170
1.000	1.339
10.000	1.882

Fuente: CONIC-BF Ingenieros Civiles Ltda.

1.4.4.1.7 Diseño Embalse Chironta, Valle de Lluta, Región de Arica y Parinacota; Tomo II – Estudios Básicos; Informe Final. SMI Ingenieros, MOP – DOH, 2012. (Ref. 6)

#### 1.4.4.1.7.1 Antecedentes Hidrológicos Utilizados

De los estudios consultados y de las estadísticas de la DGA, se pudieron identificar las estaciones fluviométricas en la zona en estudio presentadas en la Tabla 1.33, con los respectivos datos característicos:

Tabla 1.33. Estaciones fluviométricas en zona de estudio

Nombre Estación	Código BNA	Latitud	Longitud	UTM		Altitud	Área Drenaje
		[°]	[°]	Norte	Este	[msnm]	[Km <sup>2</sup> ]
Lluta en Alcérreca	01201003-6	18° 00'	69° 37'	8009276	432980	3.550	1.341
Lluta en Tocontasi	01210001-9	18° 21'	69° 54'	7968987	404886	1.850	2.545
Lluta en Panamericana	01211001-4	18° 24'	70° 18'	7965042	362677	10	3.339

Fuente: Banco Nacional de Aguas, DGA

En la Tabla 1.34 se muestran las estadísticas disponibles a nivel de caudales máximos instantáneos anuales para cada una de las estaciones identificadas en la Tabla 1.33.

Tabla 1.34. Resumen estadísticas disponibles a nivel anual máximo instantáneo

Nombre Estación	Fecha Inicio	Fecha Final
Lluta en Alcérreca	Marzo 1972	Febrero 2000
	Marzo 2006	Enero 2008
Lluta en Tocontasi	Julio 1946	Marzo 1983
	Febrero 2004	Julio 2007
Lluta en Panamericana	Febrero 1985	Marzo 2009

Fuente: Banco Nacional de Aguas, DGA

Con el fin de realizar el análisis de crecidas, se utilizaron las estaciones pluviométricas de la DGA. Se recopiló información de precipitaciones máximas mensuales en 24, 48 y 72 horas.

Estas estaciones se utilizaron como patrón para el cálculo de las precipitaciones medias máximas en 24 horas sobre la cuenca en estudio, ya que cubren prácticamente por completo las cuencas del río Lluta y San José, incluyendo estaciones ubicadas bajo la cota 3.000 msnm.

En la Tabla 1.35 se presentan las estaciones utilizadas.

Tabla 1.35. Estaciones pluviométricas en zona de estudio.

ESTACIÓN	CÓDIGO BNA	LATITUD	LONGITUD	UTM		ALTITUD
		[°]	[°]	NORTE	ESTE	[msnm]
VILLA INDUSTRIAL	01200002-2	17 46 00	69 43 00	8034873	423205	4080
ALCERRECA	01201010-9	17 59 00	69 39 00	8010434	430182	3990
PUTRE	01202010-4	18 11 00	69 33 00	7987664	440751	3545
CENTRAL CHAPIQUIÑA	01300006-9	18 22 00	69 32 00	7968520	442101	3350
BELEN	01300007-7	18 28 00	69 30 00	7958049	445447	3240
TIGNAMAR	01300008-5	18 34 00	69 29 00	7945423	447886	3230

Fuente: Banco Nacional de Aguas, DGA

#### 1.4.4.1.7.2 Estudio de crecidas

##### Consideraciones iniciales

Para realizar el estudio de crecidas, se utilizó la metodología adoptada en el informe “Estudio de Factibilidad de Embalses para los Valles de Lluta y Azapa, I Región”, de Ingendesa, del año 2004, por lo que, en este estudio, se actualizaron las series de datos generadas hasta el año hidrológico 2008/09.

Dado que el sector en estudio se ubica en la zona norte del país, las precipitaciones se producen durante el período estival (diciembre a marzo), llegando a abarcar hasta la cota 4.500 msnm, aproximadamente. Luego, no fue considerado necesario realizar el estudio de crecidas para períodos

diferenciados (pluvial y deshielo), ya que las lluvias que puedan ocurrir durante el invierno, y que deriven en caída de nieve en sectores altos, son de magnitudes despreciables. Así, el derretimiento de esta nieve sólo representará un aporte para el flujo base de los ríos de la zona, y no producirán una eventual crecida en los caudales de los ríos del sector en estudio.

Teniendo eso en consideración, se realizó el cálculo de las crecidas máximas instantáneas anuales para períodos de retorno entre 10 y 1.000 años, y para  $T = 10.000$  años, junto con las ondas respectivas y sus volúmenes asociados.

Así, para determinar las crecidas máximas instantáneas anuales en el río Lluta en el sector donde se ubicará el embalse Chironta se han aplicado dos procedimientos, según se detalla a continuación.

- Análisis de frecuencia de crecidas a partir de las estadísticas de caudales máximos instantáneos anuales de aquellas estaciones fluviométricas existentes en el sector en estudio.
- Método del Hidrograma Unitario Sintético (HUS), a partir de un Hidrograma Unitario derivado de la estación Lluta en Alcérreca, empleando información pluviométrica y el método de la CurvaNúmero, desarrollado por el USSCS para obtener la escorrentía directa superficial.

En lo que respecta a los volúmenes de las crecidas, éstos se obtuvieron a partir de los hidrogramas calculados con el método del HUS.

### **Caudales de crecidas para períodos de retorno bajos**

Como se mencionó anteriormente, se consideraron tres estaciones fluviométricas ubicadas en el sector en estudio, Lluta en Alcérreca, Lluta en Tocontasi y Lluta en Panamericana.

Como la estación Lluta en Tocontasi, fue instalada en el año 1946 y tiene registros hasta el año 1983, y, por otra parte, la estación Lluta en Panamericana, cuenta con registros desde el año 1985 hasta la fecha, ambas ubicadas en la zona baja de la cuenca, se usaron para extender las series hasta el año hidrológico 2008/09.

Por otro lado, para rellenar los datos faltantes en la estación Lluta en Alcérreca, se realizó una correlación entre los caudales de ésta con los caudales de Lluta en Tocontasi para completarla hasta 2008/09.

Con la serie completa de Lluta en Alcérreca y la serie combinada de Lluta en Tocontasi y Lluta en Panamericana se realizó un análisis de frecuencia para obtener los caudales máximos instantáneos anuales de ambas series para los períodos de retorno  $T = 10$  y  $20$  años. Ambas series se presentan en la Tabla 1.36

Las series obtenidas fueron usadas para realizar un análisis con distintas funciones de frecuencia.

Mediante un análisis gráfico se obtuvo que el mejor ajuste para períodos de retorno bajos, corresponde a la función de probabilidad Log-Pearson, con lo que se llegó a los siguientes resultados:

Tabla 1.36. Caudales Máximos Instantáneos Anuales para T = 10 y 20 años [m<sup>3</sup>/s]

T [años]	Lluta en Alcérreca	Lluta en Tocontasi y Panamericana
10	137	80
20	175	104

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

### Caudales de crecidas para períodos de retorno altos

Para períodos de retorno altos (sobre 50 años), se aplicó el método del hidrograma unitario sintético (HUS) para determinar los caudales de crecidas en conjunto con los hidrogramas y los volúmenes asociados.

Para realizar estos cálculos primero se determinaron las precipitaciones máximas anuales en 24 horas para distintos períodos de retorno en las estaciones pluviométricas utilizadas. El período estadístico considerado para realizar el análisis pluviométrico fue de 1968/69 a 2008/09.

Se utilizaron correlaciones lineales entre las distintas estaciones para el relleno de las series. Para ello, las correlaciones fueron realizadas entre precipitaciones máximas mensuales en 24 horas, con el fin de relacionar eventos ocurridos en fechas similares y así evitar juntar tormentas ocurridas en fechas distintas que llevaría a errores en las correlaciones.

Con las correlaciones efectuadas para las precipitaciones máximas mensuales en 24 horas se determinaron las precipitaciones máximas anuales en 24 horas para las distintas estaciones seleccionadas.

Una vez rellenas las series de estadísticas de todas las estaciones seleccionadas se procedió a realizar un análisis de frecuencia de cada una de las series de precipitaciones máximas anuales en 24 horas. Esto con el fin de calcular las precipitaciones máximas anuales en 24 horas para períodos de retorno de 10, 200, 1.000 y 10.000 años.

Mediante el test de chi-cuadrado y un análisis gráfico de cada una de las funciones de probabilidad de determinó que el mejor ajuste corresponde a la distribución Log-Pearson. Así, en la Tabla 1.37 se presentan los valores obtenidos para los distintos períodos de retorno.

Tabla 1.37. Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas de Estaciones Seleccionadas [mm]

T [años]	V. Industrial	Alcérreca	Putre	C. Chapiquiña	Belén	Tignamar
10.000	114	76	79	68	80	114
1.000	95	65	67	58	67	90
500	89	61	63	55	63	83
200	81	56	58	50	57	73
100	74	52	53	46	52	65
50	67	48	49	43	47	57
20	58	41	42	37	41	46
10	50	36	37	32	35	38

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

El método del HUS permite calcular hidrogramas de crecidas a partir de la precipitación efectiva de tormentas tipo y de un HUS derivado en función de las características fisiográficas de la cuenca pluvial afluente. Aquí se usó lo desarrollado en el Estudio de Ingendesa, del año 2004.

Como información base se contó con el HU en la estación Lluta en Alcérreca, de estudios realizados por Ingendesa para la Dirección de Riego. Además, se consideró las características fisiográficas de las cuencas. A partir de ello se derivó el HUS para el Río Lluta en Embalse Chironta.

Se definió la precipitación media de la cuenca a partir de un plano de isoyetas máximas anuales de período de retorno  $T = 10$  años realizado por la DGA. A partir de este plano se calculó la precipitación máxima anual en 24 horas media de la cuenca, relacionándola con los valores registrados en las estaciones pluviométricas.

El procedimiento consistió en aceptar que las precipitaciones para períodos de retorno superiores a 10 años siguen un patrón de comportamiento espacial semejante al de las precipitaciones de período de retorno  $T = 10$  años. De este modo, la forma de las isoyetas de período de retorno superior a 10 años sería similar que el de 10 años, con lo cual la relación entre la precipitación máxima en 24 horas media de una cuenca y una estación pluviométrica en particular se mantiene para cualquier período de retorno superior a 10 años.

Los factores de frecuencia de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas obtenidos, se presentan en la Tabla 1.38.

Tabla 1.38. Factores de frecuencia de precipitaciones máximas anuales en 24 horas referidas a  $T = 10$  años

T [años]	Villa Industrial	Alcérreca	Putre	Central Chapiquiña	Belén	Tignamar
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20	1,16	1,14	1,15	1,14	1,16	1,22
50	1,35	1,31	1,33	1,31	1,36	1,50
100	1,49	1,43	1,46	1,43	1,50	1,71
200	1,62	1,55	1,58	1,54	1,63	1,91
500	1,79	1,69	1,73	1,68	1,80	2,18
1.000	1,91	1,79	1,83	1,78	1,92	2,37
10.000	2,28	2,10	2,16	2,09	2,29	3,00

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Según lo anterior se determinó la relación entre la precipitación media de la cuenca estudiada y la de cada estación en particular. Así para la cuenca río Lluta en Embalse Chironta se tienen las siguientes relaciones:

$$P_m = 1,18 * P(\text{Alcérreca})$$

$$P_m = 0,86 * P(\text{Villa Industrial})$$

Con estas relaciones las precipitaciones máximas en 24 horas en río Lluta en embalse Chironta se presentan en Tabla 1.39.

Tabla 1.39. Precipitaciones máximas en 24 horas río Lluta en embalse Chironta [mm]

T [años]	Río Lluta en Embalse Chironta
10	42,7
20	49,2
50	57,0
100	62,6
200	67,8
500	74,4
1.000	79,2
10.000	93,7

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Para obtener la escorrentía directa de cada tormenta es preciso descontar a la precipitación media en la cuenca una cierta infiltración, para lo cual se utilizó el método de la curva número, que permite calcular la escorrentía directa conocida la precipitación en la cuenca, la humedad anterior a la tormenta, el tipo de suelo y la vegetación.

Como en el caso de la cuenca del río Lluta existe un importante grado de incertidumbre para adoptar un valor de CN, en el “Estudio de Factibilidad de Embalses para los Valles de Lluta y Azapa, I Región” se desarrolló un procedimiento alternativo, consistente en efectuar un análisis de sensibilidad considerando un conjunto de valores de CN y comparar las curvas de frecuencia obtenidas para el río Lluta con aquellas determinadas a partir del análisis de frecuencia realizado a las series de  $Q_{\text{máx inst}}$  correspondientes.

Con estas consideraciones, en el estudio antes mencionado se determinó que para la cuenca del río Lluta el valor de CN que mejor compatibilizaba ambas curvas es  $CN = 65$ . Según ello, los caudales máximos instantáneos obtenidos, son los que se presentan en la Tabla 1.40.

Tabla 1.40. Caudales máximos instantáneos río Lluta en embalse Chironta [m<sup>3</sup>/s]

T [años]	Río Lluta en Embalse Chironta
10	221
20	381
50	602
100	773
200	944
500	1.170
1.000	1.339
10.000	1.882

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

### 1.4.4.1.7.3 Calicatas

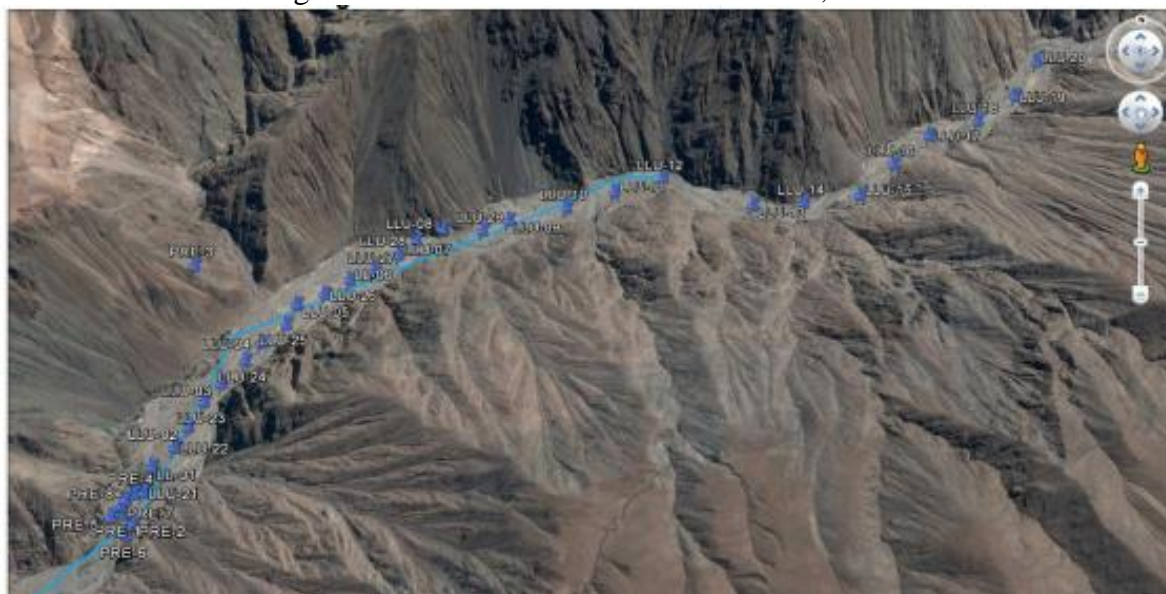
Se realizaron 7 sondajes, 8 calicatas en sitio de presa y 30 calicatas para yacimientos.

Además, se efectuaron ensayos de macrogranulometría en algunas de las calicatas realizadas para estudio de yacimientos.

Tabla 1.41. Resumen calicatas SMI (2012), Ref. 6

Calicata	Coordenadas (MGS 84)		Prof. (m)	Napa Freática (m)	Ensayos	
	Este	Norte			Macrogranulometria	Clasificación completa
PRE-1	420.390	7.975.535	6,50	4,20		X
PRE-2	420.440	7.975.501	5,00	2,20		X
PRE-3	420.526	7.975.505	4,70	-		X
PRE-4	420.418	7.975.613	6,00	2,80		X
PRE-5	420.357	7.974.521	5,00	2,90		X
PRE-6	420.422	7.975.456	4,50	-		X
PRE-7	420.386	7.975.565	6,00	1,30		X
PRE-8	420.395	7.975.589	4,50	-		X
LLU-01	420.459	7.975.719	6,00	3,50		X
LLU-02	420.565	7.975.883	6,00	-	X	X
LLU-03	420.668	7.976.059	6,00	5,00		X
LLU-04	420.789	7.976.231	6,00	-	X	X
LLU-05	420.902	7.976.401	6,00	-		X
LLU-06	421.095	7.976.516	6,00	-	X	X
LLU-07	421.278	7.976.630	6,00	-		X
LLU-08	421.440	7.976.751	6,00	-	X	X
LLU-09	421.697	7.976.800	6,00	-		X
LLU-10	421.925	7.976.853	6,00	-	X	X
LLU-11	422.112	7.976.933	6,00	-		X
LLU-12	422.302	7.977.006	6,00	-	X	X
LLU-13	422.655	7.976.873	6,00	-		X
LLU-14	422.851	7.976.887	6,00	4,00	X	X
LLU-15	423.071	7.976.930	6,00	3,20		X
LLU-16	423.214	7.977.083	6,00	-	X	X
LLU-17	423.361	7.977.223	6,00	-		X
LLU-18	423.556	7.977.293	6,00	-	X	X
LLU-19	423.712	7.977.413	6,00	-		X
LLU-20	423.820	7.977.592	6,00	-	X	X
LLU-21	420.449	7.975.620	6,00	1,00		X
LLU-22	420.527	7.975.801	6,00	-	X	X
LLU-23	420.608	7.975.985	6,00	-		X
LLU-24	420.741	7.976.154	6,00	-		X
LLU-25	420.876	7.976.312	6,00	-		X
LLU-26	421.005	7.976.449	6,00	-	X	X
LLU-27	421.188	7.976.553	6,00	-		X
LLU-28	421.337	7.976.700	6,00	3,90	X	X
LLU-29	421.598	7.976.748	5,50	-		X
LLU-30	si	si	6,00	-		X

Figura 1-59. Ubicación calicatas SMI 2012, Ref. 6

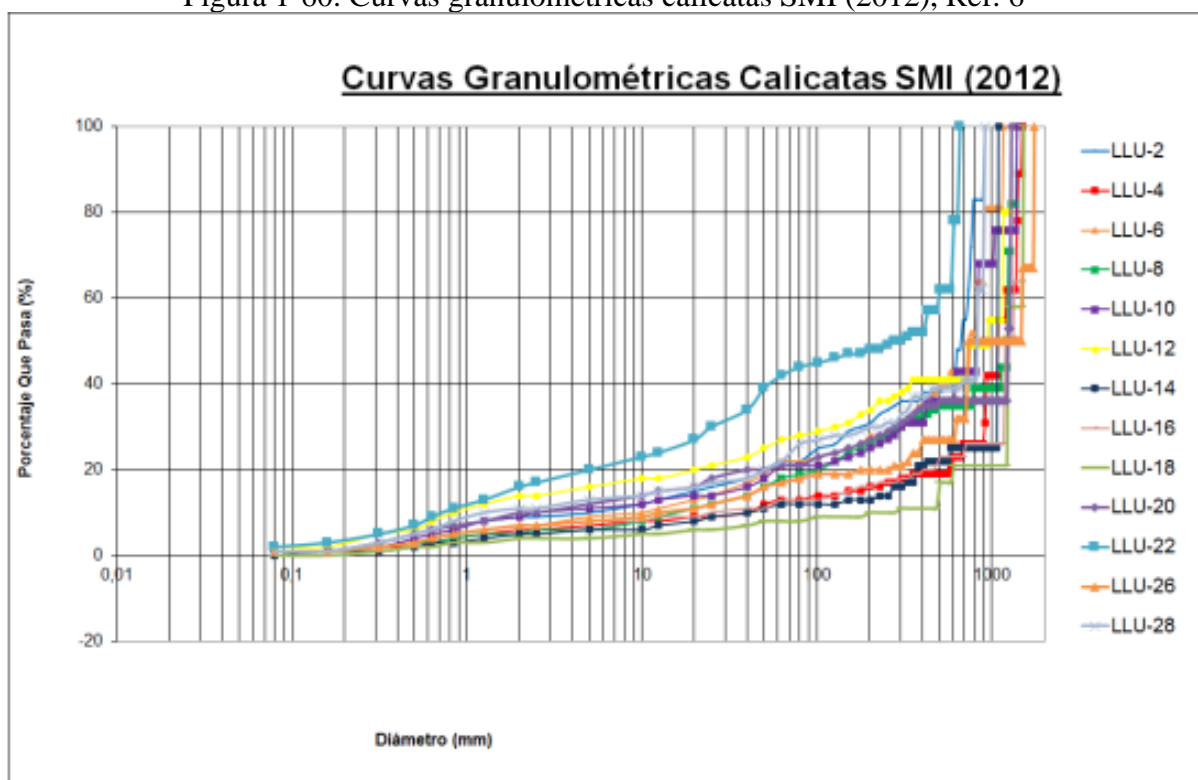


Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Se puede concluir que en general los suelos detectados hasta los 6 m. de profundidad corresponden principalmente a suelos granulares gravo arenosos, arenas gravosas y, en menor cantidad, suelos areno limosos. El material granular se presenta como una grava arenosa limpia o con pocos finos no plásticos.

En la Figura 1-60 se entregan los resultados de los ensayos macrogranulométricos realizados en el estudio SMI (2012), Ref. 6.

Figura 1-60. Curvas granulométricas calicatas SMI (2012), Ref. 6



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

1.4.4.1.8 Plan Maestro de Aguas Lluvias de Arica. Manejo de los Cauces de los Ríos Lluta y San José y sus Desembocaduras. Arica, 1ª Región. Luis Arrau del Canto, MOP-DOH, 2003. (Ref. 7)

Se omite el resumen de este estudio debido a que es analizado con detalle en el apartado 6.

1.4.4.1.9 Estudios Básicos de los Recursos Hídricos Valles Lluta, Azapa, Vítor y Camarones, Primera Región. Febrero 2002, AC Ingenieros Consultores Ltda. (Ref. 8)

#### **1.4.4.1.9.1 Caracterización de recursos hídricos superficiales**

La caracterización de la disponibilidad de los recursos hídricos superficiales se realizó en base al régimen hidrológico representado por las series de caudales medios mensuales y anuales disponibles en las estaciones de control ubicadas en las cuencas en estudio.

La disponibilidad del recurso superficial en cada uno de los puntos de interés se evaluó en base a las curvas de duración del gasto medio mensual y anual, junto con las curvas de variación estacional definidas para distintas probabilidades de excedencia. Se presenta un plano actualizado de isoyetas, utilizando la información del período 1962/63 a 2000/01.

En relación a las isoyetas generadas, cabe señalar que de acuerdo a los datos generados es posible constatar que los mayores montos de precipitación que se registran sobre las cuencas de los valles de Lluta, Azapa, Vítor y Camarones, ocurren en las zonas altiplánicas, verificándose valores anuales de precipitación de entre 100 mm y 300 mm, en la estrecha faja comprendida entre los 2.500 msnm y 4.000 msnm.

Las zonas de cumbres que limitan las cuencas por el lado oriente, presentan precipitaciones del orden de 300 mm a 350 mm anuales en las cuencas de Lluta y Azapa, más cercanas a la frontera norte del país, y del orden de 250 mm a 300 mm en los valles de Vitor y Camarones.

A nivel del mar las precipitaciones son prácticamente nulas, con un muy lento crecimiento hacia el interior de los valles, hasta situarse en valores de entre los 25 mm y 100 mm en la faja más central de los valles

Para probabilidades de excedencia de 50%, los caudales medios mensuales del mes de mayor recurso son del orden de 1,15 m<sup>3</sup>/s y 1,8 m<sup>3</sup>/s en el río Lluta en Alcérreca y Tocontasi, los cuales permiten representar los caudales en la zona alta y media del valle, respectivamente. Para probabilidades de excedencia de 25%, dichos caudales aumentan a valores de 1,4 m<sup>3</sup>/s y 3,2 m<sup>3</sup>/s, respectivamente.

En el mes de noviembre, que corresponde al período de menor disponibilidad del recurso superficial, los caudales presentan valores del orden de 0,56 m<sup>3</sup>/s y 0,7 m<sup>3</sup>/s en los dos sitios antes identificados respectivamente, para una probabilidad de excedencia de 50%. Dichos valores aumentan a caudales del orden de 0,6 m<sup>3</sup>/s y 0,8 m<sup>3</sup>/s para una probabilidad de excedencia de 25%.

#### **1.4.4.1.9.2 Análisis de crecidas**

En lo que respecta a las crecidas, el efecto localizado y altiplánico de las precipitaciones que generan las grandes crecidas en los cuatro valles en estudio, queda de manifiesto al comparar los caudales de crecida que se registran para los sectores de Alcérreca y Tocontasi en el valle del río Lluta.

En efecto, se puede constatar que para crecidas de hasta 50 años de período de retorno, las crecidas se reducen en magnitud en la medida que se avanza en sentido hacia la costa. Ello debido al efecto de

amortiguamiento que se genera en el valle y por la inexistencia de aportes en las zonas medias del valle, al concentrarse las precipitaciones en las zonas altas de este valle.

Dicho efecto sólo se invierte para las crecidas mayores a 100 años de período de retorno, en donde probablemente por las características más generalizadas en términos espaciales de los eventos de precipitaciones que lo generan, se producen aportes en las zonas medias y bajas de los valles.

En los tres valles restantes, si bien no se tienen datos que permitan verificar este último efecto, es razonable suponer que, dadas las condiciones geográficas y geomorfológicas similares, ellos se comportan en forma similar.

En lo que respecta al análisis de las crecidas, cabe señalar que los antecedentes que se presentan como parte del presente estudio, no incluyen la información de la crecida registrada a fines de febrero de 2001, la cual en magnitud es la más importante que históricamente se ha registrado en los cauces en estudio. Sin embargo, al no contar con datos oficiales de este evento no fue posible incluirlo como dato básico para el estudio

#### 1.4.4.1.10 Estudio Hidrogeológico y Modelo de Simulación Valle del Río Lluta, Arica, I Región. AC Ingenieros Consultores Ltda., ESSAT S.A., 1998. (Ref. 9)

El estudio se orienta a caracterizar la hidrogeología y el uso de aguas superficiales del valle del río Lluta, como base para la elaboración de modelos de aguas superficiales y flujo subterráneo, que en conjunto sean capaces de representar la dinámica del escurrimiento subterráneo y sus interrelaciones con las componentes superficiales del flujo del sistema hídrico.

Como parte de este documento se presenta un estudio fluviométrico para el área que se extiende entre Chapisca y la Ruta 5. El objetivo del estudio fue caracterizar el régimen de escorrentía superficial del río Lluta en las estaciones de Chapisca y Panamericana, determinando estadísticas confiables de caudales medios mensuales en dichos puntos. El período de análisis se extendió entre los años 1961/62 y 1996/97.

Para obtener las estadísticas definitivas se realizaron correlaciones cruzadas entre las estadísticas fluviométricas a nivel mensual, corrigiendo puntos anómalos y rellenando estadísticas incompletas.

Las estadísticas obtenidas de esta manera se sometieron a procesos de análisis de frecuencia, para posteriormente generar las curvas de variación estacional de los caudales medios mensuales. Finalmente, con las estadísticas mensuales definitivas, se rellenó y corrigió las estadísticas de caudales medios diarios en las estaciones usadas. Toda la información estadística se presenta en Anexos del informe.

#### 1.4.4.1.11 Consultoría DEP-002 – Análisis de Descontaminación y Embalse en Río Lluta, Ingendesa, MOP – Dirección de Riego, 1993. (Ref. 10)

En esta consultoría se realizaron estudios básicos preliminares, que sumado a un manejo racional del recurso se espera pudieran mejorar la calidad química de las aguas del río Lluta y la vida de los

habitantes del valle. Entre ellos, se encuentra un estudio hidrológico de la cuenca del río Lluta, para el período 1961/62 – 1987/88.

En el estudio pluviométrico se presenta la información relevante para caracterizar la pluviosidad en la cuenca. De acuerdo con el trazado de isoyetas medias anuales, obtenidas del análisis de estaciones pluviométricas ubicadas tanto al interior como al exterior de la cuenca, se pudo establecer que las precipitaciones anuales varían desde los 350 mm en la zona alta, hasta valores prácticamente nulos en la costa. En la Tabla 1.42 se presentan las precipitaciones medias sobre las subcuencas definidas en el estudio.

Tabla 1.42. Precipitación media anual sobre subcuencas de la cuenca del río Lluta

Subcuenca	Superficie [km <sup>2</sup> ]	Precipitación Media Anual [mm]
Caracarani en Alcérreca	906	300
Colpitas en Alcérreca	451	320
Lluta en Alcérreca	1.357	295
Lluta en Tocontasi	2.617	230

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Para determinar la fluviometría de la cuenca se utilizó un procedimiento de correlaciones gráficas entre caudales medios mensuales de dos estaciones, verificando la consistencia de esos caudales. El caudal medio anual en cada cuenca quedó representado por los valores que se muestran en la Tabla 1.43.

Tabla 1.43. Caudal medio anual en estaciones de la cuenca del río Lluta

Estación	Caudal Medio Anual [m <sup>3</sup> /s]
Caracarani en Humapalca	0,34
Azufre en Humapalca	0,08
Colpitas en Alcérreca	0,53
Lluta en Alcérreca	1,75
Lluta en Jamiralla	2,06
Lluta en Tocontasi	2,35
Lluta en Panamericana	1,34

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

En cuanto a las crecidas en el río Lluta se utilizó el método del hidrograma unitario, donde la infiltración se determinó con el método de la Curva Número.

Adicionalmente, se realizó el análisis probabilístico de crecidas observadas en la estación Lluta en Tocontasi, pero se consideró que la validez de este método sólo alcanza hasta los 50 años.

En la Tabla 1.44 se resumen los valores determinados.

Tabla 1.44. Caudales de crecida en estación Lluta en Tocontasi

Período de Retorno [años]	Caudal Máximo Instantáneo [m <sup>3</sup> /s]
2	19
5	35
10	46
20	56
50	70
100	120
200	165
500	230
1.000	280

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

#### 1.4.4.2 Información topobatimétrica

En el Anexo III se consigna la recopilación, revisión, análisis crítico de la información topográfica del cauce del río Lluta, particularmente la topobatimetría de las secciones a lo largo del tamo en estudio, información necesaria como dato de entrada del modelo para la evaluación de los ejes hidráulicos y el transporte de sedimento.

El análisis realizado es omitido debido a su irrelevancia para el estudio de la quebrada de Acha.

#### 1.4.4.3 Información sobre modelación hidráulica del Río Lluta

En el Anexo IV se consigna la recopilación, revisión, análisis crítico de la información hidráulica del río Lluta, particularmente los coeficientes de Manning y los regímenes hidráulicos lo largo del tamo en estudio, información necesaria para definir parámetros y condiciones de borde del modelo HEC-RAS. A continuación, se presenta un resumen del análisis crítico realizado de cada estudio revisado.

##### 1.4.4.3.1 Diseño de Sistema de Purga Embalse Chironta. Informe Final, Tomo II Modelación de Sedimentos y Diseño de Ingeniería, MN, Ingenieros, 2014.

El objetivo del estudio fue diseñar el sistema de purga del embalse Chironta con el fin de proyectar una obra anexa a la presa con el objeto de permitir la evacuación y limpieza de los sedimentos acumulados en la cubeta del embalse mediante el sistema denominado “flushing”.

El diseño requirió estimar la sedimentación del embalse en términos del volumen anual de depositación de los sólidos en su vaso como la distribución espacial dentro de éste, lo cual se realizó mediante el uso del modelo numérico unidimensional de transporte de sedimentos SRH-1D desarrollado por el Bureau of Reclamation (USBR 2012).

Para el cálculo de los ejes hidráulicos, se empleó la modelación hidráulica tradicional, basada en las hipótesis de flujo gradualmente variado en canales prismáticos de sección rígida invariante, que está incorporada en el software HEC RAS desarrollada como algoritmo numérico que puede ser aplicado a cursos naturales de secciones irregulares y tramos no prismáticos.

El estudio comprendió parte del tramo del río Lluta que cubre la cubeta del embalse Chironta, cuya longitud es 3,4 km., pero el cauce fue idealizado a través de un canal prismático trapecial, de ancho basal 15 m, talud 1:1 y pendiente única de 4% que representaría adecuadamente el tramo del río Lluta en estudio, afluente al embalse Chironta.

La rugosidad del cauce se aumentó de 0,040 (empleada antes por SMI Ingenieros) a 0,050, aduciéndose que la vista a terreno justificaría este mayor valor.

Las condiciones de borde hidráulicas empleadas también son las habituales, donde se simula el flujo permanente con una serie de caudales medios diarios afluente al tramo en estudio (el régimen es permanente a lo largo de cada día de simulación) y una condición de borde a la salida del tramo, consistente en un nivel de agua normal, calculado a partir de una curva de descarga de escurrimiento uniforme en la sección terminal del tramo.

#### 1.4.4.3.2 Estudio de sedimentos y calidad del agua embalse Chironta Región de Arica y Parinacota. AMEC-CADE Ingeniería y Desarrollo de Proyectos, 2014.

El estudio tuvo como objetivo evaluar el impacto de la operación del embalse Chironta sobre el transporte de sedimentos y la calidad de agua del río Lluta en el tramo comprendido entre la presa y la desembocadura en el sector de la Playa Las Machas.

Respecto del transporte de sedimentos, el estudio obvió el tramo ubicado aguas abajo de la presa de aproximadamente 20 km, aduciendo que este tramo no contribuía con aportes de sedimentos dada la escasa interacción entre el lecho y el escurrimiento que se verificaba en este sector del río. Para la modelación del eje hidráulico se utilizó el programa HEC-RAS, aplicándolo a partir de la integración de los perfiles topográficos provenientes de perfiles del Plan Maestro de aguas lluvias de Arica, del modelo digital de elevación ASTER-GDEM y de un levantamiento topobatimétrico que abarcó un tramo acotado, realizado en el estudio.

Con los datos de la campaña de terreno se incorporó información respecto del pelo de agua para calibrar el coeficiente de rugosidad, al menos para las condiciones de caudal que se dieron durante la toma de los perfiles topobatimétricos, obteniéndose como resultados valores de 0,030 a 0,085 en la zona baja hasta la zona media-alta hasta el Km 48 y un descenso hasta valores de 0,050 en los siguientes 10 km.

A partir del modelo hidráulico se determinaron los niveles de agua y las velocidades de flujo en los perfiles, sectorizando el río desde la desembocadura hasta el embalse, en 13 tramos que se consideraron homogéneos, con la finalidad de obtener la distribución espacial de la velocidad del perfil representativo de cada tramo, para distintos caudales pertenecientes a cada uno de los escenarios.

Como resumen y análisis crítico de este estudio, se puede señalar que se empleó la modelación hidráulica tradicional, basada en las hipótesis de flujo gradualmente variado en canales prismáticos de sección rígida invariante, que está incorporada en el software HEC RAS desarrollada como algoritmo numérico que puede ser aplicado a cursos naturales de secciones irregulares y tramos no prismáticos.

En este caso, el cauce fue representado mediante perfiles transversales del estudio de Arrau (2004) y de topobatimetría obtenida en el propio estudio como asimismo de datos provenientes de imágenes satelitales, aunque respecto de esto último, la calidad y representatividad de la información no sería la misma que de aquella cuyo origen serían topobatimetrías del río, por lo cual los resultados de simulaciones HEC RAS para distintos tramos de río, no serían comparables entre sí, en cuanto a precisión y representatividad de la realidad del cauce, además que el uso de los perfiles del estudio del 2004 suponen que la morfología del cauce del río Lluta se ha mantenido invariante en cerca de una década. Esta suposición es poco realista.

Respecto de la rugosidad del cauce ésta sería aparentemente representativa de condiciones reales existentes en él, pero el hecho que la calibración en cada sección se haya hecho con el pelo de agua medido en la ocasión en que se efectuó la topobatimetría, hace pensar que sería más bien representativa de un flujo macrorrugoso donde la razón  $h/D$  ( $h$ , altura de escurrimiento y  $D$ , diámetro representativo del sedimento del lecho) sería muy baja. Esto implica limitaciones para simulaciones con razones mayores como las que se dan en crecidas. Por otro lado, más allá de si las magnitudes del coeficiente de rugosidad son adecuadas para las simulaciones hidráulicas para un amplio rango de caudales en el río, la reducción a partir del Km 48 hacia aguas arriba aparece dudosa ya que no habría fundamentos físicos para este cambio.

#### 1.4.4.3.3 Diseño embalse Chironta, Valle de Lluta, Informe Final. SMI Ingenieros, 2012.

El objetivo de este estudio fue hacer una estimación del gasto sólido total que llega al embalse Chironta y, además, obtener la distribución esperada de sedimentos al interior de éste a fin de determinar el volumen muerto del embalse al concluir la vida útil de éste.

El estudio cubrió un tramo de aproximadamente 3.500 m del río Lluta, que abarca la zona de la cubeta del embalse Chironta, la cual fue representada mediante un total de 70 perfiles transversales, con un espaciamiento medio de 50 m entre perfiles, que constituyeron el input al modelo HEC-RAS empleado para el cálculo de los ejes hidráulicos.

La revisión crítica del estudio lleva a concluir que no puede confirmarse si la información topográfica empleada en el estudio, si bien abarca una extensión apropiada para los fines de estimar el volumen afluente medio al embalse Chironta, haya incluido batimetría de las secciones.

Respecto de la rugosidad del cauce, también surgen dudas si el valor  $n=0,040$  representa adecuadamente las condiciones de resistencia al escurrimiento en estos tramos del río. Tanto el estudio de MN Ingenieros (2014) como el de AMEC-CADE Ingeniería (2014) estarían indicando que dicho valor sería mayor.

#### 1.4.4.3.4 Otros estudios revisados

Dentro del grupo de otros estudios revisados se incluye el Plan Maestro de aguas lluvias de Arica., Manejo de los cauces de los ríos Lluta y San José y sus desembocaduras. Arica, 1ª Región, DOH, 2004, cuyo objetivo fue realizar un estudio hidráulico y mecánico fluvial del río Lluta con el fin de definir un plan maestro de manejo del cauce considerando las condiciones existentes en el cauce y las

consecuencias que acarrearían las crecidas, particularmente desbordes e inundaciones en las zonas ribereñas al cauce.

Considerando que en este estudio se requería modelar el comportamiento hidráulico de cauces naturales, con singularidades y regímenes simples o mixtos, para calcular el eje hidráulico, se utilizó el programa HEC RAS en su versión 3.1.1 (mayo 2003), incorporando como entrada al modelo la geometría y características de los cauces obtenidas de la cartografía entregada por el Mandante al Consultor y de los trabajos topográficos realizados específicamente por éste como parte del estudio.

Este estudio de información valiosa e importante sobre la topografía del cauce y su rugosidad, sin embargo, su validez actual debe ser revisada atendido los cambios morfológicos del cauce después de haber transcurrido más de 10 años desde que se levantó la información.

#### **1.4.4.4 Información sobre modelación del transporte de sedimentos del río Lluta**

Se revisaron y analizaron críticamente aquellos estudios separándolos en aquellos referidos a la estimación del volumen de sedimentación del embalse Chironta y del manejo de los depósitos en su cubeta, de los que tuvieron como objetivo evaluar el transporte de sedimentos del río Lluta. A continuación, se presenta un resumen conteniendo los aspectos analizados que se consideran más relevantes para dicha asesoría. De los estudios de transporte de sedimentos del río Lluta aguas abajo del embalse

##### **1.4.4.4.1 Estudio de sedimentos y calidad del agua embalse Chironta Región de Arica y Parinacota. AMEC-CADE Ingeniería y Desarrollo de Proyectos, 2014.**

El estudio tuvo entre sus objetivos entender y cuantificar la dinámica del transporte de sedimentos a lo largo del río Lluta, desde una zona cercana al embalse hasta la desembocadura, y cómo esta dinámica es afectada ante los diferentes escenarios de purga del embalse.

El análisis crítico de este estudio puede resumirse como sigue:

- Se modeló el mismo tramo de río del estudio de Arrau (2004), es decir, el tramo que se inicia aproximadamente frente a la localidad de Sora y que termina en la desembocadura
- Se eliminó del estudio, el tramo entre Sora y la presa Chironta, bajo el supuesto erróneo de que este tramo no presenta “características hidromorfológicas que aportarán significativamente al modelo de sedimentos”, lo cual no se entiende y también por la falta de información topobatimétrica.
- Para calcular el arrastre de fondo se empleó la ecuación de Parker (1990)
- Para estimar el washload, la relación empírica desarrollada por SMI Ingenieros (2012):  $GSS \text{ (ton/día)} = 1,6381 Q \text{ (m}^3\text{/s)}^{2,369}$ , excluyendo la fracción de sedimentos en suspensión que proviene del lecho, la cual normalmente afecta a aquella fracción granulométrica ubicada entre los diámetros 0,074 mm y 2 mm (arenas).

#### 1.4.4.4.2 Plan maestro de aguas lluvias de Arica, manejo de los cauces de los ríos Lluta y San José y sus desembocaduras, Arica I Región, Informe Final. Luis Arrau, DOH, 2003.

El estudio de sedimentos explicado en este acápite está restringido a la zona urbana del río Lluta en la ciudad de Arica (Km 0 hasta Km 10), ya que su objetivo fue realizar un diagnóstico mecánico fluvial de la situación actual del río Lluta, del río San José y de la quebrada de Acha antes de desembocar al mar.

El análisis y conclusiones de la revisión crítica de este estudio pueden resumirse como se indica a continuación:

- Se planteó el uso de las fórmulas de Van Rijn, de Engelund-Hansen y de Meyer-Peter y Müller para evaluar las tasas de transporte de sedimento en el tramo de interés, considerando que las dos primeras permiten estimar las componentes del transporte de fondo, en suspensión y total (como la suma de las dos anteriores), la segunda solo el arrastre de fondo el arrastre total. Sin embargo, en definitiva, se optó por usar solo la última, aduciendo que ésta es aplicable a ríos de granulometría gruesa como el Lluta.
- No se evaluó el aporte de la carga washload en el modelo, porque se afirma que no hay aportes de esta fracción desde las laderas de la cuenca en este tramo del río.
- Referente a la información topobatimétrica empleada en este estudio, dado el tiempo transcurrido a la fecha (más de una década), es altamente improbable que represente las condiciones morfológica y dimensiones del cauce actual, por lo que su uso como también los resultados obtenidos con ella no sería procedente sin haber analizado su representatividad actual tomando como base información reciente del cauce.

#### 1.4.4.5 Síntesis de comentarios y conclusiones de la revisión crítica

##### 1.4.4.5.1 Hidrología

De todos los estudios revisados, el más reciente y el de mayor interés para el presente proyecto, es el de MN Ingenieros Ltda. (2014) ya que desarrolla un modelo hidrológico continuo precipitación-escorrentía para generar caudales medios diarios en la sección del río Lluta en Embalse Chironta.

Los estudios de R&Q Ingeniería (2012) y de SMI Ingenieros (2012), utilizan la información y la metodología del estudio Ingendesa (2004), la cual sintetiza caudales de crecidas a partir de análisis de frecuencia para periodos de retorno bajos, mientras que para periodos de retorno altos desarrolla un hidrograma unitario. Este tipo de metodología y los datos que proporciona este último estudio son útiles para el cálculo de las crecidas del presente estudio.

El análisis del comportamiento estadístico de las series que valida la utilización de un modelo estocástico multivariado para el propósito de relleno y extensión, de las precipitaciones diarias o mensuales, estudio de la DGA (2011) resulta de utilidad para la generación de las series de caudales diarios del presente estudio.

Los estudios de AMEC-CADE Ingeniería (2014) y de Buschiazzo y Stillwell (2013), no proveen información relevante por cuanto utilizan información de estudios anteriores, en tanto los demás estudios revisados son más antiguos y en general entregan información que fue empleada o ampliada en los estudios más recientes (últimos 5 años).

#### 1.4.4.5.2 Sedimentos

Del análisis efectuado, se puede colegir que existe bastante información de calicatas y ensayos granulométricos realizados a lo largo del río Lluta, sin embargo, también se presentan varios tramos donde falta información o ésta es claramente insuficiente para los fines del presente estudio.

Esto justificó su complementación o ampliación, a través de la excavación de nuevas calicatas y nuevos ensayos macrogranulométricos que formaron parte de la campaña de terreno llevada a cabo en el presente estudio y que se describen en el siguiente capítulo.

En general, la información proporcionada por los diferentes estudios revisados en este informe es adecuada para el análisis de sedimentos del río Lluta, excepto las realizadas en el estudio de AMEC-CADE debido al muestreo relativamente superficial llevado a cabo, de material más fino en bancos de depósito.

#### 1.4.4.5.3 Modelación hidráulica

De la revisión y análisis de los estudios disponibles, se concluye que en todos ellos se empleó la modelación hidráulica tradicional, basada en las hipótesis de flujo gradualmente variado en canales prismáticos de sección rígida invariante, que está incorporada en el software HEC RAS desarrollada como algoritmo numérico que puede ser aplicado a cursos naturales de secciones irregulares y tramos no prismáticos.

Respecto de la geometría del cauce, en algunos estudios se emplearon representaciones idealizadas de un canal (tramo del río Lluta que cubre la cubeta del embalse Chironta) y en otros, perfiles transversales del estudio, levantados hace más de una década (Arrau, 2004) -sin verificar su validez para representar las condiciones actuales de un cauce como el del río Lluta de reconocida variabilidad temporal, después de transcurridos más de 10 años- como también, topobatimetría de limitado alcance obtenida en el propio estudio, como asimismo de datos provenientes de imágenes satelitales cuya la calidad y representatividad no sería la misma que las topobatimetrías del río, por lo cual los resultados de las simulaciones HEC RAS llevadas a cabo para distintos tramos de río, no serían comparables puesto que representarían condiciones muy distintas a las actuales (AMEC-CADE, 2014).

Respecto a la rugosidad, ha sido estimada en el sector del embalse Chironta entre 0,040 (SMI, 2012) y 0,050 (Buschiazzo y Stilwell, 2014), y entre 0,030 a 0,085 en la zona baja hasta la zona media-alta hasta el Km 48 y un descenso hasta valores de 0,050 en los siguientes 10 km (AMEC-CADE, 2014), valores que fueron obtenidos mediante calibración en cada sección con el pelo de agua medido en la ocasión en que se efectuó la topobatimetría. Esto hace pensar que dichas rugosidades serían más bien representativas de un flujo lo cual implica limitaciones para simulaciones para condiciones rugosas como las que se dan en crecidas. Por otro lado, más allá de si las magnitudes del coeficiente de rugosidad son adecuadas para las simulaciones hidráulicas para un amplio rango de caudales en el río,

la reducción a partir del Km 48 hacia aguas arriba aparece dudosa ya que no habría fundamentos físicos para este cambio.

Respecto a las condiciones de borde hidráulicas empleadas en este estudio, también son las habituales, donde se simula el flujo permanente con una serie de caudales medios diarios afluente al tramo en estudio (el régimen es permanente a lo largo de cada día de simulación) y una condición de borde a la salida del tramo, consistente en un nivel de agua normal, calculado a partir de una curva de descarga de escurrimiento uniforme en la sección terminal del tramo.

#### 1.4.4.5.4 Modelación del transporte de sedimentos

Referente a los estudios de transporte de sedimento del río Lluta, aguas abajo del embalse Chironta, el análisis crítico de este estudio de AMEC CADE hace ver que se modeló el mismo tramo de río del estudio de Arrau (2003), es decir, el tramo que se inicia aproximadamente frente a la localidad de Sora y que termina en la desembocadura, eliminando el tramo entre Sora y la presa Chironta, bajo el supuesto erróneo de que este tramo no presenta “características hidromorfológicas que aportarán significativamente al modelo de sedimentos”.

El cálculo incluyó el arrastre de fondo mediante el empleo de la ecuación de Parker (1990) y del washload, haciendo uso de la relación empírica desarrollada por SMI que excluye la fracción de sedimentos en suspensión que proviene del lecho, la cual normalmente afecta a aquella fracción granulométrica ubicada entre los diámetros 0,074 mm y 2 mm (arenas).

El análisis y conclusiones de la revisión crítica del estudio del PM-29 (Arrau, 2013) resalta el hecho que se incluyó solo el cálculo del transporte de fondo (Meyer-Peter y Müller), aduciéndose que ésta es aplicable a ríos de granulometría gruesa como el Lluta, y no se evaluó el aporte de la carga washload en el modelo, porque se afirma que no hay aportes de esta fracción desde las laderas de la cuenca en este tramo del río.

### 1.4.5 Análisis hidráulico de alternativa del Escenario 1: Situación sin embalse

#### 1.4.5.1 Descripción del escenario

Este escenario considera la situación actual del río Lluta, es decir, sin embalse. Por lo tanto, refleja la situación base donde las condiciones hidrológicas y mecánico fluviales del río son las del régimen natural, sin obra ni intervención alguna del cauce.

#### 1.4.5.2 Caudales medios diarios

Para este escenario el régimen de caudales del río Lluta queda representado por la serie completa de caudales medios diarios en régimen natural, generada para cada uno de los puntos de control hidrológico definidos en este estudio que se resumen en el Punto 4.4 del Capítulo 4 que a su vez se encuentra detallado en Anexo X del presente informe. Estos puntos de control hidrológico a lo largo del río Lluta en el tramo en estudio desde el embalse Chironta hasta la desembocadura en la playa Las Machas, son los siguientes; Muro Chironta, Tocontasi, Poconchile y Ruta 5.

Estas series se utilizaron como entrada para la modelación en HEC RAS del comportamiento hidráulico del río Lluta, cuyos resultados son el input para el modelo de transporte de sedimentos.

La Tabla 1.45 resume a modo referencial el promedio del caudal medio diario para el período de 50 años calculado mes a mes entre enero de 1965 y diciembre de 2014 para los puntos de control hidrológico arriba individualizados.

Tabla 1.45. Caudal medio diario promedio (m<sup>3</sup>/s) en puntos de interés 1965 a 2014. Escenario I

Mes	Muro Chironta	Río Lluta en Tocontasi	Poconchile en Puente	Río Lluta en Panamericana
Ene	3,23	3,45	3,64	3,24
Feb	4,73	5,05	4,66	3,74
Mar	4,12	4,40	3,75	2,56
Abr	1,48	1,57	1,24	0,67
May	1,49	1,59	1,25	0,68
Jun	1,53	1,63	1,29	0,73
Jul	1,76	1,87	1,47	0,82
Ago	1,62	1,72	1,31	0,63
Sep	1,47	1,57	1,08	0,30
Oct	1,29	1,38	1,02	0,45
Nov	1,19	1,27	0,90	0,30
Dic	1,33	1,42	1,07	0,49
Anual	2,09	2,23	1,88	1,21

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

### 1.4.5.3 Hidrogramas de crecidas

Para caracterizar el régimen de crecidas, se generaron los hidrogramas de las crecidas de T=2, 5 10,20, 50 y 100 años en cada uno de los 4 puntos de control hidrológico señalados antes.

En la Tabla 1.46 se incluye un resumen de los caudales peak de los hidrogramas de las crecidas cuyo detalle se consigna en el Anexo X.

Tabla 1.46. Caudales de crecida (m<sup>3</sup>/s) en función del periodo de retorno en puntos de control

T (años)	Río Lluta en muro Embalse Chironta	Río Lluta en Tocontasi	Río Lluta en puente Poconchile	Río Lluta en Panamericana
2	53,98	54,87	25,12	17,20
5	109,94	111,66	52,26	34,98
10	193,00	196,74	96,02	64,22
20	332,77	339,20	191,92	134,67
50	564,54	574,68	367,62	273,03
100	772,38	785,35	540,23	404,79

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

#### **1.4.5.4 Transporte de sedimentos del río Lluta**

Si bien esta información no constituye un input para el modelo de transporte de sedimentos, se ha incluido como antecedente de referencia para una descripción más completa de la situación base.

De acuerdo a la revisión de antecedentes expuesta en Capítulo 2 de este informe, cuyos detalles se presentan en Anexo XIII, el gasto sólido en régimen natural del río se estimó en estudios de diseño del embalse Chironta en 200.000 m<sup>3</sup>/año que es el promedio anual estimado de depositación.

Las estimaciones realizadas, indican asimismo que el porcentaje de material fino (menores a 2 mm) sería de 73%, en tanto el de material grueso (mayor a 2 mm) sería el complemento de 23%.

#### **1.4.6 Modelo de transporte de sedimentos del escenario actual**

##### **1.4.6.1 Bases conceptuales para la modelación del fenómeno**

La caracterización del régimen de transporte de sedimentos de un río debe considerar como base la cuantificación del transporte de los sedimentos movilizados por el agua provenientes tanto del lecho de los cauces, como también de la erosión laminar de los suelos de las cuencas.

Esta cuantificación se traduce en el cálculo de la tasa de transporte sólido de cada una de las componentes de los sedimentos movilizados por las aguas que escurren dentro del cauce (gasto sólido), considerando tanto el régimen hidrológico diario (series de caudales medios diarios) como el régimen de crecidas (hidrogramas asociados a los distintos períodos de retorno) del escenario actual.

La cuantificación de estas componentes está asociada a la movilización y tránsito de tres tipos de partículas según sea su origen:

- 1) Partículas provenientes del fondo, transportadas por la corriente en contacto permanente con el lecho (partículas continuamente rodando, resbalando o dando pequeños saltos, impulsadas por la turbulencia de la corriente).
- 2) Partículas originadas en el lecho y transportadas en suspensión por la turbulencia del flujo (básicamente arenas).
- 3) Partículas del grupo llamado “finos”, bajo la malla 200 (limos y arcillas), cuyo origen se vincula a los fenómenos de erosión laminar de los suelos de la cuenca o washload por escorrentía de aguas lluvia o de derretimiento de nieves o hielos.

La componente (1) se denomina transporte sólido de fondo, la componente (2) transporte sólido en suspensión del lecho y la componente (3), transporte de washload.

Respecto del transporte sólido de fondo, cabe tener presente que en un cauce cordillerano de alta pendiente como el tramo del río Lluta entre el embalse y Tocontasi, y también en los tramos de aguas abajo donde el cauce divaga en una planicie de inundación con patrones trenzados y meandriformes más asentada pero teniendo igualmente pendientes de magnitud importante, el sedimento además de presentar zonas donde dominan fragmentos de roca y clastos de gran tamaño (sectores altos), y otros de aguas abajo donde predominan sedimentos gruesos que comprenden ripios, gravas y arenas, se

caracteriza por abarcar un amplio rango de fracciones granulométricas las cuales no se movilizan de manera uniforme sino que lo hacen de forma diferenciada, teniendo el lecho tendencia a experimentar fenómenos de acorazamiento.

Estos fenómenos reducen el arrastre en relación al potencial del cauce para un determinado caudal debido a que las partículas de menor tamaño tienden a “escondarse” dentro de los intersticios dejadas por las más grandes, quedando éstas en la superficie y generando un adoquinamiento o coraza más uniforme y más gruesa que es más difícil de mover por el flujo.

En razón de lo anterior, para el uso de las fórmulas, en el caso de lechos móviles conformados por sedimento grueso bien graduado, cabe hacer la distinción entre la capacidad de arrastre de un cauce y el arrastre efectivo para una determinada condición hidrológica; correspondiendo la primera a la tasa real a la que la corriente efectivamente moviliza las partículas de sedimento del lecho, mientras la segunda concierne al potencial de movilización del flujo para un cauce de características determinadas, si existiera todo el material disponible y éste fuera íntegramente transportado.

En relación a la componente en suspensión del sedimento del lecho, su magnitud está determinada por la tasa de arrastre de las partículas del lecho y por el tamaño de éstas, así como por la capacidad del flujo para desprenderlas del fondo e incorporarlas a la columna de agua todo lo cual depende de la turbulencia de la corriente de agua.

El washload, por su parte, depende solo del caudal ya que debido al reducido tamaño de las partículas (limos y arcillas), ésta se mantiene en suspensión desde el momento en que el sólido es incorporado desde los suelos de la cuenca al agua la cual fluye como lámina, primero, y luego como hilillos dentro de surcos labrados en el suelo de la cuenca y finalmente en quebradas que alimentan esteros afluentes a tributarios o al propio río.

En el Anexo XIV del informe se presenta un completo análisis de las bases para la modelación del transporte de sedimentos en el río Lluta, donde se incluyen los aspectos conceptuales señalados arriba para describir el fenómeno, las fórmulas de capacidad de arrastre de sedimentos disponibles en la literatura, los umbrales de transporte de sedimentos (importantes cuando se analiza el transporte incipiente), las bases (y criterios) para la aplicación y selección de las fórmulas, los conceptos de modelación hidráulica fluvial ligada íntimamente a la modelación mecánico fluvial, las relaciones matemáticas empleadas para la modelación del transporte de sedimentos del lecho, la modelación del transporte de sólido washload y la formulación matemática general del modelo de transporte de sedimentos a ser aplicado en el río Lluta.

#### **1.4.6.2 Modelo de transporte de sedimentos empleado**

##### **Consideraciones teóricas y de cálculo para elección del modelo**

Existen diversas y abundantes fórmulas teóricas para determinar el gasto sólido de fondo de un cauce. De la revisión bibliográfica hecha se desprende que en otros estudios se han empleado diversos métodos y fórmulas teórico empíricas, cuya aplicación se ha justificado con argumentos de distinta naturaleza, aun cuando ha primado la idea que estas fórmulas serían aplicables a cauces naturales con lechos constituido por material grueso y granulometrías extendidas con tendencia al acorazamiento.

Si bien algunas de estas fórmulas son formalmente muy completas y a veces, bastante sofisticadas en su formulación matemática, lo cierto es que carecen de una verificación a escala natural (menos para hacerlas extensivas a cualquier tipo de ríos), y su aplicación debe realizarse bajo la hipótesis que ellas son capaces de predecir tasas de transporte realistas por cuanto han sido respaldadas con ensayos de laboratorio (básicamente arenas) o cuentan con algún tipo de medición en cauces naturales que pueden ser controlados y observados bajo condiciones especiales y acotadas.

Pero más allá de las fórmulas a usar, el mayor escollo que presenta su aplicación –muchas veces ignorado u obviado explícitamente- lo constituyen las suposiciones del cálculo hidráulico a emplear, siendo la más restrictiva la de asimilar el cauce natural a un canal prismático, de contorno rígido e inamovible a través del cual escurre un flujo permanente y uniforme donde la hipótesis de unidimensionalidad se cumple perfectamente.

Para salvar este obstáculo, en la práctica ingenieril la cuantificación hidráulica es objeto de una “flexibilización”, aceptando que un cauce natural puede ser considerado cuasi-prismático entre dos secciones sucesivas y que entre ellas el escurrimiento es gradualmente variado, aunque igualmente unidimensional.

La fórmula de transporte de sedimento puede entonces ser aplicada a cada sección (como si fuera un canal prismático de laboratorio) y luego su resultado, ser promediado para obtener la mejor aproximación de una estimación aplicable al tramo. Obviamente que, para lograr la mejor representatividad de este valor medio del tramo, las secciones deben ser lo más parecidas posibles entre sí, y esto obliga a establecer distancias variables, pero cortas, para que un cauce sea debidamente representado con este fin.

Aun cuando en Hidráulica Fluvial este tipo de simplificación puede resultar aceptable para ciertas aplicaciones de ingeniería, el hecho que las fórmulas de transporte de sedimentos hayan sido obtenidas para canales prismáticos, suma otra dificultad importante a la aplicación a cursos naturales. Efectivamente, debe agregarse otra suposición al cálculo de los gastos sólidos –incluso más restrictiva que la del cálculo hidráulico- que consiste en reconocer que la cuantificación solo puede ser unidimensional. Esto es, hay que aceptar que la fórmula es aplicable unitariamente (por unidad de ancho) y que por tanto, una sección de cauce puede ser arbitrariamente dividida en franjas de anchos constantes o variables, recorriéndola de una ribera a la otra, de modo que la fórmula se aplica a cada franja como si fuera un canal de laboratorio independiente de sus vecinos, con sedimento de granulometría idéntica en el piso de cada franja, y por tanto, no interactúa con ellos (no hay transferencia de masa líquida ni sólida entre la corriente y el lecho). Esta hipótesis de cálculo permite que los gastos sólidos de cada franja puedan ser sumados para obtener el total de la sección.

Finalmente, en algunas fórmulas se hace necesario agregar adicionalmente otra suposición la cual consiste en aceptar que las fracciones en que se divide la curva granulométrica del sedimento del lecho, representan la granulometría “uniforme” para la cual es aplicable la fórmula, tal como lo es en un canal de laboratorio con arena uniforme o cuasi-uniforme.

Bajo esta suposición, el gasto sólido asociado a la aplicación de la fórmula es independiente del de otras fracciones lo que admite que no hay interacción entre las partículas.

En el caso del presente estudio, donde es preciso realizar un análisis comparativo de situaciones sin y con proyecto, se justifica emplear métodos de cálculo simplificados y realistas que permitan obtener resultados y realizar análisis que no queden significativamente condicionados, al menos por:

- i. la aplicación de métodos fundados en numerosas, variadas y restrictivas hipótesis de cálculo; y
- ii. la necesidad de contar con una gran y detallada cantidad de datos, obligando a realizar campañas de terreno absurdamente largas y costosas.

En síntesis, en un análisis de este tipo más que la magnitud del transporte (volúmenes o gastos sólidos), resulta de mayor relevancia el cambio relativo del estado natural al estado intervenido o modificado por la obra. Para corroborar o fundamentar de manera más completa las conclusiones de este tipo de enfoque, puede emplearse como complemento, un análisis de sensibilidad para determinar rangos en función de la varianza de algunas variables o parámetros de modelación más relevantes.

#### **1.4.6.3 Modelo de transporte de sedimento seleccionado**

Considerando lo expuesto en punto anterior, para estimar el gasto sólido de fondo, se optó por utilizar el Método de la Envoltente Inferior (Método EI) propuesto en Manual de Carreteras.

Con el fin de analizar la confiabilidad y representatividad de los resultados al caso del río Lluta, de los cuales en última instancia se derivan las cuantificaciones del impacto del embalse Chironta sobre su régimen sedimentológico y mecánico fluvial, se consideró conveniente realizar una verificación basada en un análisis de sensibilidad empleando otro método de cálculo distinto al Método EI. Para este propósito se seleccionó el Método de Wilcock y Crowe (Método W-C) cuya formulación es formalmente más completa (y compleja) que el Método EI.

Por su parte, para determinar la tasa de transporte de sólidos en suspensión, se empleó el modelo clásico de transferencia vertical de masa desde el lecho hacia el seno del flujo mediante el cual se describe matemáticamente la variación vertical, en la columna de agua, de la concentración del sedimento removido del lecho, basado en la teoría de dispersión de partículas sólidas en el seno de un flujo turbulento.

La justificación de este modelo, es que este se aplica a los sólidos que transporta en suspensión una corriente, provenientes de la interacción con el lecho y que en un río va asociada con el transporte de arenas medias y finas, principalmente.

Por último, para estimar el gasto sólido por washload se dispone de información de muestreos por parte de la DGA y de estudios anteriores. Por lo tanto, se justifica el uso de estos datos empíricos para la elaboración de un modelo de transporte por washload.

Los detalles de los métodos y su aplicación se presentan en detalle en el Anexo XIV del informe.

#### 1.4.6.4 Ecuaciones básicas del modelo

Las fórmulas de transporte de fondo recomendadas en el Manual de Carreteras (Método de la Envoltente Inferior y Superior), constituyen una síntesis de tendencias basada en la aplicación de un importante número de fórmulas de arrastre, a una variedad importante de ríos chilenos de lechos constituidos por material de granulometría gruesa y extendida.

La variedad de ríos chilenos, abarcan los siguientes rangos de variables mecánico fluviales:

- Pendiente del cauce entre 0,3% y 8%.
- Diámetro D50 entre 10 y 175 mm.
- Diámetro D90 entre 50 y 540 mm.
- Desviación estándar geométrica entre 3,2 y 14.

Como resultado de la aplicación de diversos métodos de cálculo de gasto sólido de fondo, se propuso la siguiente relación de potencia para realizar una estimación simple del arrastre de fondo, conocido el caudal por unidad de ancho:

$$g_{SF} = aq^b$$

En la cual  $g_{SF}$  es el gasto sólido de fondo unitario, expresado en peso seco por unidad de tiempo y ancho de cauce (ton/día/m) y  $q$ , caudal líquido unitario en m<sup>3</sup>/s/m, siendo  $a$  y  $b$  parámetros.

Los valores numéricos de dichos parámetros se obtienen de las siguientes regresiones, expresadas en función de la pendiente del cauce ( $i$ ) y del diámetro representativo D50 (Método de la Envoltente Inferior del Manual de Carreteras), con el correspondiente coeficiente de determinación que se indica:

$$a = 3,92 \cdot 10^5 \cdot i^{1,834} \cdot D_{50}^{-0,276} \quad r^2 = 0,98$$

$$b = 0,813 \cdot i^{-0,114} \cdot D_{50}^{0,052} \quad r^2 = 0,70$$

#### 1.4.6.4.1 Análisis Morfológico Fluvial del Río Lluta como base para la modelación

##### 1.4.6.4.1.1 Antecedentes generales

En general el río Lluta se puede clasificar como de lecho de grava con formas fluviales que abarcan desde trenzas y barras hasta meandros en su parte más baja.

La pendiente de fondo del lecho varía entre los 0,033 y 0,013 y las laderas y quebradas afluentes, especialmente en la parte más alta y durante eventos de lluvia altiplánica, aportan permanentemente material sólido que es transportado por el cauce.

A continuación, se presenta una breve descripción de la morfología fluvial dominante por sectores del río Lluta que resulta de importancia para identificar posteriormente las zonas o tramos del río que presentan homogeneidad mecánico fluvial. Esta identificación constituye uno de los elementos

básicos para realizar la sectorización del río que permitió formular los modelos de transporte de sedimentos de cada tramo o subtramo de río que constituyen los módulos del modelo de transporte de sedimento (MTS).

#### 1.4.6.4.1.2 Sector Chironta a Tocontasi

Figura 1-61. Imagen satelital del río Lluta – Sector Chironta a Tocontasi



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-62. Procesos mecánico fluviales característicos del río Lluta. Sector Chironta a Tocontasi





Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

#### 1.4.6.4.1.3 Sector Tocontasi a Poconchile

Figura 1-63. Imagen satelital del río Lluta – Sector Tocontasi a Poconchile



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-64. Procesos mecánico fluviales característicos en río Lluta. Sector Tocontasi-Poconchile.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

#### 1.4.6.4.1.4 Sector Poconchile a desembocadura del río Lluta

Figura 1-65. Imagen satelital del río Lluta – Sector Ruta 5 a desembocadura Playa Las Machas.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-66. Procesos mecánico fluviales característicos en río Lluta. Puente Chacabuco.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-67. Procesos mecánico fluviales característicos en río Lluta. Aguas arriba Ruta 5.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

#### 1.4.6.4.2 Análisis del comportamiento hidráulico fluvial

##### 1.4.6.4.2.1 Modelación hidráulica en régimen cuasi uniforme

En Anexo XI se detallan los resultados de la modelación hidráulica del río realizada mediante software HEC-RAS. Se debe tener presente que este modelo es la versión computacional de la ecuación del escurrimiento gradualmente variado (donde la variable dependiente principal es el nivel del escurrimiento en función del caudal como variable independiente), aplicada a un curso natural, suponiendo un canal prismático, es decir, con geometría de sección invariante espacialmente y escurrimiento unidimensional donde las condiciones de borde (nivel de las aguas) se imponen aguas arriba, si el escurrimiento es supercrítico, y aguas abajo, si el escurrimiento es subcrítico, para el tramo de río modelado.

En base a la topobatimetría del río Lluta y a partir de los resultados de la modelación hidráulica unidimensional empleada, junto con las observaciones en terreno y la caracterización morfológica realizada del río Lluta en el tramo en estudio, se pudo confirmar la alta complejidad hidráulica del cauce, donde se reflejan las formas trenzadas, los cambios de formas transversales y los cambios en el tipo de escurrimiento.

El análisis de los parámetros hidráulicos relevantes para el transporte de sedimentos de perfiles transversales para un rango amplio de caudales, revela la rápida variación en la forma de los perfiles transversales, lo cual se traduce en importantes cambios de perímetro mojado y radio hidráulico. Adicionalmente, se observa que el número de cauces también puede variar bruscamente de sección en sección, por lo que en algunos escenarios incluso se hace difícil distinguir el cauce principal de otras rutas de agua secundarias o incluso abandonadas.

Debido a las características complejas que presente el sistema hidráulico a modelar, resulta poco aconsejable considerar aisladamente los resultados para perfiles transversales consecutivos sin

considerar la alta variabilidad en el sentido longitudinal del escurrimiento, ya que ello afectaría la representatividad de los cálculos para caracterizar hidráulica y mecánico fluvialmente distintos tramos o sectores del río, asimilando la condición a una de régimen hidráulico cuasi-uniforme.

En ese sentido como enfoque de modelación, se optó, por una parte, por incluir perfiles transversales interpolados además de los perfiles topobatimétricos levantados en terreno en la campaña 2015, de manera de reducir los cambios bruscos de geometría del cauce haciendo más uniforme el tramo modelado, mientras que por otra, se definió una sectorización (detallada en el punto siguiente) en tramos o subtramos más homogéneos, de acuerdo a un análisis de las condiciones hidráulicas y mecánico fluviales a lo largo del río.

Este análisis se basa en los resultados de la modelación hidráulica, separados para las áreas compuestas de cada sección transversal, es decir, para el cauce principal y para ambas riberas, lo cual permitió calcular caudales unitarios, por separado, de los cauces principales y secundarios o de inundación, para cada tramo del río que constituyen parámetros hidráulicos determinantes del cálculo de las tasas de transporte de sedimento en cada sección de escurrimiento a lo largo del río.

#### **1.4.6.4.2 Modelación hidráulica en régimen impermanente**

En el Anexo XI, se explica que el modelo HEC-RAS posee un módulo específico para el cálculo de ejes hidráulicos unidimensionales, en régimen impermanente o transitorio que a priori podría pensarse como una herramienta de gran potencial y alcance para modelar con más detalle la hidráulica del río Lluta, aunque ignorando las limitantes de información topobatimétrica e hidrológica disponible para este efecto.

Sin embargo, debe tenerse presente que la modelación impermanente en canales abiertos, aplica a fenómenos transitorios bruscamente variados (roturas de presa o apertura brusca de compuertas) en canales prismáticos de lecho fijo, donde las derivadas parciales  $\partial h/\partial t$  y  $\partial q/\partial t$  tienen valores relevantes frente a los demás términos de las ecuaciones de movimiento ( $\partial h/\partial x$ , por ejemplo). También aplica a cuerpos de agua como los océanos o lagos donde un deslizamiento de tierra o una dislocación del fondo provocado por un terremoto puede originar una onda dando origen a un tsunami.

Por el motivo explicado, este módulo es usado cuando se considera que dentro del canal (prismático y de contorno rígido), en una sección donde se hace la observación (en  $x$ ), el caudal cambia en función del tiempo de manera significativa ( $\partial q/\partial t \gg 1$ ) al propagarse una onda local generada por la operación abrupta de una estructura, por ejemplo, una compuerta o cuando se rompe un dique, generándose en ambos casos, un régimen impermanente bruscamente variado.

Más allá de lo señalado, el manual del HEC-RAS indica que este módulo considera solo régimen subcrítico y por lo tanto, es una rutina útil para determinar cómo se propaga una onda a lo largo de un canal o una red de canales de riego o de navegación fluvial cuando el escurrimiento es un río ( $F < 1$ ), que pueden incluir, además, sistemas de lagunas de almacenamiento transitorio o zonas de inundación temporales como parques inundables, permitiendo el intercambio de flujos entre los canales y las lagunas.

#### **1.4.6.4.2.3 Justificación del uso de la modelación en régimen permanente**

Las situaciones descritas en los puntos anteriores que justifican modelaciones en régimen transitorio, no se dan en el presente estudio por cuanto en este caso, el objetivo es cuantificar las componentes de transporte de sedimento (de fondo, en suspensión del lecho y el washload), asociadas a una condición de caudal constante para series diarios o para los bloques que representan hidrogramas de crecida, con el fin de analizar comportamientos fluviales de largo plazo (50 años).

Además, las estimaciones de las tasas de transporte de sedimentos a casos reales, conllevan una limitación crucial por cuanto requieren el uso de modelos empíricos o semi-teóricos, desarrollados en canales de laboratorio con lecho móvil arenosos o gravosos uniformes, bajo condiciones de régimen hidráulico permanente y uniforme. En efecto, su aplicación a cauces como el del río Lluta- requiere de extrapolaciones y simplificaciones bastante extremas a objeto de lograr una asimilación del curso natural a un canal de laboratorio, ya que es en general, sinuoso o trezado, no prismático y de lecho móvil constituido por material granular de granulometría gruesa y extendida (muy bien graduado).

Por todo lo anterior, la modelación empleada para evaluar las componentes que caracterizan el régimen sedimentológico del río Lluta, con el propósito de cuantificar el impacto del embalse Chironta sobre dicho régimen, consideró condiciones de régimen permanente y cuasi uniforme, como lo permite el modelo HEC- RAS permanente, con caudales constantes tanto a nivel diario (para la serie de 50 años) como a nivel horario (para los hidrogramas de crecidas), considerando escenarios sin y con proyecto.

#### **1.4.6.4.3 Sectorización mecánico fluvial del Río Lluta**

La base para realizar la sectorización del cauce del río Lluta la constituye la información topobatemétrica consignada en el Anexo VIII la cual permite caracterizar las secciones transversales y la pendiente del cauce a lo largo de todo el tramo en estudio, desde la sección de ubicación de la futura presa Chironta hasta la desembocadura en la playa Las Machas, abarcando aproximadamente 72 km.

Esta sectorización consideró asimismo las 4 zonas definidas por los puntos de control hidrológico establecidos en Chironta, Tocontasi, Poconchile y cruce con la Ruta 5 en el puente Chacalluta, según lo detallado en los Anexos X y XII los cuales consignan los datos de caudales diarios y de crecidas de entrada al modelo de transporte de sedimento.

Junto con lo anterior, para la sectorización se utilizaron los datos de muestreo y análisis granulométricos obtenidos a partir de la campaña de terreno realizada para el estudio y datos complementarios reportados en otros estudios pasados, para caracterizar la granulometría del río Lluta a lo largo de unos 75 km que abarcan tanto un trecho ubicado aguas arriba de la presa como el tramo aguas abajo hasta la desembocadura.

A partir de lo previamente expuesto, se procedió a realizar simulaciones hidráulicas 1D con el modelo HEC RAS, basándose en la información detallada en el Anexo XI, con el propósito de analizar la homogeneidad de las propiedades hidráulicas del escurrimiento, de manera de identificar subtramos con propiedades mecánico fluviales similares. Este análisis incluyó además los perfiles

topobatómicos obtenidos en la campaña de terreno efectuada entre julio y septiembre de 2015, los perfiles interpolados con el modelo a distancias inferiores a 70 m.

En particular, se observó el comportamiento de los caudales unitarios para cada sección del río, considerando, además, un análisis compuesto para el canal y las riberas de cada perfil transversal, tal como se detalla en el Anexo XIV.

En base a esta información, se definieron subtramos de longitudes variables para cada tramo de río. Cada subtramo quedó conformado por un número variable de perfiles y asociado a tamaños característicos del sedimento descritos por su diámetro 50% y la pendiente de fondo media definida para cada tramo.

#### 1.4.6.4.4 Formulación de los modelos de transporte de sedimento según sectores hidráulica y mecánico fluvialmente homogéneos

##### 1.4.6.4.4.1 Modelos de transporte de fondo

A partir de la modelación hidráulica detallada en el Anexo XI, se obtuvieron los parámetros necesarios para el cálculo del arrastre de fondo, correspondientes a cada uno de los 1045 perfiles transversales agrupados en los 139 subtramos contenidos en 15 tramos (T1 a T15) de acuerdo a la sectorización detallada antes, para caudales comprendidos entre 1 y 1000 m<sup>3</sup>/s.

Se consideró la pendiente de energía como la pendiente de fondo promedio para el tramo al que pertenece cada perfil transversal y se utilizó la información granulométrica, ya sea la granulometría completa o los diámetros característicos (D50, D90) según el modelo.

Con el fin de lograr una buena representatividad de los modelos en cada subtramo mecánica fluvialmente homogéneo, las curvas de descarga se obtuvieron promediando para cada caudal, los gastos sólidos de fondo obtenidos en cada perfil de cauce (incluyendo los interpolados HEC RAS). Los gastos sólidos se obtuvieron aplicando el Método EI, con GSF en millones de ton/año y Q en m<sup>3</sup>/s.

Para cada uno de los 139 subtramos del río Lluta que se distribuyen en los 15 tramos especificados en las tablas precedentes, se formuló un modelo de transporte de sedimento expresado como una curva de descarga  $GSF=f(Q)$ , abarcando dos rangos de caudales. Por una parte, el rango para caracterizar el régimen de caudales medios diarios comprendido entre 1 y 50 m<sup>3</sup>/s y por otra, un rango distinto para caracterizar el régimen de crecidas comprendido entre 50 y 1000 m<sup>3</sup>/s.

Estos modelos fueron formulados como regresiones para cada subtramo, ajustando una función de potencia a todos los gastos sólidos generados en función del caudal.

Estas regresiones fueron generadas para los rangos de caudales indicados arriba, por separado y también como un rango integrado, con la finalidad de analizar el efecto de las extrapolaciones cuando se usa un rango bajo para extenderlo más allá de su límite superior.

Conforme a lo explicado precedentemente se generaron modelos distintos para cada rango de caudales.

#### **1.4.6.4.4.2 Modelos de transporte en suspensión**

Para determinar la tasa de transporte sólido en suspensión, se empleó el modelo clásico de transferencia vertical de masa desde el lecho hacia el seno del flujo mediante el cual se describe matemáticamente la variación vertical, en la columna de agua, de la concentración del sedimento removido del lecho, basado en la teoría de dispersión de partículas sólidas en el seno de un flujo turbulento.

El modelo se aplica a los sólidos que transporta en suspensión una corriente, provenientes de la interacción con el lecho y que en un río va asociada con el transporte de arenas medias y finas, principalmente.

Debido a esta influencia mutua, el modelo requiere como input información del modelo de transporte sólido efectivo de fondo descrito previamente.

Se debe tener presente que la componente de sedimento en suspensión que cuantifica el modelo, es distinta a la del sedimento fino en suspensión proveniente de la erosión laminar de los suelos de la cuenca, denominado carga de lavado o washload.

En efecto, esta última se vincula con las fracciones más finas en suspensión correspondientes a los limos y arcillas o partículas finas, bajo la malla 200. Por este motivo, el modelo de transporte del sedimento en suspensión desarrollada consideró solo las fracciones de sedimento del rango de las arenas, circunscribiendo los tamaños a los diámetros comprendidos entre 0,075 mm (malla 200) y 2 mm (malla 10). La distribución de la concentración es válida siempre que la turbulencia del flujo sea uniforme.

Para el escurrimiento en un canal o en un río, sin embargo, el coeficiente de difusión turbulenta o coeficiente de dispersión de sedimento,  $\epsilon_s$ ) es variable en la vertical. Para obtener una expresión aplicable a los flujos turbulentos en canales, dicho coeficiente se supone proporcional al coeficiente de dispersión del momentum a través de un factor de proporcionalidad  $\beta$ , que en este caso se considera  $\beta=1$ .

Luego, para determinar la concentración media de sedimentos, se requiere estimar la concentración de sedimentos de referencia  $C_a$ , asociada a la distancia  $y = a$  del fondo, ya que todos los demás elementos de la expresión están vinculados a la hidráulica y granulometría de los sedimentos que son parámetros característicos del cauce. Para la estimación de la distancia “a” se puede considerar que, desde un punto de vista físico, ésta corresponde al espesor de una capa de la superficie del lecho, proporcional al tamaño del sedimento arrastrado que determina el valor de la concentración  $C_a$ .

Siguiendo las recomendaciones de Einstein, usualmente se adopta un valor de distancia  $a=2D_r$ , donde  $D_r$  es un diámetro representativo del sedimento arrastrado por el fondo.

La teoría presentada anteriormente es válida para un diámetro específico de sedimento. Para abarcar todo el rango de posibles diámetros de las partículas de arena, se estableció un conjunto de intervalos de tamaño limitado superiormente por  $D=2\text{mm}$ . Como corolario, el valor de “f” queda determinado por el porcentaje que pasa en la curva granulométrica del sedimento del lecho, bajo el diámetro señalado.

La concentración media integrada de las arenas que transporta una corriente, se calcula integrando la función  $c(y)$  desde el fondo a la superficie para cada tamaño o rango de tamaños de partícula de acuerdo a la granulometría del lecho. Finalmente, el gasto sólido en suspensión por arenas se obtiene multiplicando la concentración media integrada con el caudal asociado.

#### **1.4.6.4.4.3 Parámetros de los modelos según la sectorización mecánico fluvial adoptada**

A partir de la formulación de los modelos de transporte de fondo detallada en el punto precedente, se obtuvo el gasto sólido de fondo con el cual se calculó la concentración de referencia  $C_a$  suponiendo que el tamaño representativo de la capa en movimiento es el D50.

Por otro lado, se estimó la fracción de arenas susceptible de ser movilizadas en suspensión desde el lecho a partir de Finalmente, la curva granulométrica, en el rango de diámetros entre 0.080 y 2 mm. El límite inferior del rango señalado, corresponde a la malla # 200 que constituye el límite superior del washload.

El cálculo de la fracción de arenas correspondiente a 10 rangos de tamaños se realizó a partir de la granulometría característica de cada tramo del río, desde T1 a T15. A partir de toda esta información, se calcularon las tasas de arrastre en suspensión para cada perfil transversal.

A partir de esta información, se realizaron las regresiones potenciales que caracterizan el transporte de sedimentos utilizando la media de todos los puntos. De esta manera se obtuvo un modelo de transporte de fondo para cada uno de los 139 subtramos del río Lluta, considerando, por una parte, un régimen de caudales medios diarios (entre 1 y 50 m<sup>3</sup>/s) y, por otra, un régimen de crecidas (entre 50 y 1000 m<sup>3</sup>/s).

#### **1.4.6.4.4.4 Modelos de transporte de washload**

El transporte sólido de washload se vincula a la componente de sólidos más fina asociada a los limos y arcillas o partículas bajo la malla 200 que transportan las aguas en suspensión (turbiedad del agua). Corresponden a sedimentos erosionados de los suelos de la cuenca por un fenómeno de erosión laminar que provocan las aguas que escurren por las laderas antes de canalizarse e integrarse a la red de drenaje de una cuenca.

Para llevar a cabo la estimación del gasto sólido de washload, se dispone de la información sedimentométrica de muestreos correspondiente a la información fluviométrica de la estación de la DGA, Lluta en Tocontasi. Adicionalmente se cuenta con los registros de la campaña de muestras sedimentológicas del Estudio de SMI del año 2012, tomada entre los años 2010 al 2011.

La metodología empleada consistió primeramente en realizar un análisis de consistencia de las concentraciones para eliminar datos que no aportaran a una buena correlación posterior de los gastos sólidos de washload en función del caudal del río.

Con este fin se analizaron las curvas de variación estacional de los caudales medios diarios con el fin de determinar si la época del año puede influir en los resultados de las series de concentraciones, caso en el cual se considera necesario separar los periodos de lluvias altiplánicas del resto del año.

Para el cálculo de la curva de descarga washload, se correlacionaron los datos de gasto sólido de washload versus el caudal asociado para el correspondiente día, ajustándose una regresión de tipo potencial.

De las curvas de variación estacional elaboradas, se deduce la necesidad de obtener las curvas de descarga del GSW para dos periodos anuales, el de crecidas (enero a marzo) y el resto del año (abril a diciembre).

Finalmente, a partir de la serie para Lluta en Tocontasi se determinó una curva de descarga de washload, mediante el ajuste de regresiones potenciales a los datos medidos y corregidos, de modo de lograr los más altos de coeficiente de determinación ( $R^2$ ) para las series del periodo de crecidas y del periodo restante.

Con estas dos curvas se generaron posteriormente las series de GSW diarias para el periodo 1 de enero de 1965 a 31 de diciembre de 2014, separando los periodos de validez definido y los sedimentogramas de washload para crecidas de  $T= 2$  años a  $T= 100$  años.

#### **1.4.7 Simulaciones del régimen sedimentológico diario (7)**

Este escenario considera la situación actual del río Lluta, es decir, sin embalse.

Según se ha explicado en el Capítulo 5, la hidrología utilizada como dato de entrada para este escenario es la que se presenta en Anexo X y corresponde al régimen natural del río.

Como ha sido indicado antes, en dicho anexo se detalla la metodología utilizada para la obtención de las series de caudales medios diarios para el periodo de 50 años comprendido entre enero de 1965 y diciembre de 2014, en los puntos de control hidrológico definidos en los lugares, Muro Chironta, Tocontasi, Poconchile, y Ruta 5 Norte (Panamericana).

Las tasas de sedimentos utilizadas como dato de entrada para este escenario al igual que los caudales, son las correspondientes al régimen natural del río.

En el presente capítulo se aborda la caracterización del régimen sedimentológico diario del río Lluta, bajo el escenario E1 para las distintas componentes de transporte del lecho.

##### **1.4.7.1 Transporte de fondo**

Empleando los modelos descritos en el Punto 1.6.6 del capítulo precedente, se procedió a generar los sedimentogramas diarios representativos de cada sector del río (para Chironta, Tocontasi, Poconchile y Ruta 5), para el gasto sólido de fondo (GSF), de modo de observar el cambio a nivel diario en el régimen sedimentológico a lo largo del cauce entre Chironta y la desembocadura en la playa Las Machas.

A partir de los sedimentogramas diarios se desarrollaron las correspondientes curvas de duración del GSF y a partir de ellas se derivaron estadígrafos que describen la distribución en términos estadísticos

y que son de importancia para caracterizar el régimen sedimentológico en cuanto a la componente de transporte de fondo para distintas probabilidades de excedencia y también como valor esperado.

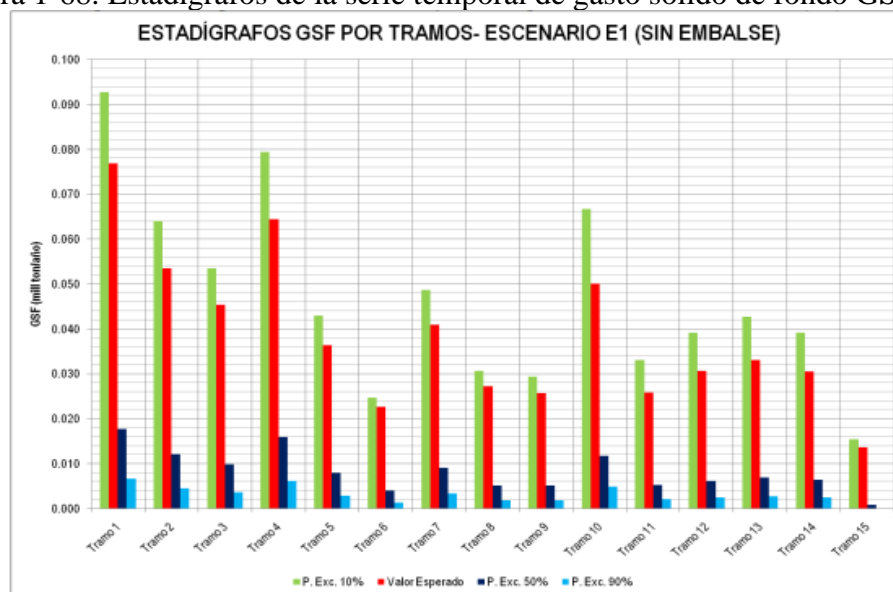
Las curvas de duración aparecen resumidas en la Tabla 1.47 y a partir de sus valores se elaboró la Figura 1-68 que muestra gráficamente los valores del GSF (mill ton/año) asociados a probabilidades de excedencia 10%, 50% y 90% junto con el valor esperado de la serie diaria, para cada uno de los 15 tramos del río Lluta. Los valores de cada tramo corresponden al promedio en los subtramos que lo conforman.

Tabla 1.47. Valores de la curva de duración GSF (mill ton/año). Escenario sin embalse (E1)

Pex	Chironta					Tocontasi					Poconchile					Ruta5
	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	T 6	T 7	T 8	T 9	T 10	T 11	T 12	T 13	T 14	T 15	
0,001%	3,148	2,245	1,996	2,438	1,584	1,206	1,743	1,351	1,235	1,709	1,031	1,223	1,274	1,194	1,293	
0,1%	1,692	1,199	1,055	1,334	0,839	0,609	0,929	0,694	0,639	0,857	0,496	0,588	0,619	0,575	0,408	
0,5%	1,065	0,751	0,656	0,851	0,523	0,365	0,581	0,422	0,391	0,618	0,350	0,415	0,439	0,407	0,232	
1,0%	0,751	0,528	0,458	0,606	0,365	0,249	0,408	0,290	0,270	0,471	0,262	0,311	0,330	0,306	0,159	
2,0%	0,463	0,324	0,279	0,379	0,223	0,146	0,249	0,172	0,162	0,315	0,171	0,203	0,217	0,200	0,098	
5,0%	0,188	0,130	0,111	0,158	0,089	0,054	0,100	0,065	0,062	0,145	0,075	0,089	0,096	0,089	0,041	
10,0%	0,093	0,064	0,054	0,079	0,043	0,025	0,049	0,031	0,029	0,067	0,033	0,039	0,043	0,039	0,015	
15,0%	0,066	0,045	0,038	0,057	0,030	0,017	0,034	0,021	0,020	0,043	0,021	0,025	0,027	0,025	0,008	
20,0%	0,054	0,037	0,031	0,047	0,025	0,014	0,028	0,017	0,017	0,035	0,017	0,020	0,022	0,020	0,006	
25,0%	0,047	0,032	0,027	0,041	0,022	0,012	0,025	0,015	0,014	0,030	0,014	0,017	0,019	0,017	0,004	
30,0%	0,042	0,029	0,024	0,037	0,019	0,010	0,022	0,013	0,013	0,027	0,013	0,015	0,017	0,015	0,004	
40,0%	0,035	0,024	0,020	0,031	0,016	0,008	0,018	0,011	0,010	0,022	0,010	0,012	0,014	0,012	0,003	
50,0%	0,030	0,020	0,017	0,026	0,013	0,007	0,015	0,009	0,009	0,019	0,009	0,010	0,012	0,011	0,002	
60,0%	0,025	0,017	0,014	0,022	0,011	0,006	0,013	0,008	0,007	0,016	0,007	0,009	0,010	0,009	0,002	
70,0%	0,021	0,015	0,012	0,019	0,010	0,005	0,011	0,006	0,006	0,014	0,006	0,007	0,008	0,008	0,001	
75,0%	0,019	0,013	0,011	0,017	0,009	0,004	0,010	0,006	0,006	0,013	0,006	0,007	0,008	0,007	0,001	
80,0%	0,018	0,012	0,010	0,016	0,008	0,004	0,009	0,005	0,005	0,012	0,005	0,006	0,007	0,006	0,001	
85,0%	0,016	0,011	0,009	0,014	0,007	0,003	0,008	0,005	0,004	0,010	0,005	0,005	0,006	0,006	0,001	
90,0%	0,013	0,009	0,007	0,012	0,006	0,003	0,007	0,004	0,004	0,009	0,004	0,005	0,005	0,005	2,68E-04	
95,0%	0,009	0,006	0,005	0,008	0,004	0,002	0,005	0,002	0,002	0,006	0,003	0,003	0,004	0,003	1,03E-04	
98,0%	0,007	0,004	0,004	0,006	0,003	0,001	0,003	0,002	0,002	0,005	0,002	0,002	0,003	0,003	4,54E-05	
99,0%	0,005	0,003	0,003	0,005	0,002	0,001	0,002	0,001	0,001	0,004	0,002	0,002	0,002	0,002	2,00E-05	
99,5%	0,004	0,002	0,002	0,003	0,002	0,001	0,002	0,001	0,001	0,003	0,001	0,001	0,002	0,001	1,09E-05	
99,9%	0,002	0,001	0,001	0,002	0,001	0,000	0,001	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	3,35E-06	
99,99%	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	5,72E-07	
VE	0,077	0,053	0,045	0,064	0,036	0,023	0,041	0,027	0,026	0,050	0,026	0,031	0,033	0,030	0,014	

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-68. Estadígrafos de la serie temporal de gasto sólido de fondo GSF (E1)



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

De la Figura 1-68 se observa que si bien, se aprecia una clara tendencia a una disminución del gasto sólido de fondo en el sentido de aguas abajo, esta tendencia no es evidente tramo a tramo. Las menores magnitudes de transporte de sedimentos se aprecian en el Tramo 15 y el Tramo 1 como el de los mayores valores, y el Tramo 4 seguido del Tramo 2 y el Tramo 5, con los valores que siguen en orden de magnitud. Los tramos 11 a 14 son los de menores magnitudes

Al comparar los gastos sólidos del Tramo 15 con los del Tramo 1, se aprecia que en la desembocadura el transporte de sedimentos presenta valores muy reducidos, del orden de un 18% para el VE y entre 5% y 16% para los valores de 10 % a 90% de probabilidad de excedencia, frente a los del primer tramo ya que para el Tramo 15 el gasto sólido del lecho varía desde 0,0004 mill ton/año para una probabilidad de excedencia 90%, hasta 0,021 mill ton/año para una de 10%, con un valor 50% de 0,003 mill ton/año y un valor esperado de 0,020 mill ton/año, en tanto para el Tramo 1, el valor asociado a una probabilidad de excedencia 90% es 0,034 mill ton/año, 10% de 0,134 mill ton/año, 50% de 0,057 mill ton/año y con un valor esperado de 0,11 mill ton/año.

#### 1.4.7.1.1 Transporte en suspensión de los sedimentos del lecho

Al igual que en el caso anterior, empleando los modelos descritos en el Punto 6.6 del capítulo precedente, se generaron los sedimentogramas diarios representativos de cada sector del río (para Chironta, Tocontasi, Poconchile y Ruta 5), para el gasto sólido de fondo (GSS), de modo de observar el cambio a nivel diario en el régimen sedimentológico a lo largo del cauce.

A partir de los sedimentogramas diarios se desarrollaron las correspondientes curvas de duración del GSS y a partir de ellas se derivaron estadígrafos que describen la distribución en términos estadísticos y que son de importancia para caracterizar el régimen sedimentológico en cuanto a la componente de transporte de fondo para distintas probabilidades de excedencia y también como valor esperado.

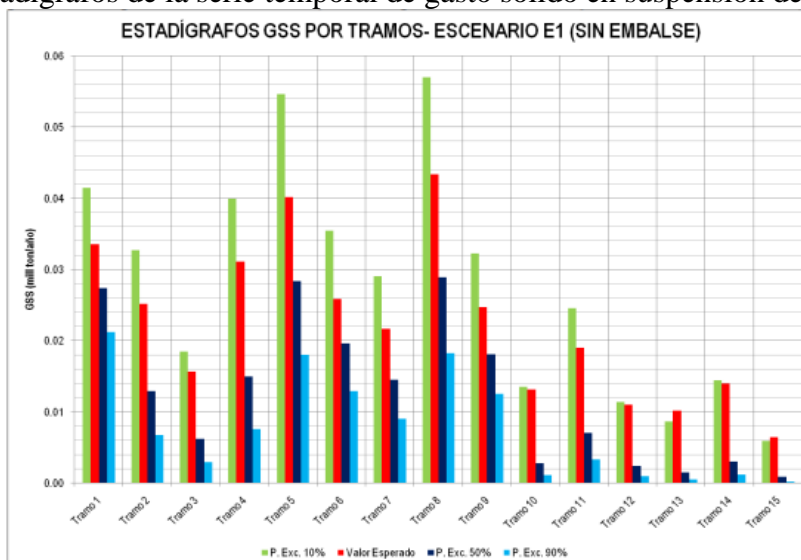
Las curvas de duración aparecen resumidas en la Tabla 1.48 y a partir de sus valores se elaboró la Figura 1-69 que muestra gráficamente los valores del GSS (mill ton/año) asociados a probabilidades de excedencia 10%, 50% y 90% junto con el valor esperado de la serie diaria, para cada uno de los 15 tramos del río Lluta. Los valores de cada tramo corresponden al promedio en los subtramos que lo conforman.

Tabla 1.48. Valores de la curva de duración GSS (mill ton/año). Escenario sin embalse (E1)

Pex	Chironta					Tocontasi				Poonchile					Ruta5
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10	T11	T12	T13	T14	T15
0,001%	0,299	0,705	0,674	0,953	0,499	0,221	0,350	0,806	0,303	0,862	0,725	0,720	0,878	0,918	0,887
0,1%	0,192	0,402	0,350	0,538	0,330	0,160	0,215	0,461	0,195	0,354	0,345	0,296	0,328	0,376	0,223
0,5%	0,142	0,265	0,216	0,352	0,244	0,126	0,152	0,314	0,142	0,232	0,244	0,194	0,205	0,247	0,116
1,0%	0,115	0,195	0,150	0,256	0,195	0,105	0,117	0,238	0,113	0,164	0,183	0,137	0,139	0,174	0,075
2,0%	0,087	0,128	0,092	0,166	0,144	0,082	0,083	0,166	0,083	0,097	0,120	0,082	0,078	0,104	0,044
5,0%	0,056	0,059	0,037	0,074	0,083	0,051	0,046	0,089	0,048	0,036	0,054	0,031	0,026	0,039	0,017
10,0%	0,042	0,033	0,018	0,040	0,055	0,035	0,029	0,057	0,032	0,013	0,025	0,011	0,009	0,014	0,006
15,0%	0,036	0,025	0,013	0,030	0,045	0,030	0,023	0,046	0,027	0,008	0,016	0,007	0,005	0,008	0,003
20,0%	0,034	0,021	0,011	0,025	0,040	0,027	0,021	0,041	0,024	0,006	0,013	0,005	0,003	0,006	0,002
25,0%	0,032	0,019	0,010	0,022	0,037	0,025	0,019	0,038	0,023	0,005	0,011	0,004	0,003	0,005	0,002
30,0%	0,031	0,017	0,009	0,020	0,035	0,024	0,018	0,035	0,021	0,004	0,010	0,004	0,002	0,005	0,001
40,0%	0,029	0,015	0,007	0,017	0,031	0,021	0,016	0,032	0,020	0,003	0,008	0,003	0,002	0,004	0,001
50,0%	0,027	0,013	0,006	0,015	0,028	0,020	0,014	0,029	0,018	0,003	0,007	0,002	0,001	0,003	0,001
60,0%	0,026	0,011	0,005	0,013	0,026	0,018	0,013	0,026	0,017	0,002	0,006	0,002	0,001	0,002	0,001
70,0%	0,025	0,010	0,005	0,011	0,024	0,017	0,012	0,024	0,016	0,002	0,005	0,002	0,001	0,002	4,808E-04
75,0%	0,024	0,009	0,004	0,010	0,022	0,016	0,011	0,023	0,015	0,002	0,005	0,001	0,001	0,002	4,049E-04
80,0%	0,023	0,009	0,004	0,010	0,021	0,015	0,011	0,022	0,014	0,001	0,004	0,001	0,001	0,002	3,363E-04
85,0%	0,022	0,008	0,003	0,009	0,020	0,014	0,010	0,020	0,014	0,001	0,004	0,001	0,001	0,001	2,480E-04
90,0%	0,021	0,007	0,003	0,008	0,018	0,013	0,009	0,018	0,012	0,001	0,003	0,001	0,000	0,001	1,305E-04
95,0%	0,019	0,005	0,002	0,006	0,015	0,011	0,007	0,015	0,011	0,001	0,002	0,001	0,000	0,001	5,705E-05
98,0%	0,017	0,004	0,002	0,004	0,012	0,009	0,006	0,013	0,009	0,001	0,002	0,000	0,000	0,001	2,854E-05
99,0%	0,016	0,003	0,001	0,003	0,011	0,008	0,005	0,011	0,008	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	1,438E-05
99,5%	0,015	0,003	0,001	0,003	0,009	0,007	0,004	0,009	0,007	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	8,660E-06
99,9%	0,013	0,002	0,001	0,002	0,007	0,005	0,003	0,007	0,006	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	3,260E-06
99,99%	0,011	0,001	0,000	0,001	0,005	0,004	0,002	0,005	0,005	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	7,580E-07
VE	0,034	0,025	0,016	0,031	0,040	0,026	0,022	0,043	0,025	0,013	0,019	0,011	0,010	0,014	0,006

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-69. Estadígrafos de la serie temporal de gasto sólido en suspensión del lecho GSS (E1).



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

De manera similar al caso del GSF, de la Figura 1-69 se observa que si bien, se aprecia una clara tendencia a una disminución del gasto sólido en suspensión del lecho en el sentido de aguas abajo, esta tendencia no es evidente tramo a tramo.

Sin duda, las menores magnitudes de transporte de sedimentos se aprecian en el Tramo 15 (cercano a la desembocadura) y los valores que representan mayor capacidad de transporte son los del Tramo 1.

De manera análoga al GSF, en el Tramo 15 las magnitudes del gasto sólido medio diario en suspensión oscilan entre 0,00013 mill ton/año para una probabilidad de excedencia 90%, hasta 0,006 mill ton/año para una de 10%, con valor 50% de 0,001 mill ton/año y un valor esperado de 0,006 mill ton/año.

Estas cifras representan valores muy reducidos frente a los gastos sólidos del Tramo 1, donde para una probabilidad de excedencia 90% el GSS 0,021 mill ton/año y de 0,042 mill ton/año para una de 10%, con valor 50% de 0,027 mill ton/año y un valor esperado de 0,034 mill ton/año.

#### 1.4.7.1.2 Transporte total de los sedimentos del lecho

El transporte total de sedimentos del lecho incluye tanto la componente en suspensión del lecho como la componente arrastrada por el fondo del lecho. Al igual que en estos casos, se generaron los sedimentogramas diarios representativos de cada sector del río (para Chironta, Tocontasi, Poconchile y Ruta 5), para el gasto sólido de suspensión (GSL), de modo de observar el cambio a nivel diario en el régimen sedimentológico a lo largo del cauce.

A partir de los sedimentogramas diarios se desarrollaron las correspondientes curvas de duración del GSL y a partir de ellas se derivaron estadígrafos que describen la distribución en términos estadísticos y que son de importancia para caracterizar el régimen sedimentológico en cuanto a la componente de transporte de fondo para distintas probabilidades de excedencia y también como valor esperado.

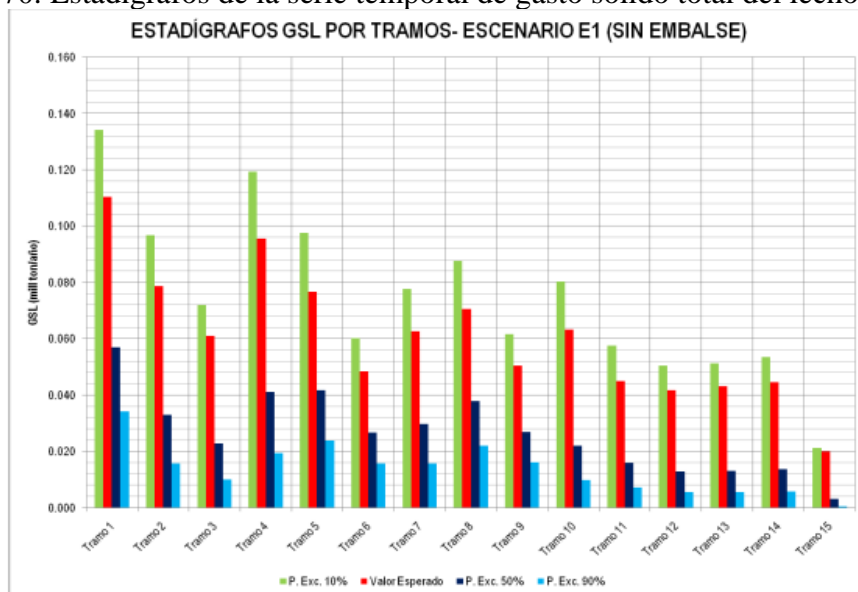
En la Tabla 1.49 se presentan las curvas de duración, a partir de las cuales se elaboró la Figura 1-70 que muestra gráficamente los valores del GSL (mill ton/año) asociados a probabilidades de excedencia 10%, 50% y 90% junto con el valor esperado de la serie diaria, para cada uno de los 15 tramos del río Lluta. Los valores de cada tramo corresponden al promedio en los subtramos que lo conforman

Tabla 1.49. Valores de la curva de duración GSL (mill ton/año). Escenario sin embalse (E1)

	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	T 6	T 7	T 8	T 9	T 10	T 11	T 12	T 13	T 14	T 15
0,001%	3,448	2,950	2,671	3,391	2,083	1,427	2,093	2,156	1,538	2,571	1,756	1,943	2,152	2,111	2,179
0,1%	1,884	1,601	1,405	1,872	1,169	0,769	1,144	1,155	0,834	1,211	0,841	0,884	0,947	0,952	0,631
0,5%	1,207	1,017	0,872	1,203	0,766	0,491	0,733	0,735	0,533	0,850	0,594	0,610	0,644	0,654	0,347
1,0%	0,865	0,723	0,608	0,862	0,560	0,354	0,525	0,528	0,382	0,634	0,445	0,448	0,470	0,480	0,233
2,0%	0,550	0,452	0,370	0,545	0,367	0,228	0,333	0,338	0,244	0,412	0,291	0,285	0,295	0,303	0,142
5,0%	0,244	0,190	0,148	0,232	0,172	0,105	0,145	0,155	0,110	0,182	0,130	0,120	0,123	0,127	0,058
10,0%	0,134	0,097	0,072	0,119	0,098	0,060	0,078	0,088	0,062	0,080	0,058	0,050	0,051	0,054	0,021
15,0%	0,102	0,070	0,051	0,087	0,075	0,047	0,058	0,068	0,047	0,051	0,037	0,031	0,032	0,033	0,012
20,0%	0,088	0,058	0,042	0,072	0,065	0,041	0,049	0,058	0,041	0,041	0,030	0,025	0,025	0,026	0,008
25,0%	0,079	0,051	0,036	0,064	0,059	0,037	0,044	0,053	0,037	0,035	0,025	0,021	0,021	0,022	0,006
30,0%	0,073	0,046	0,032	0,057	0,054	0,034	0,040	0,048	0,034	0,031	0,023	0,019	0,019	0,020	0,005
40,0%	0,064	0,038	0,027	0,048	0,047	0,030	0,034	0,042	0,030	0,026	0,019	0,015	0,015	0,016	0,004
50,0%	0,057	0,033	0,023	0,041	0,042	0,027	0,030	0,038	0,027	0,022	0,016	0,013	0,013	0,014	0,003
60,0%	0,051	0,028	0,019	0,035	0,037	0,024	0,026	0,034	0,024	0,019	0,013	0,011	0,011	0,011	0,002
70,0%	0,046	0,024	0,016	0,030	0,033	0,021	0,023	0,030	0,022	0,016	0,011	0,009	0,009	0,010	0,002
75,0%	0,043	0,022	0,015	0,028	0,031	0,020	0,021	0,028	0,020	0,014	0,010	0,008	0,008	0,009	0,001
80,0%	0,041	0,021	0,014	0,026	0,029	0,019	0,020	0,027	0,019	0,013	0,010	0,007	0,008	0,008	0,001
85,0%	0,038	0,018	0,012	0,023	0,027	0,018	0,018	0,025	0,018	0,012	0,008	0,007	0,007	0,007	0,001
90,0%	0,034	0,016	0,010	0,019	0,024	0,016	0,016	0,022	0,016	0,010	0,007	0,005	0,006	0,006	3,99E-04
95,0%	0,028	0,011	0,007	0,014	0,019	0,013	0,012	0,017	0,013	0,007	0,005	0,004	0,004	0,004	1,60E-04
98,0%	0,024	0,008	0,005	0,010	0,015	0,010	0,009	0,014	0,011	0,005	0,004	0,003	0,003	0,003	7,39E-05
99,0%	0,021	0,007	0,004	0,008	0,013	0,009	0,008	0,012	0,010	0,004	0,003	0,002	0,002	0,002	3,44E-05
99,5%	0,018	0,005	0,003	0,006	0,011	0,007	0,006	0,010	0,008	0,003	0,002	0,002	0,002	0,002	1,96E-05
99,9%	0,015	0,003	0,002	0,004	0,007	0,005	0,004	0,007	0,007	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	6,61E-06
99,99%	0,012	0,002	0,001	0,002	0,005	0,004	0,003	0,005	0,005	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	1,33E-06
VE	0,110	0,079	0,061	0,095	0,077	0,048	0,063	0,071	0,050	0,063	0,045	0,042	0,043	0,044	0,020

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-70. Estadígrafos de la serie temporal de gasto sólido total del lecho GSL (E1)



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Análogamente al caso del GSF y GSS, de la Figura 1-70 se observa que si bien, se aprecia una clara tendencia a una disminución del gasto sólido del lecho en el sentido de aguas abajo, esta tendencia no es evidente tramo a tramo.

Sin duda, las menores magnitudes de transporte de sedimentos se aprecian en el Tramo 15 (cercano a la desembocadura) y los valores que representan mayor capacidad de transporte son los del Tramo 1.

De manera análoga al GSF y GSS, en el Tramo 15 las magnitudes del gasto sólido medio diario total del lecho oscilan entre 0,0004 mill ton/año para una probabilidad de excedencia 90%, hasta 0,021 mill ton/año para una de 10%, con valor 50% de 0,003 mill ton/año y un valor esperado de 0,020 mill ton/año.

Estas cifras representan valores muy reducidos frente a los gastos sólidos del Tramo 1, donde para una probabilidad de excedencia 90% el GSW es 0,034 mill ton/año y de 0,134 mill ton/año para una de 10%, con valor 50% de 0,057 mill ton/año y un valor esperado de 0,110 mill ton/año.

#### 1.4.7.1.3 Componente de transporte de washload

El transporte de washload depende exclusivamente del caudal, no dependiendo de las características de la sección de río. Al igual que en los casos anteriores, se generaron los sedimentogramas diarios representativos de cada sector del río (para Chironta, Tocontasi, Poconchile y Ruta 5), para el gasto sólido de washload (GSW), de modo de observar el cambio a nivel diario en el régimen sedimentológico a lo largo del cauce.

A partir de los sedimentogramas diarios se desarrollaron las correspondientes curvas de duración del GSW y a partir de ellas se derivaron estadígrafos que describen la distribución en términos estadísticos y que son de importancia para caracterizar el régimen sedimentológico en cuanto a la componente de transporte de fondo para distintas probabilidades de excedencia y también como valor esperado.

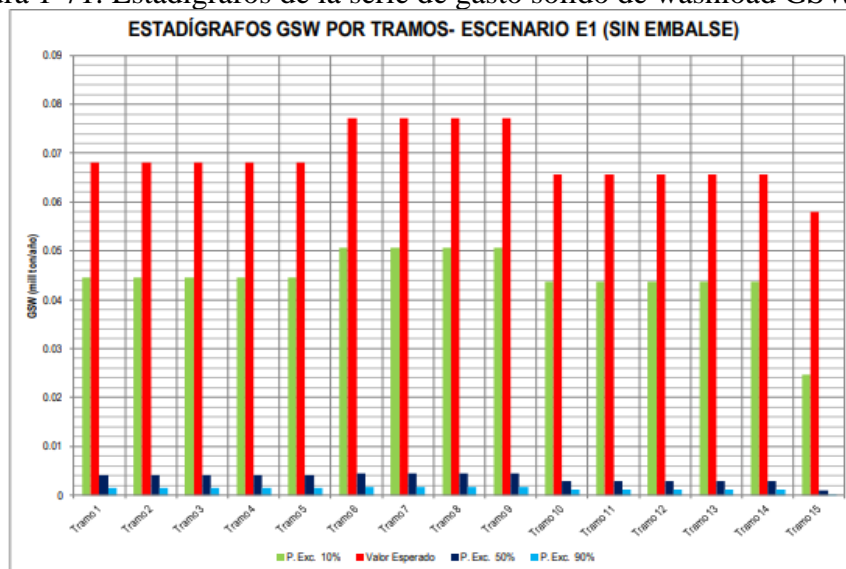
En la Tabla 1.50 se presentan las curvas de duración, a partir de las cuales se elaboró la Figura 1-71 que muestra gráficamente los valores del GSW (mill ton/año) asociados a probabilidades de excedencia 10%, 50% y 90% junto con el valor esperado de la serie diaria, para cada uno de los 15 tramos del río Lluta.

Tabla 1.50. Valores de la curva de duración GSW (mill ton/año). Escenario sin embalse (E1)

Pex	Chironta					Tocontasi				Poonchile					Ruta5
	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	T 6	T 7	T 8	T 9	T 10	T 11	T 12	T 13	T 14	T 15
0,001%	7,7735	7,7735	7,7735	7,7735	7,7735	8,8246	8,8246	8,8246	8,8246	7,6211	7,6211	7,6211	7,6211	7,6211	14,1572
0,1%	3,2152	3,2152	3,2152	3,2152	3,2152	3,6500	3,6500	3,6500	3,6500	2,5945	2,5945	2,5945	2,5945	2,5945	2,7992
0,5%	1,6632	1,6632	1,6632	1,6632	1,6632	1,8881	1,8881	1,8881	1,8881	1,5544	1,5544	1,5544	1,5544	1,5544	1,2600
1,0%	1,0106	1,0106	1,0106	1,0106	1,0106	1,1473	1,1473	1,1473	1,1473	1,0162	1,0162	1,0162	1,0162	1,0162	0,7351
2,0%	0,5076	0,5076	0,5076	0,5076	0,5076	0,5762	0,5762	0,5762	0,5762	0,5407	0,5407	0,5407	0,5407	0,5407	0,3720
5,0%	0,1390	0,1390	0,1390	0,1390	0,1390	0,1578	0,1578	0,1578	0,1578	0,1581	0,1581	0,1581	0,1581	0,1581	0,1073
10,0%	0,0445	0,0445	0,0445	0,0445	0,0445	0,0506	0,0506	0,0506	0,0506	0,0437	0,0437	0,0437	0,0437	0,0437	0,0246
15,0%	0,0205	0,0205	0,0205	0,0205	0,0205	0,0232	0,0232	0,0232	0,0232	0,0174	0,0174	0,0174	0,0174	0,0174	0,0071
20,0%	0,0116	0,0116	0,0116	0,0116	0,0116	0,0131	0,0131	0,0131	0,0131	0,0090	0,0090	0,0090	0,0090	0,0090	0,0034
25,0%	0,0084	0,0084	0,0084	0,0084	0,0084	0,0094	0,0094	0,0094	0,0094	0,0061	0,0061	0,0061	0,0061	0,0061	0,0023
30,0%	0,0068	0,0068	0,0068	0,0068	0,0068	0,0075	0,0075	0,0075	0,0075	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0017
40,0%	0,0051	0,0051	0,0051	0,0051	0,0051	0,0057	0,0057	0,0057	0,0057	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0012
50,0%	0,0041	0,0041	0,0041	0,0041	0,0041	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	0,0009
60,0%	0,0033	0,0033	0,0033	0,0033	0,0033	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0007
70,0%	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0004
75,0%	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0017	0,0017	0,0017	0,0017	0,0017	0,0004
80,0%	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0015	0,0015	0,0015	0,0015	0,0015	0,0003
85,0%	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0002
90,0%	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0017	0,0017	0,0017	0,0017	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0001
95,0%	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0012	0,0012	0,0012	0,0012	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	2,550E-05
98,0%	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0009	0,0009	0,0009	0,0009	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	8,388E-06
99,0%	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	2,489E-06
99,5%	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	1,456E-06
99,9%	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	1,489E-07
99,99%	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	6,353E-09
VE	0,0680	0,0680	0,0680	0,0680	0,0680	0,0771	0,0771	0,0771	0,0771	0,0657	0,0657	0,0657	0,0657	0,0657	0,0579

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-71. Estadígrafos de la serie de gasto sólido de washload GSW (E1).



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

En este caso, en el Tramo 15 las magnitudes del gasto sólido medio diario de washload oscilan entre 0,000 mill ton/año para una probabilidad de excedencia 90%, hasta 0,0025 mill ton/año para una de 10%, con valor 50% de 0,0009 mill ton/año y un valor esperado de 0,058 mill ton/año. Estas cifras representan valores no tan distintos frente a los gastos sólidos del Tramo 1, donde para una

probabilidad de excedencia 90% el GSW 0,0006 mill ton/año y de 0,045 mill ton/año para una de 10%, con valor 50% de 0,004 mill ton/año y un valor esperado de 0,068 mill ton/año.

Dado que esta componente de la carga de sedimentos finos (washload) sólo depende del caudal, únicamente se aprecian cambios en aquellos tramos en que existen variaciones en la hidrología. Los valores más altos del valor esperado de la serie de washload se alcanzan en el sector de Tocontasi (tramos 6 al 9) con más de 0,004 mill ton/año, mientras que los valores más bajos se presentan en el sector de Ruta 5 o desembocadura (Tramo 15) con más de 0,0025 mill ton/año.

Comparando los valores de washload con respecto a los obtenidos para el gasto total del lecho, se observa que el washload es muy inferior a las demás componentes sedimentológicas, representando aproximadamente un 5% del GSL.

#### 1.4.7.1.4 Componentes integradas de transporte de sedimento del lecho y washload

La carga total del sedimento en el río se obtiene sumando todas sus componentes, es decir, transporte de fondo y suspensión del lecho más el transporte de washload. Al igual que en los /casos anteriores, se generaron los sedimentogramas diarios representativos de cada sector del río (para Chironta, Tocontasi, Poconchile y Ruta 5), para el gasto sólido total (GST), de modo de observar el cambio a nivel diario en el régimen sedimentológico a lo largo del cauce.

A partir de los sedimentogramas diarios se desarrollaron las correspondientes curvas de duración del GSL y a partir de ellas se derivaron estadígrafos que describen la distribución en términos estadísticos y que son de importancia para caracterizar el régimen sedimentológico en cuanto a la componente de transporte de fondo para distintas probabilidades de excedencia y también como valor esperado.

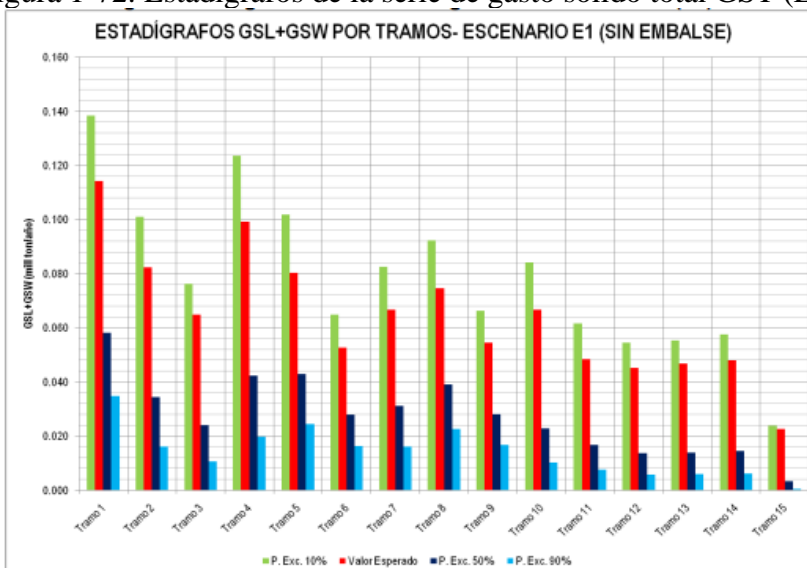
En la Tabla 1.51 se presentan las curvas de duración, a partir de las cuales se elaboró la Figura 1-72 que muestra gráficamente los valores del GSW (mill ton/año) asociados a probabilidades de excedencia 10%, 50% y 90% junto con el valor esperado de la serie diaria, para cada uno de los 15 tramos del río Lluta. Los valores de cada tramo corresponden al promedio en los subtramos que lo conforman

Tabla 1.51. Valores de la curva de duración GST= GSL+GSW (mill ton/año). Escenario E1

Pex	Chironta					Tocontasi				Poconchile					Ruta5
	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	T 6	T 7	T 8	T 9	T 10	T 11	T 12	T 13	T 14	T 15
0,001%	11,221	10,724	10,444	11,164	9,856	10,252	10,918	10,981	10,363	10,192	9,377	9,564	9,773	9,732	16,337
0,1%	5,099	4,816	4,620	5,088	4,384	4,419	4,794	4,805	4,484	3,806	3,435	3,479	3,541	3,546	3,431
0,5%	2,870	2,680	2,535	2,867	2,430	2,380	2,621	2,624	2,421	2,404	2,148	2,164	2,199	2,208	1,607
1,0%	1,876	1,733	1,619	1,873	1,571	1,501	1,672	1,675	1,530	1,650	1,462	1,465	1,486	1,496	0,968
2,0%	1,058	0,959	0,878	1,052	0,874	0,804	0,909	0,915	0,820	0,953	0,832	0,825	0,836	0,844	0,514
5,0%	0,383	0,329	0,287	0,371	0,311	0,263	0,303	0,313	0,268	0,340	0,288	0,278	0,281	0,285	0,166
10,0%	0,179	0,141	0,117	0,164	0,142	0,111	0,128	0,138	0,112	0,124	0,101	0,094	0,095	0,097	0,046
15,0%	0,123	0,091	0,071	0,107	0,096	0,070	0,081	0,091	0,071	0,068	0,054	0,049	0,049	0,050	0,019
20,0%	0,100	0,070	0,053	0,084	0,077	0,054	0,062	0,071	0,054	0,050	0,039	0,034	0,034	0,035	0,011
25,0%	0,088	0,060	0,045	0,072	0,067	0,046	0,053	0,062	0,046	0,041	0,032	0,027	0,028	0,029	0,008
30,0%	0,080	0,053	0,039	0,064	0,061	0,041	0,047	0,056	0,042	0,036	0,028	0,024	0,024	0,025	0,007
40,0%	0,069	0,043	0,032	0,053	0,052	0,035	0,039	0,048	0,035	0,030	0,022	0,019	0,019	0,020	0,005
50,0%	0,061	0,037	0,027	0,045	0,046	0,031	0,034	0,042	0,031	0,025	0,019	0,016	0,016	0,016	0,004
60,0%	0,054	0,032	0,023	0,039	0,041	0,028	0,030	0,037	0,028	0,021	0,016	0,013	0,013	0,014	0,003
70,0%	0,049	0,027	0,019	0,033	0,036	0,024	0,026	0,033	0,025	0,018	0,013	0,011	0,011	0,012	0,002
75,0%	0,046	0,025	0,017	0,030	0,034	0,023	0,024	0,031	0,023	0,016	0,012	0,010	0,010	0,010	0,002
80,0%	0,043	0,023	0,016	0,028	0,031	0,021	0,022	0,029	0,022	0,015	0,011	0,009	0,009	0,009	0,001
85,0%	0,040	0,020	0,014	0,025	0,029	0,020	0,020	0,027	0,020	0,013	0,010	0,008	0,008	0,008	0,001
90,0%	0,036	0,017	0,012	0,021	0,025	0,017	0,017	0,024	0,018	0,011	0,008	0,006	0,007	0,007	4,790E-04
95,0%	0,029	0,012	0,008	0,015	0,020	0,014	0,013	0,019	0,014	0,008	0,006	0,005	0,005	0,005	1,853E-04
98,0%	0,025	0,009	0,006	0,011	0,016	0,011	0,010	0,015	0,012	0,006	0,004	0,003	0,003	0,004	8,234E-05
99,0%	0,022	0,007	0,004	0,009	0,013	0,009	0,008	0,013	0,010	0,004	0,003	0,003	0,003	0,003	3,690E-05
99,5%	0,019	0,005	0,003	0,006	0,011	0,008	0,007	0,011	0,009	0,003	0,003	0,002	0,002	0,002	2,102E-05
99,9%	0,015	0,003	0,002	0,004	0,008	0,006	0,004	0,007	0,007	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	6,761E-06
100,0%	0,012	0,002	0,001	0,002	0,006	0,004	0,003	0,005	0,005	0,001	0,001	0,000	0,001	0,001	1,336E-06
VE	0,178	0,147	0,129	0,163	0,145	0,126	0,140	0,148	0,127	0,129	0,111	0,107	0,109	0,110	0,078

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-72. Estadígrafos de la serie de gasto sólido total GST (E1).



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

En la Figura 1-72 se observa que el transporte de sedimentos total mantiene el mismo comportamiento que lo obtenido en el transporte total de lecho, en cuanto a la variabilidad entre tramos consecutivos, debido a que el transporte total equivale a la suma de este con el transporte por washload.

Considerando la poca influencia que tiene el washload con respecto al transporte del lecho se observa que se conservan aproximadamente los mismos valores de transporte sólido total del lecho para el transporte sólido total.

Al igual que en las demás componentes del lecho, las menores magnitudes de transporte de sedimentos se aprecian en el Tramo 15 (cercano a la desembocadura) y los valores que representan mayor capacidad de transporte son los del Tramo 1, seguidos del Tramo 4.

En efecto, para el gasto sólido total de 10% de probabilidad de excedencia, en el Tramo 1 el valor es 0,179 mill ton/año en cambio en el Tramo 15 es de 0,046 mill ton/año, equivalente al 26% del primero; para probabilidad de excedencia 50% en el Tramo 1 el valor es 0,061 mill ton/año y en el Tramo 15, 0,004 mill ton/año, equivalente a 7% del primero; para 90% de probabilidad de excedencia, en el Tramo 1 el valor es 0,036 mill ton/año y en el Tramo 15 es 0,0005 mill ton/año, equivalente a 1,4% del primero; para el VE en el Tramo 1 el valor es 0,178 mill ton/año y en el Tramo 15, 0,078 mill ton/año, equivalente a 44% del primero.

## 1.4.8 Simulaciones del régimen sedimentológico de crecidas (8)

### 1.4.8.1 Transporte de fondo

Utilizando el mismo modelo de transporte de sedimentos usado para el análisis de los caudales diarios se obtuvieron los GSF asociados a los hidrogramas de crecidas definidas para periodos de retorno de T=2 a 100 años, en los 4 puntos de control hidrológico en cada uno de los 15 tramos en que se dividió el río entre la sección del muro Chironta y la desembocadura en la playa Las Machas.

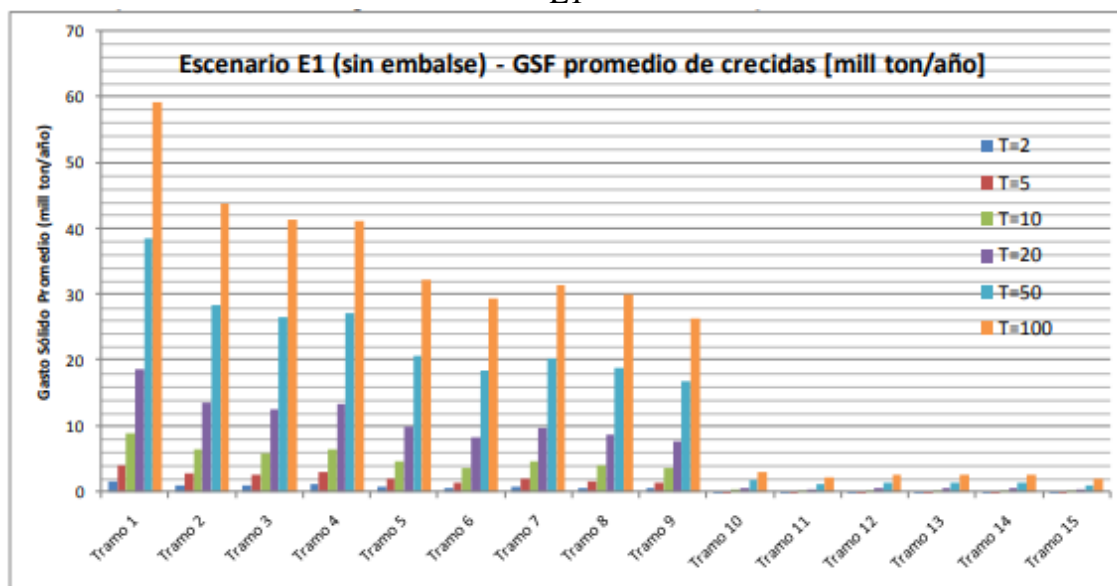
En la Tabla 1.52 y en la Figura 1-73 se resumen los valores peak del GSF de los sedimentogramas de cada crecida para distintos periodos de retorno y cada tramo del río, expresados en millones de ton/año, para el escenario E1.

Tabla 1.52. GSF peak de sedimentogramas de crecidas [mill ton/año] Escenario E1

Sector	Chironta-Tocontasi					Tocontasi-Poconchile				Poconchile-Ruta 5					Ruta5 - Desembocadura
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10	T11	T12	T13	T14	T15
2	1,55	1,10	0,98	1,20	0,78	0,53	0,77	0,59	0,54	0,04	0,02	0,03	0,03	0,02	0,01
5	4,02	2,89	2,61	3,04	2,06	1,53	2,07	1,68	1,52	0,10	0,06	0,07	0,07	0,07	0,04
10	8,78	6,36	5,81	6,47	4,58	3,63	4,58	3,89	3,50	0,27	0,16	0,19	0,20	0,19	0,13
20	18,65	13,61	12,59	13,43	9,89	8,29	9,79	8,71	7,76	0,70	0,45	0,54	0,55	0,53	0,37
50	38,56	28,37	26,54	27,13	20,78	18,39	20,38	18,95	16,75	1,74	1,18	1,40	1,42	1,37	1,06
100	59,35	43,85	41,32	41,17	32,27	29,48	31,47	30,04	26,43	3,11	2,18	2,58	2,59	2,54	1,97

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-73. GSF peak de sedimentogramas de crecidas de distintos periodos de retorno. Escenario E1



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

De la Tabla 1.52 y de la Figura 1-73 se aprecia un comportamiento esperado para el GSF para cada periodo de retorno, en relación a los resultados para caudales medios. Es decir, el GSF va disminuyendo a medida que se avanza a lo largo del río, llegando a valores mínimos en el Tramo 15. Sin embargo, a diferencia de lo observado en los gastos sólidos de fondo de regímenes diarios, las variaciones tramo a tramo de las crecidas son menos notorias (con excepción de la observada entre el tramo 1 y el tramo 2) y quedan determinadas principalmente por el sector que se está analizando, puesto que el hidrograma de crecidas utilizado varía entre cada sector. En particular, en los sectores ubicados más hacia aguas abajo del río (Poconchile-Ruta5 y Ruta5 y desembocadura), el hidrograma de crecidas sufre importantes atenuaciones respecto al hidrograma de crecida a la salida del embalse, lo cual afecta directamente al gasto sólido de fondo estimado en estos sectores.

#### 1.4.8.1.1 Transporte en suspensión del lecho

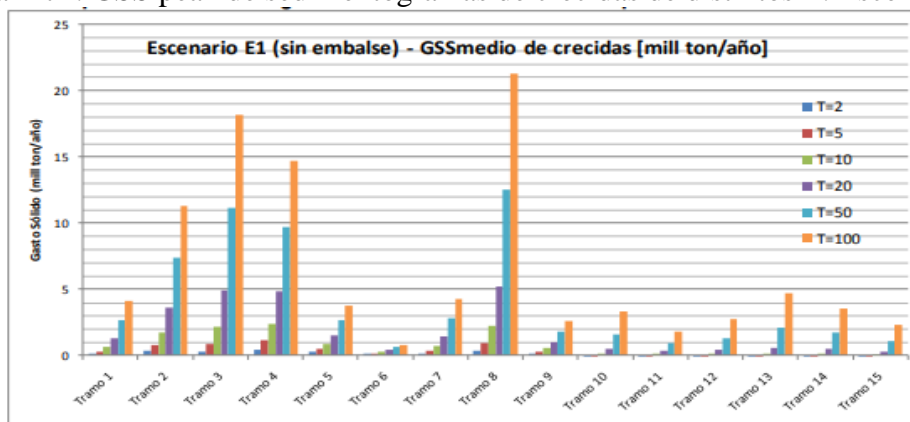
Utilizando el mismo modelo de transporte de sedimentos usado para el análisis de régimen de caudales diarios se obtuvieron los GSS asociados a los hidrogramas de crecidas definidas para periodos de retorno de T=2 a 100 años, en los 4 puntos de control hidrológico en cada uno de los 15 tramos en que se dividió el río. En la Tabla 1.53 y en la Figura 1-74 se resumen los valores peak del GSS de los sedimentogramas de cada crecida para distintos periodos de retorno y cada tramo del río, expresados en millones de ton/año, para el escenario E1.

Tabla 1.53. GSS peak de sedimentogramas de crecidas [mill ton/año] Escenario E1

Sector	Chironta-Tocontasi					Tocontasi-Poconchile				Poconchile-Ruta 5					Ruta5 - Desembocadura
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10	T11	T12	T13	T14	T15
2	0,16	0,35	0,33	0,48	0,27	0,12	0,17	0,38	0,15	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
5	0,34	0,85	0,92	1,15	0,51	0,19	0,37	0,96	0,30	0,04	0,04	0,03	0,04	0,04	0,02
10	0,66	1,77	2,15	2,40	0,89	0,29	0,73	2,22	0,55	0,14	0,12	0,12	0,15	0,15	0,08
20	1,31	3,65	4,95	4,88	1,56	0,43	1,43	5,25	1,01	0,50	0,34	0,41	0,59	0,53	0,30
20	2,67	7,39	11,18	9,74	2,71	0,63	2,83	12,52	1,83	1,60	0,93	1,33	2,13	1,71	1,09
100	4,13	11,28	18,19	14,70	3,79	0,79	4,27	21,27	2,62	3,32	1,79	2,76	4,71	3,55	2,32

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-74. GSS peak de sedimentogramas de crecidas de distintos T. Escenario E1



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

De las Tabla 1.53 y Figura 1-74, se aprecia un comportamiento muy diferente con respecto al gasto sólido de suspensión en crecidas y relativamente distinto a lo observado en el régimen diario para el transporte en suspensión. En efecto, se aprecia que los tramos con máximo transporte de sedimentos en suspensión cambian con respecto al régimen diario. Sin embargo, el tramo 8 en ambos casos (régimen diario y de crecidas) posee la mayor tasa de transporte de sedimento en suspensión, lo cual puede ser atribuido directamente a la hidráulica y granulometría de este tramo en particular, con respecto a los demás tramos.

#### 1.4.8.1.2 Transporte total del lecho

Al igual que el caso de caudales diarios, se obtuvieron los valores de GSL como la suma de los gastos sólidos de fondo más suspensión (GSF+GSS). Pero en este caso, se encuentran asociados a los hidrogramas de crecidas definidas para periodos de retorno de T=2 a 100 años, en los 4 puntos de control hidrológico en cada uno de los 15 tramos en que se dividió el río.

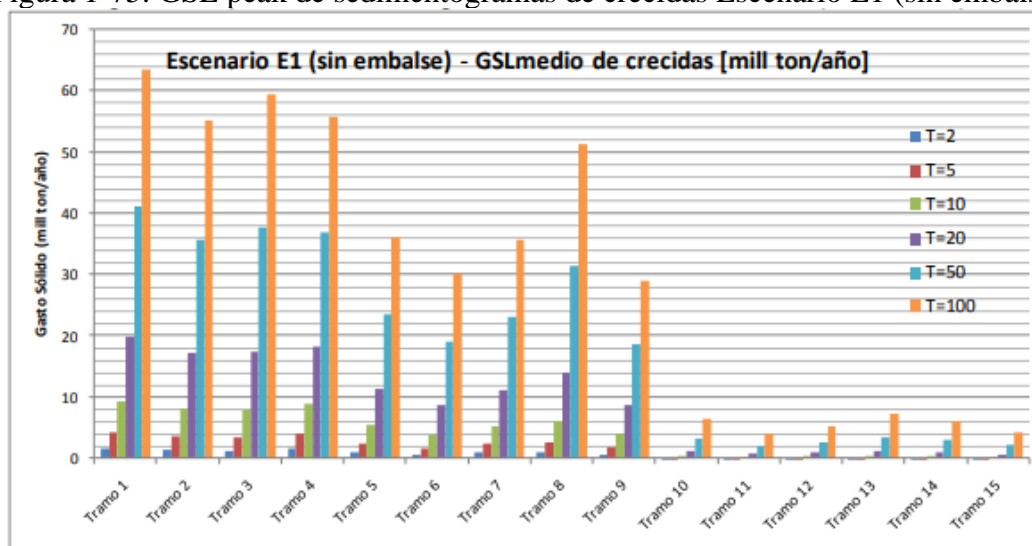
En la Tabla 1.54 y en la Figura 1-75 se resumen los valores peak del GSL de los sedimentogramas de cada crecida para distintos periodos de retorno y cada tramo del río, expresados en millones de ton/año, para el escenario E1.

Tabla 1.54. GSL peak de sedimentogramas de crecidas [mill ton/año] Escenario E1

Sector	Chironta-Tocontasi					Tocontasi-Poconchile				Poconchile-Ruta 5				Ruta 5-Desembocadura	
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10	T11	T12	T13	T14	T15
2	1,71	1,46	1,31	1,68	1,04	0,64	0,94	0,97	0,69	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,02
5	4,36	3,74	3,53	4,19	2,57	1,73	2,44	2,64	1,83	0,14	0,10	0,10	0,11	0,11	0,07
10	9,43	8,13	7,96	8,87	5,47	3,92	5,30	6,11	4,05	0,41	0,28	0,31	0,35	0,34	0,21
20	19,96	17,26	17,54	18,31	11,44	8,72	11,23	13,96	8,77	1,20	0,79	0,95	1,14	1,05	0,67
50	41,23	35,75	37,72	36,87	23,48	19,02	23,21	31,48	18,58	3,34	2,11	2,73	3,55	3,08	2,15
100	63,47	55,13	59,51	55,87	36,06	30,26	35,73	51,31	29,05	6,43	3,97	5,34	7,29	6,09	4,29

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-75. GSL peak de sedimentogramas de crecidas Escenario E1 (sin embalse)



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

De la Tabla 1.54 y de la Figura 1-75 se aprecia un comportamiento esperado para el GSL para cada periodo de retorno, en relación a los resultados presentados para caudales medios, ya que la mayor tasa de transporte se concentra en los tramos del sector Chironta-Tocontasi, debido a su alta tasa de transporte de fondo y el tramo 8 del sector Tocontasi-Poconchile, debido a su alta tasa de transporte en suspensión.

#### 1.4.8.2 Transporte de washload

Utilizando un modelo distinto de transporte de sedimentos usado para el análisis de régimen de caudales diarios se obtuvieron los GSW asociados a los hidrogramas de crecidas definidas para periodos de retorno de T=2 a 100 años, en los 4 puntos de control hidrológico en cada uno de los 15 tramos en que se dividió el río entre la sección del muro Chironta y la desembocadura en la playa Las Machas.

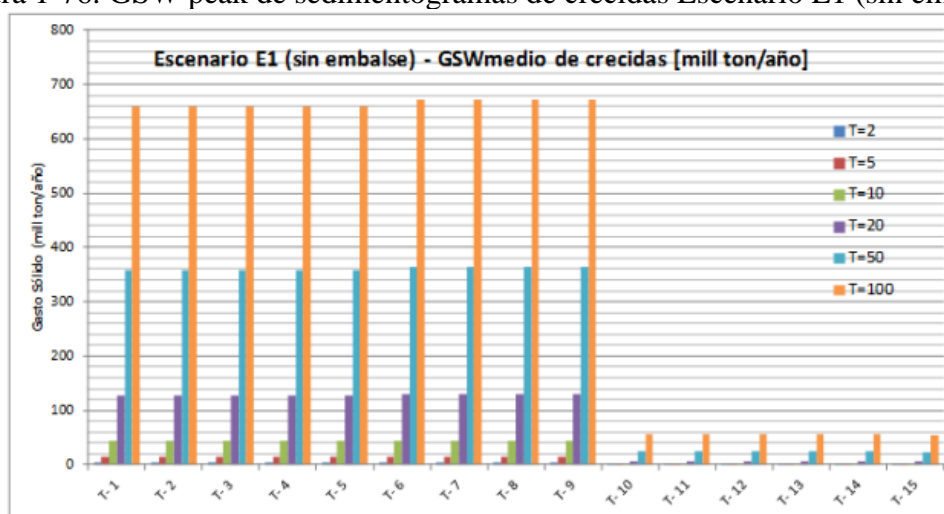
En la Tabla 1.55 y en la Figura 1-76 se resumen los valores peak del GSW de los sedimentogramas de cada crecida para distintos periodos de retorno y cada tramo del río, expresados en millones de ton/año, para el escenario E1.

Tabla 1.55. GSW peak de sedimentogramas de crecidas [mill ton/año] Escenario E1

Sector	Chironta-Tocontasi					Tocontasi-Poconchile				Poconchile-Ruta 5					Ruta5-Desem.
	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	T-7	T-8	T-9	T-10	T-11	T-12	T-13	T-14	T-15
2	3,73	3,73	3,73	3,73	3,73	3,69	3,69	3,69	3,69	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,07
5	14,49	14,49	14,49	14,49	14,49	14,74	14,74	14,74	14,74	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,29
10	43,74	43,74	43,74	43,74	43,74	44,77	44,77	44,77	44,77	1,36	1,36	1,36	1,36	1,36	1,24
20	127,3	127,3	127,3	127,3	127,3	130,1	130,1	130,1	130,1	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	5,4
50	357,1	357,1	357,1	357,1	357,1	364,8	364,8	364,8	364,8	24,2	24,2	24,2	24,2	24,2	23,1
100	658,2	658,2	658,2	658,2	658,2	671,5	671,5	671,5	671,5	56,9	56,9	56,9	56,9	56,9	53,1

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-76. GSW peak de sedimentogramas de crecidas Escenario E1 (sin embalse)



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

De la Tabla 1.55 y de la Figura 1-76 se observa lo mismo que para el régimen hidrológico diario. Dado que la metodología para estimar esta componente considera un modelo único para todo el río, no se observa la variabilidad del gasto sólido de washload de un tramo a otro que se presenta en el transporte de fondo y en suspensión, si no que la variabilidad longitudinal queda dada por los cambios de hidrología en los distintos segmentos del río.

### 1.4.8.3 Transporte Total

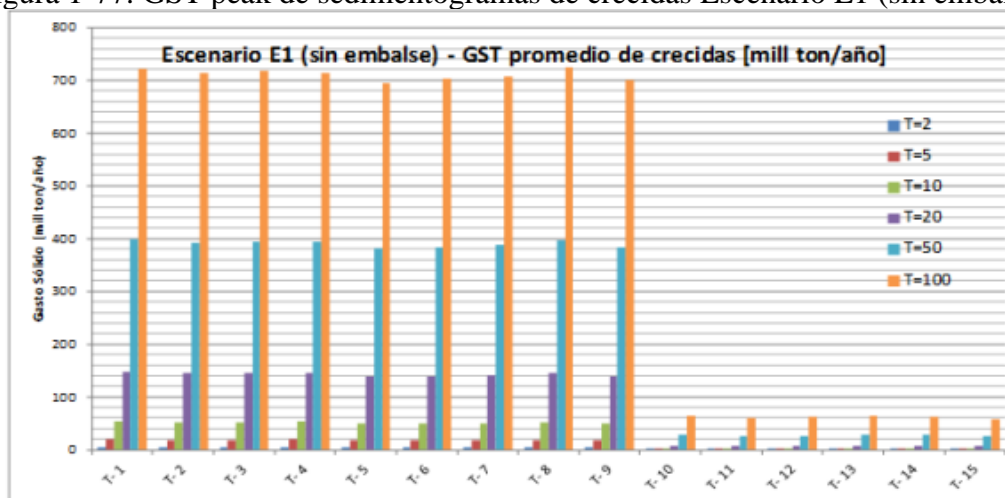
Se obtuvieron los valores de GST como la suma de los gastos sólidos de lecho más washload (GSL+GSW). Pero en este caso, se encuentran asociados a los hidrogramas de crecidas definidas para periodos de retorno de T=2 a 100 años, en los 4 puntos de control hidrológico en cada uno de los 15 tramos en que se dividió el río. En la Tabla 1.56 y en la Figura 1-77 se resumen los valores peak del GST de los sedimentogramas de cada crecida para cada tramo del río, expresados en millones de ton/año, para el escenario E1.

Tabla 1.56. GST peak de sedimentogramas de crecidas [mill ton/año] Escenario E1

Sector	Chironta-Tocontasi					Tocontasi-Poconchile				Poconchile-Ruta 5				Ruta5 - Desembocadura	
	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	T-7	T-8	T-9	T-10	T-11	T-12	T-13	T-14	T-15
2	5,44	5,18	5,04	5,41	4,77	4,33	4,63	4,66	4,38	0,13	0,11	0,11	0,12	0,12	0,09
5	18,85	18,24	18,02	18,69	17,07	16,47	17,18	17,38	16,56	0,47	0,42	0,43	0,44	0,44	0,36
10	53,17	51,87	51,70	52,60	49,21	48,69	50,07	50,88	48,82	1,77	1,64	1,67	1,71	1,70	1,45
20	147,2	144,5	144,8	145,6	138,7	138,87	141,38	144,11	138,92	7,21	6,80	6,96	7,15	7,07	6,11
50	398,3	392,8	394,8	394,0	380,6	383,8	388,0	396,2	383,3	27,5	26,3	26,9	27,7	27,3	25,24
100	721,6	713,3	717,6	714,0	694,2	701,8	707,2	722,8	700,5	63,3	60,9	62,2	64,2	63,0	57,44

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-77. GST peak de sedimentogramas de crecidas Escenario E1 (sin embalse)



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

De la Tabla 1.56 y de la Figura 1-77 se observa que la mayor tasa de transporte se concentra en los tramos del sector Chironta-Tocontasi, debido a su alto gasto sólido de fondo y en el Tramo 8 del sector Tocontasi- Poconchile, debido a su alto gasto sólido en suspensión. Sin embargo, este efecto es menos apreciable en el sector de la Ruta 5, cercano a la desembocadura en Las Machas, ya que se observan los menores valores de todo el tramo estudiado.

Estos resultados se ven influenciados principalmente por el transporte de washload, particularmente en los tramos de aguas arriba (T1 a T9) que se aprecian más uniformes que para el régimen diario, con una significativa caída a partir del tramo T10 que se prolonga hacia aguas abajo con una uniformidad similar.

## **1.5 Consultoría PM-29: Plan Maestro De Aguas Lluvias de Arica. Manejo de los Cauces de los Ríos Lluta y San José y sus Desembocaduras. Arica, I Región"**

La Consultoría PM-29 considera los tres temas siguientes:

1. Plan Maestro de Aguas Lluvias de la Ciudad de Arica
2. Plan de Manejo de Cauces de los Ríos Lluta y San José
3. Plan para la Regularización y Optimización de las Desembocaduras de los Ríos Lluta y San José

El Informe Final de la consultoría fue dividido en 7 tomos:

- Tomo 1: Resumen Ejecutivo General del Estudio
- Tomo 2: Plan Maestro de Aguas Lluvias de Arica
- Tomo 3: Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca del río Lluta
- Tomo 4: Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca del río San José
- Tomo 5: Optimización de Desembocaduras y Entorno Costero Río Lluta y San José
- Tomo 6: Estudio Ambiental Preliminar Plan de Manejo de Cauces Río Lluta y San José.
- Tomo 7: Participación Ciudadana

La atención se centra en los Tomos 1: Resumen Ejecutivo General del Estudio. Tomo 3: Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca del río Lluta y Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca del río San José.

En relación a los demás temas abordados, se señala lo siguiente.

- El Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias de la ciudad de Arica, permitirá definir su red de drenaje, identificar y caracterizar los principales problemas causados por las inundaciones ya sea por precipitaciones en la zona urbana o por desbordes en el río San José y Lluta, y proponer las soluciones adecuadas para resolver estos problemas, debidamente priorizadas, según lo indicado en la Ley N° 19.525 publicada en el año 1997.
- El Estudio Ambiental Preliminar Plan de Manejo de Cauces Río Lluta y San José aborda la componente ambiental con un enfoque integral y estratégico a fin que sus obras se ejecuten dentro de un marco ambientalmente sustentable, contemplando evaluar en forma individual y luego integrada los componentes de esta consultoría.
- La sección de Participación Ciudadana trata de los aportes y observaciones que hace la ciudadanía a través de sus conocimientos y experiencias en relación a eventos de aguas lluvias al estudio del Plan Maestro de Aguas Lluvias de la ciudad de Arica y zonas de expansión, al Plan de Manejo de Cauces para los ríos San José y Lluta, al Plan para la Regularización y Optimización de las Desembocaduras de los ríos San José y Lluta, y al estudio de Prefactibilidad para la Relocalización de la Caleta de Pescadores Artesanales de Arica.

El Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca de los Ríos Lluta y San José se orienta hacia la entrega de una solución integral al manejo de 52 km de cada cauce. Este plan de manejo del río, se concibe como un programa de protección y estabilización de riberas y un programa de control de las crecidas. En este contexto, también se concibe establecer zonas de riesgo en las planicies de inundación, preservar el Bien Nacional de Uso Público, lo que implica el uso responsable de los terrenos ribereños.

Las obras que se proponen tienen por objetivo evitar los desbordes en los cauces de los ríos Lluta y San José, evitándose con ello la socavación del lecho y la erosión de las riberas. Los tramos que involucran los proyectos, corresponden a aquellos que comprometen sectores poblados y obras de infraestructura (camino, puentes, canales, etc.).

En este estudio se elaboró un plan de manejo del río Lluta y otro para el río San José. Los planes se conciben como un documento orientador tanto de las acciones estructurales (obras fluviales y marítimas) como no estructurales (acuerdos, procedimientos) que deben aplicarse en los cauces de la cuenca para lograr los objetivos que se plantean. El estudio se encuentra inserto en una política del gobierno tendiente a generar instrumentos de planificación participativa e interinstitucional en las cuales se enmarquen las acciones propuestas. Para el cumplimiento de lo anterior, se han organizado diversas actividades de participación ciudadana a lo largo del estudio.

El Plan de Manejo Técnico de los ríos Lluta y San José tiene como objetivo principal permitir un manejo integrado por parte de todos los actores que se relacionan con estos cauces, considerando los aspectos de explotaciones de áridos, delimitación de zonas de inundación, deslindes, obras de protección fluvial, obras de arte, bocatomas, canales e infraestructura vial.

Los objetivos específicos fueron:

- Recopilar y analizar toda la información disponible relacionada con cada uno de los temas relacionados con el estudio.
- Realizar una descripción de la cubierta vegetal de la cuenca, con especial detalle de la parte alta, y analizar y proponer acciones que permitan un mejor manejo hidráulico de los cauces.
- Ejecutar un diagnóstico de la situación actual respecto de los principales problemas de inundaciones, erosión de riberas, pérdida de suelos, daños a la infraestructura (camino, puentes, obras de protección, obras de arte, etc.) de los cauces naturales.
- Analizar diferentes escenarios de posibles soluciones (obras de control de caudales y sedimentos en ambas cuencas, obras en una sola cuenca, sólo obras en la desembocadura o alternativas mixtas, etc.) y su plan de inversiones.
- Elaborar un plan de acciones, de obras hidráulicas y estrategias de acción, para el manejo del cauce del río San José y del río Lluta.
- Realizar un completo catastro y evaluación de la situación actual y perspectivas futuras de las extracciones de áridos, y una proposición de medidas de acción en este tema.
- Elaborar una proposición para la regulación del uso y normativas para el manejo y explotación de los cauces.
- Establecer el régimen de la morfodinámica litoral.

- Seleccionar, mediante modelos numéricos la forma de las obras de ingeniería civil indispensables para el control sedimentológico del puerto de Arica y de las playas de la ciudad.

El diagnóstico que a continuación se presenta del comportamiento de los cauces, corresponde al cálculo del eje hidráulico de ambos cauces y el cálculo de los parámetros de mecánica fluvial: transporte de sedimento y socavaciones. Para el cálculo del eje hidráulico se empleó el programa Hec Ras versión 3.1.1 (mayo 2003).

### 1.5.1 Diagnóstico Situación Actual Ríos Lluta

A continuación, se presenta el resumen del diagnóstico del comportamiento hidráulico y mecánico fluvial del río Lluta.

- El cauce comprendido en la zona de expansión urbana, no presentan problemas de desbordes para el caudal de 600 m<sup>3</sup>/s. A continuación, se presentan la capacidad de los puentes, considerando una revancha de 1,0 m bajo la viga.

Tabla 1.57. Resumen Capacidad Puentes Considerando Criterio De Revancha Río Lluta

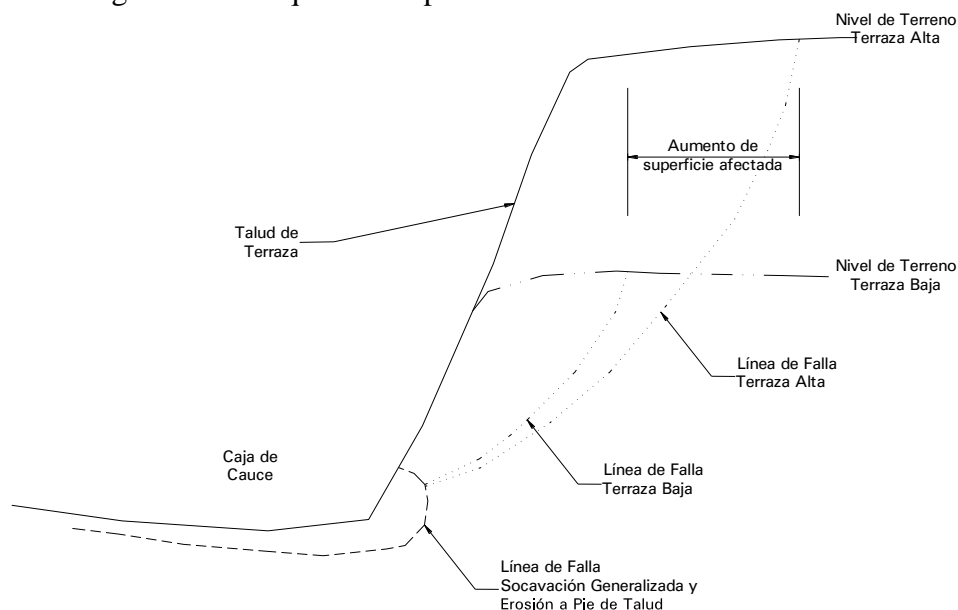
PUENTE	COTA INFERIOR VIGA (m)	COTA AGUA (m)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	T <sup>(1)</sup> (años)
FFCC Arica - La Paz	51,41	50,20	600	100
Chacalluta Oriente	54,05	52,99	2.250	570
Chacalluta Poniente	53,19	52,19	1.970	495
FFCC Arica - Tacna	38,53	37,43	1.510	496
Alcantarilla Las Machas	3,95	3,15	66	8

- (1) El período de retorno asociado, se obtiene del gráfico del análisis de frecuencia realizado en la etapa de estudios básicos.  
(2) Criterio de revancha: cota de viga 1,0 m superior a la cota de agua máx.

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Los problemas generados por las crecidas tienen relación con la erosión al pie de los taludes y su consecuente desmoronamiento. No hay problemas de desbordes. El grado de incidencia de lo anterior está en función directa de la altura de la terraza fluvial, ya que la magnitud de los daños por erosión o socavación de las riberas será mayor para las terrazas más altas como se aprecia en la siguiente figura.

Figura 1-78. Esquema del proceso de socavación de las riberas



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

- El déficit en el suministro de sedimento a la zona urbana de los ríos por parte de los tramos de cauce superior, puede indicar que este sector presenta condiciones favorables para la erosión, socavación y/o degradación del lecho. Lo anterior junto a la granulometría extendida del sedimento que constituye el lecho, favorece el desarrollo del fenómeno de acorazamiento del cauce.

En el río Lluta, los problemas dominantes son por peligro de erosión de la base de las terrazas de mayor altura y las elevadas velocidades. Se adoptarán como segmentos del río que requieren de obras sólo si comprometen infraestructura vial, eléctrica, poblados u otras estructuras de importancia. En los sectores "críticos" necesariamente deberán contemplar obras de protección o que amortigüen la velocidad, con el fin de evitar desprendimientos y aumento del transporte del material en suspensión.

### 1.5.2 Diagnóstico Situación Actual Ríos San José

A continuación, se presenta el resumen del diagnóstico del comportamiento hidráulico y mecánico fluvial del río San José.

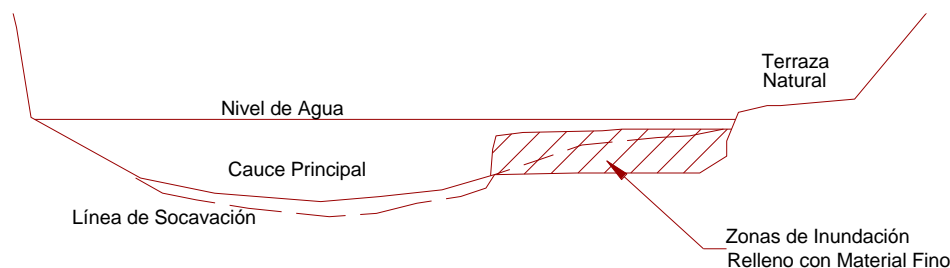
- El río San José, al igual que la Quebrada de Acha, en el tramo urbano en forma global posee la capacidad suficiente para conducir las respectivas crecidas de período de retorno 100 años, existiendo sectores críticos puntuales como son los puentes. Del siguiente cuadro, se destaca que ningún puente está diseñado para conducir bajo sus vigas, caudales con período de retorno mayores a 50 años.

Tabla 1.58. Resumen Capacidad Puentes Considerando Criterio de revancha Río San José

PUENTE	COTA INFERIOR VIGA (m)	COTA AGUA (m)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	T (años)
Capitán Ávalos Oriente	57,05	55,96	258	50
Capitán Ávalos Poniente	57,06	55,84	258	50
Tucapel	39,28	38,22	200	31
Pedro Aguirre Cerda	29,96	28,93	240	44
Alejandro Azolas	27,40	26,36	215	35
Santa María	18,57	17,54	350	90
Comandante San Martín	7,89	6,86	185	26
FFCC Arica - La Paz	6,90	5,47	86	8
FFCC Arica - Tacna	4,85	3,84	26	4

- Existe una planicie inmediatamente aguas arriba del puente Luis Berreta, que, en caso de crecida, es empleada como zona de inundación. Cualquier intervención que se proyecte en estos terrenos, deberá ser analizada detenidamente para verificar que no influya hidráulicamente sobre el cauce y genere desbordes.
- En la zona urbana, para caudal superior a 200 m<sup>3</sup>/s se producen velocidades elevadas de escurrimiento, lo que implica un alto potencial de socavación en los puentes y de erosión de las riberas, especialmente por la irregularidad de la sección transversal. Lo último reviste mayor importancia en los sectores donde se han establecido poblaciones colindantes con la caja del cauce.
- La mayoría de los puentes son antiguos, su estado de conservación no es satisfactorio y constituyen una seria obstrucción al escurrimiento del río San José. Además, las bases de las cepas están fuertemente socavadas.
- Existe una gran actividad de extracción de áridos desde la caja del río, lo que reduce su capacidad hidráulica y aumenta el arrastre de sedimento.
- En el tramo aguas arriba de la confluencia y hasta el sector de Las Maitas, el cauce se encuentra estrecho por el terreno agrícola que se ha extendido hacia dentro de la caja del río, y por lo tanto no posee la capacidad suficiente para conducir el total de la crecida. Sin embargo, los desbordes no alcanzan grandes extensiones ya que la carga de agua que genera dicho desborde, no supera 1,0 m de altura y fluye muy baja velocidad, por lo que no posee la energía suficiente para escurrir y superar la resistencia de los suelos con cultivos y frutales.
- Existe gran extensión de terreno de la caja del cauce que se ha ocupado para la agricultura, por medio de uso de relleno, principalmente material fino como limo arenoso. Por lo tanto, son sectores más vulnerables frente a las crecidas. En la Figura 1-79 se ilustra el fenómeno de erosión que se produce en las riberas constituidas por rellenos.

Figura 1-79. Esquema del proceso de erosión de riberas de relleno



- El sedimento que puede ingresar por los cauces a la zona urbana de Arica es evacuado inmediatamente al mar por la mayor capacidad de transporte que presenta este sector, constituyéndose el cauce en vía de tránsito y evacuación del sedimento aportado por su cuenca.
- El déficit en el suministro de sedimento a la zona urbana de los ríos por parte de los tramos de cauce superior, puede indicar que este sector presenta condiciones favorables para la erosión, socavación y/o degradación del lecho. Lo anterior junto a la granulometría extendida del sedimento que constituye el lecho, favorece el desarrollo del fenómeno de acorazamiento del cauce.

## 1.6 Revisión Tomo 3 del Plan De Manejo del Cauce para la Cuenca del Río Lluta

El Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca del Río Lluta se orienta hacia la entrega de una solución integral al manejo de 60 km del cauce. Este plan de manejo del río, se concibe como un programa de protección y estabilización de riberas y un programa de control de las crecidas. En este contexto, también se concibe establecer zonas de riesgo en las planicies de inundación, preservar el Bien Nacional de Uso Público, lo que implica el uso responsable de los terrenos ribereños.

Las obras que se proponen tienen por objetivo evitar los desbordes en el cauce del río Lluta, evitando la socavación del lecho y la erosión de las riberas. Los tramos que involucran los proyectos, corresponden a aquellos que comprometen sectores poblados y obras de infraestructura (caminos, puentes, canales, etc.).

En este estudio se elaboró un plan de manejo del río Lluta. Los planes se conciben como un documento orientador tanto de las acciones estructurales (obras fluviales y marítimas) como no estructurales (acuerdos, procedimientos) que deben aplicarse en los cauces de la cuenca para lograr los objetivos que se plantean.

### 1.6.1 Diagnóstico

Las conclusiones principales respecto al manejo del río San José, se resume en los siguientes problemas:

- El río se desborda e inunda las zonas ribereñas del tramo de la desembocadura, aguas abajo de la terraza donde se encuentra Villa La Frontera. Lo anterior se ve reflejado para caudales superiores a 210 m<sup>3</sup>/s, es decir a partir de T = 25 años. Este sector del río corresponde a una zona incluida en el área de expansión urbana de la ciudad de Arica. La alcantarilla del puente Las Machas, en la desembocadura del río Lluta, tiene una capacidad máxima de 160 m<sup>3</sup>/s. Es decir, la zona de expansión de la ciudad de Arica se inunda para eventos con período de retorno superior a 25 años.
- El resto del cauce comprendido en la zona de expansión urbana, no presentan problemas de desbordes para el caudal de 600 m<sup>3</sup>/s.
- En muchas secciones el escurrimiento tiene velocidades muy altas, lo que indica claramente que el potencial de erosión es alto, principalmente para caudales iguales o superiores a los 210 m<sup>3</sup>/s. Para este caudal, las velocidades en el cauce superan en muchas secciones los 3 m/s, lo que corresponde a una velocidad que puede provocar serios problemas de erosión en las riberas del cauce.
- Todos los puentes, excepto el FFCC Arica-La Paz en Panamericana, fueron reemplazados por nuevas estructuras sin cepas. Por lo que estructuralmente están en buen estado y poseen la capacidad para caudales de período de retorno mayor a 100 años.
- En el tramo final, existe una actividad menor de extracción de áridos desde la caja del río, ya que el fuerte de esta actividad se realiza en las riberas.
- La superficie inundada con probabilidad de excedencia 0,1%, no supera 100 há, de los cuales 42 há son de uso agrícola. Ello distribuido en aproximadamente 50 km, resulta ser despreciable como efecto económico.

### **1.6.2 Soluciones**

La problemática del río Lluta en la zona de expansión urbana se traduce en la necesidad de definir una sección de cauce más ancho y estable que el existente actualmente. En el tramo rural, se requieren varias obras en sectores deteriorados por la crecida del año 2001, además de eliminar las secciones irregulares del cauce.

Lo anterior debe acompañarse con la educación de los ribereños, señalando que, al aumentar la extensión de su propiedad dentro de la caja del río mediante el uso de rellenos, perjudica a sus vecinos, además de ellos correr el riesgo de perder sus terrenos durante una crecida. Todo trabajo en este sentido, se realiza bajo riesgo del privado y no les compete a organismos estatales responder por pérdidas de cultivos y terrenos mejorados.

Las obras estructurales y de mantención, son los siguientes:

Tabla 1.59. Listado de proyectos. Río Lluta

SECTOR	Prioridad	Proyecto
LL-A _ Km 0,6 Desembocadura	Media	- Pretil en ambos lados para encauzar el río en su salida de la zona confinada y entrar a las planicies de la desembocadura. - El pretil norte es de material fluvial (pretil simple) y el pretil sur es de material fluvial reforzado (con núcleo de geotubo)
LL-B _ Km 1,8 Planta Celite	Media	- Peraltar las obras de defensas fluviales existentes en la ribera izquierda.
LL-C _ Km 4,4 Planta Desalari	Alta	- Protección con enrocado de la ribera izquierda, frente a Planta Desalari - Protección con enrocado en ribera derecha, en mismo sector, donde curva se aproxima a Ruta CH11.
LL-D Km 9,0	Baja	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces. (L=1.400 m)
LL-E _ Km 10,1 Aguas bajo Puente Sta. Lucía	Media	- Espigones para forzar y encauzar el flujo por la ribera derecha, tal de evitar el impacto directo del flujo saliente bajo el puente Santa Lucía.
LL-F _ Km 12,0 Aguas arriba puente Sta. Lucía	Alta	- Enrocado en ribera izquierda, para proteger ruta CH 11. Por emplazamiento, obra requiere relleno compactado.
LL-G _ Km 15,6 Sector Chacabuco	Media	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces. (L=7.100 m)
LL-H _ Km 20,9 Piedras Negras	Baja	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces. (L=4.500 m)
LL-I _ Km. 30,4 Aguas abajo Puente Poconchile	Media	- Protección con enrocado en ribera derecha, en mismo sector, donde curva se aproxima a Ruta CH11.
LL-J _ Km. 31,6 Aguas abajo Puente Poconchile	Baja	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces. (L=1.300 m)
LL-K _ Km 34,0 Planicie agrícola de Poconchile	Baja	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces. (L=5.300 m)
LL-L _ Km. 41,1 Aprox. Km 35 Ruta CH11	Alta	- Protección con enrocado de la ribera izquierda, donde la Ruta CH11 se emplaza pegada al cauce
LL-N _ Km. 47,4 Aprx. Km. 1 del camino a Molinos	Alta	- Protección con enrocado en ribera izquierda, en puntilla donde curva del río está pegada al camino a Sora (A15).
LL-O _ Km. 49,8 Sector Los Molinos	Baja	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces. (L=4.600 m)
LL-P _ Km. 53,2 Tocontase	Media	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces. (L=1.700 m)
LL-Q _ Km. 58,0 Cruce de camino a Sora	Alta	- Perfilamiento y mantención del cauce, donde el camino a Sora cruza el río. (L=1.200 m)

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

### 1.6.3 Recomendaciones

Las principales recomendaciones que surgen del presente estudio son las siguientes:

a) Protección de Cauces Naturales

Se recomienda definir claramente en los Planes Reguladores el carácter de área de prohibición absoluta del uso del suelo dentro de los cauces naturales.

Dicha restricción, además de las atribuciones que posee la Dirección General de Aguas sobre el uso de cauces naturales permitirá asegurar que el sistema de drenaje cuente con vías a través de las cuales salga al mar.

Se considera que, en adición a las obras de encauzamiento, se debe disponer de una superficie mayor que permita, sin imponer, que el curso del río encuentre diversas vías de escurrimiento durante las crecidas. Se ha observado que el flujo en casos de caudales extremos, no respeta un trazado o tendencia definitiva. Dicha superficie que quedará inserta dentro de los límites de encauzamiento, se propone para que complemente la zona de protección de flora y fauna (ZP4 de acuerdo al Plan Regulador de Arica).

Inmediatamente adyacente a los pretiles de encauzamiento, se debe prohibir la construcción de residencias y, es más, desde la perspectiva ambiental, considerando que la ciudad de Arica se encuentra inmerso en un área árida, toda superficie naturalmente con vegetación, se deberá proteger y fomentar su cuidado, por lo que también se recomienda limitar el uso del suelo de todo el borde costero.

c) Carácter Normativo del Plan de Manejo

Para que el Plan de Manejo desarrollado sea de utilidad, es necesario que sus soluciones sean de carácter normativo, es decir que deban ser obligatoriamente consideradas al estudiar soluciones locales para nuevas urbanizaciones, proyectos de nuevas calles, estudios de pavimentación, etc.

Considerando la dinámica de crecimiento de la ciudad de Arica, dicho carácter normativo debe establecerse lo antes posible, para evitar situaciones que posteriormente obliguen a revisiones de importancia.

d) Revisiones Futuras

No obstante que el estudio desarrollado ha supuesto la situación a futuro, de acuerdo al plan de expansión del Plan Regulador Comunal, se hace necesario considerar revisiones a futuro de algunos aspectos, especialmente en cuanto a la hidrología de los cauces y en cuanto al uso del suelo.

e) Información Hidrológica

No obstante que el estudio desarrollado se considera completo y un verdadero aporte de información y análisis de crecidas para la región, se estima pertinente revisar o verificar los resultados de los análisis de frecuencia en alrededor de cinco a diez años más, cuando se cuente con nuevos registros históricos.

Lo anterior es relevante si se considera lo errático y variado de los eventos de crecidas de ambos cauces.

f) Inversión Privada en Obras de Protección

No se contemplan obras civiles para asegurar las inversiones comerciales privadas, sólo el perfilamiento del cauce para un adecuado escurrimiento. Lo anterior no excluye la iniciativa privada de proceder y construir obras civiles para resguardar su propiedad, pero éste deberá contar con la aprobación de la Dirección de Obras Hidráulicas.

g) Medidas No Estructurales

En forma complementaria a las obras propuestas, será conveniente analizar y poner en práctica las medidas no estructurales propuestas en este estudio y que resulten de mayor relevancia para cada caso particular. Dichas medidas, de tipo normativo, educacional, etc., son de costos relativamente bajos y de alta rentabilidad.

## 1.6.4 Objetivos y alcances del estudio

### 1.6.4.1 Objetivo general del estudio

El objetivo general del estudio es la formulación y elaboración del Plan de Manejo del Río Lluta.

El Plan de Manejo Técnico del río Lluta tiene como función principal permitir un manejo integrado por parte de todos los actores que se relacionan con este cauce, considerando los aspectos de explotaciones de áridos, delimitación de zonas de inundación, deslindes, obras de protección fluvial, obras de arte, bocatomas, canales e infraestructura vial.

### 1.6.4.2 Objetivos específicos

Común para los tres planes descritos, un objetivo específico será recopilar y analizar toda la información disponible relacionada con cada uno de los temas relacionados con el estudio.

A continuación, se describen los objetivos específicos para este plan:

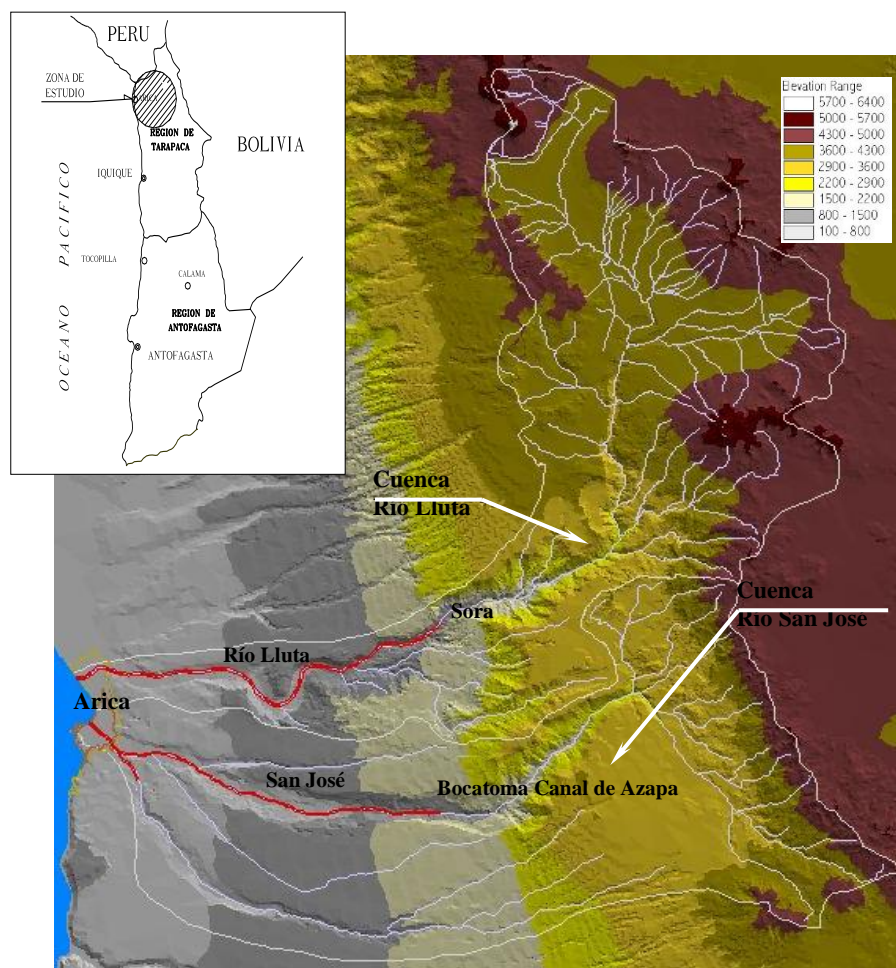
## **Plan de Manejo del Cauce del Río Lluta**

- Realizar una descripción de la cubierta vegetal de la cuenca, con especial detalle de la parte alta, y analizar y proponer acciones que permitan un mejor manejo hidráulico de los cauces.
- Ejecutar un diagnóstico de la situación actual respecto de los principales problemas de inundaciones, erosión de riberas, pérdida de suelos, contaminación de las playas, embancamiento del puerto de Arica, daños a la infraestructura (caminos, puentes, obras de protección, obras de arte, etc.) del cauce natural.
- Analizar diferentes escenarios de posibles soluciones (obras de control de caudales y sedimentos en ambas cuencas, obras en una sola cuenca, etc.).
- Elaborar un plan de acciones, de obras hidráulicas para el manejo del cauce del río.
- Realizar un completo catastro y evaluación de la situación actual y perspectivas futuras de las extracciones de áridos, y una proposición de medidas en este tema.
- Elaborar una proposición para la regulación del uso y normativas para el manejo y explotación del cauce.
- Establecer el régimen de la morfodinámica litoral.
- Seleccionar, mediante modelos numéricos del sector fluvial y costero de la desembocadura, la forma de las obras de ingeniería civil y marítima indispensables para el control sedimentológico del puerto de Arica y de las playas de la ciudad.
- Formular y desarrollar a nivel de perfil de proyecto un programa de obras de defensas fluviales a construir en el corto (5 años) y mediano (10 años) plazo en el río Lluta, en tramos específicos de mayor riesgo.
- Definir, a nivel de perfil de proyecto, un programa de medidas no-estructurales a poner en práctica en el corto y mediano plazo, en el río Lluta, relacionados con la extracción de áridos, fijación de deslindes, manejo de bocatomas, ocupación de planicies inundables, planes de contingencia y educación.
- Elaborar un Estudio de Análisis Ambiental para a las medidas propuestas para el río.
- Desarrollar un Sistema de Información Geográfica (SIG), que contenga la información levantada, el diagnóstico y las medidas propuestas por el Plan Maestro, que sirva de apoyo a la toma de decisiones técnico-políticas para el manejo del cauce.

### **1.6.5 Descripción general del área de estudio**

En la Figura 1-80 siguiente, se indica la ubicación del área de estudio: se identifican las dos cuencas estudiadas en esta consultoría: Lluta y San José, y su ubicación respecto a la ciudad de Arica.

Figura 1-80. Ubicación zona de estudio.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

La cuenca del río Lluta se encuentra ubicada en la provincia de Arica, comprendiendo las comunas de Arica, General Lagos y Putre. Geográficamente se encuentra entre los  $17^{\circ} 45'$  y  $18^{\circ} 15'$  de latitud Sur y los  $69^{\circ} 10'$  a  $70^{\circ} 20'$  de longitud Oeste. Comprende una superficie aproximada de  $3.447 \text{ km}^2$ , y cubre un perímetro de 370 km. El río Lluta tienen un desarrollo inicial con orientación Norte Sur, lo que se extiende a lo largo de la zona alta de la cuenca, posteriormente respeta un trazado E-W, para completar una longitud aproximada de 120 km.

La cuenca limita al Este con el sector de cuencas Altiplánicas (donde se encuentran los lagos Cotacotani y Chungará), al oeste con el Océano Pacífico, al Norte con las vertientes del Pacífico compartidas con Perú y al Sur con el valle de Azapa y la cuenca del río San José.

El clima varía en función de la altitud. En la costa y hasta los 800 m.s.n.m prima el desierto costero, entre los 800 y 2.200 m.s.n.m se presenta el desierto como tal con altas fluctuaciones térmicas y la casi inexistencia de precipitaciones, sobre los 2.200 m.s.n.m se producen precipitaciones cercanas a los 50 mm y que incluso pueden alcanzar los 200 mm en altitudes sobre los 4.500 m.s.n.m.

La temporada de lluvias en la parte alta se distribuye de diciembre a marzo, en que precipita casi el 98 % del total anual. Esta temporada es conocida como “Invierno Altiplánico” o “Invierno Boliviano”.

En cuanto a los suelos de la cuenca, considerando que en la región no existen condiciones climáticas (de actividad biológica), que favorezcan el desarrollo de los suelos, estos se presentan delgados y de escasa fertilidad natural. En general los suelos corresponden a suelos áridos (entisoles), con presencia de suelos desérticos grises en la parte alta y media de la cuenca, y suelos rojos desérticos en zonas de la parte baja.

El río Lluta ha labrado un valle bastante estrecho, en especial desde Poconchile hacia arriba, el cual se encuentra labrado por vertientes bastantes abruptas y de gran altura. Esta se encuentra disectada por quebradas menores que generan algunos depósitos de conos de deyección. Estas características de valle confinado se mantienen hasta alcanzar la zona de expansión al llegar a la desembocadura, donde el río Lluta intercepta la Ruta 5 (a 6,0 km de la desembocadura), donde domina el lecho aluvial menor y terrazas con rocas sedimentarias marinas. Este último tramo corresponde al sector incluido dentro del área futura de expansión urbana de la ciudad de Arica.

Uno de los rasgos más significativos del valle en el tramo confinado (desde el km 6,0 hacia aguas arriba), es el desarrollo de amplias terrazas laterales de material fluvial que se proyectan a ambos lados del cauce principal, en donde se ha implementado una importante actividad agrícola.

Es este último aspecto, lo que hace que los taludes del río Lluta sean inestables ante la acción erosiva de las crecidas. La caja del río está conformada por un lecho de material granular de diámetro medio (D50) de 60 a 80 mm y en condiciones de acorazamiento, en tanto que las paredes son verticales de material de relleno, con alta presencia de finos de alto potencial de erosión.

Respecto a las terrazas que conforman las riberas del río Lluta, se señala que estos varían de altura respecto al fondo del cauce, desde los 50 cm (en estos casos, existe una segunda terraza al interior de la ribera), hasta los 8 metros (caso de la fotografía). Estas terrazas fluviales están conformadas principalmente, dependiendo del tramo del río, por arenas más gravas medianas a gruesas y por limos y gravas.

### **1.6.6 Recopilación y análisis de antecedentes existentes**

Se realizó una exhaustiva recopilación y análisis de la información existente sobre los cauces naturales de cada cuenca, aspectos geomorfológicos, geotécnicos, aspectos históricos de la ciudad de Arica, entre otros. Para ello, se recurrió a los siguientes organismos: Dirección de Obras Hidráulicas (central y regional), Dirección General de Aguas (central y regional), Dirección Regional de Vialidad, Conaf, Conama, Instituto Geográfico Militar, I. Municipalidad de Arica, Serviu, Universidad de Tarapacá y Universidad de Chile.

La información recopilada se presentó en los siguientes temas

- Cartografía
- Geomorfología
- Hidrología e Hidráulica
- Materiales de Cauces

- Cubierta Vegetal
- Publicación Prensa
- Estudios Existentes
- Proyectos Propuestos

En relación a los antecedentes recopilados, especial mención tienen los siguientes puntos.

#### **1.6.6.1 Hidrología E Hidráulica**

En general, los antecedentes hidrológicos e hidráulicos disponibles, fueron considerados como elementos de corroboración para el estudio hidrológico e hidráulico de la presente consultoría. También se empleó para analizar las metodologías de cálculo y las consideraciones involucradas, ya que las percepciones actuales de las obras requeridas y del comportamiento de los cauces, están basados en estos estudios existentes.

Entre los antecedentes disponibles, el de mayor importancia para la presente consultoría correspondió al estudio de la crecida del río Lluta de febrero de 2001, realizado por la Dirección General de Aguas. Este estudio consideró el análisis de 5 estaciones fluviométricas y 6 pluviométricas, sus posibles correlaciones, además del cálculo de la crecida en base al cálculo del eje hidráulico en base a las trazas detectadas. El estudio referido, es el pilar del análisis hidrológico de la cuenca del río Lluta para esta consultoría.

#### **1.6.6.2 Publicación de prensa**

La información entregada por la prensa, independiente de los posibles errores en la definición de unidades o nombres técnicos, cumple una labor como medio de comunicación para las labores de prevención y preparación de la población durante el desarrollo de los eventos del invierno altiplánico.

Caso particular merece el constante seguimiento que la prensa entrega año a año, a las precipitaciones en el interior de la provincia de Parinacota, informando sobre niveles de aguas caídas, temperaturas, estado de los caminos que comunican a los distintos poblados de los valles, además de los caminos internacionales y, sobre todo, el nivel de agua del río San José y Lluta. Se destaca que esto es una de las medidas no estructurales de los Planes de Manejo de Cauce, por lo que se debe potenciar.

Los eventos más importantes registrados son las crecidas del río San José el año 1973 y del Lluta el año 2001, puesto que éstos tuvieron consecuencias sin antecedentes y que no se han vuelto a repetir. El resto de los años, la descripción y efectos son prácticamente los mismos.

#### **1.6.6.3 Proyectos propuestos**

En el área de estudio, sólo se presentan obras propuestas relacionadas con los problemas asociados al cauce del río San José, ya que los problemas de inundación de la ciudad sólo tienen relación con

desbordes y erosión de riberas producto de las crecidas del río San José. En cuanto al río Lluta, los problemas detectados han correspondido principalmente a los causados por la crecida del 2001, los cuales ya fueron atendidos, por lo que aparentemente el río no presenta problemas inmediatos.

Los distintos estudios también proponen medidas no estructurales, como prevención, monitoreo y mantención del cauce, sin especificar sectores.

### **1.6.7 Estudio hidrológico**

El análisis hidrológico de la zona está enfocado a los requerimientos del estudio del Plan de Manejo del Cauce del río Lluta, lo que implica la caracterización fluvimétrica del río, es decir, estimar los caudales máximos instantáneos para períodos de retorno 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Para caracterizar el régimen de crecidas en el río Lluta, se recopiló información disponible en la Dirección General de Aguas (D.G.A.) y Dirección Meteorológica de Chile, que consiste en los registros fluvimétricos y pluviométricos de la zona de interés. Con estos antecedentes se realizó el análisis de frecuencia de los registros históricos que entrega la magnitud de las lluvias y caudales, para diferentes períodos de retorno. Las distribuciones de probabilidades aplicadas en los análisis son las siguientes: Log-Normal y Gumbel.

Como este río cuenta con control fluvimétrico, y además no existe correlación aplicable entre éste y la precipitación sobre la cuenca, la estimación de los caudales se realizó con base en el estudio de las estadísticas fluvimétricas.

En la zona de interés se cuenta con las estaciones fluvimétricas: Lluta en Alceréca, Tocontasi y Panamericana.

Respecto al registro de Lluta en Panamericana, se destaca que en el año 2001 se produjo una crecida de gran magnitud que hizo colapsar 3 puentes de ferrocarriles, la totalidad de los puentes viales ubicados en el río, además de las estaciones fluvimétricas iométricas de la zona. El valor consignado para ese año, 600 m<sup>3</sup>/s, corresponde a una estimación realizada por la DGA en función de la traza del escurrimiento y el análisis del eje hidráulico.

La relevancia de dicho caudal es que representa un quiebre importante en la tendencia de los datos históricos. Por tal motivo, este Consultor realizó un análisis crítico de los resultados presentados en el estudio de la DGA, incorporando un estudio de sensibilidad de los mismos, concluyendo que el valor estimado es aceptable dentro de la precisión que puede otorgar este tipo de cálculos en que existen muchas variables que pueden hacer cambiar los resultados.

Se realizó un análisis de frecuencia gráfico, con el objetivo de observar cual distribución de probabilidades representa de mejor forma los datos históricos. Especial atención tuvo en la asignación de probabilidad de excedencia para el caudal de 600 m<sup>3</sup>/s. Este valor supera en 500 % al valor que lo sigue en magnitud de manera que su probabilidad de excedencia debe ser inferior a la que le corresponde considerando la longitud de la muestra.

Para establecer la recurrencia de esta crecida se revisaron estudios anteriores en los que se presentan antecedentes periódicos desde el año 1943 en adelante. Desde ese año no hay mención a crecidas

de magnitud superior a la del año 2001. En consecuencia, se puede señalar que la recurrencia de la crecida del 2001 es superior a los 60 años.

Por otra parte, es importante señalar que al paso de la crecida del año 2001 colapsaron los puentes Lluta y Zascapa del ferrocarril Arica – La Paz. De igual modo se produjo la falla de la totalidad de los puentes viales emplazados en el cauce del río Lluta.

Considerando que el ferrocarril fue inaugurado el año 1913 y suponiendo que en todo ese período no ha sucedido una crecida de similares características a la del año 2001 se tiene que la crecida de 600 m<sup>3</sup>/s sería la mayor para un período de 91 años. Bajo ese supuesto se asignó la probabilidad de excedencia a dicho caudal. Con ello, se genera un quiebre en la curva de la distribución de probabilidades, comportamiento habitual en los caudales extremos de una serie histórica.

En la Tabla 1.60 se entregan los resultados del análisis de frecuencia gráfico para la estación Lluta en Panamericana y Tocontasi.

Tabla 1.60. Caudal máximo instantáneo. Lluta en Panamericana

Años	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	
	Panamericana	Tocontasi
2	30	25
5	50	43
10	85	65
25	205	210
50	380	415
100	600	600

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

El comportamiento de los resultados es similar en ambas estaciones. A pesar de no encontrar una correlación entre ambas estaciones, el análisis de frecuencia entrega caudales similares. Finalmente, aplicando un criterio conservador, se adopta como caudal de diseño para todo el tramo en estudio, los caudales obtenidos en la estación Lluta en Tocontasi.

### 1.6.8 Estudio Hidráulico y Mecánico Fluvial

Se ha realizado el diagnóstico de los problemas fluviales del cauce, dentro del área futura urbana y rural del río Lluta, definiendo e identificando áreas propensas a inundaciones por falta de capacidad en los cauces y sectores de alta velocidad con el potencial riesgo de erosión de riberas.

La base para cumplir con lo anterior, es el cálculo del eje hidráulico del cauce y el cálculo de los parámetros de mecánica fluvial: transporte de sedimento y socavaciones. Para el cálculo del eje hidráulico se empleó el programa Hec Ras versión 3.1.1 (mayo 2003).

A continuación, se presenta el diagnóstico del río. Debido a la extensión del cauce y número de perfiles transversales, se definieron tramos homogéneos de río, a los cuales se asocia los parámetros

hidráulicos. Se presenta el resumen del diagnóstico del comportamiento hidráulico y mecánico fluvial del río Lluta.

- Los desbordes e inundaciones se producirán en las zonas correspondiente al tramo de la desembocadura, aguas abajo de la terraza donde se encuentra Villa La Frontera. Lo anterior se ve reflejado para caudales superiores a 210 m<sup>3</sup>/s, es decir para T = 25 años. Este sector del río corresponde a una zona incluida en el área de expansión urbana de la ciudad de Arica, donde existe una extracción de áridos bastante importante, que produce alteraciones en el comportamiento del río. En esta zona se han construido una serie de protecciones de riberas, constituidas por gaviones y tetrápodos.
- El resto del cauce comprendido en la zona de expansión urbana, no presentan problemas de desbordes para el caudal de 600 m<sup>3</sup>/s.
- En muchas secciones el escurrimiento tiene velocidades muy altas, lo que indica claramente que el potencial de erosión es alto, principalmente para caudales iguales o superiores a los 210 m<sup>3</sup>/s. Para este caudal, las velocidades en el cauce superan en muchas secciones los 3 m/s, lo que corresponde a una velocidad que puede provocar serios problemas de erosión en las riberas del cauce.
- Para caudales superiores a los 400 m<sup>3</sup>/s (T > 50 años), el escurrimiento tendría alternadamente secciones con régimen torrencial y de río, lo que implicaría la existencia de resaltos hidráulicos en determinados sectores del cauce. Esta situación aumenta el potencial erosivo de las aguas.
- En el siguiente cuadro se indican las capacidades de cada uno de los puentes en el río Lluta, de acuerdo a criterios de diseño de puentes, el cual indica una revancha de 1,0 m. Dicho análisis se realizó individualmente, asumiendo que los otros puentes no tienen influencia sobre el puente analizado.

Tabla 1.61. Resumen capacidad puentes considerando criterio de revancha Río Lluta

PUENTE	COTA INFERIOR VIGA (m)	COTA AGUA (m)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	T <sup>(1)</sup> (años)
FFCC Arica - La Paz	51,41	50,20	600	100
Chacalluta Oriente	54,05	52,99	2.250	570
Chacalluta Poniente	53,19	52,19	1.970	495
FFCC Arica - Tacna	38,53	37,43	1.510	496
Alcantarilla Las Machas	3,95	3,15	66	8

(1) El período de retorno asociado, se obtiene del gráfico del análisis de frecuencia realizado en la etapa de estudios básicos.

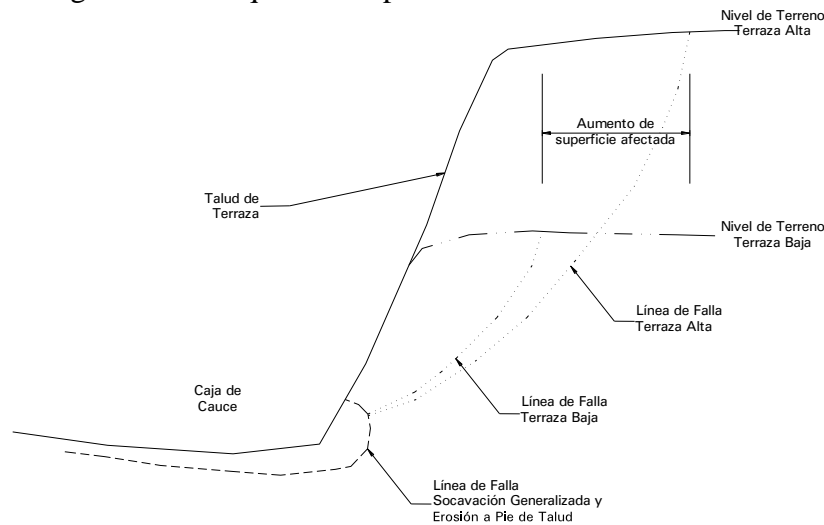
Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

- Bajo condiciones normales, el caudal del río Lluta es conducido en forma confinada en un canal principal sin tener contacto con los taludes de la caja. Sin embargo, para crecidas de períodos de retorno mayores a 25 años, el nivel de agua en algunos tramos, alcanza a cubrir la caja en forma completa, lo que implica escurrimiento en contacto con los taludes. Son en estos

eventos cuando se observa la erosión al pie de los taludes, con el consecuente debilitamiento de éste.

- A lo anterior, hay que agregar la influencia de los meandros de gran parte del río, que resultan en flujos de impacto contra las terrazas fluviales o mayor concentración de flujo en algunas riberas.
- El grado de incidencia de lo antes señalado está en función directa de la altura de la terraza fluvial, ya que la magnitud de los daños por erosión o socavación de las riberas será mayor para las terrazas más altas como se aprecia en la siguiente figura.

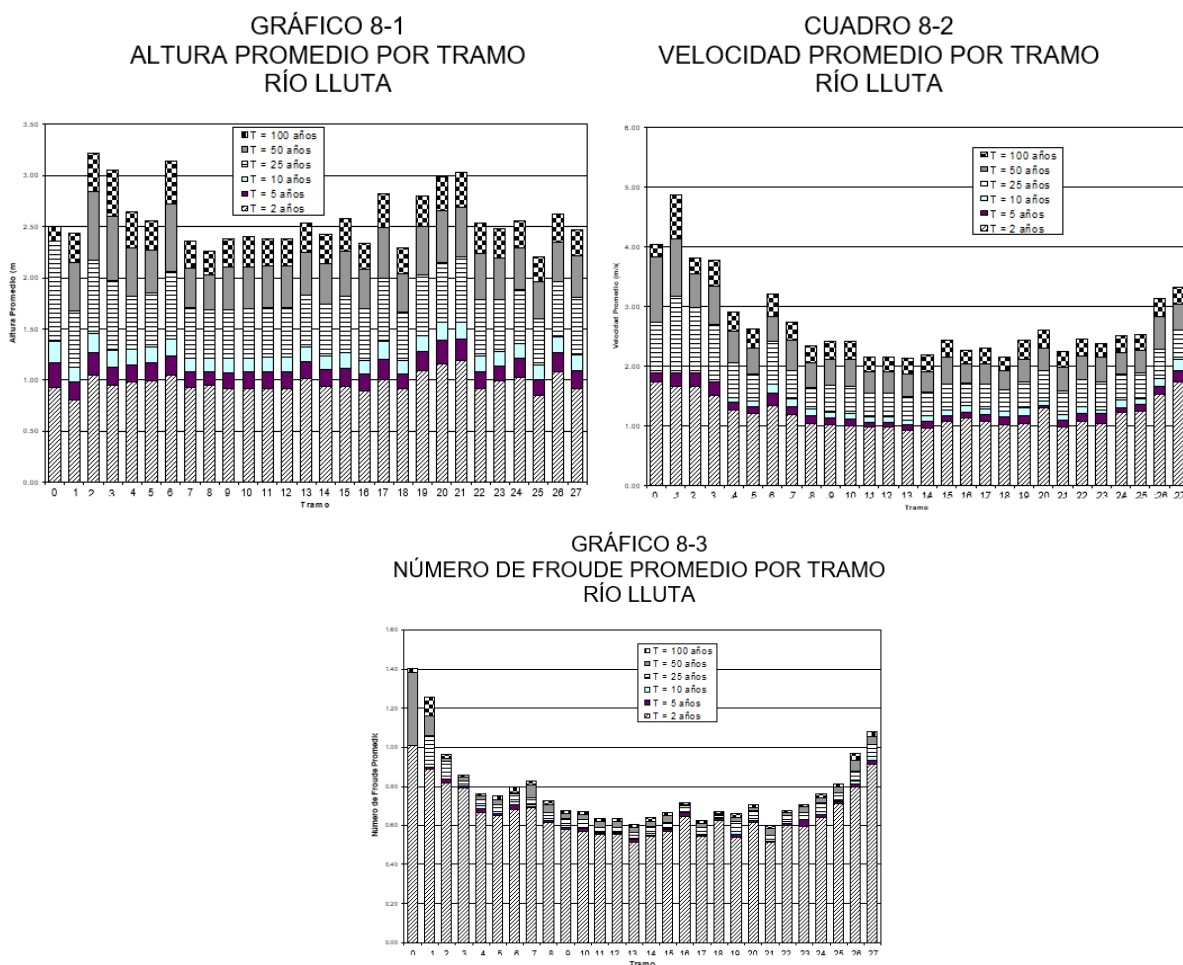
Figura 1-81. Esquema del proceso de socavación de las riberas.



- Respecto a las velocidades de escurrimiento, se destaca que, para el período de retorno de 100 años, el cauce en un 54% de su trazado posee flujo con velocidad entre 2 y 3 m/s, mientras que en el 18% del cauce se alcanzan velocidades entre 3 y 4 m/s y menos de 2,0 m/s en el 25% del río. Por lo tanto, en general se observa que, en crecida, la velocidad del flujo alcanza magnitudes límites para el proceso erosivo para caudales esporádicos y de corta duración (los criterios de velocidad admisible en este caso son menos exigentes que para canales, donde el flujo es permanente y constante por períodos extensos). En este aspecto, se debe dejar en claro que el río Lluta tiene variaciones importantes de altura y velocidad de escurrimiento en función del período de retorno, por lo que el escurrimiento sobre las paredes del talud de la caja principal se produce con poca frecuencia y, además, cuando ello ocurre, se mantiene por períodos cortos (las crecidas tienen una onda de corta duración).
- Las tasas de transporte sólido del cauce indica que la capacidad de transporte en las cercanías de la desembocadura es mayor que en el sector de aguas arriba de la zona urbana de Arica. Esto se puede deber a la relación existente entre el tamaño de sedimento susceptible de ser transportado, la sollicitación hidrodinámica, la constitución y estado del cauce.
- Se observa un predominio de la componente de arrastre de fondo. En la zona Urbana se incrementa el transporte en suspensión, sin llegar a ser dominante.

- El sedimento que puede ingresar por los cauces a la zona urbana de Arica es evacuado inmediatamente al mar por la mayor capacidad de transporte que presenta este sector, constituyéndose el cauce en vía de tránsito y evacuación del sedimento aportado por su cuenca.
- El déficit en el suministro de sedimento a la zona urbana de los ríos por parte de los tramos de cauce superior, puede indicar que este sector presenta condiciones favorables para la erosión, socavación y/o degradación del lecho. Lo anterior junto a la granulometría extendida del sedimento que constituye el lecho, favorece el desarrollo del fenómeno de acorazamiento del cauce.
- Los siguientes Los siguientes gráficos representan la distribución de altura de escurrimiento, velocidad y número de froude del flujo a lo largo del cauce, identificado por tramos y por período de retorno (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años).

Figura 1-82. Distribución de altura de escurrimiento, velocidad y número de froude del flujo a lo largo del cauce, identificado por tramos y por período de retorno.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

En el río Lluta, los problemas dominantes son por peligro de erosión de la base de las terrazas de mayor altura y las elevadas velocidades. Se adoptarán como segmentos del río que requieren de obras sólo si comprometen infraestructura vial, eléctrica, poblados u otras estructuras de importancia. En los sectores "críticos" necesariamente deberán contemplar obras de protección o que amortigüen la velocidad, con el fin de evitar desprendimientos y aumento del transporte del material en suspensión.

Del diagnóstico del cauce, se concluye que los tramos identificados en la Tabla 1.62 deben ser evaluados con mayor detalle, y definir las obras necesarias para asegurar un correcto comportamiento hidráulico.

De la tabla referida, se desprende que, de los 60 km de cauce estudiado, 44 km son problemáticos. De estos 44 km, sólo 11 km son críticos y requieren soluciones a corto plazo. Se destaca que gran parte de los problemas identificados, se deben a la crecida del año 2001.

Tabla 1.62. Resumen clasificación y descripción diagnóstico Río Lluta

SECTOR	TRAMO (1)	Km Inicio	Km Final	Longitud Tramo	Clasificación	Observación
A	0 - 1	0,0	1,4	1,4	Crítico	- Cauce No Confinado en ambas riberas. - Desbordes para T ≤ 25 años. - Área de expansión urbana
B	2	1,4	2,4	1,0	Intermedio	- Desborde en ribera sur (Planta Celite). Protección con gaviones existente, pero es sobrepasado por crecida de 100 años
C	3	4,1	5,5	1,4	Crítico	- Velocidad de escurrimiento en el tramo superior a 3,0 m/s - Taludes verticales - Sector donde se encuentra planta de agua potable Desalari - Tramo de muchas curvas y pegado a ruta CH11 y línea FFCC
D	3 - 4	5,5	7,6	2,1	Intermedio	- Velocidad de escurrimiento en el tramo entre 2,0 y 3,0 m/s. - Zona de riego - Muchas curvas y angostamientos. - Cauce alejado de red vial.
E	5	9,5	10,5	1,0	Crítico	- Velocidad de escurrimiento en el tramo superior a 3,0 m/s. - Área de riego en ribera sur, comprometida por las curvas del cauce - Flujo bajo puente Santa Lucía se dirige el agua hacia los taludes - Terrenos erosionables.

## **1.6.9 Visión Estratégica, Objetivos y Metas**

### **1.6.9.1 Visión Estratégica del Plan**

De acuerdo a los antecedentes recopilados y analizados, así como al diagnóstico formulado, se definió una propuesta de visión estratégica, objetivos y metas del Plan de Manejo del Cauce del río Lluta, para un horizonte de planificación de corto plazo (5 años) y mediano plazo (10 años), definiendo para dichos períodos la situación deseable en los cauces en estudio y sus áreas de influencia directa.

La visión estratégica, objetivos y metas propuestos, se enmarcan en un objetivo superior permanente de la D.O.H. en relación al cauce del río Lluta, que puede enunciarse de la siguiente forma: Evitar o minimizar los daños generados por las crecidas del río Lluta, sobre los habitantes ribereños y los bienes privados y públicos, incorporando en el manejo y control de los cauces a la comunidad y favoreciendo el mejoramiento de los aspectos ambientales.

El Plan de Manejo de los cauces del río Lluta, considera la proposición de proyectos de tres tipos:

- **Proyectos Estructurales:** cuando los proyectos o soluciones tienen involucrados inversiones y operación de obras de infraestructura
- **Proyectos No Estructurales:** cuando las soluciones a los problemas se refieren a planes de acción, medidas o esfuerzos destinados a generar información o inducir determinados comportamientos de la población sin requerir inversiones de infraestructura.
- **Una combinación de Proyectos Estructurales y Proyectos No estructurales,** en donde se requiere inversiones en bienes físicos y estudiar e implementar acciones intangibles.

A continuación, se describen cada uno de los tipos de proyectos antes señalados:

#### **1.6.9.1.1 Proyectos Estructurales**

Entre los proyectos de infraestructura, una visión general al problema de las inundaciones considera un programa de protección y estabilización de riberas y un programa de control de las crecidas.

En el primer caso, las obras que se propongan tendrán por objetivo evitar los desbordes en los cauces, evitando la socavación del lecho y la erosión de las riberas. Los tramos que involucren los proyectos corresponderán a aquellos que comprometan sectores poblados y obras de infraestructura (caminos, puentes, canales, etc.).

En el segundo caso, el programa de control de crecidas, significa analizar en forma integral la cuenca de los cauces en estudio para ver qué posibilidades hay de construir en la parte alta o media, embalses que no sólo sirvan para riego, sino obras que controlen inundaciones y sirvan para otros usos (agua potable, riego, etc.) de la ciudad de Arica.

Este último punto se abordó en forma paralela al presente estudio, por la Subdirección de Riego quien está realizando una consultoría específica en este tema: "Estudio de Prefactibilidad de Embalses para los Valles del Lluta y Azapa". El estudio contempla la prefactibilidad de controles de crecidas en la

cuenca alta de los ríos Lluta y San José. Por este motivo, el presente estudio considera sólo los proyectos referidos al primer caso.

#### 1.6.9.1.2 Proyectos No Estructurales

Esta categoría está compuesta por todos aquellos proyectos cuya realización consiste en la ejecución de estudios y acciones que podrían complementar los proyectos estructurales y que se orientan a lograr un mejoramiento de la gestión y manejo de los cauces. Estos sólo serán recomendados y descritos, sin entrar en el detalle de sus alcances, ya que son materia de coordinación entre organismos públicos.

Uno de los graves problemas aún no resueltos que se presenta actualmente en las cuencas debido a las crecidas y desbordes de los ríos, tiene relación con las pérdidas materiales que se registran frecuentemente en los sectores agrícolas y área urbana, específicamente daños en infraestructura vial, viviendas y turística.

Entre las causas que contribuyen a este problema está la acción propia del hombre, asociada a un uso inadecuado de los cauces durante periodos de estiaje, como producto de extracciones de áridos, uso del cauce como botadero de basuras y en menor medida, el emplazamiento de viviendas no regularizadas y uso del lecho como suelo agrícola.

Este estudio se orientará hacia la definición de una base y normas técnicas, así como procedimientos específicos a partir de los cuales se pueda realizar la zonificación y regulación de áreas para un uso planificado de los cauces.

#### 1.6.9.2 Objetivos específicos del plan

De acuerdo a lo expuesto en la Visión Estratégica del Plan de Manejo del Cauce, los objetivos específicos para la realización del plan, son:

- Formular y desarrollar a nivel de perfil de proyecto un programa de obras de defensas fluviales a construir en el corto (5 años) y mediano (10 años) plazo en el río Lluta, en tramos específicos de mayor riesgo.
- Definir, a nivel de perfil de proyecto, un programa de medidas no-estructurales a poner en práctica en el corto y mediano plazo, en el río Lluta, relacionados con la extracción de áridos, fijación de deslindes, manejo de bocatomas, ocupación de planicies inundables, planes de contingencia y educación.
- Elaborar un Estudio de Análisis Ambiental asociado a las medidas propuestas para el río Lluta.
- Desarrollar un Sistema de Información Geográfica (SIG), que contenga la información levantada, el diagnóstico y las medidas propuestas por el Plan Maestro, que sirva de apoyo a la toma de decisiones técnico-políticas para el manejo del cauce del río Lluta.

### **1.6.9.3 Metas a corto plazo (5 años)**

Las acciones propuestas a desarrollar en el corto plazo corresponden a aquellas medidas que, por su naturaleza, o localización en zonas definidas como críticos o de alta prioridad deben ponerse en marcha al inicio del Plan de Manejo, dado los riesgos sociales y económicos asociados a la ocurrencia de eventos de crecidas extremas.

Las medidas estructurales y no estructurales propuestas, son las siguientes:

- Diseñar y ejecutar las obras de defensa fluviales que permitan el control y manejo de las inundaciones y erosiones de ribera que afectan a los principales centros poblados, infraestructura pública y sectores agrícolas relevantes de mayor riesgo, que se localizan en las zonas ribereñas del río Lluta, de acuerdo a las prioridades establecidas por el Plan.
- Establecer acuerdos de cooperación y trabajo en conjunto con instituciones públicas, privadas y organizaciones comunitarias relacionadas con los cauces en estudio y sus áreas de influencia directa.
- Optimizar los planes de contingencia existentes para los sectores poblacionales de las áreas de influencia del río Lluta.
- Diseño y poner en operación un programa de: ordenamiento de las áreas bajo riesgo de inundación; regulación de la extracción de áridos y funcionamiento de las bocatomas de riego.
- Diseñar e iniciar la puesta en marcha de un sistema orgánico de vigilancia y monitoreo de los cauces que asegure el cumplimiento de los proyectos de extracción de áridos; la operación de bocatomas; la conservación de la vegetación en las riberas; mantención de los cauces; y evite la ocupación ilegal y perjudicial de los lechos (botaderos de basura, escombros, construcciones ilegales de obras, etc.)
- Efectuar un análisis crítico del Plan Maestro formulado, modificando y/o reestructurando los aspectos y medidas planteadas, de acuerdo a los resultados obtenidos de su aplicación.
- Mantener operativo el SIG desarrollado, mediante una adecuada actualización de información y tecnología.

### **1.6.9.4 Metas a mediano plazo (10 años)**

En el corto plazo, y tienen como finalidad consolidar los sistemas propuestos para el manejo del cauce del río Lluta.

Las medidas estructurales y no estructurales propuestas son las siguientes:

- Completar la ejecución de las obras de defensa fluviales y medidas no estructurales propuestas en el Plan, para el resto de los centros poblados, infraestructura pública y sectores agrícolas que se localizan en las áreas de inundación de los ríos.
- Tener todas las bocatomas de riego equipadas con estructuras de control de ingreso de agua y defendidas contra efectos de las crecidas
- Tener fijados los deslindes de las propiedades ribereñas con los cauces en todos los sectores que lo ameriten.

- Efectuar un análisis crítico del Plan Maestro formulado, modificando y/o reestructurando los aspectos y medidas planteadas, de acuerdo a los resultados obtenidos de su aplicación.
- Mantener operativo el SIG desarrollado, mediante una adecuada actualización de información. Estas medidas corresponden, en general, a acciones complementarias a las desarrolladas y tecnología.

#### **1.6.9.5** Esquema de solución propuesta

El Plan de Manejo de Cauces está dirigido a la elaboración de un programa de inversión para resguardar la propiedad e infraestructura pública y privada. Sin embargo, se debe señalar que en aquellos casos que los requerimientos sólo estén destinados a asegurar las inversiones comerciales privadas, no se considerarán prioritarias, por lo que las soluciones no incluirán obras civiles, sólo el perfilamiento del cauce.

Lo anterior no excluye la iniciativa privada de proceder y construir obras civiles para resguardar su propiedad, pero éste deberá contar con la aprobación de la Dirección de Obras Hidráulicas. Para el dimensionamiento de sus obras, el privado podrá emplear los antecedentes de este estudio.

Para la proposición de los esquemas de solución, en primer lugar, se consideró lo expuesto en el diagnóstico, considerando los efectos que afectan a cada uno de los sectores identificados con problemas.

Estos elementos se combinaron con los antecedentes de las características demográficas y actividades económicas que se desarrollan en el sector, además de los antecedentes obtenidos de reuniones y entrevistas con los habitantes de las riberas.

En la Tabla 1.63 se señalan las soluciones propuestas. Para ello se emplea la misma nomenclatura del acápite del resumen del diagnóstico.

Tabla 1.63. Identificación de esquemas de solución Río Lluta

SECTOR	Prioridad	Proposición	Objetivo
A	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pretil en ambos lados para encauzar el río en su salida de la zona confinada y entrar a las planicies de la desembocadura.</li> <li>- El pretil se divide en dos tramos: con y sin protección fluvial</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar el flujo no controlado del río.</li> <li>- Establecer las condiciones para la expansión urbana</li> </ul>
B	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Peraltar las obras de defensas fluviales existentes en la ribera izquierda.</li> <li>- Eliminar sectores extracciones de áridos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar el desborde en la Planta Celite</li> </ul>
C	Alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Protección con enrocado ribera izquierda, frente a Planta Desalari</li> <li>- Protección con enrocado en ribera derecha, en mismo sector, donde curva se aproxima a Ruta CH11.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Proteger el terreno la planta de agua potable de la ciudad de Arica y el camino internacional a Bolivia.</li> </ul>
D	Baja	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Protección terrenos agrícolas</li> </ul>
E	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Espigones para forzar y encauzar el flujo por la ribera derecha, tal de evitar el impacto directo del flujo saliente bajo el puente Santa Lucía.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar el avance de la erosión de esta ribera.</li> <li>- Proteger terrenos agrícolas</li> </ul>
F	Alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Protección con enrocado de la ribera derecha.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar el avance de la erosión que puede comprometer la Ruta CH11 aguas arriba puente Santa Lucía.</li> </ul>
G	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar el continuo proceso de erosión a la que está sometida la ribera y proteger terrenos agrícolas</li> </ul>
H	Baja	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenición y limpieza periódica de los cauces.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar el continuo proceso de erosión a la que está sometida la ribera y proteger terrenos agrícolas</li> </ul>

Identificación de esquemas de solución Río Lluta (Continuación)

SECTOR	Prioridad	Proposición	Objetivo
I	Media	- Protección con enrocado en ribera derecha, en mismo sector, donde curva se aproxima a Ruta CH11.	- Evitar el continuo proceso de erosión a la que está sometida la ribera y proteger la Ruta CH11
J	Baja	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenimiento y limpieza periódica de los cauces.	- Evitar el avance de la erosión de esta ribera, debido al direccionamiento del flujo. - Proteger terrenos agrícolas
K	Baja	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenimiento y limpieza periódica de los cauces.	- Protección terrenos agrícolas
L	Alta	- Protección con enrocado de la ribera izquierda, donde la Ruta CH11 se emplaza pegada al cauce - Eliminar angostamiento brusco del cauce, producto de terrenos con rellenos que obstruye el flujo	- Proteger tramo de la Ruta CH11 actualmente deteriorada producto de la crecida del 2001.
M	Baja	- Mantenimiento de vegetación existente	- Utilizar la vegetación existente para disipar la energía del flujo que sale de un sector de estrechamiento. - Proteger terrenos agrícolas
N	Alta	- Protección con enrocado en ribera izquierda, en puntilla donde curva del río está pegada al camino a Sora (A15).	- El camino antiguo cedió ante embestida de crecida del 2001. - Se busca evitar que este sector quede incomunicado.
O	Baja	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenimiento y limpieza periódica de los cauces. - Vegetación al pie de talud	- Sector agrícola, con signos de erosión de sus riberas. - Evitar que cauce actúe directamente sobre el talud
P	Media	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantenimiento y limpieza periódica de los cauces. - Extender gavión existente hacia el camino, ya que erosión de ribera puede seguir avanzando.	- Proteger ribera izquierda, donde ya se perdió parte de terreno y hoy se está volviendo a rellenar. - Evitar que erosión alcance camino a Sora (A15)
Q	Alta	- Perfilamiento y mantenimiento del cauce, donde el camino a Sora cruza el río. - Recuperación del badén existente o en su defecto, construir un nuevo	- Mantener comunicada a la localidad de Sora y demás poblados del sector.

### 1.6.10 Dimensionamiento de las obras

En la Tabla 1.63 anterior, se señalaron las soluciones propuestas para cada uno de los problemas identificados en el diagnóstico. Los problemas, se agrupan en dos: Flujo de impacto directo e Irregular estado del cauce. Los primeros requieren obras civiles para evitar el daño y el segundo grupo requiere de un adecuado perfilamiento y mantenimiento del río.

Lo último se aplica en los tramos D - G - H - J - K - O - P - Q. La solución consiste en limpieza del cauce, mantener ancho constante, perfiles transversales uniformes y en general, disminuir la rugosidad del cauce. Esto corresponde principalmente al movimiento del material fluvial.

En los demás tramos, se consideran obras civiles. En el siguiente cuadro se resumen las características de las obras en el cauce, donde L: longitud total de la obra (la suma del conjunto de estructuras); S: socavación general en el tramo; H: altura de la obra.

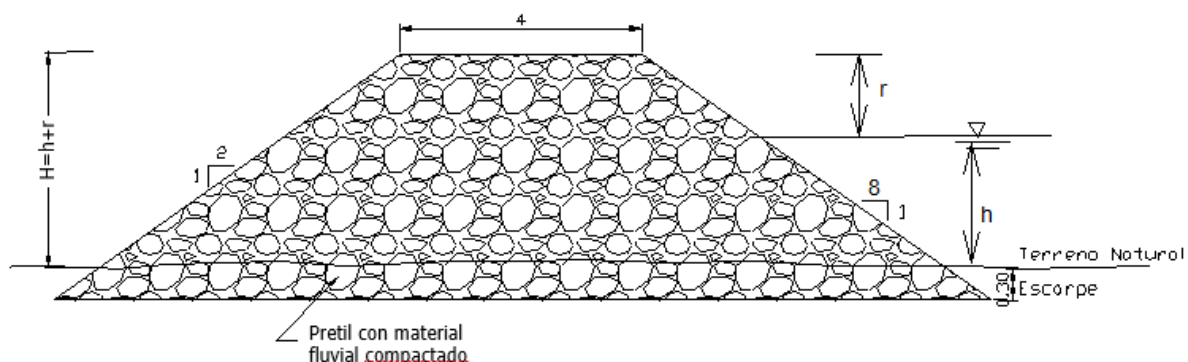
Tabla 1.64. Descripción de obras proyectadas Río Lluta

Sector	Tramo	km	Obra	Descripción	L (m)	S (m)	H (m)	Observación
Desembocadura	LL-A.1	0,6	Pretil Simple. Material Fluvial (11-1)	Encauzamiento de ribera norte del tramo final, antes de alcanzar la desembocadura.	1.275	0,3	2,3	Con esta obra se ensancha el cauce, por lo que las velocidades son mínimas
	LL-A.2	0,6	Pretil Reforzado. Geotubos con Material Fluvial (11-2)	Encauzamiento reforzado de la ribera sur del tramo final, antes de alcanzar la desembocadura.	1.380	0,3	2,3	Al salir de la, flujo está confinado y de alta velocidad, estructura debe ser reforzada. Se prefiere el geotubo por ser más económicas y fácil de obtener que las rocas de gran tamaño.
Frente Planta Desalari	LL-B	1,6	Peralte de gaviones existentes	Agregar una fila adicional de gaviones de tamaño 3x1x1 m sobre la estructura de gaviones existentes	790	-	1,0	Ya existe una obra de gaviones con tetrápodos, por lo que sólo se requiere colocar una fila sobre la estructura actual.
Frente Planta Desalari	LL-C	4,4	Protección de Ribera Enrocado (11-3)	Enrocado en ambas riberas, con pequeños espigones botaderos (de 4m de longitud) para aumentar rugosidad en las curvas.	620	1,5	4,5	Cauce estrecho, mayor sollicitación. Roca de diámetro disponible.
Aguas abajo puente Santa Lucía	LL-E	10,1	Espigones con enrocado (11-3)	Colocación de 7 espigones (de 10m de longitud) en la ribera izquierda, separadas a 40 m.	70	1,0	3,3	Flujo en crecida directo a espigón. No se recomienda gaviones.

### 1.6.10.1 Encauzamiento con pretil simple

El pretil se construirá con material fluvial proveniente del cauce del río, su altura aproximada será de 3,5 m, con talud H:V = 2:1 en ambos lados y de 4,0 m de ancho de coronamiento. Para su construcción, se considera movimiento de tierra y compactación.

Figura 1-83. Esquema de obra pretil simple

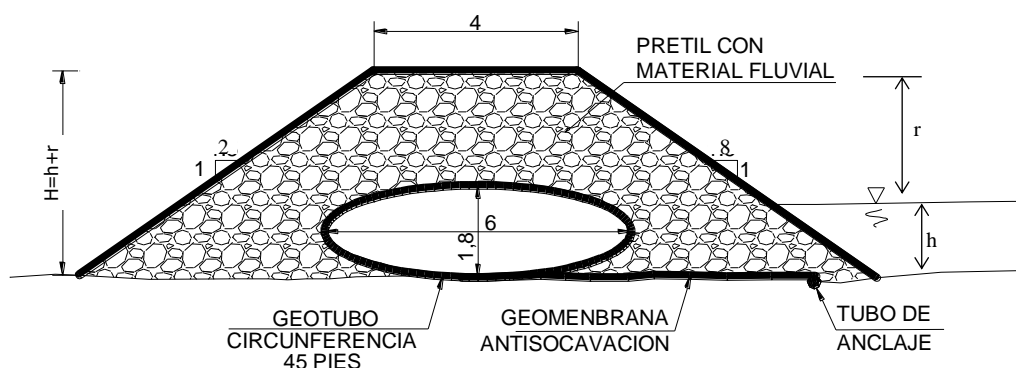


### 1.6.10.2 Pretil con geotubo

La obra además de resistir el efecto erosivo y de arrastre del material de protección, debe considerar el efecto de impacto que una onda aluvional. Esto tiene mayor relevancia en los espigones, que, por su emplazamiento opositor al flujo, debe ser más flexible.

Para las obras de espigones en los sectores más críticos, se propone un sistema en base a núcleo de geotubos, en el que la componente gravitacional está dada por un tubo geosintético relleno con grava fina (o arena dependiendo de la disponibilidad), como se ilustra en la siguiente figura. Las dimensiones: tamaño y ancho, del espigón se dan con enrocado de tamaño mínimo o material fluvial en caso de que éste último sea difícil obtener.

Figura 1-84. Esquema de obra pretil con geotubo



El geotubo de calidad TC Mirafi o equivalente, consta de un cuerpo tubular de geotextil (polipropileno GT 500) de perímetro 45 pies (13,7 m) el cual se rellena con arena y agua, este último se drena por medio de los poros. Una vez instalado, la sección transversal del geotubo de forma elíptica, tiene un ancho de 6,0 m y altura de 1,8 m. El núcleo se protege además con una geotextil tejido GT500 antisocavante, en su base y sobre él con un geotextil no tejido, agujado de Polipropileno, tipo PolyfeltTS-70.

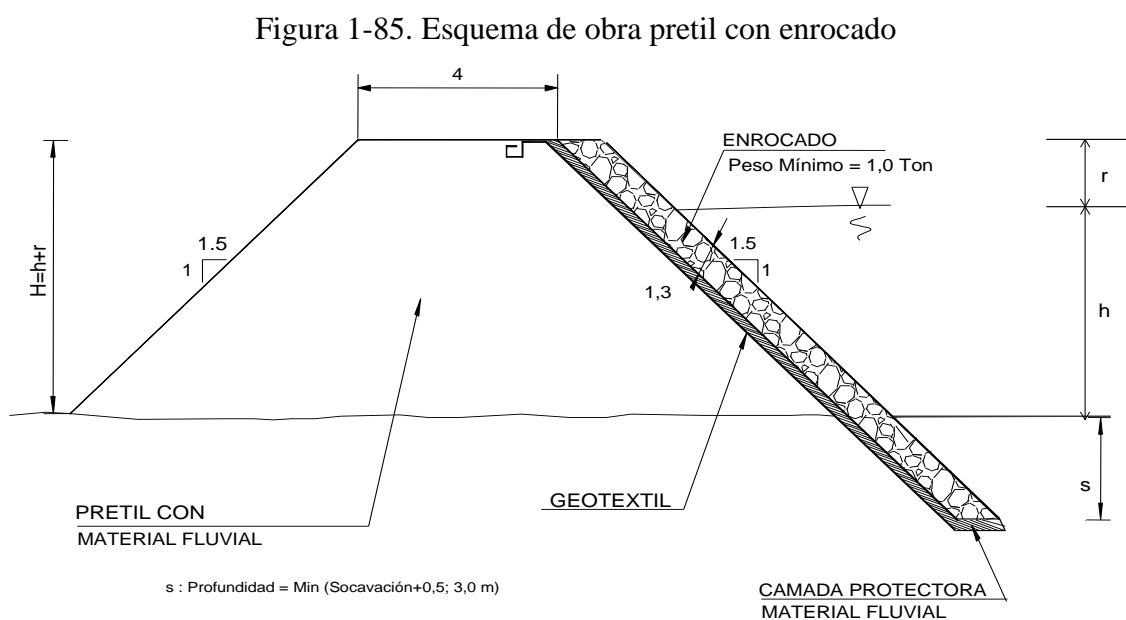
Las principales ventajas de este tipo de obra, son su rapidez de construcción, mayor facilidad para su mantención, pero principalmente, su mayor durabilidad. Con esta estructura, se permite el empleo de material fluvial o enrocado menor, ya que la estabilidad gravitacional está el peso del geotubo.

### 1.6.10.3 Protección de ribera con enrocado

Destinada para tramos con velocidad superiores a 2,5 m/s. La altura requerida de encauzamiento se determina para condición de río perfilado y limpio, bajo lo cual no superará los 3,0 m. Consiste en roca de peso mínimo de 1 Ton (tamaño aproximado de 0,90 m), colocado en dos capas con un espesor total de 1,30 m.

En el caso de emplear pretil en una zona que no admite filtraciones, se debe asegurar la estanqueidad de la obra por medio de la colocación de un geotextil entre el enrocado y el pretil, en el lado a ribera de la obra.

En la siguiente figura se presenta el esquema de construcción de esta obra. La altura total de la obra, con respecto al fondo del cauce (H), corresponde a la altura de agua (h) más una revancha de 0,5 m. La profundidad de fundación está dada por la profundidad de socavación calculado más 0,5 m o 3,0 m como máximo.



### 1.6.10.4 Perfilamiento y limpieza de cauce

Con esta medida se logra disminuir el nivel de agua, eliminando los puntos conflictivos de posibles desbordes. La proposición contempla las siguientes medidas en el cambio de las condiciones originales del río:

- Pendiente constante por tramos
- Reducción de cambios fuertes de geometría. Homogenizar el perfil transversal
- Reducción de angostamientos

Se considera un perfil tipo de talud 1:9 (V:H), cuya altura debe alcanzar los 3,9 m para contener la crecida de período de retorno 100 años (70 m de ancho) o 1,7 m para un período de retorno de 10 años (30 m de ancho). La pendiente del cauce, varía entre 1,8% y 2,7% y bajo condiciones de perfilamiento y limpieza, alcanza una rugosidad de 0,045.

Cabe señalar que los trabajos de perfilamiento no son excluyentes de otras obras de protección de riberas que terceros puedan proponer en el mismo tramo. Sólo se debe asegurar que dicha obra no presentará una singularidad dentro del perfil homogéneo del cauce. De igual forma, cualquier obra de protección de ribera que se proponga aguas arriba o aguas abajo del tramo perfilado, debe ser tal que no perjudique el comportamiento hidráulico en dicho tramo.

#### **1.6.11 Medidas no estructurales**

Las medidas no estructurales se refieren a reglas o normas que regulan el tema de las aguas lluvias y del uso del suelo que sustituyen y/o complementan las medidas estructurales. En estas medidas es fundamental el comportamiento de la población y la buena voluntad para desarrollarlas. A continuación, se detallan las medidas básicas que debe tenerse en cuenta para enfrentar los problemas de las aguas lluvias.

**Información y educación:** Dar a conocer a toda la población, el problema de las aguas lluvias y específicamente el fenómeno de las crecidas de los cauces, ya que de ésta depende el éxito de las medidas no estructurales. La educación pública es la mejor forma de explicar el origen y efectos de las aguas lluvias, además de mostrar cómo evitar el deterioro de la calidad de ellas. También se incluye en éste, la educación de limpieza y salud.

En este punto, se debe indicar a los agricultores los riesgos involucrados en la extensión de sus tierras cultivables dentro de la caja del río y que, además, lo hacen a costo y riesgo propio.

**Mantenimiento preventivo:** Esta medida se refiere a los procedimientos de inspección, prueba y mantenimiento de los elementos que forman parte del sistema de drenaje.

**Control de depósitos y descargas ilícitas:** Existe un sinnúmero de actividades, tanto de índole doméstica como industrial, que generan residuos que deben ser dispuestos en lugares adecuados para su tratamiento. Por el difícil manejo de estos residuos, se hace necesario minimizar los depósitos de escombros y basura que arrojan en el lecho de los cauces y en colectores de aguas lluvias, que imposibilitan el escurrimiento normal de las aguas.

**Reglamentación del uso de suelo:** Es necesario implementar regulaciones legales que posibiliten un claro accionar en el tema de las aguas lluvias con respecto al desarrollo urbano. A continuación, se enumera algunas actividades que pueden resultar de interés.

Control del uso de suelo: En cuanto a restricciones al uso del suelo recomendadas en función de evitar daños por efecto del escurrimiento de aguas lluvias, se sugieren las siguientes: Limitar y regular el uso de suelo del lecho de los cauces naturales / Reglamentar la exigencia de forestar y mantener la cubierta vegetal.

Sistema de predicción de inundaciones: Para evitar daños de magnitud y tomar las medidas en el tiempo oportuno, se hace necesario establecer un sistema de monitoreo conectado en línea a una computadora central. Este permitirá predecir caudales de escurrimiento excesivos que puedan desencadenar inundaciones de graves consecuencias, en sectores poblados cercanos a tramos críticos de los cauces existentes. El sistema de monitoreo contará con una serie de estaciones fluviométricas y pluviométricas ubicados en puntos estratégicos de la cuenca en cuestión.

Medidas de alerta y evacuación: Una vez definidas las zonas de riesgo de inundación, se debe implementar una serie de medidas que permitan controlar la inundación o en casos extremos evacuar rápidamente a los damnificados y a sus enseres.

### **1.6.12 Conclusiones**

Como resultado de los trabajos presentados durante el desarrollo de esta consultoría, las reuniones de trabajo sostenida con el equipo consultor y con otras instituciones, además de un detallado recorrido de la zona de estudio, la Dirección de Obras Hidráulicas elaboró un programa de trabajo a seguir en el corto plazo. Adicionalmente, ha destacado el importante aporte de información que el presente estudio entrega a la región.

Resultado de lo anterior, se han definido los proyectos y estudios que se deben realizar con posterioridad al presente trabajo, los que se presentan a continuación apoyado en fotos de los sectores de interés, descripción de las obras y/o estudios, los que complementan al plano "Ubicación e Identificación de Soluciones Propuestas".

También se presenta a continuación, conclusiones complementarias a las obras propuestas.

- a) Se recopiló y generó información de utilidad para otros organismos del estado y privados

La presente Consultoría entrega material muy valioso para la planificación y posterior diseño de obras, tanto para organismos del Estado, como para privados. Se hace entrega de una gran cantidad de información que permite el rápido y eficiente diseño de las obras. Entre los antecedentes más importantes, están:

Cartografía - Topografía - Hidrología - Eje Hidráulico - Modelo Computacional - Diagnóstico De Drenaje Urbano Y Cauces - Fotografías Aéreas - Cálculo De Socavaciones Y Criterios De Diseño.

El estudio hidrológico, tanto del análisis de precipitación, como de crecidas de los ríos, se abordó en forma conservadora: Incluyó en el análisis, información de los eventos más extremos de los cuales se tenga registro en el último siglo. Este es el primer estudio, en conjunto con el proyecto de Prefactibilidad de los Embalses, que incorpora tan valioso antecedente en su análisis.

b) Consideraciones en proposición de obras

Las obras civiles que se consideran para continuar con estudios más detallados, se concentran en la preservación y protección de las viviendas y la infraestructura pública: puentes, caminos, agua potable, etc. En los sectores rurales, donde se comprometen terrenos agrícolas, se optó por el manejo del cauce mediante perfilamiento y encauzamiento del río, además de la fiscalización para evitar el inadecuado manejo de los ríos por parte de terceros.

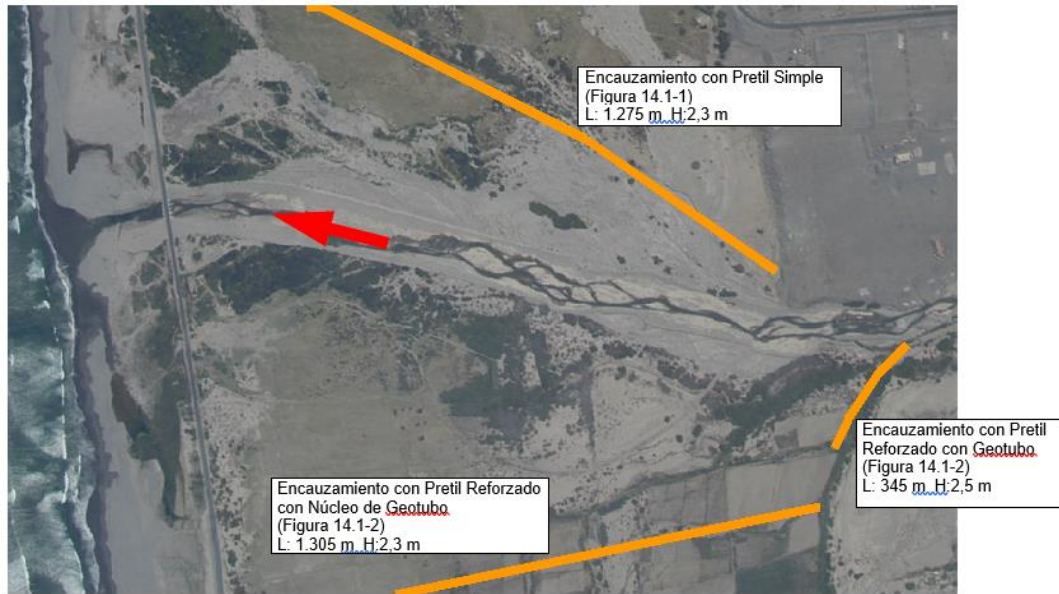
- Lo anterior, no es excluyente a las iniciativas privadas de construcción de obras de protección. Pero ello, se deberá realizar bajo el marco legal existente, que indica que el diseño de las obras debe contar con la aprobación de la DOH.
- La proposición de obras de manejo de cauces, están relacionadas con protección contra efectos erosivos, más que por problemas de desbordes. Debido a ello y al régimen fluviométrico de los ríos, las obras se diseñaron para período de retorno de 100 años.
- El perfilamiento de los cauces, considera perfiles de 70 m de ancho, de exclusividad: en esta franja está prohibido trabajos de extracción de áridos, construcción de obras, intervención de cauce, etc.

c) Proyecto L1.A: Encauzamiento De La Desembocadura Del Río Lluta

El problema en el tramo final (desembocadura) radica en la sección de río poco definida, lo que se traduce en desbordes. En este sector se considera aumentar el área de protección definido en el Plan Regulador, lo que se complementará con el área de protección destinado a un Santuario de la Naturaleza, como se observa en la Figura 1-86 y Figura 1-87.



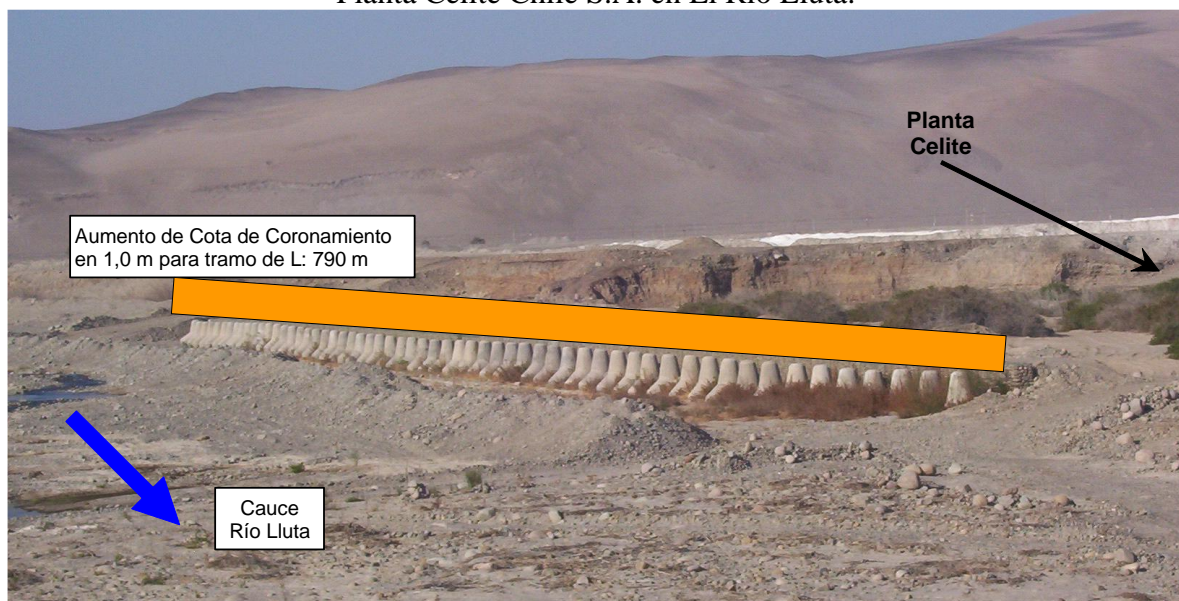
Figura 1-87. Proyecto Ll.A Encauzamiento desembocadura Río Lluta, con pretiles simples y reforzados con núcleo de geotubo



d) Proyecto Ll.B: Peralte De Cota De Coronamiento De Gaviones Existentes Frente A Planta Celite

Para caudal asociado a período de retorno de 100 años, la obra de defensa y encauzamiento existente frente a la planta de Celite S.A. es superada, por lo que se requiere colocar una fila adicional de gaviones de 1,0 m de altura a lo largo de las 790 m de estructura. En la Figura 1-87 se indica su ubicación y en la Figura 1-88 se observan los gaviones y tetrápodos ya instalados.

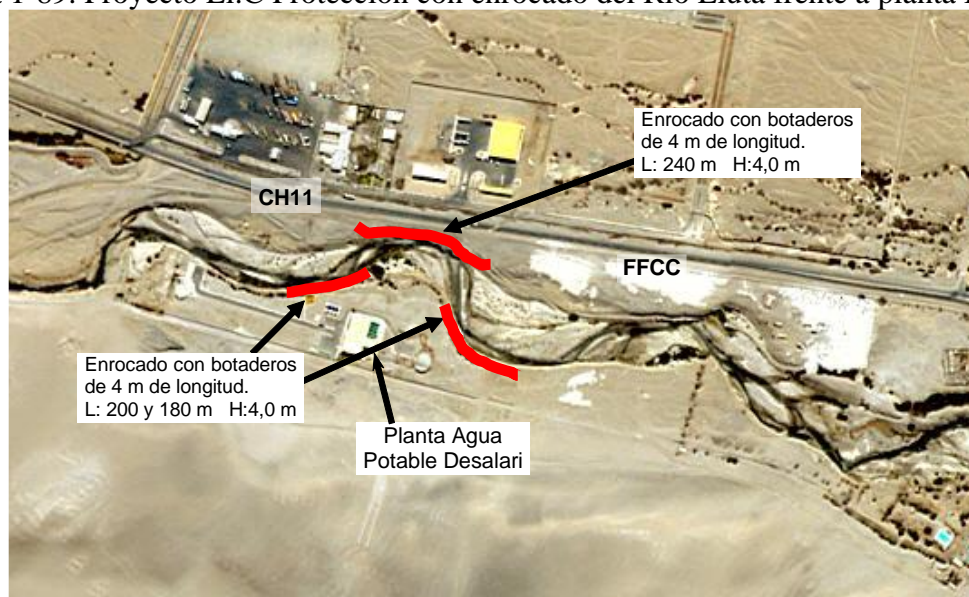
Figura 1-88. Proyecto Ll.B Peralte De Cota De Coronamiento De Gaviones Existentes Frente a Planta Celite Chile S.A. en El Río Lluta.



e) Proyecto Ll.C: Protección Con Enrocado De Ambas Riberas Del Río Lluta, Frente A Planta Desalari.

Esta obra busca proteger ambas riberas del río, en el sector de la planta de agua potable de Desalari. En este sector de fuertes curvas, la instalación de agua potable, al igual que la línea férrea del FFCC Arica-La Paz y la ruta CH-11 están muy próximos al cauce, en un tramo de alta velocidad y potencial de erosión. Por este motivo, se propone la construcción de enrocados (Figura 1-89) de 4,0 m de altura con botaderos de 4 m de longitud para disminuir la velocidad a pie de talud. En la ribera derecha, se considera una longitud de 240 m y en la izquierda, se divide en dos tramos de 180 y 200 m. En la Figura 1-89 se observa el emplazamiento de la obra.

Figura 1-89. Proyecto Ll.C Protección con enrocado del Río Lluta frente a planta Desalari



f) Proyecto Ll.E: Encauzamiento Con Espigones De Ribera Izquierda Del Río Lluta Aguas Abajo Del Puente Santa Lucía.

Esta obra busca encauzar el flujo del río Lluta aguas abajo del puente Santa Lucía, tal de evitar que erosione la ribera izquierda. Para ello se propone la construcción de 7 espigones de 10 m de longitud y 3,3 m de altura, separados a 40 m, construido con roca de peso medio 1,0 ton. En la Figura 1-90 se observa el emplazamiento de la obra.

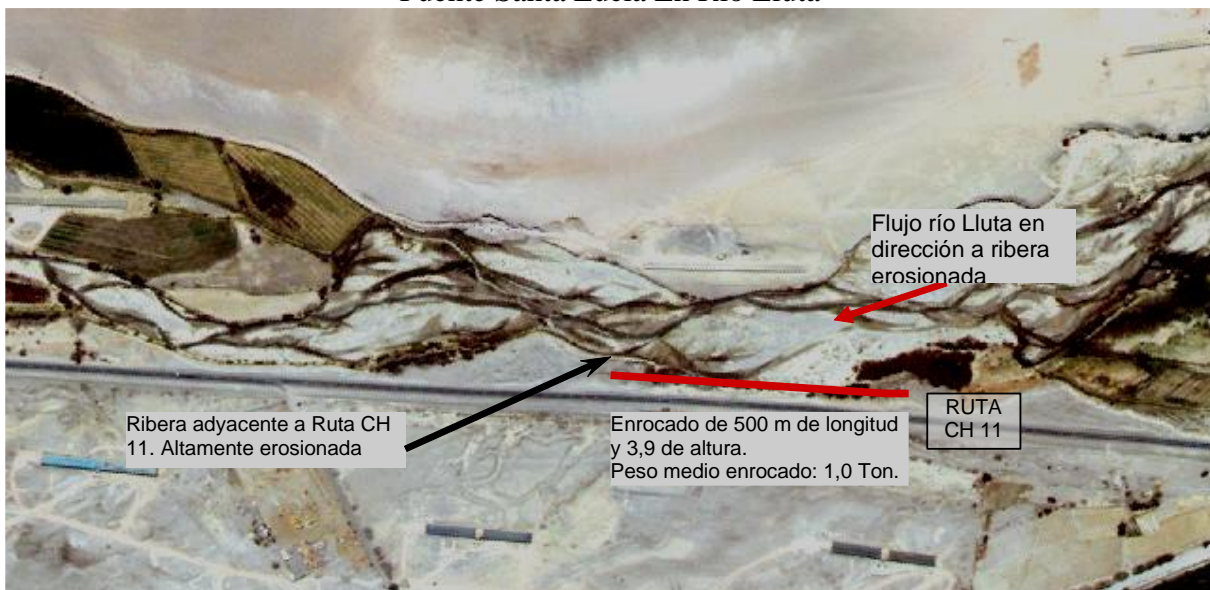
Figura 1-90. Proyecto Ll.E Encauzamiento Con Espigones En Ribera Izquierda, Aguas Abajo Del Puente Santa Lucía En Río Lluta



g) Proyecto Ll.F: Protección Con Enrocado De La Ribera Izquierda Del Río Lluta, Aguas Arriba Del Puente Santa Lucía, Donde Cauce Se Acerca A Ruta Ch-11

Esta obra busca proteger la ribera izquierda del río aguas arriba del puente Santa Lucía, donde la ruta CH-11 está muy próxima al cauce, en un tramo de alta velocidad y potencial de erosión. Por este motivo, se propone la construcción de enrocados (Figura 1-91) de 3,9 m de altura en 500 m de extensión. En la Figura 1-91 se observa el emplazamiento de la obra.

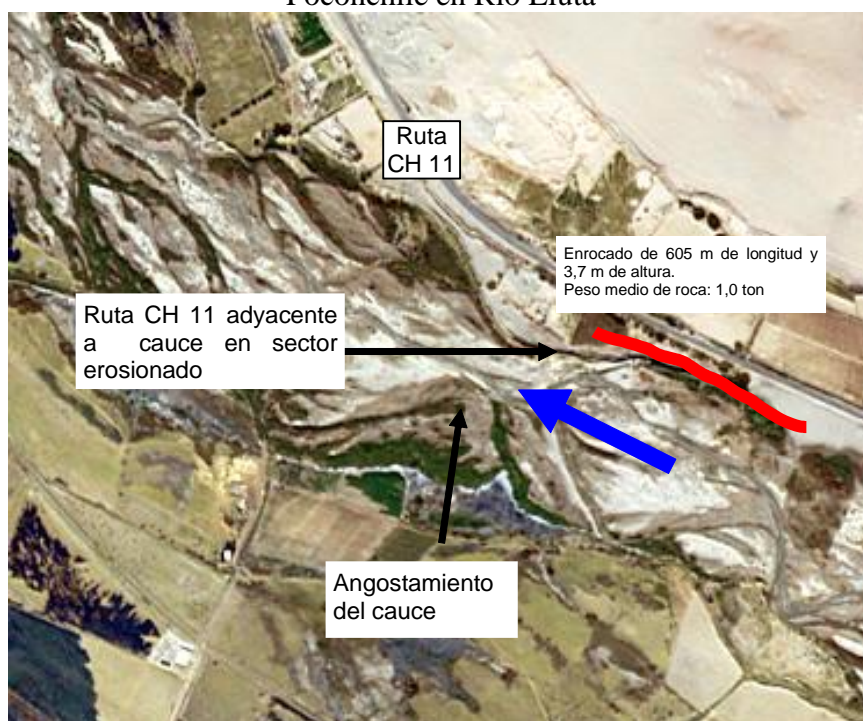
Figura 1-91. Proyecto Ll.F: Protección Con Enrocado De La Ribera Izquierda, Aguas Arriba Del Puente Santa Lucía En Río Lluta



h) Proyecto LL.I: Protección Con Enrocado De La Ribera Izquierda Del Río Lluta, Aguas Abajo Del Puente Poconchile, Donde Cauce Se Acerca A Ruta Ch-11

Esta obra busca proteger la ribera derecha del río aguas abajo del puente Poconchile, donde la ruta CH-11 está muy próxima al cauce, en un tramo de alta velocidad y potencial de erosión. Por este motivo, se propone la construcción de enrocados (Figura 1-92) de 3,7 m de altura en 605 m de extensión. En la Figura 1-92 se observa el emplazamiento de la obra.

Figura 1-92. Proyecto LL.I Protección con enrocado de la ribera derecha, aguas abajo del puente Poconchile en Río Lluta



- i) Proyecto L.L.L: Protección Con Enrocado De La Ribera Izquierda, Donde La Ruta Ch11 Se Emplaza Pegada Al Cauce En Puntilla (Aprox. Km 36 De La Ruta Ch11).

Esta obra busca proteger la ribera izquierda del río, en el sector de puntilla del km 36 de la Ruta CH 11. Se propone la construcción de enrocados (Figura 1-93) de 4,0 m de altura en 360 m de extensión. En la Figura 1-93 se observa el emplazamiento de la obra.

Figura 1-93. Demanda estimada de agua por sector económico, Macrozona Norte Grande (m<sup>3</sup>/s) Proyecto L.L.L Protección Con Enrocado De La Ribera Izquierda Del Río Lluta, Sector De Puntilla Del Km 36 De La Ruta Ch 11.



## 1.7 Revisión Tomo 4 Del Plan De Manejo Del Cauce Para La Cuenca Del Río San José

El Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca del Río San José se orienta hacia la entrega de una solución integral al manejo de 52 km del cauce. Este plan de manejo del río, se concibe como un programa de protección y estabilización de riberas y un programa de control de las crecidas. En este contexto, también se concibe establecer zonas de riesgo en las planicies de inundación, preservar el Bien Nacional de Uso Público, lo que implica el uso responsable de los terrenos ribereños.

Las obras que se proponen tienen por objetivo evitar los desbordes en el cauce del río San José, evitando la socavación del lecho y la erosión de las riberas. Los tramos que involucran los proyectos, corresponden a aquellos que comprometen sectores poblados y obras de infraestructura (caminos, puentes, canales, etc.).

En el estudio se elaboró un plan de manejo del río San José. Los planes se conciben como un documento orientador tanto de las acciones estructurales (obras fluviales y marítimas) como no estructurales (acuerdos, procedimientos) que deben aplicarse en los cauces de la cuenca para lograr los objetivos que se plantean.

### **1.7.1 Diagnóstico**

Las conclusiones principales respecto al manejo del río San José, se resume en los siguientes problemas:

- El río San José, al igual que la Quebrada de Acha, en el tramo urbano en forma global posee la capacidad suficiente para conducir las respectivas crecidas de período de retorno 100 años, existiendo sectores críticos puntuales como son los puentes. Para la crecida de período de retorno 50 años, funciona apropiadamente.
- En el tramo aguas arriba de la confluencia de la quebrada de Acha y hasta el sector de Las Maitas, el cauce ha sido estrechado por el terreno agrícola que se ha extendido hacia dentro de la caja del río, y por lo tanto no posee la capacidad suficiente para conducir el caudal total de la crecida.
- Los desbordes no cubren grandes extensiones, ya que la carga de agua que genera dicho desborde no supera el 1,0 m de altura y con baja velocidad, por lo que no posee la energía suficiente para escurrir y superar la resistencia de los suelos con cultivos y frutales.
- La mayoría de los puentes son antiguos, su estado de conservación no es satisfactorio y constituyen una seria obstrucción al escurrimiento del río San José. Además, las bases de las cepas están fuertemente socavadas.
- Existe una gran actividad de extracción de áridos desde la caja del río, lo que reduce su capacidad hidráulica y aumenta el arrastre de sedimento.
- En la zona rural, los terrenos agrícolas han continuado extendiéndose hacia dentro de la caja del río. Por lo que la sección libre para el flujo además de disminuir, posee una serie de obstrucciones.
- La superficie inundada con probabilidad de excedencia 0,1%, no supera 200 há, de los cuales 73 há son de uso agrícola. Ello distribuido en aproximadamente 35 km, resulta ser despreciable como efecto económico.
- El uso del río como basurero. Además de la rugosidad natural, existe una gran cantidad de escombros.
- Existen poblaciones instaladas en el cauce, en la confluencia con la Quebrada de Acha.

## 1.7.2 Soluciones

La problemática del río San José en la zona urbana se traduce en la necesidad de mejorar su capacidad de conducción y disminuir la velocidad de escurrimiento. En el tramo rural, se requiere eliminar las secciones irregulares y el avance de los rellenos de uso agrícola dentro de la caja del cauce.

Ambos casos, se traduce en proponer como solución general, la disminución de la rugosidad en base a mantención y limpieza.

Lo anterior debe acompañarse con la educación de los ribereños, señalando que, al aumentar la extensión de su propiedad dentro de la caja del río mediante el uso de rellenos, perjudica a sus vecinos, además de ellos correr el riesgo de perder sus terrenos durante una crecida. Todo trabajo en este sentido, se realiza bajo riesgo del privado y no les compete a organismos estatales responder por pérdidas de cultivos y terrenos mejorados.

También se identificaron tres sectores que requieren de obras civiles puntuales, como son en la confluencia de la Quebrada de Acha, en los puentes existentes y en el km 26,9 (protección ruta A27).

Las obras estructurales y de mantención, son los siguientes:

Tabla 1.65. Listado De Proyectos. Río San José

SECTOR	Prioridad	Proyecto
A _ Km 0 a 4,5 Tramo Urbano Arica	Alta	- Perfilamiento y limpieza de cauce, desde el puente Saucache, hasta su desembocadura. (L=4.500 m) - Secciones de galibo en los puentes.
B _ Km 5,3 Confluencia Qda. de Acha con río	Alta	- Erradicación de poblaciones que se instalaron dentro de la caja del río. - Extensión de gaviones existentes (L=160)
C _ Km 8,0 Cerro Sombrero	Media	- Perfilamiento y limpieza de cauce, desde el puente Saucache, hasta su desembocadura. (L=2.000 m)
D _ Km 9,0 Camino ribera sur, sector campo Golf	Alta	- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantención y limpieza periódica de los cauces. (L=3.000 m)
E _ Km 12,5 Aguas abajo de Las Maitas	Media	- Perfilamiento, Mantención y limpieza periódica de los cauces. Encauzamiento con pretiles simples. (L=5.200 m)
F _ Km 18,5 Aguas Arriba de Las Maitas	Media	- Perfilamiento, Mantención y limpieza periódica de los cauces. Encauzamiento con pretiles simples. (L=3.000 m)
G _ Km 20,5 Sector de Chugual	Media	- Perfilamiento, Mantención y limpieza periódica de los cauces. Encauzamiento con pretiles simples. (L=1.500 m)
H _ Km 26,9 Puntilla en camino A27	Alta	- Protección con enrocado de la ribera derecha, donde curva del camino A27 coincide con curva del cauce
I _ Km 32,0 Cerro Blanco	Media	- Monitoreo de avance de erosión en ribera derecha, donde curva del camino A27 coincide con curva del cauce.
J _ Km 36,6 Sector 18 de Sept.	Media	- Perfilamiento, Mantención y limpieza periódica de los cauces. Encauzamiento con pretiles simples. (L=6.000 m)

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

### 1.7.3 Recomendaciones

Las principales recomendaciones que surgen del presente estudio son las siguientes:

#### a) Protección de Cauces Naturales

Se recomienda definir claramente en los Planes Reguladores el carácter de área de prohibición absoluta del uso del suelo dentro de los cauces naturales.

Dicha restricción, además de las atribuciones que posee la DGA sobre el uso de cauces naturales permitirá asegurar que el sistema de drenaje cuente con vías a través de las cuales salga al mar.

El río San José, el alto potencial de erosión de los taludes en la zona, obliga a requerir fijar una franja de protección de las riberas, de 5 a 10 m de ancho, la cual deberá ser destinada a área de esparcimiento comunitario: parques, paseo peatonal, etc. En el caso de construcciones de hormigón cuyos muros se fundan prácticamente en el río, se deberá prohibir su crecimiento y aquellas viviendas livianas de alto riesgo y específicamente aquellos asentamientos ilegales, deberán ser relocalizados.

También es importante destacar que los organismos municipales, específicamente la Dirección de Obras Municipales, debe tener en cuenta las características hidráulicas del río San José, especialmente en la emisión de nuevos permisos de edificación. Caso particular es la planicie aguas arriba del puente Luis Berreta, en la ribera derecha, la cual, en caso de crecidas, opera como zona de inundación colaborando con el flujo por los puentes de ferrocarril y Luis Berreta.

#### b) Carácter Normativo del Plan de Manejo

Para que el Plan de Manejo desarrollado sea de utilidad, es necesario que sus soluciones sean de carácter normativo, es decir que deban ser obligatoriamente consideradas al estudiar soluciones locales para nuevas urbanizaciones, proyectos de nuevas calles, estudios de pavimentación, etc.

Considerando la dinámica de crecimiento de la ciudad de Arica, dicho carácter normativo debe establecerse lo antes posible, para evitar situaciones que posteriormente obliguen a revisiones de importancia.

#### c) Información Hidrológica

No obstante que el estudio desarrollado se considera completo y un verdadero aporte de información y análisis de crecidas para la región, se estima pertinente revisar o verificar los resultados de los análisis de frecuencia en alrededor de cinco a diez años más, cuando se cuente con nuevos registros históricos. Lo anterior es relevante si se considera lo errático y variado de los eventos de crecidas de ambos cauces.

d) Consideraciones en el Manejo del Cauce San José en el tramo Urbano

Se ha señalado que el río San José, por su estrecha sección y fuerte pendiente, posee un régimen de escurrimiento de alta velocidad, la cual se incrementa en torno a los puentes. El análisis de posibles obras indica que mientras los puentes mantengan la geometría actual, el río seguirá presentando problemas hidráulicos. Cualquier alternativa de revestimiento implica la aceleración del flujo y, por ende, una mayor disipación de energía al impactar las cepas.

A su vez, se observó el estado de conservación de las fundaciones de las cepas, al igual que los terrenos donde se emplazan los estribos, siendo clara la erosión y socavación que afecta a los puentes. Por lo que, sumado a la falta de capacidad, se ha propuesto un programa de reposición de puentes, que bien cabe señalar, son estructuras de más de 50 años de vida.

e) Inversión Privada en Obras de Protección

El Plan de Manejo de Cauces está dirigido a la elaboración de un programa de inversión para resguardar la propiedad e infraestructura pública y privada. No se contemplan obras civiles para asegurar las inversiones comerciales privadas, sólo el perfilamiento del cauce para un adecuado escurrimiento.

Lo anterior no excluye la iniciativa privada de proceder y construir obras civiles para resguardar su propiedad, pero éste deberá contar con la aprobación de la Dirección de Obras Hidráulicas. Para el dimensionamiento de sus obras, el privado podrá emplear los antecedentes de este estudio que deberá estar disponible, al igual que para otras instituciones estatales.

f) Medidas No Estructurales

En forma complementaria a las obras propuestas, será conveniente analizar y poner en práctica las medidas no estructurales propuestas en este estudio y que resulten de mayor relevancia para cada caso particular. Dichas medidas, de tipo normativo, educacional, etc., son de costos relativamente bajos y de alta rentabilidad.

## **1.7.4 Objetivos y alcances del estudio**

### **1.7.4.1 Objetivo general del estudio**

El objetivo general del estudio es la formulación y elaboración del Plan de Manejo del Río San José.

El Plan de Manejo Técnico del río San José tiene como función principal permitir un manejo integrado por parte de todos los actores que se relacionan con este cauce, considerando los aspectos de explotaciones de áridos, delimitación de zonas de inundación, deslindes, obras de protección fluvial, obras de arte, bocatomas, canales e infraestructura vial.

Este plan de manejo deberá ser, en conjunto con los demás planes considerados en la presente consultoría, concordantes entre sí y ser coherentes con los planes y programas de desarrollo comunal, especialmente con el desarrollo urbano de la ciudad de Arica.

#### **1.7.4.2** Objetivos específicos

Común para los tres planes descritos, un objetivo específico será recopilar y analizar toda la información disponible relacionada con cada uno de los temas relacionados con el estudio.

A continuación, se describen los objetivos específicos para este plan:

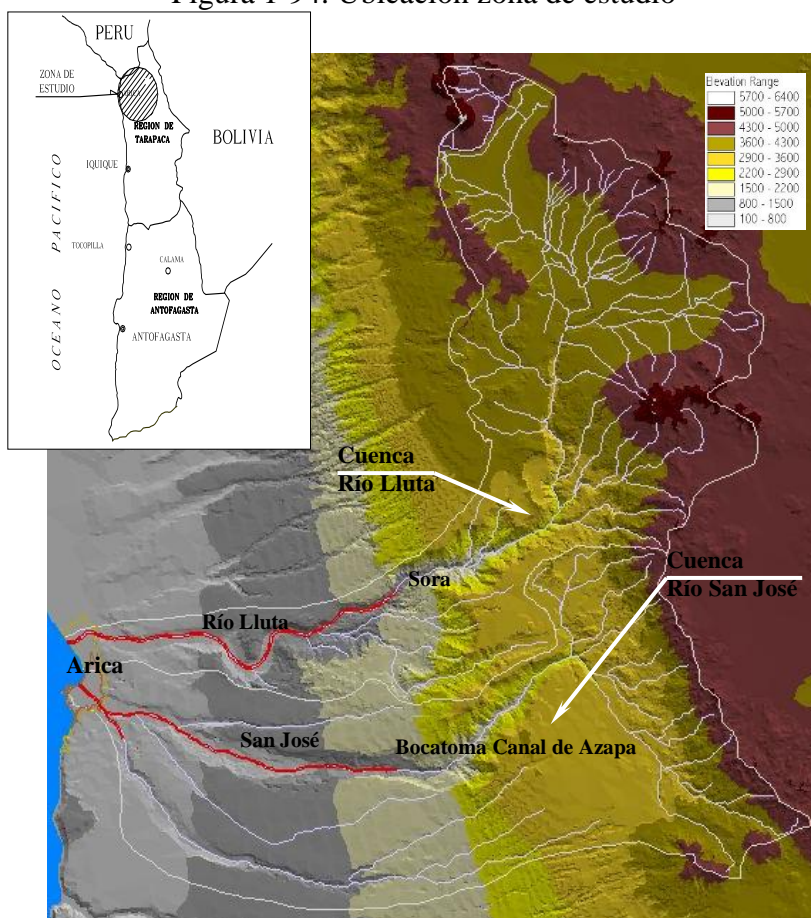
##### Plan de Manejo del Cauce del Río San José

- Realizar una descripción de la cubierta vegetal de la cuenca, con especial detalle de la parte alta, y analizar y proponer acciones que permitan un mejor manejo hidráulico de los cauces.
- Ejecutar un diagnóstico de la situación actual respecto de los principales problemas de inundaciones, erosión de riberas, pérdida de suelos, contaminación de las playas, embancamiento del puerto de Arica, daños a la infraestructura (camino, puentes, obras de protección, obras de arte, etc.) del cauce natural.
- Analizar diferentes escenarios de posibles soluciones (obras de control de caudales y sedimentos en ambas cuencas, obras en una sola cuenca, sólo obras en la desembocadura o alternativas mixtas, etc.) y su plan de inversiones.
- Elaborar un plan de acciones, de obras hidráulicas y estrategias de acción, para el manejo del cauce del río.
- Realizar un completo catastro y evaluación de la situación actual y perspectivas futuras de las extracciones de áridos, y una proposición de medidas de acción en este tema.
- Elaborar una proposición para la regulación del uso y normativas para el manejo y explotación del cauce.
- Establecer el régimen de la morfodinámica litoral.
- Seleccionar, mediante modelos numéricos del sector fluvial y costero de la desembocadura, la forma de las obras de ingeniería civil y marítima indispensables para el control sedimentológico del puerto de Arica y de las playas de la ciudad.
- Formular y desarrollar a nivel de perfil de proyecto un programa de obras de defensas fluviales a construir en el corto (5 años) y mediano (10 años) plazo en el río San José, en tramos específicos de mayor riesgo.
- Definir, a nivel de perfil de proyecto, un programa de medidas no-estructurales a poner en práctica en el corto y mediano plazo, en el río San José, relacionados con la extracción de áridos, fijación de deslindes, manejo de bocatomas, ocupación de planicies inundables, planes de contingencia y educación.
- Elaborar un Estudio de Análisis Ambiental asociado a las medidas propuestas para el río.
- Desarrollar un Sistema de Información Geográfica (SIG), que contenga la información levantada, el diagnóstico y las medidas propuestas por el Plan Maestro, que sirva de apoyo a la toma de decisiones técnico-políticas para el manejo del cauce.

### 1.7.5 Descripción general del área de estudio

En la Figura 1-94 siguiente, se indica la ubicación del área de estudio: Río San José, y se identifican las dos cuencas estudiadas en esta consultoría: Lluta y San José, y su ubicación respecto a la ciudad de Arica.

Figura 1-94. Ubicación zona de estudio



La cuenca del río San José se forma en la intercepción de los ríos Seco y Ticnamar, ubicados en la Provincia de Arica, abarcando una superficie de 3.200 km<sup>2</sup>, encerrados en un perímetro de 310 Km, ubicada entre los paralelos 18°15' y 18°45' sur y los meridianos 69°10' y 70°20' oeste con una orientación E – W, extendiéndose unos 120 Km en esa dirección, presentando una forma alargada, siendo más ancha en su parte alta, sector donde se concentran las precipitaciones.

Deslinda con las siguientes cuencas:

- Al Norte      Río Lluta
- Al Sur        Quebrada Vítor
- Al Este        Río Lauca afluente a la cuenca cerrada de Coipasa
- Al Oeste      Océano Pacífico

La superficie total de la cuenca es de 3.160 Km<sup>2</sup>, su altura media es de 2.413 m.s.n.m. La conformación geológica se caracteriza por presentar afloramientos rocosos de tipo estratificados e intrusivos cubiertos por rocas volcánicas y sedimentos de edad terciaria y cuaternaria.

El aporte efectivo del agua proviene casi en su totalidad de la subcuenca del río Ticnamar, con una hoya de 870 Km<sup>2</sup>, donde se encuentran las máximas alturas de la cuenca, en los cerros Belén y Chapiquiña que sobrepasan los 5.000 m.s.n.m., siendo en este sector donde se concentran las precipitaciones con un promedio de 200 mm anuales, fluctuando entre 578mm máximo (registrada en la estación de Belén el año 1953) y 6 mm mínimo anuales.

Gran parte de la hoya hidrográfica del río San José corresponde a afluentes secos, como las quebradas del Diablo, de Lloyllas y de Acha o Higueras. El más importante es la quebrada de Acha con 1.180 Km<sup>2</sup>. Drena más de un tercio del total de la hoya del río San José.

La concentración de las precipitaciones en un período tan corto, entre los meses de diciembre a marzo, las fuertes pendientes y la escasa capacidad de absorción del suelo, unidos dan como resultado crecidas en forma de aluviones, los cuales provocan daños de consideración en el valle de Azapa y ciudad de Arica.

El valle del río San José está formado por relleno de poca profundidad, sólo alcanzando significancia en los últimos 35 km, con espesores que fluctúan entre los 20 y 50 m, encontrándose los máximos espesores en la desembocadura del río.

Este relleno de carácter aluvial, se caracteriza por la presencia de materiales muy heterogéneos producto de sucesivas corrientes de barro que dejan depósitos sedimentarios caracterizados por mala clasificación, ya que son materiales muy diversos, con ausencia de estratificaciones. La presencia de bolones de gran tamaño, cantos rodados y arenas gruesas por un lado y la falta de estratificación, por otro, dan a estos rellenos características de buena permeabilidad horizontal y vertical, la que se ve afectada sólo por las desembocaduras de pequeñas quebradas, la que aportan material fino: arena, arcilla y limos.

En términos generales, el desarrollo del valle presenta terrazas y sedimentos aluviales antiguos en la ribera derecha, aumentando su ancho a medida que se aproxima al sector de Alto Ramírez, donde alcanza hasta los 2,0 km de ancho, lo que se prolonga hasta llegar a la planicie de la ciudad de Arica.

En la ribera izquierda también se detectan algunas terrazas y sedimentos aluviales, pero en segmentos interrumpidos por tramos de rocas volcánicas y sedimentarias, donde los cerros del valle tienen pendiente fuerte y se imponen con su tamaño. Aguas abajo del sector de Alto Ramírez, las terrazas de la ribera izquierda también se extienden, pero en menor tamaño. Esto último es importante para entender que los principales problemas de inundación y erosión de terrenos agrícolas se producen en la ribera derecha.

El valle de Azapa, en la cabecera del tramo de estudio, hasta el km. 42,0 (según kilometraje del cauce), la caja del río está definido por paredes verticales, sección de más de 200 m de ancho, terrazas en altura (sobre 10 m sobre el fondo del cauce) en la ribera derecha y cerros de pendiente fuerte. No hay desarrollo agrícola, ni poblaciones, no se compromete el camino y en general, es un tramo que no presenta problemas por causa de las crecidas.

La creciente y pujante actividad agrícola del valle, ha llevado a que en forma continua se extiendan los terrenos agrícolas hacia dentro de la caja del cauce, ya sea, habilitando el mismo lecho o transportando material de relleno proveniente de los cerros ricos en limos, el cual es posteriormente compactado y nivelado.

Estas riberas artificiales son más inestables y erosionables que las riberas naturales en la que hay mayor presencia de bolones, por lo que son y así se ha corroborado en terreno, los sectores más perjudicados por las crecidas del río.

### **1.7.6 Recopilación y análisis de antecedentes existentes**

Se realizó una exhaustiva recopilación y análisis de la información existente sobre los cauces naturales de cada cuenca, aspectos geomorfológicos, geotécnicos, aspectos históricos de la ciudad de Arica, entre otros. Para ello, se recurrió a los siguientes organismos: Dirección de Obras Hidráulicas (central y regional), Dirección General de Aguas (central y regional), Dirección Regional de Vialidad, Conaf, Conama, Instituto Geográfico Militar, I. Municipalidad de Arica, Serviu, Universidad de Tarapacá y Universidad de Chile.

La información recopilada se presentó en los siguientes temas

- Cartografía
- Geomorfología
- Hidrología e Hidráulica
- Materiales de Cauces
- Cubierta Vegetal
- Publicación Prensa
- Estudios Existentes
- Proyectos Propuestos

En relación a los antecedentes recopilados, especial mención tienen los siguientes puntos.

#### **1.7.6.1 Hidrología e Hidráulica**

En general, los antecedentes hidrológicos e hidráulicos disponibles, fueron considerados como elementos de corroboración para el estudio hidrológico e hidráulico de la presente consultoría. También se empleó para analizar las metodologías de cálculo y las consideraciones involucradas, ya que las percepciones actuales de las obras requeridas y del comportamiento de los cauces, están basados en estos estudios existentes.

Resultó de interés, el análisis de crecidas del río San José obtenido de recopilación de información de prensa, estudios, organismos. Aunque son registros que no cuentan con validación sistemática por un proceso y punto definido de medición, es una herramienta de suma utilidad para analizar la tendencia estadística.

### **1.7.6.2** Publicación de prensa

La información entregada por la prensa, independiente de los posibles errores en la definición de unidades o nombres técnicos, cumple una labor como medio de comunicación para las labores de prevención y preparación de la población durante el desarrollo de los eventos del invierno altioplánico.

Caso particular merece el constante seguimiento que la prensa entrega año a año, a las precipitaciones en el interior de la provincia de Parinacota, informando sobre niveles de aguas caídas, temperaturas, estado de los caminos que comunican a los distintos poblados de los valles, además de los caminos internacionales y, sobre todo, el nivel de agua del río San José. Se destaca que esto es una de las medidas no estructurales de los Planes de Manejo de Cauce, por lo que se debe potenciar.

Los eventos más importantes registrados son las crecidas del río San José el año 1973 y del Lluta el año 2001, puesto que éstos tuvieron consecuencias sin precedentes y que no se han vuelto a repetir. El resto de los años, la descripción y efectos son prácticamente los mismos.

### **1.7.7** Estudio hidrológico

El análisis hidrológico de la zona está enfocado a los requerimientos del estudio del Plan de Manejo del Cauce del río San José, lo que implica la caracterización fluviométrica del río, es decir, estimar los caudales máximos instantáneos para períodos de retorno 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Para caracterizar el régimen de crecidas en el río San José, se recopiló información disponible en la Dirección General de Aguas (D.G.A.) y Dirección Meteorológica de Chile, que consiste en los registros fluviométricos y pluviométricos de la zona de interés. Con estos antecedentes se realizó el análisis de frecuencia de los registros históricos que entrega la magnitud de las lluvias y caudales, para diferentes períodos de retorno. Las distribuciones de probabilidades aplicadas en los análisis son las siguientes: Log-Normal y Gumbel.

Como este río cuenta con control fluviométrico, y además no existe correlación aplicable entre éste y la precipitación sobre la cuenca, la estimación de los caudales se realizó con base en el estudio de las estadísticas fluviométricas. Para el cálculo de las crecidas de la quebrada de Acha, se emplearon relaciones indirectas en función de la fluviometría del río San José.

En la zona de interés se cuenta con las estaciones fluviométricas que se presentan en la Figura 1-94: San José en Ausipar y Bocatoma.

Las estadísticas de la estación San José antes de Bocatoma de Azapa el registro es corto. Por lo tanto, para estimar los caudales en crecida del río San José se tomó como base las estadísticas de la estación San José en Ausipar, rellenando los vacíos que ésta tenga de acuerdo a los antecedentes presentados en los distintos estudios recopilados y analizados.

Es decir, se fundieron todos los registros disponibles a lo largo del río San José desde Ausipar hasta la desembocadura, para generar una sola estadística. Esta consideración conservadora, se basa en asumir que la cuenca aportante del río San José corresponde a la parte alta, aguas arriba de Ausipar y, por lo tanto, no habrá nuevos aportes aguas abajo. Sobre esta estadística se realizó el análisis de frecuencia gráfico, con el objetivo de observar cual distribución de probabilidades representa de mejor

forma los datos históricos. Se define San José Urbano como el tramo aguas abajo de la confluencia de la Quebrada de Acha.

Considerando la similitud en relación a la geomorfología y clima de las cuencas del río San José y de la Quebrada de Acha, es razonable suponer que ambas cuencas tienen rendimientos específicos similares. De esta manera, se emplearon los resultados obtenidos en el estudio “Proyecto de defensas fluviales en Quebrada de Acha para el Centro de Readaptación Social de Arica, I Región” realizado por PRISMA (1994).

Tabla 1.66. Caudales de diseño

Años	Caudal (m <sup>3</sup> /s)		
	Río San José		Qda. de Acha
	Rural	Urbano	
2	13	15	2
5	45	53	8
10	78	91	13
25	150	176	26
50	220	258	38
100	320	375	55

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

### 1.7.8 Estudio Hidráulico y Mecánico Fluvial Río San José

Se ha realizado el diagnóstico de los problemas fluviales de los cauces, dentro del área urbana y rural del río San José y la quebrada de Acha, definiendo e identificando áreas propensas a inundaciones por falta de capacidad en los cauces y sectores de alta velocidad con el potencial riesgo de erosión de riberas.

La base para cumplir con lo anterior, es el cálculo del eje hidráulico de ambos cauces y el cálculo de los parámetros de mecánica fluvial: transporte de sedimento y socavaciones. Para el cálculo del eje hidráulico se empleó el programa Hec Ras versión 3.1.1 (mayo 2003).

A continuación, se presenta el diagnóstico del río. Debido a la extensión del cauce y número de perfiles transversales, se definieron tramos homogéneos de río, a los cuales se asocia los parámetros hidráulicos. En la 0 se identifican los tramos considerados para el río San José.

A continuación, se presenta el resumen del diagnóstico del comportamiento hidráulico y mecánico fluvial del río San José.

- De acuerdo con los valores obtenidos en la modelación, se puede señalar que, bajo la situación actual, el río San José, al igual que la Quebrada de Acha, en el tramo urbano en forma global posee la capacidad suficiente para conducir las respectivas crecidas de período de retorno 100 años, existiendo sectores críticos puntuales como son los puentes. Para la crecida de período de retorno 50 años, funciona apropiadamente.

- Existe una planicie inmediatamente aguas arriba del puente Luis Berreta, que, en caso de crecida, es empleada como zona de inundación. Cualquier intervención que se proyecte en estos terrenos, deberá ser analizada detenidamente para verificar que no influya hidráulicamente sobre el cauce y genere desbordes.
- En la zona urbana, para caudal superior a 200 m<sup>3</sup>/s se producen velocidades elevadas de escurrimiento, lo que implica un alto potencial de socavación en los puentes y de erosión de las riberas. Lo último reviste mayor importancia en los sectores donde se han establecido poblaciones colindantes con la caja del cauce.
- La mayoría de los puentes son antiguos, su estado de conservación no es satisfactorio y constituyen una seria obstrucción al escurrimiento del río San José. Además, las bases de las cepas están fuertemente socavadas.
- Del siguiente cuadro, se destaca que ningún puente está diseñado para conducir bajo sus vigas, caudales con período de retorno mayores a 50 años.

Tabla 1.67. Resumen Capacidad Puentes considerando criterio de revancha Río San José

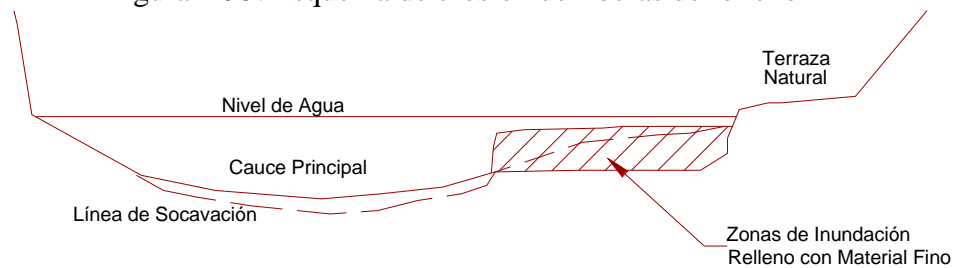
PUENTE	COTA INFERIOR VIGA (m)	COTA AGUA (m)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	T (años)
Capitán Ávalos Oriente	57,05	55,96	258	50
Capitán Ávalos Poniente	57,06	55,84	258	50
Tucapel	39,28	38,22	200	31
Pedro Aguirre Cerda	29,96	28,93	240	44
Alejandro Azolas	27,40	26,36	215	35
Santa María	18,57	17,54	350	90
Comandante San Martín	7,89	6,86	185	26
FFCC Arica - La Paz	6,90	5,47	86	8
FFCC Arica – Tacna	4,85	3,84	26	4

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

- Existe una gran actividad de extracción de áridos desde la caja del río, lo que reduce su capacidad hidráulica y aumenta el arrastre de sedimento.
- En el tramo aguas arriba de la confluencia y hasta el sector de Las Maitas, el cauce se encuentra estrecho por el terreno agrícola que se ha extendido hacia dentro de la caja del río, y por lo tanto no posee la capacidad suficiente para conducir el total de la crecida. Sin embargo, los desbordes no alcanzan grandes extensiones ya que la carga de agua que genera dicho desborde, no supera 1,0 m de altura y fluye muy baja velocidad, por lo que no posee la energía suficiente para escurrir y superar la resistencia de los suelos con cultivos y frutales.
- Estas extensiones corresponden a material de relleno, principalmente fino como limo arenosa. Por lo tanto, son sectores más vulnerables frente a las crecidas. En la 0 se ilustra el fenómeno de erosión que se produce en las riberas constituidas por rellenos.

- En total, en una longitud de 52 km de río, para la crecida de período de retorno 100 años, la superficie afectada por el desborde del cauce alcanza 200 há, de los cuales sólo 73 há corresponden a terrenos agrícolas actualmente productivos. Al considerar su distribución espacial, se aprecia que éste no es un factor decisivo económicamente, en especial, si se considera que ello está asociado a una probabilidad de ocurrencia de 0,1%.

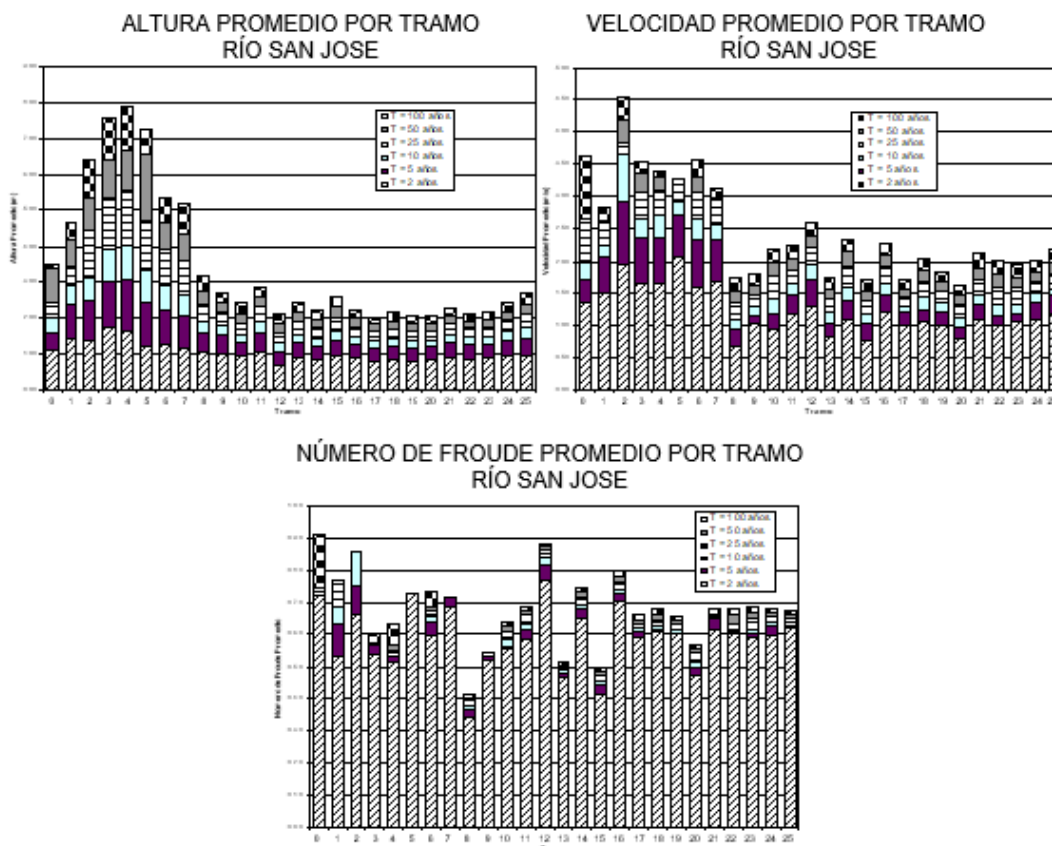
Figura 1-95. Esquema de erosión de riberas de relleno



- Las tasas de transporte sólido del cauce indica que la capacidad de transporte en las cercanías de la desembocadura es mayor que en el sector de aguas arriba de la zona urbana de Arica. Esto se puede deber a la relación existente entre el tamaño de sedimento susceptible de ser transportado, la sollicitación hidrodinámica, la constitución y estado del cauce.
- Se observa un predominio de la componente de arrastre de fondo. En la zona Urbana se incrementa el transporte en suspensión, sin llegar a ser dominante.
- El sedimento que puede ingresar por los cauces a la zona urbana de Arica es evacuado inmediatamente al mar por la mayor capacidad de transporte que presenta este sector, constituyéndose el cauce en vía de tránsito y evacuación del sedimento aportado por su cuenca.
- El déficit en el suministro de sedimento a la zona urbana de los ríos por parte de los tramos de cauce superior, puede indicar que este sector presenta condiciones favorables para la erosión, socavación y/o degradación del lecho. Lo anterior junto a la granulometría extendida del sedimento que constituye el lecho, favorece el desarrollo del acorazamiento del cauce.

Los siguientes gráficos representan la distribución de altura de escurrimiento, velocidad y número de froude del flujo a lo largo del cauce, identificado por tramos de acuerdo a la Figura 1-96 y por período de retorno (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años).

Figura 1-96. Distribución de altura de escurrimiento, velocidad y número de froude del flujo a lo largo del cauce, identificado por tramos y por período de retorno.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

En la Figura 1-96 se aprecia el río San José en toda su extensión de estudio, donde se han identificado los sectores "críticos", "intermedio" y "no críticos". En el río San José, los problemas dominantes son por desbordes y peligro de erosión en estos sectores, principalmente por ser rellenos artificiales y con material fino. En las riberas naturales, no se observa peligro de erosión (bajas velocidades:  $\leq 2,0$  m/s), sin embargo, en algunos casos, la existencia de obstáculos en el cauce (extracciones, movimiento de tierra para construcción en ribera opuesta, etc.) pueden implicar condiciones locales de aceleración del flujo o cambios de dirección tal que los efectos erosivos sean de mayor magnitud.

Del diagnóstico del cauce, se concluye que los tramos identificados en la Tabla 1.68 deben ser evaluados con mayor detalle, y definir las obras necesarias para asegurar un correcto comportamiento hidráulico.

De la tabla referida, se desprende que, de los 52 km de cauce estudiado, 30 km se contabilizan con algún grado de problema. De estos 30 km, sólo 8 km se consideran críticos y requieren soluciones a corto plazo. Desde el km 39,5 hasta la bocatoma en el km 52, se considera como un tramo sin problemas y sin intervención, a excepción de la bocatoma en sí.

Tabla 1.68. Resumen clasificación y descripción diagnóstico Río San José

SECTOR	TRAMO (1)	Km Inicio	Km Final	Longitud Tramo	Clasificación	Observación
A	0 a 7	0,0	4,5	4,5	Crítico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tramo Urbano.</li> <li>- Existencia de viviendas en las riberas del río</li> <li>- Cauce confinado, taludes verticales., de material fluvial con presencia de arena limosa</li> <li>- Velocidad de escurrimiento superior a 3,0 m/s</li> <li>- Alto Potencial de erosión.</li> <li>- Cauce con muchas curvas</li> </ul>
B	8 - 9	4,5	7,5	2,0	Intermedio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fuerte actividad de extracción de áridos en todo el largo y ancho del cauce.</li> <li>- Terrazas de baja altura, zona de inundación</li> <li>- Velocidad de escurrimiento menor a 2,0 m/s</li> </ul>
C	10	7,5	8,5	1,0	Intermedio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Velocidad de escurrimiento superior a 2,0 m/s</li> <li>- Cauce confinado por ribera izquierda</li> <li>- Terrazas de baja altura, zona de inundación</li> <li>- No hay infraestructura comprometida</li> </ul>
D	11	8,5	11,5	3,0	Intermedio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Velocidad de escurrimiento inferior a 2,5 m/s.</li> <li>- Zona agrícola</li> <li>- Existen trabajos de encauzamiento, pero son sobrepasados</li> </ul>
E	12	11,5	17,0	5,2	Intermedio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Velocidad de escurrimiento superior a 2,0 m/s.</li> <li>- Se producen desbordes en ambas riberas</li> <li>- Terrenos agrícolas</li> <li>- Terrazas bajas con material de relleno.</li> <li>- Terrenos son erosionables</li> <li>- No se compromete infraestructura</li> </ul>
F	13	17,0	20,0	3,0	Intermedio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Velocidad de escurrimiento superior a 1,0 m/s.</li> <li>- Se producen desbordes en ambas riberas</li> <li>- Cauce con abundante vegetación</li> <li>- Terrenos agrícolas</li> <li>- Terrazas bajas con material de relleno.</li> <li>- Terrenos son erosionables</li> <li>- No se compromete infraestructura</li> </ul>
G	15	20,0	21,5	1,5	Intermedio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Velocidad de escurrimiento superior a 2,0 m/s.</li> <li>- Se producen desbordes en ambas riberas</li> <li>- Terrenos agrícolas</li> <li>- Terrazas bajas con material de relleno.</li> <li>- Terrenos son erosionables</li> <li>- No se compromete infraestructura</li> </ul>

## **1.7.9 Visión Estratégica, Objetivos y Metas**

### **1.7.9.1 Visión Estratégica del Plan**

De acuerdo a los antecedentes recopilados y analizados, así como al diagnóstico formulado, se definió una propuesta de visión estratégica, objetivos y metas del Plan de Manejo del Cauce del río San José, para un horizonte de planificación de corto plazo (5 años) y mediano plazo (10 años), definiendo para dichos períodos la situación deseable en los cauces en estudio y sus áreas de influencia directa.

El Plan de Manejo de los cauces del río San José, considera la proposición de proyectos de tres tipos:

- **Proyectos Estructurales:** cuando los proyectos o soluciones tienen involucrados inversiones y operación de obras de infraestructura
- **Proyectos No Estructurales:** cuando las soluciones a los problemas se refieren a planes de acción, medidas o esfuerzos destinados a generar información o inducir determinados comportamientos de la población sin requerir inversiones de infraestructura.
- **Una combinación de Proyectos Estructurales y Proyectos No estructurales,** en donde se requiere inversiones en bienes físicos y estudiar e implementar acciones intangibles.

A continuación, se describen cada uno de los tipos de proyectos antes señalados:

#### **1.7.9.1.1 Proyectos Estructurales**

Entre los proyectos de infraestructura, una visión general al problema de las inundaciones considera un programa de protección y estabilización de riberas y un programa de control de las crecidas.

En el primer caso, las obras que se propongan tendrán por objetivo evitar los desbordes en los cauces, evitando la socavación del lecho y la erosión de las riberas. Los tramos que involucren los proyectos corresponderán a aquellos que comprometan sectores poblados y obras de infraestructura (caminos, puentes, canales, etc.). En el segundo caso, el programa de control de crecidas, significa analizar en forma integral la cuenca de los cauces en estudio para ver qué posibilidades hay de construir en la parte alta o media, embalses que no sólo sirvan para riego, sino obras que controlen inundaciones y sirvan para otros usos (agua potable, riego, etc.) de la ciudad de Arica.

Este último punto se abordó en forma paralela al presente estudio, por la Subdirección de Riego quien está realizando una consultoría específica en este tema: "Estudio de Prefactibilidad de Embalses para los Valles del Lluta y Azapa". El estudio contempla la prefactibilidad de controles de crecidas en la cuenca alta de los ríos Lluta y San José. Por este motivo, el presente estudio considera sólo los proyectos referidos al primer caso.

#### **1.7.9.1.2 Proyectos No Estructurales**

Esta categoría está compuesta por todos aquellos proyectos cuya realización consiste en la ejecución de estudios y acciones que podrían complementar los proyectos estructurales y que se orientan a lograr

un mejoramiento de la gestión y manejo de los cauces. Estos sólo serán recomendados y descritos, sin entrar en el detalle de sus alcances, ya que son materia de coordinación entre organismos públicos.

Uno de los graves problemas aún no resueltos que se presenta actualmente en las cuencas debido a las crecidas y desbordes de los ríos, tiene relación con las pérdidas materiales que se registran frecuentemente en los sectores agrícolas y área urbana, específicamente daños en infraestructura vial, viviendas y turística.

Entre las causas que contribuyen a este problema está la acción propia del hombre, asociada a un uso inadecuado de los cauces durante periodos de estiaje, como producto de extracciones de áridos, uso del cauce como botadero de basuras y en menor medida, el emplazamiento de viviendas no regularizadas y uso del lecho como suelo agrícola.

Este estudio se orientará hacia la definición de una base y normas técnicas, así como procedimientos específicos a partir de los cuales se pueda realizar la zonificación y regulación de áreas para un uso planificado de los cauces.

### **1.7.9.2** Objetivos específicos del plan

De acuerdo a lo expuesto en la Visión Estratégica del Plan de Manejo del Cauce, los objetivos específicos para la realización del plan, son:

- Formular y desarrollar a nivel de perfil de proyecto un programa de obras de defensas fluviales a construir en el corto (5 años) y mediano (10 años) plazo en el río San José, en tramos específicos de mayor riesgo.
- Definir, a nivel de perfil de proyecto, un programa de medidas no-estructurales a poner en práctica en el corto y mediano plazo, en el río San José, relacionados con la extracción de áridos, fijación de deslindes, manejo de bocatomas, ocupación de planicies inundables, planes de contingencia y educación.
- Elaborar un Estudio de Análisis Ambiental asociado a las medidas propuestas para el río San José.
- Desarrollar un Sistema de Información Geográfica (SIG), que contenga la información levantada, el diagnóstico y las medidas propuestas por el Plan Maestro, que sirva de apoyo a la toma de decisiones técnico-políticas para el manejo del cauce del río San José.

### **1.7.9.3** Metas a corto plazo (5 años)

Las acciones propuestas a desarrollar en el corto plazo corresponden a aquellas medidas que, por su naturaleza, o localización en zonas definidas como críticos o de alta prioridad deben ponerse en marcha al inicio del Plan de Manejo, dado los riesgos sociales y económicos asociados a la ocurrencia de eventos de crecidas extremas.

Las medidas estructurales y no estructurales propuestas, son los siguientes:

- Diseñar y ejecutar las obras de defensa fluviales que permitan el control y manejo de las inundaciones y erosiones de ribera que afectan a los principales centros poblados, infraestructura pública y sectores agrícolas relevantes de mayor riesgo, que se localizan en las zonas ribereñas del río San José, de acuerdo a las prioridades establecidas por el Plan.
- Establecer acuerdos de cooperación y trabajo en conjunto con instituciones públicas, privadas y organizaciones comunitarias relacionadas con los cauces en estudio y sus áreas de influencia directa.
- Optimizar los planes de contingencia existentes para los sectores poblacionales de las áreas de influencia del río San José.
- Diseño y poner en operación un programa de: ordenamiento de las áreas bajo riesgo de inundación; regulación de la extracción de áridos y funcionamiento de las bocatomas de riego.
- Diseñar e iniciar la puesta en marcha de un sistema orgánico de vigilancia y monitoreo de los cauces que asegure el cumplimiento de los proyectos de extracción de áridos; la operación de bocatomas; la conservación de la vegetación en las riberas; mantención de los cauces; y evite la ocupación ilegal y perjudicial de los lechos (botaderos de basura, escombros, construcciones ilegales de obras, etc.)
- Efectuar un análisis crítico del Plan Maestro formulado, modificando y/o reestructurando los aspectos y medidas planteadas, de acuerdo a los resultados obtenidos de su aplicación.
- Mantener operativo el SIG desarrollado, mediante una adecuada actualización de información y tecnología.

#### **1.7.9.4 Metas a mediano plazo (10 años)**

Estas medidas corresponden a acciones complementarias a las desarrolladas en el corto plazo, y tienen como finalidad consolidar los sistemas propuestos para el manejo del cauce del río San José.

Las medidas estructurales y no estructurales propuestas son las siguientes:

- Completar la ejecución de las obras de defensa fluviales y medidas no estructurales propuestas en el Plan, para el resto de los centros poblados, infraestructura pública y sectores agrícolas que se localizan en las áreas de inundación de los ríos.
- Tener todas las bocatomas de riego equipadas con estructuras de control de ingreso de agua y defendidas contra efectos de las crecidas
- Tener fijados los deslindes de las propiedades ribereñas con los cauces en todos los sectores que lo ameriten.
- Efectuar un análisis crítico del Plan Maestro formulado, modificando y/o reestructurando los aspectos y medidas planteadas, de acuerdo a los resultados obtenidos de su aplicación.
- Mantener operativo el SIG desarrollado, mediante una adecuada actualización de información y tecnología.

### 1.7.9.5 Esquema de solución propuesta

El Plan de Manejo de Cauces está dirigido a la elaboración de un programa de inversión para resguardar la propiedad e infraestructura pública y privada. Sin embargo, se debe señalar que en aquellos casos que los requerimientos sólo estén destinados a asegurar las inversiones comerciales privadas, no se considerarán prioritarias, por lo que las soluciones no incluirán obras civiles, sólo el perfilamiento del cauce.

Lo anterior no excluye la iniciativa privada de proceder y construir obras civiles para resguardar su propiedad, pero éste deberá contar con la aprobación de la Dirección de Obras Hidráulicas. Para el dimensionamiento de sus obras, el privado podrá emplear los antecedentes de este estudio.

Para la proposición de los esquemas de solución, en primer lugar, se consideró lo expuesto en el diagnóstico, considerando los efectos que afectan a los sectores con problemas.

Por otro lado, se analizaron las condiciones geomorfológicas de estos sectores, ya que ello definirá el tipo de obra que deberán emplearse.

Estos elementos se combinaron con los antecedentes de las características demográficas y actividades económicas que se desarrollan en el sector, además de los antecedentes obtenidos de reuniones y entrevistas con los habitantes de las riberas.

En la Tabla 1.69 se señalan las soluciones propuestas, Para ello se emplea la misma nomenclatura del acápite del resumen del diagnóstico.

Tabla 1.69. Identificación de esquemas de solución Río San José

SECTOR	Prioridad	Proposición	Objetivo
A	Alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento y limpieza de cauce, desde el puente Saucache, hasta su desembocadura.</li> <li>- Refuerzo de fundaciones de los puentes.</li> <li>- Cambiar los puentes (por obstrucción de flujo y antigüedad).</li> <li>- Mantenición y limpieza periódica de los cauces</li> <li>- Erradicar viviendas livianas dentro y al borde de los cauces. Eliminar construcciones colindantes con el río.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Proteger la infraestructura vial y de viviendas de la ciudad.</li> <li>- Evitar daños a personas, por derrumbes, mal estado de los caminos y puentes.</li> <li>- Revertir el proceso de socavación en los puentes.</li> </ul>
B	Alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Erradicación de poblaciones que se instalaron dentro de la caja del río.</li> <li>- Delimitación de zonas habilitadas para la extracción de áridos y fijación de límites de exclusión, exclusivo como eje del cauce principal. Perfilamiento de éste.</li> <li>- Mantenición y limpieza periódica de los cauces, fiscalización de los basureros y botaderos de escombros clandestinos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Proteger la vida y pertenencia de los pobladores (areneros)</li> <li>- Eliminar el arrastre de material fino hasta la desembocadura.</li> <li>- Eliminar el transporte de basura hasta la zona urbana</li> <li>- Minimizar los efectos negativos de la actividad de extracción áridos.</li> </ul>

Tabla 1.70. Identificación de esquemas de solución Río San José (continuación)

SECTOR	Prioridad	Proposición	Objetivo
C	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Delimitación de zonas habilitadas para la extracción de áridos y fijación de límites de exclusión, exclusivo como eje del cauce principal. Perfilamiento de éste.</li> <li>- Mantención y limpieza periódica de los cauces.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eliminar el arrastre de material fino hasta la zona urbana</li> <li>- Mejorar la capacidad de conducción del cauce (disminuir la rugosidad) y evitar desbordes en los sectores más bajos.</li> </ul>
D	Alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento, Encauzamiento con Pretiles simples, Mantención y limpieza periódica de los cauces.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar que la erosión de la ribera derecha continúe y alcance el camino que bordea el cauce por ribera sur.</li> <li>- Evitar inundación de los terrenos agrícolas.</li> </ul>
E	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento, Mantención y limpieza periódica de los cauces. Encauzamiento con pretiles simples.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar inundación de los terrenos agrícolas en terrazas de baja altura.</li> </ul>
F	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento, Mantención y limpieza periódica de los cauces. Encauzamiento con pretiles simples.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar inundación de los terrenos agrícolas en terrazas de baja altura</li> </ul>
G	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento, Mantención y limpieza periódica de los cauces. Encauzamiento con pretiles simples.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar inundación de los terrenos agrícolas en terrazas de baja altura</li> </ul>
H	Alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Protección con enrocado de la ribera derecha, donde curva del camino A27 coincide con curva del cauce</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar erosión de ribera donde se ubica el camino</li> </ul>
I	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Monitoreo de avance de erosión en ribera derecha, donde curva del camino A27 coincide con curva del cauce. En caso necesario, se requerirá encauzamiento con pretiles simples.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evitar erosión de ribera donde se ubica el camino y terrenos agrícolas que se inician en este punto.</li> </ul>
J	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfilamiento, Mantención y limpieza periódica de los cauces. Encauzamiento con pretiles simples.</li> <li>- Mantener cauce libre de obstrucciones.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sector de meandros en que el río se carga en ribera derecha, inundando y erosionando área agrícola</li> </ul>

### 1.7.10 Dimensionamiento de las obras

En la Tabla 1.71 anterior, se señalaron las soluciones propuestas para cada uno de los problemas identificados en el diagnóstico. Los problemas, con excepción de la zona urbana, radica principalmente en el irregular estado del cauce y de la excesiva expansión de los terrenos agrícolas dentro de la caja del cauce. Por lo tanto, la solución principal corresponde a un adecuado perfilamiento y mantención del río. Esto se aplica en los tramos: C - D - E - F - G - I - J. La solución consiste en limpieza del cauce, mantener ancho constante, perfiles transversales uniformes y en general, disminuir la rugosidad del cauce. Esto corresponde principalmente al movimiento del material fluvial.

Tabla 1.71. Descripción de obras proyectadas Río San José

Sector	Tramo	km	Obra	Descripción	L (m)	S (m)	H (m)	Observación
Tramo Urbano del río San José	SJ-A	1,0 a 3,5	Perfilamiento del cauce y reforzamiento de fundaciones de puentes	Limpieza y homogenización de la sección transversal. Refuerzos de fundaciones de las cepas de puentes con empleo de pilotes	4.500	-	-	La solución considera la disminución de la rugosidad por medio la limpieza. Se mantiene el ancho existente. El refuerzo de la fundación de los puentes se indica como sugerencia para el análisis de los especialistas en puentes.
Confluencia Qda. Acha y Río San José	SJ-B.1	5,3	Protección de Ribera - Gaviones Revestidos (14.1-3)	Protección ribera izquierda de Qda. de Acha (en km 0,7) con estructura de gaviones con hormigón armado.	330	0,2	1,2	Dado que la sollicitación por el flujo es mínima, se puede emplear esta solución más económica y sencilla.
	SJ-B.2	5,3	Extensión de Gaviones existentes (14.1-3)	Encauzamiento ribera izquierda de zona de confluencia, extendiendo los gaviones existentes.	160	1,0	2,3	Se favorece esta estructura, ya que la sollicitación es mínima y para que el impacto en la población arenosa sea menor. Este proyecto corresponde a la extensión de los gaviones existentes.
Ribera derecha, donde camino A27 bordea puntilla. Aguas abajo de sector Cerro Blanco	SJ-H	26,9	Protección de Ribera Enrocado (Figura 12-2 Inform.)	Protección de ribera derecha en sector de puntilla, en la que el camino A27 se acerca al cauce.	270	1,0	2,7	Velocidad inferior a 2,0 m/s, y flujo es paralelo a la obra.

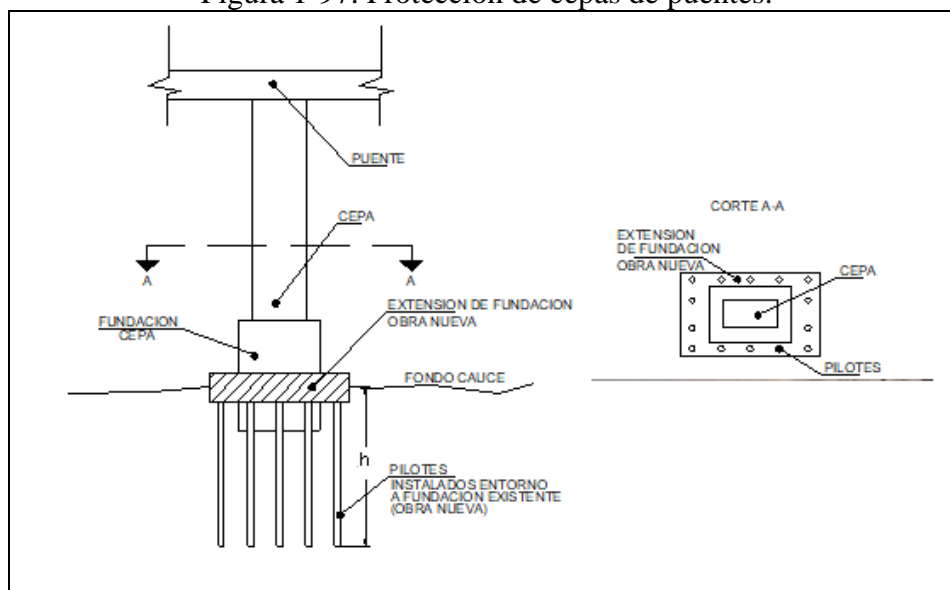
En los demás tramos, se consideran obras civiles. En la tabla anterior se resumen las características de las obras en el cauce, donde L: longitud total de la obra (la suma del conjunto de estructuras); S: socavación general en el tramo; H: altura de la obra.

### 1.7.10.1 Refuerzo de fundaciones de las cepas de puentes

El empleo de refuerzo de fundaciones mediante el empleo de pilotes, se contabiliza en los 4 puentes con cepas (Santa María, P.A. Cerda, Tucapel y Saucahe). El objetivo de esta medida, es aumentar la estabilidad de las cepas de los puentes existentes contra la avanzada de la socavación a la que están sometidas y que, por otro lado, el machón correspondiente a la extensión de la fundación también se empleó en labores de perfilamiento y mantención del cauce. En la siguiente figura, se ilustra la obra referida.

Esta estructura se considera de mampostería de piedra (hormigón pobre con bolones, con una sección de 10 m<sup>3</sup> y 10 m de ancho) y se ubica aguas abajo de los puentes, tal que posterior a las crecidas y embancamientos, se pueda reconstituir la pendiente establecida entre las secciones de galibo consecutivas. Estas secciones revestidas, además de proteger las fundaciones de los puentes, permiten disponer de puntos de referencia fijos, tal que, al realizar la limpieza y perfilamiento periódico de los cauces, se tenga puntos de apoyo para mantener una pendiente de fondo uniforme en cada tramo considerado.

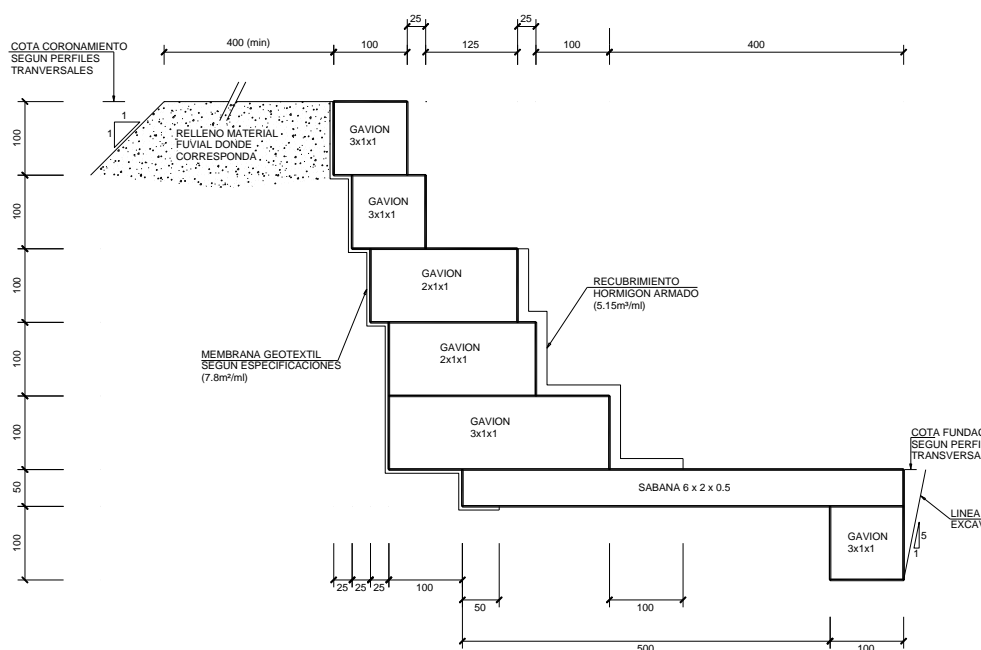
Figura 1-97. Protección de cepas de puentes.



### 1.7.10.2 Protección con gaviones revestidos

La obra debe contar con una estructura de protección contra socavación a pie de muro, por lo que se contabiliza una alfombra de gaviones de dimensiones 6,0 x 2,0 x 0,5 m, colocada a la cota de fundación (por lo menos 1,0 m bajo la cota de fondo del cauce o profundidad de socavación). Al final y bajo de la alfombra se coloca un diente antisocavación con gaviones de 3x1x1.

Figura 1-98. Protección taludes con gaviones revestidos con hormigón proyectado  
**PERFIL TIPO**



### 1.7.10.3 Perfilamiento y limpieza de cauce

Con esta medida se logra disminuir el nivel de agua, eliminando los puntos conflictivos de posibles desbordes. La proposición contempla las siguientes medidas en el cambio de las condiciones originales del río:

- Pendiente constante por tramos
- Reducción de cambios fuertes de geometría. Homogenizar el perfil transversal
- Reducción de angostamientos

Cabe destacar que ninguna solución en el río San José, es compatible con las actividades de extracción de áridos existentes aguas arriba.

Debido a la restricción de espacio en el tramo urbano, el perfilamiento sólo considera emparejar los taludes y mantener el ancho existente. En el resto de los tramos aguas arriba de la confluencia con la quebrada de Acha, se considera un perfil tipo de pendiente 1:9 (V:H), cuya altura debe alcanzar los 3,1 m para contener la crecida de período de retorno 100 años (56 m de ancho) o 1,8 m para un período de retorno de 10 años (32 m de ancho). La pendiente del cauce, varía entre 1,8% y 2,6% y bajo condiciones de perfilamiento y limpieza, alcanza una rugosidad de 0,045.

Cabe señalar que los trabajos de perfilamiento no son excluyentes de otras obras de protección de riberas que terceros puedan proponer en el mismo tramo. Sólo se debe asegurar que dicha obra no presentará una singularidad dentro del perfil homogéneo del cauce. De igual forma, cualquier obra de protección de ribera que se proponga aguas arriba o aguas abajo del tramo perfilado, debe ser tal que no perjudique el comportamiento hidráulico en dicho tramo.

#### **1.7.10.4**      Medidas no estructurales

Las medidas no estructurales se refieren a reglas o normas que regulan el tema de las aguas lluvias y del uso del suelo que sustituyen y/o complementan las medidas estructurales. En estas medidas es fundamental el comportamiento de la población y la buena voluntad para desarrollarlas. A continuación, se detallan las medidas básicas que debe tenerse en cuenta para enfrentar los problemas de las aguas lluvias.

**Información y educación:** Dar a conocer a toda la población, el problema de las aguas lluvias y específicamente el fenómeno de las crecidas de los cauces, ya que de ésta depende el éxito de las medidas no estructurales. La educación pública es la mejor forma de explicar el origen y efectos de las aguas lluvias, además de mostrar cómo evitar el deterioro de la calidad de ellas. También se incluye en éste, la educación de limpieza y salud.

En este punto, se debe indicar a los agricultores los riesgos involucrados en la extensión de sus tierras cultivables dentro de la caja del río y que, además, lo hacen a costo y riesgo propio.

**Mantenimiento preventivo:** Esta medida se refiere a los procedimientos de inspección, prueba y mantenimiento de los elementos que forman parte del sistema de drenaje.

**Control de depósitos y descargas ilícitas:** Existe un sinnúmero de actividades, tanto de índole doméstica como industrial, que generan residuos que deben ser dispuestos en lugares adecuados para su tratamiento. Por el difícil manejo de estos residuos, se hace necesario minimizar los depósitos de escombros y basura que arrojan en el lecho de los cauces y en colectores de aguas lluvias, que imposibilitan el escurrimiento normal de las aguas.

**Reglamentación del uso de suelo:** Es necesario implementar regulaciones legales que posibiliten un claro accionar en el tema de las aguas lluvias con respecto al desarrollo urbano. A continuación, se enumera algunas actividades que pueden resultar de interés.

**Control del uso de suelo:** En cuanto a restricciones al uso del suelo recomendadas en función de evitar daños por efecto del escurrimiento de aguas lluvias, se sugieren las siguientes: Limitar y regular el uso de suelo del lecho de los cauces naturales / Reglamentar la exigencia de forestar y mantener la cubierta vegetal.

**Sistema de predicción de inundaciones:** Para evitar daños de magnitud y tomar las medidas en el tiempo oportuno, se hace necesario establecer un sistema de monitoreo conectado en línea a una computadora central. Este permitirá predecir caudales de escurrimiento excesivos que puedan desencadenar inundaciones de graves consecuencias, en sectores poblados cercanos a tramos críticos de los cauces existentes. El sistema de monitoreo contará con una serie de estaciones fluviométricas y pluviométricas ubicados en puntos estratégicos de la cuenca en cuestión.

**Medidas de alerta y evacuación:** Una vez definidas las zonas de riesgo de inundación, se debe implementar una serie de medidas que permitan controlar la inundación o en casos extremos evacuar rápidamente a los damnificados y a sus enseres.

### 1.7.11 Conclusiones

Como resultado de los trabajos presentados durante el desarrollo de esta consultoría, las reuniones de trabajo sostenida con el equipo consultor y con otras instituciones, además de un detallado recorrido de la zona de estudio, la Dirección de Obras Hidráulicas elaboró un programa de trabajo a seguir en el corto plazo. Adicionalmente, ha destacado el importante aporte de información que el presente estudio entrega a la región.

Resultado de lo anterior, se han definido los proyectos y estudios que se deben realizar con posterioridad al presente trabajo, los que se presentan a continuación apoyado en fotos de los sectores de interés, descripción de las obras y/o estudios, los que complementan al plano "Ubicación e Identificación de Soluciones Propuestas".

También se presenta a continuación, conclusiones complementarias a las obras propuestas.

a. Se recopiló y generó información de utilidad para otros organismos del estado y privados

La presente Consultoría entrega material muy valioso para la planificación y posterior diseño de obras, tanto para organismos del Estado, como para privados. Se hace entrega de una gran cantidad de información que permite el rápido y eficiente diseño de las obras. Entre los antecedentes más importantes, están:

Cartografía - Topografía - Hidrología - Eje Hidráulico - Modelo Computacional - Diagnóstico De Drenaje Urbano Y Cauces - Fotografías Aéreas - Cálculo De Socavaciones Y Criterios De Diseño.

El estudio hidrológico, tanto del análisis de precipitación, como de crecidas de los ríos, se abordó en forma conservadora: Incluyó en el análisis, información de los eventos más extremos de los cuales se tenga registro en el último siglo. Este es el primer estudio, en conjunto con el proyecto de Prefactibilidad de los Embalses, que incorpora tan valioso antecedente en su análisis.

b. Consideraciones en proposición de obras

Las obras civiles que se consideran para continuar con estudios más detallados, se concentran en la preservación y protección de las viviendas y la infraestructura pública: puentes, caminos, agua potable, etc. En los sectores rurales, donde se comprometen terrenos agrícolas, se optó por el manejo del cauce mediante perfilamiento y encauzamiento del río, además de la fiscalización para evitar el inadecuado manejo de los ríos por parte de terceros.

- Lo anterior, no es excluyente a las iniciativas privadas de construcción de obras de protección. Pero ello, se deberá realizar bajo el marco legal existente, que indica que el diseño de las obras deben contar con la aprobación de la DOH.
- La proposición de obras de manejo de cauces, están relacionadas con protección contra efectos erosivos, más que por problemas de desbordes. Debido a ello y al régimen fluviométrico de los ríos, las obras se diseñaron para período de retorno de 100 años.

- El perfilamiento del cauce en la zona rural, considera perfiles de 56 m de ancho, de exclusividad: en esta franja está prohibido trabajos de extracción de áridos, construcción de obras, intervención de cauce, etc.

c. Proyecto SJ.A: perfilamiento del cauce en el tramo urbano

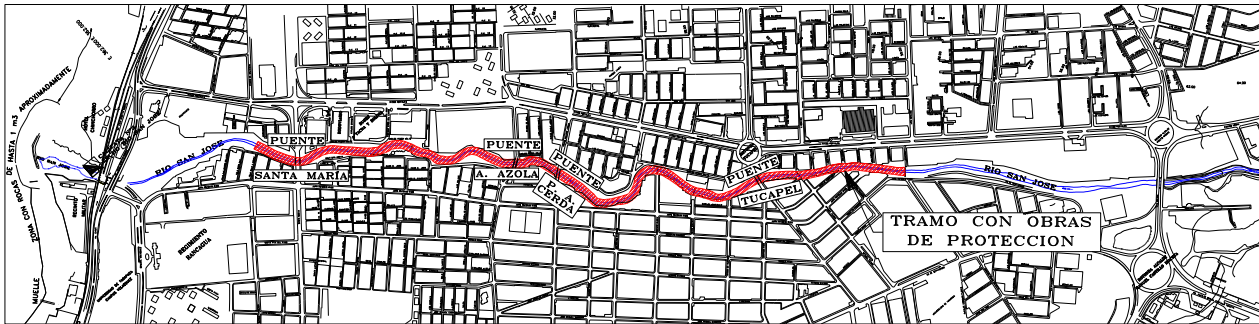
- El Plan Regulador de la Ciudad de Arica, debe incorporar el manejo de los cauces en el tramo urbano, mediante la fijación de franjas de protección en las riberas.
- En el río San José, esta franja se debe principalmente por el alto potencial de erosión de las riberas y, por lo tanto, el peligro que reviste permitir construcciones adyacentes a la caja del río. Se propone una franja de protección en cada lado, el cual se utilizará como zona de esparcimiento de los vecinos (como existe en varios sectores de la ciudad).
- En la Figura 1-99 se presenta un sector del tramo urbano y se aprecia la confinación del cauce.

Figura 1-99. Proyecto SJ.A Limpieza y perfilamiento del Río San José en el tramo urbano.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-100. Tramo de Río San José que requiere obras de protección.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

La proposición SJ.A contempla, por lo tanto, las siguientes medidas en el cambio de las condiciones originales del río:

- Pendiente constante por tramos
- Reducción de cambios fuertes de geometría. Homogenizar el perfil transversal
- Reducción de angostamientos
- Reforzar cepas de puentes con pilotes y aumento sección de base de la cepa.

El objetivo de esta última medida, es aumentar la estabilidad de las cepas de los puentes existentes contra la avanzada de la socavación a la que están sometidas y que, por otro lado, el machón correspondiente a la extensión de la fundación también se empleó en labores de perfilamiento y mantenimiento del cauce. En la siguiente figura, se ilustra la obra referida.

Asociado a lo anterior, se destaca que los puentes existentes en el río San José sector urbano, se encuentran en mal estado:

- La mayoría de los puentes son antiguos, su estado de conservación no es satisfactorio y constituyen una seria obstrucción al escurrimiento del río San José. Las fundaciones de las cepas de los puentes Santa María, P.A. Cerda, Tucapel y Saucache, están profundamente socavados.
- El cauce es muy estrecho y la ciudad ha copado gran parte de lo debería ser el cauce de ese curso natural. Esta situación es prácticamente irreversible, salvo que se hicieran costosas y problemáticas erradicaciones en los terrenos ribereños.
- Dado lo anterior, una solución radical para mejorar la seguridad de la ciudad frente a las inundaciones sería cambiar todos los puentes existentes, por otras estructuras más modernas, sin pilares y con alturas compatibles con los niveles esperados del eje hidráulico en crecidas. Además de reforzar la fundación de los puentes, se aumenta la sección de la cepa de las fundaciones las cuales operarán como guarda radier.

d. complemento plan regulador Ciudad Arica

Como complemento del proyecto anterior, el cual está enfocado más a la planificación y manejo de los cauces, que, a la proposición de obras civiles, se puede destacar la necesidad de insertar dentro del Plan Regulador Comunal actualmente en revisión, recomendaciones y restricciones en el uso del suelo en las riberas y proponer el empleo de éstas como áreas de esparcimiento.

Además de intervenir el recorrido del río San José según las proposiciones técnicas correspondientes, se propone ejecutar varias acciones que se deben tomar en consideración para prevenir el crecimiento de las construcciones hacia las riberas del Río San José.

Se plantea la necesidad de hacer un catastro de la situación actual de todas las edificaciones que se encuentren colindando con los bordes del lecho del río por parte de la Dirección de Obras de la Municipalidad. En este catastro se deben identificar por tipología y uso las edificaciones existentes y establecer las construcciones que no tengan Permisos de Edificación, las que se encuentran en peligro estructural y de inestabilidad, para determinar las edificaciones que se deban erradicar y las que puedan mantenerse.

Según este catastro, se procederá regularizando las construcciones para congelar el crecimiento de las edificaciones o poder preservar los bordes de la ribera del río como zona de protección.

Desde el punto de vista urbano el Río San José debería tener una presencia importante para el sector que lo colinda. Para lograr esto se debería transformar el curso del río en un hito importante para su entorno, de manera de generar un recorrido visual-peatonal en todo el transcurso donde éste se integra a la ciudad, cuando sus riberas colindan con las vías vehiculares, creando una zona intermedia entre el río y la ciudad. En estos puntos se han ido creando por los vecinos pequeñas plazas de forma bastante incipiente.

De esta manera, desde el punto de vista ambiental y paisajístico se propone la creación de un circuito peatonal en todo el borde del río donde es factible hacerlo, es decir cuando éste recupere los bordes de su ribera, creando jardines duros con distintas texturas y colores dados por distintos tipos de áridos existentes en los mismos bordes del río (bolón, piedra, ladrillo, arena) y algunos puntos de encuentro, creando pequeños quinchos techados con materiales de la zona, como puede ser coligüe y hojas de palmas.

Se debe aprovechar la riqueza de los materiales que el mismo río nos proporciona, que son áridos de distintos tamaños, colores y texturas y son de gran belleza. Se debe incluir en estas plazas de encuentro especies autóctonas que sean fáciles de mantener y no requieran grandes cantidades de agua para su crecimiento.

Lo propuesto anteriormente, también debe reflejar la necesidad de evitar la construcción ribereña, manteniendo una franja mínima de 10 m aproximadamente (el ancho de esta franja se debe determinar con un estudio de mecánica de suelos de las riberas y se debe complementar con estudio de propiedad de los terrenos) hacia cada lado de la caja, puesto que los taludes verticales presentan un alto potencial de erosión y derrumbe ante los efectos erosivos del agua. Tal como se señaló, existe una variedad importante de tipos de construcciones adyacentes a la caja del río, por lo que la franja de protección de ribera que se desea establecer, dependerá del tipo de construcción. En el caso de las construcciones sólidas, con muros de hormigón armado y que han fundado hasta el cauce, se debe exigir reforzar la

estructura y prohibir el crecimiento de la edificación. En el caso de todas las otras estructuras clasificadas como livianas o que no cumplen con especificaciones constructivas y que corresponden a ocupaciones ilegales, deberán ser erradicadas.

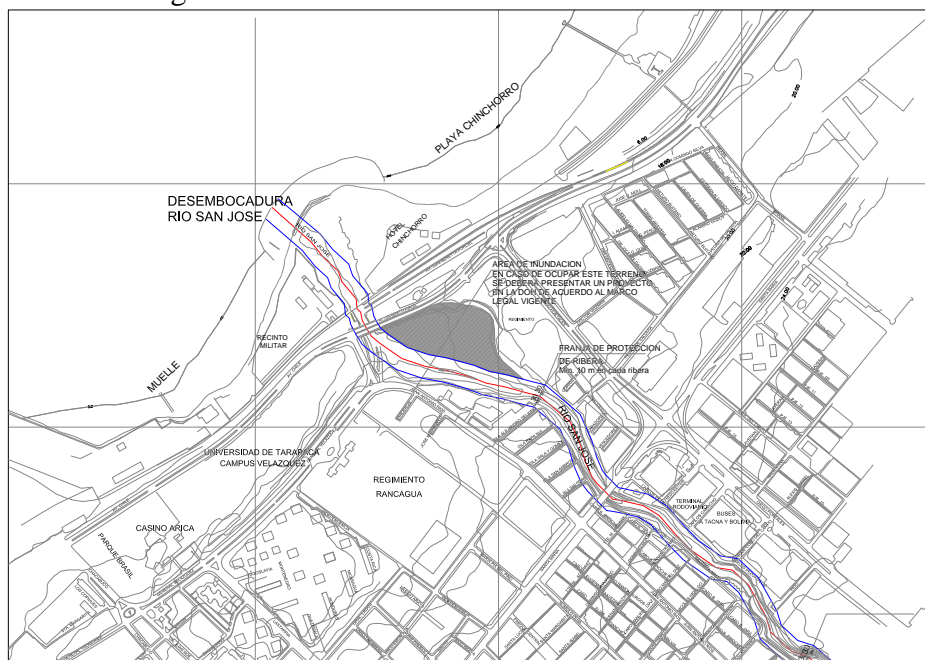
- e. Proyecto de nueva defensa en terrenos de ribera norte, aguas arriba puente Luis Beretta. sector con interés de proyecto inmobiliario.
- f. En caso de que cualquier persona desee realizar alguna obra que interfiera en el cauce, deberá presentar para su aprobación ante la Dirección de Obras Hidráulicas, el informe del proyecto. Esto se enfatiza para el eventual uso de los terrenos baldíos inmediatamente aguas arriba del puente Luis Beretta, superficie que es empleado como zona de inundación y amortiguación, y que por ende evita desbordes y compensa la obstrucción de los puentes (Figura 1-101). En esta sección se ha estimado que, en caso de ocupar el terreno, será necesario un muro de altura superior a 2,5 m en la ribera derecha y con ello, el flujo en el puente Luis Beretta estará sometido a presión, pero no se producirán desbordes. En la Figura 1-101 se presenta el sector indicado.

Figura 1-101. Tramo del Río San José, antes desembocadura, donde se ubica zona de inundación



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-102. Zona de inundación en Río San José.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

g. Proyecto SJ.B: delimitación de cauce en confluencia con Quebrada de Acha

En el tramo aguas arriba de la quebrada de Acha o en el inicio del área urbana (perfil A20 - km 1,6 de la quebrada de Acha), la ribera derecha se pierde con la urbanización existente. En este sector el cauce no posee la capacidad para conducir crecida alguna, por lo que se hace menester una obra de contención en la ribera derecha (Figura 1-103).

El talud izquierdo del cauce se observa estable y de altura suficiente para contener las crecidas. Por otro lado, la velocidad de escurrimiento no supera los 2,0 m/s, lo que habilita el uso de cualquier solución sin requerir de protecciones especiales. Aunque el cauce muestra un gran potencial de arrastre de sedimentos, esta solicitación es de baja frecuencia de ocurrencia y de corta duración, lo que sumado a la velocidad inferior a 2,0 m/s, permite considerar que el escurrimiento no es perjudicial para la seguridad de las obras, por lo que se propone el uso de gaviones sin hormigón proyectado, o pretil con material fluvial impermeabilizado con geomembrana.

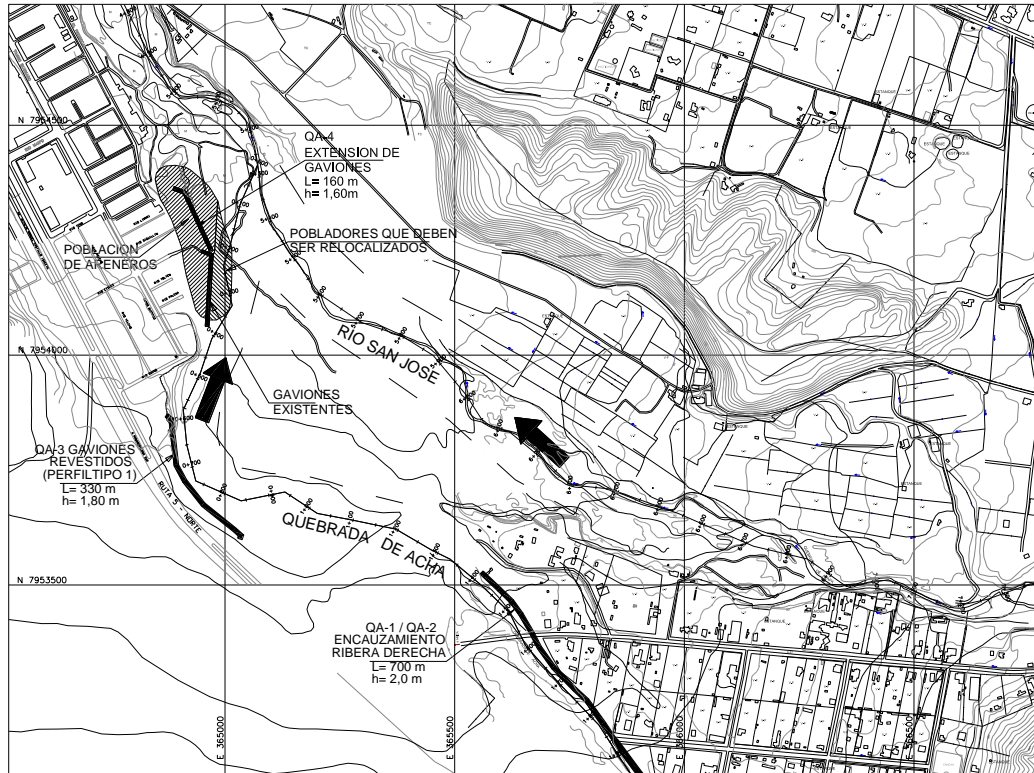
Esta obra deberá ser compatible con las vías de comunicación entre el sector de Cerro Sombrero y la Ruta 5.

Otro punto de importancia en la Qda. de Acha, corresponde al sector donde el cauce se encuentra próximo a la Ruta 5 (Perfil A10 - km 0,73). Aunque no se observan puntos relevantes de erosión, la importancia de la red vial impone la necesidad de proteger su talud (ribera izquierda de la Qda. de Acha). Para ello se considera el uso de gaviones, y puesto que se emplaza en una curva donde aumenta la velocidad, también se contabiliza recubrimiento de hormigón proyectado.

A lo anterior se debe agregar la necesidad de prolongar los gaviones existentes en la confluencia de la quebrada de Acha con el río San José.

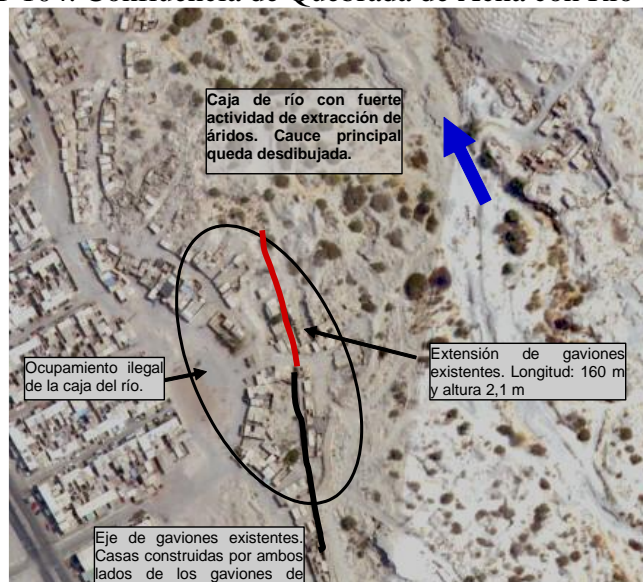
En la Figura 1-104 se presentan ambos sectores considerados, sector población Cerro Sombrero y curva de la quebrada que se ubica próximo a la Ruta 5.

Figura 1-103. Ubicación obras en quebrada de Acha



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-104. Confluencia de Quebrada de Acha con Río San José.

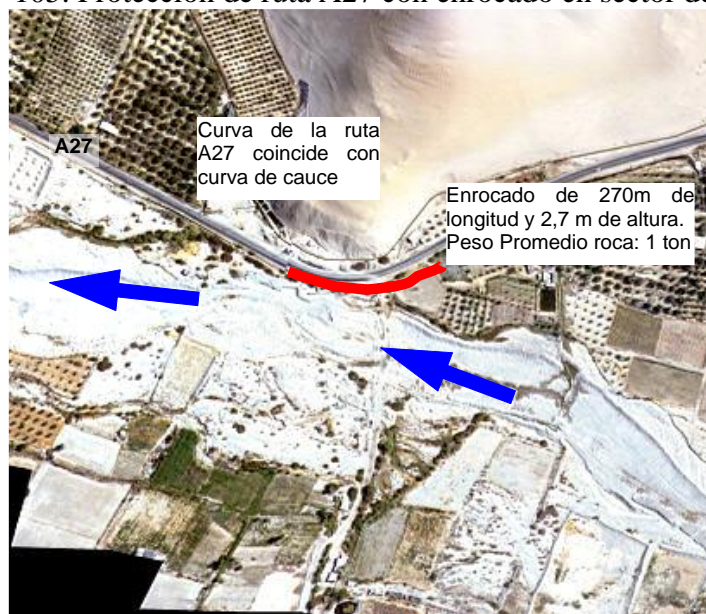


Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

h. Proyecto SJ-H : defensa con enrocado de ruta A27, sector km 20 del camino

Con esta obra de enrocado, se protegerá el camino A27 que conecta la ciudad de Arica con el valle de Azapa, en este sector, el cauce se encuentra pegado al camino.

Figura 1-105. Protección de ruta A27 con enrocado en sector de Puntilla.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

i. Proyecto De Defensa De La Obra De Bocatoma

Se debe realizar un levantamiento topográfico de mayor detalle en el sector, para determinar los sectores de la ribera derecha que se deben proteger aguas arriba de la obra de toma. La obra corresponderá principalmente a un proyecto de encauzamiento y protección de la ribera derecha. Para esto último se puede aprovechar el uso de la vegetación existente.

Figura 1-106. Proyecto defensa bocATOMA canal Azapa

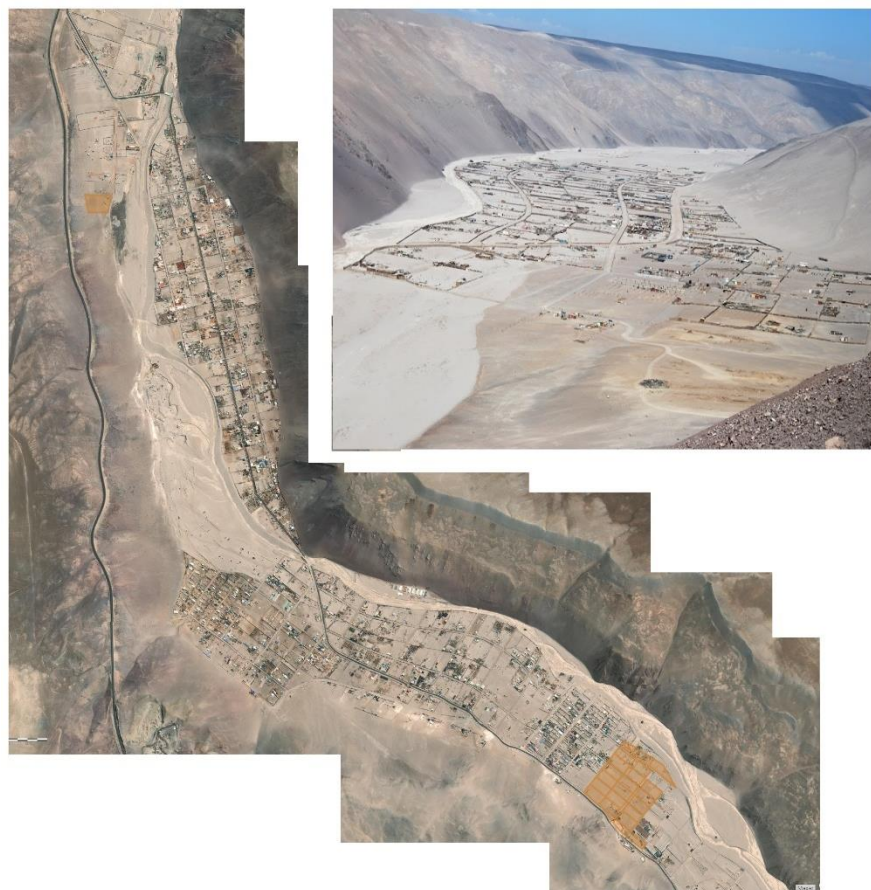


Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

## 1.8 Síntesis de los Antecedentes Relevantes para el Desarrollo del Presente Proyecto.

A partir de los numerosos estudios revisados relativos a la Quebrada de Acha, se organizó y sistematizó la información para considerar sólo aquellos antecedentes que aportaban algo muy significativo para el desarrollo del proyecto, ya sea en términos de información general, descripción geográfica de los sectores de interés, de los procesos físicos actuantes en la zona, y de noticias encontradas en la prensa escrita e internet. A continuación, se resumen los antecedentes más relevantes.

Figura 1-107. Vista aérea de la Quebrada de Acha y de la localidad homónima.



Fuente: elaboración propia a partir de Google-earth.

### 1.8.1 Impacto de eventos históricos

Se han identificado diferentes puntos del cauce del Río Acha especialmente vulnerables a inundaciones y aluviones.

Los antecedentes recopilados evidencian que algunas de las viviendas ubicadas en la localidad de Acha se encuentran en zona de alto peligro de ser alcanzadas por futuras inundaciones. Durante el evento de febrero de 2019 los sectores más afectados, como viviendas y caminos, sufrieron por la inundación generada por la crecida de la quebrada Acha, y se generaron varios cortes en la vía de acceso a las casas y daños a la infraestructura. En la Figura 1-108 se observa que la inundación de la quebrada de Acha afectó los cultivos emplazados en la planicie del valle, causando, además, cortes en varios puntos de la ruta A-301.

Figura 1-108. Zonas afectadas por inundación en la quebrada de Acha. La flecha negra indica uno de los puntos cortados (badén) de la ruta A-301.



Fuente: Adaptada del Informe Sernagemin Inf-2019-Arica y Parinacota-03.

Otro sector que fue especialmente vulnerable en la crecida del año 2019, es el Campamento Coraceros, también muy afectado por las inundaciones. Hay registros que la violenta y repentina bajada del torrente la madrugada del 1 de febrero 2019, obligo a la evacuación de este barrio por varias horas, afectado por la presencia de un dique construido ilegalmente por un vecino que tuvo el efecto de peraltar los niveles de agua al interrumpir el escurrimiento.

Figura 1-109. Viviendas sumergidas en el agua en el sector Coraceros de la quebrada de Acha.



Fuente: <https://www.aricamia.cl>

Esta información recopilada de eventos históricos sirve para identificar empíricamente las zonas de riesgo, además de servir para calibrar y validar los modelos de inundación durante la siguiente etapa de la presente consultoría.

### 1.8.2 Antecedentes hidrológicos

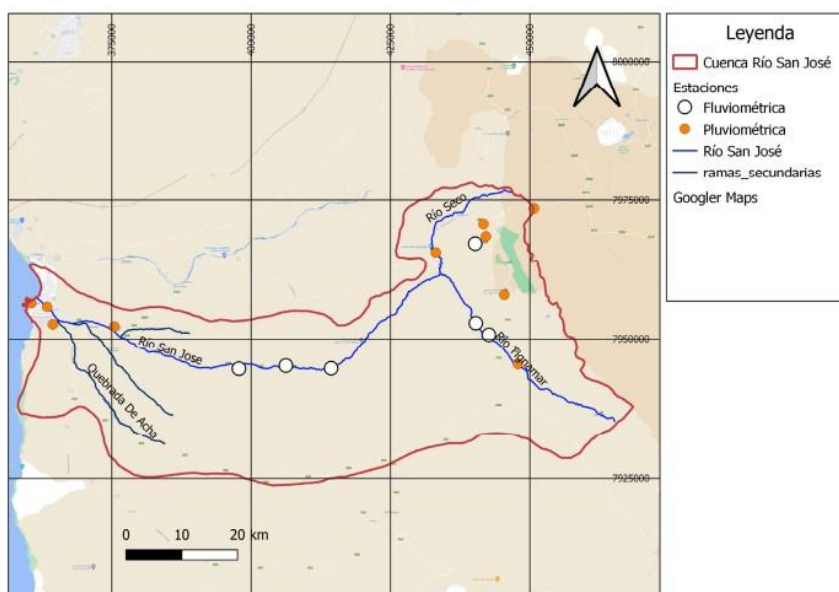
En los diferentes apartados se han identificado y revisados diversos estudios e información de prensa que aportan una visión general de los procesos físicos actuantes en la Quebrada de Acha y otras quebradas localizadas en la misma zona. Entre la información de interés recopilada se encuentran:

- Precipitaciones
- Distribución temporal de la lluvia
- Caracterización de la tormenta de diseño
- Curvas de intensidad-duración-frecuencia
- Caracterización del gasto de sólido de fondo y determinación de capacidad de arrastre

Dichos estudios además de presentar datos e información relevante, incorporan metodologías que pueden ser útiles para el desarrollo de la presente consultoría.

De cualquier forma, debe destacarse la ausencia de antecedentes pluviométricos y fluviométricos en la cuenca de la Quebrada de Acha, lo que hace necesario estimar en forma indirecta las crecidas ocurridas en la cuenca. Por este motivo la revisión de antecedentes llevada a cabo se ha ampliado a las quebradas vecinas, en atención a que los estudios recientes consignan una razonable similitud de la geomorfología y clima de las cuencas vecinas, particularmente las del río San José.

Figura 1-110. Distribución espacial de estaciones pluviométricas y fluviométricas en el área de estudio.



Fuente: Elaboración propia utilizando datos DGA.

Entre los estudios revisados destaca el estudio de gradiente de precipitación promedio anual, realizado por Ingendesa S.A., 2004 para los valles Lluta y Azapa. De acuerdo a los tramos de altura definidos en el estudio, el gradiente de precipitación tiene el siguiente comportamiento.

- 0 – 2.000 msnm: aumento de 0,2 mm cada 100 m de altura (lluvias nulas en la costa y de 20 mm a 2.000 msnm)
- 2.000 – 3.000 msnm: aumento de 13 mm cada 100 m de altura (lluvias de 20 mm a 2.000 msnm y de 150 mm a 3.000 msnm)
- 3.000– 4.500 msnm: aumento de 20 mm cada 100 m de altura (lluvias de 150 mm a 3.000 msnm y de 350 mm a 4.500 msnm)
- Sobre los 2.000 msnm ocurren precipitaciones todos los años de diciembre a marzo y son, en general, cortas e intensas.

Los estudios realizados para la construcción del Embalse Chironta constituyen una importante fuente de información respecto a los caudales máximos del río Lluta. El estudio de impacto ambiental del proyecto “Embalse Chironta” XV Región de Arica y Parinacota, realizado por R&Q INGENIERÍA, utilizó el método del Hidrograma Unitario (HUS) para estimar las crecidas para los períodos de retorno de 50, 100, 200, 1.000 y 10.000 años en el punto donde se ubicará el muro de presa del embalse Chironta en el río Lluta. Los caudales máximos instantáneos obtenidos en dicho estudio se presentan a continuación.

Tabla 1.72. Caudales máximos instantáneos en río Lluta en embalse Chironta

Período de Retorno [años]	Caudal Máximo Instantáneo [m <sup>3</sup> /s]
10	221
20	381
50	602
100	773
200	944
500	1.170
1.000	1.339
10.000	1.882

Fuente: R&Q (CONIC-BF Ingenieros Civiles Ltda).

En el estudio “Proyecto de defensas fluviales en Quebrada de Acha para el Centro de Readaptación Social de Arica, I Región”, realizado por PRISMA el año 1994, se estimaron caudales para la Quebrada de Acha, Los resultados se presentan en la siguiente Tabla.

Tabla 1.73. Caudales de diseño

Años	Quebrada. de Acha m <sup>3</sup> /s
2	2
5	8
10	13
25	26
50	38
100	55

Fuente: Prisma 1994

### 1.8.3 Morfología

Para determinar el diámetro característico de los sedimentos que se encuentran en el lecho del río Lluta, se utiliza la información entregada en el estudio AC Ingenieros Consultores, Referencia 2, donde consideran la información de siete calicatas con ensayos macrogranulométricos. En la siguiente figura se muestra una imagen satelital con la ubicación de las siete calicatas.

Figura 1-111. Ubicación de calicatas.



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

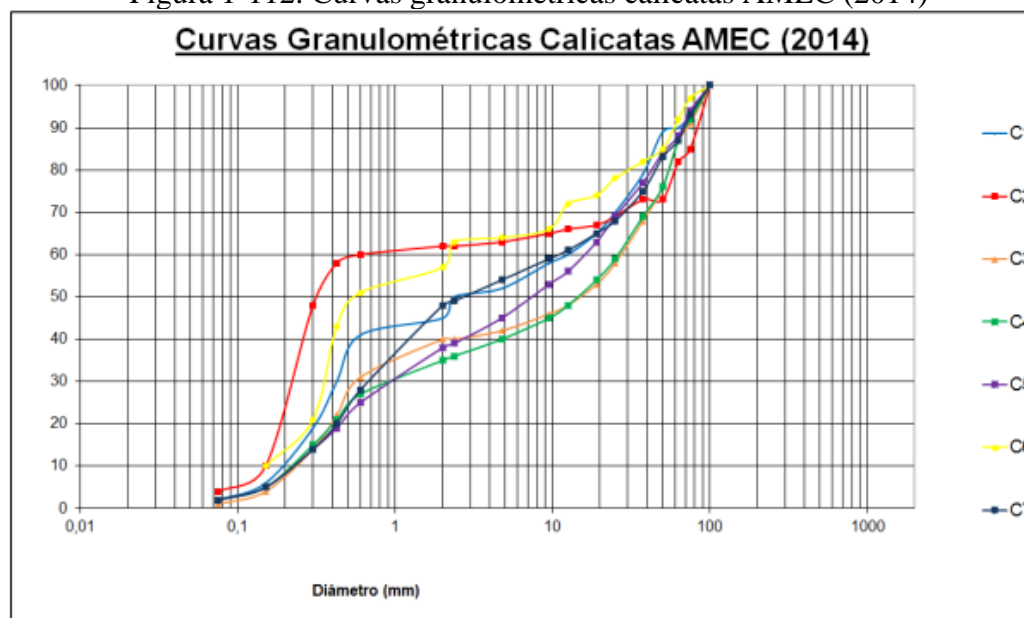
En la siguiente Tabla se entrega un resumen de los diámetros características para cada calicata y se indica el tipo de suelo detectado en cada calicata. La Figura a continuación muestra las curvas granulométricas de cada muestra.

Tabla 1.74. Diámetros característicos calicatas

Calicata	D16 (mm)	D50 (mm)	D84 (mm)	D90 (mm)	Tipo de Suelo
Calicata 1	0.3	2.4	43.8	63.0	Grava fina
Calicata 2	0.2	0.3	71.0	83.0	Arena gruesa
Calicata 3	0.3	15.1	59.5	72.0	Grava mediana
Calicata 4	0.3	14.7	59.5	70.2	Grava mediana
Calicata 5	0.4	7.7	50.0	67.0	Grava fina
Calicata 6	0.1	0.4	33.3	46.4	Arena gruesa
Calicata 7	0.3	2.8	53.3	57.0	Grava muy fina

Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

Figura 1-112. Curvas granulométricas calicatas AMEC (2014)



Fuente: AC Ingenieros Consultores, Referencia 2.

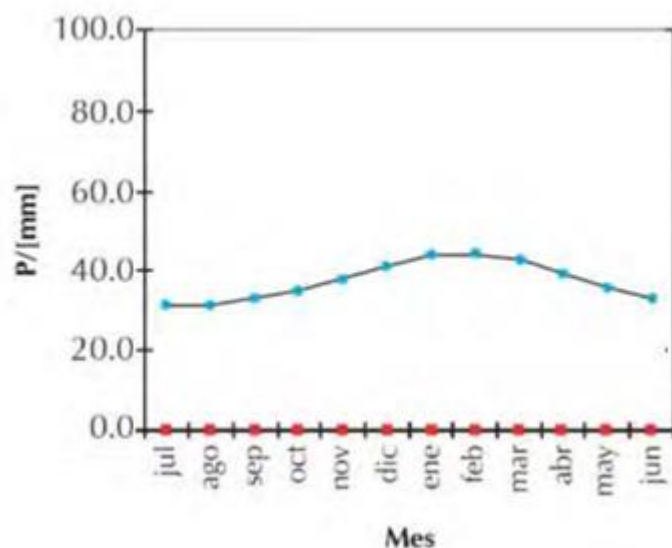
#### 1.8.4 Geografía

Las cuencas hidrográficas altiplánicas son cuencas sedimentarias formadas en altura, en su mayoría sobre los 3500 msnm, debido al tectonismo y a la actividad volcánica existente en estas latitudes. Las precipitaciones en estas cuencas son de origen tropical, y ocurren durante el verano del hemisferio sur, lo que es conocido como el 'Invierno Boliviano' o 'Invierno Altiplánico'. Estas precipitaciones estivales son de carácter convectivo, con una alta variabilidad espacial, y se concentran en los meses de enero y febrero. Este fenómeno desaparece más al sur, teniendo una mínima influencia en la Región de Atacama (DIHA y DGA, 2008).

En todo el sector norte de Chile predominan los climas áridos desérticos a esteparios. El Norte Grande se encuentra bajo la influencia permanente del anticiclón del Pacífico, que se caracteriza por una ausencia casi total de precipitaciones en los sectores costero e interior. Una abundante nubosidad en la franja costera (camanchaca) permite, sin embargo, el desarrollo de una débil vegetación desértica del tipo hierba y subarbusto, que se ubica en las laderas de las quebradas. En la Depresión Intermedia, el clima desértico es muy severo (temperatura media de 18 °C), humedad de 40 %, precipitaciones

menores que 5-10 mm/año, evaporación potencial de casi 2000 mm/año, nubosidad escasa. La vegetación allí está representada por las freatófitas que logran aparecer en el fondo de los pocos cauces del extremo norte y de las quebradas preandinas, por algunas asociaciones de tamarugos que se alimentan del agua subterránea, y por alguna vegetación cactácea, jaral y tolar hacia las elevaciones preandinas.

Figura 1-113. Diagrama ombrotérmico de zona hiper-árida Arica.



Fuente: Adaptada del Informe INH, Referencia 1.

Hacia mayores altitudes se desarrollan los climas esteparios de altura con precipitaciones estivales. El régimen altiplánico de precipitaciones estivales, determinado por la circulación de la baja térmica continental, es de naturaleza convectiva y alcanza localmente hasta 300 mm/año (DIHA y DGA, 2008), aunque en general se sitúan en el rango 100 - 250 mm/año.

## 1.9 Referencias Bibliográficas

1. “Análisis de requerimientos en infraestructura hídrica”, encargado por la Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas al Instituto Nacional de Hidráulica, INH. Diciembre 2016.
2. “Estudio de Transporte de Sedimentos en Río Lluta”, encargado por la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas a AC Ingenieros Consultores Ltda. Marzo 2016
3. “Plan Maestro De Aguas Lluvias de Arica. Manejo de los Cauces de los Ríos Lluta y San José y sus Desembocaduras. Arica, I Región”, encargado por la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas al consultor Luis Arrau del canto. Diciembre de 2002.

**“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA,  
COMUNA DE ARICA”**

**CAPITULO 2**

**LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO LIDAR**

**CONTENIDO**

2	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO LIDAR.....	2-2
2.1	Introducción.....	2-2
2.2	Objetivo General.....	2-2
2.3	Descripción del Sistema Lidar.....	2-3
2.4	Antecedentes Del Vuelo Laser .....	2-4
2.5	Equipos Utilizados.....	2-6
2.6	Metodología de Trabajo.....	2-9
2.7	Procesamiento de la Información Lidar.....	2-11

## 2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO LIDAR

### 2.1 Introducción

El siguiente Informe Técnico, describe el levantamiento LIDAR realizado en el sector de ACHA en la Comuna de Arica, cuyo objetivo es generar la cartografía base con una escala de precisión 1:1.000 para la zona a estudiar.

La etapa realizada, corresponde al Vuelo Fotogramétrico y Levantamiento Laser Aerotransportado para la zona involucrada en el estudio, y que tiene una superficie aproximada de 3.000 hás.

Para el levantamiento con tecnología LIDAR, se consideró una cantidad de 4 puntos por m<sup>2</sup>., capturando datos e imágenes de la zona solicitada por el mandante. El área comprometida en el estudio se aprecia en el polígono marcado en color azul en la Figura 2-1, Ubicación Zonas del Proyecto.

Figura 2-1. Ubicación Zona del Proyecto



Fuente: Elaboración propia

### 2.2 Objetivo General

Exponer la metodología del vuelo Láser y la obtención de la Cartografía y Ortofotografía para el sector solicitado.

## 2.3 Descripción del Sistema Lidar

LIDAR (Light Detection and Ranging o Laser Imaging Detection and Ranging) es una tecnología que permite determinar la distancia desde un emisor láser a un objeto o superficie utilizando un haz láser pulsado. Al igual que ocurre con la tecnología radar, donde se utilizan ondas de radio en vez de luz, la distancia al objeto se determina midiendo el tiempo de retraso entre la emisión del pulso y su detección a través de la señal reflejada.

El LIDAR es un sistema que permite obtener una nube de puntos del terreno tomándolos mediante un escáner láser aerotransportado (ALS). Para realizar este escaneado se combinan dos movimientos. Uno longitudinal dado por la trayectoria del avión y otro transversal mediante un espejo móvil que desvía el haz de luz láser emitido por el escáner.

Con el propósito de ubicar en forma precisa las coordenadas de cada punto reflejado por el rayo Láser, se emplea conjuntamente una unidad de medición inercial (IMU), y el Sistema de posicionamiento global (GPS).

El IMU permite medir la orientación del sensor durante el vuelo, registrando los ángulos de inclinación y giros del avión.

La información del GPS del avión, en combinación con el apoyo terrestre de las estaciones bases, se obtiene posteriormente la posición espacial del sensor.

Todo el sistema en general, genera pulsos de 240 KHz, los que se procesan computacionalmente para determinar las coordenadas x,y,z.

La densidad obtenida es notoriamente alta, debido a que es necesario filtrar puntos para obtener una cantidad adecuada de dicha información.

Los productos obtenidos de los datos Láser son el Modelo Digital de Terreno (DTM), el Modelo Digital de Superficie (DMS), la imagen de intensidad y la nube de puntos.

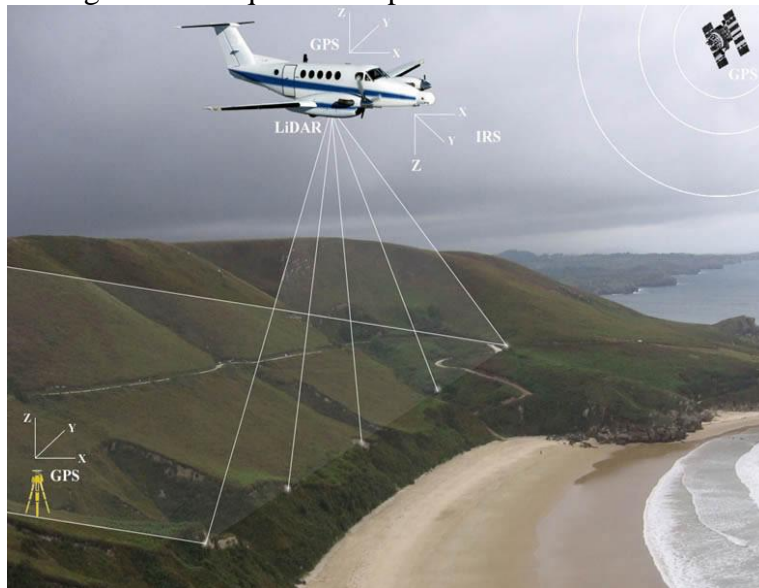
Los componentes del LIDAR son:

- ALS: Escáner Láser Aerotransportado. Emite pulsos de luz infrarroja que servirán para determinar la distancia entre el sensor y el terreno.
- GPS Diferencial: Mediante el uso de un receptor en el avión y uno o varios en estaciones de control terrestres (en puntos de coordenadas conocidas), se obtiene la posición y altura del avión.
- INS Sistema Inercial de Navegación. Nos informa de los giros y de la trayectoria del avión.
- Cámara Fotográfica digital: permite obtener una imagen de la zona de estudio, que servirá para la mejor interpretación de los resultados.
- Medio aéreo: Se utiliza un avión acondicionado especialmente cuando se quiere primar la productividad y el área es grande.

Las medidas obtenidas por los tres componentes principales, ALS, GPS e IMU, se toman con una misma etiqueta de tiempos acorde con el GPS. De esta forma después se pueden relacionar fácilmente en el cálculo posterior.

El sistema LIDAR obtiene la siguiente información, por cada pulso emitido puede captar 2 o más ecos. Esto nos permite recoger información a diferentes alturas. Por ejemplo, si estamos sobrevolando una zona arbolada, el primer eco puede responder a la copa de los árboles y el último a la superficie terrestre.

Figura 2-2. Esquema componentes Sistema LIDAR



Fuente: insica.es

La precisión de los datos obtenidos mediante la técnica LIDAR dependen de:

- La frecuencia del pulso.
- La altura de vuelo.
- El diámetro del rayo láser (dependiente del sistema)
- La calidad de los datos GPS / IMU y los procedimientos de post procesamiento.

## 2.4 Antecedentes Del Vuelo Laser

Para realizar la cartografía escala 1:1.000, se efectuó un vuelo LIDAR el día 23 de Enero del año 2022, considerando la topografía, condiciones climáticas del día de vuelo y cumplir con el criterio de densidad de puntos por m<sup>2</sup>. El levantamiento Láser fue efectuado con el sistema LIDAR OPTECH ALTM 3100, que incluye una cámara métrica TAC Metric y Sistema Inercial de Navegación (INS).

Los antecedentes para la realización del levantamiento fueron los siguientes:

- Escala de Proyecto: 1/1.000
- Tipo de Relieve: Zona con pendientes variables.
- Tipo de Vegetación: Baja

#### 2.4.1 Características del Vuelo

Para la planificación de los vuelos, se consideró como base el polígono entregado por el mandante, correspondiente al área de estudio, con el fin de asegurar:

Vuelo para escala 1:1.000

- Recubrimiento y cobertura, para evitar zonas sin imagen ni puntos de la zona de estudio.
- Densidad de Puntos por m<sup>2</sup> igual a 4.
- Tamaño de píxel capturado (10 cm)
- Precisión para dar cumplimiento al estándar de  $\pm 0.5$  m, escala 1:1.000. Definida por las tolerancias establecidas en las ETT-DOH.

Según lo anterior, se realizó la planificación del vuelo con los parámetros ajustados a las especificaciones solicitadas por el cliente y a los equipos utilizados: Láser ALTM 3100, Cámara TAC Metric. El sistema ALTM 3100 utilizado es un Sistema de medición aérea completamente integrado, probado y calibrado. El Sistema integra un sistema de navegación inercial (IMU) y un receptor GPS que proporcionan datos de posición y orientación de alta precisión.

Durante la planificación, se ha tenido en cuenta la reflectividad del terreno, los elementos e infraestructuras subyacentes, vegetación y orografía, de manera de obtener los datos que permitan representar la zona apropiadamente.

Tabla 2.1. Parámetros para vuelo láser y características de los puntos y foto a obtener.

Área Total (ha)	<b>3.000</b>
Ancho cada línea de vuelo (m)	<b>800</b>
Altura de vuelo promedio sobre el terreno (m)	<b>1000</b>
Velocidad promedio (m/s)	<b>95</b>
Frecuencia escaneo LIDAR (Hz)	<b>28</b>
Angulo escaneo LIDAR (°)	<b>20</b>
Repetición Pulsaciones (kHz)	<b>50</b>

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan las gráficas del plan de vuelo realizado en el levantamiento LIDAR para el proyecto.

Figura 2-3. Líneas planificadas para la captura de datos láser.



Fuente: Elaboración propia

## 2.5 Equipos Utilizados

### 2.5.1 Equipamiento Fase del Vuelo Laser

- Avión Cessna 206

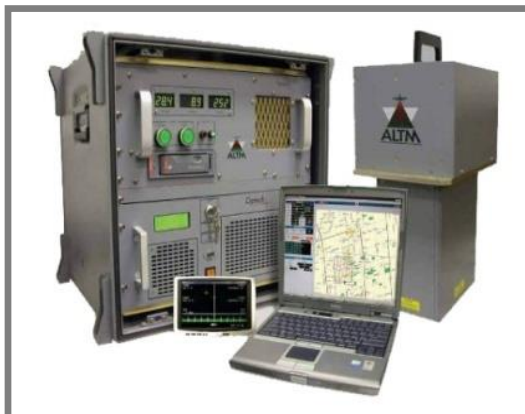
### 2.5.2 Equipamiento Fase Toma de Datos Laser

- Sensor LIDAR: OPTECH Inc. ALTM 3100

Las características del sensor LIDAR son:

- a.- Altura de Operación: entre 210 y 3.500 m sobre el terreno.
- b.- Precisión Altimétrica: < 5-20 cm;  $1\sigma$ .
- c.- Angulo de Escaneo: variable desde  $0^\circ$  a  $\pm 50^\circ$ .
- d.- Precisión Horizontal: mejor que  $1/5,500$  \* altitud.

Figura 2-4. Sistema LIDAR OPTECH ALTM 3100.



Fuente: OPTECH

- Cámara digital métrica: Cámara TAC Metric 80 Mp

Las Características de la cámara son:

- a.- Resolución: 80 mega píxeles.
- b.- Píxeles Activos: 10.328 \* 7.760 píxeles
- c.- Tamaño real del píxel en la placa CCD: 5,2 \* 5,2 micrón

- Sistema Inercial de Navegación PosAV 510 Post-processed

Las Características del IMU son:

- a.- Precisión Horizontal: Mejor a 10cm
- b.- Precisión Vertical: Mejor a 20cm
- c.- Roll y Pitch: 0.008 deg
- d.- Heading: 0.07 deg
- e.- Noise: 0.02 deg/raíz cuadrada (hora)
- f.- Drift: 0.1 de/ Hora

### **2.5.3 Receptor (GPS) Empleado.**

Las mediciones de los vértices utilizados como base en el proyecto fue realizada con receptores Trimble Modelo R8s y Trimble Modelo R10 Doble frecuencia (L1 y L2) GPS + Glonass RTK con 72 Canales y Portadora L1/L2 de ciclo completo. Los receptores mencionados se componen como unidad Compacta, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 2-5. Equipos GPS Doble Frecuencia Marca Trimble – Modelo R8 y R10



Fuente: Trimble

#### 2.5.4 Características de los Equipos GPS utilizados

La precisión obtenida del equipo GPS, está determinada por el fabricante y corresponde a:

#### 2.5.5 Medición estática GNSS

Estática y Estática Rápida

Horizontal . . . . .	5 mm + 0,5 ppm RMS
Vertical. . . . .	5 mm + 1 ppm RMS

#### 2.5.6 Software Utilizados En El Proceso De Datos

Software:

- ALTM-NAV Planner, utilizado para la planificación del vuelo.
- WAYPOINT'S GRAFNAY Y GRAFNAY BATCH, fueron empleados para obtener una solución óptima de GPS, lo que posteriormente fue ligado a los datos del IMU con el software APPLANIX POSPROC.
- DASHMap 5.2: Decodificación y control de datos crudos LIDAR.
- Capture One de Phase One: Revelado Digital de fotografías.
- TerraSolid (módulos TerraScan, TerraModeler y TerraPhoto).
- Autocad de Autodesk: edición cartográfica.

## 2.6 Metodología de Trabajo

En este capítulo del informe se explica la metodología de trabajo aplicada en cada etapa del Vuelo LIDAR, para llegar al resultado solicitado.

- Planificación de vuelo, aplicando parámetros para escala 1:1.000.
- Medición GPS de los vértices pertenecientes a la Red Geodésica del proyecto, utilizados para posicionar la estación GPS de referencia del vuelo láser.
- Ejecución del vuelo para el levantamiento con tecnología LIDAR y Ortofotografía digital para la escala 1:1.000.

### 2.6.1 Planificación y Ejecución del Vuelo LIDAR

Según lo expuesto en el punto 2.1 Características del Vuelo, la Planificación del vuelo se basa en lograr el 100% de cobertura del área de estudio y evitar que existan zonas en las que no existan datos tanto de Imágenes ni Datos Láser.

El proceso de captura de datos LIDAR consiste básicamente en la sincronización de los datos Láser (en formato binario), con la información de navegación (x, y, z), generados por el Sistema GPS/IMU. Por esta razón es necesario procesar los datos que permitan generar productos de gran precisión.

El proceso de trabajo es el siguiente:

- Procesamiento de los datos GPS/INS, asegurando la cobertura completa, sin huecos, y la calidad de los datos.
- Eliminación de solapes: para evitar la duplicación de información y conseguir una densidad de puntos por metro cuadrado más homogénea.

### 2.6.2 Medición del Vértice de Apoyo GPS

Para la georeferenciación del Vuelo Laser, la vinculación del proyecto se realizó desde el vértice denominado QA-22 materializados de forma previa al vuelo LIDAR. Sobre este punto se instaló el equipo GPS, doble frecuencia (L1/L2) marca Trimble, (Ver punto 3.3 del informe), cuyo alcance máximo es de 30 km al receptor remoto del sistema (vértice base - avión), lo cual permitió obtener resultados íntegros en el postprocesamiento de la navegación, frecuencia de grabación de datos de 1 s. (Ver Figura 2-6 con la ubicación del vértice de apoyo).

Figura 2-6. Monografía del PR de Apoyo al vuelo



**DIRECCIÓN DE OBRAS MUNICIPALES**  
SUBDIRECCIÓN DE OBRAS

**MONOGRAFIA PARA VERTICES Y PRs**

**UBICACION – DESCRIPCION**

Monolito de hormigón ubicada costado norte de ruta A-31 hacia tichamar, Km 4.280 aprox. Pr. intervisible con QA 23.



**CROQUIS**



**DATUM DE REFERENCIA**

WGS 84

**TIPO DE COORDENADAS**

Coordenadas UTM  
Cota N.M.M.

Región : De Arica y Parinacota	Fecha : Enero 2022
Provincia : De Arica	Cota : 643.2937
Comuna : Arica	Coordenada Norte : 7938038.1097
Nombre PR : QA 22	Coordenada Este : 371168.8188

Operador: CHGT Ingeniería

Observaciones: PR Poligonal.

Proyecto: Análisis Hidrológico y Mecánico fluvial de quebrada de Acha, comuna de Arica

Fuente: Elaboración propia

### 2.6.3 Vinculación Planimétrica y Altimétrica.

La vinculación planimétrica y altimétrica del levantamiento LIDAR se realizó desde los vértices materializados de forma previa a la elaboración del vuelo, estos vértices se encuentran en el sistema UTM Huso 19 y altura NMM, en el sistema de referencia SIRGAS.

## **2.7 Procesamiento de la Información Lidar**

Una vez evaluada la información de los datos obtenidos durante el Levantamiento Láser y verificado que existe un 100% de cobertura del área comprometida en el estudio se procede con el procesamiento de la información obtenida por el sensor Láser y la Cámara. Los datos LIDAR están referenciados en el sistema SIRGAS (WGS84), Sistema UTM sur HUSO 19 y altura ortométrica aplicando un modelo geoidal local de la zona comprometida en el estudio.

En esta etapa del proceso se integran los datos de la solución de navegación de los vuelos, los datos capturados por el sensor y parámetros de calibración del sensor LIDAR OPTECH ALTM 3100.

### **2.7.1 Procesamiento de Fotografías**

En este proceso las imágenes son transformadas desde su formato nativo a un formato que permite ser reconocido por los programas (Formato TIF) que se utilizan en los siguientes procesos. Junto al proceso de revelado de las imágenes se aplican ajustes en la luminosidad y tonalidad de las imágenes.

Recibidos los datos levantados en terreno por nuestra área de procesamiento de imágenes, se procede a la generación de la Ortofoto, para ello se ocupa el software de la Suite INPHO (TRIMBLE).

Los trabajos se inician generando los siguientes procesos.

- Archivos de Eventos
- Listas de Imágenes
- Transformación de imágenes brutas
- Proceso de Tie Point.

Una vez finalizado los procesos antes descritos, se procedió con la generación de la Ortoimagen, se realizó una revisión de los calces y se analizan las diferencias de tonalidad de las fotografías.

Figura 2-7. Sector Ortoimágen Acha.



Fuente: Elaboración propia

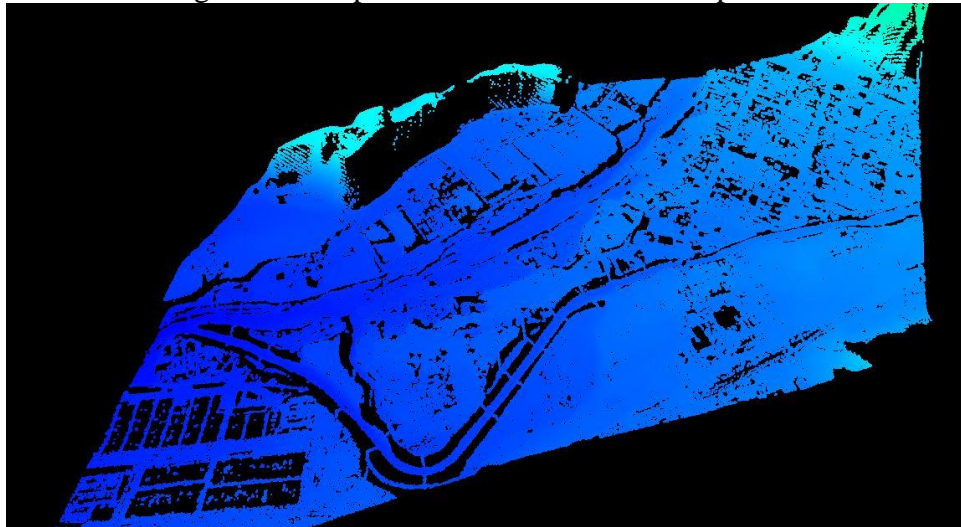
### 2.7.2 Procesamiento de la Nube de Puntos

La nube de puntos LIDAR es el conjunto de puntos con posición tridimensional obtenidos a través de tecnología LIDAR. Adicionalmente a las coordenadas X, Y, Z, se cuenta con información característica de este tipo de sistemas que corresponde a los atributos de intensidad, clasificación, número de retorno y tiempo de captura GPS, entre otros.

Esta parte del proceso tiene como finalidad la generación del DTM, para esto la nube de puntos es procesada según lo expuesto en el punto 5.0 Procesamiento de la Información.

Antes de comenzar el procesamiento de la nube de puntos obtenida con el Sistema Láser se comprobó que la totalidad de la zona comprometida en el estudio tuviera 100% de cobertura de datos Láser, teniendo especial cuidado con los bordes del proyecto.

Figura 2-8. Representación 3D de nube de puntos.



Fuente: Elaboración propia

### 2.7.3 Filtrado de Puntos

La etapa de filtrado de puntos Laser, consta de dos procesos, un primer filtrado automático en el cual se generan parámetros (algoritmos automáticos de clasificación, filtrado automático de errores, etc.) según la densidad de vegetación existente en la zona y tipo de relieve (inclinaciones del terreno).

El segundo filtro por el cual pasan los datos Laser, es el proceso manual, en este proceso el filtrado de puntos lo realiza el operador y se realiza utilizando la ortofoto generada anteriormente y clasificando los puntos según lo que se observa en la imagen. Para un filtrado más preciso se generan en las zonas de interés perfiles transversales en la nube de puntos lo que permite ver la representación en altura de los mismos y clasificarlos según los objetos que se identifiquen. Debido a los múltiples retornos que se pueden obtener de un pulso Láser existen puntos que proviniendo de un mismo pulso, generan múltiple información.

El filtrado de los datos LIDAR se lleva a cabo para almacenar cada punto en el grupo o clase que corresponda. Determinados programas producen un conjunto de puntos que representen solo los retornos que han rebotado en el suelo desnudo, almacenando el resto de puntos como un conjunto “sin clasificar”. Otros programas, que han desarrollado mejores algoritmos, son capaces de clasificar todos los puntos según grupos establecidos (vegetación alta, media y baja, edificios...etc).

Figura 2-9. Clasificación Manual de la Nube de Puntos



Fuente: Elaboración propia

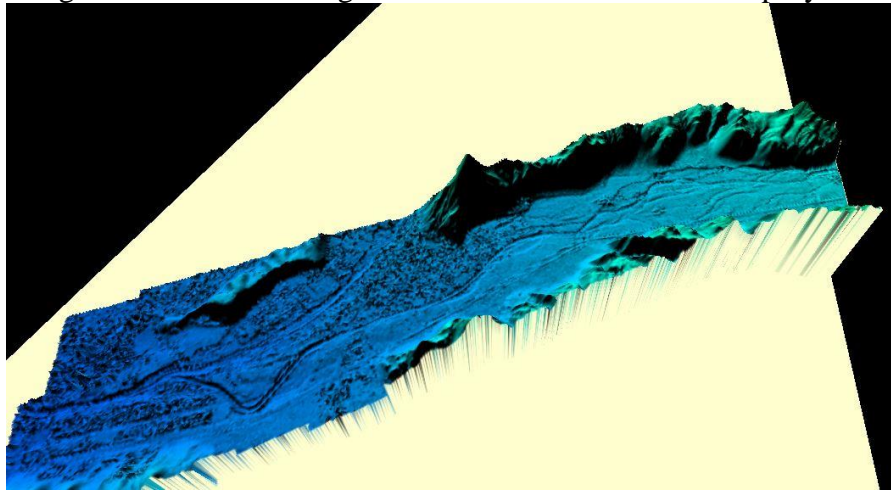
#### 2.7.4 Modelos Digitales

Luego de realizar el proceso de filtrado de la nube de puntos el trabajo con la nube de puntos ya filtrada se divide en dos etapas. Primero, la obtención del Modelo Digital de Terreno (DTM) y otra para la obtención del Modelo Digital de Superficie (DSM).

#### 2.7.5 Modelo Digital de Elevación (DEM)

De acuerdo a los requerimientos técnicos del cliente, se solicitó la generación de modelos digitales de elevación (MDE) con una resolución espacial de 1 metro, los cuales consisten en la representación gráfica y matemática de las elevaciones ortométricas que caracterizan la forma del relieve y los elementos presentes en la zona de proyecto.

Figura 2-10. Modelo Digital de Elevación de la zona del proyecto



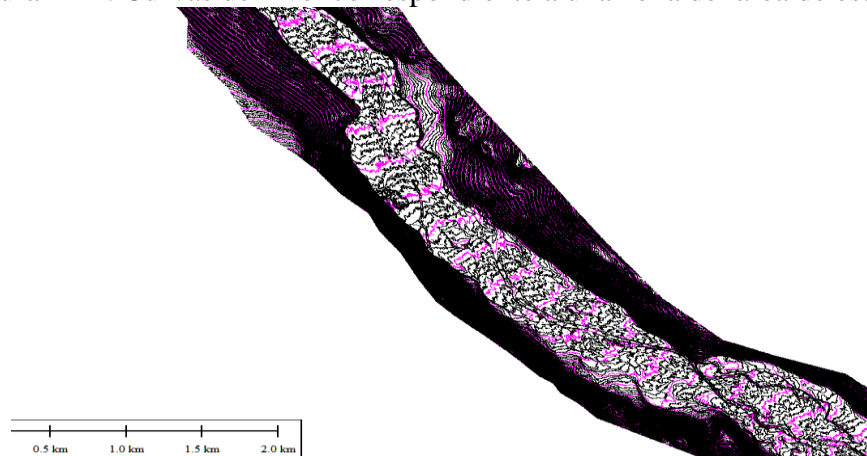
Fuente: Elaboración propia

### 2.7.6 Curvas de Nivel

La obtención de las curvas de nivel es mediante el DTM y representan la topografía de la zona de interés. Como producto final se entrega dividido por una grilla para que el peso de los archivos permita trabajar con ellos sin problema. Las láminas llevan asociada la ortofoto y la planimetría observada en la ortofoto, con altura local.

La vectorización se realiza sobre las ortofotos finales y se trata de un trabajo de fotointerpretación para dibujar cada elemento observado en la zona de interés, clasificado por capas según el tipo de elemento. El resultado final se pasa a 3D usando el DTM procesado, lo que da como resultado que cada elemento posea una cota definida.

Figura 2-11. Curvas de nivel correspondiente a una zona del área de estudio



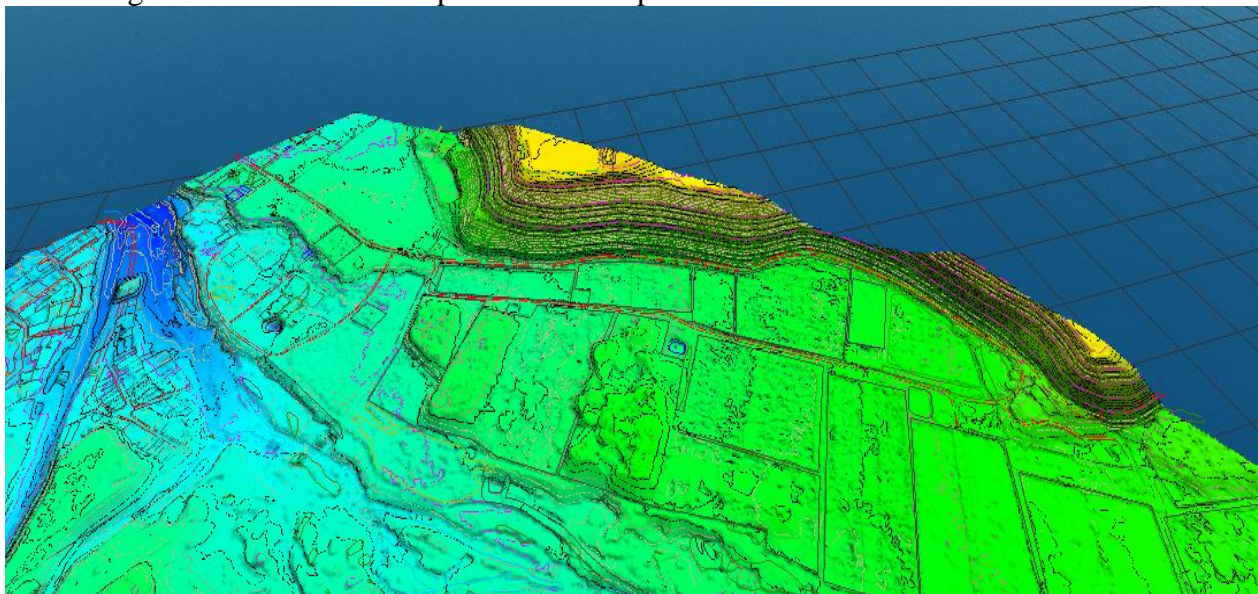
Fuente: Elaboración propia

Figura 2-12. Planimetría correspondiente a una zona del área de estudio



Fuente: Elaboración propia

Figura 2-13. Vista 3D del producto correspondiente a una zona del área de estudio



Fuente: Elaboración propia

**“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA,  
COMUNA DE ARICA”**

**CAPITULO 3**

**INFORME TOPOGRÁFICO**

**CONTENIDO**

3	INFORME TOPOGRÁFICO .....	3-2
3.1	Introducción .....	3-2
3.1.1	Antecedentes Topográficos Generales .....	3-2
3.1.2	Instrumentos .....	3-2
3.1.3	Metodología.....	3-4
3.1.4	Ajuste De Poligonal Geodésica.....	3-10
3.1.5	Red Vertical.....	3-19
3.1.6	Conversión de Coordenadas UTM a Planas Topográficas.....	3-26

### **3 INFORME TOPOGRÁFICO**

#### **3.1 Introducción**

Con la finalidad de una óptima realización de los trabajos topográfico, ya sea, en la construcción y ubicación de los monolitos para PRs, nivelación geométrica y poligonal GPS, estos se basaron en las Especificaciones Técnicas Topográficas de la Dirección de Obras Hidráulicas (ETT-DOH 2021) y términos de referencias de este proyecto, mediante la utilización de la instrumentación adecuada, tal que se cumpla con los requerimientos de precisión y tolerancias que se exige.

##### **3.1.1 Antecedentes Topográficos Generales**

Los trabajos relacionados con la georreferenciación de la poligonal se ejecutaron tomando como base una estación activa del centro sismológico nacional PCCL, ubicado en las cercanías de Arica, cuyo certificado fue proporcionado por el IGM. Con respecto a la nivelación geométrica, esta fue vinculada al pilar de nivelación A00-0, ubicado en la base de concreto de los mástiles del edificio Alborada de la Dirección de Arquitectura del MOP, cuyo certificado fue proporcionado por el IGM.

##### **3.1.2 Instrumentos**

Los instrumentos que se ocuparán son los adecuados para estos tipos de trabajos, de tal manera que se cumplan con los requerimientos de precisión y tolerancias en cada uno de ellos.

Para el caso de la nivelación de la poligonal, se ocupará el siguiente instrumental:

##### **Nivel Digital Trimble DINI**

- Precisión en 1 km de Doble nivelación:  
Mira Invar: 0,7 mm  
Mira Código de Barra Normal: 1.3 mm.
- Rango de Medición entre 1,5 m. y 100 m.
- Precisión de Distancia:  
Mira Invar: 25 mm  
Mira Código de Barra Normal: 30 mm
- Tiempo de Medición: 3 s
- Zoom Telescopio: 26X
- Rango de Compensador:  $\pm 15'$
- Graduación: 400 grads / 360°

Figura 3-1.



**Fuente:** Elaboración Propia

Para el caso de la medición GPS de la poligonal, se ocupará el siguiente instrumental:

#### **Sistema GPS Trimble R4 Doble Frecuencia**

- Levantamientos GNSS Static y FastStatic  
Horizontal    3 mm + 0.1ppm RMS  
Vertical        3.5 mm + 0.4 ppm RMS
- Posicionamiento GPS diferencial de código  
Horizontal    0.25 m + 1 ppm RMS  
Vertical        0.50 m + 1 ppm RMS

Precisión de posicionamiento diferencial WAAS  
Por lo general, menos de 5 m 30 RMS

Figura 3-2.



Fuente: Elaboración Propia

### 3.1.3 Metodología

#### 3.1.3.1 Brigada Topográfica

Se constituyo en terreno dos ingenieros Geomensores, dos técnicos topógrafos y ayudantes especializados.

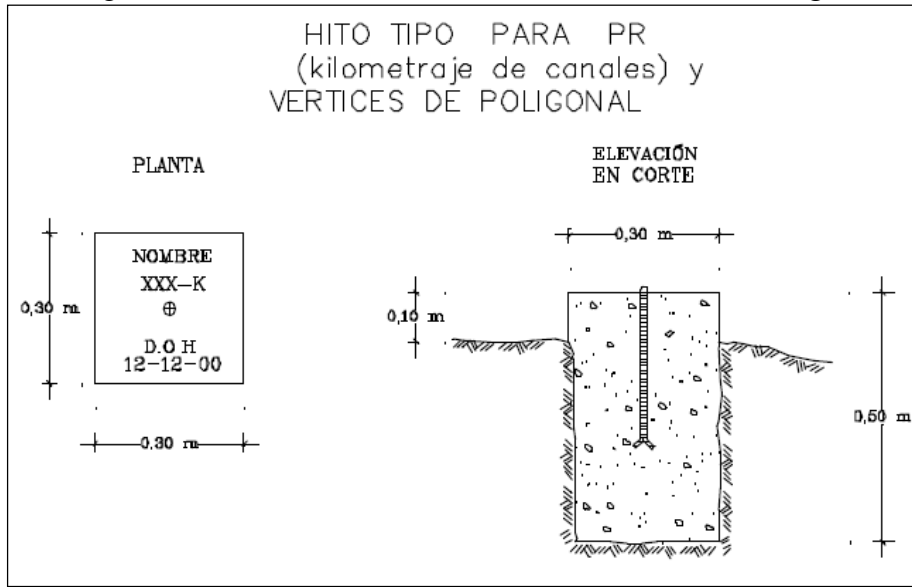
#### 3.1.3.2 Construcción de monolitos para PRs

La ubicación de los **Puntos de Referencia (PR)** cumplió con las siguientes condiciones:

- Se construyeron cercanos a la zona de estudio, permitiendo que de una sola operación instrumental sea posible realizar levantamientos, controles topográficos o replanteos correspondientes.
- La ubicación de los puntos de referencia (PR) se fijó considerando el proyecto en su totalidad, con el objeto de evitar su reposición por la construcción de caminos o canales, ensanches o variantes de obras, acopio de materiales, instalaciones anexas, etc.
- La ubicación de estos puntos se situó en lo posible, alejado a propiedades privadas. No obstante, deberán mantener la distancia para el arrastre de la coordenada y cota, considerando la existencia de pares intervisibles cada 5 kilómetros.
- La señalización de los puntos de referencia tiene por objeto ubicar en el terreno la referencia topográfica. Cada PR será pintado en color azul y el nombre del PR en relieve de color blanco.

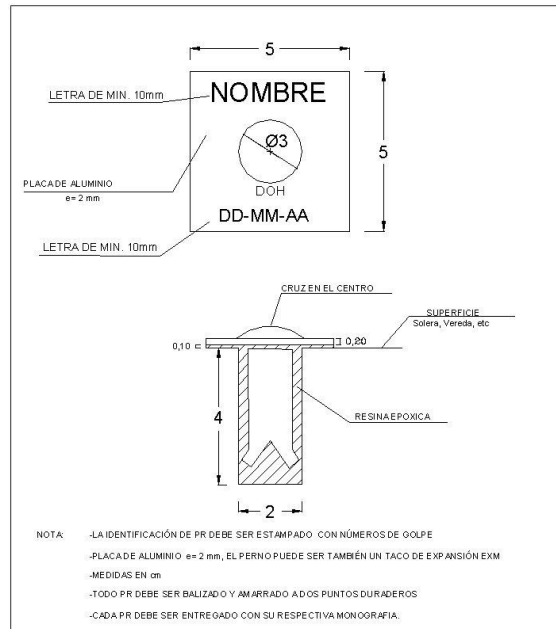
Las siguientes figuras indican las dimensiones y características de los tipos de PRs que se construyeron en terreno.

Figura 3-3. Monumentación De PR's Monolito de Hormigon



Fuente: ETT Topografía DOH 2021

Figura 3-4. Monumentación de PR's Placas Metalicas



Fuente: ETT Topografía DOH 2021

### 3.1.3.3 Poligonal Geodésica

Antes de empezar los trabajos, se efectuó un reconocimiento del terreno a levantar de modo de distribuir estratégicamente y con visión panorámica los vértices de esta, con la finalidad, de que con estos se cubra toda la zona de estudio. Antes de realizar los trabajos de medición, se materializaron PRs cada 1 kilómetro para el traslado de la cota geométrica, los cuales no fueron considerados en la medición GNSS y bases intervisibles cada 5 kilómetros, las cuales, si fueron considerados en la medición GNSS, todos los PRs cumplieron con las especificaciones correspondientes.

Se instalaron 50 PRs con la denominación “QA - XX” (Quebrada Acha – numeración correlativa), según lo solicitado en los TRs del proyecto. Con los vértices materializados se desarrolló la medición. La medición de la poligonal geodésica fue a través de receptores GPS doble frecuencia en modo Estático, esto significa instalar los receptores sobre bases nivelantes en trípodes sobre cada PR y enlazando al vértice activo del Centro Sismológico Nacional PCCL, cuyo certificado fue proporcionado por el IGM, ubicado cerca de la zona de estudio, obteniéndose para cada PR coordenadas UTM utilizando el datum SIRGAS (WGS 84).

A continuación, se muestra el certificado emitido por el IGM de la estación activa del Centro Sismológico Nacional PCCL, utilizado para el ajuste de la poligonal creada para este estudio.



IGM PGEOD 8.540.1  
Revisión : 7

**CERTIFICADO DE COORDENADAS GEODÉSICAS  
PLANAS Y ALTURA**

Fecha, 12 de enero de 2022  
N ° Certificado 1701

Solicitadas por : GEOMENSURA MÓNICA PINO HONORES EIRL  
Datum . SIRGAS  
Elipsoide GRS-80  
Unidad N, E y Altura en metros.

Nombre de la Estación	Coordenadas Geodésicas		Coordenadas Planas		Altura	Altura
	Latitud	Longitud	Norte	Este	Elipsoidal	Ortométrica Zona
CORS POCONCHILE (PCCL)	18° 27' 27,6249"	70° 6' 24,2789"	7.958.820,652	383.137,280	1.143,722	1.109,197 19

NOTA : Las coordenadas entregadas en éste certificado están referidas a la época 2021.00  
Altura ortométrica referida al modelo geoidal EGM2008

  
  
Emitido por:  
**PEDRO VEGA VERA**  
Asesor Técnico  
Sub Dirección Comercial

Las coordenadas fueron calculadas por el Centro de Procesamiento y Análisis de Datos del Instituto Geográfico Militar. Este certificado es de uso exclusivo de quien lo solicita. @Instituto Geográfico Militar, todos los derechos reservados. [www.sirgashile.cl](http://www.sirgashile.cl)

Sala de Ventas - Calle Dieciocho 369, Santiago - Teléfonos: (56-2) 22410 9366 / 22410 9378  
Email: asesoratecnica@igm.cl - Web: [www.igm.cl](http://www.igm.cl)

### 3.1.3.4 Nivelación Geométrica

La Nivelación Geométrica de los PR's para este tipo de estudios será ocupando el método de nivelación corriente con cierre, dicha nivelación se realizó avanzando desde un PR con cota definida en dos brigadas totalmente independientes en profesional, equipos y ayudantes, hasta el vértice que se le quiere asignar una cota. La extensión total de avance fue de 50 kilómetros.

Para realizar estas nivelaciones se utilizaron dos niveles digitales marca Trimble modelo DINI, cuyas características se mencionan en el punto 1.2 de este informe. Los registros entregados por los dos equipos se entregan en una carpeta como anexo.

La altimetría del presente estudio fue vinculada al pilar de nivelación A00-0 del IGM, esta placa se encuentra empotrada en la base de concreto de los mástiles ubicados en el edificio Alborada de la dirección de arquitectura del MOP, el cual cuenta con cota al N.M.M. El certificado emitido se muestra dentro de este mismo punto.

La tolerancia máxima admisible para la nivelación de precisión para este estudio está determinada por la expresión:

$$e = + 0,01 * K^{0.5} \text{ Nivelación Corriente}$$

Donde: “e” es el error de cierre expresado en metros y “K” es la distancia de avance total del recorrido, medido en kilómetros

Si la nivelación cumple con la tolerancia se ejecuta la compensación del error.



IGM PGEOD 8.540.4  
Revisión : 5

**CERTIFICADO DE PILARES DE NIVELACIÓN  
CON VALORES DE ALTURA**

Fecha, 18 de enero de 2022  
N° Certificado 1714

Solicitadas por : GEOMENSURA MONICA PINO HONORES ERL  
Unidad : Cota referida al nivel medio del mar (en metros)

Linea	Numero de Pilar	Año	Coordenadas Geográficas		Cota
			Latitud	Longitud	
A00	O	2002	18°28'39"	70°19'21"	3,968

NOTA : Las coordenadas entregadas en este certificado son solo referenciales.



Sala de Ventas - Calle Ijicó 369,  
Email:

teléfonos: 22410 9366 / 22410 9378  
ca@igmgm.cl

San  
asesoriatecnica

### 3.1.3.5 Trabajo de Gabinete Red Geodésica

El trabajo de ajuste horizontal y vertical consistió en procesar toda la información obtenida en terreno de las mediciones GNSS y nivelaciones geométricas con el objetivo de obtener como resultado coordenadas y cotas para cada PR construido. Este trabajo se realizó con el Software de aplicación topográfica, **Trimble Business Center V5.60**.

### 3.1.3.6 Monografías

Por cada vértice de la poligonal se realizó una monografía con el balizado del PR, esta monografía contiene, una foto referencial y una del PR, croquis, descripción de las balizas, coordenadas UTM y cotas geométricas.

## 3.1.4 Ajuste De Poligonal Geodésica

### 3.1.4.1 Antecedentes Generales

En cuanto al procesamiento de líneas base y posterior ajuste de redes 3D se usa el software Trimble Business Center en su versión 5.60 a través de las siguientes configuraciones:

Sistema de referencia: SIRGAS-Chile 2021.00  
Proyección cartográfica: UTM Zona 19 Sur  
Modelo de geoide: EGM08  
Máscara de elevación: 10°  
Constelaciones: GPS+GLONASS  
Frecuencia: Múltiple

En relación a los diversos ajustes realizados, es necesario indicar que las precisiones están asociadas a un intervalo de confianza de 95% ( $2\sigma$ ). Todas las unidades lineales están expresadas en metros mientras que las unidades angulares se encuentran en el sistema centesimal.

### 3.1.4.2 Red Tridimensional

La red tridimensional está compuesta por 19 puntos y 36 líneas base GNSS:

- Estación activa: PCCL es el origen de la red bajo SIRGAS 2021.00. Sus coordenadas son:

Tabla 3.1. Origen De La Red Tridimensional – Sirgas-Chile 2021.00

Punto	Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal (m)
PCCL	-18°27'27.6249"	-70°06'24.2789"	1143.722

Punto	Este (m)	Norte (m)
PCCL	383137.280	7958820.652

- Estaciones pasivas: 18 puntos construidos para densificar la red geodésica.

Figura 3-5. Red Tridimensional

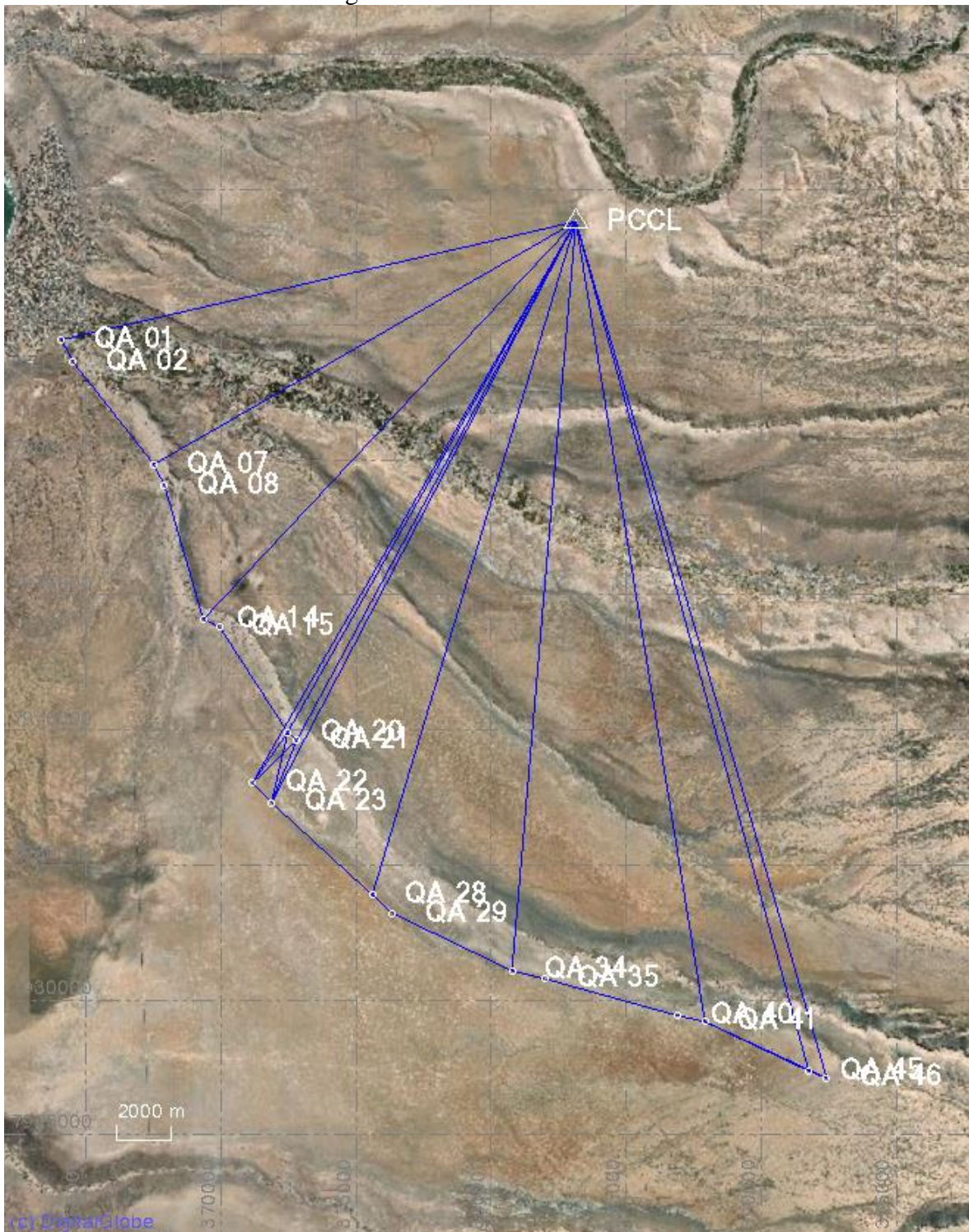
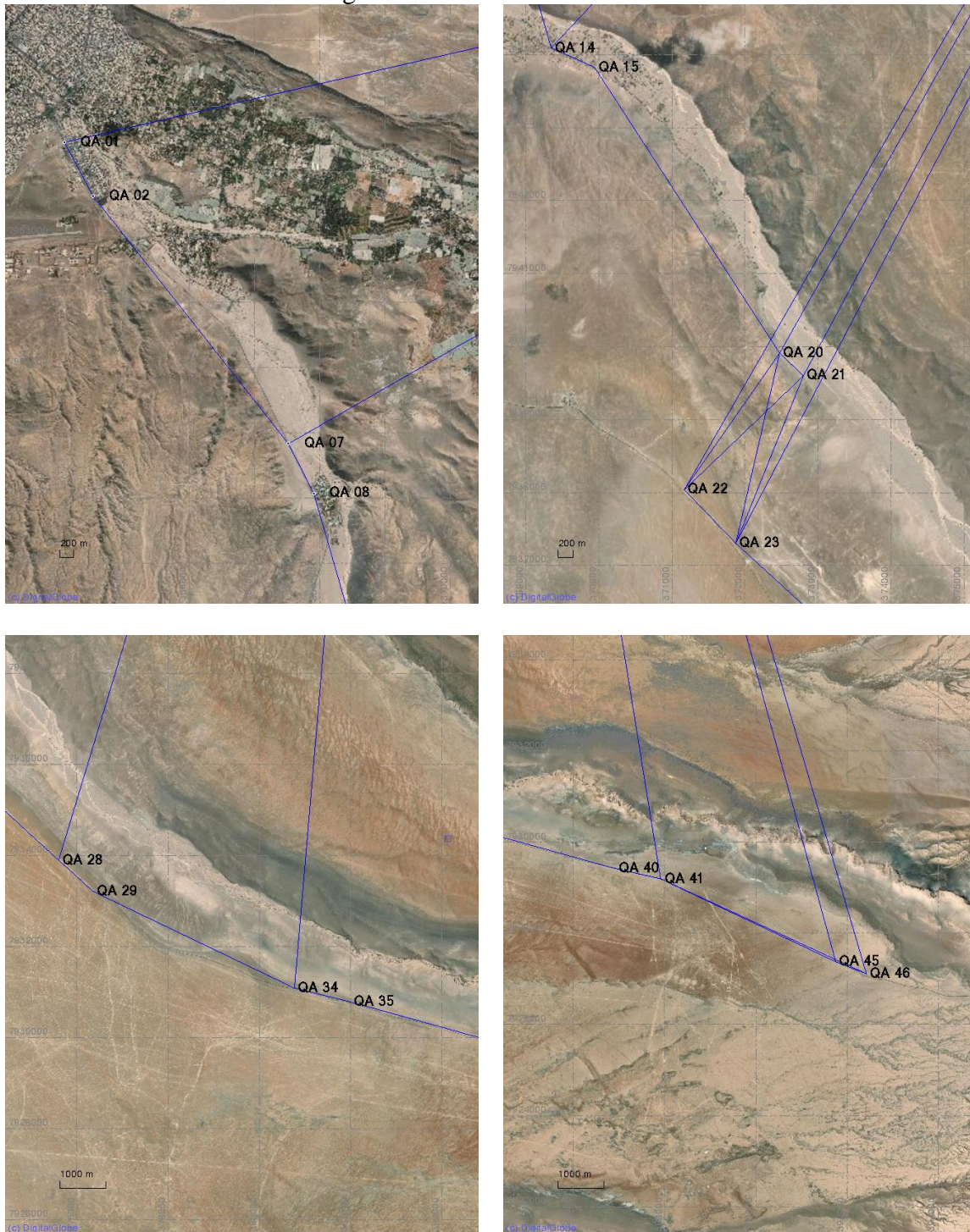


Figura 3-6. Red Tridimensional



### 3.1.4.3 Procesamiento de Líneas Base GNSS: Red Tridimensional

Se utilizan 3 receptores GNSS de forma móvil además de la estación de referencia GNSS. Según lo anterior, la ocupación GNSS se manifiesta de la siguiente manera:

Tabla 3.2. Ocupacion GNSS

Punto	Hora de inicio	Duración	Nombre de archivo	Altura de antena (m)	Método de antena	Fabricante de antena	Tipo de antena
PCCL	21-12-2021 20:59	1:00:00:00	pcc13560.21o	0.000	Base del soporte de la antena	Trimble	Choke Ring w/SCIT Dome
QA 21	22-12-2021 11:50	2:27:27	99393560.T02	1.521	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 20	22-12-2021 12:02	1:49:07	39813560.T01	1.408	Centro del tope protector	Trimble	R4 Internal
QA 22	22-12-2021 12:32	2:26:57	99473560.T02	1.687	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 21	22-12-2021 14:34	3:22:52	99393561.T02	1.521	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 22	22-12-2021 15:02	1:08:51	99473561.T02	1.687	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 22	22-12-2021 16:12	1:24:16	99473562.T02	1.687	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 23	22-12-2021 16:21	1:10:00	39813561.T01	1.495	Centro del tope protector	Trimble	R4 Internal
PCCL	04-01-2022 20:59	2:00:00:00	pcc10050.22o pcc10060.22o	0.000	Base del soporte de la antena	Trimble	Choke Ring w/SCIT Dome
QA 01	05-01-2022 9:54	3:16:39	99470050.T02	1.640	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 02	05-01-2022 10:03	3:13:36	99390051.T02	1.838	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
IGM	05-01-2022 10:26	1:12:23	39810050.T01	1.480	Centro del tope protector	Trimble	R4 Internal
QA 07	05-01-2022 12:04	2:59:34	39810051.T01	1.475	Centro del tope protector	Trimble	R4 Internal
QA 08	05-01-2022 13:31	1:36:25	99470051.T02	1.775	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 14	05-01-2022 13:56	2:52:58	99390052.T02	1.783	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 15	05-01-2022 15:24	1:20:50	99470052.T02	1.700	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 20	05-01-2022 15:38	3:38:08	39810052.T01	1.565	Centro del tope protector	Trimble	R4 Internal
QA 23	05-01-2022 17:19	1:31:00	99470053.T02	1.675	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 28	05-01-2022 17:33	1:10:06	99390053.T02	1.757	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 28	06-01-2022 9:38	1:36:24	99470060.T02	1.567	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 29	06-01-2022 9:49	1:21:53	39810060.T01	1.643	Centro del tope protector	Trimble	R4 Internal
QA 34	06-01-2022 10:05	3:03:03	99390060.T02	1.345	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 35	06-01-2022 11:33	1:29:56	39810061.T01	1.632	Centro del tope protector	Trimble	R4 Internal
QA 40	06-01-2022 11:49	3:01:31	99470061.T02	1.597	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 41	06-01-2022 13:30	3:02:54	39810062.T01	1.660	Centro del tope protector	Trimble	R4 Internal
QA 45	06-01-2022 13:46	2:36:35	99390061.T02	1.418	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal
QA 46	06-01-2022 15:12	1:05:18	99470062.T02	1.573	Centro del tope protector	Trimble	R4-3 Internal

De esta forma se tienen 37 líneas base las cuales son procesadas, usando órbitas precisas rápidas CODE (GPS+GLO), obteniendo sus componentes geocéntricas. Todo esto queda reflejado en la siguiente tabla:

Tabla 3.3. Procesamiento de Lineas Base

Desde	Hacia	PDOP	RCM	Prec. Horizontal 95% (m)	Prec. Vertical 95% (m)	Duración
PCCL	QA 01	2.23	0.0167	0.0072	0.0369	3:16:00
PCCL	QA 07	2.25	0.0150	0.0067	0.0354	2:59:00
PCCL	QA 14	2.19	0.0229	0.0095	0.0410	2:52:30
PCCL	QA 20	2.35	0.0212	0.0083	0.0381	3:37:30
PCCL	QA 21	2.61	0.0267	0.0102	0.0526	2:27:00
PCCL	QA 22	1.79	0.0212	0.0080	0.0376	2:26:30
PCCL	QA 22	1.85	0.0232	0.0131	0.0490	1:24:00
PCCL	QA 22	1.74	0.0227	0.0124	0.0713	1:08:30
PCCL	QA 23	2.17	0.0202	0.0121	0.0566	1:30:30
PCCL	QA 28	2.04	0.0198	0.0096	0.0365	1:35:30
PCCL	QA 28	2.17	0.0216	0.0143	0.0657	1:09:30
PCCL	QA 34	1.79	0.0230	0.0071	0.0301	3:02:30
PCCL	QA 41	2.01	0.0194	0.0073	0.0274	3:02:00
PCCL	QA 45	1.99	0.0194	0.0080	0.0309	2:36:00
PCCL	QA 46	1.7	0.0174	0.0111	0.0397	1:05:00
QA 01	QA 02	2.23	0.0075	0.0011	0.0051	3:07:00
QA 07	QA 02	1.8	0.0094	0.0039	0.0189	1:12:30
QA 07	QA 08	2.38	0.0093	0.0025	0.0113	1:31:30
QA 14	QA 08	2.38	0.0149	0.0065	0.0319	1:11:00
QA 14	QA 15	1.96	0.0108	0.0024	0.0040	1:20:30
QA 20	QA 15	2.35	0.0128	0.0064	0.0241	1:06:00
QA 20	QA 23	2.17	0.0097	0.0048	0.0236	1:30:30
QA 21	QA 20	2.58	0.0113	0.0019	0.0037	1:49:00
QA 21	QA 22	1.96	0.0124	0.0059	0.0364	1:08:30
QA 21	QA 23	1.85	0.0139	0.0066	0.0247	1:09:30
QA 22	QA 20	2.21	0.0133	0.0047	0.0232	1:19:00
QA 22	QA 23	1.85	0.0094	0.0022	0.0079	1:09:30
QA 23	QA 28	2.17	0.0122	0.0052	0.0240	1:09:30
QA 28	QA 29	1.77	0.0078	0.0016	0.0059	1:21:30
QA 34	QA 29	1.77	0.0090	0.0034	0.0123	1:05:30
QA 34	QA 35	1.59	0.0086	0.0015	0.0070	1:29:30
QA 40	QA 35	1.59	0.0089	0.0031	0.0146	1:14:00
QA 41	QA 40	2.01	0.0083	0.0017	0.0070	1:20:00
QA 41	QA 45	2	0.0094	0.0026	0.0099	2:36:00
QA 41	QA 46	1.7	0.0096	0.0040	0.0144	1:05:00
QA 45	QA 46	1.7	0.0067	0.0016	0.0054	1:05:00

### 3.1.4.4 Ajuste de Red Tridimensional

Se logra una red geodésica con 54 incógnitas –18 puntos cuyas coordenadas deben ser determinadas– y 36 líneas base que producen 108 incrementos geocéntricos. A partir de esto se tiene una red geodésica con una redundancia de 54.

El ajuste logra la determinación de coordenadas con una precisión media al 95% de 4.8 mm en este, 4.4 mm en norte y 21.8 mm en altura.

Figura 3-7. Ajuste de Red

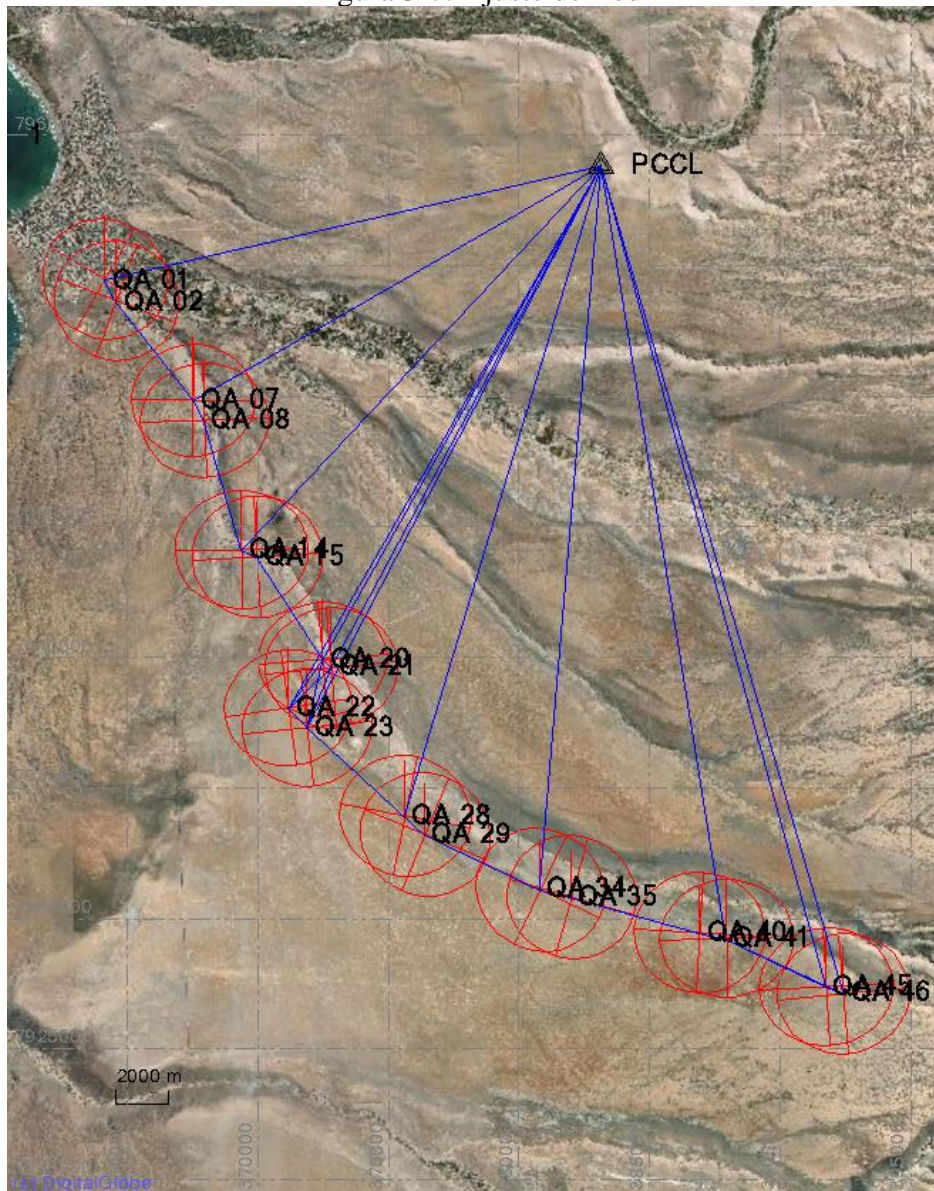
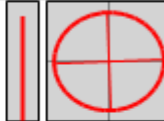
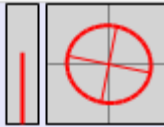
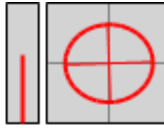
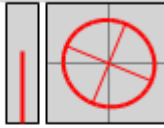
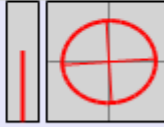
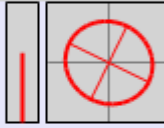

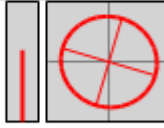



Figura 3-8. Elipses de Error

<p>◊ Punto QA 01</p>  <p>Error de valor este: 0.0054 m Error de valor norte: 0.0052 m Error de elevación: 0.0292 m Error de altura: 0.0292 m Estado de corrección:</p>	<p>◊ Punto QA 15</p>  <p>Error de valor este: 0.0056 m Error de valor norte: 0.0052 m Error de elevación: 0.0252 m Error de altura: 0.0252 m Estado de corrección:</p>
<p>◊ Punto QA 02</p>  <p>Error de valor este: 0.0055 m Error de valor norte: 0.0052 m Error de elevación: 0.0291 m Error de altura: 0.0291 m Estado de corrección:</p>	<p>◊ Punto QA 20</p>  <p>Error de valor este: 0.0039 m Error de valor norte: 0.0035 m Error de elevación: 0.0195 m Error de altura: 0.0195 m Estado de corrección:</p>
<p>◊ Punto QA 07</p>  <p>Error de valor este: 0.0049 m Error de valor norte: 0.0045 m Error de elevación: 0.0268 m Error de altura: 0.0268 m Estado de corrección:</p>	<p>◊ Punto QA 21</p>  <p>Error de valor este: 0.0042 m Error de valor norte: 0.0038 m Error de elevación: 0.0198 m Error de altura: 0.0198 m Estado de corrección:</p>
<p>◊ Punto QA 08</p>  <p>Error de valor este: 0.0056 m Error de valor norte: 0.0050 m Error de elevación: 0.0280 m Error de altura: 0.0280 m Estado de corrección:</p>	<p>◊ Punto QA 22</p>  <p>Error de valor este: 0.0038 m Error de valor norte: 0.0034 m Error de elevación: 0.0190 m Error de altura: 0.0190 m Estado de corrección:</p>
<p>◊ Punto QA 14</p>  <p>Error de valor este: 0.0054 m Error de valor norte: 0.0048 m Error de elevación: 0.0251 m Error de altura: 0.0251 m Estado de corrección:</p>	<p>◊ Punto QA 23</p>  <p>Error de valor este: 0.0038 m Error de valor norte: 0.0034 m Error de elevación: 0.0188 m Error de altura: 0.0188 m Estado de corrección:</p>

<p>◊ Punto QA 28</p>  <p>Error de valor este: 0.0043 m Error de valor norte: 0.0040 m Error de elevación: 0.0191 m Error de altura: 0.0191 m Estado de corrección:</p>	<p>◊ Punto QA 41</p>  <p>Error de valor este: 0.0045 m Error de valor norte: 0.0040 m Error de elevación: 0.0182 m Error de altura: 0.0182 m Estado de corrección:</p>
<p>◊ Punto QA 29</p>  <p>Error de valor este: 0.0046 m Error de valor norte: 0.0044 m Error de elevación: 0.0192 m Error de altura: 0.0192 m Estado de corrección:</p>	<p>◊ Punto QA 45</p>  <p>Error de valor este: 0.0048 m Error de valor norte: 0.0042 m Error de elevación: 0.0189 m Error de altura: 0.0189 m Estado de corrección:</p>
<p>◊ Punto QA 34</p>  <p>Error de valor este: 0.0044 m Error de valor norte: 0.0042 m Error de elevación: 0.0186 m Error de altura: 0.0186 m Estado de corrección:</p>	<p>◊ Punto QA 46</p>  <p>Error de valor este: 0.0050 m Error de valor norte: 0.0045 m Error de elevación: 0.0193 m Error de altura: 0.0193 m Estado de corrección:</p>
<p>◊ Punto QA 35</p>  <p>Error de valor este: 0.0049 m Error de valor norte: 0.0046 m Error de elevación: 0.0190 m Error de altura: 0.0190 m Estado de corrección:</p>	
<p>◊ Punto QA 40</p>  <p>Error de valor este: 0.0049 m Error de valor norte: 0.0045 m Error de elevación: 0.0187 m Error de altura: 0.0187 m Estado de corrección:</p>	

En cuanto a las coordenadas se tienen las siguientes tablas:

Tabla 3.4. Coordenadas UTM 19s + Altura NMM (Egm08) Bajo SIRGAS-Chile 2021.00

Punto	Este (m)	Norte (m)	Altura NMM EGM 08 (m)
PCCL	383137.2800	7958820.6520	1109.1972
QA 01	364095.6016	7954443.9781	69.1360
QA 02	364535.1915	7953621.3920	85.8922
QA 07	367520.9928	7949832.3625	145.1689
QA 08	367907.6238	7949071.0835	159.3385
QA 14	369348.0588	7944092.1515	230.5674
QA 15	369942.0107	7943825.0762	240.9427
QA 20	372473.5707	7939910.9424	307.9244
QA 21	372799.6537	7939601.0314	311.7691
QA 22	371168.8188	7938038.1097	643.5193
QA 23	371874.3123	7937304.8448	660.1007
QA 28	375601.9272	7933894.3659	734.6776
QA 29	376355.7306	7933208.4485	755.6585
QA 34	380772.5952	7931085.4503	889.1436
QA 35	381993.0237	7930785.2629	919.6549
QA 40	386912.4310	7929420.6527	1058.6405
QA 41	387913.7399	7929193.1377	1089.7878
QA 45	391753.9539	7927372.0069	1204.3412
QA 46	392425.1543	7927110.4110	1232.2659

Tabla 3.5. Coordenadas Geodesicas + Altura Elipsoidal Bajo SIRGAS-Chile 2021.00

Punto	Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal (m)
PCCL	-18°27'27.62490"	-70°06'24.27890"	1143.7220
QA 01	-18°29'45.89742"	-70°17'14.42974"	101.0723
QA 02	-18°30'12.75727"	-70°16'59.64155"	117.8989
QA 07	-18°32'16.69532"	-70°15'18.73670"	177.6549
QA 08	-18°32'41.54680"	-70°15'05.73176"	191.8951
QA 14	-18°35'23.83297"	-70°14'17.77509"	263.4492
QA 15	-18°35'32.65363"	-70°13'57.57574"	273.9102
QA 20	-18°37'40.53888"	-70°12'32.11255"	341.3083
QA 21	-18°37'50.69160"	-70°12'21.05719"	345.2001
QA 22	-18°38'41.17364"	-70°13'17.06796"	676.7675
QA 23	-18°39'05.18241"	-70°12'53.16281"	693.4483
QA 28	-18°40'56.93530"	-70°10'46.71982"	768.5098
QA 29	-18°41'19.40939"	-70°10'21.14389"	789.5845
QA 34	-18°42'29.39675"	-70°07'50.83535"	923.6289
QA 35	-18°42'39.41204"	-70°07'09.23583"	954.2964
QA 40	-18°43'24.78614"	-70°04'21.56949"	1093.8981
QA 41	-18°43'32.38234"	-70°03'47.42873"	1125.1671
QA 45	-18°44'32.35772"	-70°01'36.67006"	1240.1579
QA 46	-18°44'40.99315"	-70°01'13.80198"	1268.1569

### 3.1.5 Red Vertical

La red vertical está compuesta por 51 puntos y 100 desniveles observados a través de nivelación geométrica. Además, se tiene un enlace vertical especial compuesto por 4 líneas base GNSS las cuales aportan con desniveles adicionales logrando ligar la red vertical.

El origen de la red vertical está dado por un pilar de nivelación denominado A00 - 0 altura NMM:

Tabla 3.6. Origen de la Red Vertical

Punto	Altura NMM (m)
A00 - 0	3.968

En cuanto al diseño de la red vertical se tiene lo siguiente:

Figura 3-9. Red Vertical



Se observa cada desnivel en un itinerario de dos niveles automáticos digitales. Los desniveles obtenidos son los siguientes.

Tabla 3.7. Desniveles Observados Por Medio De Nivelacion Geometrica

Desde	Hacia	Desnivel (m)	Distancia (m)	Instalaciones	Prec. 95% (m)	Error de cierre (m)	Tolerancia circuito
A00	QA 01A	17.4777	1207.656	16	0.0015	0.0037	0.016
		17.4740	1202.72	16	0.0015		
QA 01A	QA 02A	9.6326	1010.9	11	0.0014	0.0013	0.014
		9.6313	1010.834	11	0.0014		
QA 02A	QA 03A	13.2877	1041.682	10	0.0014	-0.0025	0.014
		13.2902	1039.32	10	0.0014		
QA 03A	QA 04A	12.8729	792.966	10	0.0012	-0.0029	0.013
		12.8758	791.53	10	0.0012		
QA 04A	QA 01	11.5833	708.27	7	0.0012	0.0001	0.012
		11.5832	709.796	7	0.0012		
QA 02	QA 01	-16.7597	936.44	12	0.0013	0.0024	0.014
		-16.7621	936.068	12	0.0013		
QA 03	QA 02	-9.4977	1169.41	14	0.0015	0.0006	0.015
		-9.4983	1168.824	14	0.0015		
QA 03	QA 04	14.5071	1000.331	8	0.0014	0.0002	0.014
		14.5069	1001.24	8	0.0014		
QA 04	QA 05	14.9891	930.24	7	0.0013	0.0035	0.014
		14.9856	931.565	7	0.0013		
QA 05	QA 06	9.7840	1011.8	9	0.0014	0.0045	0.014
		9.7795	1013.878	9	0.0014		
QA 06	QA 07	10.5152	804.404	9	0.0012	-0.0030	0.013
		10.5182	804.42	9	0.0012		
QA 07	QA 08	14.1723	865.35	12	0.0013	0.0023	0.013
		14.1700	854.909	11	0.0013		
QA 08	QA 09	12.6745	1073.9	12	0.0014	0.0041	0.015
		12.6704	1072.179	12	0.0014		
QA 09	QA 10	10.8609	779.213	10	0.0012	0.0005	0.012
		10.8604	781.48	10	0.0012		
QA 10	QA 11	8.7860	1079.072	11	0.0014	-0.0009	0.015
		8.7869	1048.47	11	0.0014		
QA 11	QA 12	15.4260	1004.43	11	0.0014	0.0058	0.014
		15.4202	998.591	12	0.0014		
QA 12	QA 13	14.5425	1017.13	9	0.0014	-0.0024	0.014
		14.5449	1013.09	9	0.0014		
QA 13	QA 14	8.9967	807.64	8	0.0012	-0.0011	0.013
		8.9978	800.162	8	0.0012		
QA 14	QA 15	10.3729	657.77	6	0.0011	0.0016	0.011
		10.3713	658.396	6	0.0011		
QA 15	QA 16	21.2222	1115.95	13	0.0014	-0.0060	0.015
		21.2282	1121.05	13	0.0015		

QA 16	QA 17	4.0754	721.07	8	0.0012	0.0002	0.012
		4.0752	721.813	8	0.0012		
QA 17	QA 18	14.4890	1110.68	9	0.0014	0.0037	0.015
		14.4853	1111.878	9	0.0014		
QA 18	QA 19	12.3509	959.24	8	0.0013	-0.0005	0.014
		12.3514	956.472	8	0.0013		
QA 19	QA 20	14.8570	1066.179	10	0.0014	-0.0005	0.015
		14.8575	1064.97	10	0.0014		
QA 20	QA 21	3.8528	452.398	4	0.0009	0.0008	0.009
		3.8520	452.54	4	0.0009		
QA 22	QA 23	16.5879	1079.44	10	0.0014	0.0006	0.015
		16.5873	1069.609	10	0.0014		
QA 23	QA 24	0.0866	973.6	9	0.0014	0.0000	0.014
		0.0866	987.14	9	0.0014		
QA 24	QA 25	19.1307	1099.124	9	0.0014	0.0045	0.015
		19.1262	1100.29	9	0.0014		
QA 25	QA 26	18.8505	1049.46	10	0.0014	0.0109	0.015
		18.8396	1062.893	10	0.0014		
QA 26	QA 27	16.4553	928.77	8	0.0013	-0.0001	0.014
		16.4554	932.793	8	0.0013		
QA 27	QA 28	20.1407	1141.872	9	0.0015	0.0015	0.015
		20.1392	1138	9	0.0015		
QA 28	QA 29	20.9978	1033.606	10	0.0014	-0.0069	0.014
		21.0047	1025.43	10	0.0014		
QA 29	QA 30	27.2993	1043.97	15	0.0014	0.0044	0.014
		27.2949	1051.623	15	0.0014		
QA 30	QA 31	20.6485	1001.13	10	0.0014	-0.0018	0.014
		20.6503	1002.263	10	0.0014		
QA 31	QA 32	25.7211	1031.34	14	0.0014	0.0036	0.014
		25.7175	1023.282	14	0.0014		
QA 32	QA 33	29.1762	1020.05	12	0.0014	0.0006	0.014
		29.1756	1005.193	12	0.0014		
QA 33	QA 34	30.6511	1006.3	12	0.0014	-0.0024	0.014
		30.6535	995.3	12	0.0014		
QA 34	QA 35	30.5029	1273.781	15	0.0015	-0.0041	0.016
		30.5070	1272.75	15	0.0015		
QA 35	QA 36	28.6721	1004.77	12	0.0014	0.0050	0.014
		28.6671	1006.143	12	0.0014		
QA 36	QA 37	28.6664	1033.73	13	0.0014	0.0047	0.014
		28.6617	1030.908	13	0.0014		
QA 37	QA 38	26.4427	1012.65	12	0.0014	0.0028	0.014
		26.4399	1013.767	12	0.0014		
QA 38	QA 39	29.4428	1028.751	12	0.0014	-0.0008	

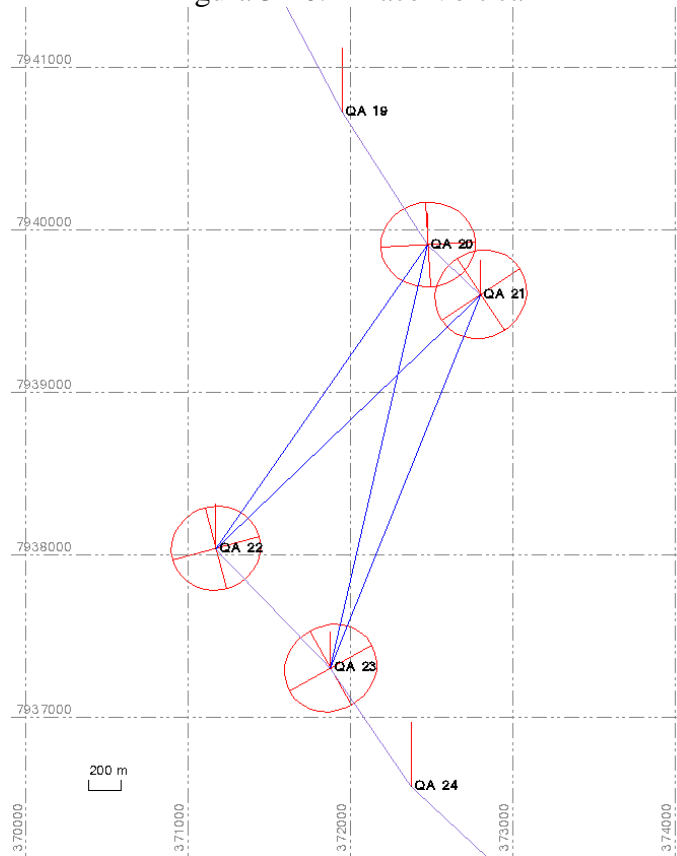
		29.4436	1029.06	12	0.0014		0.014
QA 39	QA 40	25.7041	1067.95	13	0.0014	-0.0015	0.015
		25.7056	1066.151	13	0.0014		
QA 40	QA 41	31.1326	1031.42	13	0.0014	0.0015	0.014
		31.1311	1032.625	13	0.0014		
QA 41	QA 42	32.2784	1134.93	13	0.0015	-0.0070	0.015
		32.2854	1134.34	13	0.0015		
QA 42	QA 43	29.0042	1088.34	12	0.0014	0.0012	0.015
		29.0030	1089.389	12	0.0014		
QA 43	QA 44	27.5286	1059.28	12	0.0014	0.0045	0.015
		27.5241	1061.372	12	0.0014		
QA 44	QA 45	25.6251	1034.14	14	0.0014	0.0025	0.014
		25.6226	1035.93	14	0.0014		
QA 45	QA 46	27.8941	740.988	14	0.0012	-0.0057	0.012
		27.8998	737.95	14	0.0012		

Además, se tiene el enlace vertical especial observado por medio de GNSS. La idea que sustenta esta metodología es la relación existente entre alturas físicas y alturas elipsoidales:

$$\Delta H = \Delta h - \Delta N$$

La expresión anterior quiere decir que si se tiene un desnivel elipsoidal  $\Delta h$  junto a su desnivel de ondulaciones geoidales  $\Delta N$  es susceptible de ser convertido en un desnivel físico  $\Delta H$  que es el observable que realiza en una nivelación geométrica.

Figura 3-10. Enlace Vertical



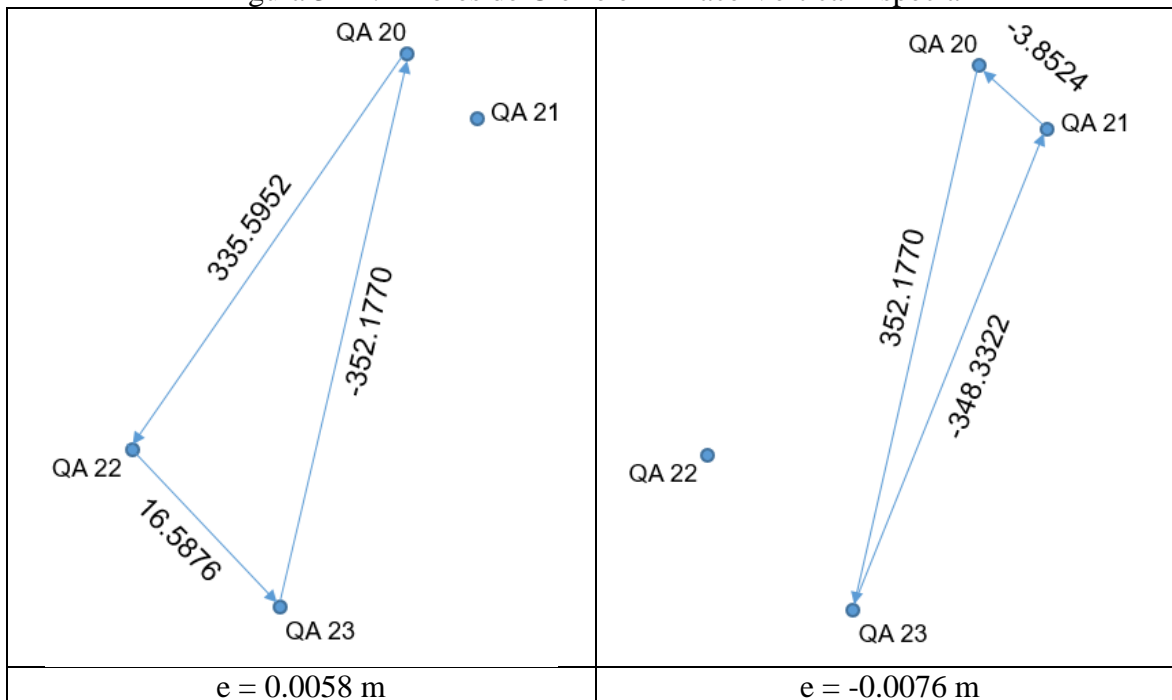
Entonces, los desniveles que se calculan para este enlace son los siguientes:

Tabla 3.8. Aplicación de  $\Delta h = \Delta h - \Delta n$

Desde	Hacia	$\Delta h$ (m)	$\Delta n$ (m)	$\Delta H$ (m)	Distancia (m)	Prec. 95% (m)
QA 20	QA 22	335.4592	-0.136	335.5952	2282.5171	0.0222
QA 20	QA 23	352.1400	-0.037	352.1770	2674.1068	0.0234
QA 21	QA 22	331.5674	-0.183	331.7504	2258.8367	0.0186
QA 21	QA 23	348.2482	-0.084	348.3322	2475.6246	0.0239

Para evaluar la representatividad del cálculo anterior se realizan bucles linealmente independientes combinando los desniveles físicos observados con nivelación geométrica y calculados a partir de GNSS:

Figura 3-11. Errores de Cierre en Enlace Vertical Especial



Finalmente se tienen las alturas NMM ajustadas:

Tabla 3.9. Alturas NMM Ajustadas

Punto	Altura NMM (m)
A00	3.9680
QA 01A	21.4438
QA 02A	31.0758
QA 03A	44.3648
QA 04A	57.2391
QA 01	68.8224
QA 02	85.5832
QA 03	95.0812
QA 04	109.5883
QA 05	124.5756
QA 06	134.3574
QA 07	144.8741
QA 08	159.0452
QA 09	171.7176
QA 10	182.5783
QA 11	191.3647
QA 12	206.7878
QA 13	221.3315
QA 14	230.3288

QA 15	240.7009
QA 16	261.9259
QA 17	266.0012
QA 18	280.4883
QA 19	292.8395
QA 20	307.6967
QA 21	311.5491
QA 22	643.2937
QA 23	659.8812
QA 24	659.9678
QA 25	679.0963
QA 26	697.9413
QA 27	714.3967
QA 28	734.5366
QA 29	755.5379
QA 30	782.8350
QA 31	803.4844
QA 32	829.2037
QA 33	858.3796
QA 34	889.0319
QA 35	919.5368
QA 36	948.2064
QA 37	976.8705
QA 38	1003.3118
QA 39	1032.7550
QA 40	1058.4598
QA 41	1089.5917
QA 42	1121.8736
QA 43	1150.8772
QA 44	1178.4035
QA 45	1204.0274
QA 46	1231.9243

### 3.1.6 Conversión de Coordenadas UTM a Planas Topográficas

La transformación de coordenadas UTM a topográficas se realizó según las Especificaciones Técnicas Topográficas ETT-DOH 2021, punto 3.7. Conversión y Transformación de coordenadas.

Para la reducción de coordenadas UTM a Topográficas en este estudio, se consideró un punto de partida y una orientación, estos fueron los PRs QA 01 (base) y el PR QA 02 (origen acimutal), ubicados al inicio de la poligonal.

A continuación, se presenta un resumen de coordenadas topográficas de los PRs de la poligonal.

Tabla 3.10. Resumen De Coordenadas Topograficas Y Alturas NMM

Punto	Este (m)	Norte (m)	Altura NMM (m)
QA 01	364095.6016	7954443.9781	68.8224
QA 02	364535.2717	7953621.2391	85.5832
QA 07	367521.6367	7949831.4454	144.8741
QA 08	367908.3472	7949070.0075	159.0452
QA 14	369349.0555	7944089.9797	230.3288
QA 15	369943.1424	7943822.8434	240.7009
QA 20	372475.2818	7939907.7603	307.6967
QA 21	372801.4457	7939597.7721	311.5491
QA 22	371170.1619	7938034.4279	643.2937
QA 23	371875.8653	7937300.9431	659.8812
QA 28	375604.6283	7933889.3772	734.5366
QA 29	376358.6777	7933203.2345	755.5379
QA 34	380777.0694	7931079.4849	889.0319
QA 35	381997.9475	7930779.1864	919.5368
QA 40	386919.2739	7929414.0334	1058.4598
QA 41	387920.9957	7929186.4243	1089.5917
QA 45	391762.8581	7927364.5000	1204.0274
QA 46	392434.3589	7927102.7868	1231.9243

**“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA,  
COMUNA DE ARICA”**

**CAPITULO 4**

**MECÁNICA DE SUELOS**

**CONTENIDO**

4	MECÁNICA DE SUELOS .....	4-2
4.1	Generalidades .....	4-2
4.2	Procedimiento de Ejecución .....	4-3
4.3	Clasificación y Análisis Granulométrico.....	4-5
4.4	Curvas granulométricas .....	4-9
4.5	Estratigrafía .....	4-11
4.6	Diámetros Característicos y Parámetros Geotécnicos .....	4-30
4.7	Comentarios y Conclusiones .....	4-33
4.8	Fotografías del Sector .....	4-35
4.9	Informe Ensayos Oficiales (Anexo) .....	4-73

## 4 MECÁNICA DE SUELOS

### 4.1 Generalidades

Este informe tiene como objeto determinar las características geomecánicas de los subsuelos existentes mediante la ejecución de 19 calicatas de 2,0 m a lo largo de la zona en estudio, ubicaciones consensuadas con la IF. Las ubicaciones específicas se presentan en la Figura 4-1 y sus coordenadas en la Tabla 4.1.

Figura 4-1. Ubicación de Calicatas



Tabla 4.1. Coordenadas Calicatas

<b>Calicata</b>	<b>Norte</b>	<b>Este</b>	<b>Distancia</b>
<b>C-01</b>	7953669	364819	52500
<b>C-02</b>	7953103	365383	51625
<b>C-03</b>	7952251	366180	50125
<b>C-04</b>	7951491	366877	49000
<b>C-05</b>	7949712	367919	46250
<b>C-06</b>	7947661	368319	43825
<b>C-07</b>	7945830	368261	42000
<b>C-08</b>	7944158	370378	38625
<b>C-09</b>	7943509	371021	37750
<b>C-10</b>	7940821	372553	34250
<b>C-11</b>	7939346	373377	31750
<b>C-12</b>	7937632	374733	28625
<b>C-13</b>	7935860	375745	26000
<b>C-14</b>	7935145	376331	24750
<b>C-15</b>	7933074	379596	20000
<b>C-16</b>	7932170	381877	17250
<b>C-17</b>	7931681	382992	15750
<b>C-18</b>	7930275	390032	6250
<b>C-19</b>	7929826	391797	3500

## 4.2 Procedimiento de Ejecución

El Procedimiento para ejecutar las calicatas fue el siguiente:

Se posicionó las coordenadas del punto donde se realiza la exploración. Se delimita el área de trabajo (excavación y acopio de material) mediante 4 conos con barras extensibles (Barra de PVC resistente, flexible, extensible con anclajes). Se coloca el polietileno para acopiar la capa de ripio existente. Se excavó la calicata de tamaño aproximado de 1,0 m x 1,0 m y una profundidad máxima de 2,0 m. y se tomó las muestras del terreno natural.

La excavación se realizó manualmente utilizando guantes, chuzo y pala con mango de madera. El retiro del material se realizó mediante un balde. El material excavado se acopió sobre polietileno en las cercanías de la calicata a una distancia mínima de 10 m de la excavación.

Una vez alcanzada la profundidad de la calicata se procedió a realizar el levantamiento estratigráfico (descripción visual del suelo) y se definió el material más representativo.

Se procedió a tomar las muestras guardándolas en bolsas plásticas en cantidad suficiente para realizar los ensayos de laboratorio planificados. La cantidad depende del suelo presente y se definió en terreno. Para el ingreso y salida de la calicata se utilizó una escala de madera. Una vez realizado lo anterior se procedió a tapar la calicata con el material excavado compactando

por capas con un pisón manual, por lo cual la excavación no quedó expuesta o abierta de un día para otro, Se colocó nuevamente la capa de ripio acopiada de tal forma de devolver al sector las condiciones de seguridad y circulación previa.

En caso que una vez tapada la calicata haya quedado material excedente de la excavación fue llevado a botadero autorizado ambientalmente, dejando el sitio limpio y en las mismas condiciones de seguridad y circulación previa.

Sobre las muestras no perturbadas obtenidas de estas calicatas, se realizaron los siguientes ensayos en laboratorio de acuerdo al Manual de Carreteras Volumen 8. Sección 8.102. Método para suelos

- Granulometría y clasificación USCS; especificando el tipo de sedimento
- Estratigrafía
- Límites de Atterberg
- Peso específico
- Determinación de Diámetros característicos  $d_{16}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{84}$  y  $d_{90}$ .

### 4.3 Clasificación y Análisis Granulométrico

Los resultados de los Análisis Granulométricos y Clasificaciones de las muestras obtenidas en terreno se presentan a continuación:

Tabla 4.2. Clasificación C1 a C5

Granulometría ( % que pasa en peso) LNV 105-86		1	2	2	3	4	5
Tamices		Ubicación de la Muestra					
ASTM	Nch (mm)	<b>C-1</b>	<b>C-2</b>	<b>C-2H2</b>	<b>C-3</b>	<b>C-4</b>	<b>C-5</b>
Horizonte		2	1	2	2	2	3
Cota		0,60-2,00	0,00-0,60		0,30-2,00	0,90-2,00	0,90-2,00
Criba 3"	80 mm.	100	100	100	100	100	100
Criba 2 1/2"	63 mm.	100	92	100	87	100	100
Criba 2"	50 mm.	100	83	100	85	100	94
Criba 1 1/2"	40 mm.	96	81	90	83	98	93
Criba 1"	25 mm.	89	74	80	79	95	85
Criba 3/4"	20 mm.	85	71	78	78	94	82
Criba 3/8"	10 mm.	79	65	66	72	92	71
Malla N 4	5 mm.	71	58	60	64	88	63
Malla N 10	2 mm.	58	49	52	56	81	57
Malla N 40	0.42 mm.	15	17	20	18	31	22
Malla N 200	0.08 mm.	2	4	2	3	5	3
Bolones sobre 3" (%)		-	-	-	-	-	-
Clasificación según USCS		<b>SW</b>	<b>SP</b>	<b>SP</b>	<b>SW</b>	<b>SW-SM</b>	<b>SP</b>
Clasificación según AASHTO							

#### Características Físicas

Norma	Determinación						
Nch 1517/1-79	Límite Líquido	-	-	-	-	-	-
Nch 1517/2-79	Límite Plástico	-	-	-	-	-	-
Nch 1517/2-79	Índice plasticidad	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	DMCH	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	Humedad Optima	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	DMCS	-	-	-	-	-	-
Nch 1726-80	Densidad Máxima	-	-	-	-	-	-
Nch 1726-80	Densidad Mínima	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.1"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.2"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.3"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	Hinchamiento	-	-	-	-	-	-
Nch 1515-79	Humedad Natural	3.4	2.0	-	0.9	1.1	0.7
Nch 1532-80	Densidad de Part. Sólidas	2.65	2.63	-	2.64	2.62	2.64
DENSIDAD HUIMEDA		-	-	-	-	-	-
% DE HUMEDAD		-	-	-	-	-	-
DENSIDAD SECA		-	-	-	-	-	-
D.M.C.S		-	-	-	-	-	-
% DR		-	-	-	-	-	-

Tabla 4.3. Clasificación C6 a C9

Granulometría ( % que pasa en peso) LNV 105-86		6	7	8	8	8	9
Tamices		Ubicación de la Muestra					
ASTM	Nch (mm)	<b>C-6</b>	<b>C-7</b>	<b>C-8</b>	<b>C-8H2</b>	<b>C-8H3</b>	<b>C-9</b>
Horizonte		2	2	1	2	3	2
Cota		1,20-2,00	0,70-2,00	0,00-1,00	1,00-1,50	1,50-2,00	1,00-1,50
Criba 3"	80 mm.	100	100	100	100	100	100
Criba 2 1/2"	63 mm.	100	94	100	92	100	92
Criba 2"	50 mm.	91	84	100	86	100	88
Criba 1 1/2"	40 mm.	87	74	100	78	98	79
Criba 1"	25 mm.	82	67	100	70	96	69
Criba 3/4"	20 mm.	77	63	100	61	91	64
Criba 3/8"	10 mm.	70	54	100	52	87	53
Malla N 4	5 mm.	59	45	97	43	82	47
Malla N 10	2 mm.	47	36	93	31	68	39
Malla N 40	0.42 mm.	12	10	39	9	20	13
Malla N 200	0.08 mm.	1	2	6	1	2	3
Bolones sobre 3" (%)		-	8,9	-	9,3	-	11,2
Clasificación según USCS		<b>SP</b>	<b>GP</b>	<b>SW-SM</b>	<b>GP</b>	<b>SW</b>	<b>GP</b>
Clasificación según AASHTO							

Características Físicas

Norma	Determinación						
Nch 1517/1-79	Límite Líquido	-	-	-	19	20	-
Nch 1517/2-79	Límite Plástico	-	-	-	-	-	-
Nch 1517/2-79	Índice plasticidad	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	DMCH	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	Humedad Óptima	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	DMCS	-	-	-	-	-	-
Nch 1726-80	Densidad Máxima	-	-	-	-	-	-
Nch 1726-80	Densidad Mínima	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.1"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.2"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.3"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	Hinchamiento	-	-	-	-	-	-
Nch 1515-79	Humedad Natural	2,5	2,8	1,2	0,9	1,2	0,7
Nch 1532-80	Densidad de Part. Sólidas	2,66	2,65	2,63	2,66	2,64	2,65
DENSIDAD HUIMEDA		-	-	-	-	-	-
% DE HUMEDAD		-	-	-	-	-	-
DENSIDAD SECA		-	-	-	-	-	-
D.M.C.S		-	-	-	-	-	-
% DR		-	-	-	-	-	-

OBSERVACION:

Tabla 4.4. Clasificación C10 a C15

Granulometría ( % que pasa en peso) LNV 105-86		10	11	12	13	14	15
Tamices		Ubicación de la Muestra					
ASTM	Nch (mm)	<b>C-10</b>	<b>C-11</b>	<b>C-12</b>	<b>C-13</b>	<b>C-14</b>	<b>C-15</b>
Horizonte		3	3	1	2	2	1
Cota		1,50-2,00	1,30-2,00	0,00-2,00	1,00-2,00	0,50-1,50	0,00-0,60
Criba 3"	80 mm.	100	100	100	98	91	100
Criba 2 1/2"	63 mm.	100	100	100	97	86	100
Criba 2"	50 mm.	100	100	100	81	81	100
Criba 1 1/2"	40 mm.	99	100	98	70	73	100
Criba 1"	25 mm.	98	100	94	45	72	100
Criba 3/4"	20 mm.	96	100	93	41	69	100
Criba 3/8"	10 mm.	90	100	90	37	66	95
Malla N 4	5 mm.	83	96	87	33	59	92
Malla N 10	2 mm.	70	91	80	9	16	89
Malla N 40	0.42 mm.	18	34	26	1	1	41
Malla N 200	0.08 mm.	3	3	3			7
Bolones sobre 3" (%)		-	-	-	13,2	-	-
Clasificación según USCS		<b>SW</b>	<b>SW</b>	<b>SW</b>	<b>GP</b>	<b>SW</b>	<b>SP-SW</b>
Clasificación según AASHTO							

Características Físicas

Norma	Determinación						
Nch 1517/1-79	Límite Líquido	-	-	-	-	-	19
Nch 1517/2-79	Límite Plástico	-	-	-	-	-	-
Nch 1517/2-79	Índice plasticidad	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	DMCH	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	Humedad Óptima	-	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	DMCS	-	-	-	-	-	-
Nch 1726-80	Densidad Máxima	-	-	-	-	-	-
Nch 1726-80	Densidad Mínima	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.1"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.2"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.3"	-	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	Hinchamiento	-	-	-	-	-	-
Nch 1515-79	Humedad Natural	3,1	3,2	2,4	1,0	0,7	1,6
Nch 1532-80	Densidad de Part. Sólidas	2,63	2,60	2,62	2,64	2,65	2,643
DENSIDAD HUIMEDA		-	-	-	-	-	-
% DE HUMEDAD		-	-	-	-	-	-
DENSIDAD SECA		-	-	-	-	-	-
D.M.C.S		-	-	-	-	-	-
% DR		-	-	-	-	-	-

OBSERVACION:

Tabla 4.5. Clasificación C15 a C19

Granulometría ( % que pasa en peso)		15	16	17	18	19
LNV 105-86						
ASTM	Tamices Nch (mm)	<b>C-15H3</b>	<b>C-16</b>	<b>C-17</b>	<b>C-18</b>	<b>C-19</b>
	Horizonte	3	1	1	1	1
	Cota	1,00-1,50	0,00-2,00	0,00-1,50	0,00-0,50	0,00-1,00
	Criba 3"	100	83	87	100	90
	Criba 2 1/2"	100	72	76	100	82
	Criba 2"	100	66	70	100	80
	Criba 1 1/2"	100	62	65	100	70
	Criba 1"	100	59	61	100	69
	Criba 3/4"	100	53	58	100	60
	Criba 3/8"	99	52	50	100	55
	Malla N 4	90	43	42	98	48
	Malla N 10	40	14	13	84	14
	Malla N 40	4	3	3	75	2
	Malla N 200				0	
	Bolones sobre 3" (%)	-	10,2	10,3	-	-
	Clasificación según USCS	<b>SP</b>	<b>GP</b>	<b>GP</b>	<b>MH</b>	<b>SP</b>
	Clasificación según AASHTO					

Características Físicas

Norma	Determinación					
Nch 1517/1-79	Límite Líquido	-	-	-	58,2	-
Nch 1517/2-79	Límite Plástico	-	-	-	33,0	-
Nch 1517/2-79	Índice plasticidad	-	-	-	25,2	-
Nch 1534-79	DMCH	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	Humedad Optima	-	-	-	-	-
Nch 1534-79	DMCS	-	-	-	-	-
Nch 1726-80	Densidad Máxima	-	-	-	-	-
Nch 1726-80	Densidad Mínima	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.1"	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.2"	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	CBR al 95% y a 0.3"	-	-	-	-	-
Nch 1852-81	Hinchamiento	-	-	-	-	-
Nch 1515-79	Humedad Natural	1,2	1,3	1,1	11,9	1,7
Nch 1532-80	Densidad de Part. Sólidas	2,64	2,62	2,63	2,60	2,66
DENSIDAD HUIMEDA		-	-	-	-	-
% DE HUMEDAD		-	-	-	-	-
DENSIDAD SECA		-	-	-	-	-
D.M.C.S		-	-	-	-	-
% DR		-	-	-	-	-

#### 4.4 Curvas granulométricas

Sobre la base de los resultados de Clasificación y Análisis Granulométrico se obtuvieron las curvas granulométricas presentadas a continuación

Figura 4-2. Curvas Granulométricas desde C1 a C6

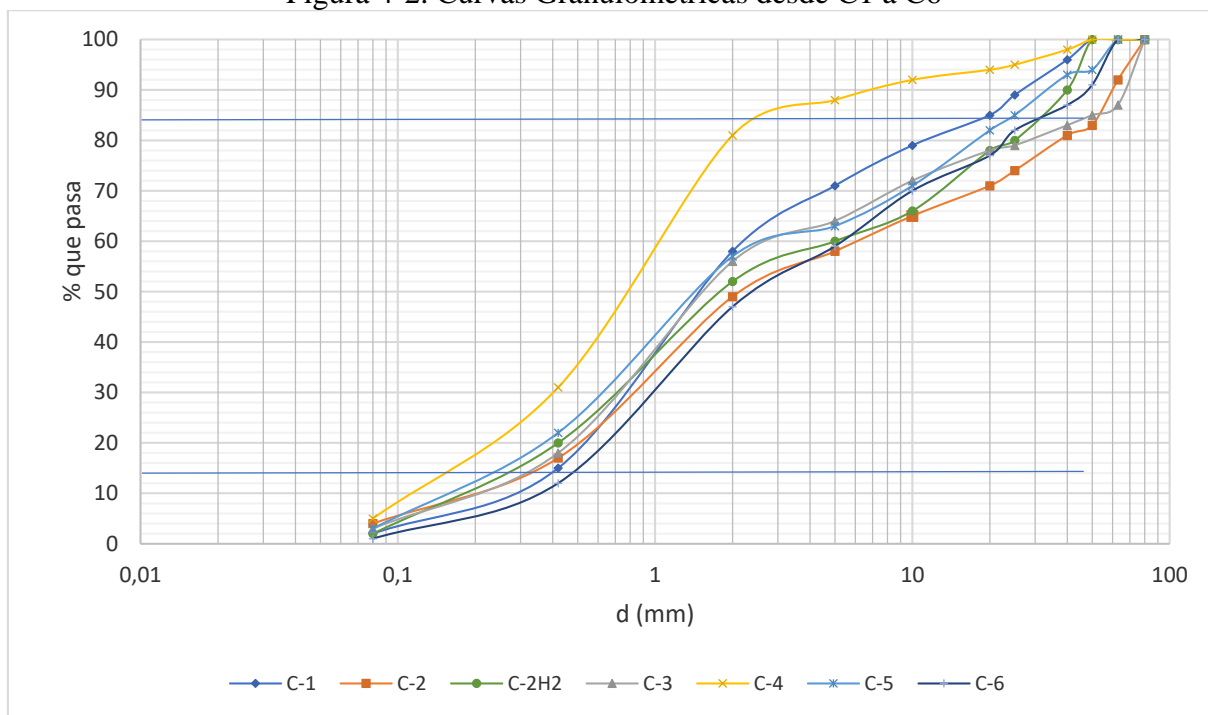


Figura 4-3. Curvas Granulométricas desde C7 a C12

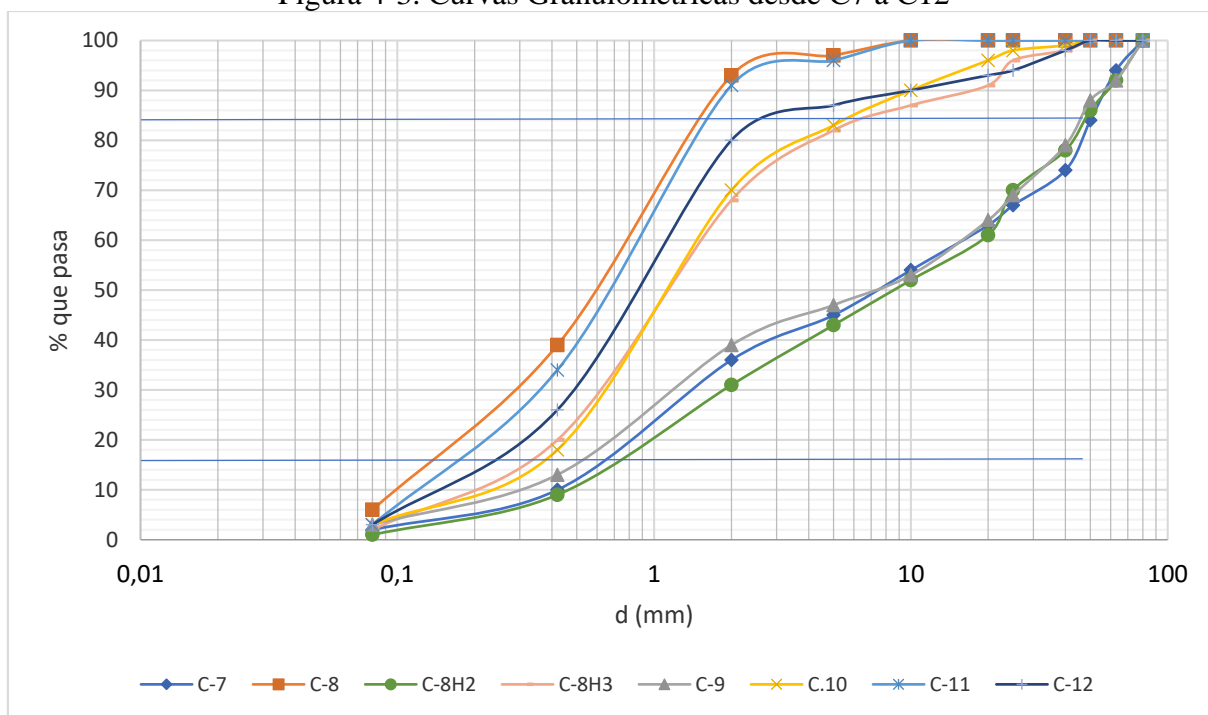
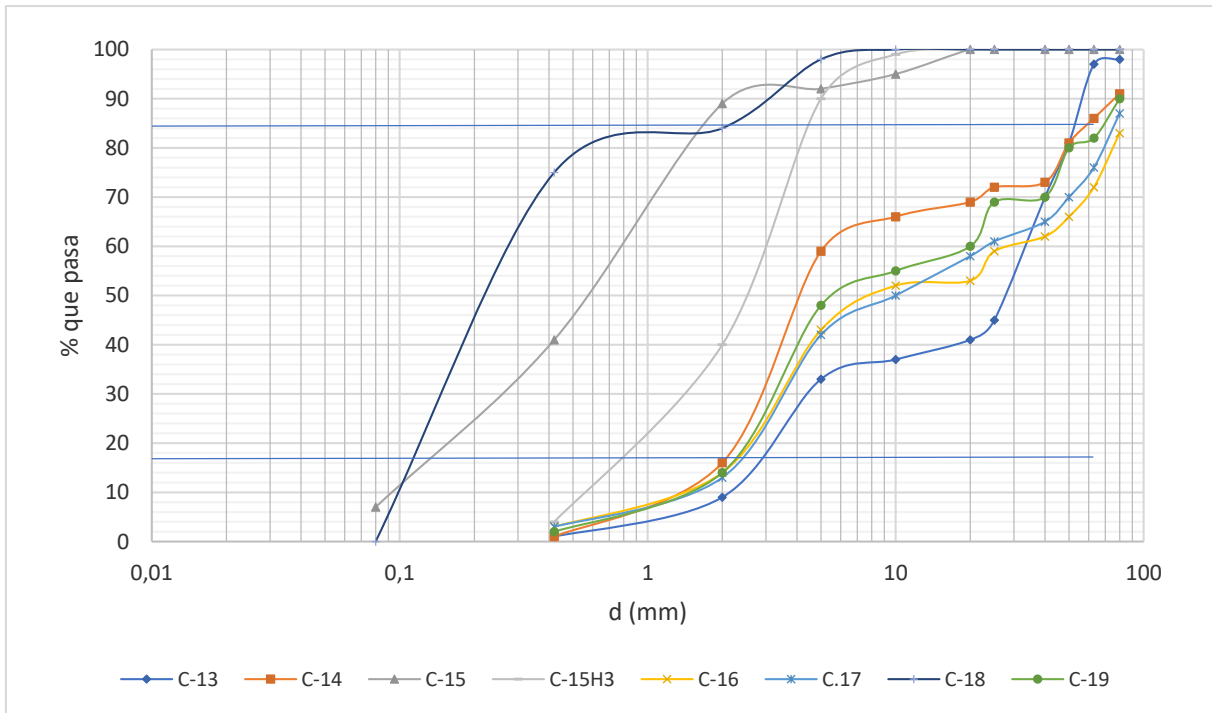


Figura 4-4. Curvas Granulométricas desde C13 a C19



## 4.5 Estratigrafía

En el presente acápite se presentan los resultados de las Estratigrafías obtenidas en cada prospección:

Tabla 4.6. Estratigrafía C-01

Coordenadas Norte: 7953669 – Este: 364819

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual
<b>C-01</b>	1	0,00-0,60	0,60	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS Y SUB ANGULARES, SE OBSERVAN BOLONES DE 15", ARENA EN UN 70% APROX. GRAVAS EN UN 30% DE TAMAÑO MÁXIMO 3". NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
	2	0,60-2,00	1,40	ARENA DE COLOR GRIS , HUMEDAD BAJA ,PLASTICIDAD NULA , ESTRUCTURA ESTRATIFICADA , COMPACIDAD BAJA , SE OBSERVAN GRAVAS DISPERSAS DE TAMAÑO MAXIMO 1" 1/2" , ARENA EN UN 10 % Y ARENA EN UN 90 % APROXIMADAMENTE. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia	Fecha Observación:	
			29/12/2021	
OBSERVACIONES:				

Tabla 4.7. Estratigrafía C-02

Coordenadas Norte: 7953103 – Este: 365383

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
C-02	1	0,00-0,60	0,60	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS, SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES, SE OBSERVAN BOLONES ENTRE 4" A 6 " EN UN 2%. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	0,60-2,00	1,40	ARENA DE COLOR GRIS , HUMEDAD BAJA ,PLASTICIDAD NULA , ESTRUCTURA ESTRATIFICADA , COMPACIDAD BAJA , SE OBSERVAN GRAVAS DISPERSAS DE TAMAÑO MAXIMO 1" 1/2" , ARENA EN UN 15 % Y ARENA EN UN 85 % APROXIMADAMENTE. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	29/12/2021
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.8. Estratigrafía C-03

Coordenadas Norte: 7952251 – Este: 366180

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-03</b>	1	0,00-0,30	0,30	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	0,30-2,00	1,70	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS, SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMÑO MAXIMO 4" GRAVAS EN UN 15% ARENA EN UN 85% APROXIMADAMENTE. COMPACIDAD MEDIA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	29/12/2021
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.9. Estratigrafía C-04

Coordenadas Norte: 7951491 – Este: 366877

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual
<b>C-04</b>	1	0,00-0,90	0,90	ARENA GRAVOSA DISPERSAS DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA , GRAVAS EN UN 7% APROX. DE TAMAÑO MAXIMO 1", REDONDEADOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
	2	0,90-2,00	1,10	ARENA CON GRAVAS DISPERSAS DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA HOMOGENEA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS, SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES ENTRE 2% APROX, DE TAMAÑO MÁXIMO 1", SE OBSERVAN BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 10" A 21". COMPACIDAD MEDIA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia	Fecha Observación:	29/12/2021
OBSERVACIONES:				

Tabla 4.10. Estratigrafía C-05

Coordenadas Norte: 7949712 – Este: 367919

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-05</b>	1	0,00-0,40	0,40	LIMO DE COLOR CAFÉ CLARO, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA HOMOGÉNEA, CONSISTENCIA BAJA. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL SEMIDETRÍTICO.	
	2	0,40-0,90	0,50	ARENA ALGO LIMOSA DE COLOR GRIS CAFÉ, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, SE OBSERVAN GRAVAS DISPERSAS EN UN 3% APROX. DE TAMAÑO MÁXIMO 1" DE CANTOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES. COMPACIDAD MEDIA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	3	0,90-2,00	1,10	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA HOMOGÉNEA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 3", GRAVAS EN UN 25% APROX Y ARENA EN UN 75% APROX. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia	Fecha Observación:		29/12/2021
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.11. Estratigrafía C-06

Coordenadas Norte: 7947661 – Este: 368319

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual
<b>C-06</b>	1	0,00-1,20	1,20	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA, SE OBSERVAN GRAVAS DISPERSAS DE TAMAÑO MÁXIMO 1 1/2" EN UN 4% APROX. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
	2	1,20-2,00	0,80	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS, SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 4", GRAVAS EN UN 12% APROX. ARENA EN UN 88% SE OBSERVA BOLON AISLADO DE 12". COMPACIDAD MEDIA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
				SE OBSERVAN BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 10" A 30"
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia	Fecha Observación:	30/12/2021
OBSERVACIONES:				

Tabla 4.12. Estratigrafía C-07

Coordenadas Norte: 7945830 – Este: 368261

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-07</b>	1	0,00-0,70	0,70	ARENA CON GRAVAS AISLADAS DE COLOR GRIS, EN APROXIMADAMENTE UN 2% , HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 1". NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	0,70-2,00	1,30	GRAVA ARENOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 4", GRAVAS EN UN 65% APROX. Y ARENA EN UN 30% APROX, BOLONES DISPERSOS DE 12" EN UN 5% APROX. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	30/12/2021
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.13. Estratigrafía C-08

Coordenadas Norte: 7944158 – Este: 370378

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-08</b>	1	0,00-1,00	1,00	ARENA ALGO LIMOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, SE OBSERVAN BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 10" A 30". NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	1,00-1,50	0,50	GRAVA ARENOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS, SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 4", GRAVA EN UN 55% APROX. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	3	1,50-2,00	0,50	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD ALTA A MEDIA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS, SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 1 1/2" EN UN 25% APROX., SE OBSERVAN BOLONES DISPERSOS DE 9". CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	30/12/2021
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.14. Estratigrafía C-09

Coordenadas Norte: 7943509 – Este: 371021

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-09</b>	1	0,00-1,00	1,00	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS ANGULARES, SUB REDONDEADAS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 2", GRAVAS EN UN 15% APROX. Y BOLONES DISPERSOS ENTRE 4" A 5" EN UN 5%, ARENA EN UN 80% APROX. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	1,00-1,50	0,50	GRAVA ARENOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS, SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 3" EN UN 60% APROX. BOLONES ENTRE 4" A 6" EN UN 5% APROX. Y 35% DE ARENA APROX. SE OBSERVA BOLON SOBRE 20" EN INICIO DEL ESTRATO. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	3	1,50-2,00	0,50	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, SE OBSERVAN GRAVAS DISPERSAS DE 1 1/2" EN UN 5% APROX. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	30/12/2021
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.15. Estratigrafía C-10

Coordenadas Norte: 7940821 – Este: 372553

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual
<b>C-10</b>	1	0,00-0,40	0,40	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
	2	0,40-1,50	1,10	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, HUMEDAD BAJA, GRAVAS DE CANTOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 2", GRAVAS EN UN 15% APROX. SE OBSERVAN BOLONES ENTRE 4" A 6" EN UN 3% APROX. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
	3	1,50-2,00	0,50	ARENA CON GRAVAS DISPERSAS DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE TAMAÑO MÁXIMO 1 1/2" EN UN 5% APROX. SE OBSERVAN BOLONES DE 15" AISLADOS EN INICIO DEL ESTRATO. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia	Fecha Observación:	
			31/12/2021	
OBSERVACIONES:				

Tabla 4.16. Estratigrafía C-11

Coordenadas Norte: 7939346 – Este: 373377

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual
C-11	1	0,00-1,00	1,00	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
	2	1,00-1,30	0,30	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA HOMOGÉNEA, COMPACIDAD BAJA, GRAVAS DE CANTOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 2" EN UN 10% APROX. SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 10" A 30". CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
	3	1,30-2,00	0,70	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia	Fecha Observación:	31/12/2021
OBSERVACIONES:				

Tabla 4.17. Estratigrafía C-12

Coordenadas Norte: 7937632– Este: 374733

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-12</b>	1	0,00-2,00	2,00	ARENA DE COLOR GRIS CON GRAVAS AISLADAS EN UN 2% APROX., HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA, SE OBSERVAN BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 10" A 35". NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	31/12/2021
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.18. Estratigrafía C-13

Coordenadas Norte: 7935860 – Este: 375745

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-13</b>	1	0,00-1,50	1,50	ARENA DE COLOR GRIS CON GRAVAS AISLADAS EN UN 2% APROX., HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA, SE OBSERVAN BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 10" A 35" NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	1,50-2,00	0,50	GRAVA ARENOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 5", GRAVAS EN UN 60% APROX. SE OBSERVA BOLON SOBRE 20" A 1,50 MTS. DE PROFUNDIDAD. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	31/12/2021
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.19. Estratigrafía C-14

Coordenadas Norte: 7935145 – Este: 376331

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
C-14	1	0,00-0,50	0,50	ARENA DE COLOR GRIS CON GRAVAS AISLADAS EN UN 2% APROX., HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA, SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 20" A 40". NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	0,50-1,50	1,00	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 4", GRAVAS EN UN 12% APROX. SE OBSERVAN BOLONES DISPERSOS DE 9" EN UN 5% APROX. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	3	1,50-2,00	0,50	ARENA DE COLOR GRIS CON GRAVAS AISLADAS EN UN 2% APROX., HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA, SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 20" A 40". CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	01/01/2022
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.20. Estratigrafía C-15

Coordenadas Norte: 7933074 – Este: 379596

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-15</b>	1	0,00-0,60	0,60	ARENA LIMOSA DE COLOR CAFÉ GRISACEA, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	0,60-1,00	0,40	LIMO DE COLOR AMARILLENTO, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD BAJA, ESTRUCTURA HOMOGÉNEA, CONSISTENCIA MEDIA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL SEMIDETRÍTICO.	
	3	1,00-1,50	0,50	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	4	1,50-2,00	0,50	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA HETEROGÉNEA, COMPACIDAD BAJA, SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES ENTRE 10" A 25" QUE BLOQUEAN LA CALICATA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
				SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES SUPERFICIALES ENTRE 12 " A 35".	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	01/01/2022
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.21. Estratigrafía C-16

Coordenadas Norte: 7932170 – Este: 381877

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-16</b>	1	0,00-2,00	2,00	GRAVA ARENOSA DE COLOR GRIS CAFÉ, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA HETEROGÉNEA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS SUBREDONDEADOS Y SUBANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 6" EN UN 70% APROX. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
				SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES ENTRE 20" A 50" SUPERFICIALES.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	01/01/2022
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.22. Estratigrafía C-17

Coordenadas Norte: 7931681 – Este: 382992

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-17</b>	1	0,00-1,50	1,50	GRAVA ARENOSA DE COLOR GRIS CAFÉ, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA HETEROGÉNEA, COMPACIDAD MEDIA, GRAVAS DE CANTOS SUBREDONDEADOS Y SUBANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 8" EN UN 70% APROX. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	1,50-2,00	0,50	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
				SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES ENTRE 20" A 50" SUPERFICIALES.	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	01/01/2022
<b>OBSERVACIONES: SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES ENTRE 20" A 50" SUPERFICIALES.</b>					

Tabla 4.23. Estratigrafía C-18

Coordenadas Norte: 7930275 – Este: 390032

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual	
<b>C-18</b>	1	0,00-0,50	0,50	ARENA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD BAJA, SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES SUPERFICIALES SOBRE 40" Y GRANDES CLASTOS. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.	
	2	0,50-1,00	0,50	ROCA ALTAMENTE DESCOMPUESTA QUE AL SER PICADA SE COMPORTA COMO LIMO DE COLOR VERDOSO, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD BAJA A NULA, ESTRUCTURA HOMOGÉNEA, COMPACIDAD ALTA A MUY ALTA, NO SE PUEDE SEGUIR EXCAVANDO MANUALMENTE (ROCA).	
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia		Fecha Observación:	02/01/2022
OBSERVACIONES:					

Tabla 4.24. Estratigrafía C-19

Coordenadas Norte: 7929826 – Este: 391797

Calicata	Horizonte N°	Rango Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción Visual
<b>C-19</b>	1	0,00-1,00	1,00	ARENA GRAVOSA DE COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD NULA, ESTRUCTURA ESTRATIFICADA, COMPACIDAD MEDIA A BAJA, GRAVAS DE CANTOS REDONDEADOS, SUB REDONDEADOS Y SUB ANGULARES DE TAMAÑO MÁXIMO 4" EN UN 15% APROX. CALICATA BLOQUEADA POR BOLON SOBRE 25", SE OBSERVAN ABUNDANTES BOLONES SUPERFICIALES SOBRE 30" Y GRANDES CLASTOS. NO SE APRECIA PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA. CORRESPONDE A SUELO NATURAL PRESUMIBLEMENTE DE ORIGEN ALUVIAL.
Laboratorista Responsable:		Nicolas Urrutia	Fecha Observación:	02/01/2022
OBSERVACIONES:				

#### 4.6 Diámetros Característicos y Parámetros Geotécnicos

Sobre la base de las curvas granulométricas presentadas en acápite anterior, se obtuvieron los diámetros característicos mostrados en la siguiente Tabla

Tabla 4.25. Densidad, Límite Líquido, Límite Plástico, Índice de Plasticidad de y %Gravas, %Arenas y % Finos

Prospección	Horizonte m	Gravas %	Arenas %	Finos %	Densidad Partículas Sólidas (g/cm3)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
CA SW 01	0,60-2,00	42	56	2	2,65	19	Impracticable	NP
CA SP 02	0,00-0,60	51	45	4	2,633	19	Impracticable	NP
CA SP 02	0,60-2,00	48	50	2	2,642	19	Impracticable	NP
CA SW 03	0,30-2,00	44	53	3	2,641	20	Impracticable	NP
CA SW-SM 04	0,90-2,00	19	76	5	2,622	20	Impracticable	NP
CA SP 05	0,90-2,00	43	54	3	2,641	19	Impracticable	NP
CA SP 06	1,20-2,00	53	46	1	2,663	19	Impracticable	NP
CA GP 07	0,70-2,00	64	34	2	2,653	20	Impracticable	NP
CA SW-SM 08	0,00-1,00	7	87	6	2,632	20	Impracticable	NP
CA GP 08	1,00-1,50	69	30	1	2,661	19	Impracticable	NP
CA SW 08	1,50-2,00	32	66	2	2,643	20	Impracticable	NP
CA GP 09	1,00-1,50	61	36	3	2,652	19	Impracticable	NP
CA SW 10	1,50-2,00	30	67	3	2,631	19	Impracticable	NP
CA SW 11	1,30-2,00	9	88	3	2,601	20	Impracticable	NP
CA SW 12	0,00-2,00	20	77	3	2,623	20	Impracticable	NP
CA GP 13	1,50-2,00	89	9	0	2,641	19	Impracticable	NP
CA SW 14	0,50-1,50	75	16	0	2,651	20	Impracticable	NP
CA SP-SM 15	0,00-0,60	11	82	7	2,643	19	Impracticable	NP
CA SP 15	1,00-1,50	60	40	0	2,642	20	Impracticable	NP
CA SP 16	0,00-2,00	69	14	0	2,623	20	Impracticable	NP
CA GP 17	0,00-1,50	74	13	0	2,633	19	Impracticable	NP
CA MH 18	0,50-1,00	16	84	0	2,602	58	33,0	25
CA SP 19	0,00-1,00	76	14	0	2,661	19	Impracticable	NP

Tabla 4.26. Diametros Característicos por Horizonte

Calicata	Horizonte	d <sub>10</sub> (mm)	d <sub>16</sub> (mm)	d <sub>30</sub> (mm)	d <sub>50</sub> (mm)	d <sub>60</sub> (mm)	d <sub>84</sub> (mm)	d <sub>90</sub> (mm)	Cu	Cc	σ
<b>C1</b>	0,6-2,0	0,12	0,43	0,78	1,50	2,20	17,00	25,00	18,333	2,305	6,3
<b>C2</b>	0,00-0,60	0,20	0,37	0,84	2,00	6,00	50,00	60,00	30,000	0,588	11,6
<b>C2-H2</b>	0,60-20,00	0,18	0,31	0,70	1,91	5,00	30,00	40,00	27,778	0,544	9,8
<b>C3</b>	0,30-2,00	0,20	0,40	0,63	1,60	2,70	46,00	66,00	13,500	0,735	10,7
<b>C4</b>	0,90-2,00	0,12	0,19	0,40	0,77	1,10	2,30	7,00	9,167	1,212	3,5
<b>C5</b>	0,90-2,00	0,17	0,27	0,64	1,50	2,50	23,00	30,00	14,706	0,964	9,2
<b>C6</b>	1,20-2,00	0,36	0,53	1,00	2,40	5,50	28,00	48,00	15,278	0,505	7,3
<b>C7</b>	0,70-2,00	0,42	0,67	1,50	7,50	16,00	50,00	56,00	38,095	0,335	8,6
<b>C8</b>	0,00-1,00	0,09	0,14	0,29	0,60	0,78	1,50	1,80	8,667	1,198	3,3
<b>C8-H2</b>	1,00-1,50	0,46	0,75	1,89	8,50	19,00	46,00	60,00	41,304	0,409	7,8
<b>C8-H3</b>	1,50-2,00	0,20	0,33	0,61	1,28	1,60	6,00	17,00	8,000	1,163	4,3
<b>C9</b>	1,00-1,50	0,30	0,63	1,20	7,50	17,00	46,00	55,00	56,667	0,282	8,5
<b>C10</b>	1,50-2,00	0,22	0,37	0,65	1,20	1,50	5,00	10,00	6,818	1,280	3,7
<b>C11</b>	1,30-2,00	0,13	0,17	0,35	0,66	0,86	1,60	1,90	6,615	1,096	3,1
<b>C12</b>	0,00-2,00	0,15	0,24	0,48	0,88	1,20	2,40	10,00	8,000	1,280	3,2
<b>C13</b>	1,00-2,00	2,15	2,80	4,40	27,00	33,00	52,00	56,00	15,349	0,273	4,3
<b>C14</b>	0,50-1,50	1,40	2,00	2,90	4,10	5,10	57,00	77,00	3,643	1,178	5,3
<b>C15</b>	0,00-0,60	0,09	0,14	0,26	0,57	0,78	1,66	2,15	8,478	0,942	3,4
<b>C15-H3</b>	1,00-1,50	0,55	0,75	1,50	2,50	3,00	4,40	5,00	5,455	1,364	2,4
<b>C16</b>	0,00-2,00	1,50	2,16	3,44	7,50	28,00	80,00	80,00	18,667	0,282	6,1
<b>C17</b>	0,00-1,50	1,68	2,40	3,58	10,00	22,00	75,00	80,00	13,095	0,347	5,6
<b>C18</b>	0,50-1,00	0,10	0,12	0,16	0,22	0,27	2,00	3,02	2,700	0,948	4,1
<b>C19</b>	0,00-1,00	1,65	2,15	3,18	5,50	20,00	65,00	80,00	12,121	0,306	5,5

Figura 4-5. Variación del d50 y d90 a lo largo del sector en estudio

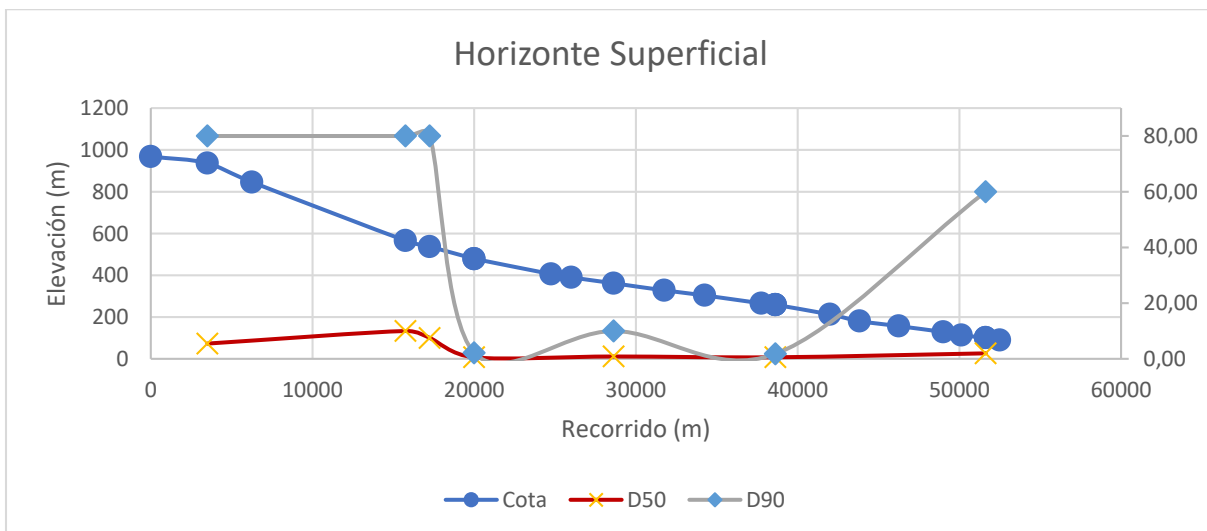
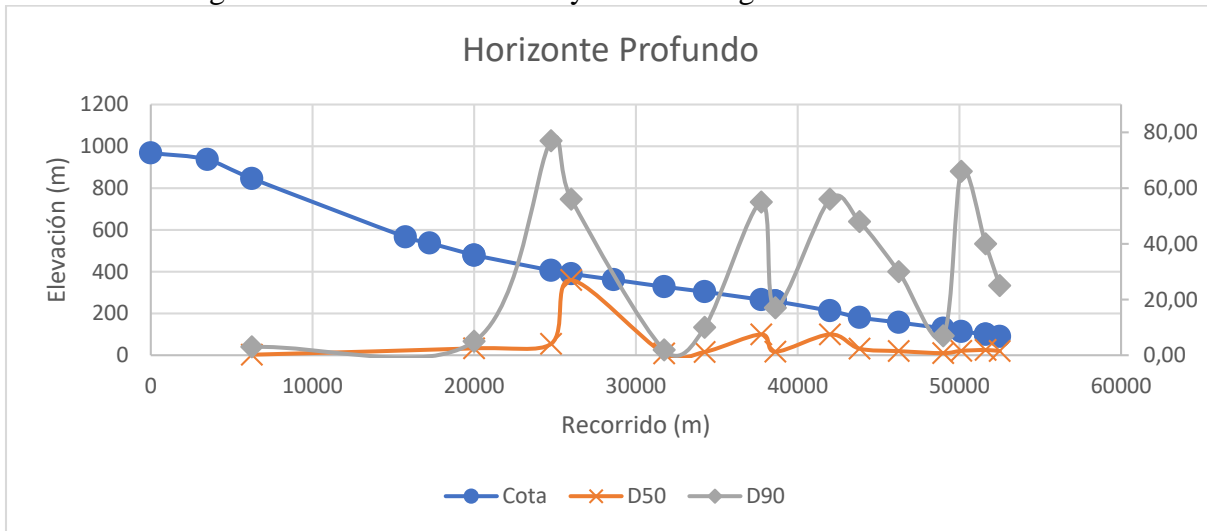
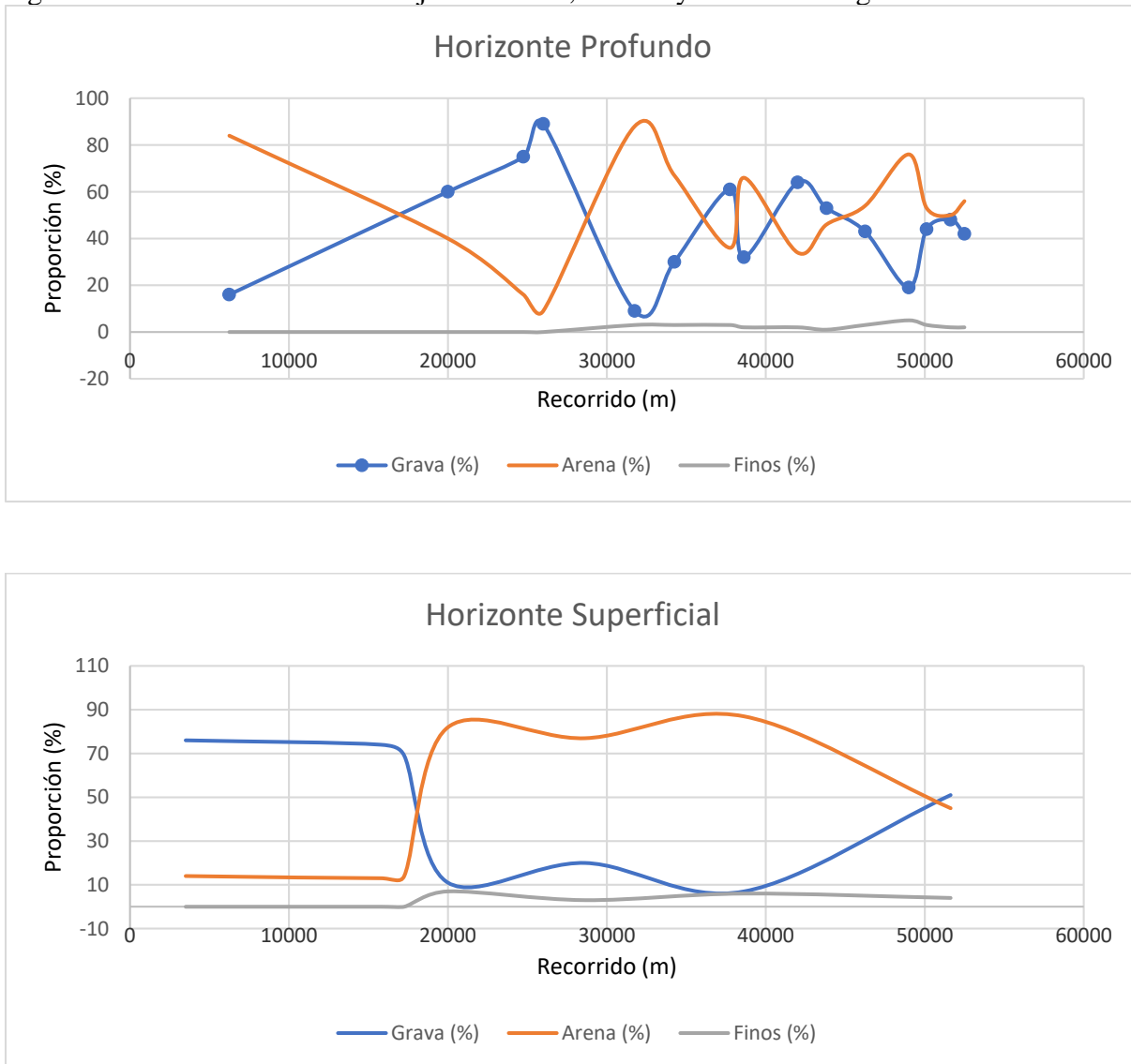


Figura 4-6. Variación del Porcentaje de Gravas, Arenas y Finos a lo largo de la zona en estudio



#### 4.7 Comentarios y Conclusiones

A partir de los trabajos realizados en terreno y gabinete se presentan las siguientes conclusiones. En algunas de ellas se ha considerado el balizado presentado en el capítulo de Dinámica Fluvial que establece el km 0 aguas arriba del sector analizado.

- Todas las calicatas prospectadas llegaron a la profundidad máxima de 2 metros con excepción de las que no se pudo alcanzar producto de la presencia de roca.
- Los valores más altos del Coeficiente de Uniformidad  $C_u$  aparecen en los estratos más profundos ( $h > 0,60$  metros) donde aparece una mayor concentración de arena respecto de grava, en particular en el tramo entre 30 y 40 kilómetros del lecho estudiado.

- En la Quebrada de Acha, las gravas y arenas corresponden a un 46,17 % y 49,43% respectivamente de la matriz de materiales, mientras que los materiales finos componen aproximadamente el 2,17% del total.
- De acuerdo con los antecedentes de la zona de interés revisados, no existe el caso de calicatas y/o probetas estudiadas anteriormente que permitieran realizar una comparación con los presentes resultados.
- Se aprecia que en la capa superficial del conjunto de calicatas predomina el material gravoso para los primeros 20 kilómetros, y por lo tanto los diámetros característicos son de mayor tamaño en dicho sector respecto del resto del sector en estudio.
- Entre los kilómetros 20 y 50 de la capa superficial predomina el material en matriz arenosa y/o areno-limosa en un cauce principalmente trezado. Por consiguiente se obtienen cifras menores para los diámetros característicos.
- En la capa profunda de las calicatas estudiadas, la arena predomina sobre la grava en los primeros 20 kilómetros, mientras que el material fino se mantiene mínimo y aproximadamente constante a lo largo de todo el lecho. Los diámetros característicos en este tramo son los de menor tamaño.
- Entre los kilómetros 20 y 45 las calicatas de horizonte profundo muestran resultados que alternan el predominio entre grava y arena durante el resto del lecho, esto se explica en parte por la presencia de un estrato arenoso en el tercer horizonte de la calicata C8 (C8H3) correspondiente a 38 kilómetros, que interrumpe la continuidad de una composición de grava ascendente para dicho tramo del lecho. Los diámetros característicos en este tramo presentan un *peak* de valor a 24,7 kilómetros, correspondiente a la calicata C14, punto donde se aprecia el mayor porcentaje de gravas.  
El porcentaje de finos es bastante menor en comparación con el porcentaje de gravas y arenas. Este porcentaje es particularmente bajo desde aguas arriba hasta el km 20 aproximadamente.

## 4.8 Fotografías del Sector

### 4.8.1 C-01





## 4.8.2 C-02





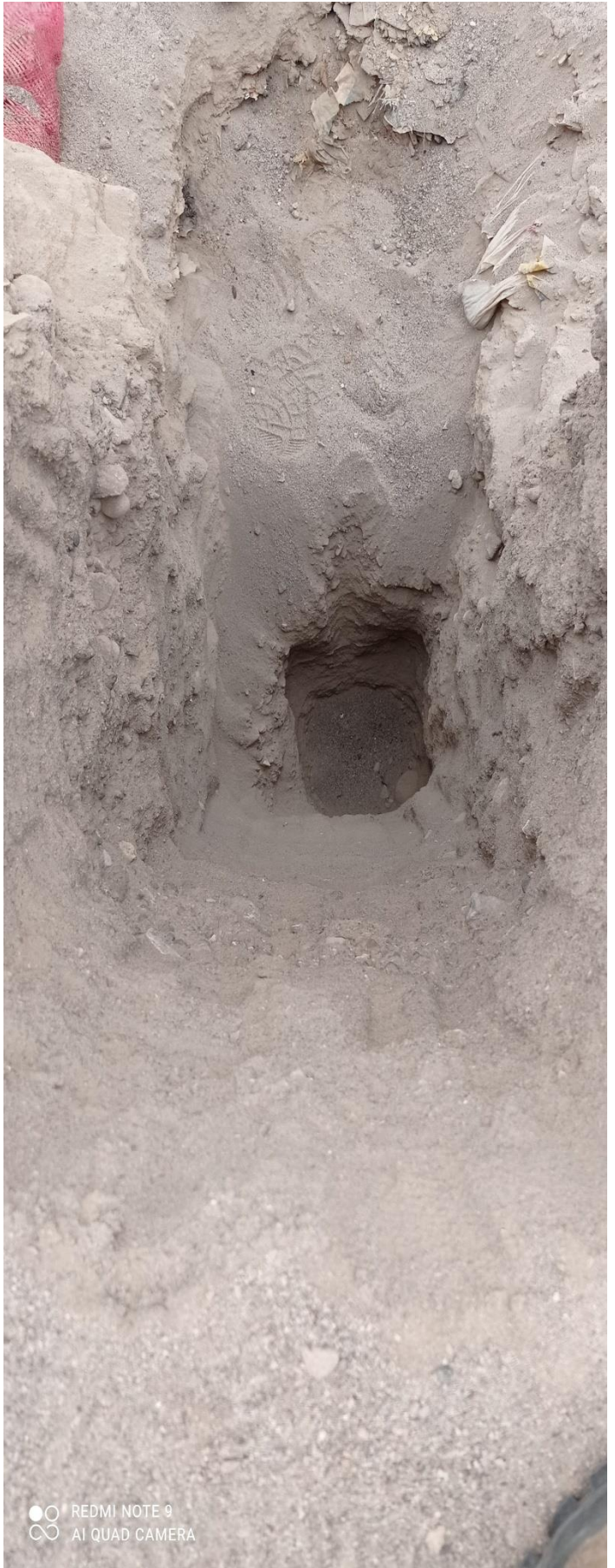
### 4.8.3 C-03





4.8.4 C-04





4.8.5 C-05





4.8.6 C-06





“Análisis Hidrológico y Mecánico Fluvial de Quebrada de Acha, Comuna de Arica, Segundo Llamado.”  
Informe Final

#### 4.8.7 C-07





4.8.8 C-08





**4.8.9 C-09**





#### 4.8.10 C-10





#### 4.8.11 C-11





●○ REDMI NOTE 9  
●○ AI QUAD CAMERA

#### 4.8.12 C-12





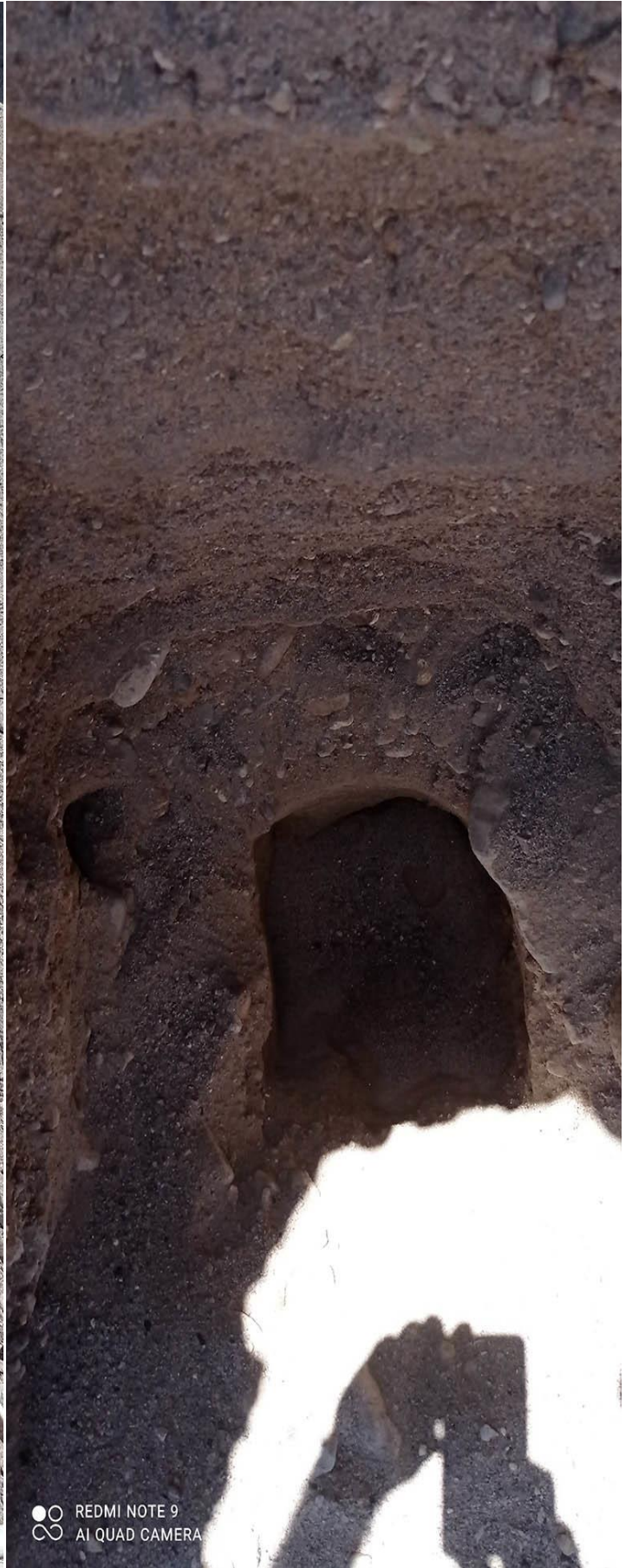
4.8.13 C-13





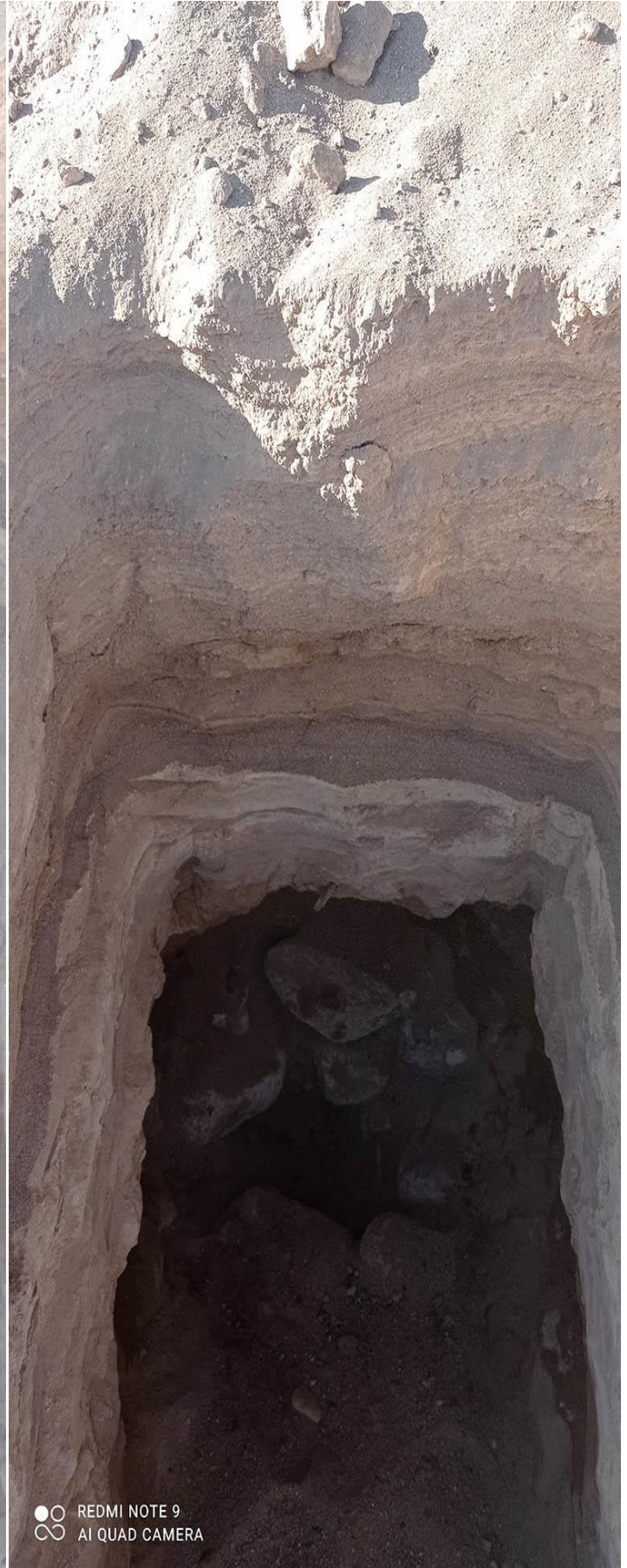
4.8.14 C-14





#### 4.8.15 C-15





4.8.16 C-16





REDMI NOTE 9  
AI QUAD CAMERA

4.8.17 C-17





REDMI NOTE 9  
AI QUAD CAMERA

REDMI NOTE 9  
AI QUAD CAMERA

**4.8.18 C-18**





**4.8.19 C-19**





## **4.9 Informe Ensayos Oficiales (Anexo)**