CNR
Ministerio de Agricultura

Gobierno de Chile

MÁS Y MEJOR
RIEGO PARA CHILE

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD AVANZADA

"CONSTRUCCIÓN SISTEMA DE RIEGO TRALCAPULLI EN PANGUIPULLI"

INFORME FINAL

VOLUMEN INGENIERÍA

SANTIAGO, OCTUBRE 2017

CNR
Ministerio de Agricultura

Gobierno de Chile

MÁS Y MEJOR
RIEGO PARA CHILE

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD AVANZADA

"CONSTRUCCIÓN SISTEMA DE RIEGO TRALCAPULLI EN PANGUIPULLI"

INFORME FINAL

VOLUMEN INGENIERÍA

SANTIAGO, OCTUBRE 2017

ESTUDIO ELABORADO POR

ARRAU
Ingeniería SpA

Equipo participante del Estudio:

José Lagos R
Jefe de Estudio

Betsabé Gallardo I
Coordinador

Mario Gómez S.
Enson Labraña A.
Rodrigo Alvear C.
Yuri Castillo A.
Víctor Zúñiga P.
Ricardo Meza M.
Felipe Espinoza C.
Cristián Schmitt M.
Sebastián Mosqueira G.
Valeska Cárcamo A.
Wilson Ureta P.
Miguel Santibañez F.
Andrea Saravia B.
Carlos Torres B.
Especialistas

Camilo González B.
Eduardo Sánchez S.
Elías Gonzales O.
Karen Correa G.
Técnicos

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
1	**INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS, ÁREA DE ESTUDIO Y CONTENIDOS DEL INFORME**	**1 - 1**
1.1.	**INTRODUCCIÓN**	**1 - 1**
1.2.	**OBJETIVOS**	**1 - 1**
1.3.	**DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO**	**1 - 3**
1.4.	**ÁREA DE INFLUENCIA Y SECTORIZACIÓN AGRÍCOLA**	**1 - 4**
1.5.	**DESARROLLO DEL ESTUDIO**	**1 - 6**
1.6.	**CONTENIDO DEL ESTUDIO**	**1 - 6**
2	**REVISIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES**	**2 - 1**
2.1.	**INTRODUCCIÓN**	**2 - 1**
2.2.	**ANTECEDENTES DE INGENIERÍA**	**2 - 1**
2.2.1.	Perfil Técnico Económico “Proyecto Regadío Tralcapulli”, Comisión Nacional de Riego, Enero 2014.	2 - 1
2.2.2.	Diagnóstico de Acumulación Agua Riego, Región de Los Ríos y Los Lagos	2 - 3
2.3.	**ANTECEDENTES SOBRE RECURSOS HÍDRICOS**	**2 - 4**
2.3.1.	Estaciones Hidrometeorológicas	2 - 4
2.3.2.	Balance Hídrico de Chile (DGA, 1987)	2 - 6
2.3.3.	Diagnóstico Plan Maestro de Recursos Hídricos, Región de Los Ríos, Etapa 1 (DGA, 2015; en Ejecución)	2 - 7
2.4.	**ANTECEDENTES DE CARÁCTER AGRONÓMICO**	**2 - 7**
2.4.1.	Aspectos Generales	2 - 7
2.4.2.	Actualización Uso Actual y Futuro de los Recursos Hídricos Zona II Sur, Regiones V Sur a XII	2 - 8
2.4.3.	Sistema Integral de Riego Electrónico (E-SIIR)	2 - 8
2.4.4.	Diagnóstico y Caracterización de Los Problemas de Drenaje en Chile	2 - 8
2.4.5.	VI y VII Censo Nacional Agropecuario. INE, 1997 y 2007	2 - 9
2.4.6.	Diagnóstico Actual del Riego y Drenaje en Chile y su Proyección	2 - 9
2.4.7.	Antecedentes del Centro Información Recursos Naturales (CIREN-CORFO)	2 - 9
2.4.8.	Oficina de Estudios y Políticas Agrarias (ODEPA)	2 - 10
2.4.9.	Mapa Agroclimático y Atlas Bioclimático de Chile	2 - 10
2.4.10.	FAO Nº 24 y Nº 56	2 - 10
2.4.11.	Diagnóstico Perfil Agroeconómico Mediante Estándares de Producción	2 - 11
2.4.12.	Otros Antecedentes	2 - 11
2.5.	**ANTECEDENTES CARTOGRÁFICOS Y ESPACIALES**	**2 - 11**

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
2.6.	**ANTECEDENTES DE CARÁCTER AMBIENTAL**	**2 - 13**
2.6.1.	Aspectos Generales	2 - 13
2.6.2.	La Vegetación Natural de Chile. Gajardo, 1994	2 - 13
2.6.3.	Catastro y Evaluación de los Recursos Vegetacionales Nativos de Chile. CONAF-CONAMA, 1999	2 - 13
2.6.4.	Sinopsis Bioclimática de Chile (Pliscoff y Luebert, 2006)	2 - 13
2.6.5.	Estrategia Regional para la Conservación y Utilización Sostenible de la Biodiversidad, Décima Región de los Lagos (CONAMA, 2002)	2 - 14
2.6.6.	Anteproyecto de Normas Secundarias de Calidad Ambiental para la Protección de las Aguas Continentales Superficiales de la Cuenca del Río Valdivia (MMA, 2012)	2 - 14
2.6.7.	Actualización Plan de Desarrollo Comunal de Panguipulli (2013-2017) (Pragma Consulting, 2014)	2 - 15
2.6.8.	Estudios Contenidos en el SEIA	2 - 16
2.6.9.	Información Acerca de Áreas Protegidas en la Zona de Estudio	2 - 19
2.7.	**ANTECEDENTES DE CARÁCTER GENERAL**	**2 - 20**
2.7.1.	Metodologías de Evaluación de Proyectos de Riego	2 - 20
2.7.2.	Manuales, Instructivos y Documentos Técnicos y Administrativo-Legales para la Elaboración de Proyectos de Riego para Concursos de la Ley 18.450	2 - 21
3	**CAMBIO DE PUNTO DE CAPTACIÓN**	**3 - 1**
3.1.	**INTRODUCCIÓN**	**3 - 1**
3.2.	**ANÁLISIS DE VIABILIDAD LEGAL DEL PUNTO DE CAPTACIÓN**	**3 - 1**
3.2.1.	Introducción	3 - 1
3.2.2.	Requisitos de Forma	3 - 1
3.2.3.	Requisitos de Fondo	3 - 2
3.3.	**VIABILIDAD LEGAL DEL CAMBIO DE PUNTO DE CAPTACIÓN**	**3 - 2**
3.3.1.	Introducción	3 - 2
3.3.2.	Requisitos de Forma	3 - 2
3.3.3.	Requisitos de Fondo	3 - 3
3.4.	**CAMBIO PUNTO DE CAPTACIÓN**	**3 - 4**
3.4.1.	Introducción	3 - 4
3.4.2.	Situación Actual	3 - 5
4	**LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**	**4 - 1**

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
4.1.	**INTRODUCCIÓN**	**4 - 1**
4.2.	**ASPECTOS GENERALES**	**4 - 2**
4.2.1.	Aspectos Generales	4 - 2
4.2.2.	Antecedentes Topográficos Generales	4 - 2
4.2.3.	Instrumentos	4 - 2
4.3.	**METODOLOGÍA**	**4 - 3**
4.3.1.	Brigada Topográfica	4 - 3
4.3.2.	Construcción de PR's	4 - 3
4.3.3.	Poligonales Primaria, Secundaria y Perfiles Topobatimétricos	4 - 5
4.3.4.	Nivelación Poligonales Primaria, Secundaria y Perfiles Topobatimétricos	4 - 5
4.3.5.	Trabajo de Gabinete	4 - 6
4.3.6.	Monografías	4 - 6
4.4.	**POLIGONAL GEODÉSICA PRIMARIA, SECUNDARIA Y PERFILES TOPOBATIMÉTRICOS**	**4 - 6**
4.4.1.	Densificación de Puntos de Referencia	4 - 6
4.4.2.	Georreferenciación de Poligonales Primaria y Secundaria	4 - 6
4.4.3.	Procesamiento y Ajuste de Líneas Bases GNSS Poligonal Primaria	4 - 8
4.4.4.	Procesamiento y Ajuste de Líneas Bases GNSS Poligonal Secundaria	4 - 13
4.4.5.	Procesamiento y Ajuste de Líneas Bases GNSS Poligonal Perfiles Topobatimétricos	4 - 19
4.5.	**CÁLCULO DE ALTURA NMM A PR TP 1**	**4 - 22**
4.6.	**CONSTRUCCIÓN DE PR'S**	**4 - 22**
4.7.	**REDES DE NIVELACIÓN DE PR'S**	**4 - 22**
4.8.	**TRANSFORMACIÓN DE COORDENADAS UTM A PLANAS TOPOGRÁFICAS POLIGONALES PRIMARIA Y SECUNDARIA**	**4 - 34**
4.9.	**LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS**	**4 - 35**
4.9.1.	Levantamiento Perfiles Topobatimétricos Río Ranguintulelfú	4 - 35
4.9.2.	Levantamiento Faja de Camino	4 - 36
4.9.3.	Levantamiento Faja de Bocatoma	4 - 36
4.10.	**LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAMÉTRICO ZONA DE RIEGO**	**4 - 36**
4.10.1.	Levantamiento Aerofotogramétrico	4 - 36
4.10.2.	Antecedentes del Vuelo Fotogramétrico	4 - 38
4.10.3.	Equipos Utilizados	4 - 41
4.10.4.	Receptores (GNSS) Empleados.	4 - 42
4.10.5.	Software de Procesamiento de Datos GNSS	4 - 43
4.10.6.	Trabajo de Terreno	4 - 44

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
4.10.7.	Estereorestitución Fotogramétrica	4 - 46
4.10.8.	Fase de Ortorectificación Digital	4 - 49
4.10.9.	Información de Coberturas Base Cartográfica	4 - 50
5.	**ESTUDIO DE RECURSOS HÍDRICOS**	**5 - 1**
5.1.	**INTRODUCCIÓN**	**5 - 1**
5.2.	**ENFOQUE ADOPTADO**	**5 - 1**
5.3.	**INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA DISPONIBLE**	**5 - 3**
5.3.1.	Disponibilidad de Datos	5 - 3
5.3.2.	Relleno de Datos	5 - 7
5.3.3.	Información Pluviométrica	5 - 8
5.3.4.	Información Fluviométrica	5 - 9
5.3.5.	Información de Temperaturas	5 - 11
5.4.	**CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LAS CUENCAS MODELADAS**	**5 - 11**
5.5.	**MODELO HIDROLÓGICO**	**5 - 12**
5.5.1.	Características Principales de WEAP	5 - 12
5.5.2.	Calibración del Modelo	5 - 13
5.5.3.	Validación del Modelo	5 - 18
5.5.4.	Caudales Modelados en el Punto de Captación	5 - 20
5.6.	**ANÁLISIS DE CRECIDAS**	**5 - 24**
5.6.1.	Información Hidrometeorológica para Estudio de Crecidas	5 - 24
5.6.2.	Ajuste de Frecuencia Precipitación Máxima	5 - 24
5.6.3.	Ajuste de Frecuencia Caudales Máximos Instantáneos	5 - 27
5.6.4.	Trasposición de Caudales	5 - 30
5.6.5.	Fórmula Racional	5 - 31
5.6.6.	Verni King	5 - 34
5.6.7.	Formula DGA-AC (1995)	5 - 36
5.6.8.	Caudales Adoptados	5 - 36
6	**ESTUDIO GEOTÉCNICO**	**6 - 1**
6.1.	**INTRODUCCIÓN**	**6 - 1**
6.2.	**ANTECEDENTES**	**6 - 1**
6.3.	**ESTÁNDARES, NORMAS Y LITERATURA**	**6 - 2**
6.4.	**GEOLOGÍA DEL SITIO**	**6 - 2**
6.5.	**SUELO FUNDACIÓN**	**6 - 5**
6.5.1.	Resultados Ensayes de Laboratorio	6 - 5

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
6.5.2.	Resultados Ensayes de Laboratorio	6 - 7
6.5.3.	Propiedades Geomecánicas de Diseño	6 - 9
6.6.	**FUNDACIONES SUPERFICIALES**	**6 - 10**
6.6.1.	Profundidad de Fundación	6 - 10
6.6.2.	Talud de Excavación	6 - 10
6.6.3.	Capacidad de Soporte	6 - 11
6.6.4.	Asentamiento para Cargas Estáticas Permanentes	6 - 12
6.6.5.	Asentamiento para Cargas Dinámicas	6 - 13
6.6.6.	Constante de Balasto	6 - 14
6.6.7.	Asentamiento Máximo Admisible Zapatas Superficiales	6 - 15
6.7.	**CARACTERIZACIÓN SÍSMICA DEL SITIO**	**6 - 15**
6.8.	**EMPUJE SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN**	**6 - 15**
6.8.1.	Resultados Ensayes de Laboratorio	6 - 15
6.8.2.	Empujes Sobre Estribos	6 - 19
6.8.3.	Empuje Pasivo	6 - 20
6.8.4.	Factores de Seguridad de Muros de Contención	6 - 21
6.8.5.	Condiciones de Drenaje del Muro de Contención	6 - 21
6.9.	**EXCAVACIÓN INICIAL FUNDACIONES SUPERFICIALES**	**6 - 21**
6.10.	**RELLENO COMPACTADO MASIVO**	**6 - 22**
7	**ESTUDIOS HIDRÁULICOS BÁSICOS**	**7 - 1**
7.1.	**INTRODUCIÓN**	**7 - 1**
7.2.	**ANÁLISIS HIDRAULICO DEL CAUCE**	**7 - 1**
7.2.1.	Introducción	7 - 1
7.2.2.	Bases Generales Modelación Hidráulica.	7 - 1
7.2.3.	Antecedentes Utilizados en Modelación Hidráulica.	7 - 4
7.2.4.	Resultados Modelación Hidráulica Río Ranguintulelfú	7 - 10
7.3.	**ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN DEL CAUCE**	**7 - 76**
7.3.1.	Introducción	7 - 76
7.3.2.	Características Principales del Cauce	7 - 77
7.3.3.	Perfiles Transversales	7 - 77
7.3.4.	Granulometría del Lecho	7 - 78
7.3.5.	Método de Cálculo Socavación General	7 - 80
7.3.6.	Resultados	7 - 84
7.4.	**OBRAS DE PROTECCIÓN DE RIBERA**	**7 - 119**
7.4.1.	Introducción	7 - 119

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
7.4.2.	Enrocados de Protección	7 - 119
7.4.3.	Consideraciones de Cálculo y Resultados	7 - 121
8	**ESTUDIO AGROECONÓMICO**	**8 - 1**
8.1.	**INTRODUCCIÓN**	**8 - 1**
8.2.	**ÁREA DE INFLUENCIA Y SECTORES DE RIEGO**	**8 - 1**
8.3.	**ASPECTOS AGROLÓGICOS**	**8 - 1**
8.4.	**ASPECTOS CLIMÁTICOS**	**8 - 3**
8.5.	**DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL AGROPECUARIA**	**8 - 4**
8.5.1.	Listado de Agricultores y Estructura de la Propiedad Agrícola	8 - 4
8.5.2.	Encuesta Agropecuaria y Estudios de Caso	8 - 5
8.5.3.	Resultados Situación Actual Agropecuaria	8 - 5
8.6.	**SITUACIÓN ACTUAL OPTIMIZADA**	**8 - 6**
8.7.	**SITUACIÓN AGROPECUARIA FUTURA O CON PROYECTO**	**8 - 7**
8.8.	**BENEFICIOS AGRÍCOLAS NETOS DEL PROYECTO**	**8 - 12**
9	**ESQUEMA CONCEPTUAL DEL PROYECTO**	**9 - 1**
9.1.	**INTRODUCCIÓN**	**9 - 1**
9.2.	**INFRAESTRUCTURA DE RIEGO**	**9 - 1**
9.2.1.	Obra de Captación	9 - 1
9.2.2.	Desarenador	9 - 1
9.2.3.	Cámara de Carga	9 - 2
9.2.4.	Obra de Acumulación	9 - 2
9.2.5.	Cámaras Corta Presión	9 - 3
9.2.6.	Red de Distribución	9 - 3
10	**MODELO DE DISPONIBILIDAD HÍDRICA Y DE OPERACIÓN**	**10 - 1**
10.1.	**INTRODUCCIÓN**	**10 - 1**
10.2.	**OBJETIVOS**	**10 - 1**
10.3.	**ESQUEMA GENERAL DEL MODELO (TOPOLOGÍA)**	**10 - 1**
10.4.	**ECUACIONES DEL MODELO**	**10 - 2**
10.5.	**CÁLCULO DE LA SEGURIDAD DE RIEGO**	**10 - 5**
10.6.	**RESULTADOS DE LA MODELACIÓN**	**10 - 6**
11	**DISEÑO HIDRÁULICO**	**11 - 1**
11.1.	**INTRODUCCIÓN**	**11 - 1**

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
11.2.	**BOCATOMA DE FONDO**	**11 - 1**
11.2.1.	Introducción	11 - 1
11.2.2.	Criterios y Parámetros de Diseño	11 - 2
11.2.3.	Diseño de Obra de Toma	11 - 2
11.3.	**DESARENADOR**	**11 - 16**
11.3.1.	Introducción	11 - 16
11.3.2.	Consideraciones para el Diseño Hidráulico del Desarenador	11 - 16
11.3.3.	Cálculo de Velocidades “W” y “V” del Desarenador	11 - 18
11.3.4.	Cálculo de la Profundidad “H” y Ancho “B” del Desarenador	11 - 21
11.3.5.	Cálculo de la Longitud “L” del Desarenador	11 - 21
11.3.6.	Verificación de la Capacidad del Tanque	11 - 23
11.3.7.	Longitud de Transición Entrada Desarenador	11 - 24
11.3.8.	Vertedero Control a Cámara de Carga	11 - 24
11.3.9.	Vertedero Excedentes Devolución Río	11 - 27
11.3.10.	Canal de Restitución	11 - 28
11.4.	**CÁMARA DE CARGA**	**11 - 28**
11.4.1.	Introducción	11 - 28
11.4.2.	Cálculo de Altura de Carga	11 - 29
11.4.3.	Cálculo de Sumergencia	11 - 30
11.4.4.	Resultados	11 - 31
11.5.	**CÁMARA CORTA PRESIÓN**	**11 - 31**
11.5.1.	Introducción	11 - 31
11.5.2.	Diseño Hidráulico de Cámara	11 - 32
11.5.3.	Resultados Cámara Corta Presión Nº1	11 - 33
11.5.4.	Resultados Cámara Corta Presión Nº2	11 - 37
11.6.	**TRANQUE**	**11 - 41**
11.6.1.	Introducción	11 - 41
11.6.2.	Poza de Inundación	11 - 41
11.6.3.	Muros	11 - 42
11.6.4.	Dimensionamiento del Tranque	11 - 43
11.7.	**CÁMARAS TRANQUE**	**11 - 48**
11.7.1.	Introducción	11 - 48
11.7.2.	Cámara Entrada a Tranque	11 - 48
11.7.3.	Cámara Salida de Tranque	11 - 51
12	**DISEÑO ESTRUCTURAL**	**12 - 1**

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
12.1.	**INTRODUCCIÓN**	**12 - 1**
12.2.	**BOCATOMA**	**12 - 1**
12.2.1.	Antecedentes	12 - 1
12.2.2.	Normas y Códigos	12 - 2
12.2.3.	Hipótesis de Cálculo	12 - 2
12.2.4.	Criterios de Diseño	12 - 3
12.2.5.	Resultados	12 - 6
12.3.	**DISEÑO DE DESARENADOR Y CÁMARAS**	**12 - 7**
12.3.1.	Antecedentes	12 - 7
12.3.2.	Normas y Códigos	12 - 7
12.3.3.	Tipos de Cámaras	12 - 8
12.3.4.	Hipótesis de Cálculo	12 - 8
12.3.5.	Criterios de Diseño	12 - 9
12.3.6.	Resultados	12 - 10
12.4.	**ESTABILIDAD DE TRANQUE**	**12 - 13**
12.4.1.	Propiedades Mecánicas	12 - 13
12.4.2.	Diseño Estructural Tranque	12 - 13
13	**DISEÑO HIDRÁULICO**	**13 - 1**
13.1.	**INTRODUCCIÓN**	**13 - 1**
13.2.	**DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED**	**13 - 1**
13.2.1.	Introducción	13 - 1
13.2.2.	Caudal de Diseño de la Red	13 - 3
13.2.3.	Tuberías	13 - 4
13.2.4.	Velocidad	13 - 5
13.2.5.	Presiones Consideradas en el Diseño	13 - 5
13.2.6.	Selección Diámetro Interno de la Tubería	13 - 5
13.2.7.	Pérdidas Friccionales	13 - 5
13.2.8.	Pérdidas Singulares	13 - 6
13.2.9.	Válvulas de Venteo y Desagüe	13 - 6
13.2.10.	Turnos de Riego	13 - 19
13.2.11.	Cálculo Golpe de Ariete	13 - 24
13.2.12.	Modelo de la Red de Distribución	13 - 28
13.2.13.	Resultados del Modelo	13 - 30
13.2.14.	Resultado Diámetro de Tuberías	13 - 53
13.2.15.	Entregas Prediales	13 - 55

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
13.3.	**VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL TUBERÍA HDPE**	**13 - 65**
13.3.1.	Introducción	13 - 65
13.3.2.	Espesor Mínimo	13 - 66
13.3.3.	Determinación de Cargas	13 - 67
13.3.4.	Verificaciones a la Tubería	13 - 68
13.3.5.	Sistema de Tuberías en Red de Riego	13 - 73
13.4.	**MACHONES**	**13 - 73**
13.4.1.	Machones de Anclaje Verticales	13 - 73
13.4.2.	Machones de Anclaje Horizontales	13 - 82
13.5.	**DISEÑO MECÁNICO**	**13 - 87**
13.5.1.	Introducción	13 - 87
13.5.2.	Normas y Códigos Aplicables	13 - 88
13.5.3.	Disposición General de Las Válvulas	13 - 88
13.5.4.	Características Básicas de Las Válvulas	13 - 88
13.5.5.	Selección de Válvulas	13 - 89
13.5.6.	Aspectos Técnicos de Válvula Seleccionada	13 - 92
13.5.7.	Elementos Mecánicos Complementarios	13 - 94
13.5.8.	Distribución de Elementos Mecánicos en la Red	13 - 98
14	**ESTUDIO DE PARALELISMO**	**14 - 1**
14.1.	**INTRODUCIÓN**	**14 - 1**
14.2.	**GENERALIDADES**	**14 - 1**
14.3.	**IDENTIFICACIÓN DE VÍAS AFECTADAS**	**14 - 3**
15	**ESTUDIO DE SERVIDUMBRES**	**15 - 1**
15.1.	**GENERALIDADES**	**15 - 1**
15.2.	**IDENTIFICACIÓN DE SERVIDUMBRES**	**15 - 1**
15.2.2.	Generalidades	15 - 1
15.2.3.	Clasificación de las Servidumbres	15 - 2
15.2.4.	Servidumbres Identificadas en el Proyecto	15 - 4
16	**ESTUDIO DE ANÁLISIS AMBIENTAL (EAA)**	**16 - 1**
16.1.	**INTRODUCCIÓN**	**16 - 1**
16.2.	**CONTENIDO DEL EAA**	**16 - 1**
16.3.	**RESULTADOS PRINCIPALES DEL ESTUDIO**	**16 - 2**
16.3.1.	Análisis de Pertinencia de Ingreso al SEIA	16 - 2

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
17	**PARTICIPACIÓN CIUDADANA**	**17 - 1**
17.1.	**INTRODUCCIÓN**	**17 - 1**
17.2.	**CONTENIDO DEL INFORME PAC**	**17 - 2**
17.3.	**DESARROLLO DEL PROGRAMA DE PAC**	**17 - 2**
17.4.	**REUNIONES PAC**	**17 - 10**
17.5.	**RECOMENDACIONES Y PLAN PAC PARA SIGUIENTE ETAPA DE PROYECTO**	**17 - 11**
18	**PRESUPUESTO DE LAS OBRAS**	**18 - 1**
18.1.	**INTRODUCCIÓN**	**18 - 1**
18.2.	**PRECIO UNITARIO**	**18 - 1**
18.3.	**COTIZACIONES**	**18 - 2**
18.4.	**CUBICACIÓN**	**18 - 2**
18.5.	**PRESUPUESTO**	**18 - 5**
19	**EVALUACIÓN ECONÓMICA Y ANÁLISIS FINANCIERO**	**19 - 1**
19.1.	**EVALUACIÓN ECONÓMICA**	**19 - 1**
19.1.1.	Introducción	19 - 1
19.1.2.	Indicadores de Rentabilidad	19 - 1
19.1.3.	Condiciones de Evaluación	19 - 2
19.1.4.	Métodos de Evaluación	19 - 2
19.1.5.	Descripción de las Alternativas de Proyecto a Evaluar	19 - 2
19.1.6.	Costos	19 - 2
19.1.7.	Beneficios	19 - 4
19.1.8.	Resultados de la Evaluación Económica	19 - 6
19.1.9.	Análisis de Sensibilidad	19 - 6
19.1.10.	Indicadores Adicionales	19 - 10
19.1.11.	Externalidades	19 - 12
19.1.12.	Momento Óptimo de la Inversión	19 - 13
19.1.13.	Conclusiones	19 - 13
19.2.	**ANÁLISIS FINANCIERO**	**19 - 13**
19.2.1.	Financiamiento y Aporte de Usuarios	19 - 13
19.2.2.	Capacidad de Pago Beneficiarios	19 - 16
19.2.3.	Análisis Comparativo	19 - 23
19.2.4.	Conclusiones	19 - 23

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
20	**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**	**20 - 1**
20.1.	**INTRODUCCIÓN**	**20 - 1**
20.2.	**ESPECIFICACIONES GENERALES**	**20 - 1**
20.3.	**ESPECIFICACIONES ESPECIALES**	**20 - 1**
20.4.	**OTRAS ESPECIFICACIONES**	**20 - 2**
21	**PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN**	**21 - 1**
21.1.	**INTRODUCCIÓN**	**21 - 1**
21.2.	**JORNADA DE TRABAJO**	**21 - 2**
21.3.	**PERSONAL DE OBRA**	**21 - 2**
21.4.	**MOVILIZACIÓN DEL CONTRATISTA**	**21 - 2**
21.5.	**INSTALACIONES DE FAENA**	**21 - 2**
21.6.	**PLAZO DE CONSTRUCCIÓN**	**21 - 3**
22	**MANUAL DE OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD**	**22 - 1**
22.1.	**INTRODUCCIÓN**	**22 - 1**
22.2.	**DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS OBRAS**	**22 - 1**
22.2.1.	Características Generales	22 - 1
22.2.2.	Obras del Sistema de Riego Tralcapulli	22 - 3
22.3.	**ADMINISTRACIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO**	**22 - 7**
22.3.1.	Aspectos Generales	22 - 7
22.3.2.	Recursos Humanos	22 - 8
22.3.3.	Procedimientos y Documentación Básica	22 - 10
22.3.4.	Infraestructura y Equipos Relacionados a la Administración y Operación del Sistema	22 - 11
22.4.	**OPERACIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO**	**22 - 11**
22.4.1.	Aspectos Generales	22 - 11
22.4.2.	Condiciones Iniciales y Operaciones antes del Llenado	22 - 12
22.4.3.	Condiciones de 1er Llenado de Tubería	22 - 12
22.4.4.	Caudales y Tiempos Límites de Llenado	22 - 12
22.4.5.	Revisión de Filtraciones Después del Llenado	22 - 12
22.4.6.	Operaciones para 1er Llenado de Tubería	22 - 13
22.4.7.	Prueba de Conjunto	22 - 13
22.5.	**MODELO DE OPERACIÓN TRANQUE DE REGULACIÓN DIARIO**	**22 - 14**
22.5.1.	Aspectos Generales	22 - 14
22.5.2.	Ecuaciones del Modelo	22 - 15
22.5.3.	Determinación del Volumen Máximo Requerido	22 - 16

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
22.6.	**OPERACIÓN DE LLENADO DE TUBERÍA EN CONDICIONES NORMALES**	**22 - 17**
22.6.1.	Aspectos Generales	22 - 17
22.6.2.	Operaciones de Llenado de la Tubería	22 - 17
22.6.3.	Maniobras de Puesta en Marcha del Sistema de Riego	22 - 18
22.7.	**OPERACIÓN NORMAL (CAUDAL MÁXIMO 100 L/s)**	**22 - 18**
22.7.1.	Consideraciones del Tranque y Bocatoma para la Operación Normal	22 - 18
22.8.	**SECTORIZACIÓN DEL RIEGO**	**22 - 18**
22.9.	**OPERACIONES DE LIMPIEZA**	**22 - 19**
22.9.1.	Aspectos Generales	22 - 19
22.9.2.	Operación de Limpieza de la Bocatoma	22 - 19
22.9.3.	Operación de Limpieza de la Cámara de Carga y Desarenador	22 - 19
22.9.4.	Operación de Limpieza del Tranque	22 - 20
22.9.5.	Operación de Emergencia	22 - 20
22.9.6.	Operación de Vaciado de la Tubería	22 - 20
22.10.	**OPERACIÓN DE UNIDADES DEL SISTEMA ENTUBADO**	**22 - 22**
22.10.1.	Aspectos Generales	22 - 22
22.10.2.	Desarenador y Cámara de Carga	22 - 23
22.10.3.	Cámara de Inicio	22 - 24
22.10.4.	Cámaras Corta Presión	22 - 26
22.10.5.	Cámara Corte Operación y Emergencia.	22 - 28
22.10.6.	Maniobras de Abrir, Cerrar y Reemplazo de Válvula de Venteo	22 - 29
22.10.7.	Cámaras de Cruce de Camino (CCC)	22 - 31
22.10.8.	Cámaras Entrada a Tranque	22 - 32
22.10.9.	Tranque de Regulación	22 - 33
22.10.10.	Cámaras Salida del Tranque	22 - 34
22.10.11.	Entregas a Tramo	22 - 35
22.10.12.	Cámaras de Desagüe	22 - 38
22.11.	**PLAN DE MANTENCIÓN Y REEMPLAZO DE EQUIPOS**	**22 - 39**
22.11.1.	Generalidades	22 - 39
22.11.2.	Tipos de Mantenimiento	22 - 40
22.11.3.	Mantenimiento Preventivo Tuberías y Piezas Especiales	22 - 42
22.11.4.	Mantenimiento Preventivo de las Instalaciones e Infraestructura	22 - 43
22.11.5.	Mantenimiento Predictivo	22 - 44
22.11.6.	Mantenimiento Proactivo	22 - 45
22.11.7.	Desarenador con Cámara de Carga	22 - 45
22.11.8.	Equipos Mecánicos y Estructuras Metálicas	22 - 46

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACÁPITE	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
22.12.	**IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE RIESGOS**	**22 - 59**
22.12.1.	Definiciones Básicas	22 - 60
22.12.2.	Almacenamientos en Bodega	22 - 60
22.12.3.	Elementos de Protección Personal:	22 - 60
23	**TRAMITACIÓN DE MODIFICACIÓN DE CAUCE NATURAL**	**23 - 1**
23.1.	**INTRODUCCIÓN**	**23 - 1**
23.2.	**CONTENIDO DEL INFORME**	**23 - 2**
23.3.	**MODIFICACIÓN DE CAUCE NATURAL**	**23 - 3**
23.3.1.	Requisitos	23 - 3
23.3.2.	Documentos Requeridos	23 - 3
23.3.3.	De la Revisión Formal	23 - 4
23.3.4.	Inspección a Terreno	23 - 5
23.3.5.	Informe Técnico	23 - 5
23.3.6.	Resoluciones	23 - 5
23.3.7.	Plazos del Proceso	23 - 5
23.4.	**RESULTADOS DEL PROCESO**	**23 - 6**
24	**CARPETAS DE PROYECTOS**	**24 - 1**
24.1.	**INTRODUCCIÓN**	**24 - 1**
24.2.	**ANTECEDENTES LEGALES**	**24 - 1**
24.2.1.	Aspectos Generales	24 - 1
24.2.2.	Metodología	24 - 2
24.2.3.	Resultados	24 - 2
24.3.	**DISEÑO DEL PROYECTO**	**24 - 3**
24.3.1.	Aspectos Generales	24 - 3
24.3.2.	Metodología	24 - 3
24.3.3.	Resultados	24 - 4
25	**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**	**25 - 1**

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE ANEXOS DIGITALES

ANEXO	DESCRIPCIÓN
3-1	Antecedentes Legales
3-2	Carpeta Solicitud DGA
3-3	Respuesta DGA
4-1	Certificados de Calibración
4-2	Monografías
4-3	Referencia Planimétrica y Altimétrica
4-4	Red de Nivelación
4-5	Monografía Puntos Estereoscópicos
4-6	Reporte de Ajustes Poligonales
4-7	Reporte de Ajustes de Nivelación Mínimos Cuadrados
4-8	Transformación UTM a Planas Topográficas
4-9	Base de Datos Levantamiento Topográfico
4-10	Registro de Nivelación
4-11	Archivos RINEX
4-12	Listado de Coordenadas
5-1	PMM
5-2	QMM
5-3	TMM
5-4	Calibración y Validación WEAP
5-5	Resultados Modelación Punto Captación
5-6	CVE Punto Captación
5-7	Precipitaciones Máximas
5-8	Caudales Máximos Instantáneos
6-1	Estratigrafía Sondajes
6-2	Estratigrafía Calicatas
6-3	Ensayes en Sondajes
6-4	Ensayes en Calicatas
6-5	Resumen Muestras de Suelos Incluyendo Humedad
7-1	Hecras Tralcapulli
7-2	Socavaciones
7-3	Cálculo Peso de Roca
10-1	Planilla de Modelo Operación

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE ANEXOS DIGITALES

ANEXO	DESCRIPCIÓN
11-1	Diseño Rejilla y Captación
11-2	Sensibilización Parámetros Captación
11-3	Curvas de Descargas
11-4	Cálculo Desarenador
11-5	Hecras Desarenador
11-6	Vertederos Pared Gruesa y Delgada
11-7	Pérdida Rejilla en Cámara de Carga
11-8	Descarga de Desarenador
11-9	Cálculo Cámara de Carga
11-10	Cámara Corta Presión 1
11-11	Cámara Corta Presión 2
11-12	Cámara Post Vertedero Emergencia
11-13	Dimensionamiento Tranque
11-14	Curva Tranque Tralcapulli
11-15	Cámara de Entrada Tranque
11-16	Válvula Salida Tranque
11-17	Sumergencia en Tranque
12-1	Memoria Cálculo Bocatoma
12-2	Verificación Rejilla Bocatoma
12-3	Memoria Cálculo Desarenador
12-4	Memoria Cálculo Cámara de Carga
12-5	Memoria Cálculo Cámara de Inicio
12-6	Memoria Cálculo Cámara Corta Presión 1 y 2
12-7	Memoria Cálculo Cámara Entrada Tranque
12-8	Memoria Cálculo Cámara Salida Tranque
12-9	Memoria Cálculo Cámara Tipo 1
12-10	Memoria Cálculo Cámara Tipo 2
12-11	Memoria Cálculo Cámara Tipo 3
12-12	Modelos RISA2D
12-13	Archivos SLIDE
13-1	Tramo Menos Favorable
13-2	Diseño Desagues_Ventosas
13-3	Verificación Golpe de Ariete
13-4	Cálculo Red
13-5	Catálogo Productos KRAH

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE ANEXOS DIGITALES

ANEXO	DESCRIPCIÓN
13-6	Arranques Prediales
13-7	Verificación Estructural Tubería
13-8	Cálculos Machones
13-9	Catálogos Elementos Mecánicos
14-1	Memoria Paralelismo Vialidad
14-2	Especificaciones Técnicas Generales
14-3	Especificaciones Técnicas Especiales
15-1	Respuesta Botadero
15-2	Borrador Servidumbre Sr. Antolín
15-3	Certificados de Avalúo Fiscal
18-1	Precios Unitarios
18-2	Cotizaciones
18-3	Memoria Cubicaciones
18-4	Presupuesto
19-1	Evaluación Económica
19-2	Análisis Financiero
20-1	Especificaciones Técnicas Especiales y Especificaciones Técnicas Especiales
20-2	Manual de Tuberías
20-3	Manual de Fittings
20-4	Electrofusión
20-5	Mecanismos
20-6	Otros
22-1	Verificación Alturas de Tranque
23-1	Proyecto Modificación de Cauce
23-2	Proyecto Construcción Bocatoma
24-1	Carpeta Legal
24-2	Carpeta Técnica

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
2.3.1 - 1	Estaciones Fluviométricas DGA Presentes en las Inmediaciones del Área de Estudio	2 - 4
2.3.1 - 2	Estaciones Pluviométricas DGA Presentes en las Inmediaciones del Área de Estudio	2 - 6
2.3.1 - 3	Estaciones Meteorológicas DMC	2 - 6
2.5 - 1	Antecedentes Cartográficos y Espaciales	2 - 12
2.6.8 - 1	Estudios de Impacto Ambiental en el E-SEIA en la Zona de Estudio	2 - 16
2.6.9 - 1	Áreas Relevantes para la Biodiversidad en el Área del Proyecto	2 - 19
3.4.2 - 1	Estatus Desde Ingreso de Solicitud de Punto de Captación	3- 6
4.1 - 1	Resumen Trabajos Topográficos	4 - 1
4.4.3.2 - 1	Coordenadas Geodésicas Punto de Control	4 - 9
4.4.3.2 - 2	Coordenadas UTM Zona 19 (Según Certificado IGM) y Altura NMM del Punto de Control	4 - 9
4.4.3.2 - 3	Antecedentes para el Procesamiento de las Líneas Bases Poligonal Primaria	4 - 11
4.4.3.2 - 4	Líneas de Base Poligonal Primaria	4 - 11
4.4.3.2 - 5	Errores de Cierre	4 - 12
4.4.3.2 - 6	Coordenadas UTM, Alturas Ortométricas Egm08 Ajustadas, Altura Elipsoidal y Altura del Geoide Poligonal Primaria	4 - 13
4.4.3.2 - 7	Coordenadas Geográficas y Alturas Elipsoidales Ajustadas Poligonal Primaria	4 - 13
4.4.3.2 - 8	Resumen Coordenadas UTM y Cotas Geométricas Compensadas Poligonal Primaria	4 - 13
4.4.4 - 1	Antecedentes para el Procesamiento de las Líneas Bases Poligonal Secundaria	4 - 14
4.4.4 - 2	Líneas de Base Poligonal Secundaria	4 - 15
4.4.4 - 3	Errores de Cierre	4 - 16
4.4.4 - 4	Coordenadas UTM, Alturas Ortométricas Egm08 Ajustadas, Altura Elipsoidal y Altura del Geoide Poligonal Secundaria	4 - 17
4.4.4 - 5	Coordenadas Geográficas y Alturas Elipsoidales Ajustadas Poligonal Secundaria	4 - 17
4.4.4 - 6	Resumen Coordenadas UTM y Cotas Geométricas Compensadas Poligonal Secundaria	4 - 18
4.4.5.2 - 1	Coordenadas Geodésicas Punto de Control	4 - 19
4.4.5.2 - 2	Antecedentes para el Procesamiento de las Líneas Bases Poligonal Perfiles	4 - 20
4.4.5.2 - 3	Línea de Base	4 - 20
4.4.5.2 - 4	Errores de Cierre	4 - 21

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
4.4.5.2 - 5	Coordenadas Geográficas y Alturas Elipsoidales Ajustadas Poligonal Perfile	4 - 21
4.4.5.2 - 6	Resumen Coordenadas UTM y Cotas Geométricas Compensadas Poligonal Perfiles	4 - 21
4.5 - 1	Datos de Punto IGM y Tp1	4 - 22
4.7 - 1	Tramo, Desnivel Ida y Vuelta, Desnivel Promedio y Diferencia	4 - 31
4.7 - 2	Resultados Ajuste Por Mínimos Cuadrados de Nivelación Geométrica de las Poligonales	4 - 32
4.7 - 2	Resultados Ajuste Por Mínimos Cuadrados de Nivelación Geométrica de las Poligonales	4 - 33
4.7 - 3	Tramos, Error de Cierre y Tolerancia Por Circuito PR's Poligonales	4 - 33
4.7 - 4	Alturas Ajustadas PR's Poligonales	4 - 34
4.8 - 1	Resumen Coordenadas Planas Topográficas y Cotas Geométricas Compensadas Poligonal Primaria, Secundaria y Perfiles Topobatimétricos	4 - 35
4.10.6.4 - 1	de Coordenadas de los PR's Utilizados Como Base	4 - 45
5.3.1 - 1	Estaciones Hidrometeorológicas Preseleccionadas Analizadas	5 - 4
5.3.1 - 2	Disponibilidad de Datos en Estaciones Pre Seleccionadas (Cantidad de Meses Con Datos)	5 - 5
5.3.1 - 3	Estaciones Hidrometeorológicas Seleccionadas	5 - 7
5.4 - 1	Características Geomorfológicas de las Cuencas Modeladas	5 - 12
5.5.2 - 1	Indicadores de Eficiencia del Modelo Hidrológico	5 - 15
5.5.2 - 2	Resumen de Parámetros Calibrados	5 - 16
5.5.3 - 1	Indicadores de Eficiencia del Modelo Hidrológico	5 - 18
5.5.4 - 1	Caudales Mensuales para Distintas Probabilidades de Excedencia (m^3/s)	5 - 23
5.5.4 - 2	Estadígrafos de la Serie Generada (m^3/s)	5 - 23
5.6.1 - 1	Información Hidrometeorológica	5 - 24
5.6.2 - 1	Estadística de Precipitación Máxima	5 - 24
5.6.2 - 2	Ajuste de Frecuencia Precipitación Máxima (mm)	5 - 25
5.6.3 - 1	Caudales Máximos Instantáneos (m^3/s)	5 - 27
5.6.3 - 2	Ajuste de Frecuencia Caudales Máximos Instantáneos (m^3/s)	5 - 28
5.6.4 - 1	Ajuste de Frecuencia Caudales Máximos Instantáneos (m^3/s)	5 - 30
5.6.4 - 2	Caudales Máximos Instantáneos Según Trasposición de Caudales (m^3/s)	5 - 31
5.6.5 - 1	Área y Tiempo de Concentración	5 - 33
5.6.5 - 2	Precipitación Máxima en 24 H (mm)	5 - 33
5.6.5 - 3	Intensidad Máxima Asociada al Tiempo de Concentración (mm/H)	5 - 33
5.6.5 - 4	Coeficiente "C(T)" Método Racional	5 - 34

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
5.6.5 - 5	Caudal Máximo Estimado Mediante Fórmula Racional (m^3/s) Usando 3 Métodos Distintos en el Tiempo de Concentración	5 - 34
5.6.6 - 1	Caudal Máximo Instantáneo Verni-King (m^3/s)	5 - 35
5.6.6 - 2	Caudal Máximo Instantáneo Verni-King (m^3/s)	5 - 35
5.6.7 - 1	Caudal Máximo Instantáneo DGA-AC (m^3/s)	5 - 36
5.6.8 - 1	Caudales Máximos Según Diferentes Metodologías (m^3/s)	5 - 37
5.6.8 - 2	Caudales Máximos Adoptados Tralcapulli (m^3/s)	5 - 38
6.5.1 - 1	Resumen Resultados Ensayes de Clasificación USCS	6 - 5
6.5.1 - 2	Resultados Compresiones Simples - ASTM D 2166-06 y NCh 1515 Of.79	6 - 6
6.5.1 - 3	Resultados Cortes Directos ASTM D3080/D3080m-11	6 - 7
6.5.2 - 1	Modelo Estratigráfico Bocatoma Sondajes N°1 Al N°3	6 - 8
6.5.2 - 2	Modelo Estratigráfico Aducción Pozos N°1 A la N°4 y Corte Camino	6 - 8
6.5.2 - 3	Modelo Estratigráfico Cámara de Carga Pozos N°5, N°6 y N°7	6 - 8
6.5.2 - 4	Modelo Estratigráfico Área de Riego Pozos N°8 Al N°37	6 - 9
6.5.3 - 1	Resumen Propiedades Geomecánicas Sello de Fundación	6 - 9
6.6.2 - 1	Taludes de Excavación	6 - 10
6.6.3 - 1	Expresiones para el Cálculo de Capacidad de Soporte Según Hansen (1970)	6 - 12
6.6.4 - 1	Expresiones para el Cálculo de Asentamientos	6 - 13
6.6.4 - 2	Factores de Forma I_o	6 - 13
6.6.5 - 1	Expresiones para el Cálculo de Asentamientos para Cargas Dinámicas	6 - 14
6.6.6 - 1	Expresiones para el Cálculo de la Constante de Balasto Vertical	6 - 14
7.2.3.2 - 1	Valores para Manning Según Strickler	7 - 7
7.2.3.2 - 2	Valores para el Cálculo de Coeficiente de Rugosidad Según la Fórmula de Cowan	7 - 9
7.2.4 - 1	Caudales Máximos Adoptados Tralcapulli (m^3/s)	7 - 10
7.2.4.1 - 1	Resultados Modelación Sin Proyecto	7 - 11
7.2.4.2 - 1	Perfiles Principales Asociados a Obras	7 - 43
7.2.4.2 - 2	Resultados Modelación Con Proyecto	7 - 44
7.3.3 - 1	Características Perfiles Transversales	7 - 78
7.3.4 - 1	Granulometría y Diámetros Característicos de Sondaje N°1	7 - 78
7.3.4. - 2	Determinación Tipo de Suelo: Granular o Fino % Porcentaje Que Pasa	7 - 79
7.3.4. - 3	Determinación Tipo de Suelo: Granular o Fino % Porcentaje Que Pasa	7 - 79
7.3.6 - 1	Resultados Socavación	7 - 85
7.3.6 - 2	Análisis Resultados Socavación (Con Proyecto)	7 - 111
7.4.3 - 1	Enrocado Ribera Derecha	7 - 121

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
7.4.3 - 2	Enrocado Ribera Izquierda	7 - 122
8.3 - 1	Series de Suelos Presentes en el Área de Estudio.	8 - 2
8.3 - 2	Clases y Subclases de Capacidad de Uso en el Área de Estudio	8 - 2
8.5.1 - 1	Distribución Predial de Estratos de Tamaño por Sector de Riego	8 - 5
8.5.3 - 1	Uso del Suelo Actual Total Área de Estudio	8 - 6
8.7 - 1	Uso del Suelo Futuro Total Área de Estudio	8 - 12
8.8 - 1	Beneficios Agronómicos ($)	8 - 14
10.4 - 1	Demandas de Riego (m^3/ha/mes)	10 - 3
10.4 - 2	Caudal Ecológico	10 - 5
10.6 - 1	Resultados del Modelo	10 - 6
11.2.3.1 - 1	Altura de Escurrimiento sobre la Grada	11 - 3
11.2.3.5 - 1	Dimensiones de Rejilla y Canal de Aducción de Bocatoma	11 - 8
11.2.3.5 - 2	Propiedades para el Cálculo	11 - 9
11.3.2 - 1	Datos Considerados en Base de Cálculo Desarenador	11 - 17
11.3.3.1 - 1	Tabla de Arkhangelski	11 - 18
11.3.3.1 - 2	Valor Constante K	11 - 29
11.3.3.1 - 3	Resultados de Velocidad de Caída “W”	11 - 20
11.3.3.2 - 4	Valores de Constante “A” para Distintos Diámetros	11 - 21
11.3.5.3 - 1	Coeficientes para el Cálculo de Desarenadores de Baja Velocidad	11 - 23
11.3.8 - 1	Cálculo de Altura Sobre Vertedero A Cámara de Carga	11 - 26
11.3.9 - 1	Cálculo de Altura Sobre Vertedero Excedentes	11 - 27
11.4.2 - 1	Altura de Agua Zona de Carga	11 - 29
11.5.3.2 - 1	Altura de Agua Zona de Carga	11 - 34
11.5.3.3 - 1	Pérdida de Carga Paso por Orificio Horizontal	11 - 34
11.5.3.3 - 2	Trayectoria Chorro	11 - 35
11.5.3.4 - 1	Altura de Carga Sobre Vertedero	11 - 36
11.5.4.1 - 1	Resumen de Entregas Por Tramo.	11 - 37
11.5.4.2 - 1	Altura de Agua Zona de Carga	11 - 38
11.5.4.3 - 1	Pérdida de Carga Paso Por Orificio Horizontal	11 - 39
11.5.4.3 - 2	Trayectoria Chorro	11 - 39
11.5.4.4 - 1	Altura de Carga sobre Vertedero	11 - 40
11.6.4.5 - 1	Cálculo de Altura sobre Vertedero de Emergencia Tranque	11 - 44
11.6.4.5 - 2	Altura de Agua Zona de Carga	11 - 45

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
11.6.4.7 - 1	Dimensionamiento de Tranque	11 - 47
11.7.2.2 - 1	Altura de Agua Zona de Carga	11 - 50
11.7.2.3 - 1	Altura de Carga Sobre Vertedero	11 - 50
11.7.2.3 - 2	Trayectoria Chorro	11 - 51
12.2.4.6 - 1	Factores de Seguridad Bocatoma	12 - 6
12.4.2 - 1	Factor de Seguridad Taludes Tranque	12 - 14
13.2.1 - 1	Trazado de la Red y Sus Características	13 - 1
13.2.2 - 1	Caudales de Diseño	13 - 4
13.2.3 - 1	Radio de Curvatura Mínimo Respecto Al Diámetro Nominal	13 - 5
13.2.9 - 1	Ubicación de Válvulas de Venteo (V) y Desagüe (Vd)	13 - 7
13.2.9 - 2	Válvulas de Venteo	13 - 9
13.2.9 - 3	Válvulas de Desagüe	13 - 9
13.2.10 - 1	Turnos de Riego	13 - 19
13.2.10 - 2	Relación Numero de Entrega, Beneficiario y Caudal Asociado	13 - 20
13.2.10 - 3	Resumen de Entregas por Tramo.	13 - 24
13.2.11 - 1	Valores de C	13 - 25
13.2.11 - 2	Valores de K	13 - 25
13.2.11 - 3	Valores de Elasticidad de Materiales	13 - 25
13.2.11 - 4	Resultados Cálculo Golpe de Ariete	13 - 28
13.2.12 - 1	Cámaras Corta Presión en la Red	13 - 30
13.2.14 - 1	Diámetros Tubería y Material en cada Tramo de la Red	13 - 53
13.2.15 - 1	Resultado en Arranques Prediales	13 - 55
13.2.15 - 2	Beneficiarios que no Requieren Regulador de Presión	13 - 59
13.2.15 - 3	Diámetros de Arranque por Beneficiario	13 - 59
13.2.15 - 4	Tipo de Reguladores de Presión por Beneficiario	13 - 62
13.3.4.2 - 1	Modulo de Reacción Promedio para Distintos Tipos de Suelos	13 - 71
13.3.4.2 - 2	Módulo de Elasticidad para Cargas de Largo Plazo	13 - 72
13.4.1.4 - 1	Tipo de Machones Verticales	13 - 78
13.4.1.4 - 2	Posición Machones Verticales Tramo 1, 2 y 3	13 - 78
13.4.1.4 - 3	Posición Machones Verticales Tramo 4	13 - 79
13.4.1.4 - 4	Posición Machones Verticales Tramo 5	13 - 80
13.4.1.4 - 5	Posición Machones Verticales Tramo 5-2	13 - 80
13.4.1.4 - 6	Posición Machones Verticales Tramo 6	13 - 81
13.4.1.4 - 7	Posición Machones Verticales Tramo 7	13 - 82
13.4.1.4 - 8	Posición Machones Verticales Tramo 7-1	13 - 82

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
13.4.1.4 - 9	Posición Machones Verticales Tramo 8	13 - 82
13.4.2.4 - 1	Tipo de Machones Verticales	13 - 87
13.4.2.4 - 1	Posición Machones Horizontales	13 - 87
13.5.5 - 1	Criterios Básicos para Elección de Válvula	13 - 89
13.5.5 - 2	Comportamiento de Válvulas en Relación a Distintas Variables	13 - 89
14.3 - 1	Paralelismo Rutas Involucradas	14 - 3
14.3 - 2	Atraviesos Rutas Involucradas	14 - 4
14.3 - 3	Atraviesos Alcantarillas Ruta 201-CH	14 - 5
15.2.4.3 - 1	Servidumbres Estudiadas Tubería	15 - 6
16.3.2 - 1	Resumen Intensidad de Impactos Por Componentes	16 - 4
16.3.3 - 1	Resumen de Costos Ambientales Por Etapa del Proyecto (Pesos)	16 - 5
17.2 - 1	Organizaciones Existentes en Área de Estudio	17 - 3
17.2 - 2	Otras Organizaciones Sociales en la Localidad de Tralcapulli	17 - 3
17.2 - 3	Reuniones de Trabajo, Entrevistas Informales y Otras Realizadas	17 - 5
18.5 - 1	Resumen Presupuesto de Proyecto	18 - 6
19.1.7.2 - 1	Beneficios Asociados al Riego (Mill $)	19 - 5
19.1.8 - 1	Resultados Evaluación	19 - 6
19.1.9 - 1	Análisis de Incidencia de las Variables en la Rentabilidad del Proyecto	19 - 7
19.1.9 - 5	Análisis de Sensibilidad Tasa de Descuento Social y Periodo de Ejecución de las Obras	19 - 10
19.1.10.2 - 1	Generación de Empleo Agrícola	19 - 11
19.1.10.3 - 1	Rentabilidad Por Hectárea Productiva	19 - 11
19.1.10.4 - 1	Ingreso per Cápita	19 - 12
19.1.10.5 - 1	Generación Impuestos	19 - 12
19.2.1.2 - 2	Bonificación de Acuerdo A Ley 18.450 Año 1 Postulación	19 - 15
19.2.1.2 - 3	Bonificación de Acuerdo A Ley 18.450 Año 2 Postulación	19 - 16
19.2.1.2 - 4	Resumen Bonificación	19 - 16
19.2.2.2 - 1	Capacidad de Pago por Predio Promedio	19 - 19
19.2.2.2 - 2	Capacidad de Pago por Hectárea	19 - 19
19.2.2.2 - 3	Capacidad de Pago por Predio Expandido	19 - 21
19.2.2.2 - 4	Capacidad de Pago por L/s	19 - 21

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
22.3.2 - 1	Recursos Humanos Requeridos para el Manejo del Sistema de Riego Tralcapulli	22 - 9
22.5.1 - 1	Alturas de Agua en Caso de Contar con Tranque Lleno	22 - 15
22.9.6 - 1	Aperturas Máximas de Válvulas Desagüe	22 - 21
22.11.7 - 1	Frecuencia de Lubricación	22 - 48
22.12.3 - 1	Elementos de Protección Personal	22 - 61
23.3.7 - 1	Procesos que Emanan de Ingreso de Solicitud de Modificación de Cauce	23 - 5
24.2.1 - 1	Antecedentes Legales y Administrativos Requeridos	24 - 1
24.3.2 - 1	Instructivos Técnicos de Conducción ITC 2015	24 - 4
24.3.2 - 2	Documentos Técnicos DT 2015	24 - 4

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
1.3.1-1	Ubicación General del Área de Estudio	1 - 3
1.4-1	Área de Influencia Directa Proyecto	1 - 4
2.3.1-1	Estaciones Hidrometeorológicas DGA y DMC Vigentes en Área de Estudio	2 - 5
2.6.8-1	Proyectos en el E-SEIA en la Zona de Estudio	2 - 17
2.6.9-1	Áreas Relevantes para la Conservación de la Biodiversidad	2 - 20
4.3.2-1	Monumentación de PR's	4 - 4
4.4.3.12-1	Esquema Medición Poligonal Primaria	4 - 7
4.4.3.12-2	Esquema Medición Poligonal Secundaria	4 - 7
4.4.3.12-3	Esquema Medición Poligonal Perfiles Topobatimétricos	4 - 8
4.4.3.2-1	Certificado Vértice IGM CULAN	4 - 10
4.7-1	Esquema Redes de Nivelación Geométrica	4 - 25
4.7-2	Esquema Redes de Nivelación Geométrica	4 - 27
4.7-3	Esquema Redes de Nivelación Geométrica	4 - 29
4.10.1.1-1	Ubicación General del Levantamiento Fotogramétrico	4 - 37
4.10.2.1-1	Esquema Líneas de Vuelo, Escala 1:8.000	4 - 39
4.10.2.2-1	Esquema Recubrimientos Longitudinal y Lateral Durante el Vuelo	4 - 40
4.10.2.3-1	Control de Cobertura de la Zona de Estudio	4 - 41

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
4.10.3-1	Cámara Trimble TAC-80	4 - 42
4.10.4-1	Equipos GPS Utilizados en los Trabajos	4 - 42
4.10.6.6-1	Distribución de los Puntos de Control en la Zona de Estudio	4 - 46
4.10.7.4-1	Etapas del Proceso de Restitución	4 - 48
5.2-1	Estaciones Hidrometeorológicas en el Área de Estudio	5 - 2
5.2-2	Cuenca de Calibración y Cuenca de Interés	5 - 3
5.3.3-1	Precipitaciones Medias Mensuales	5 - 9
5.3.4-1	Caudales Medios Mensuales	5 - 10
5.3.5-1	Temperaturas Medias Mensuales	5 - 11
5.5.1-1	Esquema Simplificado del Modelo WEAP	5 - 13
5.5.2-1	Topología Modelo Hidrológico Cuenca de Calibración Río Liquiñe en Liquiñe	5 - 15
5.5.2-2	Correlación (a) y Serie Temporal de Caudales Modelados V/S Observados (B)	5 - 16
5.5.2-3	Curva de Ajuste Mensual (a), Curva de Duración Mensual (B) y Curva de Ajuste Anual (C)	5 - 17
5.5.3-2	Correlación (a) y Serie Temporal de Caudales Modelados v/s Observados (B)	5 - 19
5.5.3-3	Curva de Ajuste Mensual (a), Curva de Duración Mensual (B) y Curva de Ajuste Anual (C)	5 - 19
5.5.4-1	Topología del Modelo en la Cuenca del Ranguintulelfú	5 - 20
5.5.4-2	Caudales Mensuales Modelados en el Punto de Captación Período 1986/87-2014/15	5 - 21
5.5.4-3	Promedios Mensuales en el Punto de Captación	5 - 21
5.5.4-4	Curva de Duración	5 - 22
5.5.4-5	Curva de Variación Estacional	5 - 23
5.6.2-1	Ajuste de Frecuencia Gumbel Precipitación Máxima (mm). Lago Calafquén	5 - 26
5.6.2-2	Ajuste de Frecuencia Gumbel Precipitación Máxima (mm). Coñaripe	5 - 26
5.6.3-1	Ajuste de Frecuencia Log-Normal Caudales Máximos Instantáneos (m3/s). Río Liquiñe en Liquiñe	5 - 29
5.6.3-2	Ajuste de Frecuencia Gumbel Caudales Máximos Instantáneos (m3/s). R. Trancura en Curarrehue	5 - 29
5.6.8-1	Caudales Máximos Según Diferentes Metodologías (M^3/S)	5 - 37
6.4-1	Mapa de Distribución de las Unidades Geológicas	6 - 3
6.9-1	Muro Libre de Girar Carga Estática más Incremento Sísmico	6 - 18
6.9-2	Muro Restringido al Giro Carga. Caso Estático	6 - 19
6.9-3	Muro Restringido al Giro Caso Sísmico	6 - 19

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
7.2.2-1	Representación de los Términos en la Ecuación de Energía	7 - 2
7.2.3.1-1	Esquema Configuración de Perfiles y Ubicación de Bocatoma	7 - 5
7.2.4.1-1	Distribución de Velocidades para T=250 Años	7 - 15
7.2.4.1-2	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil Longitudinal	7 - 17
7.2.4.1-3	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 780	7 - 19
7.2.4.1-4	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 777.59	7 - 21
7.2.4.1-5	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 770.94	7 - 23
7.2.4.1-6	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 764.67	7 - 25
7.2.4.1-7	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 761.58	7 - 27
7.2.4.1-8	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 756.05	7 - 29
7.2.4.1-9	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 752.97	7 - 31
7.2.4.1-10	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 740	7 - 33
7.2.4.1-11	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 726.95	7 - 35
7.2.4.1-12	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 720	7 - 37
7.2.4.1-13	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 713.85	7 - 39
7.2.4.1-14	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 700	7 - 41
7.2.4.2-1	Distribución de Velocidades para T=250 Años	7 - 47
7.2.4.2-2	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil Longitudinal	7 - 49
7.2.4.2-3	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 780	7 - 51
7.2.4.2-4	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 777.59	7 - 53
7.2.4.2-5	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 770.94	7 - 55
7.2.4.2-6	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 764.67	7 - 57
7.2.4.2-7	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 761.58 (Inicio Grada)	7 - 59
7.2.4.2-8	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 760.83	7 - 61
7.2.4.2-9	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 760.33	7 - 63
7.2.4.2-10	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 756.28	7 - 65
7.2.4.2-11	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 756.05	7 - 67
7.2.4.2-12	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 752.97	7 - 69
7.2.4.2-13	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 720	7 - 71
7.2.4.2-14	Resultados Crecidas T=100 y T=250 Años en Perfil 713.85	7 - 73
7.3.2-1	Vista Panorámica Desde Sector Captación Propuesto	7 - 77
7.3.6-1	Análisis Resultados Socavación P- 780. para T=250 Años.	7 - 87
7.3.6-2	Análisis Resultados Socavación P- 777.59. para T=250 Años.	7 - 89
7.3.6-3	Análisis Resultados Socavación P-770.94. para T=250 Años.	7 - 91
7.3.6-4	Análisis Resultados Socavación P- 764.67. para T=250 Años.	7 - 93
7.3.6-5	Análisis Resultados Socavación P-761.58 para T=250 Años.	7 - 95
7.3.6-6	Análisis Resultados Socavación P-756.05 para T=250 Años.	7 - 97

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
7.3.6-7	Análisis Resultados Socavación P-752.97 para T=250 Años.	7 - 99
7.3.6-8	Análisis Resultados Socavación P-740 para T=250 Años.	7 - 101
7.3.6-9	Análisis Resultados Socavación P-726.95 para T=250 Años.	7 - 103
7.3.6-10	Análisis Resultados Socavación P-720 para T=250 Años.	7 - 105
7.3.6-11	Análisis Resultados Socavación P-713.85 para T=250 Años.	7 - 107
7.3.6-12	Análisis Resultados Socavación P-700 para T=250 Años.	7 - 109
7.3.6-13	Análisis Resultados Socavación (Con Proyecto) P-770.94 para T=250 Años.	7 - 113
7.3.6-14	Análisis Resultados Socavación (Con Proyecto) P-752.97 para T=250 Años.	7 - 115
7.3.6-15	Análisis Resultados Socavación (Con Proyecto) P-713.85 para T=250 Años.	7 - 117
7.4.2-1	Ángulos de Reposo para Material No Cohesivo Colocado Por Volteo	7 - 120
7.4.3-1	Esquema General de Enrocado de Protección	7 - 122
10.3-1	Esquema General del Modelo Desarrollado	10 - 2
10.6-1	Series de Tiempo Modeladas	10 - 7
10.6-2	Series de Tiempo Modeladas	10 - 7
10.6-3	Curva de Duración de Caudales Captados Por el Proyecto	10 - 8
11.2.3.2-1	Variables Relaciones H. Babbit	11 - 4
11.2.3.3-1	Parámetros para Obtención de “H”	11 - 7
11.2.3.4-1	Altura de Escurrimiento Canal de Aducción	11 - 7
11.2.3.5-1	Trayectoria de Caída Q_{min}	11 - 10
11.2.3.5-2	Trayectoria de Caída Q_{prom}	11 - 10
11.2.3.5-3	Trayectoria de Caída $Q_{máx}$	11 - 11
11.2.3.5-4	Trayectoria de Caída $Q_{diseño}$	11 - 11
11.2.3.5-5	Trayectoria de Caída $Q_{90\%}$	11 - 12
11.2.3.5-6	Trayectoria de Caída $Q_{85\%}$	11 - 12
11.2.3.5-7	Trayectoria de Caída $Q_{T=5}$	11 - 13
11.2.3.5-8	Trayectoria de Caída $Q_{T=250}$	11 - 13
11.2.3.5-9	Trayectoria de Caída $Q_{50\ L}$	11 - 14
11.2.3.5-1	Trayectoria de Caída $Q_{75\ L}$	11 - 14
11.2.3.5-1	Trayectoria de Caída $Q_{110\ L}$	11 - 15
11.2.3.5-1	Trayectoria de Caída $Q_{120\ L}$	11 - 15
11.3.2-1	Parámetros del Tanque de Sedimentación	11 - 18
11.4.3-1	Esquema Sumergencia Mínima	11 - 30
11.5.1-1	Esquema Cámara Corta Presión (Elevación)	11 - 32
11.5.3.5-1	Verificación Descarga Cámara Corta Presión Nº1	11 - 37
11.5.4.5-1	Verificación Descarga Cámara Corta Presión Nº2	11 - 41

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
11.6.2-1	Esquema de Planta y Disposición General de las Obras	11 - 42
11.6.3-1	Sección Típica Muro del Tranque	11 - 42
11.6.4.5-1	Verificación Descarga Vertedero de Emergencia	11 - 46
11.6.4.7-1	Curva de Tranque	11 - 48
11.7.3-1	Esquema Relación Agua Tranque y Válvula	11 - 52
11.7.3-2	Curva de Válvula Mariposa en Salida de Tranque Abierta 55º	11 - 53
12.2.5-1	Sección Bocatoma	12 - 7
12.4.2-1	Superficies de Falla Estática	12 - 16
12.4.2-2	Superficies de Falla Sísmica	12 - 17
13.2.9-1	Conexión a Válvula de Desagüe	13 - 8
13.2.9-2	Ubicación Ventosas Tramo 1	13 - 11
13.2.9-3	Ubicación Ventosas Tramo 2	13 - 13
13.2.9-4	Ubicación Ventosas Tramo 4	13 - 15
13.2.9-5	Ubicación Ventosas Tramo 5	13 - 17
13.2.12-1	Diagrama Red de Distribución	13 - 29
13.2.13-1	Resultados Modelación Tramo 1 y 2 (Bocatoma a Tranque)	13 - 31
13.2.13-2	Resultados Modelación Tramo 3 (Tranque a CCP_2)	13 - 33
13.2.13-3	Resultados Modelación Tramo 4	13 - 35
13.2.13-4	Resultados Modelación Tramo 5	13 - 37
13.2.13-5	Resultados Modelación Tramo 6	13 - 39
13.2.13-6	Resultados Modelación Tramo 5-1	13 - 41
13.2.13-7	Resultados Modelación Tramo 5-2	13 - 43
13.2.13-8	Resultados Modelación Tramo 7	13 - 45
13.2.13-9	Resultados Modelación Tramo 7-1	13 - 47
13.2.13-10	Resultados Modelación Tramo 8	13 - 49
13.2.13-11	Resultados Modelación Tramo 8-1	13 - 51
13.2.15-1	Reguladores de Presión Comerciales	13 - 64
13.2.15-2	Esquema Arranque con Regulador de Presión	13 - 65
13.2.15-3	Esquema Arranque sin Regulador de Presión	13 - 65
13.5.5-1	Válvula de Bola	13 - 90
13.5.5-2	Válvula de Compuerta	13 - 91
13.5.5-3	Válvula de Mariposa Tipo Wafer	13 - 92
13.5.6-1	Componentes Válvula Mariposa	13 - 93
13.5.6-2	Conexión Válvula Mariposa	13 - 94
13.5.7.1-1	Conexión Válvula Mariposa	13 - 95

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
13.5.7.1-2	Perno Tipo Esparrago	13 - 95
13.5.7.3-1	Válvula de Venteo	13 - 96
13.5.7.4-1	Conexión a Válvula de Desagüe	13 - 97
13.5.7.5-1	Contador Volumétrico	13 - 98
16.3.2-1	Esquema Método EAA	16 - 3
19.2.3-1	Comparación Capacidad de Pago (*) y Subsidio Ley 18.450	19 - 23
21.5-2	Distribución de Trabajadores Construcción Sistema Riego Tralcapulli	21 - 7
21.5-3	Construcción Sector de Inicio Sistema Riego Tralcapulli	21 - 7
21.5-4	Construcción Tranque Sistema Riego Tralcapulli	21 - 8
21.5-5	Construcción Sector 1 Sistema Riego Tralcapulli	21 - 8
21.5-6	Construcción Sector 2 Sistema Riego Tralcapulli	21 - 9
22.2.1-1	Esquema de Distribución de Las Obras	22 - 2
22.2.2-1	Bocatoma	22 - 4
22.2.2-2	Desarenador y Cámara de Carga	22 - 5
22.2.2-3	Cámara de Inicio	22 - 5
22.2.2-4	Tranque de Regulación	22 - 6
22.2.2-5	Red de Distribución	22 - 7
22.3.2-1	Organigrama Personal Requerido Manejo de Sistema de Riego	22 - 8
22.5.1-1	Esquema General del Modelo Desarrollado	22 - 14
22.5.2-1	Esquema Horas de Riego Según Limnimetro	22 - 16
22.10.2-1	Desarenador y Cámara de Carga	22 - 23
22.10.2.1-1	Compuerta de Desarenador	22 - 24
22.10.3-1	Cámara de Inicio	22 - 25
22.10.4-1	Cámara Corta Presión	22 - 27
22.10.5-1	Cámara Corte Operación y Emergencia	22 - 29
22.10.6-1	Cámara de Venteo	22 - 30
22.10.6-1	Cámara de Cruce de Camino Tipo 1	22 - 31
22.10.6-2	Cámara de Cruce de Camino Tipo 2	22 - 32
22.10.7-1	Cámara de Ingreso al Tranque	22 - 33
22.10.8-1	Tranque	22 - 33
22.10.9-1	Ubicación de la Cámara de Salida	22 - 34
22.10.12-1	Cámara Desagüe Tipo 1	22 - 38
22.10.12-2	Cámara Desagüe Tipo 2	22 - 39

ÍNDICE VOLUMEN INGENIERÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	DESCRIPCIÓN	PÁGINA
22.11.7-2	Diagrama de Control	22 - 55

1. INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS, ÁREA DE ESTUDIO Y CONTENIDOS DEL INFORME

1.1. INTRODUCCIÓN

La Comisión Nacional de Riego (CNR) es el organismo responsable de la planificación y generación de información para el desarrollo de estrategias y proyectos de inversión en riego, con el objeto de asegurar el incremento y mejoramiento de la superficie regada del país. Considerando la necesidad de incrementar la eficiencia y el manejo del recurso hídrico para el uso agrícola, la CNR ha decidido realizar el estudio de Prefactibilidad "Construcción Sistema de Riego Tralcapulli en Panguipulli", el cual ha sido adjudicado para su desarrollo a la consultora Arrau Ingeniería SpA (continuadora legal de la empresa Arrau Ingeniería E.I.R.L.), mediante Resolución Exenta CNR Nº4999 de fecha 28 de Diciembre de 2015.

El proyecto anteriormente mencionado, corresponde a un emprendimiento y solicitud de los propios agricultores de Tralcapulli, quienes durante años han debido enfrentar la falta de infraestructura de riego que les permita aprovechar las bondades de un suelo apto para cultivos y recursos hídricos cercanos a las zonas de producción. Lo anterior se torna crítico, toda vez que las condiciones climáticas han cambiado y donde se ha constatado una disminución en la oferta hídrica a nivel país.

Actualmente, el sector en estudio cuenta con derechos de agua de uso permanente en el Río Ranguintulelfu, por lo que solo son necesarias las obras que permitan captar y conducir el agua desde el río hasta el destino final, incluyendo aquellas obras que se estimen necesarias para el buen funcionamiento del sistema.

Durante el desarrollo del estudio, se analizarán distintas alternativas de solución, a fin de integrar en la solución definitiva, al menos lo siguiente: aspectos geográficos del sector, aspectos técnicos, aspectos ambientales, aspectos económicos y aspectos culturales. Respetando así, todos los sitios que son de alto valor cultural para la comunidad y lograr coherencia entre todos los aspectos mencionados.

1.2. OBJETIVOS

De acuerdo con las Bases Técnicas el objetivo general del estudio, consiste en realizar un análisis conceptual y elaborar un proyecto de prefactibilidad avanzada a nivel apto para una posterior construcción, acorde a los lineamientos exigidos en la Ley Nº 18.450 y su Reglamento para los Concursos de Obras Medianas y el Decreto Fuerza de Ley Nº 1.123 de 1981.

Dado el objetivo propuesto, los objetivos específicos que orientan el desarrollo del estudio son:

1) Elaborar el estudio de prefactibilidad avanzada desarrollado en el Perfil Técnico Económico "Proyecto Regadío Tralcapulli", Comisión Nacional de Riego, Enero 2014**,** utilizando en conjunto a las buenas prácticas de la ingeniería los criterios establecidos en los concurso de Obras Medianas de la Ley N°18.450, el Decreto fuerza de Ley Nº1.123 y las indicaciones de las presentes Bases Técnicas.

2) Validación del Proyecto de Riego desarrollado en el Perfil Técnico Económico "Proyecto Regadío Tralcapulli", Comisión Nacional de Riego, Enero 2014.

3) En caso de ser pertinente, buscar y analizar distintas alternativas de solución. Para ello se deberá realizar un análisis de distintos trazados de los canales de aducción, distintos puntos de descarga hacia la zona de riego, distintas ubicaciones del punto de captación. El análisis debe considerar todas las posibles alternativas de solución, considerar los posibles costos de servidumbres y otros que incidan en el costo del proyecto, para seleccionar el más adecuado.

4) Evaluar alternativas del mejor punto de captación de los derechos de agua que posee la comunidad y generar, en caso de ser necesario, los antecedentes técnicos, administrativos y legales, para el traslado del punto de captación de los recursos que servirán para abastecer de riego a la zona de proyecto.

5) Generar los antecedentes técnicos, administrativos y legales, de la alternativa seleccionada para solicitar la autorización de modificación de cauce, necesaria para la obra de captación del sistema de riego (bocatoma).

6) Preparar las carpetas administrativas, técnicas y legales necesarias, para presentar esta iniciativa de inversión a los distintos mecanismos que dispone el Estado para subsidiar, bonificar o financiar este tipo de proyectos.

7) Elaborar un Programa de Participación Ambiental y Ciudadana (PAC), acorde a lo señalado en las presentes bases técnicas.

8) Efectuar un Estudio de Análisis Ambiental (EAA), cuyo resultado sea la pertinencia de ingresar el Proyecto al SEIA (declaración o estudio), y definir a través de que tipología de estudio, se efectuará esta gestión técnica y administrativa, acorde a lo señalado en las presentes bases técnicas.

9) Efectuar un Análisis Agroeconómico, el cual permita cuantificar los beneficios agropecuarios posibles de rentabilizar con el proyecto de riego.

10) Estimar los costos de inversión y la evaluación económica del proyecto acorde a los criterios y lineamientos definidos en las presentes bases técnicas.

Para abordar los objetivos anteriores, el estudio se dividió en 7 etapas con una duración de 330 días corridos.

1.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La comunidad de Tralcapulli se emplaza en la comuna de Panguipulli, a unos 830 km al sur de Santiago, específicamente en las coordenadas 39º35’31’’ de latitud Sur y 72º10’23’’ de longitud Oeste, a unos 10 km de la Localidad de Panguipulli en dirección Este. En la Figura 1.3-1 se muestra la Ubicación del Área de Estudio en su contexto Regional.

Desde otro punto de vista, el área de estudio se ubica en la cuenca alta del Río Valdivia, específicamente en la subcuenca del Lago Panguipulli. El sector en estudio se encuentra entre los ríos Ranguiltulelfú (límite sur) y Los Ñadis (límite norte), cuyas aguas son provenientes del Lago Pullingue. El primero de ellos es afluente del Río Zahuil, el cual se junta con el Río Los Ñadis dando origen al Río Huenehue. Este último finalmente desemboca en el Lago Panguipulli.



FIGURA 1.3-1
UBICACIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

Fuente: Biblioteca del Congreso Nacional.

1.4. ÁREA DE INFLUENCIA Y SECTORIZACIÓN AGRÍCOLA

El área de influencia corresponde a los predios ubicados en la zona de Tralcapulli y que potencialmente se abastecerán con los recursos del Río Ranguiltulelfú en base a los derechos de aprovechamiento de aguas constituidos por la asociación denominada "Regantes del Valle de Tralcapulli SpA". Como área de influencia indirecta se puede mencionar el centro de comercialización de los cultivos de la localidad de Panguipulli y eventualmente de las comunas de Lanco, Los Lagos, Paillaco y Valdivia, tal como se muestra en la Figura 1.4-1.

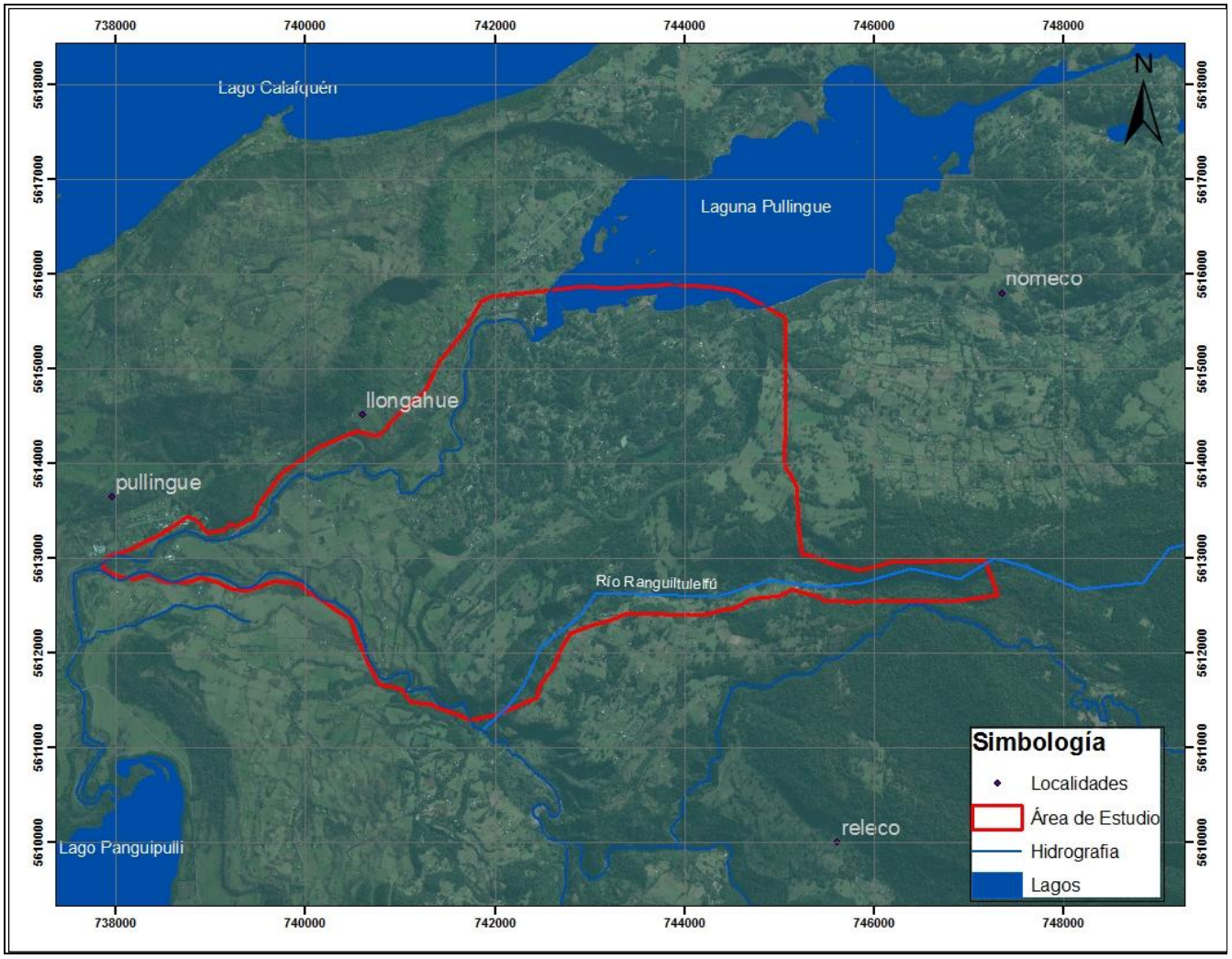


FIGURA 1.4-1
ÁREA DE INFLUENCIA DIRECTA PROYECTO

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, el sector de riego se define como una unidad territorial homogénea a la cual puede asociarse una determinada demanda de agua, constituyendo una unidad de riego independiente del resto desde el punto de vista del manejo del agua. El uso de modelos de simulación de la hidrología del valle y de la operación del sistema de riego permite analizar en qué grado es

satisfecha la demanda de agua asociada al sector en los distintos años hidrológicos y, en consecuencia, establecer el resultado económico promedio hidrológico asociable al sector de riego con y sin mejoramiento de infraestructura, además de evaluar la conveniencia de distintos tipos de obras.

Para definir la sectorización se han considerado los siguientes aspectos:

- Características topográficas de la zona, existencia de terrenos planos o con pendiente suficiente para la agricultura.
- Características de los canales del valle y posibles efectos diferenciales en la oferta de agua con respecto a las obra propuestas.
- Características y potencialidad de los recursos básicos de clima y suelo. Se utilizó la división en distritos agroclimáticos y clasificación de suelos que se indica en el Volumen Agroeconómico de este Estudio.
- Diferencias productivas y de infraestructura detectadas en las primeras visitas a terreno.

Al revisar cada uno de estos criterios no se han identificado diferencias significativas entre distintas zonas del área de estudio.

Existe una condición geomorfológica poco variable, representada mayoritariamente por una zona de planicie sin grandes diferencias, a pesar de pequeños sectores a habilitar en Situación Con Proyectos en zonas de Morrenas.

La red de distribución proyectada se compone de una tubería matriz y otras secundarias, las cuales no reciben nuevos recursos de fuentes distintas al Río Ranguiltulelfú.

En términos climáticos las fuentes consultadas (INIA y Universidad de Chile) destacan la existencia de un solo distrito agroclimático desde la zona de embalse hasta el último regante.

Por otra parte, cabe destacar que todos los agricultores potencialmente beneficiados forman parte de la asociación denominada “Regantes del Valle de Tralcapulli SpA y se emplazan en un área pequeña solo separada por los caminos interiores del valle.

Finalmente existe un desarrollo de la actividad agrícola semejante para toda el área de estudio, caracterizada por una agricultura de subsistencia de secano y ganadería de nivel bajo.

Es por estos motivos que se ha decidido definir un sólo sector de riego que caracterice a toda el área de estudio, el cual será considerado para todos los análisis posteriores.

Como área de influencia indirecta se puede mencionar el centro de comercialización de los cultivos de la localidad de Panguipulli y eventualmente de las comunas de Lanco, Los Lagos, Paillaco y Valdivia.

1.5. DESARROLLO DEL ESTUDIO

El estudio, para su desarrollo, se dividió en las etapas que se indican a continuación:

Etapa I	:	Revisión y Análisis de Antecedentes, Visita a Terreno
Etapa II	:	Trabajos de Terreno 1ª Parte, Análisis de alternativas de solución y Cambio de Punto de Captación
Etapa III	:	Trabajos de Terreno 2ª Parte y solicitud de cambio de punto de captación
Etapa IV	:	Estudios de Ingeniería
Etapa V	:	Evaluación económica
Etapa VI	:	Informe Final Impreso

1.6. CONTENIDO DEL ESTUDIO

El presente Estudio está dividido en 25 capítulos que contienen la información que se indica:

Cap.	Nombre	Descripción
1	Introducción	Se presenta la introducción al Proyecto, sus objetivos, etapas del estudio, y contenidos del borrador del informe final.
2	Revisión y Análisis de Antecedentes	Se presenta la recopilación de antecedentes relevantes que tengan relación con el estudio, investigando además otras materias relacionadas con el estudio. Se efectúa un análisis crítico de los antecedentes.
3	Cambio de Punto de Captación	En este capítulo se presentan los antecedentes legales y administrativos requeridos para el cambio del punto de captación y su resolución de aprobación.
4	Trabajos Topográficos	Este capítulo corresponde a los trabajos topográficos requeridos para el desarrollo del estudio.
5	Estudio de Recursos Hídricos	En este capítulo se presenta un análisis de los antecedentes hidrológicos, de manera de estimar los recursos hídricos disponibles y los caudales de crecidas
6	Estudio Geotécnico	En este capítulo se entregan los resultados de los trabajos de mecánica de suelos realizados, incluyendo distribución de calicatas, sondajes, estratigrafías de ambas y resultados de ensayos de laboratorio.
7	Estudios Hidráulicos Básicos	En este capítulo se incluye el análisis hidráulico del cauce, socavaciones y obras de protección de ribera.

Cap.	Nombre	Descripción
8	Estudio Agroeconómico	En este capítulo se incluye lo relativo al análisis agroeconómico realizado para determinar las demandas de riego del sector a satisfacer.
9	Esquema Conceptual de las Obras	Se presenta un esquema que incluye las obras proyectadas como también las obras de cruces de caminos e interferencias con infraestructura vial.
10	Modelo de Disponibilidad hídrica	En este capítulo se entrega el modelo operacional, cuyo propósito general es calcular los balances, a nivel mensual, de los recursos hídricos superficiales de la zona de estudio, utilizando como input los caudales proporcionados por el modelo hidrológico en el punto de captación, las demandas de riego estimadas en el estudio agroeconómico, entre otras variables.
11	Diseño Hidráulico Obras Civiles	Este capítulo incluye el dimensionamiento hidráulico de todas las obras civiles que conforman el proyecto para el correcto funcionamiento de éste.
12	Diseño Estructural	Este capítulo incluye el diseño de todas las estructuras que conforman el proyecto
13	Diseño de Red	Este capítulo incluye el dimensionamiento de la red de distribución del sistema, incluyendo las cámaras necesarias en la red y el diseño mecánico de los mecanismos requeridos para una correcta operación.
14	Estudio de Interferencias y paralelismo	Este capítulo incluye el proyecto de paralelismo para ser entregado por los titulares del proyecto a la Dirección de Vialidad de la Región de Los Ríos para su visación.
15	Estudio de servidumbres	En este capítulo se detallan las servidumbres que se requieren para emplazar las obras propuestas.
16	Estudio de Análisis Ambiental	En este capítulo se incluye en términos generales el desarrollo del estudio de análisis ambiental, indicando la pertinencia de ingreso al SEIA.
17	Proceso de Participación Ciudadana	En este capítulo se incluye en términos generales el desarrollo del proceso de participación ciudadana en toda la extensión del estudio.
18	Presupuesto de las Obras	Este capítulo corresponde a indicar los costos de las obras civiles, por lo que se incluye los precios unitarios, las cubicaciones y presupuesto de éstas.
19	Evaluación Económica y Análisis Financiero	En este capítulo se analizan los flujos de caja y análisis de rentabilidad, cumpliendo las exigencias del MIDESO, presentando el análisis tanto a precios sociales, como a precios privados.
20	Especificaciones de Construcción	Este capítulo corresponde a entregar los planos y especificaciones de construcción de las obras propuestas incluyendo las Bases de Medición y Pago.

Cap.	Nombre	Descripción
21	Programa de Construcción	Se presenta el Programa de Construcción para las obras del proyecto.
22	Manual de Operaciones	El capítulo presenta el esquema conceptual de obras, las reglas de operación del sistema de riego, tomando en cuenta los criterios de seguridad y los procedimientos de cálculo según la Ley de Fomento al Riego.
23	Proyecto Modificación de Cauce	Se incluye el proyecto ingresado a la DGA.
24	Carpeta de Proyecto	En este capítulo se presentan la organización de lo que constituirá la Carpeta Técnica y Legal del Proyecto.
25	Conclusiones	En el capítulo final se presentan las conclusiones del estudio, considerando aquellos aspectos que han revestido mayor relevancia durante el desarrollo del mismo.

2. REVISIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta la recopilación de antecedentes relevantes que tengan relación con el estudio, investigando además, otras materias relacionadas. Se efectúa un análisis crítico de los antecedentes disponibles. Se presentan en primer lugar antecedentes de ingeniería, para luego presentar antecedentes de recursos hídricos, antecedentes de carácter agronómico, antecedentes cartográficos y espaciales, de carácter ambiental, y finalmente de tipo general.

2.2. ANTECEDENTES DE INGENIERÍA

2.2.1. Perfil Técnico Económico "Proyecto Regadío Tralcapulli", Comisión nacional de Riego, Enero 2014.

El estudio referido, en adelante Estudio de perfil, corresponde a una iniciativa desarrollada por la Comisión Nacional de Riego (CNR) en respuesta a un emprendimiento y solicitud de los propios agricultores del Tralcapulli, dado que el principal problema en la zona radica en que debido a las nuevas condiciones climáticas que se están viviendo en la región, donde ha habido cambios sustanciales en las precipitaciones y temperaturas y se ha constatado que la disponibilidad hídrica a disminuido en un 30%, la actividad agrícola que se caracteriza por ser de secano, se ha visto mermada, por lo que no existe una seguridad en el riego para los productores silvo-agropecuarios de la zona por el déficit hídrico que se detecta, generando a su vez un deterioro en la calidad de vida de las personas debido a que los costos de producción se elevan generando pérdidas de la competitividad y la migración de personal de trabajo.

Por lo anterior, el Estudio de Perfil da cuenta de la necesidad de infraestructura de riego que permitan captar y conducir el agua desde el río hasta el destino final en presión, permitiéndoles así aprovechar las bondades de un suelo apto para cultivos, generando un beneficio potencial de mejoramiento en la zona correspondiente a una superficie aproximada de 150 ha, incorporando además, infraestructura de riego y sistemas de entrega predial. La idea es aprovechar los recursos hídricos cercanos a las zonas de producción, considerando que además cuentan con derechos de agua de carácter consuntivo, permanente y continuo en el Río Ranguintulelfu.

El Estudio señalado, recopila información general referida a: geología, hidrología, hidrogeología, descripción de situación silvoagropecuaria, balance hídrico, entregando datos de la disponibilidad de recursos en el Río Ranguintulelfu obtenidos de Informe Técnico N°123 de fecha 25.07.2012 de la DGA.

Se realiza una descripción de una situación actual optimizada, lo que involucra dos aspectos importantes: aumento de la eficiencia y cambio productivo. De acuerdo a lo indicado en el Estudio de Perfil, lo anterior se puede desarrollar por medio de programa en riego y servicio de asistencia técnica, con el propósito de implementar sistemas de tecnificación para lograr mayor

eficiencia en el riego, gestiones que son apoyadas por diferentes instituciones del estado como: CNR, INDAP, CORFO, entre otras. En Tralcapulli, actualmente existen programas de implementación de mejoras técnicas y mejoras de las condiciones de comercialización de productos agrícolas, que se realizan con el apoyo técnico de la Corporación Agraria. No obstante, en términos generales, la gran limitante es la escasez de agua en el área de estudio en el periodo estival, que limita fuertemente la producción y rendimientos actuales, así como la posibilidad de introducir nuevos rubros

No obstante lo anterior, si bien existe la posibilidad de captar aguas superficiales del Río Ranguintulelfu, el punto de captación se encuentra muy alejado de la zona a regar, por lo que el proyecto perfil entrega algunas alternativas que se debieran analizar siendo la primera medida, evaluar el traslado del punto de captación y obras para realizar la captación misma de las aguas y la distribución de éstas a través de las zonas a regar, indicando algunas características técnicas de las obras e indicando la presión con la que debiera llegar a cada regante el agua para su posterior utilización.

La obras que se proponen y que corresponde a este Consultor analizar durante el desarrollo de este Estudio, en cuanto a su viabilidad técnica, económica, social como ambiental, consiste en un sistema de riego para todos los regantes de la localidad de Tralcapulli, considerando las siguiente obras específicas: bocatoma de alta montaña en el Río Ranguintulelfu, canal de aproximación, desarenador , cámara de carga, obra de entrega, red de riego y entregas prediales, incluyendo las interferencias y/o cruces con servicios existentes. Un primer análisis crítico se realiza posterior a la visita a terreno

Las obras propuestas fueron presupuestadas tanto a precios privados como a precios sociales obteniéndose el detalle que se presenta en el Cuadro 2.2.1-1.

CUADRO 2.2.1-1
PRESUPUESTO E INDICADORES OBRAS

Actividad	Total Precio Privado($)	Total Precio Social ($)
Bocatoma	33.790.540	25.342.905
Canales	532.987.400	399.740.550
Descargar	44.271.537	33.203.652
Obras de Arte	9.000.000	6.750.000
Sistemas de Entrega y Control	25.000.000	18.750.000
Total	**645.049.477**	**483.787.107**
VAN ($)	-323.182.050	42.965.392
TIR	7,18%	6,54%
IVAN	-0,47	0,08
VAN /ha ($)	-2.147.674	285.522

Fuente: CNR, 2015.

Dentro del Estudio, en ítem de Externalidades, existe un sub ítem denominado "Obra Multipropósito" que indica propósitos que podría darse al sistema de riego adicional al riego mismo. Dentro de ellas se incluye posibilidad de abastecimiento de agua potable, generación eléctrica y turismo.

No obstante, la posibilidad de concebir este proyecto como una solución para el abastecimiento de Agua Potable no es una de las pretenciones de los agricultores, al menos dentro de las primeras reuniones sostenidas con ellos no se nos ha indicado esto como una prioridad y/o necesidad prioitaria al riego. Sin embargo, con el proyecto es posible contemplar el dejar un arranque adicional a puerta de predio para que los usuarios, bajo su responsabilidad, evaluen la posibilidad de dar un uso distinto al agrícola, dado que las condiciones de calidad de agua, bajo el contexto de proyecto de riego, solo permiten asegurar la calidad de agua apta para riego y no necesariamente para consumo humano.

Respecto de la posibilidad de utilizar las aguas destinadas a este proyecto (100 L/s) para generación electrica, no parece viable dado que de acuerdo a lo establecido en la escritura de Compraventa de Derecho de Aprovechamiento de Aguas en el título sexto en la letra b) y e) indica que: *[…]El Contrato se resolverá de pleno derecho, sin necesidad de resolución judicial, si se verifica alguno de los siguientes hechos: […]b) si la compradora utiliza el derecho de aprovechamiento de agua para un uso distinto al consumo humano y de regadío, […] e) si el diez porciento o mas de las acciones de la sociedad son adquiridas, por sí o interpósita persona, por cualquier persona natural o juridica cuyo objeto o giro sea la construcción, el desarrollo o ejecución de los proyectos hidroeléctricos.*

Dentro de las conclusiones mas importantes del estudio se tiene que es una zona favorable para el de desarrollo de agricultura de alta rentabilidad por lo que se hace necesario un estudio de factibilidad y diseño de las obras para riego en conjunto con un apoyo tecnológico a través de distitos programas para los regantes.

Por lo anterior, la información entregada en este estudio, será usada como antecedente principal en el desarrollo del presente Estudio.

2.2.2. Diagnóstico de Acumulación Agua Riego, Región de Los Ríos y Los Lagos

El estudio referido, en adelante CNR Embalse, corresponde a la identificación de sitios de embalse de acumulación estacional en la región de Los Ríos (provincias de Valdivia y Ranco) y de Los Lagos (provincias de Osorno y Llanquihue), que permitiera otorgar seguridad y aumento de las superficies de riego en dicha área de estudio.

Por su parte, los objetivos específicos del estudio fueron:

- Solucionar la escasez hídrica y la baja seguridad de riego, mediante la regulación del régimen hídrico.
- Facilitar la expansión de la superficie de riego tecnificado y la eficiencia del uso de los equipos de aplicación del agua de riego.

- Contribuir a controlar el impacto de las crecidas mediante la regulación y modificación del caudal de las mismas.
- Aprovechar los recursos embalsados para la generación hidroeléctrica y eventualmente otros usos, en la medida que la evaluación técnico-económica entregue resultados positivos al respecto.

En términos prácticos, en el estudio se confeccionaron 20 perfiles de obras de riego entre las dos regiones, que incorporan una evaluación multipropósito generando un ranking de propuestas.

Si bien la captación en el Río Ranguintulelfu se ubica en el primer lugar del ranking de captaciones superficiales, cuando se evaluó como sitio para embalse no dio factible técnicamente; dado que se priorizó las obras con mejor puntuación (embalses), la realización de perfil se hizo para este último tipo de obras.

Este estudio contiene antecedentes generales respecto de clima, suelo, geología, geomorfología, hidrología entre otros estudios básicos que pudiera utilizarse como imput para obtener información mas detallada del sector en estudio.

2.3. ANTECEDENTES SOBRE RECURSOS HÍDRICOS

2.3.1. Estaciones Hidrometeorológicas

Para la realización del estudio hidrológico en las etapas futuras, será recopilada la información meteorológica y fluviométrica disponible al menos en la red de la Dirección General de Aguas (DGA) y Dirección Meteorológica de Chile (DMC). Se muestra a continuación las estaciones DGA y DMC vigentes en las inmediaciones del área de estudio (Figura 2.3.1-1), cuyos nombres se presentan en los Cuadros 2.3.1-1 a 2.3.1-3 a través de su ID numérico.

CUADRO 2.3.1-1
ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA PRESENTES EN LAS INMEDIACIONES DEL ÁREA DE ESTUDIO

ID	Código BNA	Nombre de Estación
1	09412001-2	Río Trancura en Curarrehue
2	09433001-7	Río Puyehue en Quitratue
3	09434001-2	Río Donguil en Gorbea
4	10121001-4	Río Collileufu en Los Lagos
5	09420001-6	Río Tolten en Villarrica
6	10100002-8	Rio Fui en Desagüe Lago Pirihueico
7	10100006-0	Rio Huahum en La Frontera
8	10102001-0	Rio Liquine en Liquine
9	10111001-K	Rio San Pedro en Desague Lago Rinihue
10	10305001-4	Rio Caunahue Camino a Llifen
11	09414001-3	Rio Trancura Antes Rio Llafenco
12	09416001-4	Rio Liucura en Liucura

Fuente: Elaboración propia en base a DGA (2016).

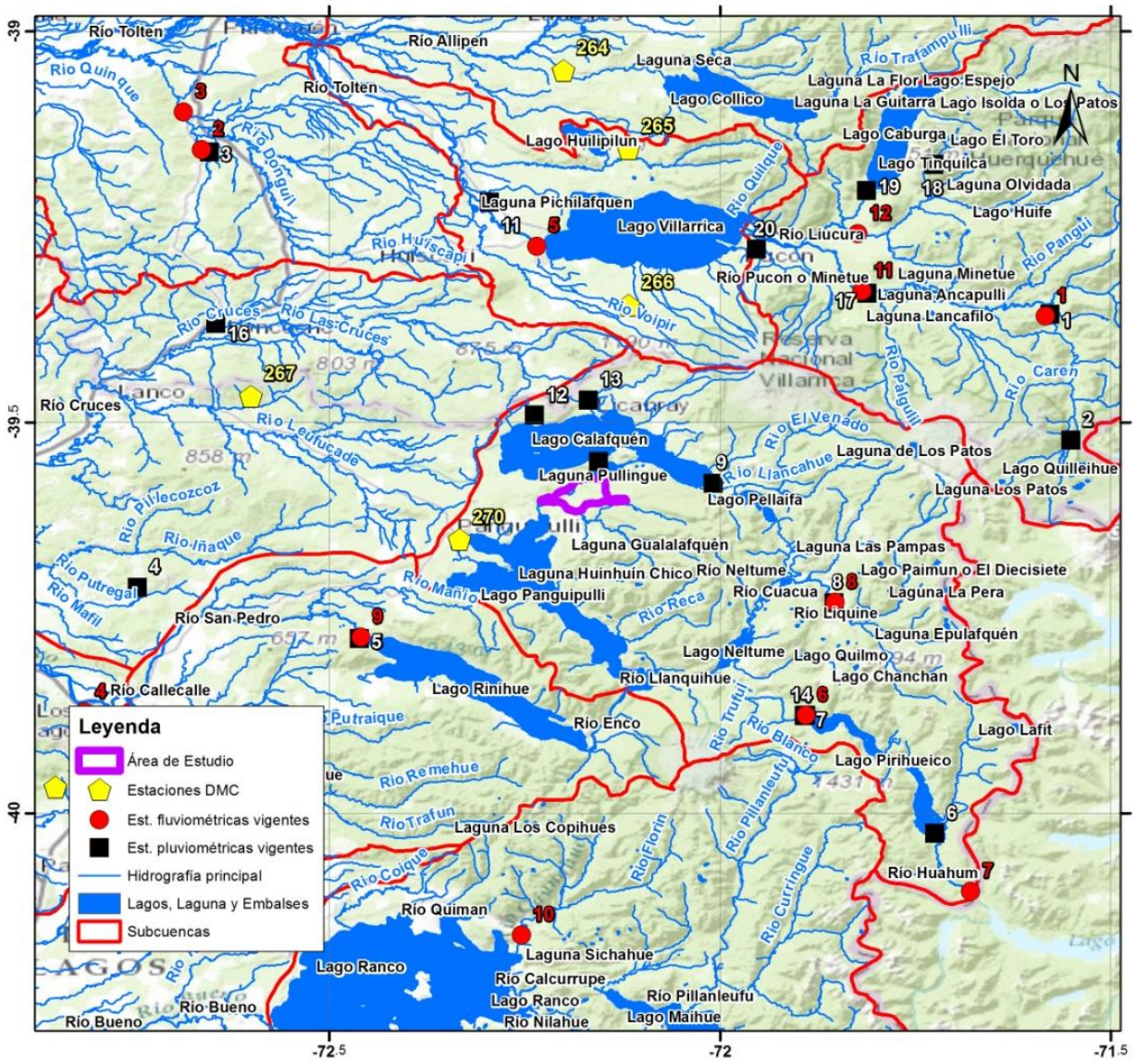


FIGURA 2.3.1-1
ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS DGA Y DMC VIGENTES EN ÁREA DE ESTUDIO

Fuente: Elaboración propia en base a DGA (2016).

CUADRO 2.3.1-2
ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS DGA PRESENTES EN LAS INMEDIACIONES DEL ÁREA DE ESTUDIO

ID	Código BNA	Nombre de Estación
1	09412002-0	Curarrehue
2	09412003-9	Puesco (Aduana)
3	09433003-3	Quitratue
4	10137002-K	Huichaco
5	10111002-8	Lago Riñihue
6	10100004-4	Pirihueico En Pirihueico
7	10100005-2	Pirihueico En Pto. Fuy
8	10102002-9	Liquiñe
9	10106001-2	Coñaripe
10	10106002-0	Lago Calafquen
11	09420003-2	Villarrica
12	09420004-0	Chanlelfu
13	10106003-9	Lican-Ray
14	10100002-8	Rio Fui En Desagüe Lago Pirihueico
15	10312001-2	El Llolly
16	10130001-3	Loncoche
17	09414002-1	Llafenco
18	09416002-2	Lago Tinquilco
19	09417001-K	Lago Caburgua
20	09420002-4	Pucón

Fuente: Elaboración propia en base a DGA (2016).

CUADRO 2.3.1-3
ESTACIONES METEOROLÓGICAS DMC

ID	Nombre de Estación
264	Curaco (En La Balsa)
265	Flor Del Lago
266	Quilentue Fundo
267	Purulon Escuela Agricola
270	Panguipulli Escuela
272	Reumen

Fuente: Elaboración propia en base a DMC (2016).

2.3.2. Balance Hídrico de Chile (DGA, 1987)

El proyecto Balance Hídrico de Chile se comenzó en 1983, por parte de la Dirección General de Aguas, prolongándose la etapa de ejecución de estudios básicamente hasta el año 1986. Durante el año 1987 se efectuó una detallada revisión de los informes parciales, desarrollados principalmente a través de consultores, y se preparó una versión resumida, adecuada para su edición a nivel nacional.

Dentro de los resultados principales del proyecto, se encuentra un conjunto de gráficos y tablas que sintetizan valores y tendencias en niveles regionales, y que describen el comportamiento global de algunas variables utilizadas en el balance hídrico.

Actualmente este consultor posee las cartografías resultantes de este estudio en formato shape para ser utilizado en software de SIG.

La información contenida en este estudio se usará como referencia en el estudio hidrológico, sirviendo como base para evaluar la variación espacial de las precipitaciones.

2.3.3. Diagnóstico Plan Maestro de Recursos Hídricos, Región de Los Ríos, Etapa 1 (DGA, 2015; en ejecución)

Como una manera de poder entregar lineamientos o directrices en materia de gestión del recurso hídrico, conciliando entre los intereses públicos y privados dentro de un marco de sustentabilidad, surgen en la DGA los Planes Maestros de Recursos Hídricos. De una manera preliminar y como una primera fase de estos Planes se encuentra el Diagnóstico, el cual permite levantar la información existente en una determinada región administrativa, sistematizarla y analizar la situación actual, de manera de que sirva de base para la formulación del Plan Maestro propiamente tal.

De esta manera en la Región de Los Ríos, el proyecto: "Diagnóstico Plan Maestro de Recursos Hídricos, Región de Los Ríos", que corresponde a un instrumento de planificación y gestión netamente indicativo, para los distintos sectores usuarios del agua de la región.

Este Plan Maestro busca gestionar de forma eficiente el recurso, ya sea a corto o mediano plazo, para así enfrentar de la mejor forma los desafíos existentes y los que se presentarán a futuro.

Tal como se indica en el título del presente apartado, este estudio aún se encuentra en ejecución, sin embargo puede ser utilizado en el presente estudio como fuente de información en lo que respecta la disponibilidad de información fluviométrica, pluviométrica y metodologías de extrapolación de variables meteorológicas en zonas sin estaciones, tales como los gradientes térmicos u orográficos.

2.4. ANTECEDENTES DE CARÁCTER AGRONÓMICO

2.4.1. Aspectos Generales

En forma complementaria a lo presentado en el capítulo 2, se realiza a continuación una recopilación de antecedentes disponibles que guardan relación con aspectos asociados al ámbito agroeconómico a tratar en el presente estudio, tales como la existencia y potencialidad de los recursos del área del proyecto, características de la actividad agropecuaria actual y perspectivas de desarrollo a futuro, aspectos sociales del área de influencia, existencia de estudios efectuados con anterioridad, etc.

La información bibliográfica referida a los aspectos agroeconómicos proviene de la revisión de publicaciones de instituciones como la Dirección de Obras Hidráulicas, Comisión Nacional de Riego, Dirección General de Aguas, Instituto Nacional de Estadísticas (INE), Oficina de Estudios y

Políticas Agrarias (ODEPA), Banco Central de Chile, Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA), Instituto Nacional de Desarrollo Agropecuario (INDAP), Universidades, I. Municipalidades, Agroindustrias y Ferias Ganaderas, entre otras.

De esta forma, se presenta a continuación, una descripción de las principales fuentes de antecedentes secundarios recopilados para el presente estudio agroeconómico, haciendo referencia respecto de la temática en la cual cada uno aporta.

2.4.2. Actualización Uso Actual y Futuro de los Recursos Hídricos Zona II Sur, Regiones V Sur a XII

Realizado por la Dirección General de Aguas en el año 2007. En este estudio se efectuó una caracterización por cuenca de la situación actual y potencial agropecuaria, incluyendo uso del suelo y demandas de agua para las actividades agrícola, pecuaria y forestal. De ahí su importancia para contrastar la información generada por el presente estudio y como referencia de potenciales alternativas silvoagropecuarias factibles de implementar en una situación con proyecto.

2.4.3. Sistema Integral de Riego Electrónico (e-SIIR)

Elaborado por la CNR en 2002, este sistema es una herramienta que busca poner al alcance del mayor número posible de usuarios (consultores, agricultores y estudiantes, entre otros), información a escala nacional, regional y comunal sobre distintas coberturas relacionadas con el subsector riego. Es un Sistema de Información Geográfica, con una cobertura a nivel de todo el país y con una cartografía base a escala 1: 50.000 que contiene información de aguas superficiales, aguas subterráneas, infraestructura de riego, medioambiente, agroclima, clasificación y uso del suelo, entre otras.

Entre las instituciones que colaboran, destacan la Dirección General de Aguas (DGA), la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH), el Servicio Agrícola y Ganadero (SAG), el Instituto Nacional de Estadísticas (INE), la Corporación Nacional Forestal (CONAF) y diferentes organizaciones de regantes. Lo anterior representa un gran logro del sistema ya que permite concentrar en un solo punto mucha información que anteriormente los usuarios debían buscar en diferentes instituciones y muchas veces en distintos puntos del país.

2.4.4. Diagnóstico y Caracterización de los Problemas de Drenaje en Chile

Realizado por la Comisión Nacional de Riego, 2007. En este estudio se han reconocido aquellas áreas que en la actualidad presentan problemas de mal drenaje y aquellas que han solucionado este problema a través de obras de drenaje. Esta información será considerada al momento de efectuar el diagnóstico de la situación actual del área, particularmente complementando el estudio agrológico del estudio.

2.4.5. VI y VII Censo Nacional Agropecuario. INE, 1997 y 2007

Los antecedentes proporcionados por los censos agropecuarios serán fundamentales en la determinación del uso actual del suelo, la estratificación de las propiedades y la obtención de rendimientos de algunas especies cultivadas en Chile, caracterizando de esa manera la situación actual agropecuaria de la zona. Además, dichos antecedentes son la base para la descripción general del área en aspectos como el grado de tecnificación, superficie de riego, secano e infraestructura predial, entre otros.

2.4.6. Diagnóstico Actual del Riego y Drenaje en Chile y su Proyección

En este estudio se recopiló una gran cantidad de información en forma cartográfica. Entre los antecedentes de importancia para el presente proyecto se pueden considerar las siguientes variables: suelos, clima, población, red de canales y embalses, uso actual del suelo, proyectos bonificados por la Ley 18.450, etc., de gran utilidad para complementar los aspectos atingentes a cada uno de estos temas abordados en el estudio agroeconómico.

2.4.7. Antecedentes del Centro Información Recursos Naturales (CIREN-CORFO)

Se dispone de los siguientes antecedentes:

- **Ortofotos y Rol Extracto Agrícola:** Este material corresponde a ortofotos elaboradas por Ciren Corfo a escala 1:20.000 con información de propiedades con su Rol del Servicio de Impuestos Internos (SII) y estudio de suelos. El objetivo de esta cartografía es servir de información base y espacial en la ubicación de las propiedades en diversas regiones del país.

  Se utilizará la información digital disponible para la elaboración de los mapas tematicos de suelos y propiedades, además de los antecedentes del Rol Extracto Agricola del SII que vienen asociados a una capa que representa las propiedades, información fundamental para la confección del catastro de usuarios del área de estudio.

- **Directorio de Infraestructura y Agroindustria Frutícola:** Son documentos actualizados por región, en donde se detalla la infraestructura correspondiente a agroindustrias de deshidratados, destilerías, plantas elaboradoras de aceite de oliva, plantas de embalaje, cámaras de frío y fumigación, entre otras. Estos antecedentes son de utilidad en la caracterización del área, identificación de actividades contaminantes y en la proyección de los diferentes rubros en situación con proyecto.

- **Cálculo y Cartografía de la Evapotraspiración Potencial en Chile (Ciren Corfo-CNR).** Estudio elaborado en 1997 y que determinó las ETo esencialmente con la aplicación del método de Penman y, en aquellos lugares donde no se pudo, por falta de algún parámetro, se aplicó alguna de otras cuatro fórmulas, ajustadas mediante coeficientes de regresión, teniendo como referencia la ecuación de Penman. Las otras cuatro fórmulas empíricas consideradas fueron las de Turc, de Ivanov, de Blaney y Criddle y

el método de la bandeja de evaporación. Esta información es de gran relevancial para el cálculo y determinación de la demanda hídrica del área de estudio en las situaciones actual, con y sin proyecto.

2.4.8. Oficina de Estudios y Políticas Agrarias (ODEPA)

ODEPA posee antecedentes de precios y volúmenes transados en el mercado mayorista de Santiago, permitiendo generar series de precios en el capítulo "Descripción de Mercados Relevantes", con los precios internos de los principales productos asignados para el presente proyecto.

Además ODEPA presenta fichas técnicas referenciales de cultivos asociando precios de insumos agrícolas, para complementar así el desarrollo de la evaluación económica del proyecto y de las situaciones, actual y sin proyecto en el contexto de la determinación de márgenes por rubro.

2.4.9. Mapa Agroclimático y Atlas Bioclimático de Chile

El primero, elaborado por INIA en 1989 y el segundo por la Universidad de Chile en 2012, son fuentes de fundamental utilidad para caracterizar el clima y agroclima del área de estudio, estableciendo así las potencialidades que ellos ofrecen al desarrollo agropecuario futuro.

Se obtendrán las variables relevantes para la caracterización del clima y agroclima. Estas son las siguientes: temperaturas máximas, mínimas y medias, suma térmica, días grados acumulados, horas de frío acumuladas, radiación solar, humedad relativa, déficit hídrico, índices de humedad, número de heladas mensuales, entre otras. Con el Atlas Bioclimático se obtendrán los valores actualizados de Evapotranspiración Potencial y Precipitaciones.

Para él o los distritos agroclimáticos identificados, se construirán cuadros compendios con la variación mensual de todos los parámetros agroclimáticos estudiados. Posteriormente, y como una forma de estimar las bondades o restricciones del clima de las áreas a estudiar, se confrontarán los requerimientos climáticos de un grupo de cultivos índices, con las características de cada distrito.

2.4.10. FAO Nº 24 y Nº 56

Ambos elaborados por la Food and Agricutural Organization (FAO), en los años 1976 y 1990, respectivamente, creados para que los distintos países en donde participa la FAO puedan determinar, de la manera más exacta posible, las demandas evapotranspirativas de los cultivos bajo riego, como en el presente estudio.

No existe un área específica de acción de estos documentos. Se puede precisar que si entrega antecedentes de acuerdo a las características agroclimáticas de los diferentes hemisferios.

El FAO Nº56 fue elaborado en el año 1990 y contiene información más actualizada que el FAO Nº24 que corresponde al año 1976, para verificar y complementar los factores de cultivo en la determinación de las necesidades de agua de riego de las diferentes especies frutales, hortícolas, cultivos y praderas.

2.4.11. Diagnóstico Perfil Agroeconómico Mediante Estándares de Producción

Estudio realizado por la Comisión Nacional de Riego en el año 2013. En el presente estudio se procedió a confeccionar fichas técnico económicas para la totalidad del país, diferenciadas por región y Zonas Agronómicas Homogéneas (ZAH).

Las fichas técnicas y económicas incluidas en este estudio serán la base para la confección de las fichas de situación actual, sin proyecto y futura, adecuadas por medio de la información obtenida tanto de la encuesta agropecuaria censal como la aplicada a los Estudios de Caso.

2.4.12. Otros Antecedentes

- Instituto Interamericano de Cooperación para la Agricultura (IICA): Se utilizará para la elaboración de las fichas técnico-económicas dos estudios efectuados por esta institución en conjunto con el Ministerio de Agricultura de Chile. Estos estudios corresponden a "Coeficientes Técnicos de Producción de las Principales Hortalizas del País", 1990 y "Coeficientes Técnicos de Producción de los Principales Frutales del País", 1990.

- Universidad de Chile: III Curso Interamericano Diseño de Proyectos de Riego y Drenaje, 1995. Este estudio sirve de guía en la adecuación predial de riego en el área del presente proyecto.

- Horacio Merlet, Evapotranspiración Potencial y Necesidades Netas de Agua de Riego en Chile, 1986. Se utilizará este estudio para verificar y complementar la determinación de las necesidades de agua de riego.

- Vicente Giaconi, Cultivo de Hortalizas, 1998. Se utilizará esta información en la elaboración de las fichas técnico económicas de hortalizas, entre otros.

- Estándares Técnicos Programa Fortalecimiento de las Capacidades de Formulación y Evaluación de Proyectos para la Pequeña Agricultura. ODEPA. 1993.

- Revista Agroeconómico, Fundación Chile (Diversos Números).

- Manual Fitosanitario, AFIPA A.G. para la contrucción de fichas técnicas de cultivo.

2.5. ANTECEDENTES CARTOGRÁFICOS Y ESPACIALES

Los antecedentes cartográficos que se encuentran a disposición del consultor para el presente estudio se presentan en el Cuadro 2.5-1 acompañado de una breve descripción. Dichas cartografías se encuentran en formato *shape,* para ser desplegadas y procesadas en software de Sistemas de Información Geográfica (SIG), a partir de lo cual, se pueden exportar las distintas capas de información a otros programas como Autocad.

CUADRO 2.5-1
ANTECEDENTES CARTOGRÁFICOS Y ESPACIALES

Temática	Cobertura	Institución y/o Fuente
Mapa político	División Político Administrativa (1:50.000)	DGA, 2012
Mapas base	Red de Cauces Naturales (1:50.000)	DGA, 2012
	Red Regional de Caminos (1:50.000)	e-SIIT BCN, 2011
	Toponimios (localidades, centros poblados, orografía) (1:50.000)	DGA, 2012
	Curvas de Nivel IGM (1:50.000)	e-SIIR CNR
Hidrología	Red Estaciones fluviométricas	DGA, 2012
	Red Estaciones meteorológicas	DGA, 2012
	Red Estaciones Meteorológicas Dirección Meteorológica de Chile (DMC)	DMC, 2000
	Isoyetas Anuales (1:1.000.000)	Balance Hídrico de Chile, DGA (1987)
	Isolíneas ETP anual (1:1.000.000)	CNR
	Mapa de Cuencas Hidrográficas (1:50.000)	E-SIIR/DGA
Vegetación y Biodiversidad	Sitios prioritarios biodiversidad CONAMA (1:250.000)	SINIA-CONAMA
	SNASPE CONAF (1:250.000)	SINIA-CONAMA
	Uso del suelo CONAF-CONAMA (1:250.000)	e-SIIR /CONAMA
	Formaciones Vegetacionales (1:1.000.000)	Rodolfo Gajardo (1994)
	Pisos Vegetacionales (1:1.000.000)	Pliscoff y Lubert (2006) / SINIA-CONAMA
	Mapa Vegas, bofedales y acuíferos protegidos DGA.	DGA
Riego y Agroeconomía	Distritos Agroclimáticos (1:1.000.000)	e-SIIR CNR
	Red de Canales (1:50.000)	e-SIIR CNR
	Red de Bocatomas (1:50.000)	e-SIIR CNR
Información topográfica Satelital	Modelo Digital de Elevación - SRTM (90 m)	Servidor USGS
	Modelo Digital de Elevación Aster GDEM (30 m)	Servidor ERSDAC
	Imagen Satelital de Alta Resolución Geoeye, disponible a través del servidor de ArcGis on line.	Bing Maps

Fuente: Elaboración propia

2.6. ANTECEDENTES DE CARÁCTER AMBIENTAL

2.6.1. Aspectos Generales

A continuación se describen de manera breve los antecedentes ambientales de base que el consultor ha utilizado para elaborar el Estudio de Análisis Ambiental (EAA) correspondiente a este Proyecto.

2.6.2. La Vegetación Natural de Chile. Gajardo, 1994

Este estudio ofrece una clasificación jerárquica de la vegetación natural de Chile y presenta una cartografía de las formaciones vegetales del territorio chileno. Fue elaborada con el apoyo de las más avanzadas tecnologías, incluidas imágenes satelitales, y se complementa con apéndices de gran utilidad para especialistas. Entrega información indispensable para el estudio del paisaje vegetal, así como para el desarrollo de la planificación regional y nacional.

Actualmente, este consultor posee las cartografías resultantes del estudio acá descrito en formato *shape* para ser usado en SIG.

2.6.3. Catastro y Evaluación de los Recursos Vegetacionales Nativos de Chile. CONAF-CONAMA, 1999

Este estudio contiene los mapas y resultados finales del país del uso actual de la tierra y sus relaciones con las variables ambientales, pendiente, exposición y rangos de altitud.

El documento consta de dos partes: I. Análisis global, en el cual se presentan y comentan los cuadros y cifras más relevantes para el país y II. Análisis detallado con cuadros desagregados por Región.

Además entrega mapas digitales en formato *shape* (SIG), en escala 1:50.000 para el caso de la Región de Los Ríos, los cuales se encuentran actualmente en posesión de este consultor.

Esta información fue usada principalmente para el estudio de análisis ambiental.

2.6.4. Sinopsis Bioclimática de Chile (Pliscoff y Luebert, 2006)

Este estudio ofrece una visión sinóptica de los bioclimas y de la vegetación de Chile continental, a partir de la aplicación de una metodología que consiste en combinar información bioclimática y vegetacional, sobre la base del estudio de las fuentes documentales disponibles. Esta propuesta identifica 4 macrobioclimas en Chile continental: Tropical, Mediterráneo, Templado y Antiboreal, dentro de los que se distribuyen 12 bioclimas. La clasificación de la vegetación se compone de 127 unidades básicas denominadas Pisos de Vegetación, que corresponden a complejos de comunidades vegetales bajo la influencia de condiciones climáticas específicas, que se agrupan en 17 Formaciones Vegetales.

Finalmente se presenta un análisis del estado de conservación de la vegetación de Chile sobre la base de la proporción en que cada piso de vegetación ha sido reemplazado por actividades humanas y de su representación en las áreas protegidas del Estado.

Actualmente, este consultor posee la cartografía resultante de pisos vegetacionales en formato *shape* (SIG), la cual ha sido obtenida del sitio web del Sistema de Información Ambiental SINIA, dependiente de CONAMA. Esta información fue utilizada principalmente dentro del estudio de análisis ambiental.

2.6.5. Estrategia Regional para la Conservación y Utilización Sostenible de la Biodiversidad, Décima Región de Los Lagos (CONAMA, 2002)

Esta estrategia fue una iniciativa coordinada por CONAMA Región de Los Lagos y su objetivo general es Conservar la biodiversidad y promover el uso sostenible de los recursos, así como distribuir en forma justa y equitativa los beneficios y costos derivados

En este plan se ha planteado la proposición de 5 lugares determinados como prioritarios que corresponden a Curiñanco, Área de ampliación Parque Nacional Chiloé, Cordillera de la costa de Osorno, Área Tic-Toc y Área de ampliación de la R.N. Mocho-Choshuenco.

Tanto para los anteriores sitios prioritarios mencionados, como a nivel regional, se determinó un Plan de Acción, adecuado a la realidad del momento en el cual fueron declarados y para un horizonte de 5 años.

En el año 2010 se elaboró una nueva Estrategia de conservación de la biodiversidad, esta vez, enfocada en la Región de Los Ríos, así también, en el año 2013 se realizó un taller de Actualización de dicha Estrategia.

Esta información fue utilizada en el estudio de análisis ambiental, en específico para la evaluación ambiental de la zona de emplazamiento de las obras.

2.6.6. Anteproyecto de Normas Secundarias de Calidad Ambiental para la Protección de las Aguas Continentales Superficiales de la Cuenca del Río Valdivia (MMA, 2012)

Mediante la Resolución Exenta Nº 478, del Ministerio del Medio Ambiente, de junio de 2012, se aprobó el anteproyecto de “Normas Secundarias de Calidad Ambiental para la Protección de las Aguas Continentales Superficiales de la Cuenca del Río Valdivia”.

Los principales aspectos considerados en el anteproyecto son:

- Antecedentes generales de la cuenca y su fundamentación
- Objetivos, ámbitos de aplicación y definiciones
- Definiciones de los conceptos clave

- Identificación de los niveles de calidad ambiental por áreas de vigilancia

El objetivo general de estas normas es asegurar la conservación del patrimonio ambiental y preservación de los ecosistemas, de manera que en dichos cursos de agua se salvaguarden sus comunidades acuáticas, y los usos y los servicios ambientales que estos ecosistemas entregan a la sociedad en su conjunto.

Dentro de la información generada en este proceso, se han establecido diferentes áreas de vigilancia (segmentos de río) de la contaminación del agua y los límites máximos para diferentes parámetros físicos, químicos y biológicos.

Es importante mencionar además, la importancia que adquirirá a futuro el desarrollo de modelos sobre la calidad del agua para la cuenca motivo del presente estudio, debido a las implicancias ambientales positivas que logra a través de la modernización de la gestión de los recursos hídricos, no sólo en cuanto a cantidad si no que también a través de la calidad.

Este anteproyecto de norma fue utilizado como antecedente dentro de la presente consultoría, en los temas relacionados con calidad de aguas, principalmente en medio ambiente y agroeconomía.

2.6.7. Actualización Plan de Desarrollo Comunal de Panguipulli (2013-2017) (Pragma Consulting, 2014)

Este instrumento guía la Gestión municipal hasta el año 2017, de forma de integrar las expectativas, problemas y necesidades de la comunidad, además de integrar las iniciativas de inversión comunal, a otros instrumentos de gestión comunal. Pretende lograr aumentar las oportunidades de las personas y los niveles de equidad territorial en la asignación de la inversión programada para el período. De esta forma se pretende orientar una adecuada toma de decisiones

Respecto al tema ambiental, el plan considera en sus ejes estratégicos la importancia que posee la actividad forestal en la zona y las diversas externalidades negativas del tipo ambiental que genera y que afectan principalmente los componentes de calidad del aire, suelos y aguas, mencionando que uno de los motivos de lo anterior es la utilización de tecnologías obsoletas por parte de algunas empresas. También menciona en sus ejes estratégicos la importancia del desarrollo turístico debido a los atractivos turísticos y el valor paisajístico presente en el territorio comunal

Así mismo menciona la existencia de un Plan de Ordenamiento Territorial para la comuna que considera una zonificación que buscar precisar los sectores afectos a Protección y/o Riesgo que se encuentren en el territorio

Por otra parte se refiere a las categorías nacionales e internacionales de protección y resguardo ambiental que posee la zona, mencionando las actuales amenazas que presionan y hacen vulnerable a estos ecosistemas.

La información anterior fue considerada en el actual estudio de forma de respetar los resguardos propuestos por el municipio al momento de evaluar el emplazamiento de las obras que se estudien.

2.6.8. Estudios Contenidos en el SEIA

En el Servicio de Evaluación Ambiental se recopilaron los antecedentes de Estudios (EIAs) o Declaraciones de Impacto Ambiental (DIAs) en la zona de estudio. Se observó la presencia de 5 DIAs en la zona, los que se describen en el Cuadro 2.6.8-1, dichos documentos son relevantes dado que en su contenido consideran una descripción general de la línea de base del lugar a tener presente. La ubicación de los mencionados estudios se muestra en la Figura 2.6.8-1.

CUADRO 2.6.8-1
ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL EN EL E-SEIA EN LA ZONA DE ESTUDIO

ID	Nombre	Tipo	Titular	Inversión (MMU$)	Fecha presentación	Estado	Fecha calificación	Sector productivo
1	Reestructuración y Operación del Centro de Alevinaje Pullinque Panguipulli X Región (Sol N° 200102016)	DIA	Compañía Salmonífera Dalcahue Ltda.	1,1000	17-oct-2000	Aprobado	26-oct-2001	Pesca y Acuicultura
2	Regularización Canal Aducción Rio Zahuil	DIA	Piscicola Entre Ríos SA	0,0500	27-jun-2013	Aprobado	2-dic-2013	Infraestructura Hidráulica
3	Centro de Cultivo de Salmónidos Traiguén	DIA	Pedro Ovalle Flores	0,0850	17-oct-2012	Aprobado	28-mar-2013	Saneamiento Ambiental
4	Modificación del Manejo de la Mortalidad Mediante Sistema de Ensilaje en Piscicultura Pullinque	DIA	Compañía Salmonífera Dalcahue Ltda.	0,0140	23-nov-2012	Aprobado	18-jun-2013	Saneamiento Ambiental
5	Modificación del Sistema de Tratamiento de Mortalidad mediante Sistema de Ensilaje. Centro Pullinque.	DIA	Piscicola Entre Ríos SA	0,0024	19-oct-2012	Aprobado	4-jul-2013	Saneamiento Ambiental

Fuente: Elaboración propia en base a E-SEIA (2016).

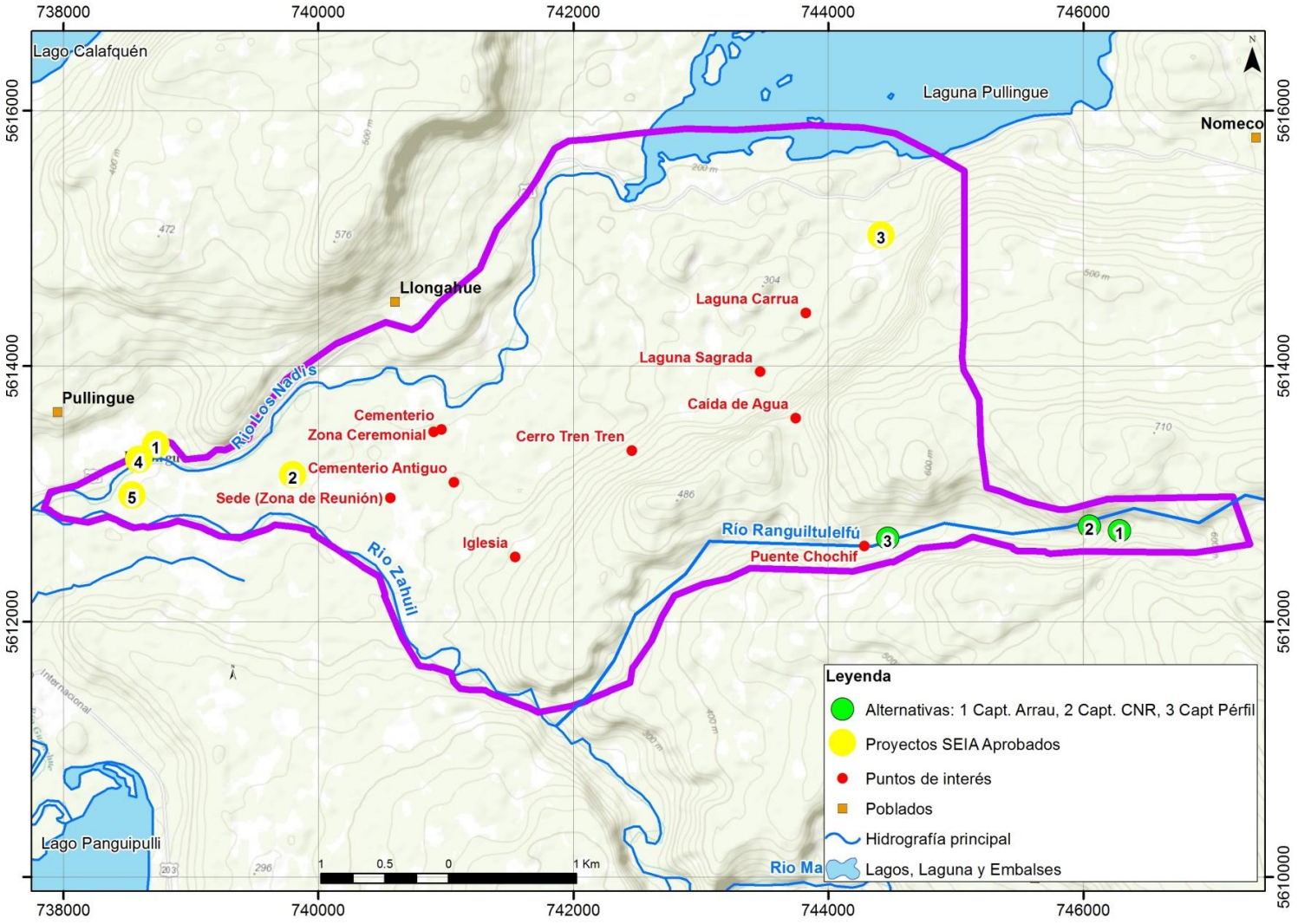


FIGURA 2.6.8-1
PROYECTOS EN EL E-SEIA EN LA ZONA DE ESTUDIO

Fuente: Elaboración propia en base a E-SEIA (2016)

2.6.9. Información acerca de Áreas Protegidas en la Zona de Estudio

Se efectuó una revisión de todos aquellos sitios de la zona de estudio de alto valor para el patrimonio natural del país, distinguiendo aquellos que se encuentren bajo protección oficial de aquellas que todavía no cuentan con un cuerpo normativo que las oficialice.

Dentro de las áreas protegidas oficiales presentes en la zona de estudio, se encuentra la superficie asociada al Sistema Nacional de Áreas Silvestres Protegidas del Estado (SNASPE), los Santuarios de la Naturaleza y los Bienes Nacionales Protegidos. Respecto a las áreas no protegidas de forma oficial, las más relevantes son las áreas protegidas privadas y las áreas establecidas en la Estrategia y Plan de Acción para la Conservación de la Diversidad Biológica que se encuentren establecidas para la Región de los Ríos. Referente a estas áreas interesa destacar que para las primeras se espera que en el corto plazo el Estado cuente con un modelo que las integre a la gestión institucional dotándolas así de respaldo legal y las segundas pretenden dar protección a los ecosistemas pertenecientes a la ecorregión terrestre, aguas continentales, islas oceánicas y área marina y costera que sirvan de base a la adopción de decisiones, siendo un paso previo a la formalización legal de la protección de éstas áreas. El Cuadro 2.6.9-1 resume las áreas protegidas relevantes desde el punto de vista de los efectos en la biodiversidad. Se observó que no existen sitios protegidos de manera oficial, mientras que se puede ver la presencia de un Área Silvestre Protegida Privada (ASPP) en el área de influencia del proyecto, Adicionalmente se presenta la Figura 2.6.9-1 donde se puede ver su emplazamiento en relación al área de estudio.

CUADRO 2.6.9-1
ÁREAS RELEVANTES PARA LA BIODIVERSIDAD EN EL ÁREA DEL PROYECTO

Tipo	Nombre de Área	Tipo de Protección
SNASPE	No aplica	Oficial
Sitios Estrategia Nacional de Biodiversidad	No aplica	Oficial
Sitios RAMSAR	No aplica	Oficial
Reservas de la Biósfera	No aplica	Oficial
Humedales	No aplica	Oficial
Sitios Estrategia Regional de Biodiversidad	No aplica	No Oficial
Área Silvestre Protegida Privada	San Pablo de Tregua	No Oficial

Fuente: Elaboración propia.

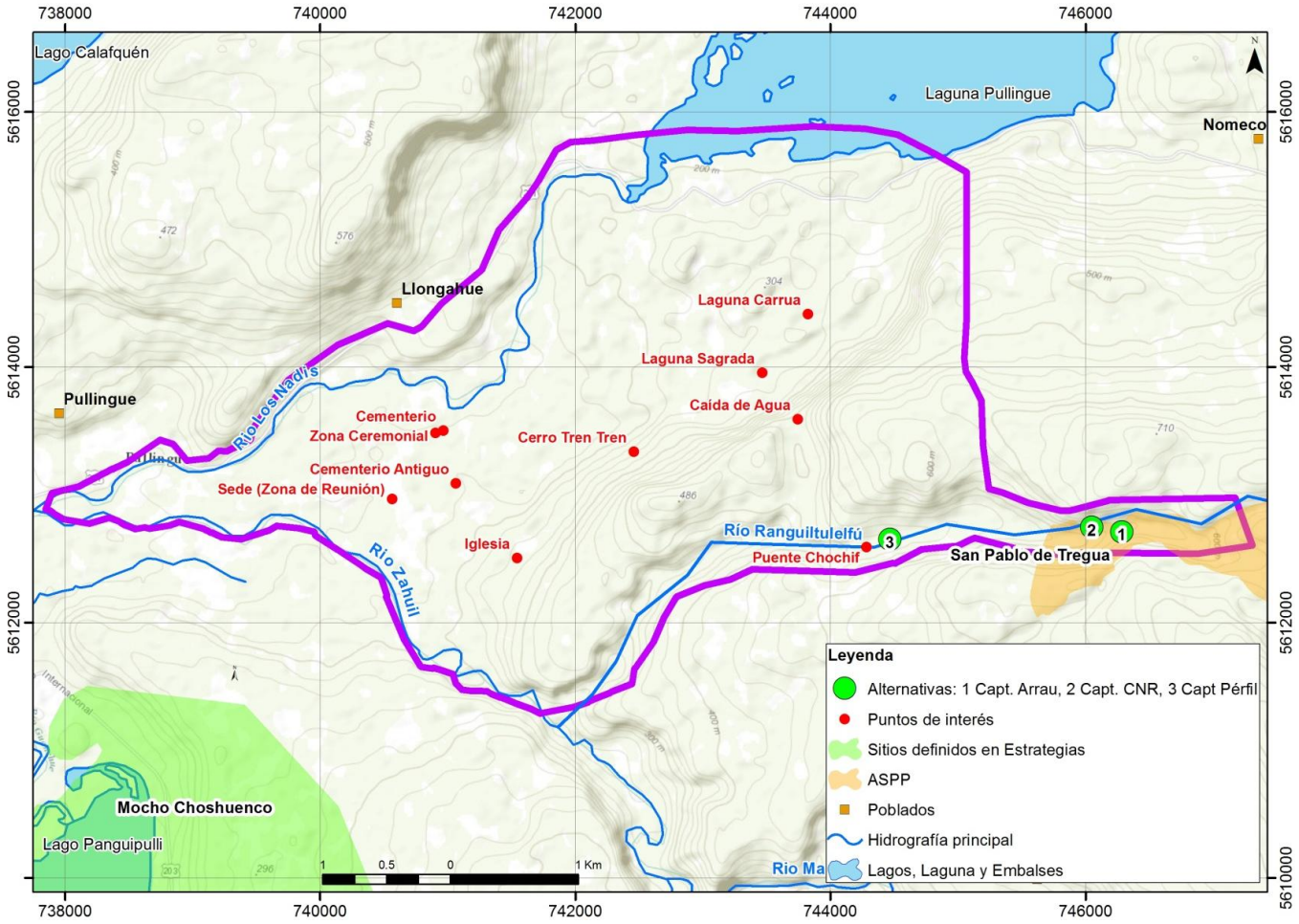


FIGURA 2.6.9-1
ÁREAS RELEVANTES PARA LA CONSERVACIÓN DE LA BIODIVERSIDAD EN EL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

Fuente: Elaboración propia

2.7. ANTECEDENTES DE CARÁCTER GENERAL

2.7.1. Metodologías de Evaluación de Proyectos de Riego

Los siguientes informes serán las bases metodológicas de que regirán los contenidos mínimos de las etapas del presente estudio para realizar una evaluación privada y social del mismo. En particular al estudio agronómico, todas las publicaciones indicadas muestran alcances sobre el cálculo de los beneficios agrícolas directos e indirectos.

- DT-15. Guía Metodológica: Formulación y Evaluación de Proyectos postulados a la ley 18.450 (MIDESO-CNR, 2015).
- Metodología para la Formulación y Evaluación Socioeconómica de Embalses y Obras Hidráulicas Anexas con Fines Múltiples (MIDESO, 2013).

- Manual para el Desarrollo de Grandes Obras de Riego (CNR, 2011)

- Metodología de Valoración de Embalses y Obras Hidráulicas Anexas en Uso (MIDEPLAN, 2011).

2.7.2. Manuales, Instructivos y Documentos Técnicos y Administrativo-Legales para la Elaboración de Proyectos de Riego para Concursos de la Ley 18.450

Los concursos de la Ley 18.450 disponen de una serie de requisitos técnicos y administrativos-legales, que buscan garantizar un estándar mínimo de calidad, igualdad de condiciones para la competencia por fondos y la seguridad jurídica de cada postulación.

Desde el punto de vista técnico, existen Manuales, Instructivos y Documentos Técnicos disponibles por la CNR y actualizados cada año para obras civiles, los que se encuentran en concordancia con el artículo 8 del reglamento de la ley 18.450 (Decreto 95 del MINAGRI, 2015). Este material bibliográfico presenta los pasos y resultados esperados para cada aspecto de un proyecto, dejando en algunos casos la opción de utilizar otros métodos cuando existan particularidades que lo ameriten y sean plenamente justificados. Para el presente estudio se utilizarán los Manual Técnico de Presentación de Obras Civiles 2015, Instructivos Técnicos de Obras Civiles ITC 2015 y Documentos técnicos DT 2015.

Por su parte, los aspectos legales en relación con la documentación solicitada por el artículo 9 del reglamento de la Ley 18.450, se explican en detalle en el “Manual de Procedimiento Legal - Administrativo: Concursos de la Ley Nº 18.450 de Fomento a la Inversión Privada en Obras de Riego y Drenaje” (CNR, 2015) y sus Instructivos Legales y Administrativos adjuntos (IL).

3. CAMBIO DE PUNTO DE CAPTACIÓN

3.1. INTRODUCCIÓN

La Sociedad de Riego denominada "Regantes del Valle de Tralcapulli SpA", beneficiaria de este proyecto, es dueña de un derecho de agua en el Río Ranguintulelfú por 100 L/s. No obstante, la ubicación de este derecho no es cercana a sector de riego de la Sociedad mencionada. Por lo anterior, previo al diseño del sistema de riego, se ha analizado la viabilidad de cambiar el punto de captación y posteriormente se ha realizado el trámite administrativo en Dirección General de Aguas (DGA) correspondiente al traslado del mismo.

3.2. ANÁLISIS DE VIABILIDAD LEGAL DEL PUNTO DE CAPTACIÓN

3.2.1. Introducción

Entre los diversos elementos de un derecho de aprovechamiento se encuentra el denominado *punto de captación* de las aguas, esto es, el preciso lugar geográfico en que éstas son captadas o extraídas de su fuente natural, sea subterránea o superficial, como sucede en este caso.

La legislación vigente permite que, en el evento de necesitarse captar el recurso hídrico en un lugar distinto al consignado por el derecho en su acto de constitución u otorgamiento, se solicite a la autoridad competente, esto es, la Dirección General de Aguas, que autorice sea cambiado dicho punto de captación.

Su fuente legal se encuentra en el artículo 163 del Código de Aguas, que dispone:

"Todo traslado del ejercicio de los derechos de aprovechamiento en cauces naturales deberá efectuarse mediante una autorización del Director General de Aguas, la que se tramitará en conformidad al párrafo 1º de este Título.

Si la solicitud fuera legalmente procedente, no se afectan derechos de terceros y existe disponibilidad del recurso en el nuevo punto de captación, la Dirección General de Aguas deberá autorizar el traslado".

El examen de este precepto permite identificar requisitos de forma y de fondo en este especial procedimiento.

3.2.2. Requisitos de Forma

En términos generales los requisitos de forma son:

- Tramitar la petición según el procedimiento general de solicitudes ante la Dirección General de Aguas, contenido en los artículos 130 a 139 del Código de Aguas.
- Obtener la autorización del Director General de Aguas

3.2.3. Requisitos de Fondo

En términos generales los requisitos de fondo se resumen en:

- Que sea legalmente procedente.
- No afectar derechos de terceros.
- Existencia de disponibilidad del recurso en el nuevo punto de captación.

3.3. VIABILIDAD LEGAL DEL CAMBIO DE PUNTO DE CAPTACIÓN

3.3.1. Introducción

El examen de viabilidad legal supone confrontar la petición que se necesita hacer, a la luz de los distintos requisitos que la hacen procedente, tanto de forma como de fondo.

3.3.2. Requisitos de Forma

La petición ha de ser planteada siguiendo estrictamente las normas al efecto establecidas por el Código de Aguas en su procedimiento general de peticiones y que se ha reseñado en el acápite anterior.

Dentro de los antecedentes que se acompañan a la solicitud se encuentran los siguientes:

- **Escritura de Constitución de la Sociedad Denominada "Regantes del Valle de Tralcapulli SpA":** Fue constituida por escritura de 19 de Enero de 2012 ante la Notaría de San José de la Mariquina de don Víctor Hugo Quiñones Sobarzo, por los señores José Manuel Rain Lleufuman, Alberto Vivoras Camacho, Alejo Segundo Caniucura Catrian, Pablo Arnoldo Coñoepan Nishuel y Héctor Daniel Lincocheo Llancapan.
  Tiene una duración indefinida y su domicilio es la comuna de Panguipulli.
  Su objeto social es el desarrollo de todo tipo de actividades agrícolas de incentivo y fomento; de riego en toda su gama y extensión; identificación y compra de derechos de agua; de proyectos extraprediales de conducción de aguas; de proyectos intraprediales de regadío; la gestión y obtención de fondos concursables ante todo tipo de organismos, tanto estatales como privados, con el objeto de dar cumplimiento de mejor forma a los objetivos antes indicados; mejoramiento de suelos; y en general todo tipo de actividad agrícola y agronómica; el manejo económico y técnico de recursos hídricos, en todos sus aspectos; y cualquier actividad relacionada, en la actualidad o en el futuro, con lo dicho.

Su capital es de $ 144.000.-, dividido en 144 acciones nominativas.
Su administración está a cargo de 5 administradores designados por la Junta de Accionistas.
El capital se encuentra totalmente pagado entre sus miembros constituyentes, mismos que son los administradores designados.

- **Inscripción de la Sociedad en el Registro de Comercio:** El extracto de la escritura pública de constitución fue inscrito a fojas 5 vuelta Nº 4 del Registro de Comercio del año 2012, del Conservador de Bienes Raíces de Panguipulli.

- **Publicación del Extracto de Constitución en el Diario Oficial:** El extracto de la escritura de constitución de la sociedad fue publicado en la edición electrónica del Diario Oficial con fecha 21 de Enero de 2012, edición Nº 40.167.

- **Identificación de los Representantes y de Sus Facultades:** En este caso concreto, no existe una escritura aparte al respecto, toda vez que su nombramiento, facultades y forma de actuación constan en la propia escritura de constitución de la sociedad.

- **Mandato para Representar a la Sociedad ante la Dirección General de Aguas:** Resulta conveniente la designación, por escritura pública, de una persona para que firme la petición ante la Dirección General, se encargue de efectuar las publicaciones, conteste las oposiciones que puedan deducirse y, muy importante, pueda reducir a escritura pública la resolución que deberá dictarse autorizando el cambio de punto.
  En este caso la Sociedad de Regantes ha decidido entregar facultades a uno de los miembros de la Sociedad, para que actúe en representación legal de ésta.

- **Certificado Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas:** Se debe contar con este certificado previo ingreso a solicitar cambio de punto de captación. En este caso particular, los derechos de Aguas de los "Regantes del Valle de Tralcapulli SpA" no se encontraban registrados en la DGA por lo que se procedió a solicitar dicha inscripción.

3.3.3. Requisitos de Fondo

Estos se reducen a concretar, en la petición que se presente y tramite por la asociación llamada "Regantes del Valle de Tralcapulli SpA", los requisitos de fondo señalados anteriormente, esto es, que sea legalmente procedente, que no afecte derechos de terceros y que exista disponibilidad del recurso en el nuevo punto de captación.

Llevado lo anterior a este caso concreto, en primer lugar, ***esta petición resulta legalmente procedente***, debido a los siguientes motivos*:*

Se trata de un titular de un derecho de aprovechamiento, que cumple con todas las características esenciales dispuestas por la legislación, y que solicitará su cambio de punto de captación a otro lugar, dentro de la misma corriente, en ejercicio del derecho que le franquea el Código de Aguas.

Además, en su petición dará cumplimiento a todos los requisitos y trámites dispuestos por la legislación para efectuar el señalado cambio de punto de captación.

Por otra parte, esta petición no afecta derechos de terceros, dado que el derecho de agua concedido a un tercero más cercano al punto al cual se desea trasladar el derecho de agua de los "Regantes del Valle de Tralcapulli SpA", está a aproximadamente 500 m aguas arriba. Sin perjuicio de lo anterior, la verificación final de este requisito se produjo en el momento de la presentación y publicación de la petición, ocasión en que se abrió el plazo de 30 días para que terceros que se sientan perjudicados deduzcan oposiciones, y más todavía en el momento en que la autoridad determine que esos opositores no resultan perjudicados.

Finalmente, en cuanto a la existencia de recurso disponible en el nuevo punto de captación, ello resulta efectivo: El río posee caudal suficiente como para acceder a esta petición, dejando de extraer 100 L/s en el punto original para pasar a ejercerlo en el nuevo punto en que se necesita.

Igualmente, esta materia fue verificada por la autoridad, especialmente en el la visita a terreno realizada entre los meses de octubre y diciembre del año 2016.

3.4. CAMBIO PUNTO DE CAPTACIÓN

3.4.1. Introducción

Analizada la viabilidad legal de cambiar el punto de captación del derecho de aprovechamiento de las aguas, se ha concluido que una petición de traslado de punto de captación resulta legalmente procedente de acuerdo a todos los antecedentes recabados.

Para realizar la tramitación de solicitud de traslado ante la Dirección General de Aguas (DGA), se acompañan a dicha solicitud, los antecedentes de forma que se detallan a continuación. Las siglas asociadas, corresponden a la sigla que tiene cada documento en el Anexo Digital 3-1.

- Registro de Propiedad de Aguas inscritas en el Conservador de Bienes Raíces. Incluye certificados de vigencia, gravámenes, litigios y prohibiciones. (AL_01)
- Certificado Otorgado por la DGA que indique que los derechos de aguas están registrados en el Catastro Público de Aguas. (AL_02)
- Escritura de constitución de la sociedad denominada "Regantes del Valle de Tralcapulli SpA". (AL_03)

- Inscripción de la sociedad en el Registro de Comercio con vigencia. (AL_04)
- Publicación del extracto de constitución en el Diario Oficial.(AL_05)
- Mandato Especial que otorga facultades a representante de la Sociedad “Regantes del Valle de Tralcapulli SpA”. (AL_06)

Con los antecedentes recopilados se pudo constatar que los Derechos de Aguas no estaban registrados en el Catastro Público de Aguas, lo que más tarde pudo ser verificado mediante solicitud de información a través de Ley de Transparencia, realizada a la Dirección General de Aguas. (Solicitud Nº 47416 de fecha 13.01.2016).

Dado a lo anterior, se realizó, previo al ingreso de solicitud de cambio de punto de captación, la solicitud de registro de los Derechos de Aguas a nombre de “Regantes del Valle de Tralcapulli SpA” en el Catastro Público de Aguas.

3.4.2. Situación Actual

Se ha ingresado la solicitud de cambio de punto de captación con fecha 13.06.2016 y con fecha 30.12.2016 mediante ORD.DGA Nº591 se aprueba el cambio de punto de captación.

Por lo anterior, el diseño de las obras se realiza en función de la ubicación de este nuevo punto de captación.

De acuerdo a todos los procedimientos a seguir, en el Cuadro 3.4.2-1 se indican los procesos realizados.

CUADRO 3.4.2-1
ESTATUS DESDE INGRESO DE SOLICITUD DE PUNTO DE CAPTACIÓN

Proceso a seguir una vez ingresada la solicitud a DGA.	Observaciones
Ingreso de Solicitud (AT_01). Anexo Digital 3-2	13 de junio 2016
Publicación de Extracto en diarios (AT_02 y AT_03). Anexo Digital 3-2 - Diario Oficial - Diario el Mercurio - Diario Panguipulli	01 de julio de 2016
Solicitud difusión Radial de extracto (AT_02 y AT_03). Anexo Digital 3-2 - Radio Picarona	01 de Julio 2016
Acreditar publicación y difusión a DGA (AT_04). Anexo Digital 3-2 - Llevar Hojas de los diarios - Certificado de difusión de radio con fecha posterior a difusión	20 de Julio
Formulación de Oposición; - Acogidas por DGA	No hubo
Oposición enviada a Solicitante	No hubo
Plazo para responder oposiciones por el solicitante	No hubo
Solicitud de mas antecedentes por DGA	15 de septiembre de 2016, mediante ORD Nº0976, DGA solicita recursos para visita a terreno (AT_05). Con fecha 04 de octubre de 2016, se realiza el pago para la visita (AT_06). Anexo Digital 3-2
DGA emite resolución	30 de Diciembre 2016. Resolución Favorable Anexo Digital 3-3
Con resolución favorable, el solicitante debe realizar los siguientes trámites en el orden que se indican: - Reducir resolución a Escritura Pública - Inscribir en CBR - Solicitar inscripción en CPA de DGA	El Titular ha realizado los dos primeros trámites. Con fecha 09.06.2017 se reduce a escritura pública. Con fecha 04.08.2017 se inscribe en CBR. Con fecha 02.10.2017 se solicita inscripción en CPA de DGA.

Fuente: Elaboración propia en base a antecedentes de ingreso de solicitud.

4. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

4.1. INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde a un compendio de los trabajos topográficos realizados en el marco de la presente Consultoría.

Los trabajos realizados corresponden a los siguientes:

- Construcción de PRs Poligonal Primaria.
- Construcción de PRs Poligonal Secundaria.
- Medición GPS Poligonal Primaria y enlace a vértice IGM CULAN.
- Medición GPS Poligonal Secundaria.
- Nivelación Geométrica Poligonal Primaria.
- Nivelación Geométrica Poligonal Secundaria.
- Levantamiento Perfiles Topobatimétricos río Ranguintulelfu.
- Levantamiento Faja de Camino escala 1/1000.
- Levantamiento Sector Bocatoma.

En el Cuadro 4.1-1 se resumen los trabajos realizados.

CUADRO 4.1-1
RESUMEN TRABAJOS TOPOGRÁFICOS

#	Ítem	Nº de PR's
1	Construcción de PRs Poligonal Primaria	4
2	Construcción de PRs Poligonal Secundaria	19
3	Medición GPS Poligonal Primaria y enlace a vértice IGM CULAN	5
4	Medición GPS Poligonal Secundaria	19
5	Nivelación Geométrica Poligonal Primaria	4
6	Nivelación Geométrica Poligonal Secundaria	19
7	Levantamiento Perfiles Topobatimétricos río Ranguintulelfu	6
8	Levantamiento Faja de Camino, escala 1/1000	2
9	Levantamiento Sector Bocatoma	2

Fuente: Elaboración propia.

4.2. ASPECTOS GENERALES

4.2.1. Generalidades

La metodología ocupada para la realización de los trabajos topográfico, ya sea, en la construcción y ubicación de los monolitos para PRs, nivelación geométrica y poligonal GPS, se basó en Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la Comisión Nacional de Riego y Bases Técnicas de este Estudio, mediante la utilización de la instrumentación adecuada, tal que se cumpla con los requerimientos de precisión y tolerancias que se exige.

4.2.2. Antecedentes Topográficos Generales

Los trabajos relacionados con la nivelación de la poligonal primaria y secundaria se ejecutaron tomando como base el PR TP 1, al cual se le calculó la altura NMM a partir del vértice IGM CULAN ocupado como enlace para este proyecto. Además, la poligonal primaria se generó tomando como punto de enlace el vértice IGM CULAN y considera los PRs TP 1, TP 4, TP 10 y TP 16. En el caso de la poligonal secundaria, esta fue enlazada a los PRs TP de la poligonal primaria y está compuesta por los PRs TP 1, TP 2, TP 3, TP 4, TP 5, TP 6, TP 7, TP 7 A, TP 8, TP 9, TP 10, TP 12, TP 13, TP 14, TP 15, TP 16, TP 17, TP 18 y TP 19. En el caso de la poligonal de los perfiles topobatimétricos, esta fue enlazada al PR de la poligonal primaria TP 10 y está compuesta por los PRs TP 11, TP 20, TP 21, realizando las medidas con equipos GPS doble frecuencia, además existen dos PRs de esta poligonal, los cuales son el TP 22 y TP 23, a los que se les determinó coordenada y cota con el mismo levantamiento de los perfiles topobatimétricos.

4.2.3. Instrumentos

Los instrumentos que se ocuparon son los adecuados para estos tipos de trabajos, de tal manera que se cumplan los requerimientos de precisión y tolerancias en cada uno de ellos.

Los certificados de calibración de los instrumentos involucrados en este proyecto, se encuentran en el Anexo 4-1.

Para el caso de la nivelación de las poligonales primaria, secundaria y perfiles topobatimétricos, se ocupó 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: ± 15'
- Graduación: 400^g/360°

Para el caso de la medición GPS de las poligonales primaria, secundaria y perfiles topobatimétricos, se ocupó 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

Para el caso de todos los levantamientos topográficos y la determinación de coordenada y cota de los PRs TP 22 y TP 23, se ocupó el siguiente instrumental:

- **Estación Total Trimble M3**
  - Aumento Telescopio 30X
  - Precisión medición angular 5 segundos centesimales
  - Precisión del distanciómetro, 2 mm + 2 ppm
  - Memoria interna para almacenar las mediciones de terreno
  - Corrección automática por presión y temperatura

4.3. METODOLOGÍA

4.3.1. Brigada Topográfica

Se constituyó en terreno 2 brigadas compuestas por dos Ingenieros Geomensores y cuatro ayudantes especializados.

4.3.2. Construcción de PRs

La ubicación de los Puntos de Referencia (PR) cumple con las siguientes condiciones:

- Se construyeron considerando las características descritas en el Manual de procedimientos geodésicos y topográficos de la Comisión Nacional de Riego.
- La ubicación de los puntos de referencia (PR) se fijará 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 exigida en los términos de referencia para el arrastre de la coordenada y cota.

La Figura 4.3.2-1 indica las dimensiones y características de los PR monumentados en terreno.

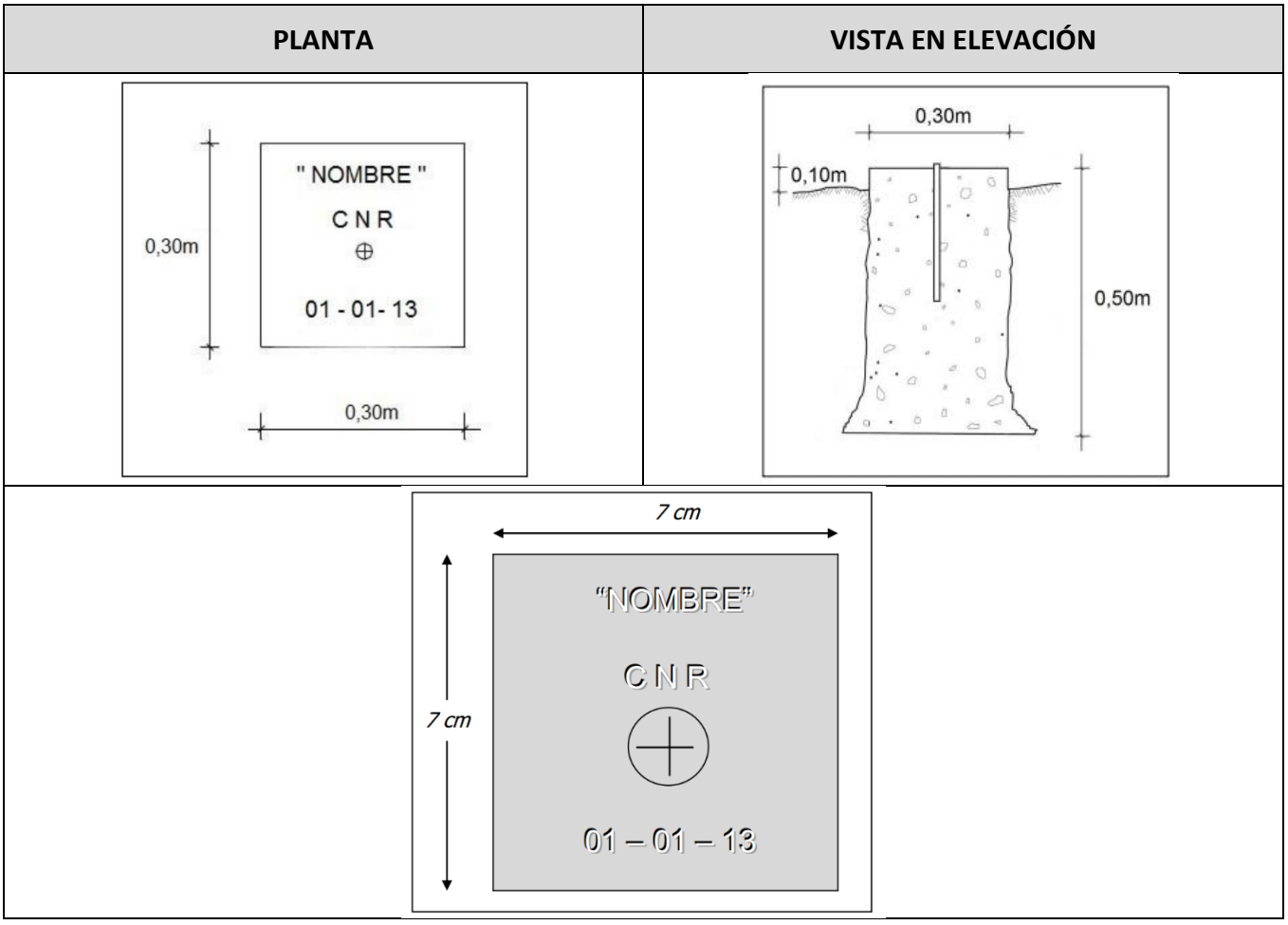


FIGURA 4.3.2-1
MONUMENTACIÓN DE PR'S

Fuente: Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la CNR.

4.3.3. Poligonales Primaria, Secundaria y Perfiles Topobatimétricos

Antes de empezar los trabajos y previa aprobación de la proposición de las poligonales primaria, secundaria y perfiles topobatimétricos, se efectuó un reconocimiento del terreno a levantar de modo de distribuir estratégicamente y con visión panorámica los vértices de las poligonales, con la finalidad, de que, con estos se cubra la zona en estudio. Antes de realizar los trabajos de medición, se materializará la red con PRs, los que cumplen con las especificaciones del Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la CNR.

Se materializaron para estas poligonales un total de 24 PRs con la descripción "TP". Estas poligonales fueron ligadas al vértice IGM CULAN, ubicado en las cercanías de la localidad de Coñaripe y cuyo certificado se incluye en este informe.

Con los vértices materializados se desarrolló la medición de la red. La medición de la red geodésica fue a través de receptores GPS doble frecuencia, obteniéndose coordenadas UTM utilizando el Datum SIRGAS (WGS 84) y posteriormente calculados a planas topográficas.

4.3.4. Nivelación Poligonales Primaria, Secundaria y Perfiles Topobatimétricos

La Nivelación Geométrica de los PR's para este tipo de estudios es ocupando el método de nivelación corriente con cierre, ésta nivelación se realiza avanzando desde un PR con cota geométrica definida y luego retornando al PR inicial.

Para realizar estas nivelaciones se utilizó un nivel digital marca Trimble modelo DINI, cuyas características se mencionan en el Acápite 4.2.3 de este informe.

La altimetría del presente estudio fue vinculada al PR TP 1, al cual se le calculo cota NMM a partir de la cota NMM del vértice IGM CULAN.

La tolerancia máxima admisible para la nivelación corriente por para este estudio está determinada por la expresión:

$e = + 0{,}01 * K^{0,5}$ Nivelación Corriente

Dónde: "e" es el error de cierre expresado en metros y "K" es la distancia de avance total del recorrido (ida y vuelta), medido en kilómetros.

Posteriormente dada las condiciones de la poligonal proyectada, se realiza un ajuste por mínimos cuadrados a la red de nivelación.

4.3.5. Trabajo de Gabinete

El trabajo de gabinete ha consistido en procesar toda la información obtenida en terreno de la medición GPS de la poligonal primaria y secundaria. Este trabajo se realizó con el Software de aplicación topográfica, Trimble Business Center 3.6.

4.3.6. Monografías

Por punto de referencia se hizo una monografía con el correspondiente balizado del monolito de hormigón, esta monografía contiene, una foto referencial y del PR, croquis, descripción de las balizas, coordenadas UTM y cotas geométricas.

Las monografías de todos los PRs construidos en este proyecto, se encuentran en el Anexo 4-2 de este informe.

4.4. POLIGONAL GEODÉSICA PRIMARIA, SECUNDARIA Y PERFILES TOPOBATIMÉTRICOS

4.4.1. Densificación de Puntos de Referencia

Parte del trabajo topográfico fue realizar la densificación de Puntos de Referencia (PR's) para cubrir toda la zona de estudio.

Los trabajos topográficos de generación de poligonales geodésica se realizó utilizando métodos de medición GPS doble frecuencia, ejecutando los trabajos bajo las especificaciones técnicas del Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la Comisión Nacional de Riego.

Para la materialización de estos PRs, se ocupó el siguiente instrumental:

- Una brigada utilizando un equipo GPS Doble Frecuencia con dos receptores.
- Una brigada utilizando un equipo Nivel Digital DINI.

4.4.2. Georreferenciación de Poligonales Primaria y Secundaria

Para cubrir la zona de trabajo con coordenadas Norte, Este, se utilizó como enlace el vértice IGM CULAN en Datum SIRGAS, y las alturas geométricas al nivel medio del mar del PR TP 1, al cual se le determinó su cota NMM a partir de la cota NMM del mismo vértice IGM.

Siguiendo los lineamientos del párrafo anterior, en la Figura 4.4.2-1 se muestra el esquema de medición de la poligonal primaria, en la Figuras 4.4.2-2 el de la poligonal secundaria, y en la Figura 4.4.2-3 la medición de los perfiles topobatimétricos.

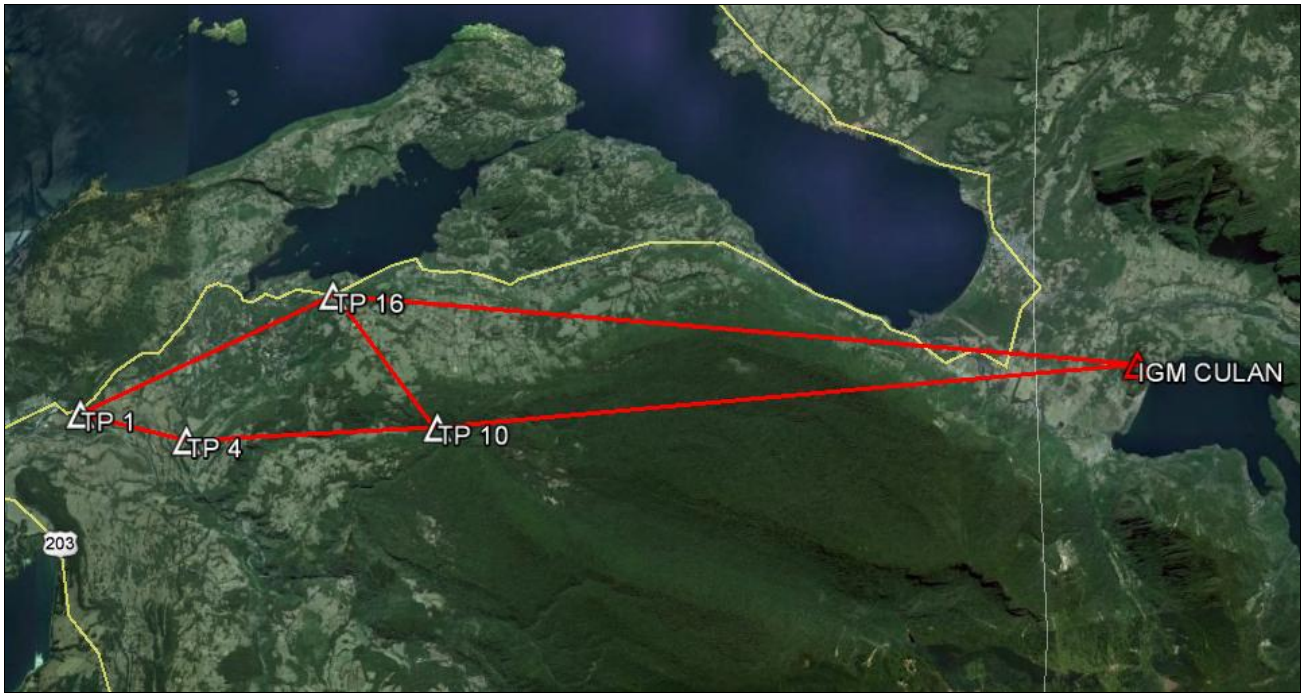


FIGURA 4.4.2-1
ESQUEMA MEDICIÓN POLIGONAL PRIMARIA

Fuente: Elaboración propia. en base a imagen de Google Earth.

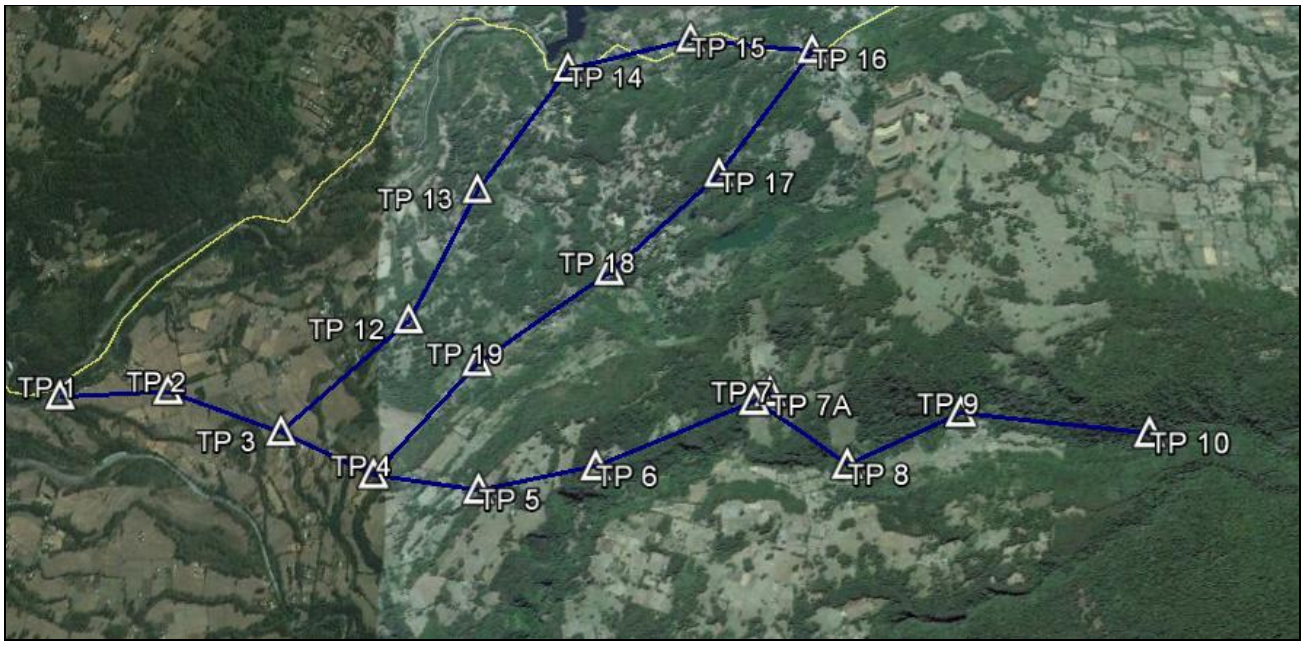


FIGURA 4.4.2-2
ESQUEMA MEDICIÓN POLIGONAL SECUNDARIA

Fuente: Elaboración propia. en base a imagen de Google Earth.

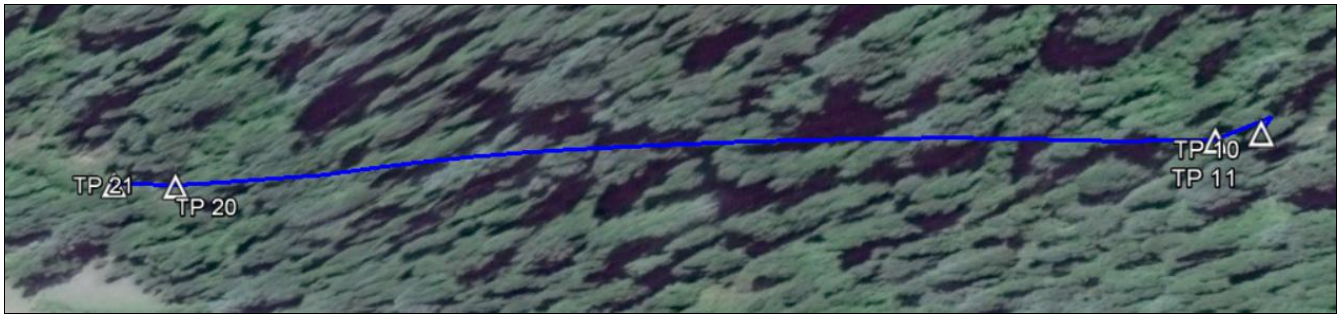


FIGURA 4.4.2-3
ESQUEMA MEDICIÓN POLIGONAL PERFILES TOPOBATIMÉTRICOS

Fuente: Elaboración propia. en base a imagen de Google Earth.

4.4.3. Procesamiento y Ajuste de Líneas Bases GNSS Poligonal Primaria

4.4.3.1. Aspectos Generales

Se realiza el procesamiento y ajuste de líneas bases de la poligonal primaria compuesta por 5 puntos, en la cual se miden 1 puntos de control, considerando L1/L2 con una máscara de elevación de 10° grabando en épocas de 10 segundos. Los receptores GNSS utilizados son Trimble R4-3 (receptor y antena) midiendo todas las alturas instrumentales al *centro del tope protector*.

Las líneas base GNSS se procesaron con el software Trimble Business Center 3.6 usando las siguientes configuraciones:

1. Sistemas de referencia: SIRGAS
2. Proyección Cartográfica: UTM Zona 18 Sur
3. Modelo de geoide: EGM08
4. Máscara de elevación: 10°
5. Constelaciones satelitales procesadas: GPS + GLONASS
6. Frecuencia: Doble

Cuando sea necesario, todos los ajustes de redes se realizan bajo la misma plataforma según los siguientes criterios:

1. Tipo de ajuste: Ajuste por mínimos cuadrados
2. Cantidad de iteraciones máximas: 10
3. Precisión (varianza-covarianza): 1 (68%)

Todas las unidades lineales están expresadas en metros mientras que las unidades angulares se encuentran en el sistema sexagesimal.

4.4.3.2. Punto de Control

Se tiene el vértice IGM CULAN que sirve de enlace a la Red Geodésica Nacional. Este punto posee coordenadas tridimensionales en el Datum SIRGAS y altura NMM que se muestran en los Cuadros 4.4.3.2-1 y 4.4.3.2-2. El certificado se presenta en la Figura 4.4.3.2-1.

CUADRO 4.4.3.2-1
COORDENADAS GEODÉSICAS PUNTO DE CONTROL

Punto	Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal
CULAN	-39°35'20.7309"	-71°58'37.0558"	435,5369

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 4.4.3.2-2
COORDENADAS UTM ZONA 19 (SEGÚN CERTIFICADO IGM) Y ALTURA NMM DEL PUNTO DE CONTROL

Punto	Este (m)	Norte (m)	Altura Nmm
CULAN	244349,174	5613613,347	413,010

Fuente: Elaboración propia.

Con el objetivo de densificar puntos a partir del vértice IGM CULAN se desarrolla una poligonal primaria compuesta por líneas bases GNSS observadas mediante el método diferencial estático.

El certificado del vértice IGM CULAN y su monografía, se encuentra en el Anexo 4-3 Referencia Planimétrica y Altimétrica.

Las ocupaciones de los receptores en cada punto se presentan en los Cuadros 4.4.3.2-3 y 4.4.3.2-4.

Esta ocupación entrega la observación de 6 líneas bases independientes que generan, a su vez, 3 circuitos para la determinación de errores de cierre.

IGM 7.5-4.0.1
Revisión : 4

CERTIFICADO DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS
PLANAS Y ALTURA

Santiago, 31 de marzo de 2016
OT N° 1 - 16

Solicitadas por : **GEOMENSURA MÓNICA PINO**

Datum : SIRGAS
Elipsoide : GRS-80
Unidad : N, E y Altura en metros.

Nombre de la Estación	Coordenadas Geográficas Latitud	Longitud	Coordenadas Planas Norte	Este	Altura Elipsoidal	Altura NMM	Zona
CULAN (CULA)	39° 35' 20.7309"	71° 58' 37.0558"	5,613,613.347	244,349.174	435.5369	413.010	19

NOTA : Las coordenadas entregadas en este certificado estan referidas a la época: 2002.0

IVONNE GATICA PLACENCIA
Calculista
Departamento Geodésico

FIGURA 4.4.3.2-1
CERTIFICADO VÉRTICE IGM CULAN

Fuente: Obtenido de IGM

CUADRO 4.4.3.2-3
ANTECEDENTES PARA EL PROCESAMIENTO DE LAS LÍNEAS BASES POLIGONAL PRIMARIA

Punto	Hora de Inicio	Duración (hr:min:seg)	Nombre de Archivo	Altura de Antena (m)
IGM CULAN	02/04/2016 11:26	5:20:25	99390933.T02	1,809
TP 1	02/04/2016 8:46	1:24:40	99390931.T02	1,323
TP 1	01/04/2016 17:12	1:30:50	99390929.T02	1,577
TP 4	02/04/2016 8:57	1:19:25	99470930.T02	1,323
TP 4	01/04/2016 10:32	1:31:35	99390921.T02	1,611
TP 10	02/04/2016 14:56	1:56:30	99470934.T02	1,840
TP 10	01/04/2016 9:48	5:13:00	99470921.T02	1,641
TP 16	02/04/2016 12:28	1:21:50	99470932.T02	1,673
TP 16	01/04/2016 17:29	1:05:00	99470925.T02	1,679
TP 16	01/04/2016 12:20	1:16:15	99390923.T02	1,621

Método de Antena: Centro del tope protector
Fabricante de Antena: Trimble
Tipo de Antena: R4-3 Internal

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 4.4.3.2-4
LÍNEAS DE BASE POLIGONAL PRIMARIA

Desde	Hacia	Tipo De Solución	Pdop	Precisión Horizontal	Precisión Vertical (m)	Satélites	Épocas
IGM CULAN	TP 16	Fija	2,5	0,002	0,02	14	981
TP 1	TP 16	Fija	1,85	0,002	0,013	14	779
TP 4	TP 1	Fija	2,93	0,002	0,012	11	883
TP 10	IGM CULAN	Fija	4,64	0,003	0,041	13	1329
TP 10	TP 4	Fija	3,03	0,003	0,02	11	1098
TP 10	TP 16	Fija	3,66	0,002	0,017	12	914

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, los errores de cierre se presentan en el Cuadro 4.4.3.2-5.

CUADRO 4.4.3.2-5
ERRORES DE CIERRE

Módulo: TP 4-TP 1-TP 16-IGM CULAN-TP 10				
ID vector	De	A	Hora de inicio	
TP 4 --> TP 1 (PV4)	TP 4	TP 1	02/04/2016 8:57:58	
TP 1 --> TP 16 (PV3)	TP 1	TP 16	01/04/2016 17:29:13	
IGM CULAN --> TP 16 (PV5)	IGM CULAN	TP 16	02/04/2016 12:28:58	
TP 10 --> IGM CULAN (PV6)	TP 10	IGM CULAN	02/04/2016 14:56:18	
TP 10 --> TP 4 (PV2)	TP 10	TP 4	01/04/2016 10:32:48	
PV4-PV3-PV5-PV6-PV2	**Longitud = 41310,743 m**	**ΔHoriz = 0,028 m**	**ΔVert = 0,062 m**	**PPM = 1,636**
	Δ3D = 0,068 m	**ΔX = -0,006 m**	**ΔY = -0,060 m**	**ΔZ = -0,030 m**

Módulo: TP 4-TP 1-TP 16-TP 10				
ID vector	De	A	Hora de inicio	
TP 4 --> TP 1 (PV4)	TP 4	TP 1	02/04/2016 8:57:58	
TP 1 --> TP 16 (PV3)	TP 1	TP 16	01/04/2016 17:29:13	
TP 10 --> TP 16 (PV1)	TP 10	TP 16	01/04/2016 12:20:38	
TP 10 --> TP 4 (PV2)	TP 10	TP 4	01/04/2016 10:32:48	
PV4-PV3-PV1-PV2	**Longitud = 15574,741 m**	**ΔHoriz = 0,020 m**	**ΔVert = 0,061 m**	**PPM = 4,093**
	Δ3D = 0,064 m	**ΔX = -0,001 m**	**ΔY = -0,055 m**	**ΔZ = -0,033 m**

Módulo: TP 16-IGM CULAN-TP 10				
ID vector	De	A	Hora de inicio	
IGM CULAN --> TP 16 (PV5)	IGM CULAN	TP 16	02/04/2016 12:28:58	
TP 10 --> IGM CULAN (PV6)	TP 10	IGM CULAN	02/04/2016 14:56:18	
TP 10 --> TP 16 (PV1)	TP 10	TP 16	01/04/2016 12:20:38	
PV5-PV6-PV1	**Longitud = 32228,263 m**	**ΔHoriz = 0,008 m**	**ΔVert = 0,001 m**	**PPM = 0,252**
	Δ3D = 0,008 m	**ΔX = -0,005 m**	**ΔY = -0,006 m**	**ΔZ = 0,003 m**

Fuente: Elaboración propia.

En los Cuadros 4.4.3.2-6 y 4.4.3.2-7 se presenta el resultado del proceso de ajuste, y en el Cuadro 4.4.3.2-8 el resumen de coordenadas UTM, zona 18 en el Datum SIRGAS (WGS 84) de la poligonal primaria densificados dentro de la zona de estudio.

CUADRO 4.4.3.2-6
COORDENADAS UTM, ALTURAS ORTOMÉTRICAS EGM08 AJUSTADAS, ALTURA ELIPSOIDAL Y ALTURA DEL GEOIDE POLIGONAL PRIMARIA

Punto	Norte (m)	Este (m)	Altura Ortométrica (m)	Altura de Elipsoide (Global) (m)	Altura del Geoide (m)
IGM CULAN	5613481,161	759608,714	414,562	435,537	20,975
TP 1	5613192,798	739273,428	154,256	173,977	19,722
TP 4	5612622,801	741304,511	210,381	230,254	19,873
TP 10	5612714,893	746148,035	505,426	525,647	20,221
TP 16	5615303,972	744208,730	224,611	244,620	20,010

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 4.4.3.2-7
COORDENADAS GEOGRÁFICAS Y ALTURAS ELIPSOIDALES AJUSTADAS POLIGONAL PRIMARIA

Punto	Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal (m)
IGM CULAN	S39°35'20,73090"	O71°58'37,05580"	435,537
TP 1	S39°35'51,37758"	O72°12'48,16100"	173,977
TP 10	S39°35'59,85111"	O72°07'59,62974"	525,647
TP 16	S39°34'37,96885"	O72°09'24,27732"	244,620
TP 4	S39°36'07,79435"	O72°11'22,35414"	230,254

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 4.4.3.2-8
RESUMEN COORDENADAS UTM Y COTAS GEOMÉTRICAS COMPENSADAS POLIGONAL PRIMARIA

Nombre	Norte	Este (m)	Elevación (m)
TP 1	5.613.192,798	739.273,428	152,703
TP 4	5.612.622,801	741.304,511	208,876
TP 10	5.612.714,893	746.148,035	503,852
TP 16	5.615.303,972	744.208,730	223,143

Fuente: Elaboración propia.

4.4.4. Procesamiento y Ajuste de Líneas Bases GNSS Poligonal Secundaria

Se realiza una poligonal secundaria cuyo procesamiento y ajuste de líneas bases está compuesta por 19 puntos, en la cual se miden 4 puntos de control (TP 1, TP 4, TP 10 y TP 16) que permiten un ajuste mucho más certero al estar en ubicaciones que compensan la propagación de los errores a las coordenadas de los puntos por determinar, considerando L1/L2 con una máscara de elevación de 10° grabando en épocas de 10 segundos. Los receptores GNSS utilizados son Trimble R4-3 (receptor y antena) midiendo todas las alturas instrumentales al centro del tope protector.

Las líneas base GNSS se procesaron con el software Trimble Business Center 3,6 usando las siguientes configuraciones:

- Sistemas de referencia: SIRGAS
- Proyección Cartográfica: UTM Zona 18 Sur
- Modelo de geoide: EGM08
- Máscara de elevación: 10°
- Constelaciones satelitales procesadas: GPS + GLONASS
- Frecuencia: Doble

Cuando sea necesario, todos los ajustes de redes se realizan bajo la misma plataforma según los siguientes criterios:

- Tipo de ajuste: Ajuste por mínimos cuadrados
- Cantidad de iteraciones máximas: 10
- Precisión (varianza-covarianza): 1 (68%)

Todas las unidades lineales están expresadas en metros mientras que las unidades angulares se encuentran en el sistema sexagesimal.

La ocupación de los receptores en cada punto se presenta en el Cuadro 4.4.4-1.

CUADRO 4.4.4-1
ANTECEDENTES PARA EL PROCESAMIENTO DE LAS LÍNEAS BASES POLIGONAL SECUNDARIA

Punto	Hora de Inicio	Duración (hr:min:seg)	Nombre de Archivo	Altura de Antena (m)
TP 1	31/03/2016 14:22	0:43:15	99470919,T02	1,313
TP 2	31/03/2016 14:13	1:49:40	99390916,T02	1,288
TP 3	31/03/2016 15:14	0:46:30	9947091B,T02	1,437
TP 3	21/03/2016 16:42	1:33:40	99390817,T02	1,700
TP 4	31/03/2016 12:55	0:44:20	99470917,T02	1,279
TP 4	21/03/2016 15:45	1:42:05	9947081B,T02	1,613
TP 5	31/03/2016 11:59	1:45:25	99390914,T02	1,334
TP 6	31/03/2016 11:04	1:38:20	99470915,T02	1,435
TP 7	31/03/2016 8:52	2:53:15	99390912,T02	1,429
TP 7A	31/03/2016 10:20	0:32:30	99470913,T02	1,425
TP 8	01/04/2016 15:49	0:48:20	99470923,T02	1,762
TP 8	31/03/2016 9:03	1:05:50	99470911,T02	1,417
TP 9	01/04/2016 15:23	1:14:10	99390927,T02	1,658
TP 9	01/04/2016 14:18	1:02:50	99390925,T02	1,658
TP 10	01/04/2016 9:48	5:13:00	99470921,T02	1,641

CUADRO 4.4.4-1
ANTECEDENTES PARA EL PROCESAMIENTO DE LAS LÍNEAS BASES POLIGONAL SECUNDARIA

Punto	Hora de Inicio	Duración (hr:min:seg)	Nombre de Archivo	Altura de Antena (m)
TP 12	31/03/2016 17:31	0:45:45	9947091F,T02	1,353
TP 12	21/03/2016 17:37	0:45:10	9947081C,T02	1,746
TP 13	31/03/2016 16:15	2:06:40	99390918,T02	1,464
TP 14	31/03/2016 16:25	0:55:00	9947091D,T02	1,370
TP 14	21/03/2016 9:24	0:41:50	99470813,T02	1,705
TP 15	21/03/2016 9:19	1:54:55	99390811,T02	1,604
TP 16	21/03/2016 10:17	1:58:30	99470815,T02	1,735
TP 17	21/03/2016 11:26	1:50:45	99390813,T02	1,595
TP 18	21/03/2016 14:37	0:56:05	99470819,T02	1,704
TP 18	21/03/2016 12:28	0:43:35	99470817,T02	1,668
TP 19	21/03/2016 14:47	1:43:30	99390815,T02	1,575

Método de Antena: Centro del tope protector

Fabricante de Antena: Trimble

Tipo de Antena: R4-3 Internal

Fuente: Elaboración propia.

Esta ocupación entrega la observación de 19 líneas bases independientes que generan sólo 1 circuito cerrado para la determinación de errores de cierre. Por otra parte, de las 19 líneas base sólo intervienen 18 porque el punto TP 7A responde a una radiación. Estos resultados se muestran en el Cuadro 4.4.4-2.

CUADRO 4.4.4-2
LÍNEAS DE BASE POLIGONAL SECUNDARIA

Desde	Hacia	Tipo de Solución	Pdop	Precisión Horizontal (m)	Precisión Vertical (m)	Satélites	Épocas
TP 2	TP 1	Fija	1,43	0,001	0,002	16	518
TP 3	TP 2	Fija	1,86	0,001	0,002	15	557
TP 3	TP 12	Fija	1,77	0,001	0,002	16	458
TP 4	TP 3	Fija	2,83	0,001	0,002	16	539
TP 4	TP 19	Fija	2,4	0,001	0,002	15	553
TP 5	TP 4	Fija	2,37	0,001	0,005	13	531
TP 6	TP 5	Fija	1,68	0,001	0,003	14	511
TP 7	TP 6	Fija	2,19	0,001	0,002	16	505
TP 7	TP 7A	Fija	2,18	0,001	0,002	13	389
TP 7	TP 8	Fija	5,11	0,001	0,003	10	789
TP 8	TP 9	Fija	3,42	0,001	0,004	12	575
TP 9	TP 10	Fija	4,67	0,003	0,006	11	515
TP 12	TP 13	Fija	4,34	0,003	0,006	12	538

CUADRO 4.4.4-2
LÍNEAS DE BASE POLIGONAL SECUNDARIA

Desde	Hacia	Tipo de Solución	Pdop	Precisión Horizontal (m)	Precisión Vertical (m)	Satélites	Épocas
TP 13	TP 14	Fija	2,03	0,001	0,003	14	659
TP 14	TP 15	Fija	1,94	0,001	0,002	14	501
TP 16	TP 15	Fija	2,87	0,001	0,002	13	677
TP 17	TP 16	Fija	2,08	0,001	0,003	14	596
TP 18	TP 17	Fija	2,21	0,001	0,003	14	522
TP 19	TP 18	Fija	1,79	0,001	0,002	14	552

Fuente: Elaboración propia.

Así, el error de cierre del único tramo cerrado se presenta en el Cuadro 4.4.4-3.

CUADRO 4.4.4-3
ERRORES DE CIERRE

Módulo: TP 15-TP 14-TP 13-TP 12-TP 3-TP 4-TP 19-TP 18-TP 17-TP 16				
ID vector	De	A	Hora de inicio	
TP 14 --> TP 15 (PV26)	TP 14	TP 15	21/03/2016 9:24:48	
TP 13 --> TP 14 (PV41)	TP 13	TP 14	31/03/2016 16:25:58	
TP 12 --> TP 13 (PV42)	TP 12	TP 13	31/03/2016 17:31:08	
TP 3 --> TP 12 (PV33)	TP 3	TP 12	21/03/2016 17:37:33	
TP 4 --> TP 3 (PV31)	TP 4	TP 3	21/03/2016 16:42:08	
TP 4 --> TP 19 (PV32)	TP 4	TP 19	21/03/2016 15:45:03	
TP 19 --> TP 18 (PV30)	TP 19	TP 18	21/03/2016 14:47:43	
TP 18 --> TP 17 (PV29)	TP 18	TP 17	21/03/2016 12:28:13	
TP 17 --> TP 16 (PV27)	TP 17	TP 16	21/03/2016 11:26:38	
TP 16 --> TP 15 (PV28)	TP 16	TP 15	21/03/2016 10:17:53	
PV26-PV41-PV42-PV33-PV31-PV32-PV30-PV29-PV27-PV28	**Longitud = 9325,435 m**	**ΔHoriz = 0,024 m**	**ΔVert = -0,064 m**	**PPM = 7,374**
	Δ3D = 0,069 m	**ΔX = -0,001 m**	**ΔY = 0,063 m**	**ΔZ = 0,029 m**

Fuente: Elaboración propia.

En los Cuadros 4.4.4-4 y 4.4.4-5 se presenta el proceso de ajuste.

CUADRO 4.4.4-4
COORDENADAS UTM, ALTURAS ORTOMÉTRICAS EGM08 AJUSTADAS, ALTURA ELIPSOIDAL Y ALTURA DEL GEOIDE POLIGONAL SECUNDARIA

Punto	Norte (m)	Este (m)	Altura Ortométrica (m)	Altura de Elipsoide (Global) (m)	Altura del Geoide (m)
TP 1	5.613.192,798	739.273,428	154,256	173,977	19,722
TP 2	5.613.204,403	739.970,248	166,972	186,738	19,767
TP 3	5.612.914,387	740.704,327	175,828	195,652	19,824
TP 4	5.612.622,801	741.304,511	210,381	230,254	19,873
TP 5	5.612.502,720	741.992,019	348,183	368,108	19,925
TP 6	5.612.624,332	742.733,155	407,258	427,234	19,976
TP 7	5.612.999,070	743.735,770	395,792	415,830	20,038
TP 7 A	5.613.050,442	743.837,521	404,850	424,894	20,044
TP 8	5.612.584,270	744.299,040	403,147	423,237	20,091
TP 9	5.612.881,674	745.014,382	454,054	474,188	20,134
TP 10	5.612.714,893	746.148,035	505,426	525,647	20,221
TP 12	5.613.613,465	741.526,831	171,402	191,270	19,869
TP 13	5.614.452,904	741.987,561	182,690	202,573	19,882
TP 14	5.615.243,435	742.598,436	207,267	227,172	19,905
TP 15	5.615.415,991	743.412,326	221,379	241,333	19,954
TP 16	5.615.303,972	744.208,730	224,610	244,620	20,010
TP 17	5.614.495,993	743.568,362	261,189	281,176	19,987
TP 18	5.613.876,940	742.838,359	228,347	248,300	19,953
TP 19	5.613.321,016	741.968,502	175,298	195,203	19,906

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 4.4.4-5
COORDENADAS GEOGRÁFICAS Y ALTURAS ELIPSOIDALES AJUSTADAS POLIGONAL SECUNDARIA

Punto	Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal (m)
TP 1	S39°35'51,37758"	O72°12'48,16100"	173,977
TP 10	S39°35'59,85111"	O72°07'59,62974"	525,647
TP 12	S39°35'35,47297"	O72°11'14,34235"	191,270
TP 13	S39°35'07,80874"	O72°10'56,15142"	202,573
TP 14	S39°34'41,57550"	O72°10'31,61396"	227,172
TP 15	S39°34'35,15477"	O72°09'57,76718"	241,333
TP 16	S39°34'37,96885"	O72°09'24,27732"	244,620
TP 17	S39°35'04,80123"	O72°09'50,01891"	281,176
TP 18	S39°35'25,60280"	O72°10'19,76849"	248,300
TP 19	S39°35'44,49933"	O72°10'55,46275"	195,203
TP 2	S39°35'50,30015"	O72°12'18,99367"	186,739
TP 3	S39°35'58,95512"	O72°11'47,87208"	195,652
TP 4	S39°36'07,79435"	O72°11'22,35414"	230,254
TP 5	S39°36'10,98672"	O72°10'53,40255"	368,108

CUADRO 4.4.4-5
COORDENADAS GEOGRÁFICAS Y ALTURAS ELIPSOIDALES
AJUSTADAS POLIGONAL SECUNDARIA

Punto	Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal (m)
TP 6	S39°36'06,29205"	O72°10'22,52291"	427,234
TP 7	S39°35'53,12679"	O72°09'41,02897"	415,830
TP 8	S39°36'05,98785"	O72°09'16,89004"	423,237
TP 9	S39°35'55,61751"	O72°08'47,32739"	474,188

Fuente: Elaboración propia.

Se presenta en el Cuadro 4.4.4-6 el resumen de coordenadas UTM, zona 18 en el Datum SIRGAS (WGS 84) de la poligonal secundaria densificados dentro de la zona de estudio.

CUADRO 4.4.4-6
RESUMEN COORDENADAS UTM Y COTAS GEOMÉTRICAS COMPENSADAS
POLIGONAL SECUNDARIA

Nombre	Norte (m)	Este (m)	Elevación (msnm)
TP 1	5.613.192,798	739.273,428	152,703
TP 2	5.613.204,403	739.970,248	165,445
TP 3	5.612.914,387	740.704,327	174,322
TP 4	5.612.622,801	741.304,511	208,876
TP 5	5.612.502,720	741.992,019	346,642
TP 6	5.612.624,332	742.733,155	405,693
TP 7	5.612.999,070	743.735,770	394,225
TP 7 A	5.613.050,442	743.837,521	403,286
TP 8	5.612.584,270	744.299,040	401,582
TP 9	5.612.881,674	745.014,382	452,488
TP 10	5.612.714,893	746.148,035	503,852
TP 12	5.613.613,465	741.526,831	169,902
TP 13	5.614.452,904	741.987,561	181,169
TP 14	5.615.243,435	742.598,436	205,760
TP 15	5.615.415,991	743.412,326	219,883
TP 16	5.615.303,972	744.208,730	223,143
TP 17	5.614.495,993	743.568,362	259,705
TP 18	5.613.876,940	742.838,359	226,861
TP 19	5.613.321,016	741.968,502	173,807

Fuente: Elaboración propia.

4.4.5. Procesamiento y Ajuste de Líneas Bases GNSS Poligonal Perfiles Topobatimétricos

4.4.5.1. Aspectos Generales

Se realiza el procesamiento y ajuste de líneas bases de la poligonal compuesta por 4 puntos, en la cual se miden 1 punto de control, considerando L1/L2 con una máscara de elevación de 10° grabando en épocas de 10 segundos. Los receptores GNSS utilizados son Trimble R4-3 (receptor y antena) midiendo todas las alturas instrumentales al *centro del tope protector*.

Las líneas base GNSS se procesaron con el software Trimble Business Center 3,6 usando las siguientes configuraciones:

- Sistemas de referencia: SIRGAS
- Proyección Cartográfica: UTM Zona 18 Sur
- Modelo de geoide: EGM08
- Máscara de elevación: 10°
- Constelaciones satelitales procesadas: GPS + GLONASS
- Frecuencia: Doble

Cuando sea necesario, todos los ajustes de redes se realizan bajo la misma plataforma según los siguientes criterios:

- Tipo de ajuste: Ajuste por mínimos cuadrados
- Cantidad de iteraciones máximas: 10
- Precisión (varianza-covarianza): 1 (68%)

Todas las unidades lineales están expresadas en metros mientras que las unidades angulares se encuentran en el sistema sexagesimal.

4.4.5.2. Punto de Control

Se tiene un punto fijo, el cual cuenta con coordenadas en SIRGAS, según se muestra en el Cuadro 4.4.5.2-1.

CUADRO 4.4.5.2-1
COORDENADAS GEODÉSICAS PUNTO DE CONTROL

Punto	Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal (m)
TP 10	-39°35'59,8511"	-72°07'59,62974"	525,647

Fuente: Elaboración propia.

Las ocupaciones de los receptores en cada punto se presentan en el siguiente Cuadro 4.4.5.2-2.

CUADRO 4.4.5.2-2
ANTECEDENTES PARA EL PROCESAMIENTO DE LAS LÍNEAS BASES POLIGONAL PERFILES TOPOBATIMÉTRICOS

Punto	Hora De Inicio	Duración (hr:min:seg)	Nombre de Archivo	Altura de Antena (m)
TP 10	29/04/2016 13:27	0:42:05	99391202,T02	1,738
TP 10	06/04/2016 14:54	0:51:00	99390973,T02	1,713
TP 11	29/04/2016 12:10	1:59:35	99471202,T02	1,644
TP 20	29/04/2016 10:59	0:54:00	99471200,T02	1,711
TP 20	06/04/2016 13:13	2:42:20	99470971,T02	1,728
TP 21	29/04/2016 11:00	2:03:15	99391200,T02	1,674

Método de Antena: Centro del tope protector
Fabricante de Antena: Trimble
Tipo de Antena: R4-3 Internal
Fuente: Elaboración propia.

Esta ocupación entrega la observación de 4 líneas bases independientes, según se muestra en el Cuadro 4.4.5.2-3.

CUADRO 4.4.5.2-3
LÍNEA DE BASE

Desde	Hacia	Tipo de Solución	P_{dop}	Precisión Horizontal (m)	Precisión Vertical (m)	Satélites	Épocas
TP 11	TP 10	Fija	3,11	0,005	0,007	12	504
TP 20	TP 10	Fija	3,09	0,001	0,004	12	611
TP 21	TP 11	Fija	6,65	0,003	0,005	10	643
TP 21	TP 20	Fija	3,08	0,001	0,002	14	624

Fuente: Elaboración propia.

Así, el error de cierre del único tramo cerrado se presenta en el Cuadro 4.4.5.2-4. El resultado del proceso se muestra en el Cuadro 4.4.5.2-5.

CUADRO 4.4.5.2-4
ERRORES DE CIERRE

Módulo: TP 10-TP 20-TP 21-TP 11				
ID vector	De	A	Hora de inicio	
TP 20 --> TP 10 (PV45)	TP 20	TP 10	06/04/2016 14:54:23	
TP 21 --> TP 20 (PV46)	TP 21	TP 20	29/04/2016 11:00:58	
TP 21 --> TP 11 (PV48)	TP 21	TP 11	29/04/2016 12:10:33	
TP 11 --> TP 10 (PV47)	TP 11	TP 10	29/04/2016 13:27:03	
PV45-PV46-PV48-PV47	Longitud = 1228,717 m	ΔHoriz = 0,039 m	ΔVert = 0,004 m	PPM = 32,060
	Δ3D = 0,039 m	ΔX = 0,039 m	ΔY = 0,001 m	ΔZ = 0,006 m

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 4.4.5.2-5
COORDENADAS GEOGRÁFICAS Y ALTURAS ELIPSOIDALES AJUSTADAS POLIGONAL PERFILES TOPOBATIMÉTRICOS

Punto	Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal
TP 10	-39°35'59,85111"	-72°07'59,62974"	525,647
TP 11	-39°35'59,90431"	-72°08'00,59541"	526,047
TP 20	-39°35'58,85950"	-72°08'23,81727"	492,410
TP 21	-39°35'58,70418"	-72°08'25,28058"	489,172

Fuente: Elaboración propia.

Se presenta en el siguiente cuadro el resumen de coordenadas UTM, zona 18 en el Datum SIRGAS (WGS 84) de la poligonal dentro de la zona de trabajo, y se muestra en el Cuadro 4.4.5.2-6.

CUADRO 4.4.5.2-6
RESUMEN COORDENADAS UTM Y COTAS GEOMÉTRICAS COMPENSADAS POLIGONAL PERFILES TOPOBATIMÉTRICOS

NOMBRE	NORTE (m)	ESTE (m)	ELEVACIÓN (msnm)
TP 10	5.612.714,893	746148,035	503,852
TP 11	5.612.713,988	746124,947	504,159
TP 20	5.612.763,865	745572,029	470,673
TP 21	5.612.769,766	745537,274	467,428

Fuente: Elaboración propia.

Los reportes de ajustes de las poligonales Primaria, secundaria y Perfiles Topobatimetricos, se encuentran en el Anexo Digital 4-6 Reporte de Ajustes Poligonales.

4.5. CÁLCULO DE ALTURA NMM A PR TP 1

Se calcula la altura NMM para el punto TP 1 a partir de las coordenadas indicadas en el certificado del punto IGM CULAN haciendo uso del modelo geoidal de forma relativa. La expresión usada es la siguiente:

H TP 1 = H IGM CULAN + h TP1 – h IGM CULAN – (N TP1 – N IGM CULAN)

Donde H es la altura NMM, h es la altura elipsoidal y N es la ondulación geoidal para cada uno de los puntos individualizados.

En este caso los datos se presentan en el Cuadro 4.5-1.

CUADRO 4.5-1
DATOS DE PUNTO IGM Y TP1

Punto	Altura Elipsoidal (m)	Ondulación Geoidal (m)	Altura NMM	Observación
IGM CULAN	435,537	20,975	413,010	Altura NMM certificado
TP 1	173,977	19,722	152,703	Altura NMM calculada

Fuente: Elaboración propia.

4.6. CONSTRUCCIÓN DE PR'S

Todos los PRs de las poligonales primaria, secundaria y perfiles topobatimétricos, están construidos de hormigón bajo las normas del Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la CNR, con las siguientes características; 0,30 x 0,30 m y 0,50 m de profundidad sobresaliente 0,10 m del terreno natural con una barra de fierro de 16 mm de diámetro sobresaliente 0,02 m, anclado en el hormigón con una cruz en el centro de este, pintados de color azul con código del punto, CNR y fecha bajo relieve, pintados de color blanco, construidos dentro de la zona de estudio. Además, se materializaron dos PRs de la poligonal de los perfiles topobatimétricos con placa metálica según las especificaciones técnicas del Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la CNR.

Las monografías se dibujaron también según las normas del Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la CNR, con una foto a una distancia que muestra los PR's, pero también el entorno que caracteriza sus alrededores.

4.7. REDES DE NIVELACIÓN DE PR'S

Se realizó la totalidad de nivelaciones cerradas requeridas para ligar en altura los vértices de la poligonal primaria y secundaria que están dentro de la zona de estudio.

Para la realización de esta red de nivelación, se midió sobre los fierros empotrados en los monolitos de hormigón, para esto los monolitos de hormigón se dejaron fraguar aproximadamente por cuatro días, para posteriormente, comenzar la medición sobre ellos.

La Nivelación Geométrica de PR's fue del tipo nivelación cerrada de tipo corriente. Las visuales no excedieron los 100 m.

La tolerancia máxima admisible para la nivelación cerrada corriente para este trabajo está determinada por la expresión:

$e = + 0{,}01\ K^{0,5}$ Nivelación corriente

Donde:

e = error de cierre expresado en metros,

K = distancia de avance total del recorrido ida y vuelta, medido en kilómetros

Los trabajos de redes de nivelación se ejecutaron con un nivel digital Trimble modelo DINI, cuyas especificaciones técnicas se encuentran en el Acápite 4.2.3.

El ajuste de la poligonal por sus características fue por mínimos cuadrados. Se realizan observaciones de desnivel mediante nivelación geométrica bajo la red que se muestra en las Figuras 4.7-1 a 4.7-3. En el Cuadro 4.7-1 se muestra el resultado del proceso.

El informe de ajuste por mínimos cuadrados se encuentra en Anexo Digital 4-7 de este informe. Además, las planillas de las nivelaciones realizadas en este proyecto, se encuentran en Anexo 4-4 y Anexo Digital 4-10 de este informe.

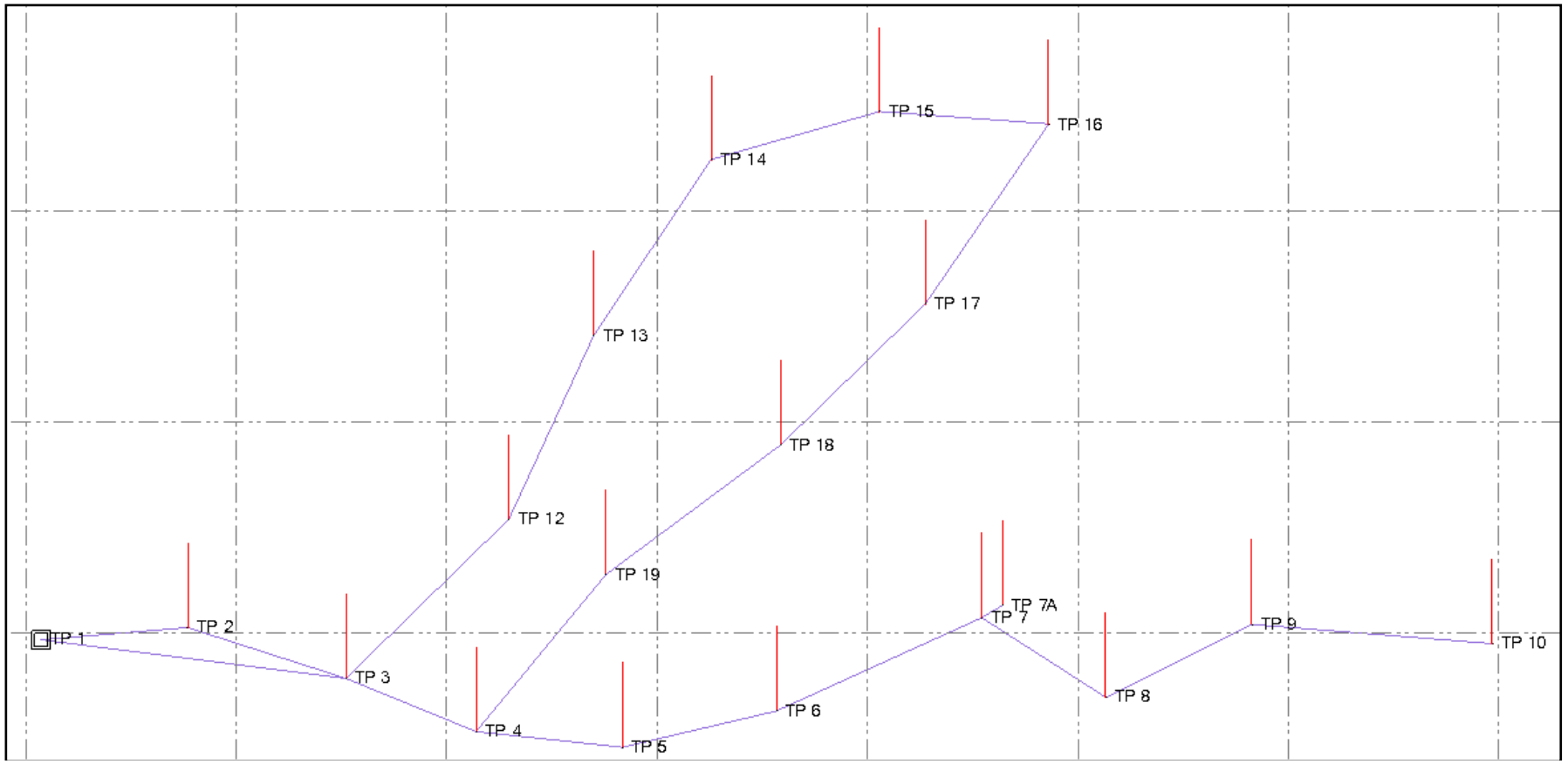


FIGURA 4.7-1
ESQUEMA REDES DE NIVELACIÓN GEOMÉTRICA

Fuente: Elaboración propia.

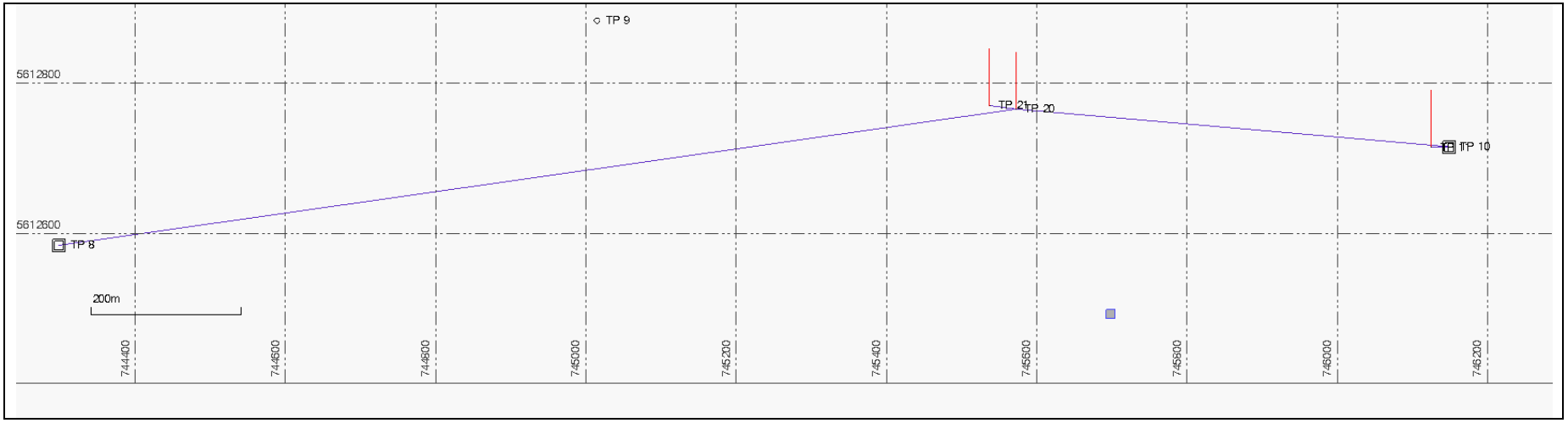


FIGURA 4.7-2
ESQUEMA REDES DE NIVELACIÓN GEOMÉTRICA

Fuente: Elaboración propia.

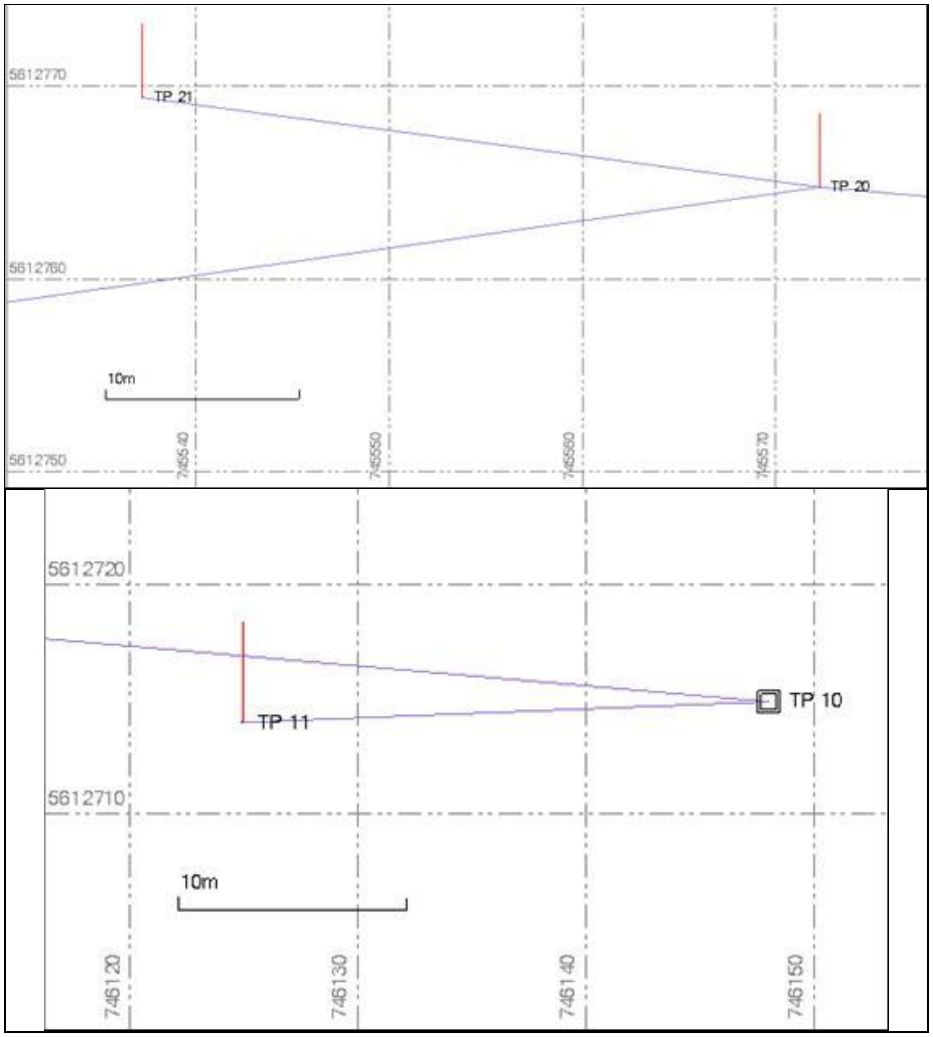


FIGURA 4.7-3
ESQUEMA REDES DE NIVELACIÓN GEOMÉTRICA

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 4.7-1
TRAMO, DESNIVEL IDA Y VUELTA, DESNIVEL PROMEDIO Y DIFERENCIA

Tramo	Desnivel Ida (m)	Desnivel Vuelta (m)	Desnivel Prom (m)	Desnivel M/C (m)	Diferencia (m)
TP 1 - TP 2	12,744	-12,736	12,74	12,742	-0,002
TP 2- TP 3	8,879	8,879	8,879	8,877	0,002
TP 3 - TP 12	-4,427	4,416	-4,422	-4,42	-0,002
TP 12 - TP 13	11,263	-11,268	11,266	11,267	-0,001
TP 13 - TP 14	24,588	-24,592	24,59	24,591	-0,001
TP 14 - TP 15	14,121	-14,123	14,122	14,123	-0,001
TP 15 - TP 16	3,257	-3,261	3,259	3,26	-0,001
TP 3 - TP 4	34,553	-34,557	34,555	34,554	0,001
TP 4 - TP 19	-35,066	35,07	-35,068	-35,069	0,001
TP 19 - TP 18	53,059	-53,053	53,056	53,054	0,002
TP 18 - TP 17	32,847	-32,844	32,845	32,844	0,001
TP 17 - TP 16	-36,561	36,56	-36,561	-36,562	0,001
TP 4 - TP 5	137,766	-137,766	137,766	137,766	0
TP 5 - TP 6	59,052	-59,05	59,051	59,051	0
TP 6 - TP 7	-11,474	11,464	-11,469	-11,469	0
TP 7 - TP 7A	9,061	-9,062	9,061	9,061	0
TP 7 - TP 8	7,357	-7,358	7,357	7,357	0
TP 8 - TP 9	50,911	-50,893	50,902	50,906	-0,004
TP 9 - TP 10	51,369	-51,368	51,369	51,365	0,004

Fuente: Elaboración propia.

Al aplicar ajuste por mínimos cuadrados en bloque sobre todas las observaciones se obtienen los resultados del Cuadro 4.7-2.

CUADRO 4.7-2
RESULTADOS AJUSTE POR MÍNIMOS CUADRADOS DE NIVELACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS POLIGONALES

Desde - Hacia	Desnivel Observado	Error de Cierre (m)	Desnivel Ajustado	Residual (m)	Precisión (m)
TP 1-TP 2	12,744	0,008	12,742	0,002	0,003
TP 2-TP 3	8,879		8,877	0,002	0,003
TP 3-TP 1	-21,615		-21,619	0,004	0,004
TP 3-TP 4	34,553	-0,004	34,554	-0,001	0,002
TP 4-TP 3	-34,557		-34,554	-0,003	0,002
TP 3-TP 12	-4,427	-0,011	-4,420	-0,007	0,003
TP 12-TP 3	4,416		4,420	-0,004	0,003
TP 4-TP 5	137,766	0,000	137,766	0,000	0,003
TP 5-TP 4	-137,766		-137,766	0,000	0,003
TP 4-TP 19	-35,066	0,004	-35,069	0,003	0,003
TP 19-TP 4	35,070		35,069	0,001	0,003
TP 5-TP 6	59,052	0,002	59,051	0,001	0,003
TP 6-TP 5	-59,050		-59,051	0,001	0,003
TP 6-TP 7	-11,474	-0,010	-11,469	-0,005	0,003
TP 7-TP 6	11,464		11,469	-0,005	0,003
TP 7-TP 7A	9,061	0,000	9,061	0,000	0,001
TP 7A-TP 7	-9,061		-9,061	0,000	0,001
TP 7-TP 8	7,357	0,000	7,357	0,000	0,002
TP 8-TP 7	-7,357		-7,357	0,000	0,002
TP 8-TP 9	50,911	0,010	50,906	0,005	0,003
TP 9-TP 8	-50,901		-50,906	0,005	0,003
TP 9-TP 10	51,369	0,008	51,365	0,004	0,003
TP 10-TP 9	-51,361		-51,365	0,004	0,003
TP 12-TP 13	11,263	-0,005	11,267	-0,004	0,003
TP 13-TP 12	-11,268		-11,267	-0,001	0,003
TP 13-TP 14	24,587	-0,005	24,591	-0,004	0,003
TP 14-TP 13	-24,592		-24,591	-0,001	0,003
TP 14-TP 15	14,121	-0,002	14,123	-0,002	0,003
TP 15-TP 14	-14,123		-14,123	0,000	0,003
TP 15-TP 16	3,257	-0,004	3,260	-0,003	0,002
TP 16-TP 15	-3,261		-3,260	-0,001	0,002
TP 16-TP 17	36,561	0,001	36,562	-0,001	0,003
TP 17-TP 16	-36,560		-36,562	0,002	0,003
TP 17-TP 18	-32,844	0,003	-32,844	0,000	0,003
TP 18-TP 17	32,847		32,844	0,003	0,003
TP 18-TP 19	-53,053	0,005	-53,054	0,001	0,003
TP 19-TP 18	53,058		53,054	0,004	0,003

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 4.7-2
RESULTADOS AJUSTE POR MÍNIMOS CUADRADOS DE NIVELACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS POLIGONALES

Desde - Hacia	Desnivel Observado	Error de Cierre	Desnivel Ajustado	Residual	Precisión
TP 20-TP 10	33,183	0,007	33,179	0,004	0,002
TP 10-TP 20	-33,176		-33,179	0,003	0,002
TP 8-TP 20	69,097	0,011	69,091	0,006	0,002
TP 20-TP 8	-69,086		-69,091	0,005	0,002
TP 11-TP 10	-0,307	0,000	-0,307	0,000	0,000
TP 10-TP 11	0,307		0,307	0,000	0,000
TP 21-TP 20	3,246	0,000	3,246	0,000	0,001
TP 20-TP 21	-3,246		-3,246	0,000	0,001

Fuente: Elaboración propia.

Se presenta en el Cuadro 4.7-3 un resumen por tramos de nivelación de los desniveles y cotas de todos los PRs dentro de la zona del estudio.

CUADRO 4.7-3
TRAMOS, ERROR DE CIERRE Y TOLERANCIA POR CIRCUITO PRS POLIGONALES

PR		Error	Tolerancia
DE	A	Cierre (m)	Circuito
TP1	TP 2	0,009	
	TP 3	0,009	0,018
TP3	TP4	-0,004	0,012
TP3	TP12	-0,011	0,017
TP4	TP5	0,000	0,014
TP4	TP19	0,004	0,014
TP5	TP6	0,001	0,013
TP6	TP7	-0,010	0,017
TP7	TP7A	-0,001	0,005
TP7	TP8	0,000	0,012
TP8	TP 9	0,019	
	TP 10	0,019	0,022
TP12	TP13	-0,005	0,014
TP13	TP14	-0,004	0,015
TP14	TP15	-0,002	0,014
TP15	TP16	-0,004	0,013
TP18	TP17	0,003	0,014
TP19	TP18	0,005	0,015
TP 8	TP 20	0,019	0,022
TP 20	TP 21	0,000	0,003
TP 10	TP 11	0,000	0,002

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, las alturas ajustadas se presentan en el Cuadro 4.7-4.

CUADRO 4.7-4
ALTURAS AJUSTADAS PRS POLIGONALES

PR	Cota Ajustada (m)
TP 1	152,703
TP 2	165,445
TP 3	174,322
TP 4	208,876
TP 5	346,642
TP 6	405,693
TP 7	394,225
TP 7A	403,286
TP 8	401,582
TP 9	452,488
TP 10	503,852
TP 11	504,159
TP 12	169,902
TP 13	181,169
TP 14	205,760
TP 15	219,883
TP 16	223,143
TP 17	259,705
TP 18	226,861
TP 19	173,807
TP 20	470,673
TP 21	467,428

Fuente: Elaboración propia.

4.8. TRANSFORMACIÓN DE COORDENADAS UTM A PLANAS TOPOGRÁFICAS POLIGONALES PRIMARIA Y SECUNDARIA

La transformación de coordenadas UTM a planas topográficas se realizaron según el Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la Comisión Nacional de Riego.

El origen o inicio de la transformación de coordenadas UTM a planas topográficas para los PRs de las poligonales fue el vértice TP 1 (base) y TP 2 (origen acimutal). La planilla activa de transformación se encuentra en Anexo Digital 4-8 de este informe.

En el Cuadro 4.8-1 se presenta un resumen de coordenadas planas para los vértices de la poligonal primaria, secundaria y perfiles topobatimetricos.

CUADRO 4.8-1
RESUMEN COORDENADAS PLANAS TOPOGRÁFICAS Y COTAS GEOMÉTRICAS COMPENSADAS POLIGONAL PRIMARIA, SECUNDARIA Y PERFILES TOPOBATIMÉTRICOS

NOMBRE	NORTE (m)	ESTE (m)	ELEVACIÓN (m)
TP 1	5.613.192,798	739.273,428	152,703
TP 2	5.613.204,400	739.970,051	165,445
TP 3	5.612.914,467	740.703,920	174,322
TP 12	5.613.613,341	741.526,187	169,902
TP 13	5.614.452,532	741.986,784	181,169
TP 14	5.615.242,830	742.597,482	205,760
TP 15	5.615.415,335	743.411,132	219,883
TP 16	5.615.303,349	744.207,298	223,143
TP 17	5.614.495,608	743.567,121	259,705
TP 18	5.613.876,734	742.837,332	226,861
TP 19	5.613.320,971	741.967,731	173,807
TP 4	5.612.622,957	741.303,934	208,876
TP 5	5.612.502,910	741.991,252	346,642
TP 6	5.612.624,489	742.732,192	405,693
TP 7	5.612.999,126	743.734,539	394,225
TP 7 A	5.613.050,484	743.836,263	403,286
TP 8	5.612.584,439	744.297,657	401,582
TP 9	5.612.881,762	745.012,805	452,488
TP 21	5.612.769,884	745.535,556	467,428
TP 20	5.612.763,985	745.570,302	470,673
TP 11	5.612.714,121	746.123,071	504,159
TP 10	5.612.715,026	746.146,153	503,852
TP 22	5.612.606,357	746.898,967	546,366 (*)
TP 23	5.612.634,446	746.921,442	549,133 (*)

(*) Cota Trigonométrica

Fuente: Elaboración propia.

4.9. LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

4.9.1. Levantamiento Perfiles Topobatimétricos Río Ranguintulelfu

Parte el trabajo topográfico del levantamiento de los perfiles topobatimétricos, se consideraron las coordenadas planas y cotas geométricas de los PRs TP 10 y TP 11 como inicio de las mediciones con estación total. Este trabajo consistió en medir perfiles transversales del río Ranguintulelfu cada 20 m incluyendo en estos el lecho del río y las dos laderas de los cerros hasta una altura considerable para incluir las crecidas máximas, para tener antecedentes de esto fue tomar en

cuenta la experiencia y el conocimiento del rio de personas del sector que trabajaron con nosotros como ayudantes,

Este levantamiento tiene una extensión de 700 m aguas arriba y 700 m aguas abajo, tomando como punto de inicio el sector de bocatoma indicado por la consultora, los perfiles fueron tomados cada 20 m aproximadamente. Además, en este levantamiento, se instalaron dos PRs, el TP 22 y TP 23 de la poligonal de los perfiles topobatimétricos, los cuales, previa autorización de la inspección se les asignó coordenada Norte, Este planas y cota trigonométrica a través del mismo levantamiento con estación total, esto fue avanzando con puntos auxiliares que se instalaron en cada perfil hasta llegar al extremo superior del trabajo donde se encuentran dichos PRs, materializándolos con chapas metálicas ancladas en roca.

La base de datos de este levantamiento se encuentra en Anexo Digital 4-9 de este informe.

4.9.2. Levantamiento Faja de Camino

El trabajo topográfico del levantamiento de la faja del camino, comenzó considerando las coordenadas planas y cotas geométricas de los PRs de la poligonal secundaria TP 7 y TP 7A, los cuales son intervisibles, este trabajo se realizó íntegramente con estación total, el levantamiento consideró tomar puntos característicos del terreno a escala 1/1000, en un ancho variable de acuerdo a las condiciones del mismo terreno, como se menciona anteriormente esta topografía comenzó a la altura de los PRs TP 7 y TP 7A, y terminó en el sector de la bocatoma proyectada. La base de datos de este levantamiento se encuentra en Anexo Digital 4-9.

4.9.3. Levantamiento Faja de Bocatoma

El trabajo topográfico del levantamiento de la bocatoma, comenzó considerando las coordenadas planas y cotas geométricas de los PRs TP 10 y TP 11, los cuales son intervisibles, este trabajo se realizó íntegramente con estación total, el levantamiento consideró tomar puntos característicos del terreno a escala 1/500, en una extensión de 50 por 50 aproximadamente, en este ítem se consideraron dos sectores para tener dos alternativas de estudio de esta obra de ingeniería. La base de datos de este levantamiento se encuentra en Anexo Digital 4-9.

4.10. LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAMÉTRICO ZONA DE RIEGO

4.10.1. Levantamiento Aerofotogramétrico

4.10.1.1. Introducción

El presente informe detalla los trabajos realizados para la generación de la cartografía Base de la zona de Estudio actualizada al año 2016, con una escala de precisión 1:2.000, los trabajos descritos se emplazan en la comuna de Tralcapulli, Región de Los Ríos, en el marco de este Estudio, cuya ubicación se presenta en la Figura 4.10.1.1-1.

Todo esto se realizó según lo expuesto en los TRs del proyecto y al Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos, de la CNR.

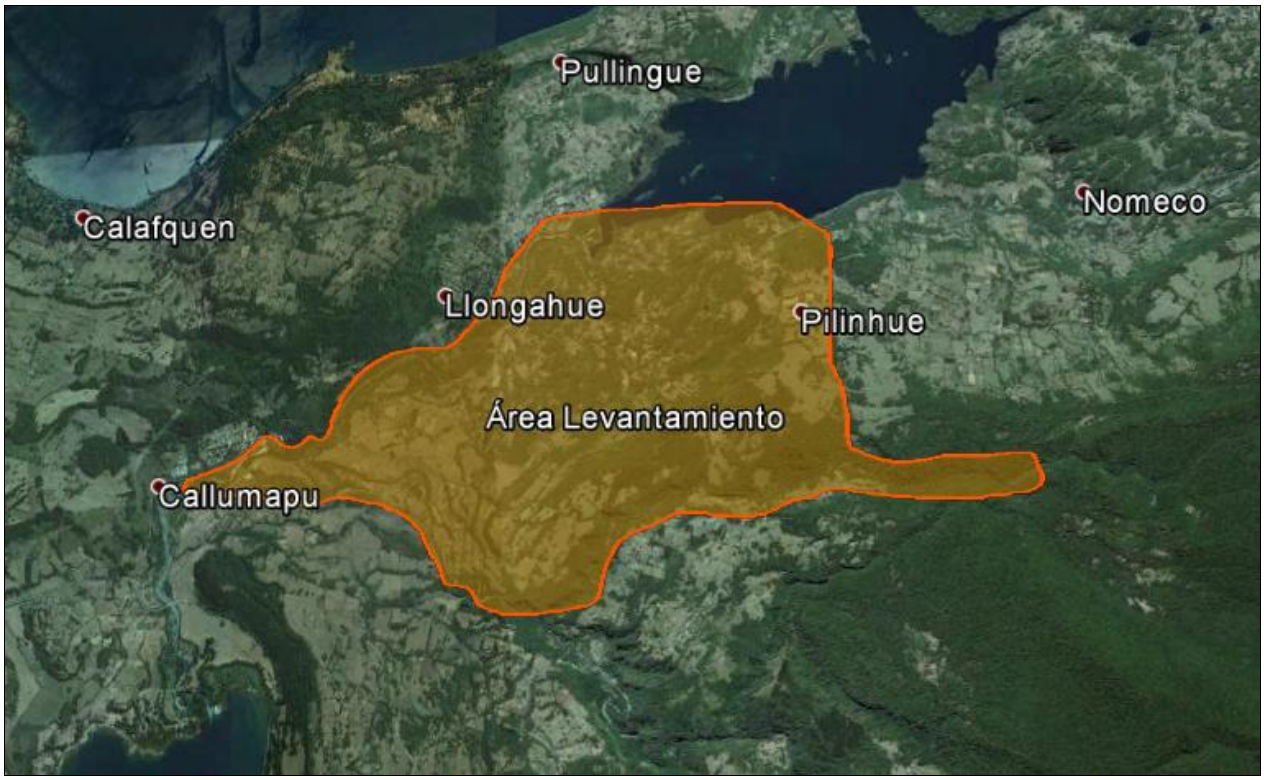


FIGURA 4.10.1.1-1
UBICACIÓN GENERAL DEL LEVANTAMIENTO FOTOGRAMÉTRICO

Fuente: Elaborado por Geocen en base a imagen de Google Earth

4.10.1.2. Objetivo General

Exponer la metodología de obtención y generación de la Cartografía Base y ortofoto digital georreferenciada de la zona comprometida en el proyecto.

4.10.1.3. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos del trabajo son:

- Realización del vuelo digital color escala 1:8.000 de acuerdo al polígono solicitado en las Bases del Proyecto.
- Generar la Cartografía Base y Ortofoto Digital a escala 1:2.000 de la zona de estudio, considerando la normativa cartográfica para este tipo de Levantamientos Aerofotogramétricos y a lo expuestos en las Bases Técnicas del proyecto.
- Obtener las mediciones geodésicas diferenciales de las líneas bases que definen cada punto Estereoscópico.

4.10.2. Antecedentes del Vuelo Fotográmetrico

Esta cubierta fotográfica se realiza en Marzo de 2016, y se ajustan a lo especificado para el área comprometida en el estudio (ver Figura 2.10.1.1-1). Las tolerancias del trabajo están regidas por el Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la CNR y por lo indicado en las Bases Técnicas del Proyecto punto 8.2.5.

4.10.2.1. Elaboración y Características del Vuelo realizado 1:8.000

Para la planificación de vuelo, se considera como base el polígono mostrado en la Figura 4.10.1.1-1, correspondientes a la zona de estudio y se determina la siguiente planificación de vuelo.

- Escala de vuelo 1:8.000
- Asegurar cobertura total del área de estudio, para evitar zonas sin imagen.
- Número de Líneas de vuelo, 3 líneas (Ver Figura 4.10.2.1-1)
- Tamaño de píxel capturado (20 cm)

Para obtener el resultado y cumplir con las especificaciones del proyecto y de acuerdo a la experiencia de este Consultor en la elaboración de cartografía mediante vuelos Aerofotogramétricos; los vuelos realizados tienen las siguientes características:

- Altura de Vuelo 2.000 m. sobre el terreno en la zona comprendida en el estudio.
- Escala del fotograma 1:8.000
- Cobertura del Fotograma 2,074 m. x 1,558 m.
- Tamaño del píxel ± 0,20 m.

En la Figura 4.10.2.1-1 se presentan las líneas de vuelos programadas para el presente proyecto:

- Línea 1; Fotos N° 47752 al 47761
- Línea 2; Fotos N° 47766 al 47781
- Línea 3; Fotos N° 47786 al 47789

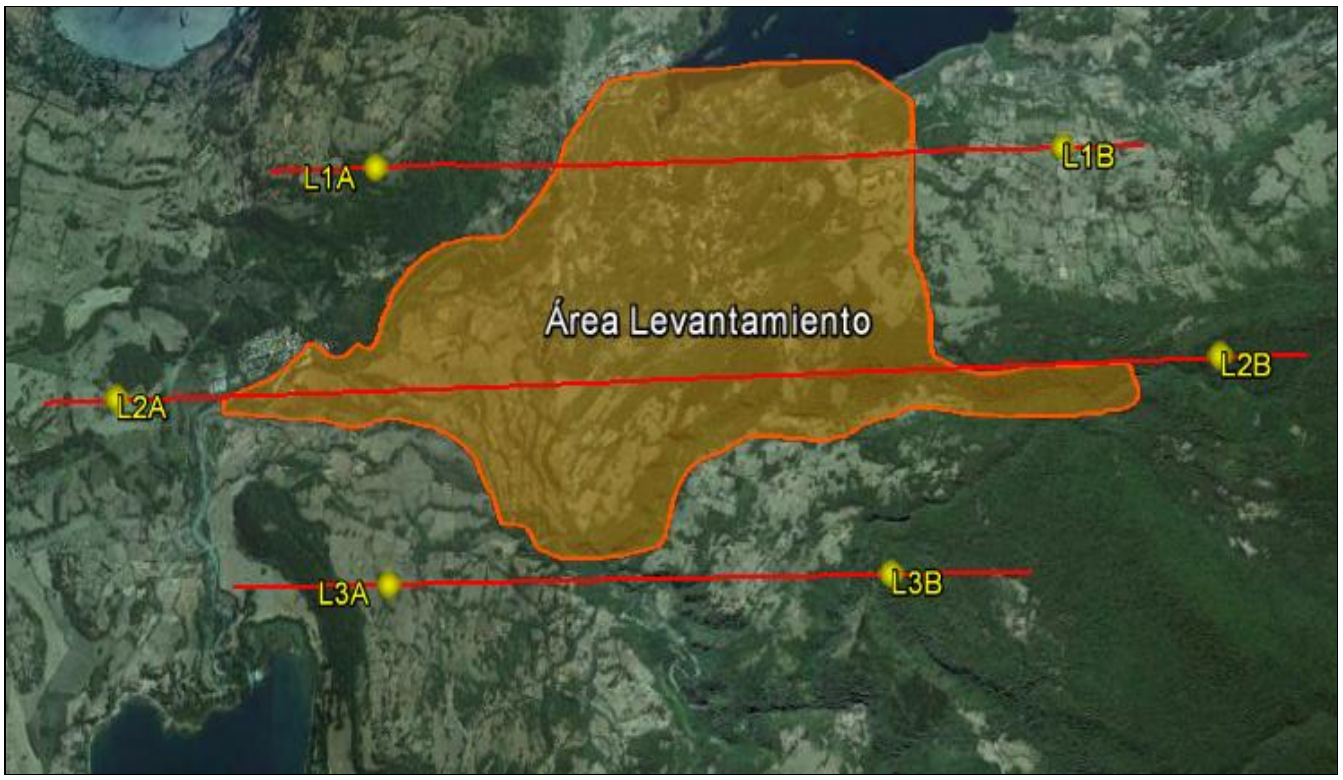


FIGURA 4.10.2.1-1
ESQUEMA LÍNEAS DE VUELO, ESCALA 1:8.000

Fuente: Elaborado por Geocen en base a imagen de Google Earth

4.10.2.2. Recubrimientos

Para el diseño del vuelo, se consideraron los siguientes recubrimientos:

a) **Longitudinal:** Este recubrimiento es el que genera la continuidad del vuelo y tiene un rango de 60% ± 10% para zonas con relieve variable.

b) **Lateral:** Este recubrimiento es el que complementa lateralmente el sector a fotografiar (25% ± 5%)

A modo de ejemplo, se muestra la Figura 4.10.2.2-1 en que se muestra esquemáticamente la forma de definir los recubrimientos.

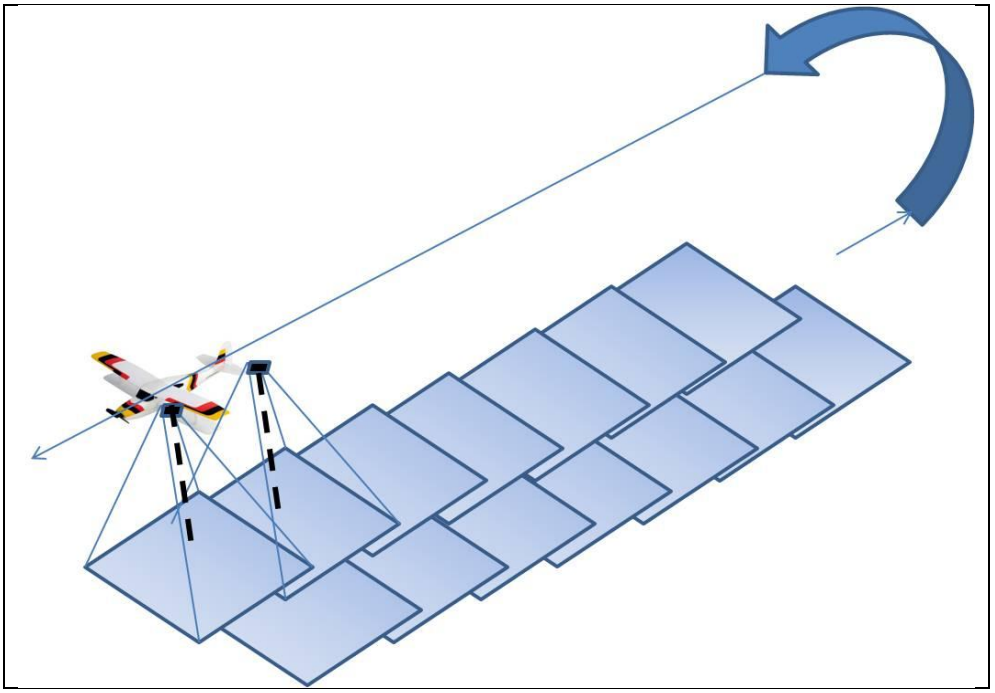


FIGURA 4.10.2.2-1
ESQUEMA RECUBRIMIENTOS LONGITUDINAL Y LATERAL DURANTE EL VUELO

Fuente: emmtopografia.com

4.10.2.3. Control de Cobertura

El control de cobertura del vuelo se realiza mediante la visualización de las imágenes obtenidas por la cámara digital Trimble TAC-80 verificando que el total de la zona comprendida en el proyecto tenga cobertura fotográfica.

De acuerdo a lo planteado en el presente ítem, los vuelos planificados en la zona se efectúan de forma satisfactoria conforme a las exigencias de los productos requeridos; logrando la cobertura completa del área de estudio en la toma de imágenes aéreas con la cámara fotogramétrica Trimble TAC-80.

En la Figura 4.10.2.3-1 se muestra un esquema con el control propuesto.



FIGURA 4.10.2.3-1
CONTROL DE COBERTURA DE LA ZONA DE ESTUDIO

Fuente: Elaboración Geocen en base de imagen de Google Earth.

4.10.3. Equipos Utilizados

Equipamiento Fase del Vuelo Fotogramétrico: Avión CESSNA 401-172, con equipo de navegación G.P.S. Garmin acondicionado con una compuerta eléctrica para la nivelación y transportación de la cámara.

El avión cuenta con un Kit fotogramétrico instalado en Florida - U.S.A. especialmente para la instalación y manipulación del IMU y la Cámara Aérea.

Equipamiento Fase Toma de Fotografías**:** Cámara Fotogramétrica TRIMBLE TAC-80 (ver Figura 4.10.3-1). Las características de la cámara fotogramétrica son:

a.- Cámara métrica: Trimble AIC Pro (IQ180+)

b.- Sensor Size: 10.328 x 7.760 Pixeles

c.- Tipo de lente: HR-Digaron-W 50 4,0/50 (RGB)

d.- Tamaño del Pixel5,2 um



FIGURA 4.10.3-1
CÁMARA TRIMBLE TAC-80

Fuente: Trimble

4.10.4. Receptores (GNSS) Empleados.

Las mediciones fueron realizadas con receptores marca Trimble Modelo R6 Doble frecuencia (L1 y L2) GPS + Glonass RTK con 72 Canales y Portadora L1/L2 de ciclo completo, lo cual garantiza obtener la información necesaria para la solución del tipo Geodésica tal como se muestra en la Figura 4.10.4-1.



FIGURA 4.10.4-1
EQUIPOS GPS UTILIZADOS EN LOS TRABAJOS

Fuente: Trimble

La precisión obtenida de los equipos GPS, está determinada por el fabricante y corresponde a:

Levantamientos GNSS static y faststatic

HorizontaVertical……3, 5 mm + 0,4 ppm RMS

Levantamientos cinemáticos [(1)]

Horizontal……10 mm + 1 ppm RMS

Vertical……20 mm + 1 ppm RMS

Tiempo de inicialización [(2)]*…… ……por lo general, menos de 25 s*

Fiabilidad de la inicialización [(3)]*……por lo general, más de un 99,9%*

[(1)] *La precisión y la fiabilidad pueden estar sujetas a anomalías debido a multitrayecto, obstrucciones, geometría de satélites y condiciones atmosféricas. Siempre siga las prácticas de levantamiento recomendadas.*

[(2)] *Puede resultar afectado por las condiciones atmosféricas, multitrayecto de señal, obstrucciones y geometría de satélites.*

[(3)] *Puede resultar afectado por las condiciones atmosféricas, multitrayecto de señal y geometría de satélites. La fiabilidad de la inicialización se monitorea constantemente para asegurar la más alta calidad.*

4.10.5. Software de Procesamiento de Datos GNSS

Trimble Business Center es un software diseñado para añadir la fuerza de la tecnología receptora de satélites R-Track™ de Trimble. Con el software Trimble Business Center se puede transferir, datos GNSS y ópticos capturados en el campo a la oficina, para luego ser procesados. El software Trimble Business Center integra tareas comunes en un paquete unificado y singular, tales como:

- Importación y exportación de datos de levantamientos topográficos GNSS
- Procesamiento de datos de levantamientos topográficos GNSS, incluyendo las señales GLONASS
- Garantía de calidad y control de calidad de datos (GC/CC)
- Procesamiento de línea base GNSS extremadamente rápido
- Ajuste de red de levantamientos topográficos de mínimos cuadrados para datos GNSS
- Modelo de superficie, contornos rápidos y visualización 3D
- Funciones COGO avanzadas
- Transformación de datos y proyecciones
- Creación de sistemas de coordenadas terrestres, y definiciones de sitio basadas en cientos de sistemas de coordenadas publicadas de todo el mundo
- Calibraciones de Sitio
- Reportes

4.10.6. Trabajo de Terreno

4.10.6.1. Objetivos de la Medición GNSS

El objetivo principal del proceso de medición en terreno es posicionar en Norte, Este y Altura sobre la superficie terrestre puntos de control fotogramétrico para el proyecto en estudio. Para ello se realizaron mediciones en terreno con equipos GNSS mediante la metodología RTK.

4.10.6.2. Estático Rápido (Fast Static)

Este es básicamente análogo al método estático, contando como diferencia fundamental, que el tiempo de observación puede reducirse considerablemente a períodos que van desde los 15 a los 30 minutos. Es decir, uno de los receptores actúa de "base" en un punto de coordenadas conocidas recepcionando datos durante todo el tiempo que dure la sesión mientras que el otro, que se denomina "rover", lo hará en todos los puntos que se pretendan determinar sus coordenadas durante el período de tiempo antes enunciado.

Aplicaciones:

- Levantamientos de Control, densificación.
- Sustituye al método clásico de poligonación.
- Determinación de puntos de control, ingeniería civil, bases de replanteo.
- Levantamiento de detalles y deslindes.
- Cualquier trabajo que requiera la determinación rápida de un elevado número de puntos.
- Apoyos Fotogramétricos.

Ventajas:

- -Sencillo, rápido y eficiente comparado con los métodos clásicos.

4.10.6.3. Real Time Kinematic (RTK)

Similar a la técnica Post Proceso (PPK) en terreno, o sea adecuada para levantamientos topográficos además de replanteos, pero como parte del equipamiento de los receptores se agregan radios modem y antenas de transmisión que permiten la emisión de corrección diferencial (transmisión de información de fase de cada satélite observado) desde un equipo que hace de BASE en un punto de coordenadas conocidas, hacia el o los equipos denominados MOVIL que se posicionan en puntos desconocidos. La corrección se refleja en obtener en los equipos MOVIL coordenadas en terreno en forma instantánea (de ahí su nombre de tiempo real) y con precisiones de centímetro a submétrico, dependiendo del tipo de receptor (simple o doble frecuencia) y de los firmware de las libretas o receptores, los cuales varían según la marca del fabricante de equipos GPS.

Algunas aplicaciones en:

- Replanteos en general
- Apoyo de puntos estereoscópicos, proceso fotogramétrico.

Corrección Diferencial por Tiempo Real con RTCM: Como parte del equipamiento anexan radios de comunicación que ocupando el protocolo RTCM permiten efectuar corrección diferencial y obtener coordenadas en los Móviles en "tiempo real" con precisión submétrico, del orden de 2 a 1, 5 cm.

4.10.6.4. Vinculación Planimétrica y Altimétrica

La vinculación planimétrica y altimétrica en la toma de puntos de control Aerofotogramétrico se realizó desde los vértices pertenecientes a la Red GPS del proyecto, en el sistema UTM Sur Zona 18 Datum SIRGAS (WGS-84) y cota geométrica (ver Cuadro 4.10.6.4-1).

CUADRO 4.10.6.4-1
CUADRO DE COORDENADAS DE LOS PRS UTILIZADOS COMO BASE

Punto	Norte (m)	Este (m)	Altura Ortométrica (m)	Altura de Elipsoide (Global) (m)	Altura del Geoide (m)
TP 3	5.612.914,387	740.704,327	175,828	195,652	19,824
TP 4	5.612.622,801	741.304,511	210,381	230,254	19,873
TP 18	5.613.876,940	742.838,359	228,347	248,300	19,953

Fuente: Elaboración Geocen

4.10.6.5. Metodología de Medición (Apoyo Aerofotogramétrico)

La metodología aplicada en la medición de los puntos de control fotogramétricos para el proyecto, se realizó a partir de los vértices generados de forma previa al vuelo y que corresponde a la Red de PRs del proyecto, con la finalidad de garantizar las precisiones requeridas, las mediciones de los puntos de apoyo Aerofotogramétrico se realizaron con la metodología GPS-RTK y Fast Static por medio de radiación desde los vértices de la Red de PRs del proyecto, considerando las distancias máximas de las líneas bases, para así cumplir con las precisiones requeridas y asegurar las tolerancias para el método aplicado.

4.10.6.6. Medición de los Puntos de Control

La medición de los puntos de control en el apoyo Aerofotogramétrico, además de servir como la base para la georeferenciación de las imágenes tomadas durante el vuelo, permiten el control de calidad de los productos generados en el proyecto.

Para la obtención de puntos de control al vuelo Aerofotogramétrico, se realizan mediciones en terreno sobre detalles que puedan ser fotointerpretados en función de la resolución de las imágenes obtenidas y de la escala de dibujo de la planimetría.

La técnica de medición GNSS-RTK y Fast Static utilizada, garantizó obtener las precisiones requeridas en el control de los productos de este proyecto y también como patrón de calidad de dichos productos.

Los puntos de control seleccionados se muestran en la Figura 4.10.6.6-1y se incluyen en Anexo 4-5 y Anexo Digital 4-12.

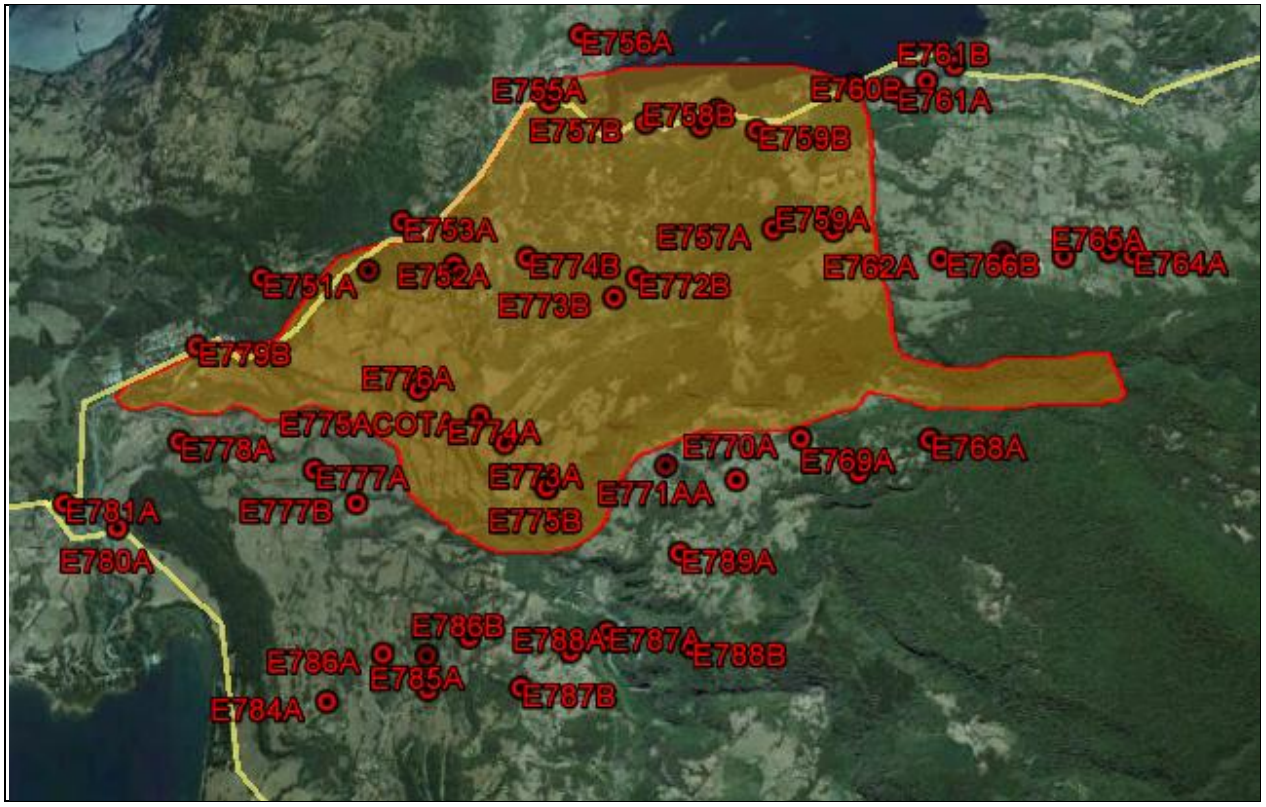


FIGURA 4.10.6.6-1
DISTRIBUCIÓN DE LOS PUNTOS DE CONTROL EN LA ZONA DE ESTUDIO

Fuente: Elaborado por Geocen en base a imagen de Google Earth

4.10.7. Estereorestitución Fotogramétrica

4.10.7.1. Generalidades

Para la obtención de la cartografía a escala 1:2.000, se considera la utilización del vuelo realizado a escala 1:8.000 para la zona planificada.

Para este Proyecto, la fotogrametría suministra información de tipo cuantitativa exacta, para lo cual se utilizan procedimientos y equipos métricos precisos.

4.10.7.2. Proceso Digital

Básicamente comienza cuando el operador coloca la "marca" estereoscópica sobre las fotografías aéreas digitales, y establece automáticamente el sistema de coordenadas (UTM).

El trazado es digitalizado sistemáticamente, de tal manera que todos los detalles se almacenan en los elementos básicos, tales como rectas, curvas etc.

Los atributos son ingresados por el teclado, y toda la información es almacenada geográficamente en forma digital.

Las coordenadas del Modelo son entonces medidas; de modo que los parámetros de transformación de modelo a tierra pueden ser establecidos para los datos registrados.

Los puntos de control del Modelo son digitalizados en la modalidad de punto, las líneas en la modalidad de corriente, los puntos discretos en una línea tales como el comienzo y final de líneas rectas.

4.10.7.3. Procedimientos

Los distintos procedimientos de orientación en las Estaciones Fotogramétricas, son los pasos necesarios para establecer a cierta escala específica las condiciones geométricas relativas que existían entre dos fotogramas cuando ellas fueron tomadas.

4.10.7.4. Restitución Digital

Se utilizan las imágenes digitales en alta resolución, obtenidas de la Cámara Aérea Trimble TAC 80 (80 Megapixeles). El control a las imágenes del vuelo, considera la precisión geométrica, radiométrica, y su resolución.

A modo de ejemplo, se muestra en la Figura 4.10.7.4-1, las distintas etapas del proceso de restitución.

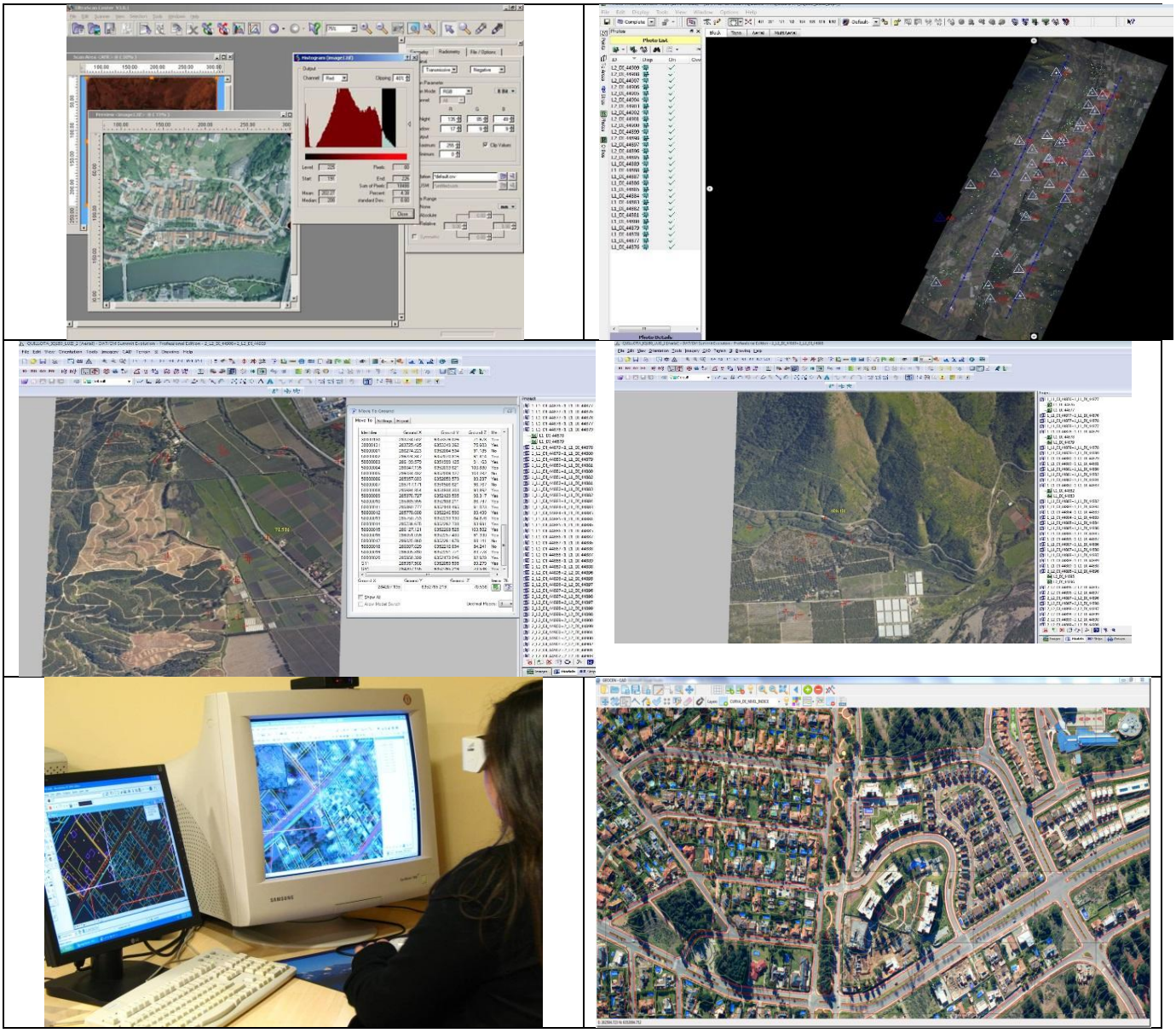


FIGURA 4.10.7.4-1
ETAPAS DEL PROCESO DE RESTITUCIÓN

Fuente: Geocen.

Para la restitución se emplean Estaciones Fotogramétricas Digitales Summit Evolution, los cuales permiten realizar todas las funciones de un restituidor analítico en forma totalmente digital.

El diseño de este está basado en algoritmos de fotogrametría analítica y de tecnología de imágenes aéreas rasterizadas.

Básicamente el proceso corresponde al uso de monitores preparados para la estereovisión, los cuales proporcionan una velocidad de refresco vertical de 120 Hz, logrando una visión sin temblores e incorporando un adaptador gráfico de alta resolución.

El sistema de visión presenta secuencialmente al ojo izquierdo y derecho la correspondiente imagen de sincronización con el obturador de las gafas LCD.

Con este sistema de control del cursor, es posible capturar las coordenadas x,y,z de cada elemento.

El sistema de restitución permite lo siguiente:

- Obtener Imágenes estables (Sin deformación)
- Generar parámetros de orientación de cada fotograma almacenados junto con las imágenes
- Obtener la salida digital con registro de caracteres para AutoCad.

Los distintos procedimientos de orientación en las Estaciones Fotogramétricas, son los pasos necesarios para establecer a cierta escala específica las condiciones geométricas.

Finalmente, se realiza la corrección del par estereoscópico empleando los puntos de control medidos en terreno. Esta posición, debe corresponder exactamente a los puntos fotoidentificables en las imágenes

El proceso de captura de la información a través de la restitución, obedece a la capacidad de contar con la tecnología adecuada, para ello se cuenta con sistemas de restitución digital SUMMIT EVOLUTION, las cuales son estaciones de trabajo fotogramétricas que permiten la captura de datos tridimensionales en entorno AutoCAD, MicroStation.

4.10.7.5. Edición de Planos Finales

Concluida la etapa de transferencia de la información, se procede a revisar cada uno de los modelos editados, con el fin de complementar o corregir toda aquella información que no esté de acuerdo con la escala del Plano.

4.10.8. Fase de Ortorectificación Digital

4.10.8.1. Obtención de Ortofoto Verdadera

En la obtención de la Ortofoto Verdadera, se considera la proyección ortogonal con un Modelo Digital de Superficie (DSM), para la detección de áreas ocultas considerando el relleno de las mismas tomando las partes de la imagen pérdidas de las ortofotos colindantes.

Se trata principalmente de encontrar de forma automática la imagen homóloga en un fotograma de la determinada en el otro (tomadas en dos ángulos diferentes).

El sistema de reconocimiento más empleado, es el ABM (área based matching), esta es la correlación que estudia una ventana de pixeles de zonas similares en ambas imágenes intentando correlar el origen y el destino valorando los niveles radiométricos de cada pixel de la imagen. El nivel de precisión de la correlación se estima por mínimos cuadrados.

El proceso de obtención de la información a través de ortorectificación, obedece a la capacidad de contar con la tecnología adecuada, para ello se cuenta con sistemas de software de la Suite INPHO de TRIMBLE.

4.10.8.2. Corrección Radiométrica de las Imágenes Aéreas

Las distorsiones o errores en las imágenes aéreas (Sistema Óptico), corresponde a un error que influye en la radiación o el valor radiométrico del Pixel o elemento del terreno.

Esto se debe a efectos de la atmósfera, iluminación del sol, cambios de estaciones climáticas, o simplemente ruidos que alteran dichos valores.

4.10.8.3. Correcciones a Considerar

Durante el proceso del revelado de las imágenes, se calcularán sus Histogramas con relación a las imágenes estándar con los parámetros entregados por la fábrica de la cámara aérea TRIMBLE.

Los efectos atmosféricos se controlaron según la ventana considerada en el rango del Espectro Electromagnético.

El proceso determinará el mejor Contraste (Diferencia de valor de tono entre las áreas más oscuras y más claras de la imagen), el Brillo (medida de variaciones de intensidad de radiación electromagnética en la zona), y Resolución (Midiendo la habilidad del sensor para discriminar información dentro de la imagen).

4.10.9. Información de Coberturas Base Cartográfica

Los planos, desde Plano RES-TRAL-01 a RES-TRAL-12, contienen los siguientes layers según la escala del plano y lo solicitado en las Bases Técnicas.

Estructura de layers DWG, Escala 1:2.000

Cartografía base digital:

Los planos en formato DWG, contendrán los siguientes layers, según la escala del plano: los archivos AutoCad.

Estructura de layers DWG, Escala 1:2.000

- *Achurado Construcción*
- *Achurado de Agua*
- *Barrera de Contención*
- *Canal*
- *Cancha*
- *Cercos*
- *Construcción*
- *Cotas de Elevación*
- *Curva de nivel Índice*
- *Curva de nivel Intermedia*
- Estanque
- Huellas
- Laguna
- Límite de Proyecto
- Malla UTM y Coord.
- Muro
- Plaza
- Poste
- Poza de Agua
- Puente
- Quebradas
- Red Vial de Tierra
- Red Vial Pavimentada
- Río
- Rotulo de Curvas
- Texto Descriptivo
- Torre Alta Tensión
- Tranque
- Vegetación
- Zanja

5. ESTUDIO DE RECURSOS HÍDRICOS

5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se describe el proceso de modelación hidrológica empleado para la obtención de la serie de caudales medios mensuales en el punto de interés (captación bocatoma en Río Ranguintulelfú). El modelo hidrológico fue desarrollado sobre la plataforma WEAP. Habiendo realizado un análisis previo de la información hidrometeorológica disponible y las características geomorfológicas de las cuencas en estudio, se adoptó el enfoque que se describe a continuación.

5.2. ENFOQUE ADOPTADO

En la Figura 5.2-1 se observan las estaciones hidrometeorológicas (DGA-DMC) existentes en las inmediaciones del área de estudio. Como puede verse, no existen estaciones fluviométricas en el río Ranguintulelfú ni tampoco en los cursos ubicados aguas abajo de éste hasta el lago Panguipulli, por lo que no se podría generar una serie de caudales modelados a partir de estaciones ubicadas en la misma subcuenca.

Dado lo anterior, se propuso ocupar el enfoque de calibrar un modelo hidrológico en una cuenca cercana de similares características y que posea información suficiente tanto pluviométrica como fluviométrica, para posteriormente transferir los parámetros resultantes a la cuenca de interés. La única subcuenca que cumple con los requisitos para servir como cuenca de calibración, es la cuenca definida por la estación fluviométrica “Río Liquiñe en Liquiñe”, ubicada en la misma latitud pero más hacia la cordillera (ver Figura 5.2-2), la cual es además, la única cuenca vecina que presenta control fluviométrico y no posee presencia lacustre, lo cual es de significativa importancia en la adecuada representación del régimen, ya que la cuenca en estudio tampoco presenta lagos. Cómo se ve más adelante en el Cuadro 5.3.1-2, la estación fluviométrica “Río Liquiñe en Liquiñe” posee buena disponibilidad de datos, presentando sólo un 8,2% de los meses sin información, y sólo un año sin ningún dato (1985/86). Por su parte, la estación pluviométrica más representativa de esta cuenca es la estación “Liquiñe” la cual lamentablemente presenta 8 años sin ningún dato (período 1985/86-1992/93), sin embargo la serie pudo ser extendida dado que el período faltante no supera al 33% de los meses (un tercio de los datos), lo que sería el límite aceptable en hidrología para poder extender/rellenar una serie de datos. En un escenario ideal, lo óptimo habría sido emplear estaciones con mejor disponibilidad de datos, sin embargo, dado que la subcuenca escogida es la única que cumple con los requisitos de cercanía, tipo de régimen y que además no posea lagos, debieron utilizarse dichas estaciones extendiendo la serie con métodos estadísticos que se explican más adelante

Para construir el modelo sobre la plataforma WEAP se debió segmentar la cuenca de calibración en Unidades de Respuesta Hidrológica (URH) homogéneas. Comúnmente se emplea el enfoque de bandas de elevación y/o subcuencas. En esta oportunidad se usó la subdivisión por subcuencas. La cuenca de calibración se dividió en 3 subcuencas menores, tal como se muestra en la

Figura 5.2-2. Una vez calibrado el modelo en la cueca “Río Liquiñe en Liquiñe”, los parámetros fueron transferidos a la cuenca de estudio en el Río Ranguintulelfú.

El período de modelación empleado va desde el año 1985/86 a 2014/15 (30 años).

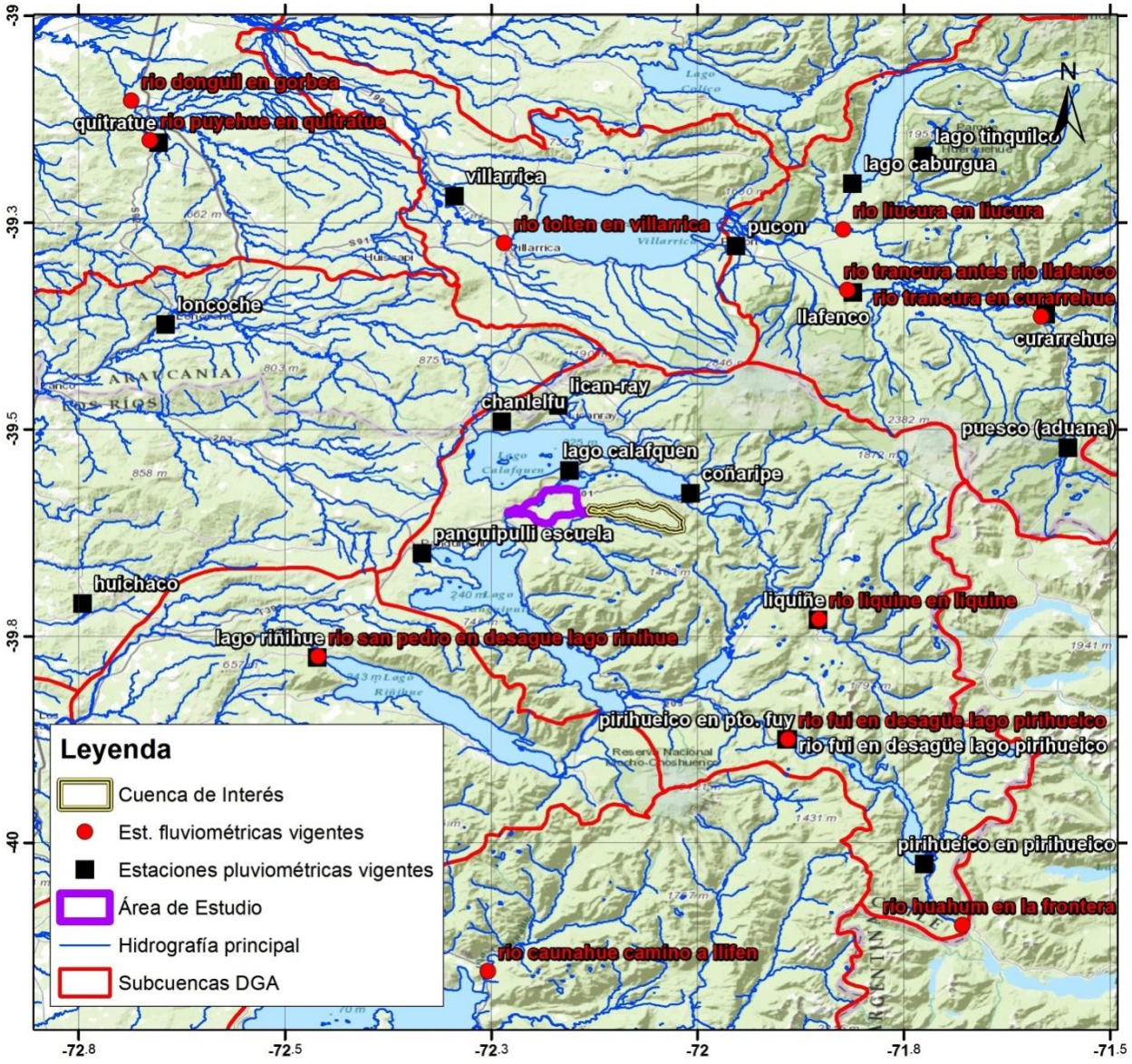


FIGURA 5.2-1
ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO
Fuente: Elaboración propia.

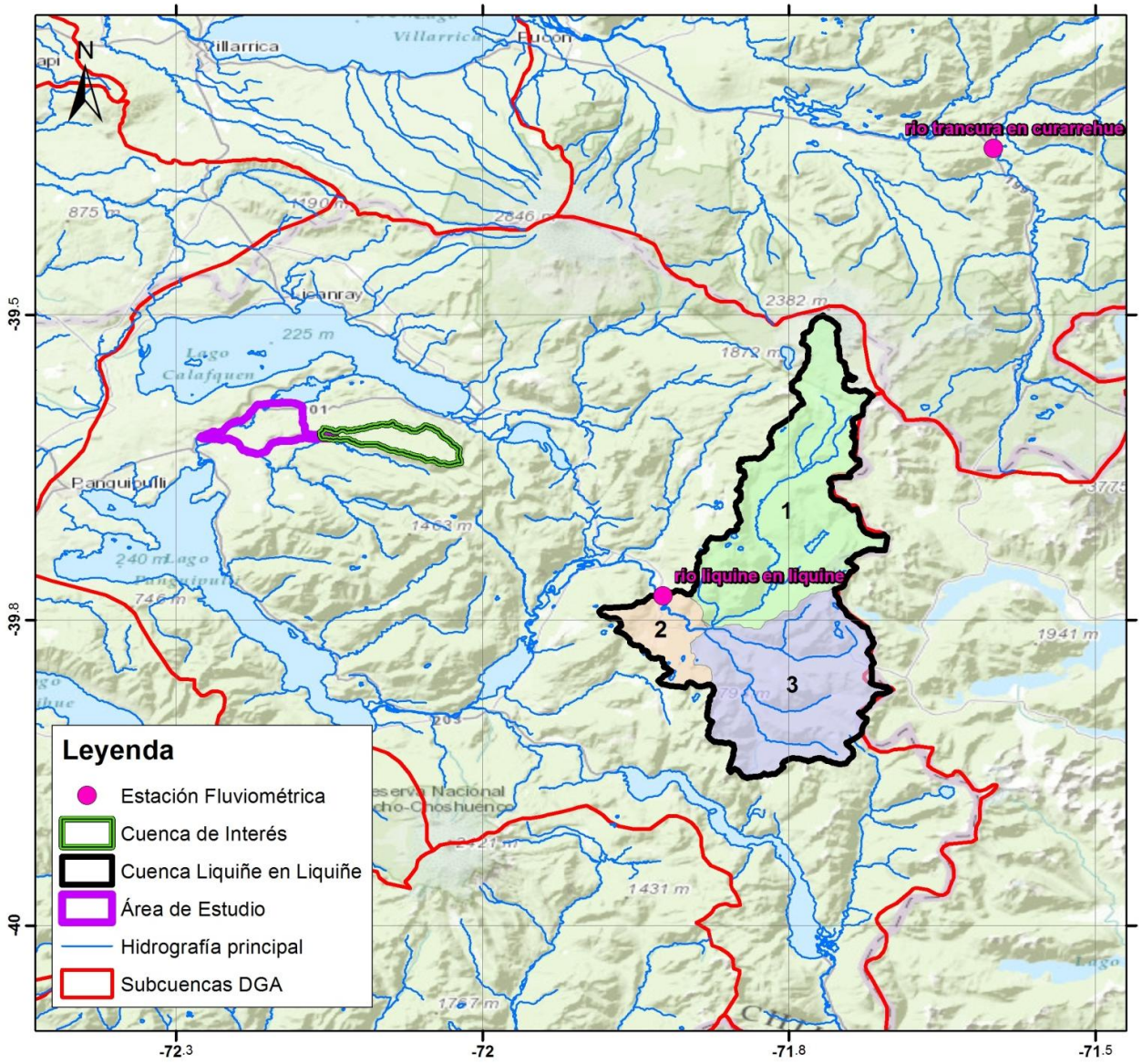


FIGURA 5.2-2
CUENCA DE CALIBRACIÓN Y CUENCA DE INTERÉS
Fuente: Elaboración propia.

5.3. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA DISPONIBLE

5.3.1. Disponibilidad de Datos

La estaciones pluviométricas, fluviométricas y de temperatura ubicadas en las inmediaciones del área de estudio, pertenecen tanto a la DGA como a la DMC. Estas pueden verse en la Figura 5.2-1. El Cuadro 5.3.1-1, por su parte, muestra aquel subconjunto de estaciones pre seleccionadas para el análisis dado su proximidad al área de estudio y su disponibilidad de datos. Se descartaron aquellas estaciones fluviométricas ubicadas en los desagües de lagos ya que su comportamiento hidrológico difiere de aquellas ubicadas a lo largo de ríos, lo cual es necesario para modelar los caudales del río de interés (Río Ranguintulelfú).

CUADRO 5.3.1-1
ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS PRESELECCIONADAS ANALIZADAS

Nombre Estación	Tipo de Estación
Lago Calafquén	Pluviométrica
Lago Riñihue	Pluviométrica
Liquiñe	Pluviométrica
Chanlelfu	Pluviométrica
Panguipulli Escuela (DMC)	Pluviométrica
Lican Ray	Pluviométrica
Coñaripe	Pluviométrica
Pirihueico en Pirihueico	Pluviométrica
Lago Neltume	Pluviométrica
Río Fuy en Desagüe Lago Pirihueico	Pluviométrica
Río Trancura en Curarrehue	Fluviométrica
Río Liquiñe en Liquiñe	Fluviométrica
Lago Ranco	Temperaturas
Curarrehue	Temperaturas
Ojos del Caburga	Temperaturas
Pucón	Temperaturas
Puesco (Aduana)	Temperaturas
Teodoro Schmidt	Temperaturas
Tricauco	Temperaturas
Cunco	Temperaturas

Fuente: Elaboración propia. con datos DGA y DMC

A cada estación preseleccionada se le realizó un chequeo de la información disponible. Dicha información se muestra en el Cuadro 5.3.1-2.

Finalmente, luego de evaluar la disponibilidad de datos, se seleccionaron sólo aquellas estaciones cuya cantidad de meses sin información fuera inferior al 33%, y además estuviera lo suficientemente cerca del área de estudio. De esta forma quedó el conjunto que se muestra en el Cuadro 5.3.1-3, las cuales se sometieron posteriormente al proceso de rellenado.

CUADRO 5.3.1-2
DISPONIBILIDAD DE DATOS EN ESTACIONES PRE SELECCIONADAS
(CANTIDAD DE MESES CON DATOS)

Tipo	Estación	1985/86	1986/87	1987/88	1988/89	1989/90	1990/91	1991/92	1992/93	1993/94	1994/95	1995/96	1996/97	1997/98	1998/99	1999/00	2000/01	2001/02	2002/03	2003/04	2004/05	2005/06	2006/07	2007/08	2008/09	2009/10	2010/11	2011/12	2012/13	2013/14	2014/15	Meses sin datos (%)
P	Lago Calafquén	0	9	12	8	12	11	12	12	12	12	11	5	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**7,8**
P	Lago Riñihue	12	12	12	12	12	12	11	12	12	12	12	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**0,6**
P	Liquiñe	0	0	0	0	0	0	0	0	7	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**28,1**
P	Chanlelfu	0	0	7	12	12	12	12	11	12	12	12	11	12	10	10	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**9,7**
P	Panguipulli Escuela (DMC)	0	3	10	2	0	3	7	12	8	3	12	12	11	12	11	11	12	12	10	12	12	12	12	11	8	0	0	0	3	9	**36,1**
P	Lican Ray	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	12	11	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**37,5**
P	Coñaripe	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**39,2**
P	Pirihueico en Pirihueico	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**45,0**
P	Lago Neltume	12	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**96,1**
P	Rio Fuy en Desagüe Lago Piri.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	12	12	12	12	12	11	6	9	12	11	12	12	**62,8**
F	Liquiñe en Liquiñe	0	9	12	11	8	9	12	12	12	9	12	12	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	12	12	12	12	12	11	**8,1**
F	Trancura en Curarrehue	12	11	12	12	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	6	12	12	12	12	11	12	12	12	11	8	12	**3,9**
T	Lago Ranco	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	12	12	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**49,7**
T	Curarrehue	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**99,7**
T	Ojos del Caburga	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	10	12	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**89,4**
T	Pucón	0	12	12	12	12	12	11	10	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	10	0	0	0	0	**18,3**
T	Puesco (Aduana)	0	0	7	12	12	12	11	11	7	12	12	11	12	12	12	8	12	11	12	12	10	8	10	12	12	12	12	12	11	10	**14,7**
T	Teodoro Schmidt	0	0	0	0	12	12	10	11	12	12	12	12	12	12	8	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	**15,8**
T	Tricauco	0	0	0	0	11	12	11	10	11	11	12	10	12	10	11	11	0	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	**20,3**
T	Cunco	0	11	12	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**90,3**

Nota: P: Pluviométrica; F: Fluviométrica; T: Temperaturas
Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 5.3.1-3
ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS SELECCIONADAS

Nombre Estación	Tipo de Estación
Lago Calafquén	Pluviométrica
Lago Riñihue	Pluviométrica
Liquiñe	Pluviométrica
Chanlelfu	Pluviométrica
Río Trancura en Curarrehue	Fluviométrica
Río Liquiñe en Liquiñe	Fluviométrica
Pucón	Temperaturas
Puesco (Aduana)	Temperaturas

Fuente: Elaboración propia. con datos DGA y DMC.

5.3.2. Relleno de Datos

Para el relleno de información hidrometeorológica, se utilizó un modelo de regresión lineal corregido con una variable aleatoria (relleno estocástico) que permite preservar los parámetros estadísticos de cada serie, según la expresión:

$$Y_1 = \alpha \cdot Y_2 + \beta + \sqrt{1 - R^2} \cdot \varepsilon \cdot S_Y \qquad \text{EC. 5-1}$$

Donde:

- Y_1: La variable que se desea rellenar
- Y_2: La variable que se utilizará para rellenar la estadística de Y_1
- α: Pendiente de la regresión entre la variable Y_1 e Y_2
- β: Coeficiente de intersección de la regresión entre la variable Y_1 e Y_2
- R^2: Coeficiente de determinación de la regresión entre la variable Y_1 e Y_2
- ε: Error aleatorio asociado a una distribución normal N(0,1)
- S_Y: Desviación estándar de la serie Y_1 original

Esta metodología de relleno se presenta con más detalle en la Revista SOCHID Vol. 10, Fernández B. y Salas J., 1995, y ha sido ampliamente utilizada en estudios para la Dirección General de Aguas y Dirección de Obras Hidráulicas. La ventaja de este método es que preserva la variabilidad natural que existe originalmente entre ambas series y no ve afectado su coeficiente de determinación inicial al utilizar directamente el relleno mediante correlación lineal simple.

La metodología se puede utilizar para rellenar directamente las series de precipitación, caudales o temperaturas, o bien utilizar variables transformadas para aquellas series que poseen asimetría negativa o positiva, o una alta variabilidad de valores extremos. La naturaleza de las precipitaciones y caudales en la zona corresponde a valores con tendencias extremas, esto significa, años muy secos y años muy húmedos respecto al valor medio de las precipitaciones.

Los criterios de relleno fueron los siguientes:

1. Para aquellos años en que la cantidad de meses faltantes fuera inferior a 6 meses, se rellenó vía correlaciones mes a mes.

2. Si los meses faltantes por año fueron mayores a 6 meses, se rellenó el valor mes a mes y anual, y luego los mensuales fueron prorrateados para ajustar el total anual.

3. El R^2 mínimo aceptado en todas las correlaciones fue de 0,6.

4. En aquellos casos en que el R^2 no alcanzara el valor de 0,6, se procedió a eliminar los puntos más alejados de la tendencia hasta que se alcanzara el mínimo aceptado. Lo anterior, dado que, de acuerdo a los criterios estadísticos empleados comúnmente en hidrología, es aceptado eliminar aquellos puntos que se escapan de la tendencia general, ya que se consideran "puntos anómalos" o "outlayers", es decir que difieren del comportamiento general de la mayoría de los datos aún cuando dichos puntos puedan corresponder a mediciones correctas. Bajo este criterio, conservar dichos puntos anómalos, apunta en la dirección contraria a representar fielmente la tendencia de los datos y la posterior estimación de nuevos valores.

Una vez obtenidas las series fluviométricas, pluviométricas y de temperaturas mensuales rellenadas, se procedió a alimentar el modelo hidrológico en la cuenca de calibración. A continuación se resumen las variables acá mencionadas.

5.3.3. Información Pluviométrica

En la Figura 5.2-1 se mostró anteriormente la ubicación de las estaciones pluviométricas totales. Como se vio anteriormente, sólo fueron seleccionadas 4. De ellas, la más representativa a la cuenca de calibración, es la estación Liquiñe, ubicada en el mismo punto de la estación fluviométrica Río Liquiñe en Liquiñe. Por su parte, la estación pluviométrica más representativa de la cuenca de interés es la estación Lago Calafquén. Las otras dos estaciones empleadas se usaron únicamente para el relleno de datos en aquellos casos que fue necesario. La Figura 5.3.3-1 muestra las precipitaciones medias mensuales de estas estaciones. Las precipitaciones anuales de las 2 estaciones de interés son 2.570 mm y 2030 mm para Liquiñe y Lago Calafquén respectivamente, observándose los mayores valores en los meses de invierno (junio a agosto).

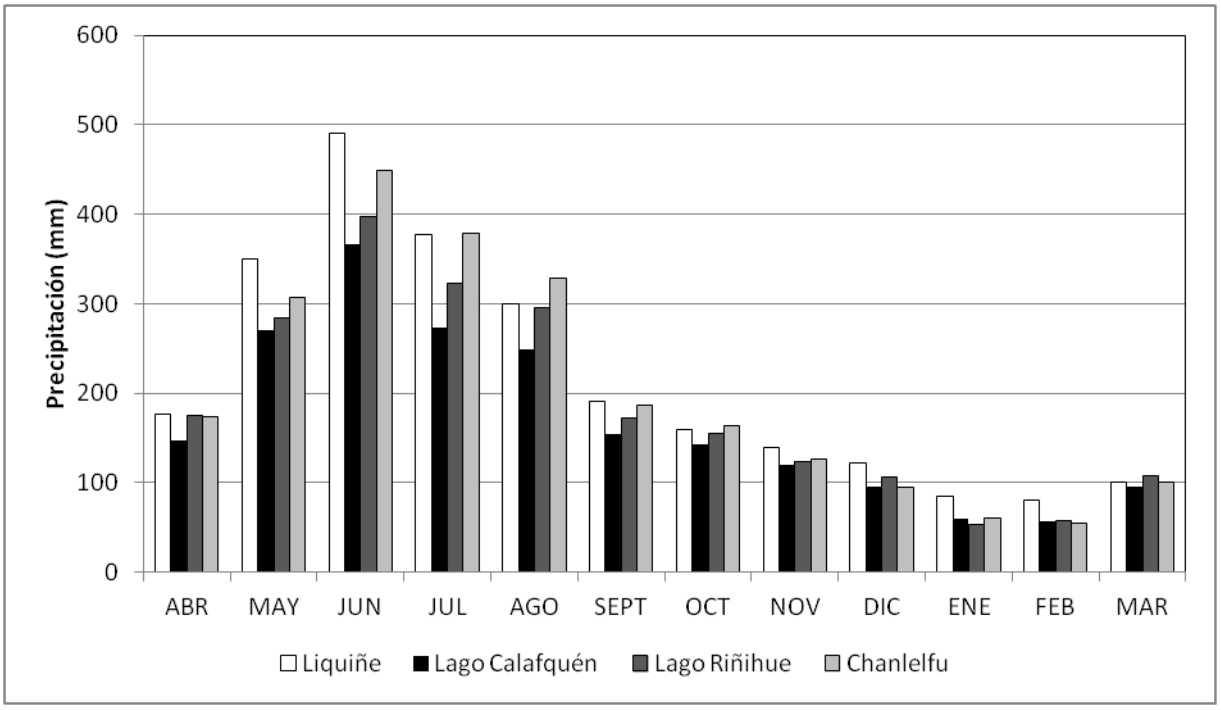


FIGURA 5.3.3-1
PRECIPITACIONES MEDIAS MENSUALES
Fuente: Elaboración propia.

Los datos empleados pueden verse en el Anexo 5-1.

5.3.4. Información Fluviométrica

La ubicación de las estaciones fluviométricas puede verse en la Figura 5.2-1. La estación empleada para la calibración del modelo Hidrológico fue "Río Liquiñe en Liquiñe", mientras que la estación "Trancura en Curarrehue" se usó únicamente como base para el relleno. La curva de caudales medios mensuales se muestra en la Figura 5.3.4-1. El caudal medio anual de la estación "Río Liquiñe en Liquiñe" es de 42,2 m^3/s y posee un régimen marcadamente pluvial con un aporte nival menos notorio en los meses de primavera. Este aporte nival es inferido al observar que la curva de caudales posee un aplacamiento de sus pendientes entre los meses de septiembre a diciembre para después pronunciarse marcadamente hacia enero. Esto daría cuenta que en los meses de primavera el aporte es pluvial y nival, sin embargo hacia fines de diciembre ya se derrite la nieve, por lo que continua sólo el aporte pluvial dado por la escorrentía directa o bien el flujo base. Lo anterior ha sido corroborado observando imágenes satelitales4 Landsat de los meses de febrero y octubre de 2015 (ver Figura 5.3.4-2) donde se aprecia claramente la ausencia y presencia de nieve en la cuenca respectivamente, evidenciando el proceso de acumulación y derretimiento.

Los datos empleados pueden verse en el Anexo 5-2.

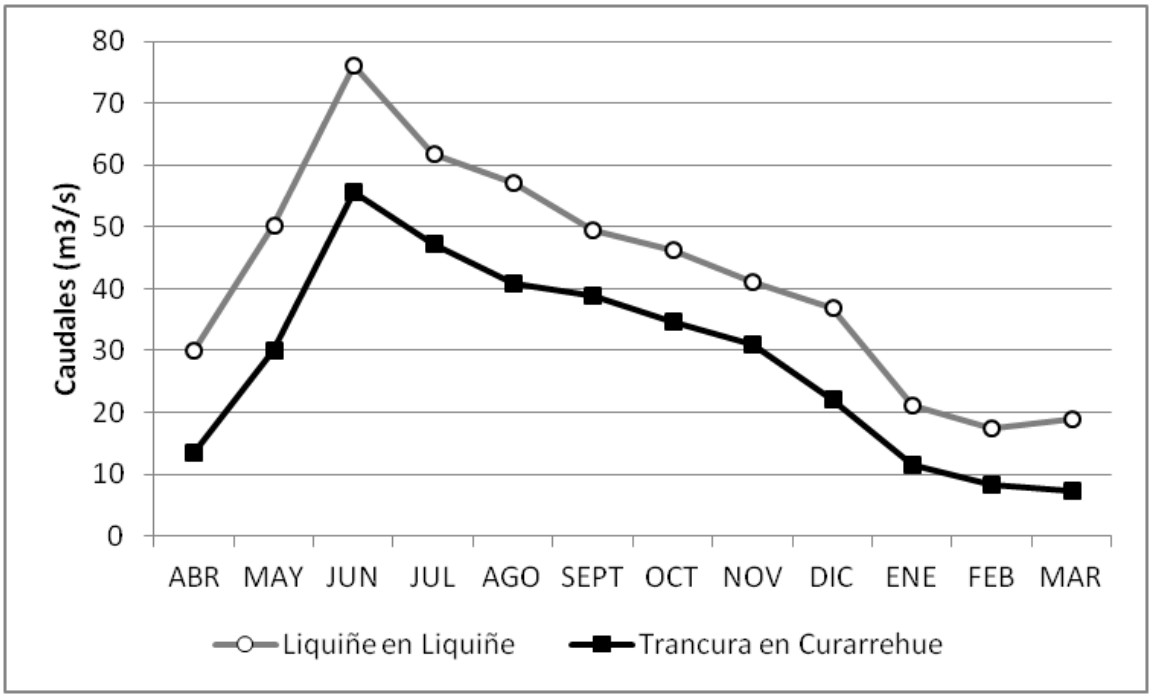


FIGURA 5.3.4-1
CAUDALES MEDIOS MENSUALES
Fuente: Elaboración propia.

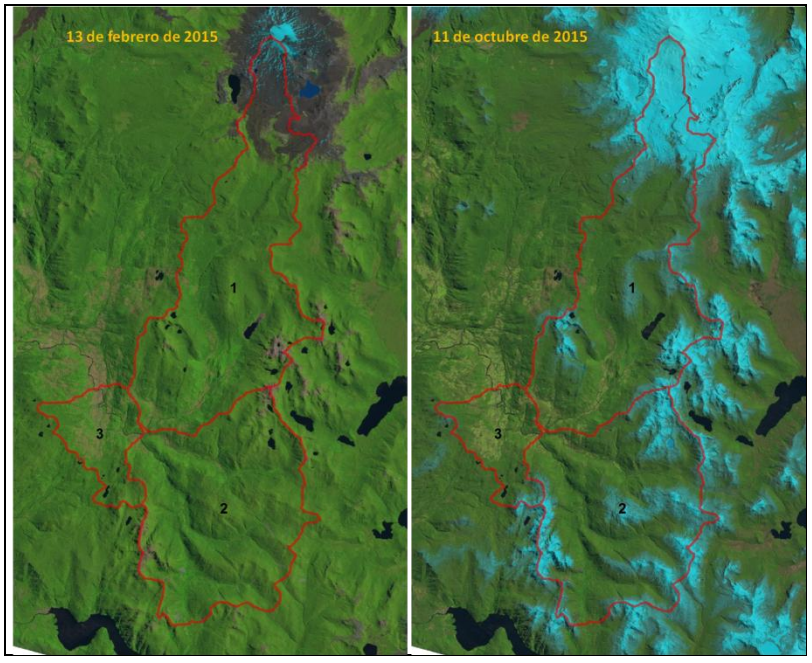


FIGURA 5.3.4-2
VERIFICACIÓN DE APORTE NIVAL EN CUENCA DE RÍO LIQUIÑE EN LIQUIÑE
Fuente: Elaboración propia.

5.3.5. Información de Temperaturas

La ubicación de las estaciones de temperatura puede verse en la Figura 5.3.5-1. De las estaciones seleccionadas, finalmente se usó sólo la estación "Puesco (Aduana) dado su ubicación altitudinal (679 msnm) era el más cercano tanto a las cotas representativas de la cuenca de calibración como para la cuenca de interés, además de poseer una mayor cantidad de datos medidos. Por su parte, la estación "Pucón" (225 msnm) fue usada para el relleno de datos. La curva de temperaturas medias mensuales de ambas estaciones se muestra en la Figura 5.3.5-1. Las temperaturas medias anuales de ambas son 12,26 y 9,66 para Pucón y Puesco respectivamente, con mínimas en julio y máximas en febrero.

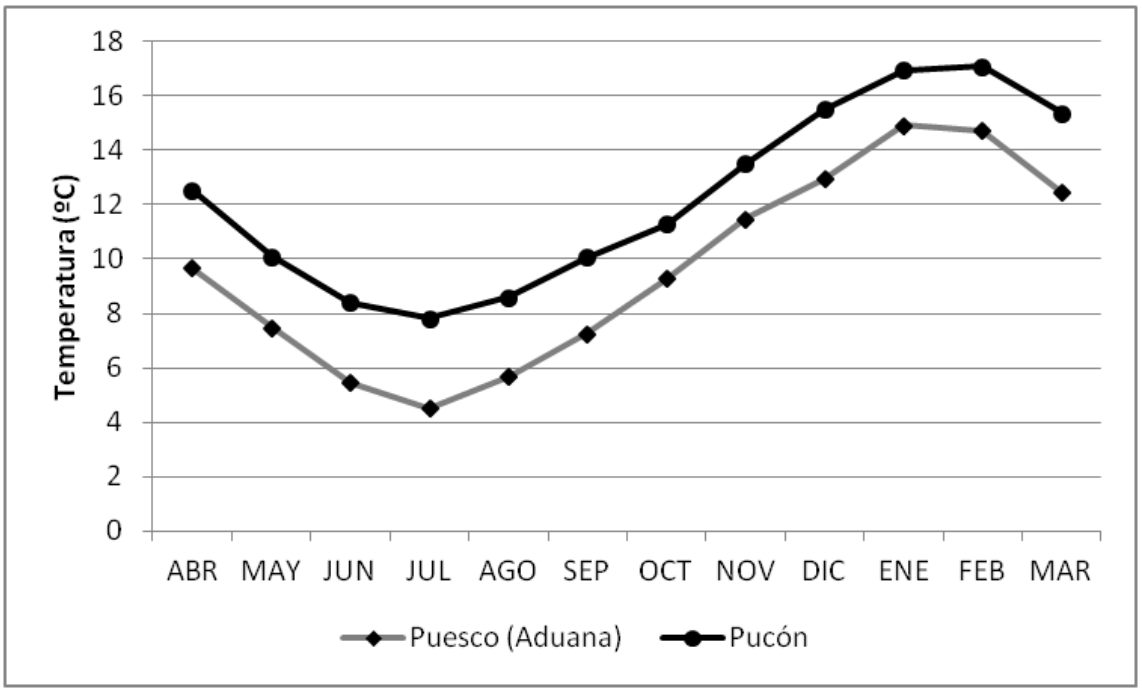


FIGURA 5.3.5-1
TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES
Fuente: Elaboración propia.

Los datos empleados pueden verse en el Anexo 5-3.

5.4. CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LAS CUENCAS MODELADAS

Para las cuencas en estudio, se delimitó la cuenca aportante, la que se mostró en la Figura 5.2-2, mientras que las características geomorfológicas se obtuvieron a partir de la información del Modelo de Elevación Digital (DEM) satelital denominado ASTER-GDEM (generado por el instrumento radiométrico ASTER de Japón, a bordo del satélite TERRA de la NASA, se puede descargar libremente del sitio http://www.gdem.aster.ersdac.or.jp/). En el Cuadro 5.4-1 se muestran características geomorfológicas de las cuencas "Río Liquiñe en Liquiñe", la cuenca aportante al punto de captación en el Río Ranguintulelfú, y por separado cada una de las subcuencas del Río Liquiñe, lo que será usado para alimentar el modelo hidrológico.

CUADRO 5.4-1
CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LAS CUENCAS MODELADAS

Parámetro	Cuenca Liquiñe en Liquiñe	Sub cuenca Liquiñe 1	Sub cuenca Liquiñe 2	Sub cuenca Liquiñe 3	Cuenca Tralcapulli
Área (km^2)	367,9	180,5	36,1	151,4	17,8
Hmax (msnm)	2.306,0	2.306,0	1.653,0	1.857,0	1.259,0
Hmin (msnm)	216,0	320,0	216,0	309,0	532,0
Desnivel máximo (m)	2.090,0	1.986,0	1.437,0	1.548,0	727,0
H promedio (msnm)	1.114,4	1.199,7	763,9	1.096,1	918,7

Fuente: Elaboración propia.

5.5. MODELO HIDROLÓGICO

5.5.1. Características Principales de WEAP

El modelo hidrológico WEAP (*Water Evaluation And Planning System*) fue desarrollado por el SEI (*Stockholm Environment Institute*) en 1989, ha sido aplicado con bastante popularidad y buenos resultados, tanto en estudios de disponibilidad como de planificación del recurso hídrico. Este modelo posee una interface amigable y provee un enfoque integral, que permite su aplicación con diferentes objetivos.

En la Figura 5.5.1-1 se muestra un esquema simplificado del Modelo WEAP, básicamente consiste en un modelo de balance de dos estanques, donde el estanque superior se asocia al flujo superficial y sub-superficial, mientras que el estanque inferior corresponde al almacenamiento subterráneo que está directamente relacionado con el flujo base.

La modelación del derretimiento nival se realiza con el método de grado día, considerando temperaturas límites de derretimiento y congelamiento, para la estimación de porcentaje de precipitación y nieve caída. Una descripción detallada puede ser revisada en el documento "Guía Metodológica Modelación Hidrológica y de Recursos Hídricos con El Modelo WEAP", desarrollado por el Centro de Cambio Global de la UC, 2009 y en los documentos proporcionados en la página www.weap21.org.

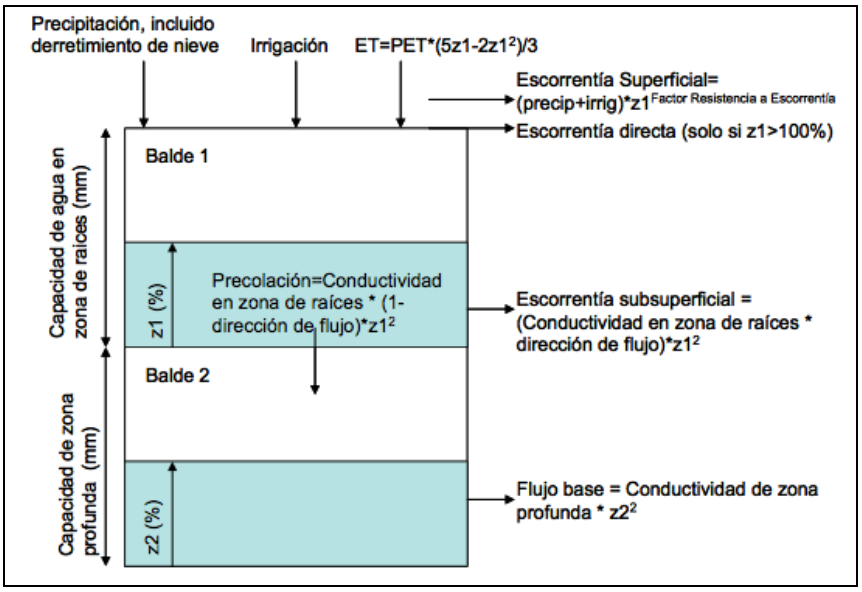


FIGURA 5.5.1-1
ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL MODELO WEAP
Fuente: Guía Metodológica, Centro de Cambio Global UC, 2009.

5.5.2. Calibración del Modelo

Como ya fue dicho anteriormente, la cuenca del Río Liquiñe en Liquiñe fue subdividida en 3 sub cuencas (ver Figura 5.2-2 y Cuadro 5.4-1), cada una de las cuales constituye un "catchment" que genera un caudal propio. El caudal total generado por la cuenca es sumado en el punto de salida y está dado por la suma de los 3 "catchment". La Figura 5.5.2-1 muestra la topología del modelo calibrado.

La estrategia de calibración empleada se resume en los siguientes puntos:

1. Todos los parámetros fueron calibrados utilizando Macros en lenguaje Visual Basic compatibles con WEAP que fueron especialmente programados para el presente estudio.

2. El criterio de calibración principal fue el coeficiente de eficiencia E de Nash-Sutcliffe, el cual indica el grado de ajuste entre los caudales observados y los modelados. Éste corresponde a uno de los indicadores de eficiencia más usados en este tipo de modelos, el cual varía desde $-\infty$ hasta 1, siendo el 1 el ajuste perfecto entre los datos observados y los modelados. Valores sobre 0 ya indican que el modelo es mejor que un comportamiento completamente aleatorio. Se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{T}(Q_o^t - Q_m^t)^2}{\sum_{t=1}^{T}(Q_o^t - \overline{Q_o})^2} \qquad \text{EC. 5-2}$$

3. Donde Qo son los caudales observados, Q_m son los caudales modelados y el $\overline{Qo}$ es el promedio de los Q_o. El súper índice t indica el paso de tiempo.

4. Los parámetros generadores de escorrentía (ver Cuadro 5.5.2-2) fueron calibrados usando como punto de partida aquellos determinados en el estudio "Fortalecimiento de las capacidades para enfrentar los desafíos del cambio climático en Chile" (Centro de Cambio Global PUC, CORFO-INNOVA, 2013). A partir de los valores entregados por este estudio, se comenzó la búsqueda de los valores que mejor permitieran el ajuste entre los caudales modelados y los observados.

5. Para estimar las precipitaciones en las zonas altas de la cuenca de calibración, donde no existen estaciones pluviométricas, se utilizó el método de los gradientes orográficos, incorporando como parámetro a calibrar el gradiente orográfico a nivel mensual. Como punto de partida se utilizaron los gradientes observados en las estaciones pluviométricas seleccionadas y aquellos valores indicados en el estudio "Diagnóstico Plan Maestro Recursos Hídricos, Región de Los Ríos, Informe Etapa 1" (DGA, 2015) y se usarán las isoyetas del Balance Hídrico Nacional de la DGA (1987) como medio de verificación.

6. En todos los períodos modelados se descarta el primer año para así asegurarse que los caudales modelados están independizados de las condiciones iniciales.

Para la calibración realizada (periodo 1985/86-2005/06) se obtuvo un coeficiente de Eficiencia Nash-Sutcliffe (N-S) de la serie temporal completa de 0,66, lo cual es considerado como satisfactorio para este tipo de modelos, y un caudal medio anual modelado de 43,3 m^3/s lo que comparado con los 42,8 m^3/s observados implican un error del 1,17 %. En el Cuadro 5.5.2-1 se resumen las eficiencias del modelo en todas sus dimensiones, esto es, serie completa, promedios mensuales, promedios anuales y curva de duración mensual.

Como puede verse, el modelo presenta valores satisfactorios en todas sus dimensiones salvo en la curva anual. Sin embargo, tal como se ve en la Figura 5.5.2-2 letra (a) y 5.5.2-3 letra (c), existe un año en particular con un comportamiento anómalo, que sería el 1990/91, donde se observan los mayores desajustes del modelo. Si dicho año fuera retirado de la serie la eficiencia N-S sube automáticamente por sobre los 0,5. Además, en la validación del modelo (apartado 5.5.3), al evaluarlo en un período distinto, la eficiencia anual aumenta satisfactoriamente. Lo anterior indica que el año conflictivo puede poseer algún problema de medición, o bien, tratarse de un conjunto de eventos de precipitación anómalos que se concentraron únicamente en la parte alta de la cuenca y que no tuvo influencia sobre la estación pluviométrica usada como base (Est. Liquiñe) la cual se ubica en la parte baja de la cuenca, siendo esto último lo menos probable ya que el resto de los años poseen un mejor ajuste.

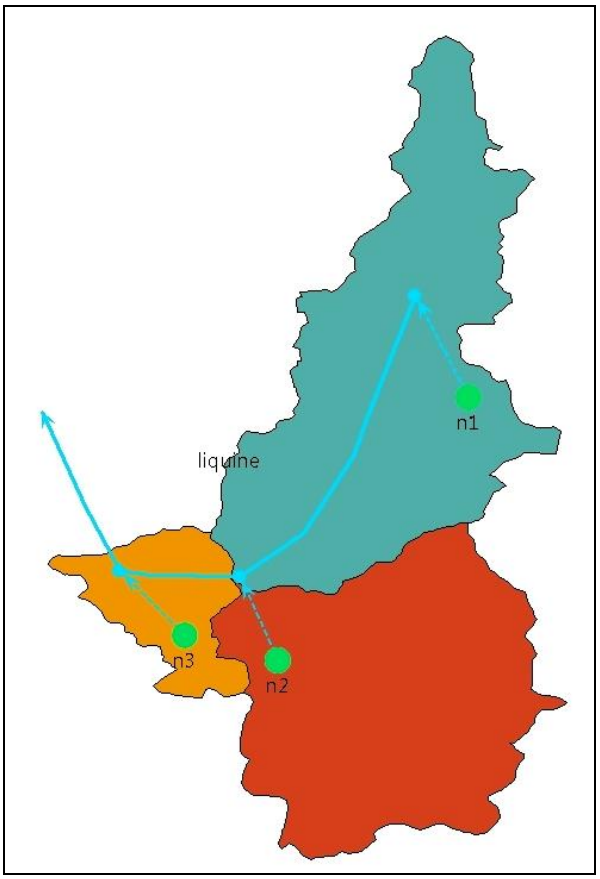


FIGURA 5.5.2-1
TOPOLOGÍA MODELO HIDROLÓGICO
CUENCA DE CALIBRACIÓN RÍO LIQUIÑE EN LIQUIÑE
Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 5.5.2-1
INDICADORES DE EFICIENCIA DEL MODELO HIDROLÓGICO

Ajuste	Modelo Actual	
	N-S	R^2
Serie Temporal	0,660	0,659
C,D, Mensual	0,930	0,986
Ajuste Mensual	0,985	0,986
Ajuste Anual	0,249	0,257

Fuente: Elaboración propia.

Se muestran los gráficos de correlación (Figura 5.5.2-2, letra (b)), gráfico de series temporales modelada y observada (Figura 5.5.2-2 letra (a)), curva de variación mensual (Figura 5.5.2-3 letra (a)), curva de variación anual (Figura 5.5.2-3 letra (c)) y curva de duración mensual (Figura 5.5.2-3 letra (b)) asociados al punto calibración.

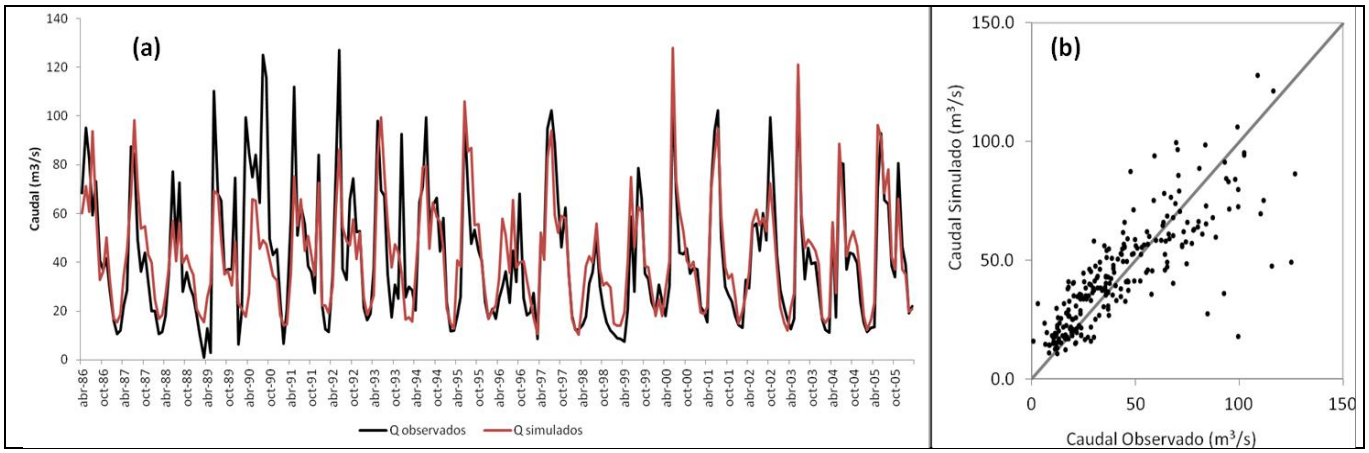


FIGURA 5.5.2-2
CORRELACIÓN (A) Y SERIE TEMPORAL DE CAUDALES MODELADOS V/S OBSERVADOS (B)
Fuente: Elaboración propia.

El Cuadro 5.5.2-2 muestra el resumen de los parámetros resultantes del proceso de calibración. Se incluye además el Anexo 5-4 con el respaldo de los resultados mencionados en el presente apartado.

CUADRO 5.5.2-2
RESUMEN DE PARÁMETROS CALIBRADOS

Parámetro	Rango	Unidad	Descripción
Kc	2,4	-	Coeficiente de cultivo
Capacidad de almacenamiento del suelo	112,5	mm	Capacidad de retención de agua de la primera capa de suelo
Capacidad de Zona Profunda	4.500	mm	Capacidad de retención de agua de la capa de suelo profunda
Conductividad Zona Profunda	24.000	mm/mes	Conductividad hidráulica de la capa de suelo profunda
Conductividad en Zona de Raíces	2.250	mm/mes	Conductividad hidráulica de la primera capa de suelo
Temperatura Deshielo	3	°C	Temperatura umbral para el derretimiento de la nieve
Temperatura de Congelamiento	-7	°C	Temperatura umbral para la acumulación de la nieve
Gradiente orográfico mensual	210	mm/km	Variación de las precipitaciones respecto de la altitud a lo largo del valle (ver el punto 4 de los criterios de calibración al inicio de este apartado).
Factor de corrección de gradientes de precipitación	otoño: 1 invierno: 1, primavera: 1,5 verano: 0,5	-	Factor que multiplica a los gradientes de precipitación observados en la parte baja de la cuenca (ver el punto 4 de los criterios de calibración al inicio de este apartado), y que permite generar las series de precipitación en altura donde no existen estaciones.
Gradiente de Temperatura mensual	-3,7	°C/km	Variación de la temperatura respecto de la altitud

CUADRO 5.5.2-2
RESUMEN DE PARÁMETROS CALIBRADOS

Parámetro	Rango	Unidad	Descripción
Factor de corrección de gradientes de temperatura	otoño: 0,5 invierno: 0,5 primavera: 1 verano: 2	-	Factor que multiplica a los gradientes de temperatura, y que permite generar las series de temperatura en altura donde no existen estaciones.
Factor de resistencia de escorrentía	0,8	-	Relacionado con la superficie del suelo, controla la magnitud de la escorrentía directa
Dirección preferente de flujo	0,15	-	Factor que divide el flujo que va desde la primera capa de suelo hacia la profunda

Fuente: Elaboración propia.

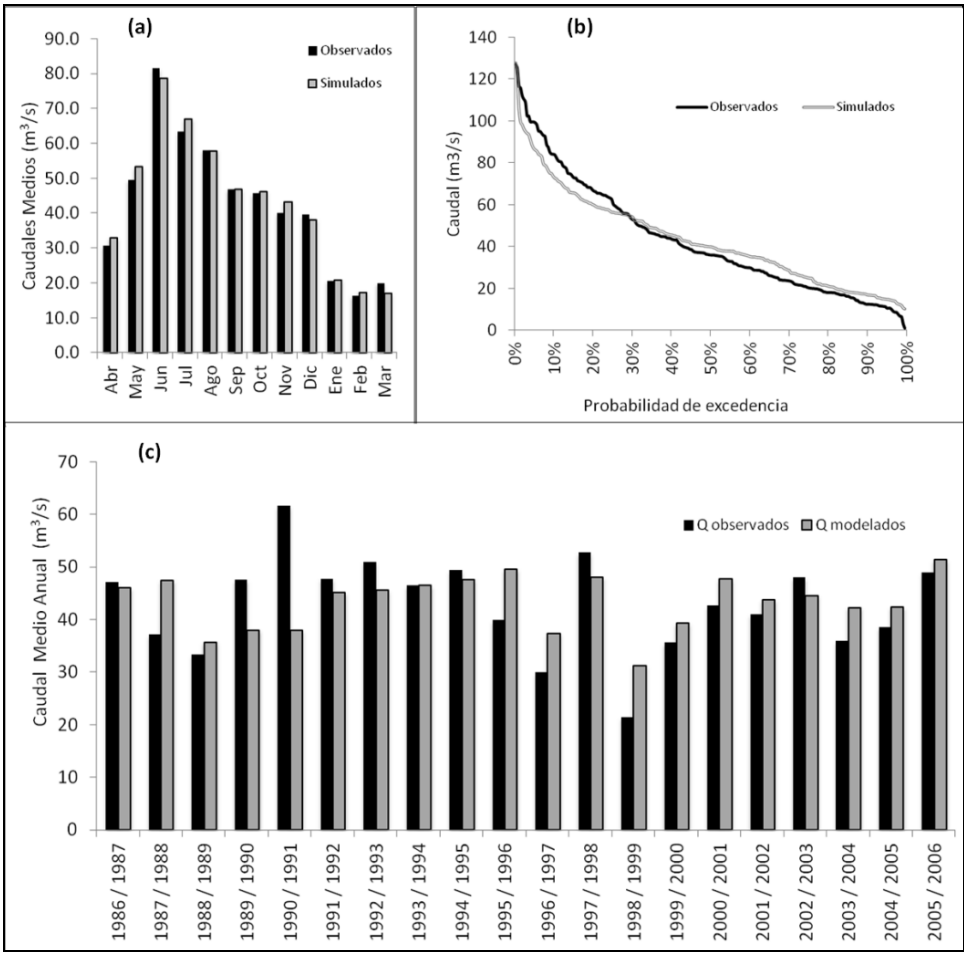


FIGURA 5.5.2-3
CURVA DE AJUSTE MENSUAL (A), CURVA DE DURACIÓN MENSUAL (B) Y CURVA DE AJUSTE ANUAL (C)

Fuente: Elaboración propia.

En lo que sigue se presentan los resultados del proceso de validación.

5.5.3. Validación del Modelo

Para validar el modelo hidrológico construido, se evaluaron los parámetros antes calibrados, en un período de tiempo distinto, esperando que el modelo se comporte de modo satisfactorio basado en los mismos indicadores estadísticos ya empleados.

El período de validación corresponde al 2006/07 al 2014/15. Para dicho período se obtuvo un coeficiente de Eficiencia Nash-Sutcliffe (N-S) de la serie temporal completa de 0,65, lo cual es considerado como satisfactorio para este tipo de modelos, y un caudal medio anual modelado de 40,3 m^3/s lo que comparado con los 40,6 m^3/s observados implican un error del 0,8%. En el Cuadro 5.5.3-1 se resumen las eficiencias del modelo en todas sus dimensiones, esto es, serie completa, promedios mensuales, promedios anuales y curva de duración mensual.

CUADRO 5.5.3-1
INDICADORES DE EFICIENCIA DEL MODELO HIDROLÓGICO

Ajuste	Modelo Actual	
	N-S	R^2
Serie Temporal	0,652	0,653
C.D. Mensual	0,920	0,966
Ajuste Mensual	0,910	0,930
Ajuste Anual	0,520	0,529

Fuente: Elaboración propia.

Como puede verse, el modelo presenta valores satisfactorios en todas sus dimensiones incluyendo la curva anual, la que inicialmente daba con valores bajos para el período de calibración.

A continuación se muestran los gráficos de correlación (Figura 5.5.3-2 letra (b)), gráfico de series temporales modelada y observada (Figura 5.5.3-2 letra (a)), curva de variación mensual (Figura 5.5.3-3 letra (a)), curva de variación anual (Figura 5.5.3-3 letra (c)) y curva de duración mensual (Figura 5.5.3-3 letra (b)) asociados al punto de validación.

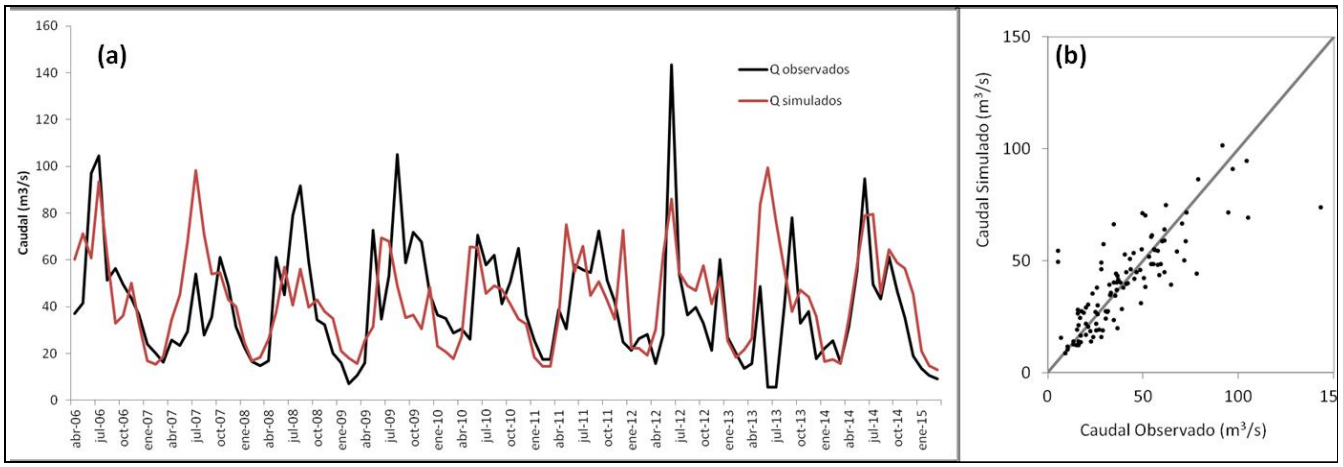


FIGURA 5.5.3-2
CORRELACIÓN (A) Y SERIE TEMPORAL DE CAUDALES MODELADOS V/S OBSERVADOS (B)
Fuente: Elaboración propia.

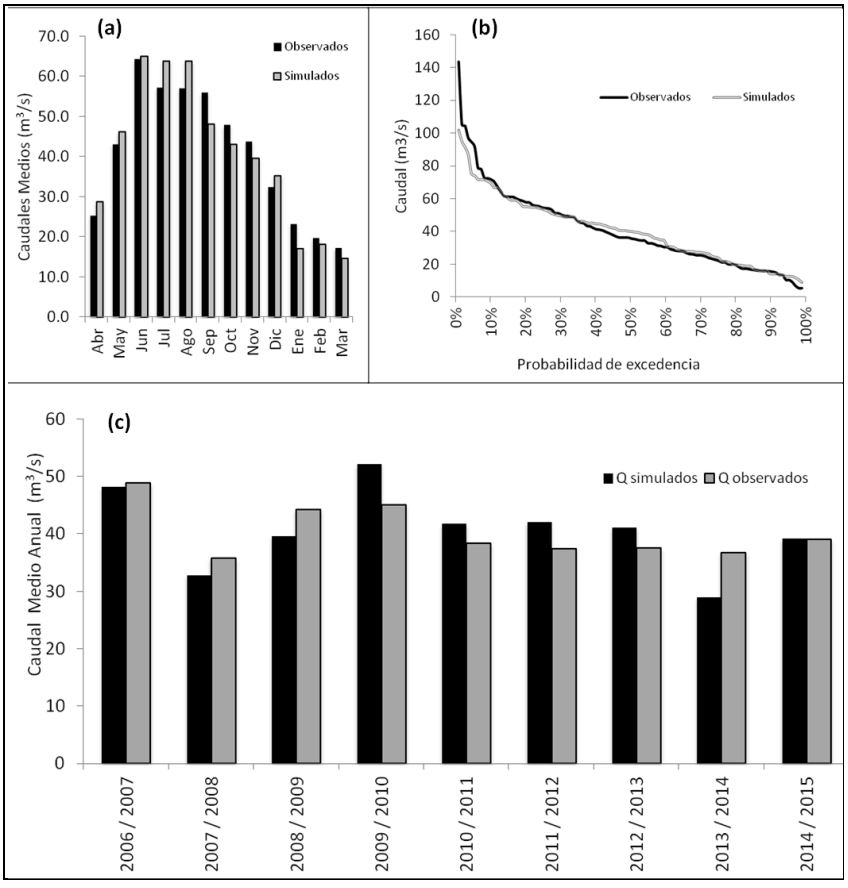


FIGURA 5.5.3-3
CURVA DE AJUSTE MENSUAL (A), CURVA DE DURACIÓN MENSUAL (B) Y CURVA DE AJUSTE ANUAL (C)
Fuente: Elaboración propia.

A raíz de los resultados obtenidos tanto en la calibración como en la validación, se concluye que el modelo es apto para poder ser usado en la estimación de la serie de caudales medios mensuales del punto de interés en el Río Ranguintulelfú.

Se incluye además el Anexo 5-4 con el respaldo de los resultados mencionados en el presente apartado.

5.5.4. Caudales Modelados en el Punto de Captación

Finalmente, luego que el modelo fue validado, los parámetros obtenidos fueron transferidos al nuevo modelo construido para la cuenca de interés en el río Ranguintulelfú en el punto de captación[1]. La Figura 5.5.4-1 muestra la topología del modelo en la cuenca de interés, conformada por un solo catchment ya que dado el tamaño de esta cuenca (17,2 km^2), no se hace necesario subdividirla mayormente. Una vez generado este nuevo modelo se corrió el período completo 1985/86 a 2014/15, dando como resultado la serie de caudales en el punto de interés.

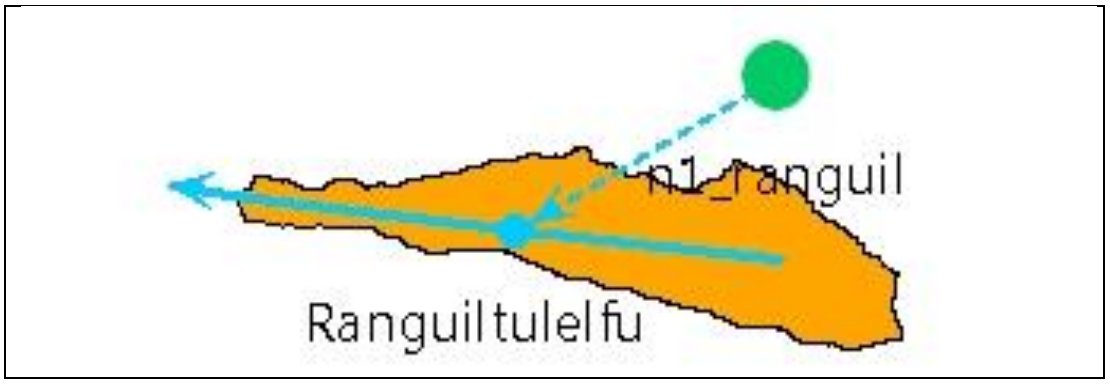


FIGURA 5.5.4-1
TOPOLOGÍA DEL MODELO EN LA CUENCA DEL RANGUINTULELFÚ
Fuente: Elaboración propia.

La Figura 5.5.4-2 muestra la serie temporal completa de los caudales mensuales en el punto de interés. El caudal medio anual en dicho punto es de 1,3 m^3/s, observándose un mínimo histórico de 0,3 m^3/s en el mes de marzo de 2015. La Figura 5.5.4-3 muestra los promedios mensuales del período modelado. Puede notarse un marcado régimen pluvial, observándose los mayores caudales en los meses de junio a agosto.

[1] El punto de captación empleado es aquel donde se pretenden trasladar los derechos de aprovechamiento de aguas.

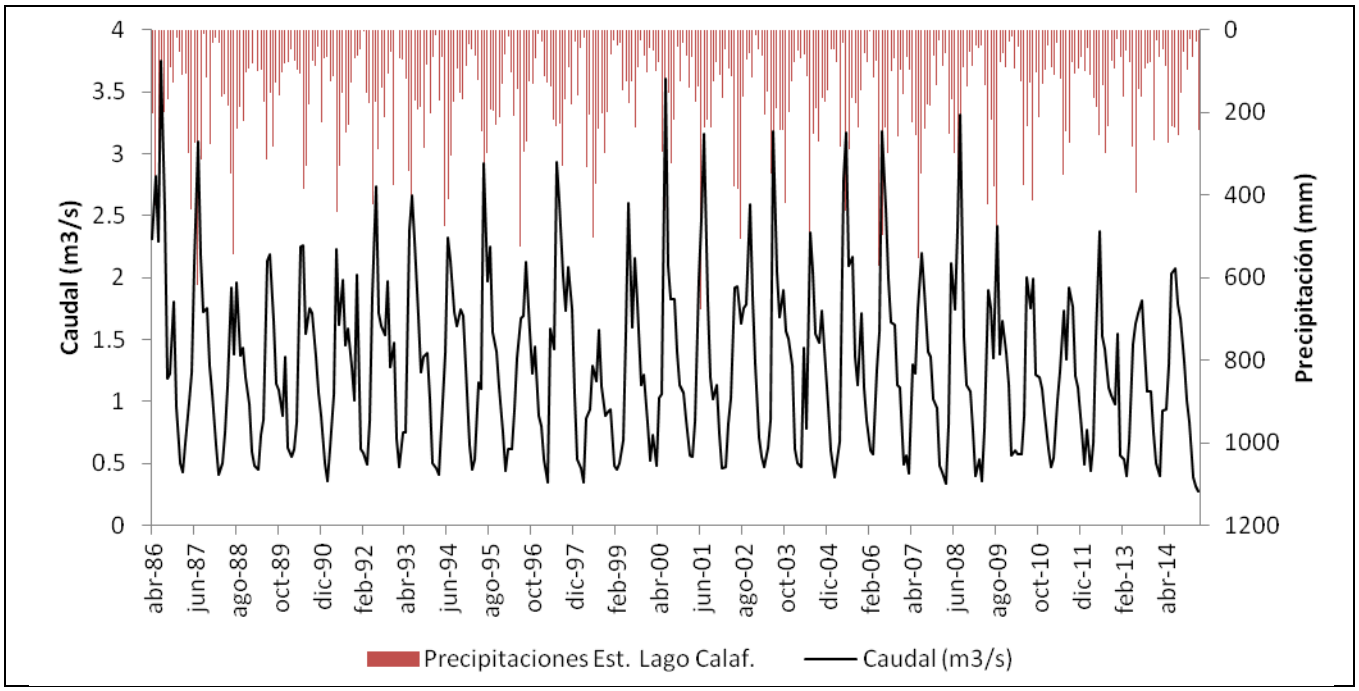


FIGURA 5.5.4-2
CAUDALES MENSUALES MODELADOS EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN
PERÍODO 1986/87-2014/15
Fuente: Elaboración propia.

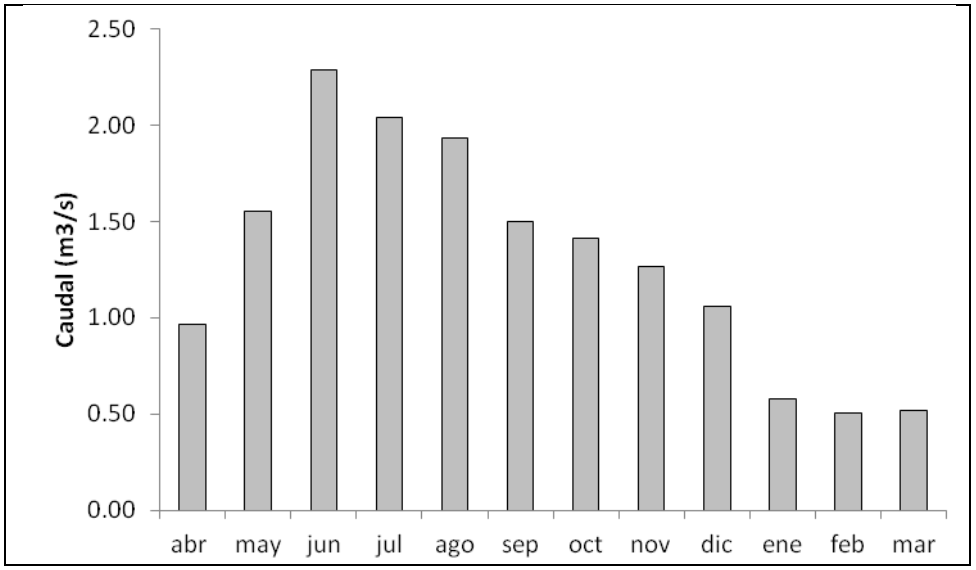


FIGURA 5.5.4-3
PROMEDIOS MENSUALES EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 5.5.4-4 se ve la curva de duración de los caudales mensuales. En ella es posible ver, que el caudal correspondiente a los derechos de agua constituidos por la Comunidad de Tralcapulli (100 L/s), está asociado a una probabilidad de excedencia del 100%, es decir, dicho caudal siempre se cumple por lo cual la oferta hídrica estaría asegurada, no obstante se deben chequear el resto de los derechos permanentes constituidos en el río con el fin de conocer la eventual repartición alícuota del agua en casos en que existan meses secos. Esta temática será abordada en el Capítulo del Modelo Operacional.

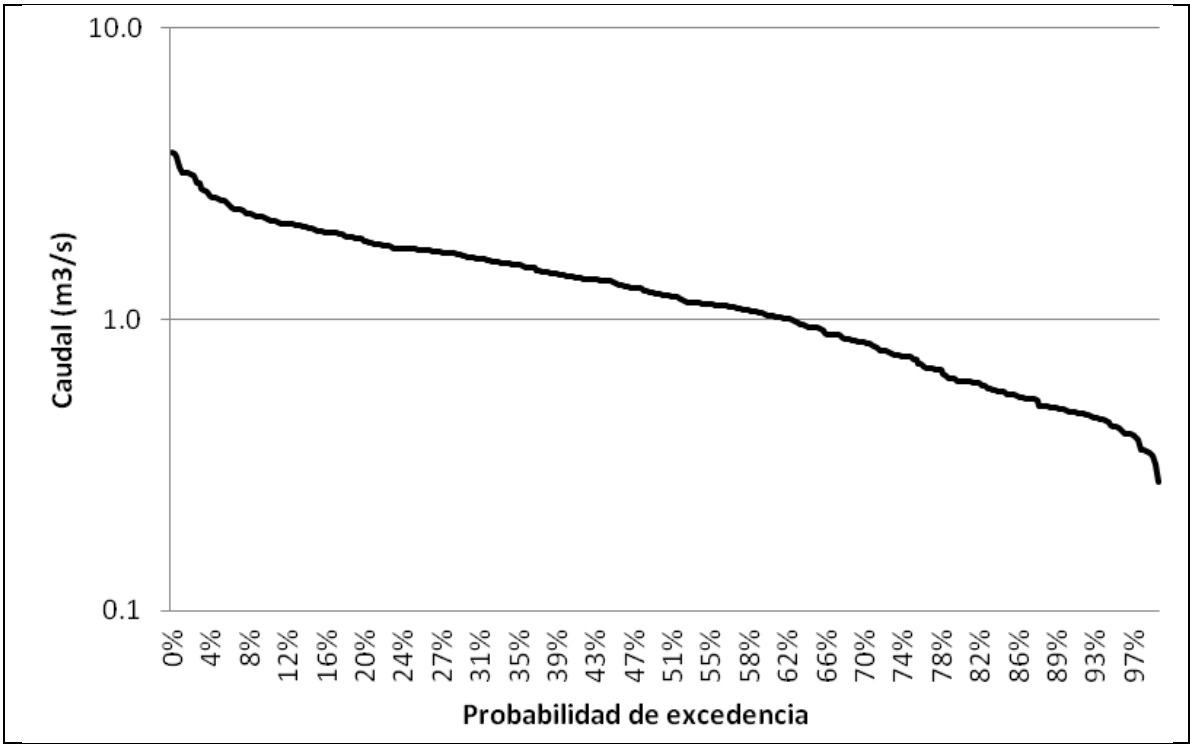


FIGURA 5.5.4-4
CURVA DE DURACIÓN
Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se presenta a continuación la Curva de Variación estacional (Figura 5.5.4-5). En esta curva se pueden observar los caudales asociados a una probabilidad de excedencia distribuidos mes a mes. Se ve que la curva del 85% posee su máximo en el mes de junio con 1,7 m^3/s y su mínimo en el mes de marzo con 0,37 m^3/s. Los Cuadros 5.5.4-1 y 5.5.4-2 muestran los valores de las curvas y los estadísticos de la serie de caudales respectivamente.

Los datos empleados en el presente apartado pueden ser revisados en los Anexos 5-5 y 5-6.

CUADRO 5.5.4-1
CAUDALES MENSUALES PARA DISTINTAS PROBABILIDADES DE EXCEDENCIA (m^3/s)

Prob.Exc	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Año
30%	1,077	1,765	2,533	2,268	2,087	1,615	1,558	1,382	1,168	0,628	0,553	0,579	1,380
50%	0,917	1,460	2,220	1,967	1,901	1,483	1,374	1,238	1,027	0,565	0,498	0,502	1,293
70%	0,781	1,208	1,946	1,706	1,731	1,362	1,213	1,109	0,903	0,508	0,449	0,435	1,211
85%	0,668	1,004	1,711	1,484	1,580	1,254	1,073	0,996	0,796	0,458	0,405	0,378	1,136
90%	0,620	0,918	1,609	1,389	1,512	1,205	1,012	0,946	0,750	0,436	0,386	0,353	1,101

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 5.5.4-2
ESTADÍGRAFOS DE LA SERIE GENERADA (m^3/s)

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Año
Media	0,96	1,56	2,29	2,04	1,93	1,50	1,41	1,27	1,06	0,58	0,51	0,52	1,30
Max.	2,31	2,82	3,60	3,75	3,32	1,90	2,59	1,84	2,02	0,85	0,77	0,92	1,71
Min.	0,58	0,78	1,29	1,17	1,42	1,11	0,89	0,88	0,74	0,39	0,32	0,28	0,93
Dsv.Est.	0,36	0,57	0,58	0,59	0,38	0,24	0,37	0,28	0,29	0,12	0,10	0,15	0,16

Fuente: Elaboración propia.

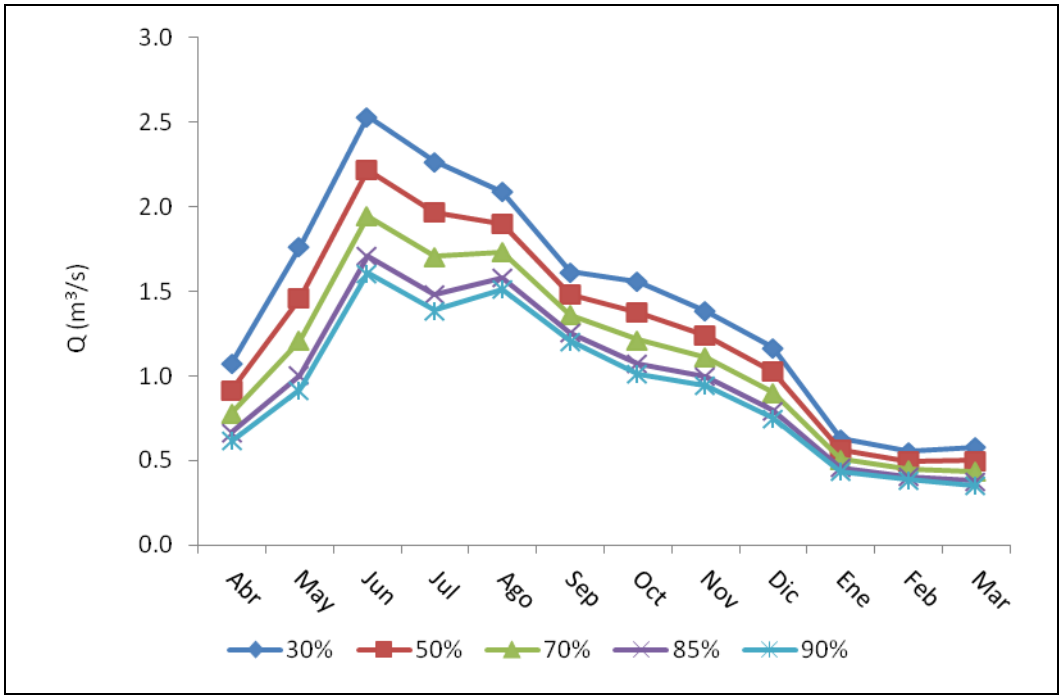


FIGURA 5.5.4-5
CURVA DE VARIACIÓN ESTACIONAL
Fuente: Elaboración propia.

5.6. ANÁLISIS DE CRECIDAS

5.6.1. Información Hidrometeorológica para Estudio de Crecidas

Pata estimar las crecidas en el punto de captación Tralcapulli se recopiló información de precipitaciones máximas y caudales máximos registrados en estaciones cercanas al área de estudio. En el Cuadro 5.6.1-1 se muestran las estaciones con información hidrometeorológicas. La estadística original se muestra en el Anexo 5-7 Precipitación Máxima Instantánea en 24 hr y en el Anexo 5-8 Caudales Máximos Instantáneos.

CUADRO 5.6.1-1
INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

Código BNA	Nombre	UTM Este	UTM Norte	Altura msnm	Periodo años	Área Km^2	Tipo Información
09412001-2	R. TRANCURA EN CURARREHUE	277.438	5.639.726	400	1968-2015	360	QMI
10102001-0	R. LIQUIÑE EN LIQUIÑE	255.558	5.598.326		1986-2015	376	QMI
10106002-0	LAGO CALAFQUÉN	228.947	5.617.409		1970-2015	-	PpMax
10106001-2	COÑARIPE	241.655	5.614.787		1996-2015	-	PpMax

Fuente: BNA-DGA; QMI: Caudal Máximo Instantáneo, PpMax: Precipitación Máxima 24 hrs.

5.6.2. Ajuste de Frecuencia Precipitación Máxima

La precipitación máxima en 24 hrs para la alternativa de estudio se realizó mediante el análisis de las tormentas máximas registradas cerca del área de estudio. La estadística de precipitaciones máximas se muestra en Cuadro 5.6.2-1.

CUADRO 5.6.2-1
ESTADÍSTICA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA

Año	Fecha	Lago Calafquén (mm)	Año	Fecha	Lago Calafquén (mm)	Año	Fecha	Coñaripe (mm)
1970	02/07	64,9	1998	27/12	68,9	1997	23/08	66,0
1986	30/07	-	1999	19/06	82,0	1998	13/08	75,0
1987	07/06	88,7	2000	02/06	107,4	1999	05/05	78,0
1988	21/06	82,2	2001	25/05	74,6	2000	15/08	55,0
1989	05/06	78,0	2002	11/10	88,6	2001	06/06	55,0
1990	27/03	85,0	2003	19/06	77,7	2002	13/11	55,3
1991	25/05	84,0	2004	30/06	74,6	2003	19/06	58,2
1992	02/12	67,0	2005	27/05	96,8	2004	27/08	126,8
1993	24/06	69,8	2006	06/06	120,2	2005	24/11	130,2
1994	30/11	68,5	2007	21/06	67,9	2006	06/06	70,7
1995	22/06	62,4	2008	31/08	125,4	2007	04/07	112,2
1996	06/05	50,2	2009	20/05	63,2	2008	18/05	111,3
1997	24/08	65,1	-	-	-	2009	21/10	86,2

Fuente: BNA-DGA

En el Cuadro 5.6.2-2, se muestran los resultados de este análisis para las estaciones Lago Calafquén y Coñaripe para periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100 y 250 años.

CUADRO 5.6.2-2
AJUSTE DE FRECUENCIA PRECIPITACIÓN MÁXIMA (mm)

Lago Calafquén					
T (años)	**Normal**	**Log-Normal**	**Pearson**	**Log-Pearson**	**Gumbel**
5	67	67	66	67	**65**
10	103	103	104	103	**109**
20	110	111	114	114	**121**
50	117	121	127	128	**136**
100	122	128	136	139	**148**
250	128	138	148	154	**163**
χ^2 Calc.	2,0	0,8	0,3	1,2	**0,7**
χ^2 Teor.	6,0	6,0	3,8	3,8	**6,0**
Coñaripe					
T (años)	**Normal**	**Log-Normal**	**Pearson**	**Log-Pearson**	**Gumbel**
5	64	63	63	63	**59**
10	119	120	120	121	**132**
20	129	135	133	139	**153**
50	140	154	150	164	**179**
100	148	168	161	184	**199**
250	157	186	176	212	**225**
χ^2 Calc.	1,3	1,1	1,0	3,8	**0,9**
χ^2 Teor.	6,0	6,0	3,8	3,8	**6,0**

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 5.6.2-1 y 5.6.2-2, se muestra el ajuste seleccionado para cada estación, con sus bandas de confianza. Para las dos estaciones se seleccionó la precipitación de Gumbel, por ser la que mejor se ajusta a los caudales más altos de acuerdo al criterio visual, también conocida como Extremo Tipo I. En el Anexo 5-7, "Ajuste de Precipitaciones Máximas en 24 hrs" se muestra el ajuste de cada alternativa. El nivel de confianza empleado fue del 95%.

Según el ajuste de frecuencia para Lago Calafquén y Coñaripe se estima una precipitación máxima en 24 hr de 109 mm y 132 mm para un periodo de retorno de 10 años respectivamente. Según las isoyetas del estudio Precipitaciones máximas en 1, 2 y 3 días (DGA, 1991) se estimó una precipitación máxima de 120 mm para la zona de estudio, por lo que los valores obtenidos del ajuste de frecuencia se encuentran cercanos a la zona de estudio. Se adopta como representativo para la zona de estudio 120 mm.

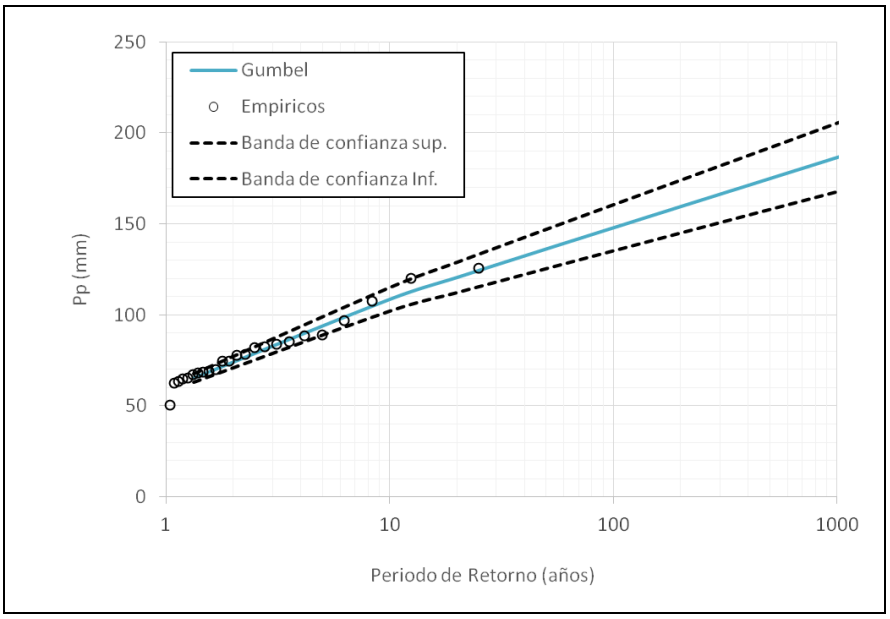


FIGURA 5.6.2-1
AJUSTE DE FRECUENCIA GUMBEL PRECIPITACIÓN MÁXIMA (MM). LAGO CALAFQUÉN
Fuente: Elaboración propia.

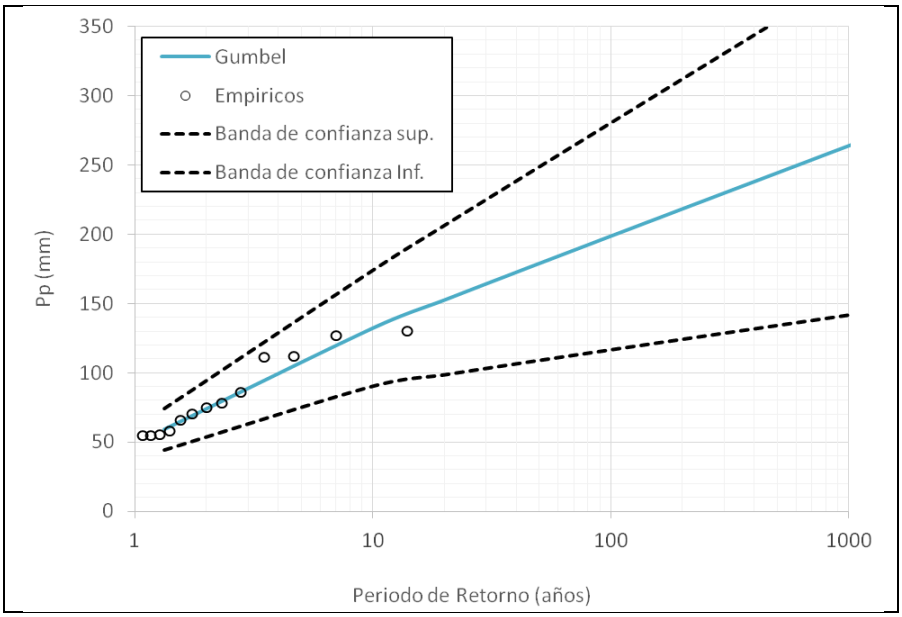


FIGURA 5.6.2-2
AJUSTE DE FRECUENCIA GUMBEL PRECIPITACIÓN MÁXIMA (MM). COÑARIPE
Fuente: Elaboración propia.

5.6.3. Ajuste de Frecuencia Caudales Máximos Instantáneos

En el Cuadro 5.6.3-1 se muestran los registros de caudales máximos de las estaciones Río Liquiñe en Liquiñe y Río Trancura en Curarrehue. Los detalles pueden verse en el Anexo 5-8 "Caudales Máximos Instantáneos".

CUADRO 5.6.3-1
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (m^3/s)

Año	Caudal Máximo R. Liquiñe en Liquiñe (m^3/s)	Año	Caudal Máximo R. Trancura en Curarrehue (m^3/s)	Año	Caudal Máximo R. Trancura en Curarrehue (m^3/s)
1986	290	1968	109	1998	95
1987	326	1969	340	1999	250
1988	419	1970	163	2000	315
1989	383	1971	464	2001	320
1990	383	1972	251	2002	353
1991	246	1973	170	2003	157
1992	228	1974	98	2004	311
1993	344	1975	213	2005	274
1994	187	1976	436	2006	300
1995	353	1977	129	2007	125
1996	199	1978	237	2008	318
1997	353	1979	169	2009	276
1998	252	1980	254	2010	230
1999	377	1981	217	2011	113
2000	404	1982	245	2012	69
2001	460	1983	231	2013	206
2002	460	1984	243	2014	305
2003	595	1985	300	2015	22
2004	469	1986	171		
2005	448	1987	205		
2006	444	1988	243		
2007	203	1989	150		
2008	398	1990	204		
2009	482	1991	299		
2010	366	1992	116		
2011	223	1993	335		
2012	277	1994	210		
2013	309	1995	321		
2014	250	1996	75		
2015	471	1997	308		

Fuente: BNA-DGA.

En el Cuadro 5.6.3-2 se muestran los caudales máximos instantáneos según el análisis de frecuencia para periodos de retorno 5, 10, 20, 50, 100 y 250 años. También se observan el resultado del test χ^2 en el que se acepta la hipótesis si χ^2 Calc.< χ^2 Teor. Se seleccionó la distribución Log-normal y Gumbel para Río Liquiñe en Liquiñe y R. Trancura en Curarrehue respectivamente, ya que ambas distribuciones son aceptadas en el test χ^2 y son las que mejor ajustan en los caudales máximos de mayor periodo de retorno.

CUADRO 5.6.3-2
AJUSTE DE FRECUENCIA CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (m^3/s)

Río Liquiñe en Liquiñe					
T (años)	**Normal**	**Log-Normal**	**Pearson**	**Log-Pearson**	**Gumbel**
5	439	**438**	439	439	442
10	485	**501**	486	494	511
20	522	**560**	526	541	578
50	564	**635**	571	596	664
100	592	**690**	602	633	728
250	625	**763**	639	680	813
χ^2 Calc.	7,3	**11,2**	7,7	9,9	11,9
χ^2 Teor.	14,1	**14,1**	12,6	12,6	14,1
R. Trancura en Curarrehue					
T (años)	**Normal**	**Log-Normal**	**Pearson**	**Log-Pearson**	**Gumbel**
5	308	323	308	317	**307**
10	350	411	351	350	**368**
20	385	503	387	370	**428**
50	424	630	428	385	**505**
100	450	732	456	391	**562**
250	481	876	489	395	**638**
χ^2 Calc.	8,4	18,9	8,3	6,2	**12,4**
χ^2 Teor.	14,1	14,1	12,6	12,6	**14,1**

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 5.6.3-1 y 5.6.3-2, se muestra el ajuste seleccionado para cada estación. Como ya fue dicho, para la estación de Río Liquiñe en Liquiñe se seleccionó la distribución Log-Normal, mientras que para Río Trancura en Curarrehue se seleccionó la distribución Gumbel.

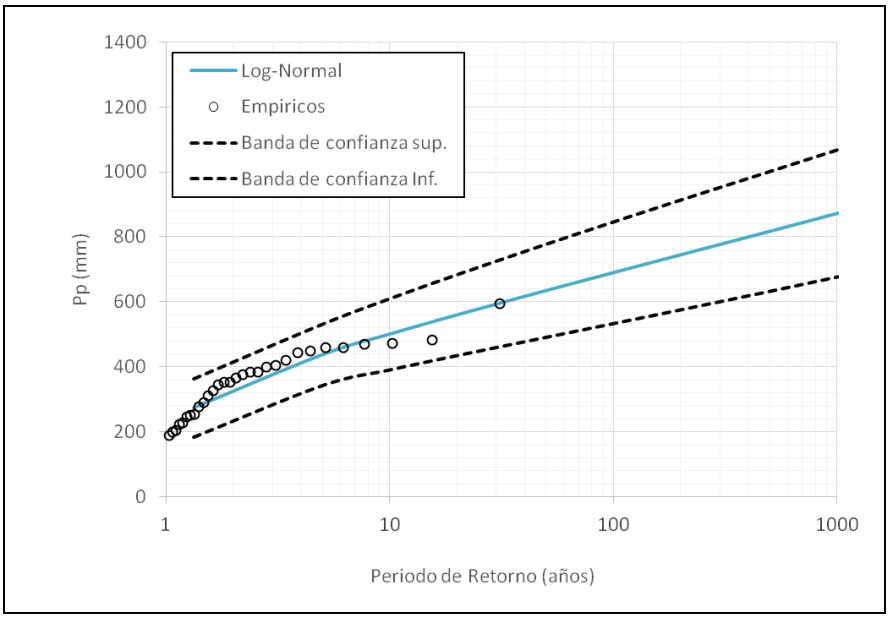


FIGURA 5.6.3-1
AJUSTE DE FRECUENCIA LOG-NORMAL
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (M^3/S). RÍO LIQUIÑE EN LIQUIÑE
Fuente: Elaboración propia.

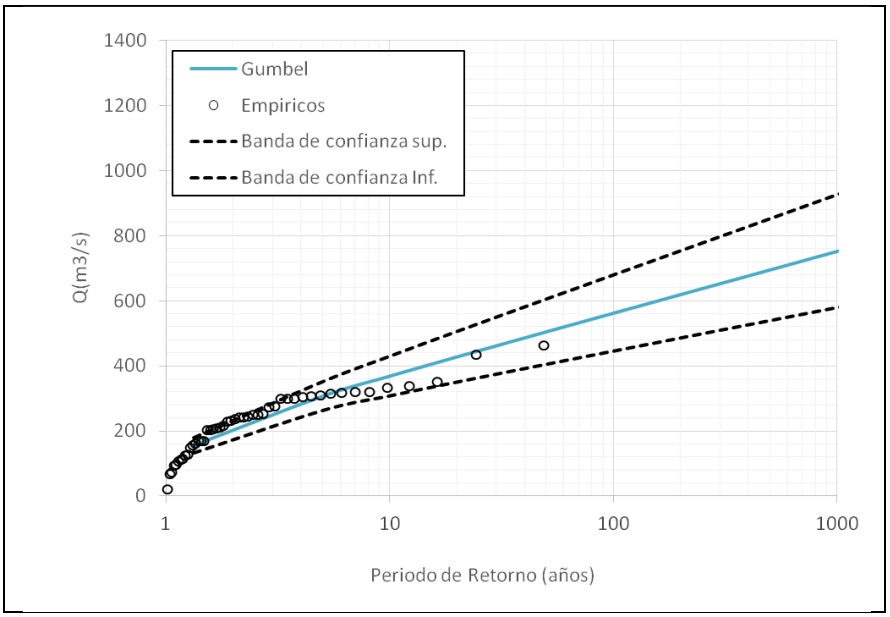


FIGURA 5.6.3-2
AJUSTE DE FRECUENCIA GUMBEL
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (M3/S). R. TRANCURA EN CURARREHUE
Fuente: Elaboración propia.

5.6.4. Trasposición de Caudales

Según los caudales instantáneos máximos estimados en estaciones vecinas es posible estimar caudales en la cuenca de estudio según la siguiente expresión:

$$Q_a = \frac{Q_b}{A_b} * A_a \qquad \text{EC. 5-3}$$

Donde:

Q_a : Caudal máximo en cuenca sin información (m^3/s)
Q_b : Caudal máximo en cuenca con información (m^3/s)
A_a : Área aportante en cuenca sin información (km^2)
A_b : Área aportante en cuenca con información (km^2)
$\frac{Q_b}{A_b}$: Rendimiento especifico ($m^3/s/km^2$)

Dado que se conoce el área aportante de las cuencas aportantes a Río Liquiñe en Liquiñe y Río Trancura en Curarrehue se procedió a estimar el caudal a partir de ambas estaciones. El área de Río Liquiñe en Liquiñe corresponde a 367,9 km^2 y Río Trancura en Curarrehue corresponde a 360 km^2. En el Cuadro 5.6.4-1 se muestra el rendimiento específico estimado para cada cuenca.

CUADRO 5.6.4-1
AJUSTE DE FRECUENCIA CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (m^3/s)

T (años)	Caudal Máximo R. Liquiñe en Liquiñe (m^3/s)	Rendimiento Especifico R. Liquiñe en Liquiñe ($m^3/s/km^2$)	Caudal Máximo R. Trancura en Curarrehue (m^3/s)	Rendimiento Especifico R. Trancura en Curarrehue ($m^3/s/km^2$)
5	438	1,19	307	0,85
10	501	1,36	368	1,02
20	560	1,52	428	1,19
50	635	1,73	505	1,40
100	690	1,88	562	1,56
250	763	2,07	638	1,77

Fuente: Elaboración propia.

Para estimar el caudal máximo en la zona de estudio se estimó el rendimiento especificó promedio entre ambas cuencas como representativo del caudal aportante a la zona de captación. En el Cuadro 5.6.4-2 se muestran los caudales máximos para la zona de estudio, considerando que el área de la cuenca sin información corresponde a 17,8 km^2.

CUADRO 5.6.4-2
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS SEGÚN TRASPOSICIÓN DE CAUDALES (m^3/s)

T (años)	Rendimiento Especifico medio ($m^3/s/km^2$)	Caudal Máximo Bocatoma Tralcapulli (m^3/s)
5	1,02	18,19
10	1,19	21,22
20	1,36	24,13
50	1,56	27,85
100	1,72	30,59
250	1,92	34,23

Fuente: Elaboración propia.

5.6.5. Fórmula Racional

Para la determinación el caudal máximo de crecida, la expresión del Método Racional tiene la siguiente forma:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.6} \qquad \text{EC. 5-4}$$

Donde:

Q : Caudal máximo para un periodo determinado (m³/s)
C : Coeficiente de escurrimiento de la cuenca
A : Área de la cuenca aportante (km²)
i : Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)

La intensidad de lluvia de diseño se adopta como la intensidad asociada al tiempo de concentración y se obtiene de la relación Grunsky:

$$I_{tc} = \frac{P_{24}^{T}}{24} \frac{\sqrt{24}}{\sqrt{t_C}} \qquad \text{EC. 5-5}$$

Donde:

I_{tc} : Intensidad media máxima para el periodo (mm/hr)
P_{24}^{T} : Precipitación máxima en 24 horas para el periodo de retorno de T
t_C : Tiempo de concentración (h)

El tiempo de concentración (t_C) de la cuenca aportante se define como el tiempo necesario para que la partícula de agua, hidráulicamente más alejada, alcance el punto de salida de la cuenca, este se determinó mediante 3 métodos distintos: la fórmula de "California Highways and

Public Works, método Giandotti y aquel recomendado por la Dirección General de Carreteras de España[2]. A continuación se muestra la fórmula de California:

$$tc = 0{,}95 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0{,}385} \qquad \text{EC. 5-6}$$

Donde:

tc : Tiempo de concentración en horas
L : Longitud del cauce principal, en km
H : Diferencia de elevación en m entre el comienzo del cauce principal y el punto estudiado

La fórmula de Giandotti es la siguiente:

$$\boldsymbol{t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1{,}5L}{0{,}8\sqrt{H}}} \qquad \text{EC. 5-7}$$

Donde

tc : Tiempo de concentración en horas
S : Área de la cuenca en km^2
L : Longitud del cauce principal, en km
H : Diferencia entre la altura media y el punto más bajo de la cuenca en m

El método español es el siguiente:

$$t_c = 0{,}3\left[\frac{L}{J^{0{,}25}}\right]^{0{,}76} \qquad \text{EC. 5-8}$$

Donde:

tc : Tiempo de concentración en horas
L : Longitud del cauce principal, en km
J : Pendiente media del cauce principal (m/m

En el Cuadro 5.6.5-1 se muestra el área y los parámetros geomorfológicos de la cuenca aportante al sector de bocatoma de Tralcapulli y los resultados del tiempo de concentración con 3 métodos distintos. Por otra parte, en el Cuadro 5.6.5-2 se muestran las precipitaciones máximas en 24 h.

[2] Orden de 14 de mayo de 1990, por la que se aprueba la instrucción de carreteras 5.1 IC "Drenaje Superficial" (BOE núm. 123 de 23 de mayo de 1990).

CUADRO 5.6.5-1
ÁREA Y TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Área (km^2)	Altura Mínima (m.s.n.m.)	Altura Máxima (m.s.n.m.)	Largo Cauce (km)	Pendiente cauce (m/m)	Tc California (h)	Tc Giandotti (h)	Tc M. Español (h)
17,8	525	1250	9,8	0,048	1,2	2,1	3,02

Fuente: Elaboración propia.

En el Cuadro 5.6.5-3 se muestra la intensidad máxima asociada al tiempo de concentración estimada a través de la relación de Grunsky.

CUADRO 5.6.5-2
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 H (mm)

T (años)	Calafquén (mm)	Coñaripe (mm)	Cuenca Aportante Tralcapulli (mm)
5	65	59	62
10	109	132	121
20	121	153	137
50	136	179	158
100	148	199	174
250	163	225	194

Fuente: Elaboración propia.

Según el estudio "Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica" (DGA-AC, 1995) se recomiendan valores de coeficiente de escorrentía para la zona sur de Chile. A pesar de que el estudio recomienda valores sólo para las regiones de la III a la IX región es posible adoptar el valor de C(T=10) recomendado para la Región de la Araucanía (0,280) como coeficiente de escorrentía representativo de la zona de estudio, puesto que dicha región es la más cercana al área de estudio y por lo tanto, de similares características. En el Cuadro 5.6.5-4 se muestra el coeficiente de escorrentía para cada periodo de retorno.

CUADRO 5.6.5-3
INTENSIDAD MÁXIMA ASOCIADA AL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (mm/h)

Método de tc	Período de Retorno (años)					
	5	10	20	50	100	250
California	10,3	20,1	22,8	26,3	28,9	32,3
Giandotti	8,8	17,1	19,4	22,3	24,6	27,5
M. Español	7,3	14,2	16,1	18,5	20,4	22,8

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 5.6.5-4
COEFICIENTE "C(T)" MÉTODO RACIONAL

	5	10	20	50	100	250
C(T) / C(10)	1,02	1,00	0,98	0,97	0,93	0,92 (*)
C(T)	0,286	0,280	0,274	0,272	0,260	0,256

(*) Valor estimado en base a extrapolación ya que no existe un valor recomendado de este factor para T=250 años en el Manual DGA (1995)

Fuente: Elaboración propia. a partir de DGA (1995)

En el Cuadro 5.6.5-5 se muestra el caudal máximo estimado según la fórmula racional

CUADRO 5.6.5-5
CAUDAL MÁXIMO ESTIMADO MEDIANTE FÓRMULA RACIONAL (m³/s)
USANDO 3 MÉTODOS DISTINTOS EN EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

T (años)	Método de Tc		
	California	Giandotti	Método Español
5	14,59	12,41	10,28
10	27,80	23,65	19,59
20	30,98	26,35	21,83
50	35,25	29,99	24,84
100	37,23	31,67	26,23
250	40,97	34,85	28,87

Fuente: Elaboración propia.

Como puede verse en el Cuadro 5.6.5-5, los mayores valores de caudal se obtienen empleando el método de California, por lo tanto, y con el fin de adoptar el resultado más conservador, se prefiere dicho método (California). Para sumar más sustento a la consideración anterior, se menciona que la fórmula de California es aquella recomendada en el Manual de la DGA de 1995, por lo que la decisión quedaría respaldada también por ese hecho.

5.6.6. Verni King

Al igual que la formula racional, la expresión de Verni-King se modificó mediante un coeficiente empírico C(T). La expresión de la Fórmula de Verni-King tiene la siguiente forma:

$$Q = C(T) \cdot 0.0615 \cdot P_{24}^{1,24} \cdot A_p^{0,88} \qquad \text{EC. 5-9}$$

Donde:

Q : Gasto máximo en m^3/s
P : Precipitación máxima en 24 horas, en mm
A : Superficie de la cuenca, en km^2.
C(T) : Coeficiente empírico de período de retorno T años.

El valor de C(T=10) es recomendado en el mismo manual DGA 1995. Al igual que para el caso de la fórmula racional, el estudio sólo llega hasta la IX región, por lo cual para efectos del presente estudio se utilizará dicho valor, correspondiente a 0,890. Posteriormente, los valores de C(T) para distintos períodos de retorno se obtienen mediante lo indicado en el Cuadro 5.6.6-1

CUADRO 5.6.6-1
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO VERNI-KING (m^3/s)

T (años)	C(T)/C(T=10)	C(T)
5	1,02	0,908
10	1	0,890
20	0,98	0,872
50	0,97	0,863
100	0,93	0,828
250	0,92 (*)	0,815

(*) Valor extrapolado
Fuente: Elaboración propia.

En el Cuadro 5.6.6-2 se muestra el valor del caudal máximo estimado mediante la expresión de Verni-King para Tralcapulli en sector de bocatoma.

CUADRO 5.6.6-2
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO VERNI-KING (m^3/s)

T (años)	Caudal Máximo m^3/s
5	11,74
10	26,25
20	30,16
50	35,48
100	38,36
250	43,36

Fuente: Elaboración propia.

5.6.7. Formula DGA-AC (1995)

La expresión propuesta por DGA-AC permite estimar el caudal máximo diario, con el que es posible estimar el caudal máximo instantáneo mediante el coeficiente α=1.22 (ver manual DGA 1995, Capítulo 3.1). La expresión DGA-AC para la zona de estudio es la siguiente:

$$Q_{10} = 2\,10^{-3}\ P^{1,224}\ A^{0,973} \qquad \text{EC. 5-10}$$

Donde:

Q_{10} : Gasto máximo diario (m³/s)
P : Precipitación máxima en 24 horas, para un período de retorno de 10 años (mm).
A : Superficie de la cuenca, en km².

En el Cuadro 5.6.7-1 se muestra el valor del caudal máximo estimado mediante la expresión DGA-AC para Tralcapulli en sector de bocatoma.

CUADRO 5.6.7-1
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO DGA-AC (m³/s)

T	Q(T)/Q(10)	Q(T=10)	Q(T)	QMI(T)
	Adimensional	Caudal Máximo Diario	Caudal Máximo Diario	Caudal Máximo Instantáneo
5	0,87		10,10	12,32
10	1	11,61	11,61	14,16
20	1,13	-	13,12	16,00
50	1,29	-	14,98	18,27
100	1,42	-	16,49	20,11
250	1,59 (*)	-	18,42	22,48

(*) Valor extrapolado
Fuente: Elaboración propia.

5.6.8. Caudales Adoptados

Se aplicaron diferentes metodologías para la estimación de caudales máximos instantáneos en la zona de bocatoma de Tralcapulli. En el Cuadro 5.6.8-1 y Figura 5.6.8-1 se muestra un resumen de los valores obtenidos por trasposición de caudales, rendimiento especifico de cuencas vecinas, formula racional, Verni King y formula DGA-AC (1995).

CUADRO 5.6.8-1
CAUDALES MÁXIMOS SEGÚN DIFERENTES METODOLOGÍAS (m^3/s)

T (años)	Caudal Máximo Rendimiento Especifico (m^3/s)	Caudal Máximo Formula Racional (m^3/s)	Caudal Máximo Verni-King (m^3/s)	Caudal Máximo DGA-AC (m^3/s)
5	18,19	14,59	11,74	12,32
10	21,22	27,80	26,25	14,16
20	24,13	30,98	30,16	16,00
50	27,85	35,25	35,48	18,27
100	30,59	37,23	38,36	20,11
250	34,23	40,97	43,36	22,48

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que tanto el método Racional como el Verni King poseen un comportamiento similar en toda su extensión, presentando los valores más altos, mientras que los caudales entregados por el método DGA-AC son los más bajos. Todos los métodos antes mencionados corresponden a métodos indirectos. El último método restante basado en el rendimiento específico observado en las cuencas vecinas posee un comportamiento cercano al punto medio entre todos los métodos, siendo éste aquel que se considera el más apropiado para la cuenca de estudio, ya que entrega valores razonables respecto de los otros métodos (ni el más alto ni el más bajo) y es el único que se basa datos de caudal observados en cuencas cercanas. El Cuadro 5.6.8-2 muestra los caudales adoptados.

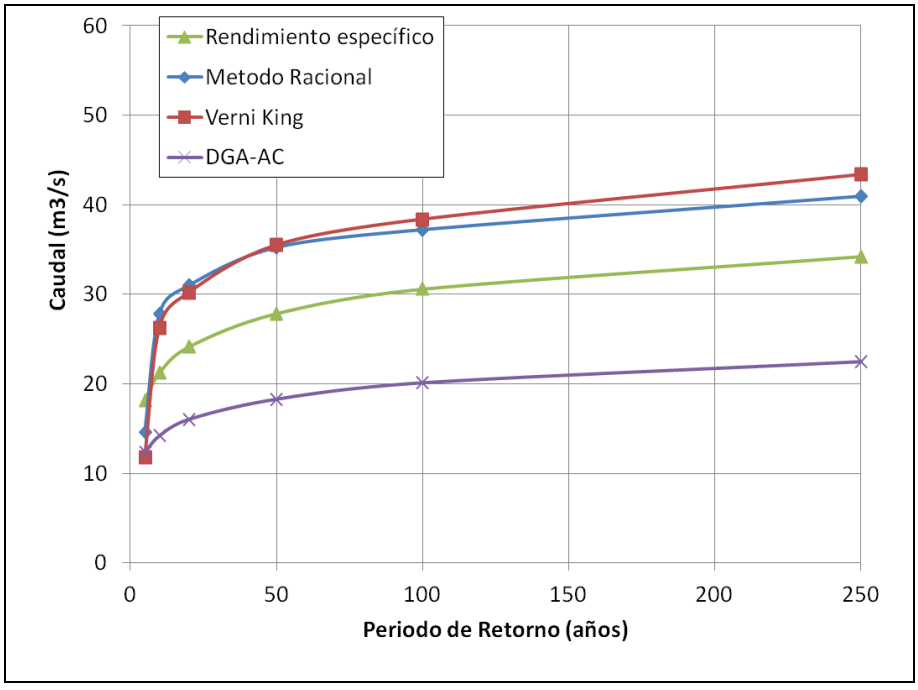


FIGURA 5.6.8-1
CAUDALES MÁXIMOS SEGÚN DIFERENTES METODOLOGÍAS (M^3/S)
Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 5.6.8-2
CAUDALES MÁXIMOS ADOPTADOS TRALCAPULLI (m^3/s)

T (años)	Caudal Máximo
5	18,19
10	21,22
20	24,13
50	27,85
100	30,59
250	34,23

Fuente: Elaboración propia.

6. ESTUDIO GEOTÉCNICO

6.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se entregan los alcances del estudio de mecánica de suelos desarrollado para el proyecto en cuestión, los que han sido preparado a partir de los datos obtenidos de las visitas realizadas a terreno, los resultados de 3 sondajes geotécnicos ejecutados, descripción de 37 pozos de exploración, resultados de los ensayes de laboratorio, análisis de un corte en suelo natural de más de 4,0 m de altura y de los antecedentes geológicos revisados. El estudio geotécnico contempla:

- Sectorización geotécnica para las obras proyectadas
- Propiedades mecánicas de resistencia al corte y esfuerzo deformación del suelo de fundación
- Capacidad de soporte para el diseño de fundaciones a partir de los conceptos de resistencia al corte y asentamientos máximos admisibles
- Constantes de balasto horizontal
- Empuje sobre estructuras de contención
- Recomendaciones de construcción para la ejecución de las nuevas obras
- Recomendaciones para el diseño de fundaciones de máquinas

6.2. ANTECEDENTES

Para la elaboración del presente estudio, se han utilizado los siguientes antecedentes técnicos geológicos - geotécnicos:

- Ficha de 3 sondajes geotécnicos de entre 5.00 y 15.00 m de profundidad, Bocatoma Tralcapulli, comuna de Panguipulli, 20 de abril a 25 de mayo de 2016;
- Estratigrafía de los 37 pozos de exploración, Rio Azul Ltda., Abril de 2016;
- Estratigrafía de un corte de más de 4,0 m de altura, en el camino de acceso a los puntos de sondaje, Rio Azul Ltda., Abril de 2016;
- Resultados ensayes de laboratorio en muestras extraídas desde los pozos de exploración y sondajes. Certificados de Ensaye N°30743/1 al N°30743/60 Labotec Ltda., julio de 2016

6.3. ESTÁNDARES, NORMAS Y LITERATURA

Se considera la siguiente información base:

1. Norma ASTM D1586-11, “Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT), and Split-Barrel Sampling Soil”, ASTM International;

2. Norma Chilena NCh 1508 Of 2014 “Geotécnia –Estudio de Mecánica de Suelos”;

3. J.E. Bowles, "Foundation Analysis and Design". Ed. Mc. Graw Hill, 1977;

4. Tesis para Optar al Grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería Mención Ingeniería Geotécnica “Propiedades Geomecánicas en Suelos de Origen Volcánico”, Universidad de Chile, Santiago, Enero de 2012;

5. Design Manual, Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, March 1971;

6. MIL-HDBK-1007/3 Soil Dynamics and Special Design Aspects, Handbook Department Of Defense USA, 15 Nov. 1997;

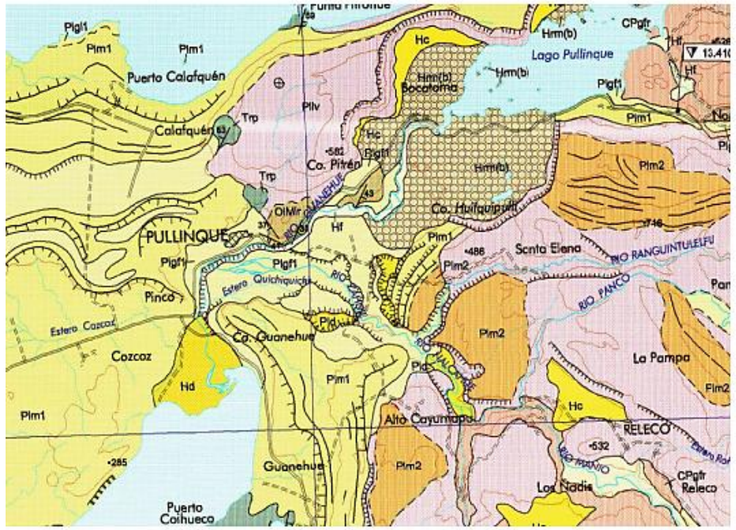
7. Gobierno de Chile, Ministerio de obras Públicas, Dirección de Vialidad, Manual de Carreteras Volumen N°3 “Instrucciones y Criterios de Diseño”, junio de 2002;

8. Mapa Geológico Nº 10, Área de Panguipulli – Riñihue, Región de los Lagos, Escala 1:100.000, Servicio Nacional de Geología y MINERÍA, 1999;

9. Mapa Geológico de Chile. Escala 1:1.000.000. Servicio Nacional de Geología y Minería, 1982;

6.4. GEOLOGÍA DEL SITIO

De acuerdo con los antecedentes geológicos analizados, la zona en estudio se caracteriza principalmente por la presencia de depósitos fluviales y de remoción en masas. Esta litología, se presenta en la Figura 6.4-1, extraída del SERNAGEOMIN, 1999.



Plgf1 — **Glacifluviales**
Gravas con moderada a buena selección, subredondeacas a redondeadas, clastosoportadas, con matriz de arena gruesa, y estratificación planar horizontal, cruzada y granodecreciente a escala métrica. Están interestratificadas con lentes de arena y en algunos lugares, con limos grises, laminados. En la litología de los clastos, predominan las dacitas y andesitas, granitoides y pómez. La mayoría de los clastos están frescos, sin cortezas de meteorización, excepto algunos que, posiblemente, derivan del retrabajo de sedimentos más antiguos. Conforman extensas llanuras y planicies, que se originan de las terrazas entre los cordones morrénicos y se extienden al oeste rellenando los valles mayores de San Pedro y Melefquér.
Al oeste del área, en las secciones expuestas en el valle del río San Pedro, se ha datado madera incluida en estos depósitos en 28.800±800, 29.000±700 y >34.000 AP (sin error reportado) (Laugenie, 1982), mientras que al este del área, en la ribera sur del Lago Pullinque, se han datado restos de madera incluida en facies arenosas de estos depósitos en 13.410±100 AP, que indicarían la edad mínima del último avance de la Glaciación Llanquihue en esta zona.

Hf — **Fluviales**
Gravas clastosoportadas, con moderada selección, en parte con clastos imbricados, redondeados a bien redondeados. Localmente, presentan intercalaciones lenticulares de arena y limos. Ocupan los lechos de cursos fluviales mayores y la terraza más baja de los ríos Maño, Remehue y Guanehue.

Hrm — **De remoción en masa**
Depósitos clásticos mal seleccionados, matriz y clastosoportados, con clastos angulosos a subangulosos y tamaños que varían desde bloques hasta gravas, sin estratificación. Incluyen tanto materiales rocosos como bloques de sedimentos no consolidados. Presentan formas lobulares, con cordones de lomas orientadas en forma subparalela al escarpe asociado al evento. Incluyen pequeños depósitos en la zona cordillerana y grandes depósitos generados por movimientos sísmicos, como los de San Pedro y Pullinque.
a. Deslizamientos multirrotacionales del río San Pedro
Depósitos que se encuentran en el valle del río San Pedro, al oeste del desagüe del lago Riñihue, formados por grandes bloques de sedimentos limo-arenosos inclinados, mezclados con depósitos coluviales. Presentan morfología acordonada y lagunas en algunos sectores con drenaje obstruido. Estos depósitos se habrían originado en varios deslizamientos multirrotacionales que comprometieron, aproximadamente, un volumen material de cien millones de metros cúbicos. Davis y Karzulovic (1963) atribuyeron los deslizamientos a violentos sismos ocurridos en 1575 y 1960. Los deslizamientos, probablemente, se debieron a la saturación de sedimentos lacustres no consolidados, de ca. 80 m de espesor, situados sobre sedimentos morrénicos y glacilacustres impermeables, que colapsaron por fluidización debido a solicitación sísmica (Hauser, 1993).
b. Deslizamientos de Pullinque
Grandes bloques métricos de sedimentos detrítico-volcánicos pleistocenos, organizados aproximadamente en líneas de crestas paralelas al eje del valle del río Huanehue. Aunque, inicialmente, fueron considerados como depósitos glaciarios (Fenner, 1952; Parada, 1975), corresponden a deslizamientos producidos por un evento sísmico postglacial (Laugenie, 1982). El deslizamiento habría sido facilitado por la presencia de múltiples capas de limos y arcillas intercaladas entre sedimentos volcánicos, las cuales tienen la capacidad de comportarse como superficies de despegue ante solicitación sísmica (Laugenie, 1982).

Plm2 — **Morrénicos**
Diamictos glaciarios (depósitos morrénicos) generalmente macizos, mal seleccionados y matrizsoportados, compuestos por gravas gruesas subredondeadas y redondeadas en matriz de limos y arenas finas. Los clastos presentan, localmente, estrías y facetas glaciarias. Están formados por depósitos cementados, compactos y con evidencias de oxidación de los minerales máficos de la matriz, lo que confiere tonalidades pardo rojizas. Los clastos se presentan en general frescos, aunque en algunos de ellos existen cortezas concéntricas de meteorización de entre 1 y 3 mm de espesor. Conforman un ancho cordón morrénico externo a las morrenas de la Glaciación Llanquihue. Aunque las crestas morrénicas son suaves, forman una topografía más alta que la correspondiente a los depósitos más jóvenes.
Aunque la edad de los depósitos no está bien determinada, sus características físicas los diferencian de los depósitos de la Glaciación Llanquihue. Edades mínimas de 57.800+2.300/-3.200 y >39.000 AP para la Glaciación Santa María provienen de restos de madera en un suelo desarrollado entre depósitos morrénicos de las glaciaciones Santa María y Llanquihue, cerca de Puerto Varas (Mercer, 1976; Porter, 1981). Estos depósitos se pueden correlacionar con las EIOM 6-8 y representarían los productos de la última glaciación del Pleistoceno medio ocurrida, posiblemente, entre 132.000 y 262.000 AP (Clayton *et al.*, 1997).

Plm1 — **Morrénicos**
Diamictos glaciarios (depósitos morrénicos) con facies variables desde clastosoportadas a matrizsoportadas, con clastos cuyo tamaño varía entre bloques y gravilla, inmersos en una matriz arenosa y limosa. Los clastos están subredondeados a redondeados y algunos presentan estrías y facetas glaciales. Comprenden sedimentos derivados de ambientes glaciales, subglaciales y marginales al hielo, que incluyen depósitos morrénicos de depositación basal ('lodgement till'), de flujo, de fusión y de deformación. En algunas morrenas, los depósitos morrénicos se interdigitan con sedimentos glacifluviales y limos laminados glaciolacustres. En la ribera oeste de los lagos Calafquén, Panguipulli y Riñihue, las facies más compactas representan el producto de depositación directa desde el hielo en ambiente subglacial.
Estos depósitos conforman una secuencia de, a lo menos, 3 grandes cordones morrénicos alrededor de la ribera occidental de los lagos Riñihue, Panguipulli y Calafquén. Los límites de los lóbulos glaciares están marcados por pendientes de contacto con hielo inclinadas hacia los lagos, de 100 a 150 m de altura. Los cordones más anchos se componen de varias crestas morrénicas que destacan dentro de una topografía ondulada. Generalmente, los cordones están separados por canales o planicies de depósitos glacifluviales.
La posición alrededor de los lagos, la débil meteorización de los depósitos y la morfología es similar a la que presentan los depósitos glaciales ubicados alrededor del lago Llanquihue (Porter, 1981). Al norte del lago Calafquén, se encuentran cubiertos por la Ignimbrita Licán (Moreno, 1993), datada por ^{14}C entre 13.570 y 14.320 AP (Moreno, 1993; Clavero, 1996). Sobre la base de ambos antecedentes se atribuye a estos depósitos una edad mínima pleistocena superior (Mercer, 1983; Lowell *et al.*, 1995; Clayton *et al.*, 1997).

OIMlr — **Estratos de Lago Ranco** (Oligoceno?-Mioceno inferior) (Campos *et al.*, 1998)
Secuencia volcanosedimentaria compuesta por conglomerados, brechas, tobas y andesitas porfídicas de color gris verde, que alcanza hasta 700 m de espesor, y cuyos afloramientos se distribuyen en el sector oriental del área del mapa. En el flanco suroeste del volcán Villarrica y en la localidad de Pullinque, la secuencia está cubierta, parcialmente, por coladas y depósitos piroclásticos provenientes de los volcanes Villarrica y Sierra de Quinchilca. Al este del lago Riñihue, se apoya, en discordancia, sobre granitoides paleozoicos del Batolito Futrono-Riñihue, jurásicos del Plutón Huechulafquén y discordantemente sobre la Formación Panguipulli. Los afloramientos mejor expuestos se encuentran en la zona de Pullinque. Aquí, la secuencia está compuesta por brechas sedimentarias y, en forma subordinada, por tufitas (Blanco, 1998). Las brechas, medias a gruesas, matrizsoportadas, se presentan en bancos de 2 a 7 m de espesor. Los clastos corresponden a andesitas porfídicas incluidos en una matriz de arenisca gruesa a conglomerado cuarcífero fino. En la base de uno de estos bancos, se reconocieron clastos imbricados de granitoides, rocas volcánicas y metapelitas, con una dirección aparente de paleoflujo hacia el suroeste (Blanco, 1998). Las brechas tienen intercalaciones de tufitas estratificadas en capas de 30 cm de espesor aproximado, las cuales presentan laminación plano paralela. En la localidad tipo, ribera sur del lago Ranco, la secuencia incluye, además, rocas sedimentarias marinas con fauna miocena (Campos *et al.*, 1998). No se dispone de antecedentes radiométricos para esta unidad en el área Panguipulli-Riñihue. Dataciones K-Ar obtenidas al sur del área de estudio, al este del lago Ranco, indican edades K-Ar en roca total de 13,7±2,0 y 13,1±0,6 Ma (García *et al.*, 1988) y en plagioclasa de 20,7±2,4 Ma (Campos *et al.*, 1996).

FIGURA 6.4-1
MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE LAS UNIDADES GEOLÓGICAS
Fuente: Sernageomin, 1999.

6.5. SUELO FUNDACIÓN

6.5.1. Resultados Ensayes de Laboratorio

En el Anexo 6-1, se entrega el registro estratigráfico de las calicatas/pozos ejecutados, en el Anexo 6-2 el registro estratigráfico de los sondajes y en el Anexo 6-3 y Anexo 6-4 los resultados de laboratorio de las muestras de suelo analizadas. De acuerdo con los ensayes efectuados según el Método 8.102.1 MCV8 (2015), las muestras de suelo natural analizadas han clasificado en el sistema USCS principalmente como MH – CH (Limos y arcillas de alta plasticidad) en la aducción y como GM-SM (Gravas y arenas limosas) en la zona de riego.

En los Cuadros 6.5.1-1 a 6.5.1-3, se entrega un resumen de los resultados de los ensayes efectuados.

CUADRO 6.5.1-1
RESUMEN RESULTADOS ENSAYES DE CLASIFICACIÓN USCS

N° Informe	Norma o Método	Pozo	% Finos Bajo 0,08 mm	Clasific. USCS
30743/1	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 1	97	MH
30743/2	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 2	86	CH
30743/3	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 3	84	CH
30743/4	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 4	84	CH
30743/5	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 5	58	MH
30743/6	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 6	65	CH
30743/7	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 7	55	MH
30743/8	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 8	73	MH
30743/9	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 9	55	MH
30743/10	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 10	82	MH
30743/11	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 11	31	GM
30743/12	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 12	44	GM
30743/13	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 13	43	GM
30743/14	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 14	28	GM
30743/15	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 15	28	GM
30743/16	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 16	20	SM
30743/17	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 17	29	SM
30743/18	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 18	14	GM
30743/19	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 19	41	SM
30743/20	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 20	47	CH
30743/21	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 21	40	GM
30743/22	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 22	18	GM
30743/23	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 23	65	MH
30743/24	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 24	38	SM
30743/25	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 25	38	GM
30743/26	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 26	11	GP-GM
30743/27	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 27	30	SM
30743/28	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 28	20	SM

CUADRO 6.5.1-1
RESUMEN RESULTADOS ENSAYES DE CLASIFICACIÓN USCS

N° Informe	Norma o Método	Pozo	% Finos Bajo 0,08 mm	Clasific. USCS
30743/29	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 29	32	SM
30743/30	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 30	28	GM
30743/31	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 31	45	GM
30743/32	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 32	28	SM
30743/33	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 33	80	MH
30743/34	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 34	55	MH
30743/36	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 36	42	SM
30743/37	8.102.1MCV8(2015)	Pozo 37	33	GM
30743/42	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 1	80	MH
30743/43	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 1	20	GM
30743/44	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 1	15	SM
30743/45	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 1	27	GM
30743/46	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 1	24	SM
30743/47	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 1	17	GM
30743/47	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 2	91	MH
30743/48	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 2	4	GP
30743/49	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 2	5	GP - GM
30743/50	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 2	5	GP - GM
30743/51	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 2	5	GP - GM
30743/52	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 2	3	GW
30743/53	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 3	89	MH
30743/54	8.102.1MCV8(2015)	Sondaje 3	60	MH

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

CUADRO 6.5.1-2
RESULTADOS COMPRESIONES SIMPLES - ASTM D 2166-06 Y NCh 1515 Of.79

Muestra	Cota Estratos	Clasificación Uscs	Peso Unitario (g/cm^3)	% Porcentaje De Humedad	Compresión Simple (kg/cm^2)
Pozo-1	0.20- 2.00	MH	0,31	253,0	0,32
Pozo-2	0.20 – 1.50	CH	0,35	178,8	0,53
Pozo-3	0.15 - 1.40	CH	0,41	179,1	0,57
Pozo-4	0.20 – 2.00	CH	0,43	113,8	0,40

Nota: Los resultados asociados a los pesos unitarios, son muy bajos, debido a que se trata de cenizas de origen volcánico.

El alto porcentaje de humedad está asociado a que se trata de un medio principalmente poroso, típico en las cenizas volcánicas.

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

CUADRO 6.5.1-3
RESULTADOS CORTES DIRECTOS ASTM D3080/D3080M-11

Muestra	Cota Estrato	Clasificación USCS	Peso Unitario Húmedo (g/cm³)	ϕ (°) Ángulo de Fricción	C (KPa) Cohesión
Sondaje 2	1.50	MH	1.14	20.0	21.0
Pozo-5	1.25 – 2.55	MH	1.07	33.0	25.0
Pozo-6	0.25 – 2.00	CH	1.20	17.0	41.0
Pozo-14	0.50 – 2.00	GM	1.27	31.0	23.0
Pozo - 22	0.15 – 2.00	GM	1.40	36.0	30.0
Pozo - 6	0.25 – 2.00	CH	1.14	17.0	41.0

Nota: Las muestras se recompactaron al 90% de la densidad máxima compactada seca, dada por el ensaye Proctor modificado NCh1534/II Of.79

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

Los resultados asociados a los pesos unitarios, son muy bajos, debido a que se trata de cenizas de origen volcánico.

El alto porcentaje de humedad está asociado a que se trata de un medio principalmente poroso, típico en las cenizas volcánicas.

6.5.2. Resultados Ensayes de Laboratorio

De acuerdo con los antecedentes revisados, visitas realizadas a obra, estratigrafía de los pozos de exploración y sondajes y resultados de los ensayes de laboratorio, se ha efectuado la siguiente zonificación geotécnica para el área en estudio:

- Bocatoma
- Aducción
- Cámara de Carga
- Área de Riego

En los Cuadros 6.5.2-1 a 6.5.2-4, se entregan los modelos estratigráficos adoptados para cada uno de los sectores individualizados:

CUADRO 6.5.2-1
MODELO ESTRATIGRÁFICO BOCATOMA SONDAJES N°1 AL N°3

Horizonte	Profundidad (m)	Descripción	NSPT
H-1	0,00 - 2,50	Limo de color café a café claro, humedad alta a saturada, estructura homogénea, consistencia baja a media,	4
H-2	2,50 – 15,00	Grava areno limosa de color café claro a gris, humedad alta, estructura homogénea, compacidad densa, Gravas de cantos redondeados y sub redondeados, tamaño máximo 3", Bolones y clastos de hasta 100".	R*

Nota: Cotas medidas respecto de la superficie actual de terreno.
Cota napa variable, entre 2,20 m y 3,80 m de profundidad (abril – mayo de 2016)
R* más de 50 golpes por 15 cm de penetración de la cuchara normal (ASTM 1586-11)

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

CUADRO 6.5.2-2
MODELO ESTRATIGRÁFICO ADUCCIÓN
POZOS N°1 A LA N°4 Y CORTE CAMINO

Horizonte	Profundidad(m)	Descripción
H-1	0,00 – 0,40	Capa Vegetal
H-2	0,40 – 4,00	Limo de color café a café oscuro, humedad alta a saturada bajo napa, consistencia dura, estructura homogénea.

Nota: Cotas medidas respecto de la superficie actual de terreno,
En pozo de exploración N°3, se detecta la napa a 0,85 m de profundidad (05 de mayo de 2016);
Corte camino corresponde a las excavaciones para alcanzar los puntos sondajes #1, #2 y #3 y que alcanzaron más de 4,0 m de profundidad

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

CUADRO 6.5.2-3
MODELO ESTRATIGRÁFICO CÁMARA DE CARGA
POZOS N°5, N°6 Y N°7

Horizonte	Profundidad (m)	Descripción
H-1	0,00 – 0,20	Capa Vegetal
H-2	0,20 – 2,00	Limo a arcilla de color café a café oscuro, humedad media, consistencia media a dura, estructura porosa a migajón, presencia de gravas de cantos redondeados a subredondeados tamaño máximo 10”.

Nota: Cotas medidas respecto de la superficie actual de terreno,
Presencia de arenisca tipo cancagua en el fondo de los pozos de exploración (roca sedimentaria);
Se detecta la napa en el fondo de los pozos de exploración (25 de abril de 2016)
El pozo N°7, se ubica en la descarga desde la cámara de carga hacia el área de riego

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

CUADRO 6.5.2-4
MODELO ESTRATIGRÁFICO ÁREA DE RIEGO
POZOS N°8 AL N°37

Horizonte	Profundidad (m)	Descripción
H-1	0,00 – 0,20	Capa Vegetal
H-2	0,20 – 2,50	Gravas areno limosas a limos arenosos con presencia de gravas, de color café a gris humedad media, consistencia media a dura, compacidad media a densa, presencia de gravas de cantos redondeados a subredondeados tamaño máximo 20".

Nota: Cotas medidas respecto de la superficie actual de terreno,
Se detecta la napa a 1,80 m de profundidad en el pozo de exploración N°19 y 1,20 m en el pozo 18 (18 de abril de 2016);
Se detecta arenisca tipo cancagua en el fondo de los pozos de exploración N°12, N°21, N°22 y N°29;
El pozo N°38, se ubica en un relleno ejecutado con motivo de la manutención Ruta CH 203, tramo Pullinque-Coñaripe de espesor variable
Pozo N°35 no se logra acceso a predio;

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

6.5.3. Propiedades Geomecánicas de Diseño

En resumen, de propiedades geomecánicas medidas en suelos de similar origen geológico y características granulométricas, resultados ensayes de corte directo en muestras recompactadas, resultados de compresiones simples en probetas naturales y SPT ejecutados en sondajes, se han establecido conservadoramente los siguientes parámetros de resistencia al corte y esfuerzo deformación del suelo de fundación según cotas señaladas en el Cuadro 6.5.3-1

CUADRO 6.5.3-1
RESUMEN PROPIEDADES GEOMECÁNICAS SELLO DE FUNDACIÓN

Sector	Unidad	Cota (m)	Peso Unitario γ (t/m^3)	Peso Unitario Boyante γ' (t/m^3)	Ángulo de Fricción Interna ϕ	Cohesión c (t/m^2)	Módulo de Elasticidad E (t/m^2)	Razón de Poisson μ
Bocatoma	Grava arenosa	>2,00	2,10	1,10	35°	0,00	$4000\sqrt{z}$	0,30
Aducción	Limo alta Plasticidad	+0,40	1,30	0,70	15°	1,50	300+300z	0,45
Cámara de Carga	Arenisca*	>2,0	1,70	0,90	30°	3,00	2000√z	0,35
Área Riego	Grava Arenosa**	+0,40	2,0	1,10	40°	0,00	$4000\sqrt{z}$	0,30

Nota: *Si a la cota señalada no se alcanza la arenisca, pero el suelo detectado si corresponde a material natural no removido, para las fundaciones proyectadas se utilizarán las recomendaciones que se entregan para la aducción;
**En el área de riego se han encontrado una serie de materiales, de distintas características granulométricas; por lo que en la condición más desfavorable se fundará en un limo de Alta plasticidad;
La cota señalada, corresponde a la profundidad estimada/recomendada del sello de fundación respecto de la superficie actual de terreno

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

6.6. FUNDACIONES SUPERFICIALES

6.6.1. Profundidad de Fundación

De acuerdo con la exploración efectuada, la recomendación principal está dirigida en apoyar las estructuras superficiales a lo menos a la cota señalada en el Cuadro 6.5.2-4, con un enterramiento mínimo de 0,60 m en suelo natural no removido y una profundidad mínima de 0,80 m respecto del nivel de terreno natural.

En caso de que a nivel de sello se detecten rellenos no controlados, basuras o escombros, ellos deberán ser retirados totalmente, debiendo ser reemplazados por hormigón H-10, hasta alcanzar una penetración mínima de 0,20 m en el estrato señalado.

6.6.2. Talud de Excavación

Dadas las características del suelo natural detectado, en el Cuadro 6.6.2-1 se entregan las pendientes para las excavaciones para las obras proyectadas.

CUADRO 6.6.2-1
TALUDES DE EXCAVACIÓN

Altura Excavación (m)	Pendiente Respecto Horizontal	
	Excavación Transitoria	Excavación Permanente
H < 5,0	60°	50°
5,0 < H< 10	55°	45°
H > 10,0	45°	40°

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

En el caso de excavaciones permanentes, se deberán incluir contrafosos y todas las superficies serán protegidas contra la erosión, mediante vegetación adecuada al clima y humedad del sector.

Finalmente, todas las excavaciones se realizarán desde arriba hacia abajo sin excepción y serán protegidas temporalmente mediante abundante lechada de cemento a/c = 1/1, en peso.

6.6.3. Capacidad de Soporte

Para el cálculo de la capacidad de soporte, fundaciones superficiales, se ha utilizado la expresión de Hansen 1970.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0{,}5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

$N_c = igual\ que\ Meyerhof.\ N_c = (N_q - 1)\ cot\,\emptyset$

$N_q = igual\ que\ Meyerhof.\ N_q = e^{\pi tan\emptyset} tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$

$N_\gamma = igual\ que\ Meyerhof.\ N_\gamma = (N_q - 1)\ tan\,(1{,}4\,\emptyset)$

$s_c = 1{,}0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$

$s_q = 1{,}0 + \frac{B'}{L'} sin\,\emptyset$

$s_\gamma = 1{,}0 - 0{,}4\,\frac{B'}{L'} \geq 0{,}6$

$d_c = 1{,}0 + 0{,}4k$

$d_q = 1 + 2tan\emptyset\,(1 - sin\,\emptyset)^2 k$

$\kappa = \frac{D}{B} para \frac{D}{B} \leq 1$

$\kappa = tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) para \frac{D}{B} > 1$

κ en radianes

$d_\gamma = 1{,}00 \qquad para\ todo\ \emptyset$

$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$

$i_q = \left[1 - \frac{0{,}5\,H_i}{V + A_f c_a\,cot\,\emptyset}\right]^{\propto 1}$

$2 \leq \alpha_1 \leq 5$

$i_\gamma = \left[1 - \frac{0{,}7 H_i}{V + A_f c_a\,cot\,\emptyset}\right]^{\alpha 2}$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0{,}7 - n^\circ/45^\circ)\, H_i}{V + A_f c_a \cot\emptyset}\right]^{\alpha 2}$$

$$2 \leq \alpha_2 \leq 5$$

$$g_c = 1{,}0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0{,}5 \tan\beta)^5$$

$$b_c = 1 - \frac{n^\circ}{147^\circ} \quad (\emptyset > 0)$$

$$b_q = exp(-2n \tan\emptyset)$$

$$b_\gamma = exp(-2{,}7\, n \tan\emptyset)\ n\ en\ radianes$$

Al aplicar las condiciones de apoyo encontradas y los parámetros de resistencia al corte asignados al suelo de fundación, se obtiene las expresiones mostradas en el Cuadro 6.6.3-1 para el cálculo de la capacidad de soporte.

CUADRO 6.6.3-1
EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD DE SOPORTE SEGÚN HANSEN (1970)

Sector	$q_{ad}\ (\frac{t}{m^2})$
Bocatoma	$15{,}3D\left(1 + 0{,}70\frac{B}{L}\right) + 6{,}2B\left(1 - \frac{0{,}4B}{L}\right) \leq 30$
Aducción	$(12{,}8 + 1{,}20D)\left(1 + 0{,}35\frac{B}{L}\right) + 0{,}1B\left(1 - \frac{0{,}4B}{L}\right) \leq 20$
Cámara de Carga	$(20 + 6{,}0D)\left(1 + 0{,}58\frac{B}{L}\right) + B\left(1 - \frac{0{,}4B}{L}\right) \leq 35$
Área Riego	$(12{,}8 + 1{,}20D)\left(1 + 0{,}35\frac{B}{L}\right) + 0{,}1B\left(1 - \frac{0{,}4B}{L}\right) \leq 20$

Nota:
En el cálculo de la capacidad de soporte admisible, se ha considerado un factor de seguridad de 3,0. En el caso sísmico, el valor anteriormente indicado se amplifica por 1,5
Se admitirá como máximo un 20% del área en planta traccionada
B, L, geometría de la zapata en metros

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

6.6.4. Asentamiento para Cargas Estáticas Permanentes

El asentamiento de fundaciones superficiales instantáneo se podrá calcular para una zapata de ancho B usando las expresiones mostradas en los Cuadros 6.6.4-1 y 6.6.4-2.

CUADRO 6.6.4-1
EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

Sector	$Si\ (cm)$
Bocatoma	$0{,}018 \cdot \frac{q \cdot B \cdot I_o}{\sqrt{D+B}}$
Aducción	$79{,}75 \cdot \frac{q \cdot B \cdot I_o}{300+300(D+B)}$
Cámara de Carga	$0{,}044 \cdot \frac{q \cdot B \cdot I_o}{\sqrt{D+B}}$
Área Riego	$79{,}75 \cdot \frac{q \cdot B \cdot I_o}{300+300(D+B)}$

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

En el cuadro anterior:

S_i : asentamiento elástico o inmediato en cm
q : presión de contacto promedio fundación-suelo en t/m^2
B : ancho de fundación (lado menor) en m
I_o : factor de forma según Cuadro 6.6.4-2

CUADRO 6.6.4-2
FACTORES DE FORMA IO

L/B	Io
1,0	0,82
1,5	1,06
2,0	1,20
5,0	1,70
> 10,0	2,10

L = largo de la fundación

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

6.6.5. Asentamiento para Cargas Dinámicas

El asentamiento adicional producido por cargas dinámicas (sísmicas) verticales, se podrá calcular, en caso de ser necesario, de la expresión presentada en el Cuadro 6.6.5-1.

CUADRO 6.6.5-1
EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS PARA CARGAS DINÁMICAS

Sector	$Sd\ (cm)$
Bocatoma	$0{,}006 \cdot \frac{q_d \cdot B \cdot I_o}{\sqrt{D+B}}$
Aducción	$26{,}60 \cdot \frac{q_d \cdot B \cdot I_o}{300+300(D+B)}$
Cámara de Carga	$0{,}015 \cdot \frac{q_d \cdot B \cdot I_o}{\sqrt{D+B}}$
Área Riego	$26{,}60 \cdot \frac{q_d \cdot B \cdot I_o}{300+300(D+B)}$

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

En las ecuaciones del Cuadro 6.6.5-1, los términos son idénticos a los de la expresión para asentamientos elásticos de cargas permanentes, pero S_d y q_d son respectivamente la componente dinámica del asentamiento y la componente dinámica de la presión.

6.6.6. Constante de Balasto

Las constantes de balasto para el modo de deformación por asentamientos verticales de las fundaciones se podrán calcular de las expresiones dadas para los asentamientos, distinguiéndose las mismas circunstancias de velocidad de aplicación de las cargas. Estas ecuaciones se presentan en el Cuadro 6.6.6-1.

CUADRO 6.6.6-1
EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE LA CONSTANTE DE BALASTO VERTICAL

Sector	$ki\ (t/m^3)$ **Caso Estático**	$kd\ (t/m^3)$ **Caso Sísmico**
Bocatoma	$5400 \cdot \frac{\sqrt{D+B}}{B \cdot I_o}$	$16200 \cdot \frac{\sqrt{D+B}}{B \cdot I_o}$
Aducción	$\frac{350+350(D+B)}{B \cdot I_o}$	$\frac{1100+1100(D+B)}{B \cdot I_o}$
Cámara de Carga	$2200 \cdot \frac{\sqrt{D+B}}{B \cdot I_o}$	$6800 \cdot \frac{\sqrt{D+B}}{B \cdot I_o}$
Área Riego	$\frac{350+350(D+B)}{B \cdot I_o}$	$\frac{1100+1100(D+B)}{B \cdot I_o}$

Nota: B y D en metros

Fuente: Elaborado por Río Azul Ltda.

Para evaluar giros de fundaciones debido a momentos volcantes que actúan a nivel de sello de fundación y en el centro de gravedad del área de contacto, se utilizarán las constantes de balasto anteriores amplificadas por un coeficiente 2,0.

6.6.7. Asentamiento Máximo Admisible Zapatas Superficiales

El asentamiento máximo total admisible de cada fundación (fundaciones continuas y/o aisladas) individual, se recomienda que no sea superior a 1/400 de la distancia entre ejes paralelos transversales de muros y/o pilares. Este asentamiento así calculado garantiza una distorsión angular de muros en su plano vertical inferior a 1/600, si se supone que el asentamiento máximo diferencial es igual a 2/3 del máximo total. En todo caso, ninguna fundación, aislada o continua, podrá tener un asentamiento total estático superior a 1,5 cm para cargas permanentes.

6.7. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA DEL SITIO

Para efectos de diseño, se considerará que el proyecto en cuestión se ubica dentro de la zona sísmica 2, por lo que Ao = 0,30 g.

Para la aplicación de la Normativa Sísmica, se dan las siguientes recomendaciones de acuerdo con los requerimientos del calculista o las características del proyecto:

Norma NCh 2369 Of 2003 “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”:

De acuerdo con la exploración ejecutada y antecedentes revisados, se recomienda utilizar para efectos de diseño un suelo tipo III (ver Tabla 5.3, pág. 29 de la Norma), en consideración que el suelo de fundación corresponde a suelo granular en matriz fina a un suelo fino con presencia de material granular con una compacidad a consistencia media.

6.8. EMPUJE SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

6.8.1. Resultados Ensayes de Laboratorio

Detrás de los muros de contención o cámaras enterradas se usará un relleno de suelo granular de tamaño máximo 3”, con no más de 10% de finos bajo 0,08 mm. Éste se colocará con una compactación ligera, para evitar tensiones parásitas horizontales sobre el muro producto de la energía de compactación.

Para los efectos de calcular empuje de tierras sobre estructuras de contención, se utilizarán los siguientes parámetros de resistencia:

- ángulo de fricción interna, Φ= 38°
- sin cohesión c = 0,0 t/m^2
- peso unitario saturado = 2,2 t/m^3
- aceleración sísmica efectiva= 0,15 g (0,50A_og)
- Coeficiente de roce interface suelo hormigón δ = 0

- Paramento interior del muro Vertical α = 90°
- Superficie del terreno Trasdós horizontal β = 0

$$K_a = \frac{sin^2(\alpha + \phi)}{sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2} \quad \text{EC. 6-1}$$

Los valores anteriores conducen a los siguientes coeficientes de empujes:

K_a = 0,24, coeficiente de empuje activo

Ko = 0,38, coeficiente de empuje en reposo

Lo anterior se puede expresar, para el caso estático, a través de las siguientes relaciones:

- **Muros de Contención** (ver Figura 6.9-1):

$$\sigma_h = 0{,}53z + 0{,}24q_s \quad \text{EC. 6-2}$$

Donde:

σ_h : presión horizontal sobre el muro en t/m^2
q_s : sobrecarga que pudiera existir eventualmente en la superficie del terreno en t/m^2
z : profundidad a la cual se desea determinar σ_h, en m

En la eventualidad de la ocurrencia de un sismo, se deberá agregar a la presión estática permanente del caso activo, un aumento sísmico de acuerdo a una ley de triángulo invertido. El incremento del empuje total (presión activa más sísmica) queda dado por la expresión (Mononobe y Okabe):

$$K_{ae} = \frac{sin^2(\alpha + \theta - \phi)}{\cos\theta \cdot sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha + \theta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha + \theta + \delta) \cdot \sin(\alpha - \beta)}}\right]^2} \quad \text{EC. 6-3}$$

$$\tan^{-1}\theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad \text{EC. 6-4}$$

k_h = 0,15 (= 0,50Ao/g, M.C. V3 Acápite 1003.403)

k_v = 0,00
θ = 8,53°
K_{ae} = 0,32, coeficiente de empuje total sísmico

$$\Delta\sigma_h = (Kae - Ka)\gamma(H - z) = 0.18(H - z) \quad \text{EC. 6-5}$$

Donde:

$\Delta\sigma_{sis}$ Incremento del empuje total en el caso sísmico, en t/m^2
H Altura del muro en m
z profundidad medida desde la superficie del terreno hasta el punto donde se desea evaluar σ_{sis}, en m

- **Cámaras subterráneas** (ver Figura 6.9-2 y 6.9-3):

$$\sigma_h = 0{,}46z + 1{,}00z + 0{,}38q_s \quad \text{EC. 6-6}$$

En la eventualidad de la ocurrencia de un sismo, se deberá considerar la presión estática permanente del caso activo y un aumento sísmico de acuerdo con lo indicado en el Anexo C de la Norma NCh 433 Of96 Mod.2009. Por lo tanto, el empuje total del caso sísmico (presión activa más sísmica) queda dado por la expresión:

$$\sigma_{hsis} = 0.53z + 0.24q_s + 03Cr \cdot \gamma \cdot \frac{A_o}{g} \cdot H \qquad \text{EC. 6-7}$$

σ_{hsis}	Presión horizontal total debido al sismo, en t/m^2
H	Altura total del muro, en m
z	Profundidad a la que se quiere evaluar σ_{hsis} medido desde la superficie, en m
q_s	Sobrecarga permanente en la superficie del terreno, en t/m^2
C_r	0,45
γ	2,2 t/m^2
A_o	0,30g
g	Aceleración de gravedad (9,8 m/s^2)

En el caso de sobrecargas temporales, se descartan del cálculo de empujes en caso sísmico.

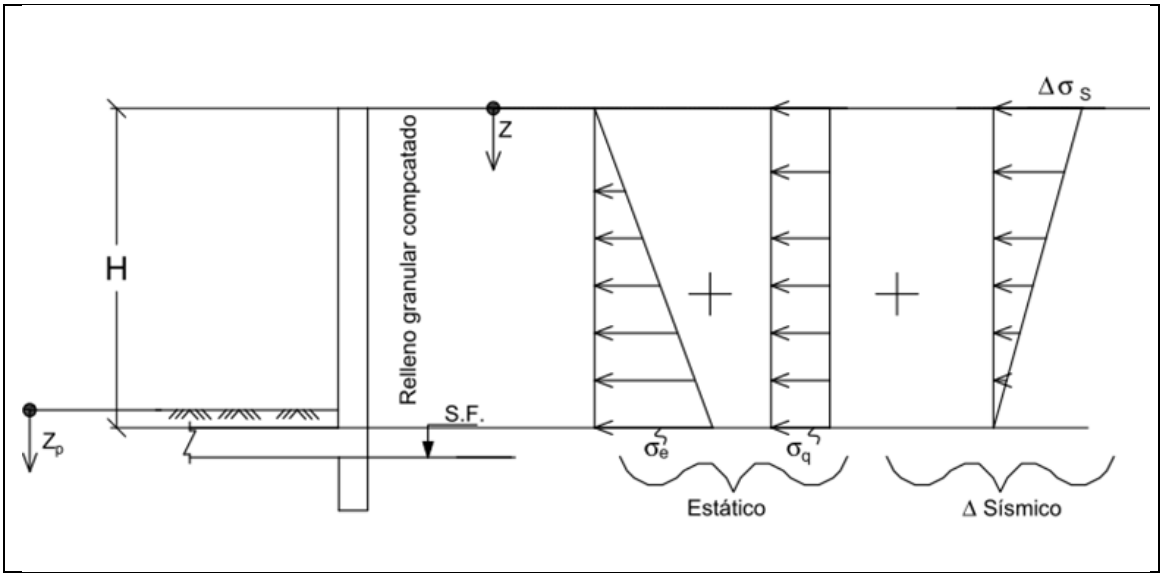


FIGURA 6.9-1
MURO LIBRE DE GIRAR CARGA ESTÁTICA MÁS INCREMENTO SÍSMICO

Fuente: Informe Geotécnico Río Azul Ltda.

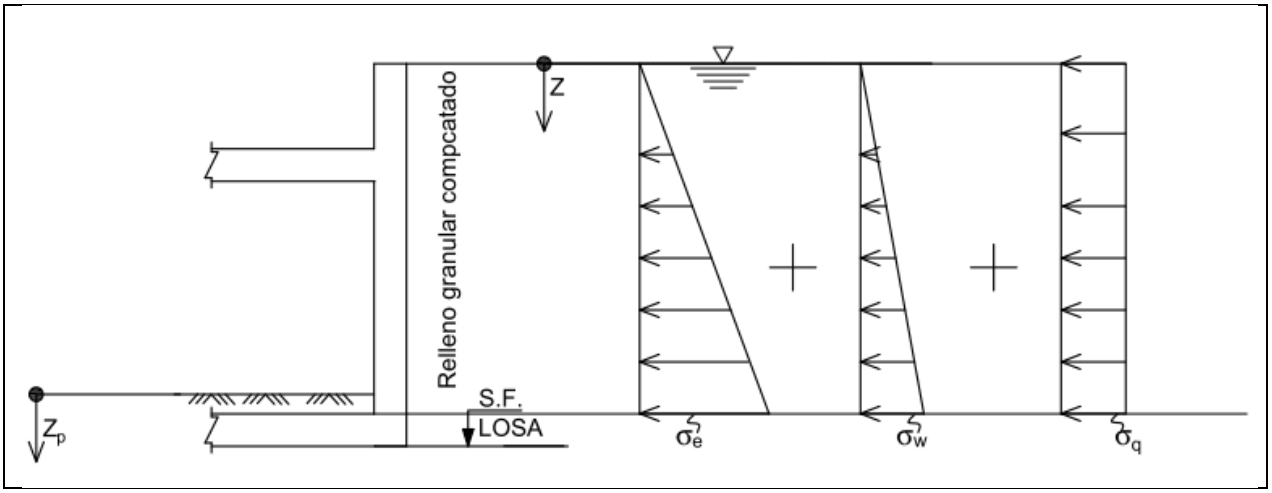


FIGURA 6.9-2
MURO RESTRINGIDO AL GIRO CARGA. CASO ESTÁTICO

Fuente: Informe Geotécnico Río Azul Ltda.

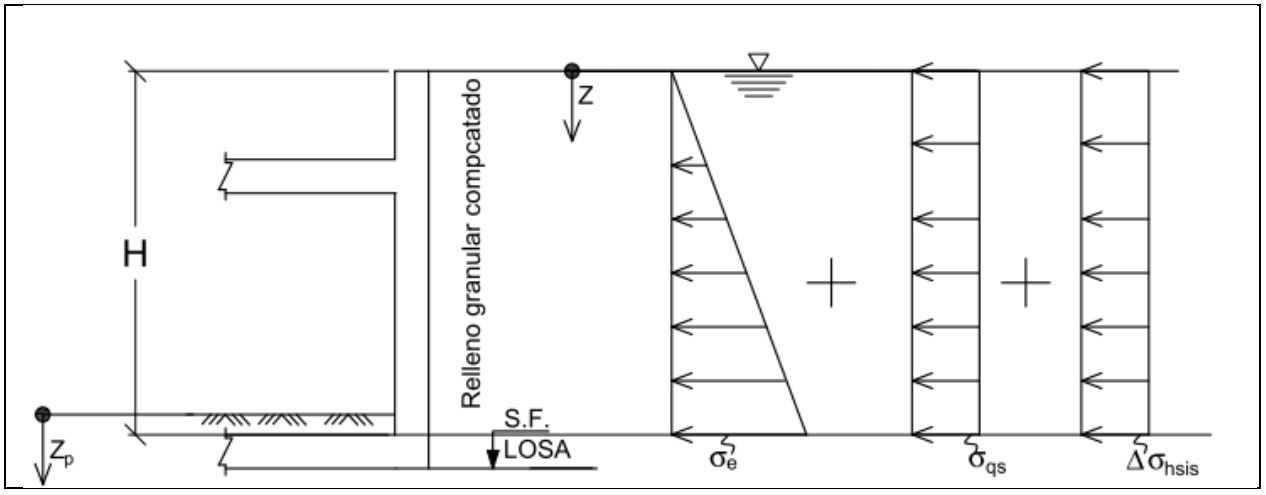


FIGURA 6.9-3
MURO RESTRINGIDO AL GIRO CASO SÍSMICO

Fuente: Informe Geotécnico Río Azul Ltda.

6.8.2. Empujes sobre Estribos

Detrás de los estribos se usará un relleno de suelo granular de tamaño máximo 3”, con no más de 10% de finos bajo 0,08 mm. Éste material se colocará con una compactación ligera.

El empuje podrá calcularse utilizando un coeficiente de transmisión de presiones en reposo igual a 0,38 y un peso unitario de 2,20 t/m^3. Lo anterior se puede expresar a través de la siguiente relación:

$$\sigma_h = 0.84Z + 0.38q_S$$ EC. 6-8

σ_h	Presión horizontal sobre el estribo en t/m^2
Z	Profundidad a la que se quiere evaluar σ_h medido en m
q_s	Sobrecarga que podría existir a nivel del terreno, en t/m^2

En la evaluación del empuje sísmico se utilizará la misma expresión definida para el caso de los muros de contención.

6.8.3. Empuje Pasivo

Para el cálculo del empuje pasivos sobre la fundación del muro de contención, se podrán utilizar las expresiones siguientes, dependiendo de la ubicación del nivel freático:

$$K_p = \frac{sin^2(\alpha - \phi)}{sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha + \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$ EC. 6-9

Para fundaciones sumergidas:

$$\sigma_p = 1{,}30z$$

Para fundaciones no sumergidas:

$$\sigma_p = 2{,}40Z_p$$

Donde:

σ_p	Presión pasiva horizontal sobre el muro en t/m^2
Z_p	Profundidad en el estrato H-2, a la cual se desea determinar σ_p, en m, medida desde la superficie frente al extremo inferior del muro.

Para que la expresión de empuje pasivo tenga validez se deberá contar con una superficie horizontal frente al extremo inferior del muro de una longitud igual o superior a la dada por la expresión siguiente:

$$L_2 \geq D\, tg(45° + \frac{\phi}{2})$$ EC. 6-10

Donde:

L_2 : Distancia entre extremo inferior del muro y término de la zona horizontal de suelo
D : Altura enterrada del muro en m
ϕ : 15°, ángulo de fricción interna del suelo, en el caso más conservador

6.8.4. Factores de Seguridad de Muros de Contención

Para el diseño en condiciones estáticas de los muros de contención se utilizará un factor de seguridad mínimo de 1,5 al deslizamiento y al vuelco, si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro o un factor de seguridad mínimo de 1,7 al deslizamiento y al vuelco, si se considera el empuje pasivo al pie del muro.

Para el caso sísmico, considerando la acción simultánea del empuje estático más la componente sísmica, se aceptará un factor de seguridad mínimo de 1,3 si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro y de 1,5 si se toma en cuenta el empuje pasivo al pie del muro.

6.8.5. Condiciones de Drenaje del Muro de Contención

De modo de garantizar que el muro posea suficientes condiciones de drenaje, a fin de evitar que reciba solicitaciones adicionales por presiones de agua, deberán colocarse previo al hormigonado, barbacanas (pasadas) a través del muro de 2" de diámetro, por cada 1,5 m una de otra, envuelta en geotextil de 200 gr/m^2 o similar en su extremo no visible.

Alternativamente, en aquellos casos en los que no se pueda usar barbacanas, se recomienda utilizar tiras drenantes del tipo Terram 1C1 o similar, colocadas adosadas trasdós del muro y una tubería colectora de PVC ranurada, del tipo Flexadren o similar de 110 mm de diámetro, en la parte inferior del muro, conectada finalmente a un punto de desagüe.

6.9. EXCAVACIÓN INICIAL FUNDACIONES SUPERFICIALES

Antes del hormigonado de fundaciones, la excavación inicial se ejecutará respetando las siguientes recomendaciones mínimas:

- Se considerará un escarpe mínimo de 40 cm de espesor y el retiro de todas las basuras o escombros existente a nivel de sello o hasta alcanzar la cota de sello de fundación recomendada;
- Profundidad mínima de fundación desde el punto de vista geomecánico, según lo indicado en acápite 6;
- Los emplantillados se apoyarán sobre suelo natural no removido;

- Antes del hormigonado el sello de fundación estará libre de basuras y materia orgánica;

- Todos los sellos deben ser recibidos por el geotécnico del proyecto;

- El agotamiento de la napa se realizará por tramos de modo de controlar el costo asociado al equipo generador. La napa será soltada una vez que el tramo hormigonado cuente con factor de seguridad mínimo ante la flotación de 1,50.

- Se deben incluir los análisis por socavación antes de definir las profundidades de sello de fundación para las estructuras diseñadas. Como medida mínima de protección se recomienda considerar el uso de geocolchones o enrocados.

6.10. RELLENO COMPACTADO MASIVO

En caso de que se requiriese, a continuación, se entregan las recomendaciones para efectuar rellenos compactados controlados:

- Los rellenos se apoyarán sobre suelo natural no removido;

- Antes de la ejecución de los rellenos el sello estará libre de basuras, escombros o materia orgánica;

- El sello de las excavaciones será recompactado mediante a lo menos 4 pasadas de placa o rodillo por punto;

- El relleno se compactará mediante a lo menos 6 pasadas de rodillo y serán controlados de modo alcanzar, a lo menos el 80% de la densidad relativa (NCh1726 Of.80) o el 95% de la densidad máxima compactada seca, dada por el ensaye Proctor Modificado (NCh1534-2-1979);

- El equipo recomendado para la compactación tras muros de contención, será del tipo vibratorio con un peso estático mínimo de 250 kg, colocándose el material en capas de 0,25 m de espesor suelto.

- Para rellenos masivos el equipo vibratorio tendrá un peso estático mínimo de 4 t, pudiéndose modificar según las densidades alcanzadas y el espesor de las capas requerido.

- La compactación se realizará en capas horizontales con desniveles máximo de 2 capas adyacentes;

- El sobreancho de compactación será a lo menos de 1,0 m;

- Los bordes del relleno, se desarrollaran en un talud H:V =1:1,5, si es que existe disponibilidad de espacio; en caso contrario, el relleno se terminará lateralmente

con un muro de contención tradicional. El relleno se compactará contra el muro, con una placa vibratoria de peso estático de no más de 250 kg, a lo menos 72 horas después de construida la obra de hormigón.

- El material de relleno deberá tener un tamaño máximo inferior a 3", un contenido de finos no superior a 30% bajo malla 200 (ASTM), un porcentaje de suelo bajo malla Nº4 no superior a 40% y deberá estar libre de escombros, basuras y restos vegetales. Este material se controlará con un mínimo de 6 clasificaciones USCS completas (incluidos granulometría y límites de Atterberg), debiendo clasificar como GW-GC-GP-SW-SP-SM.

- Se realizará un control de densidad por cada 250 m^2 (por capa) de sello de excavación y de relleno compactado, con un mínimo de 2 densidades por cada capa. El control se realizará en forma aleatoria, es decir, se definirán los puntos de control antes de compactar la capa a controlar.

- En caso de que se requiera, directamente bajo radieres, los últimos 10 cm, el relleno corresponderá a un material granular limpio, tamaño máximo 1 ½" y no más de un 5% de finos bajo malla 200 (ASTM), él que será compactado mediante a lo menos 6 pasadas de rodillo o placa por punto;

- En general cualquier modificación a algunas de las especificaciones entregadas deberá ser aprobada vía escrita por el Geotécnico del proyecto y por la Inspección del Proyecto.

7. ESTUDIOS HIDRÁULICOS BÁSICOS

7.1. INTRODUCIÓN

En el presente acápite se presentan los estudios hidráulicos en el cauce necesarios para la propuesta de obras en el mismo.

Este apartado incluye, entre otros aspectos:

- Análisis hidráulico del cauce; considerando la situación actual o sin proyecto y la condición futura incluyendo las obras asociadas a la bocatoma.
- Análisis de socavación del cauce
- Obras de protección de ribera.

7.2. ANÁLISIS HIDRAULICO DEL CAUCE

7.2.1. Introducción

Cuando la capacidad de un cauce es superada debido a la ocurrencia de un evento meteorológico extremo, se producen desbordes del río hacia sus riberas ocupando los terrenos aledaños, con consecuencias que pudieran afectar negativamente tanto a la población aledaña, como infraestructura tanto pública como privada.

Luego, para determinar la relación entre los niveles de inundación y los caudales de crecidas, es necesario definir los niveles máximos de agua a lo largo del cauce para los distintos caudales de crecidas, asociados a distintas probabilidades de excedencia. Dichos niveles se obtienen a partir de la modelación del eje hidráulico asociado a cada crecida.

Particularmente, en este caso se tiene que tener conocimiento de las cotas máximas de agua asociadas a los eventos extremos de diseño, para definir de mejor forma el posicionamiento de obras asociadas a la bocatoma, tales como desarenador, cámara de carga y tubería.

A continuación, se describe la base teórica sobre la cual se realiza el cálculo del eje hidráulico, seguido por la aplicación y resultados.

7.2.2. Bases Generales Modelación Hidráulica.

Los perfiles de agua se calculan resolviendo la ecuación de la energía y utilizando un procedimiento llamado “paso a paso” o “paso estándar” entre una sección transversal y otra, que viene dado por la expresión:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$ EC. 7-1

Donde:

WS_1,WS_2	:	Elevaciones de la superficie del agua en las secciones transversales 1 y 2.
V_1, V_2	:	Velocidades promedias (caudal/área de flujo).
α_1, α_2		Coeficientes para ponderar las velocidades
g	:	Aceleración de gravedad.
h_e	:	Pérdida de carga

Los términos de la ecuación se presentan en la Figura 7.2.2-1 siguiente:

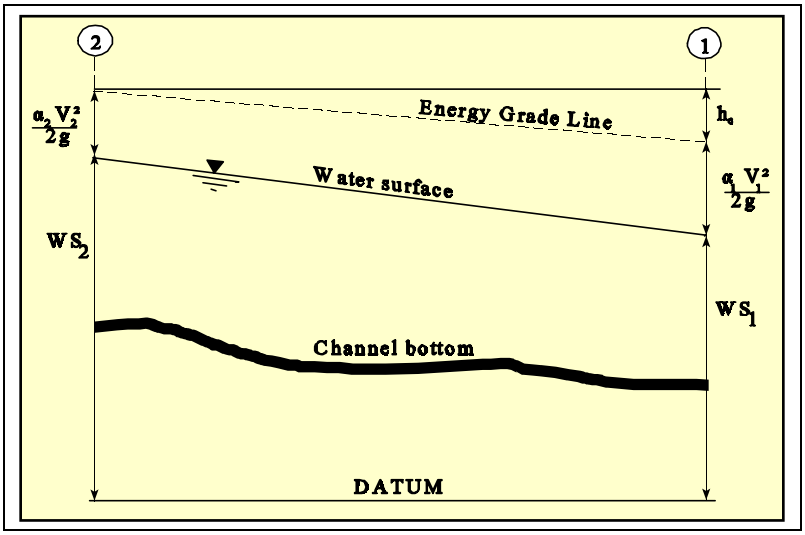


FIGURA 7.2.2-1
REPRESENTACIÓN DE LOS TÉRMINOS EN LA ECUACIÓN DE ENERGÍA

Fuente: Manual Hec-Ras

La pérdida de carga (h_e) entre dos secciones transversales está compuesta de la pérdida por fricción y la pérdida por contracción o expansión. La ecuación para calcular la pérdida total de energía es:

$$h_e = L\overline{S_f} + C\left|\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right|$$ EC. 7-2

Donde se tiene que:

L : Longitud del tramo equivalente
Sf : Pendiente de fricción representativa entre dos secciones.
C : Coeficiente de pérdida por expansión o contracción.

La longitud equivalente, L, se calcula:

$$L = \frac{L_{lob}\overline{Q}_{lob} + L_{ch}\overline{Q}_{ch} + L_{rob}\overline{Q}_{rob}}{\overline{Q}_{lob} + \overline{Q}_{ch} + \overline{Q}_{rob}} \qquad \text{EC. 7-3}$$

Donde:

L_{lob}, L_{ch}, $L_{ro}b$: Largo del tramo entre secciones para flujo en la planicie de la izquierda, el canal principal y la planicie derecha, respectivamente.
Q_{lob}, Q_{ch}, Q_{rob} : Promedio aritmético de los flujos en las dos secciones en la planicie de la izquierda, el canal principal y la planicie derecha, respectivamente.

La capacidad de transporte se calcula para cada subdivisión usando la siguiente ecuación (En el Sistema métrico de unidades):

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \qquad \text{EC. 7-4}$$

Donde:

K Capacidad de transporte de una sección
n Coeficiente de rugosidad de Manning de una subdivisión
A Área de flujo de una subdivisión
R Radio hidráulico de una subdivisión

El programa suma todas las capacidades incrementales para obtener la capacidad total de las planicies de la izquierda y la derecha. Normalmente la capacidad del canal principal se calcula como un solo elemento (sin subdivisión). La capacidad total de una sección se obtiene al sumar las tres capacidades de las subdivisiones (izquierda, canal, y derecha).

Las ecuaciones deben resolverse sección a sección por aproximaciones sucesivas, para lo cual se ha empleado el Software HEC-RAS versión 4.1.0.

Estos programas, contienen subrutinas que calculan las características hidráulicas de secciones irregulares, incluyendo brazos. Asimismo, se consideran las pérdidas de carga asociadas a la convergencia y divergencia de las secciones sucesivas.

7.2.3. Antecedentes Utilizados en Modelación Hidráulica.

Para la configuración del modelo hidráulico del Río Ranguintulelfú, se hace uso de una serie de antecedentes que permiten elaborar un modelo que representa de manera acertada los diferentes eventos de escorrentía que se suceden en la realidad en dicho sector.

Para efecto de lo anterior, se consideran los antecedentes que se indican a continuación.

7.2.3.1. Perfiles levantados en el cauce

Se utiliza la información de los 73 perfiles topobatimétricos levantados en el río cada 20 m aproximadamente y se agregan otros perfiles en sector bocatoma. En Figura 7.2.3.1-1 siguiente se muestra esquemáticamente la configuración de los perfiles; la bocatoma y las obras asociadas a ésta se desarrollan entre los perfiles R.S 780 y R.S 700, donde la bocatoma propiamente tal se encuentra en el perfil R.S 761,58.El archivo digital se incluye en Anexo 7-1 Hecras Tralcapulli, adjuntándose además el archivo digital de ACAD que contienen los perfiles utilizados para la modelación en HEC-RAS.

En la Figura 7.2.3.1-1 se incluye un esquema donde se visualizan la distribución de los perfiles en el Río Ranguintulelfu y la ubicación de la bocatoma.

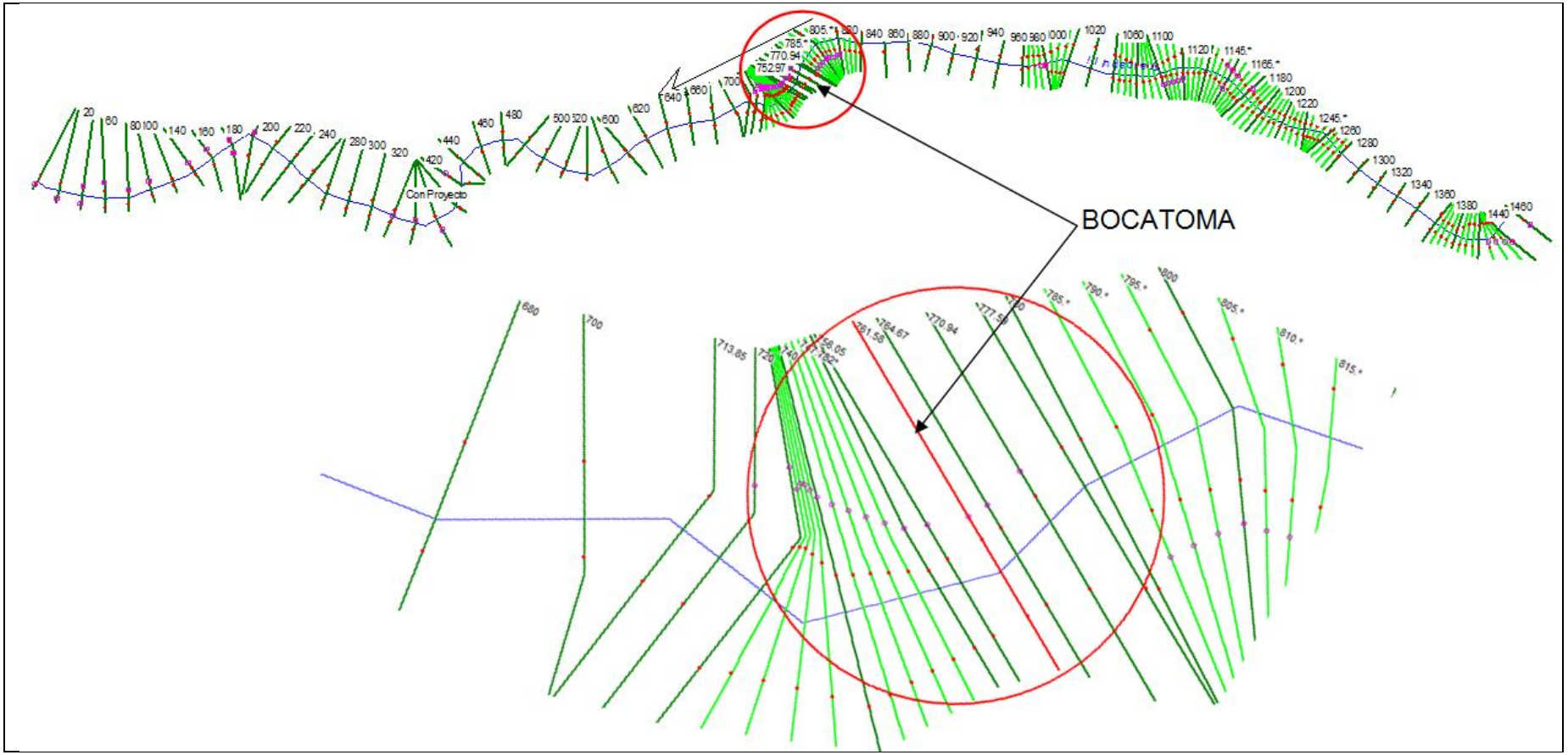


FIGURA 7.2.3.1-1
ESQUEMA CONFIGURACIÓN DE PERFILES Y UBICACIÓN DE BOCATOMA

Fuente: Elaboración propia. en base a simulación Hec-Ras.

7.2.3.2. Coeficiente de Rugosidad

Existen distintas relaciones para obtener el coeficiente de rugosidad, por lo que se ha considerado para el análisis la expresión de Strickler, los valores de rugosidad sugeridos por el estudio "Roughness Characteristics of Natural Channels" de la USGS y el método de Cowan.

a) Manning - Strickler

La fórmula de Manning-Strickler permite determinar el coeficiente de rugosidad para cauces considerando la granulometría de su lecho. La expresión para estimar el coeficiente de Manning es la siguiente:

$$n_0 = \frac{(d_{90})^{1/6}}{26.5} \qquad \text{EC. 7-5}$$

Donde:

- d_{90} : Diámetro de tamiz por el que pasa el 90% de la muestra en metros.

De acuerdo a lo anterior, de cada uno de los sondajes se obtuvo el d_{90} del segundo horizonte de análisis, es decir, del horizonte de 3 a 4 m dado que el primer horizonte corresponde a material fino que no representa las características del cauce ya que el sondaje se realizó a un costado de éste.

Los resultados para los dos sondajes realizados para representar las características granulométricas del cauce son las que se muestran en el Cuadro 7.2.3.2-1 a continuación.

CUADRO 7.2.3.2-1
VALORES PARA MANNING SEGÚN STRICKLER

Sondaje	d_{90} (mm)	n_0
N° 1 en sector Bocatoma	58,19	0,024
N° 2 aguas abajo sector bocatoma (aprox 100 m)	72,39	0,024

Fuente: Elaboración propia.

No obstante lo anterior, dicha expresión es útil cuando la granulometría del lecho es uniforme.

b) Recomendaciones USGS

Para el tramo analizado, se ha utilizado un valor de rugosidad caracterizados a partir de una inspección visual, destacando las características del lecho del cauce y el tipo de vegetación de ribera, comparando con la información en el "Roughness Characteristics of Natural Channels" de la USGS. El informe que se indica se adjunta en Anexo Digital 7-4.

Considerando lo anterior, para un cauce de montaña con lecho formado por grandes piedras, se considera un coeficiente de rugosidad aproximado de **n= 0,065**.

c) Fórmula de Cowan

La fórmula de Cowan consiste en la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning, a partir de la separación de factores de incidencia[1]:

$$\boldsymbol{n} = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m_5 \qquad \text{EC. 7-6}$$

Donde:

- n_0 : Valor base de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales comprendidos, valor que puede determinarse con la fórmula de Strickler
- n_1 : Valor agregado a n_0 para corregir el efecto de irregularidades de superficie
- n_2 : Valor para variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal.
- n_3 : Valor de obstrucciones
- n_4 : Valor para la vegetación y condiciones de flujo.
- m_5 : Factor de corrección para los meandros presentes en el canal.

Los valores adecuados a seleccionar según las características correspondientes se presentan en el Cuadro 7.2.3.2-1 siguiente.

[1]Según los términos establecidos en el texto "Hidráulica de los Canales Abiertos ", Ven Te Chow, 1982

CUADRO 7.2.3.2-2
VALORES PARA EL CÁLCULO DE COEFICIENTE DE RUGOSIDAD SEGÚN LA FÓRMULA DE COWAN

Condiciones del Canal		Valores	
Material Considerado	Tierra	n_0	0,02
	Roca cortada		0,025
	Grava Fina		0,024
	Grava Gruesa		0,028
Grado de Irregularidad	Liso	n_1	0
	Menor		0,005
	Moderado		0,01
	Severo		0,02
Condiciones del Canal		**Valores**	
Variaciones de la Sección transversal del canal	Gradual	n_2	0
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente Alterante		0,010-0,015
Efectivo relativo de obstrucciones	Despreciable	n_3	0
	Menor		0,010-0,015
	Apreciable		0,020-0,030
	Severo		0,040-0,060
Vegetación	Baja	n_4	0,005-0,010
	Media		0,010-0,025
	Alta		0,025-0,050
	Muy Alta		0,050-0,100
Cantidad de Meandros	Menor	m_5	1
	Apreciable		1,15
	Severa		1,3

Fuente: Fórmula de Cowan

El valor calculado mediante este método es el siguiente:

n_0	n_1	n_2	n_3	n_4	m_5	
0,028	0,010	0,005	0,013	0,008	1	**n = 0,064**

No obstante que la ribera del cauce no tiene las mismas características que la ribera de éste, la selección del coeficiente de rugosidad por sector se divide en cauce y ribera.

En el caso del cauce, la selección del coeficiente de rugosidad se realizó considerando el valor entregado por la fórmula de Cowan, es decir **n = 0,064,** ya que cuenta con mayor cantidad de factores que consideran las características del cauce, además de confirmar que su orden de magnitud es coherente con los valores sugeridos por el "Roughness Characteristics of Natural Channels" de la USGS.

Para el caso de las riberas, se considera el valor obtenido por el método de Cowan el cual corresponde a lo siguiente:

n_0	n_1	n_2	n_3	n_4	m_5	**n = 0,170**
0,020	0,010	0,005	0,060	0,075	1	

7.2.3.3. Condiciones de Borde.

La condición de borde utilizada tanto aguas arriba como aguas abajo, es la altura normal dado que de los perfiles del río se puede obtener las pendientes en cada caso. La pendiente aguas arriba en el modelo es de 7,5% y la pendiente aguas abajo en el modelo es de 6%. No obstante lo anterior, la pendiente en el sector bocatoma varía de un 10 % a 8,5 %

7.2.4. Resultados Modelación Hidráulica Río Ranguintulelfú

La modelación hidráulica del cauce, se realizó tanto para la situación sin proyecto como para la situación con proyecto para todos los períodos de retornos que se indican en el Cuadro 7.2.4-1 a continuación. El régimen de análisis del flujo se considera mixto dado que si bien se presume régimen supercrítico, la longitud de análisis es extensa y puede haber variaciones en el régimen que no sean consideradas correctamente si se considera análisis supercrítico. El archivo digital del modelo se incluye en Anexo Digital 7-1.

CUADRO 7.2.4-1
CAUDALES MÁXIMOS ADOPTADOS TRALCAPULLI (m^3/s)

T (años)	Caudal Máximo (m^3/s)
5	18,19
10	21,22
20	24,13
50	27,85
100	30,59
250	34,23
Promedio Anual	1,30

Fuente: Elaboración propia.

Dado el objetivo de estudio, de la modelación realizada se obtiene la cota máxima para periodo de retorno T= 250 años, que tienen relación con el periodo de retorno para el cual se diseña la bocatoma, sobre la cual se deben colocar las obras o bien, diseñar los resguardos que se requieran para los sectores afectos a inundación y/o erosión.

Dado que las obras de protección tienen relación directa con el diseño de la bocatoma, las obras de defensa fluvial se diseñan para periodo de retorno T=250 años.

De la modelación realizada tanto para la condición sin proyecto como para la condición con proyecto, se obtienen los resultados para los perfiles que incluyen las obras. Como se ha mencionado con anterioridad, el perfil que representa la bocatoma es el R.S 761,58.

7.2.4.1. Resultados Modelación Sin Proyecto

A continuación, en el Cuadro 7.2.4.1-1se indican los resultados obtenidos de la modelación para todos los periodos de retorno analizados en los perfiles contiguos tanto al sector de bocatoma como a la descarga de los excesos del desarenador, cuyo perfil representativo es el R.S 713,85.

CUADRO 7.2.4.1-1
RESULTADOS MODELACIÓN SIN PROYECTO

Nº Perfil	Condición	Q Total (m^3/s)	Cota Fondo (m)	Altura Cota Agua (m)	Vel (m/s)	Froude
780	T=5	18,19	504,9	505,59	2,16	0,93
	T=10	21,22	504,9	505,64	2,28	0,93
	T=20	24,13	504,9	505,69	2,36	0,93
	T=50	27,85	504,9	505,76	2,48	0,93
	T=100	30,59	504,9	505,8	2,56	0,93
	T=250	34,23	504,9	505,86	2,65	0,93
	Qprom	1,3	504,9	505,12	0,92	0,83
777,59	T=5	18,19	504,64	505,39	2,28	0,97
	T=10	21,22	504,64	505,44	2,41	0,98
	T=20	24,13	504,64	505,5	2,49	0,97
	T=50	27,85	504,64	505,56	2,61	0,97
	T=100	30,59	504,64	505,6	2,7	0,97
	T=250	34,23	504,64	505,66	2,79	0,97
	Qprom	1,3	504,64	504,93	0,9	0,82
770,94	T=5	18,19	504,14	504,98	2,03	0,84
	T=10	21,22	504,14	505,02	2,19	0,88
	T=20	24,13	504,14	505,07	2,32	0,9
	T=50	27,85	504,14	505,12	2,48	0,93
	T=100	30,59	504,14	505,19	2,47	0,89
	T=250	34,23	504,14	505,25	2,55	0,88
	Qprom	1,3	504,14	504,46	1,03	0,97
764,67	T=5	18,19	503,67	504,55	2,15	0,87
	T=10	21,22	503,67	504,62	2,25	0,86
	T=20	24,13	503,67	504,68	2,34	0,86
	T=50	27,85	503,67	504,76	2,42	0,84
	T=100	30,59	503,67	504,84	2,44	0,81
	T=250	34,23	503,67	505	2,16	0,66
	Qprom	1,3	503,67	503,97	1,08	0,93

CUADRO 7.2.4.1-1
RESULTADOS MODELACIÓN SIN PROYECTO

Nº Perfil	Condición	Q Total (m^3/s)	Cota Fondo (m)	Altura Cota Agua (m)	Vel (m/s)	Froude
761,58	T=5	18,19	503,44	504,34	2,44	0,96
	T=10	21,22	503,44	504,41	2,57	0,96
	T=20	24,13	503,44	504,46	2,7	0,98
	T=50	27,85	503,44	504,54	2,81	0,97
	T=100	30,59	503,44	504,63	2,79	0,91
	T=250	34,23	503,44	504,67	3,01	0,97
	Qprom	1,3	503,44	503,74	1,18	0,96
756,05	T=5	18,19	503,13	503,92	2,36	0,95
	T=10	21,22	503,13	503,98	2,48	0,95
	T=20	24,13	503,13	504,05	2,57	0,95
	T=50	27,85	503,13	504,12	2,71	0,95
	T=100	30,59	503,13	504,13	2,95	1,03
	T=250	34,23	503,13	504,22	2,97	0,98
	Qprom	1,3	503,13	503,38	1,01	0,84
752,97	T=5	18,19	502,95	503,67	2,43	0,99
	T=10	21,22	502,95	503,73	2,57	1
	T=20	24,13	502,95	503,79	2,66	0,99
	T=50	27,85	502,95	503,86	2,81	1
	T=100	30,59	502,95	503,92	2,88	0,99
	T=250	34,23	502,95	503,99	2,99	0,99
	Qprom	1,3	502,95	503,15	1,09	1
740	T=5	18,19	501,7	502,41	2,16	0,99
	T=10	21,22	501,7	502,43	2,42	1,09
	T=20	24,13	501,7	502,48	2,49	1,07
	T=50	27,85	501,7	502,59	2,42	0,95
	T=100	30,59	501,7	502,64	2,47	0,94
	T=250	34,23	501,7	502,7	2,53	0,92
	Qprom	1,3	501,7	502	0,88	0,87
726,95	T=5	18,19	500,77	501,57	2,46	0,95
	T=10	21,22	500,77	501,64	2,59	0,95
	T=20	24,13	500,77	501,71	2,7	0,95
	T=50	27,85	500,77	501,8	2,76	0,92
	T=100	30,59	500,77	501,84	2,91	0,95
	T=250	34,23	500,77	501,9	3,05	0,97
	Qprom	1,3	500,77	501,01	1,01	0,8

CUADRO 7.2.4.1-1
RESULTADOS MODELACIÓN SIN PROYECTO

Nº Perfil	Condición	Q Total (m^3/s)	Cota Fondo (m)	Altura Cota Agua (m)	Vel (m/s)	Froude
720	T=5	18,19	500,4	501,1	2,34	1
	T=10	21,22	500,4	501,15	2,53	1,04
	T=20	24,13	500,4	501,21	2,62	1,03
	T=50	27,85	500,4	501,3	2,66	0,98
	T=100	30,59	500,4	501,32	2,84	1,03
	T=250	34,23	500,4	501,37	2,96	1,04
	Qprom	1,3	500,4	500,62	0,98	0,91
713.85	T=5	18,19	500,04	500,71	2,3	1
	T=10	21,22	500,04	500,77	2,42	1
	T=20	24,13	500,04	500,82	2,52	1
	T=50	27,85	500,04	500,89	2,63	0,99
	T=100	30,59	500,04	500,94	2,71	0,99
	T=250	34,23	500,04	501	2,82	0,99
	Qprom	1,3	500,04	500,24	0,98	0,91
700	T=5	18,19	498,8	499,65	2,38	0,99
	T=10	21,22	498,8	499,69	2,59	1,04
	T=20	24,13	498,8	499,74	2,7	1,04
	T=50	27,85	498,8	499,83	2,75	1
	T=100	30,59	498,8	499,89	2,82	0,99
	T=250	34,23	498,8	499,94	2,97	1,01
	Qprom	1,3	498,8	499,09	1,27	1,01

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

Considerando que para los cálculos posteriores de socavación se utilizará los datos y las velocidades asociados a un periodo de retorno de T=250 años, se agrega en Figura 7.2.4.1-1 el gráfico con los perfiles de velocidades que se obtienen del modelo HEC-RAS tanto en el centro del cauce como en sus riberas para el periodo de retorno señalado. En la gráfica se puede observar que las máximas velocidades se dan en lo que corresponde a la parte central del cauce más que hacia sus riberas.

Para efectos de tener una visión respecto a la diferencia entre las dos crecidas máximas, es decir, T=100 años y T=250 años, se incluyen en la Figura 7.2.4.1-2 a la Figura 2.2.4.1-14 los resultados en cada uno de los perfiles indicados en el Cuadro 7.2.4.1-1 anterior.

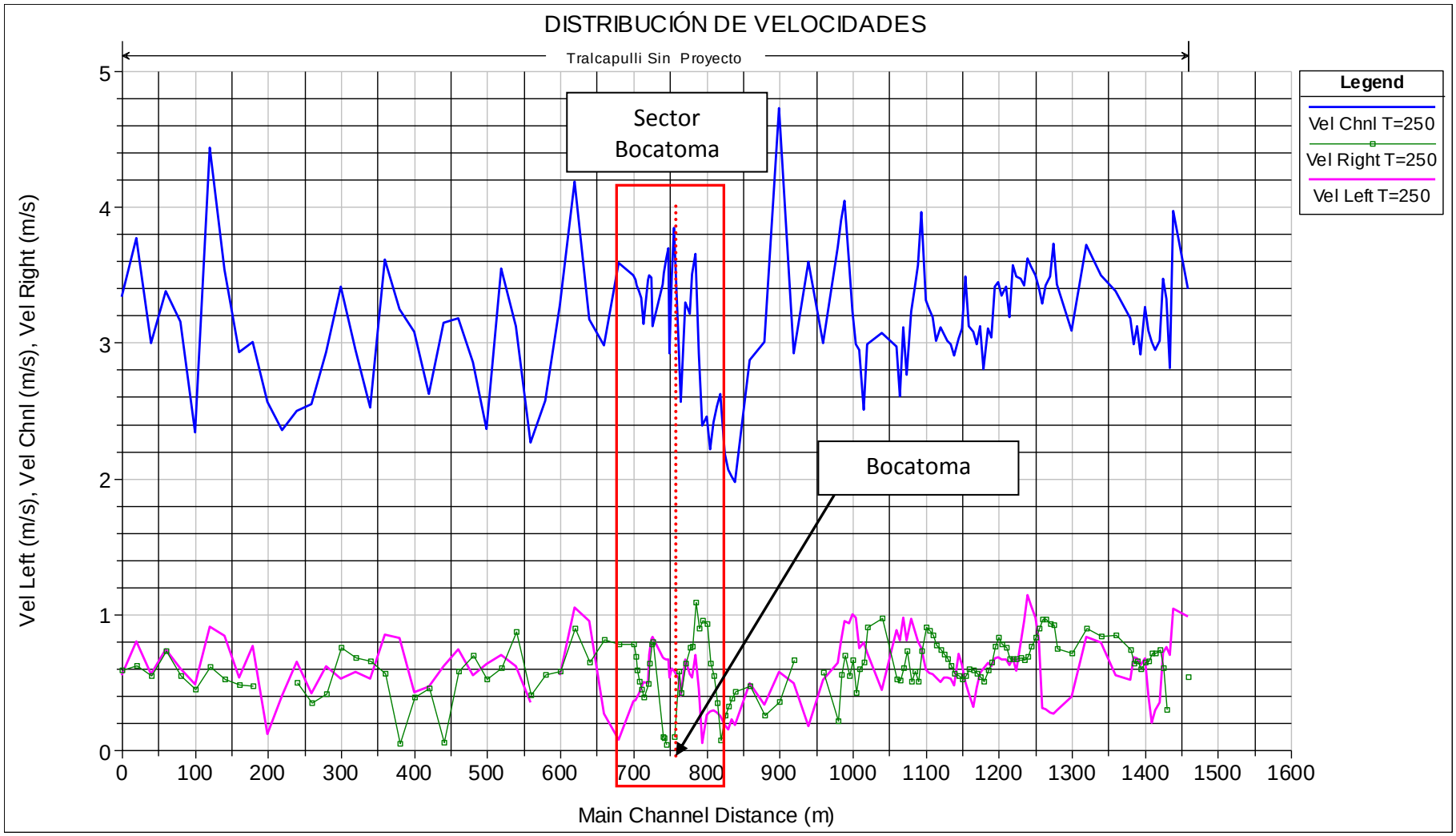


FIGURA 7.2.4.1-1
DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES PARA T=250 AÑOS

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

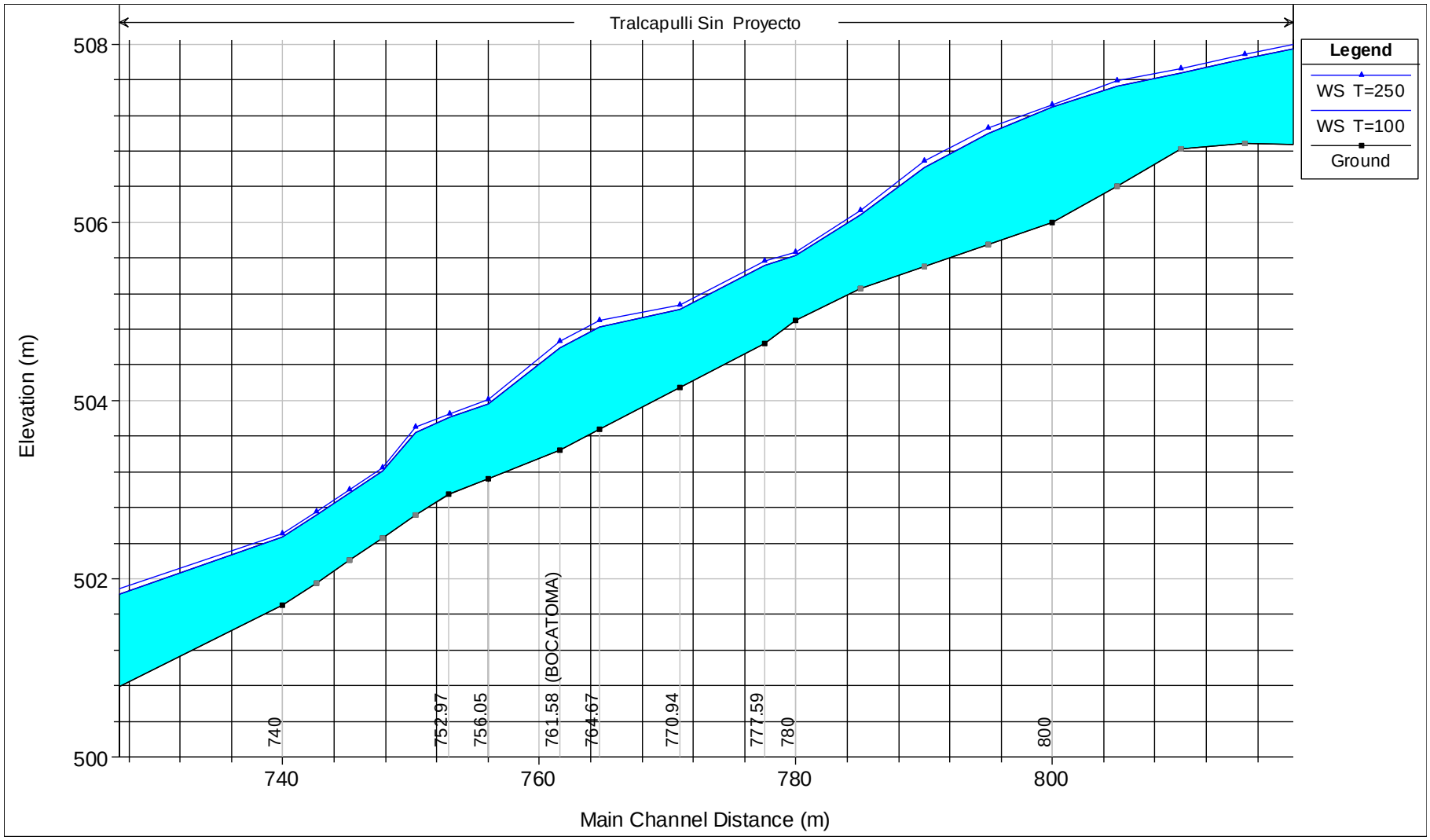


FIGURA 7.2.4.1-2
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL LONGITUDINAL

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

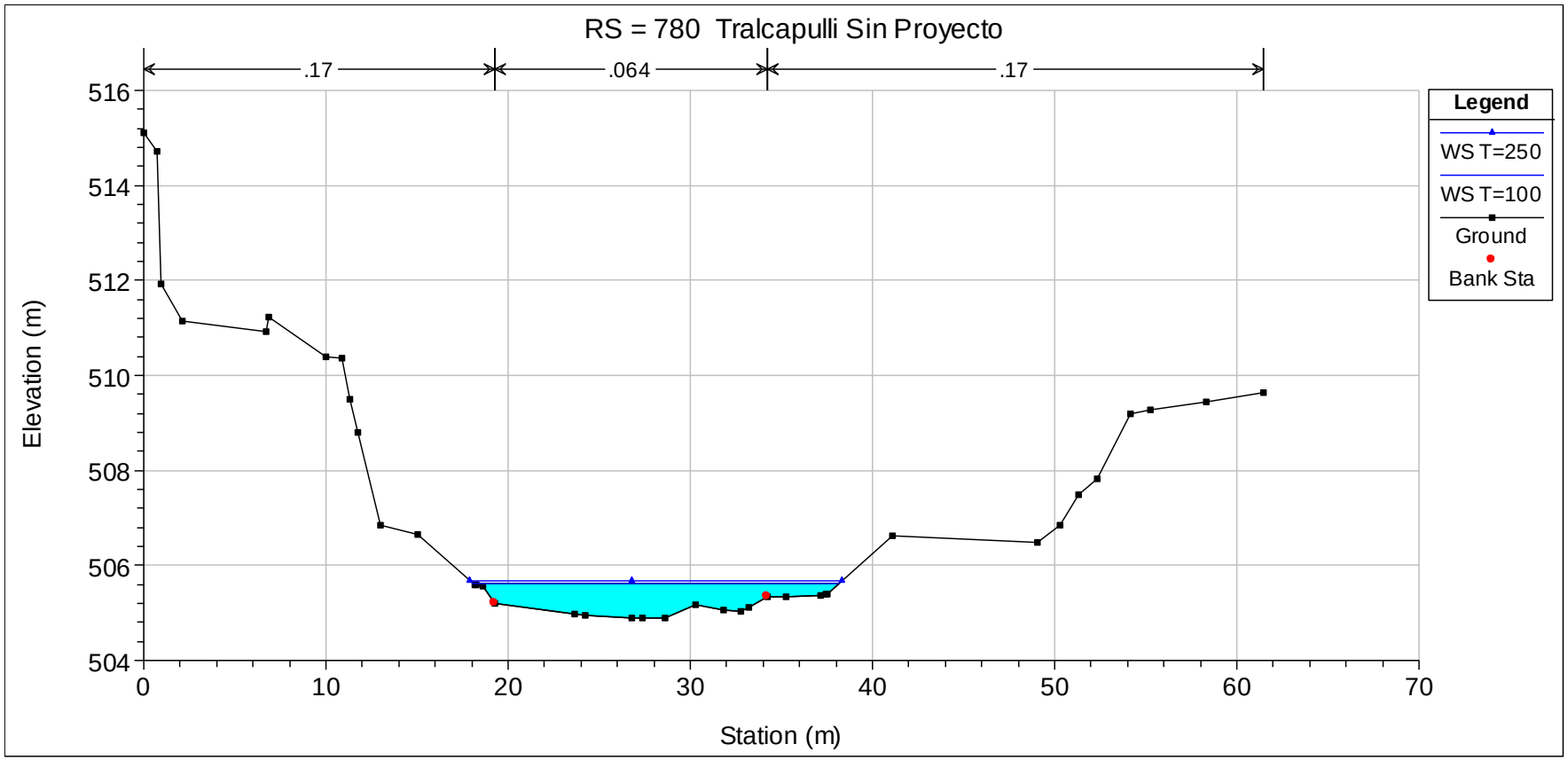


FIGURA 7.2.4.1-3
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 780

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

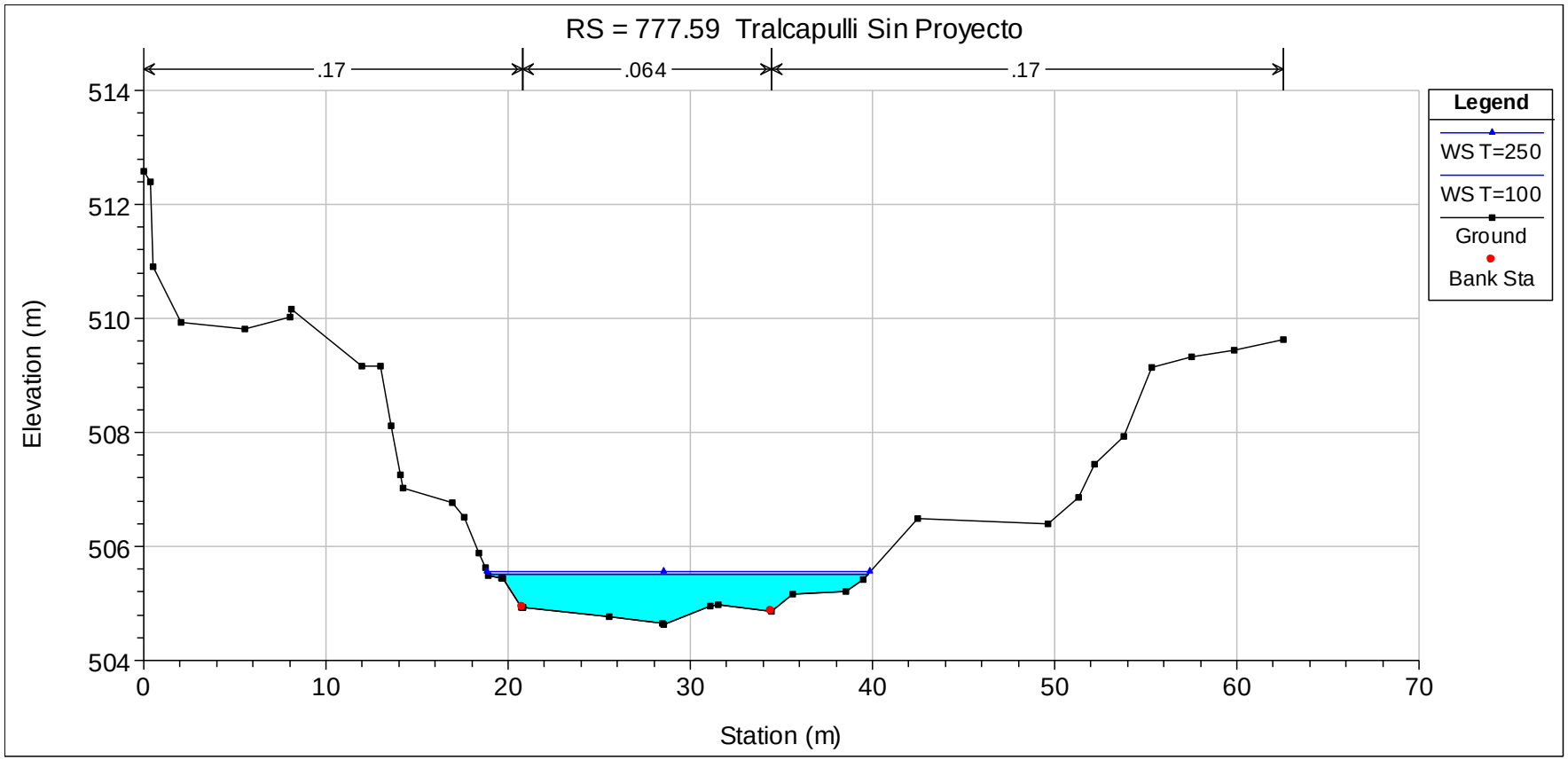


FIGURA 7.2.4.1-4
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 777.59

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

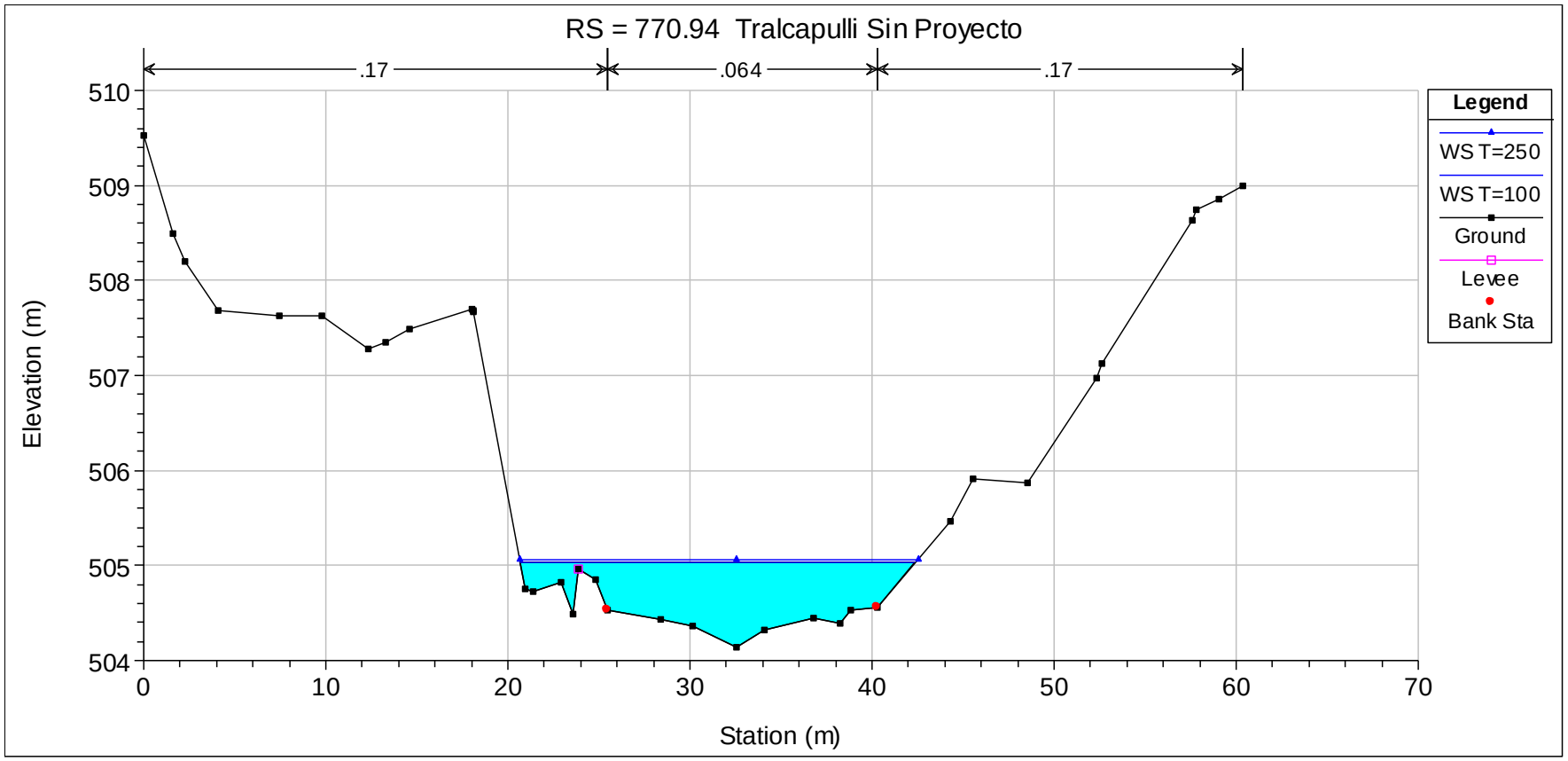


FIGURA 7.2.4.1-5
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 770.94

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

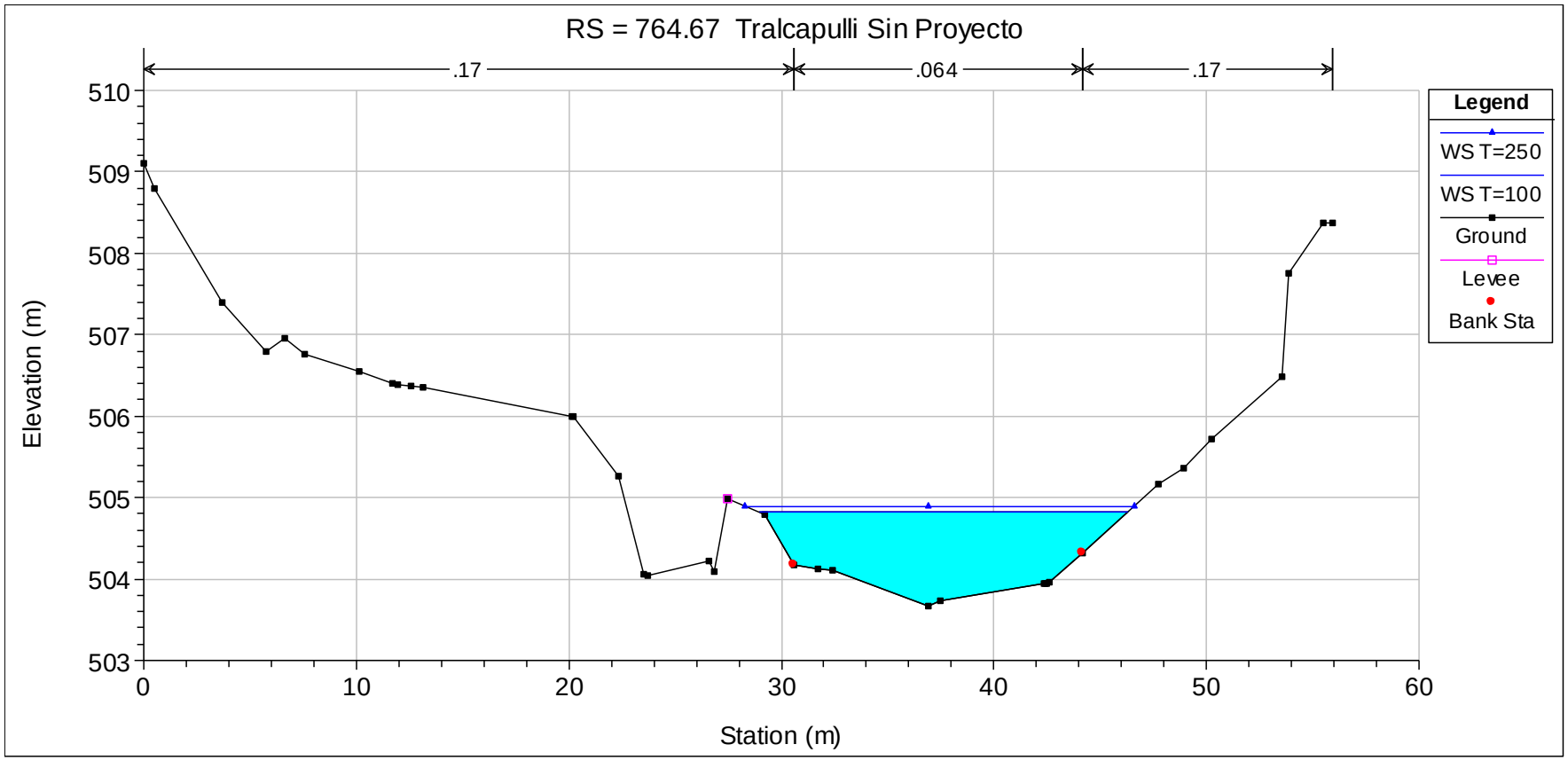


FIGURA 7.2.4.1-6
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 764.67

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

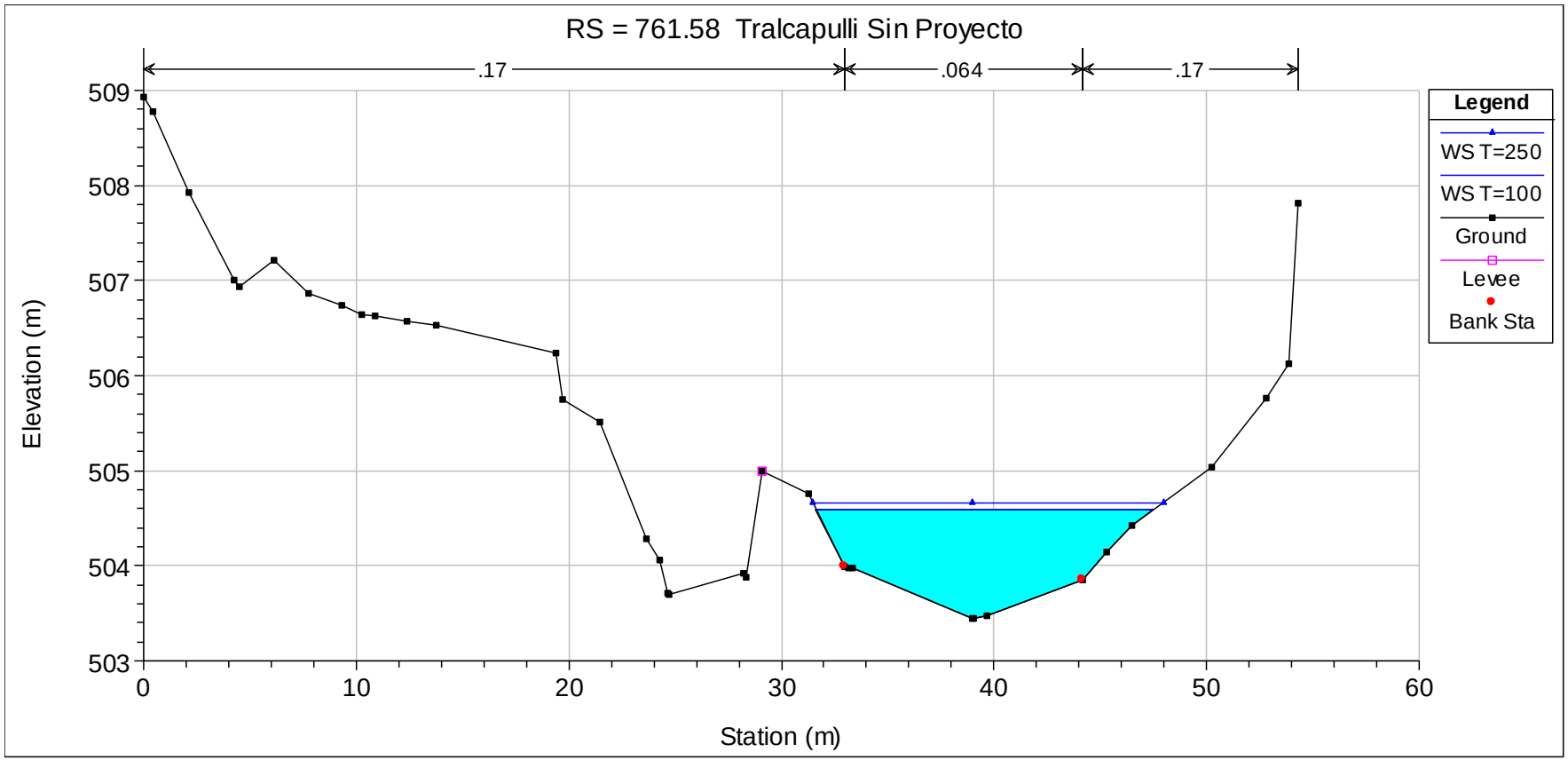


FIGURA 7.2.4.1-7
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 761.58

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

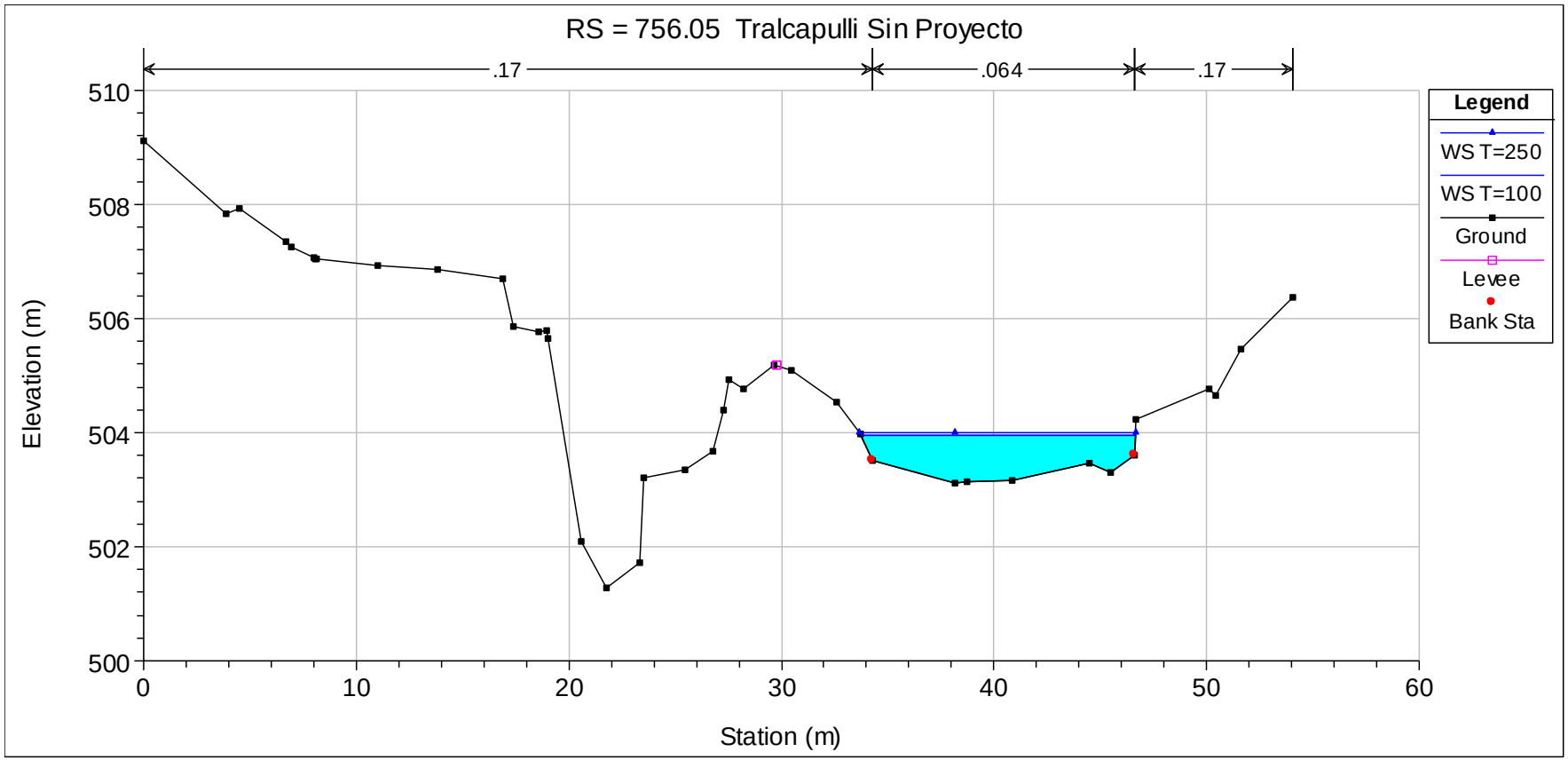


FIGURA 7.2.4.1-8
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 756.05

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

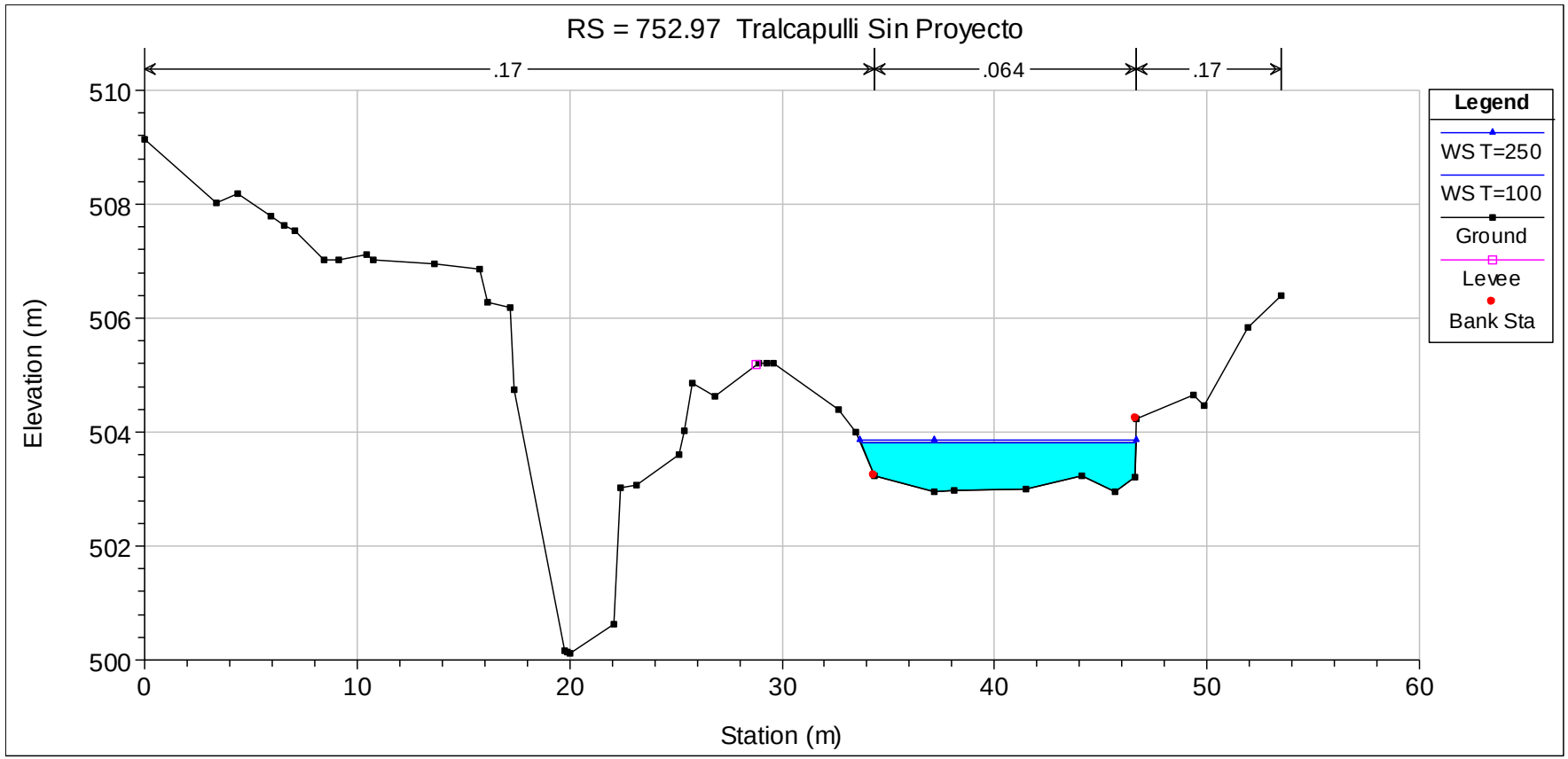


FIGURA 7.2.4.1-9
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 752.97

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

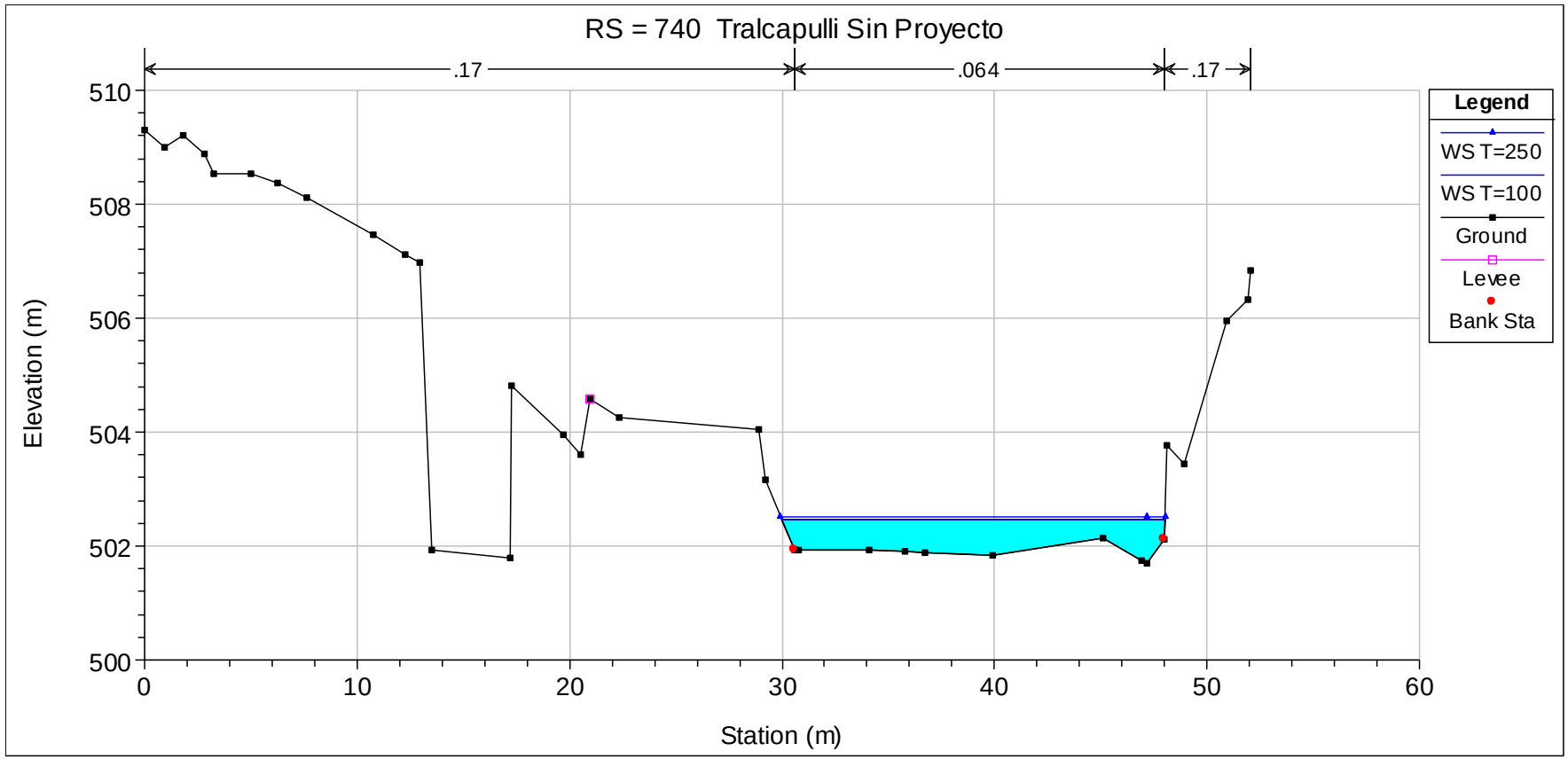


FIGURA 7.2.4.1-10
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 740

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

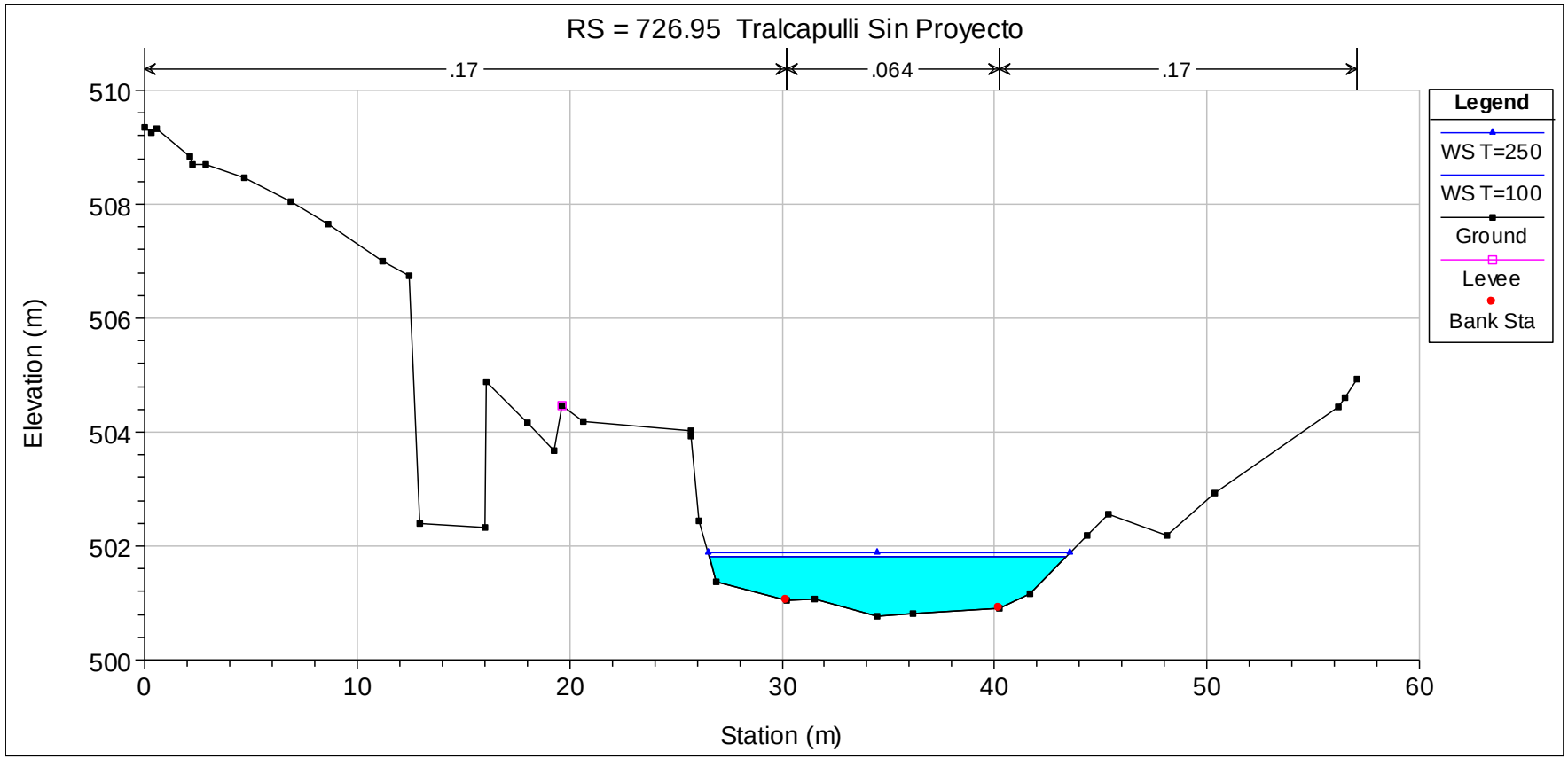


FIGURA 7.2.4.1-11
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 726.95

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

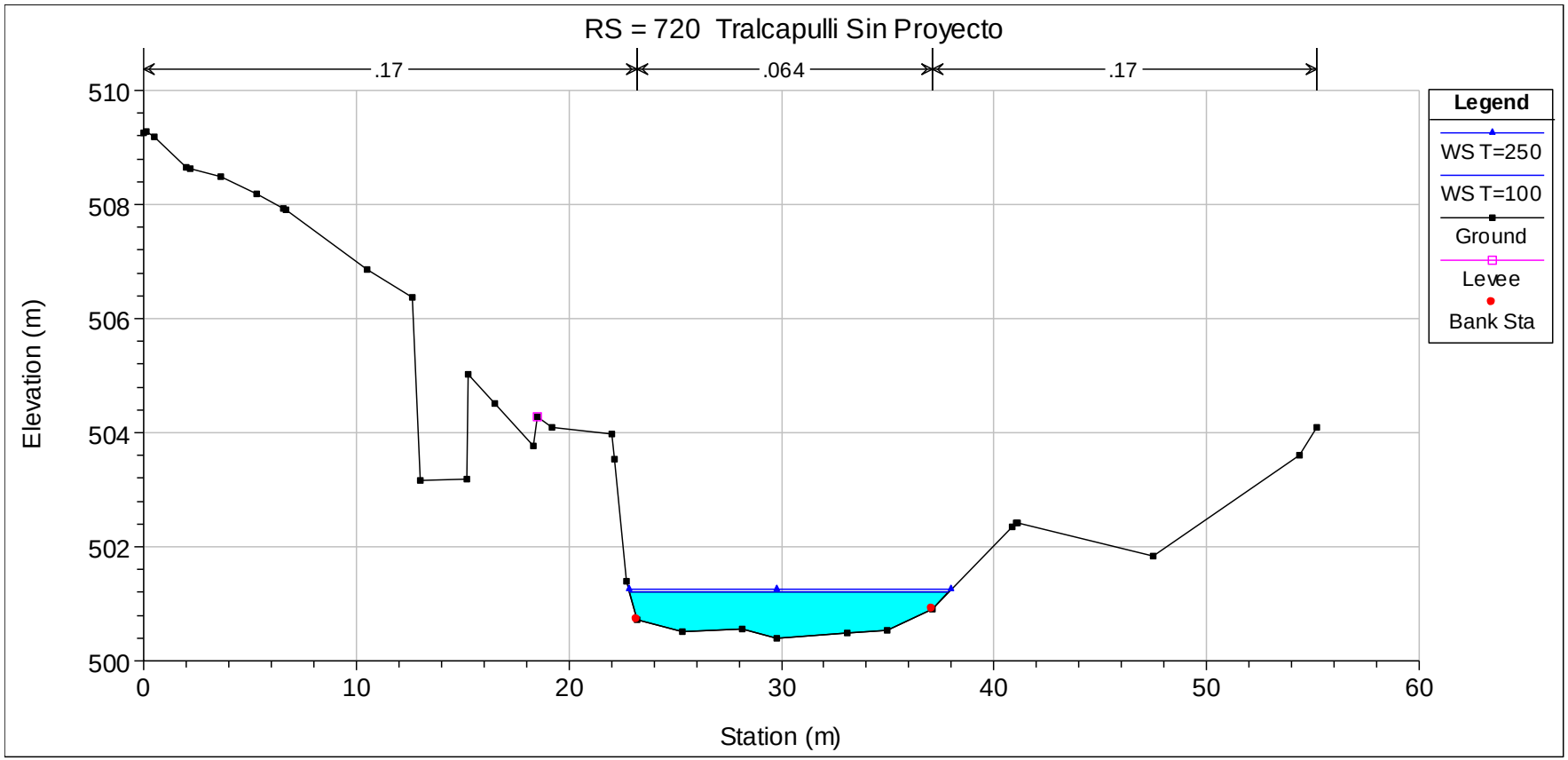


FIGURA 7.2.4.1-12
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 720

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

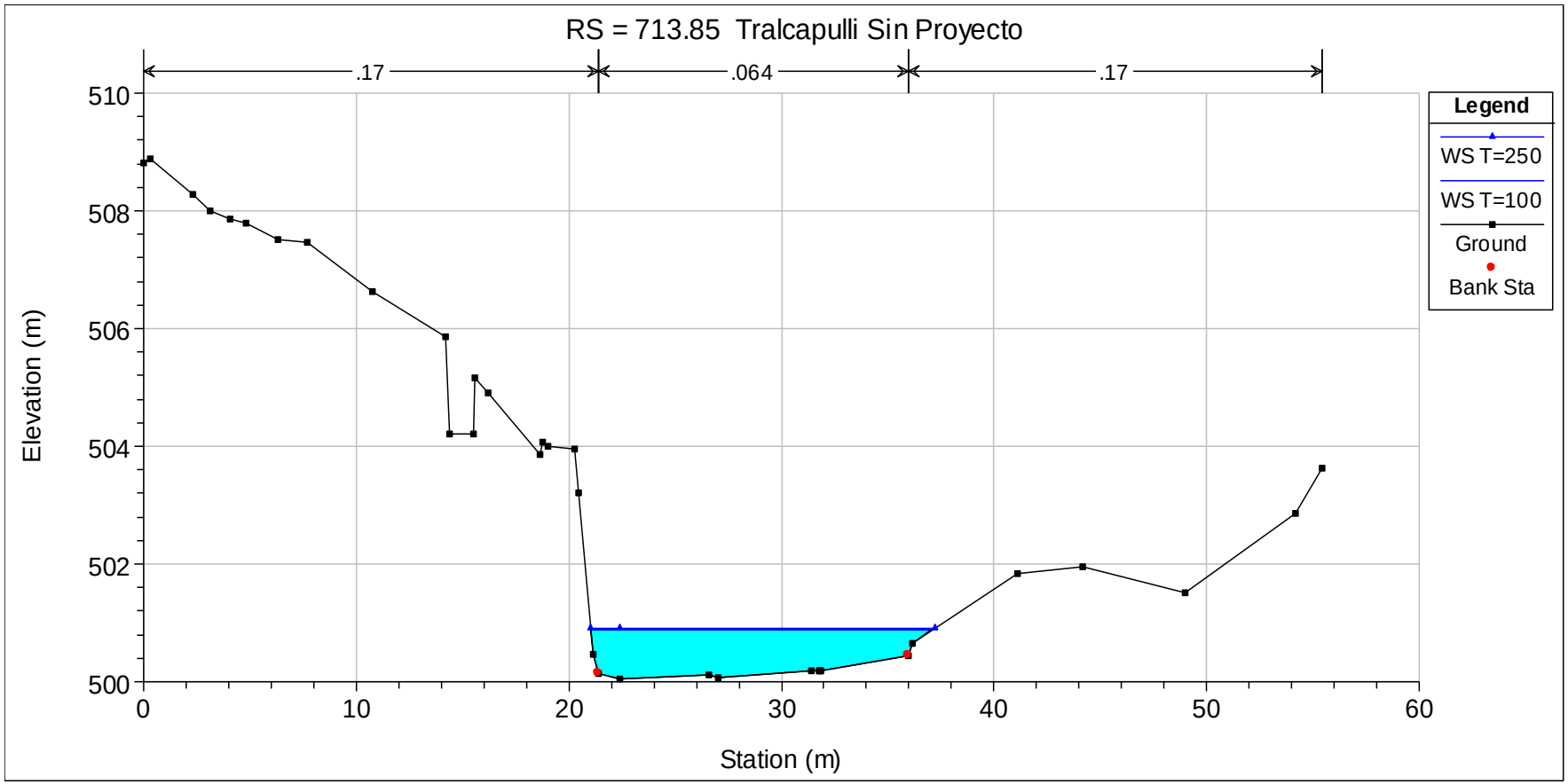


FIGURA 7.2.4.1-13
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 713.85

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

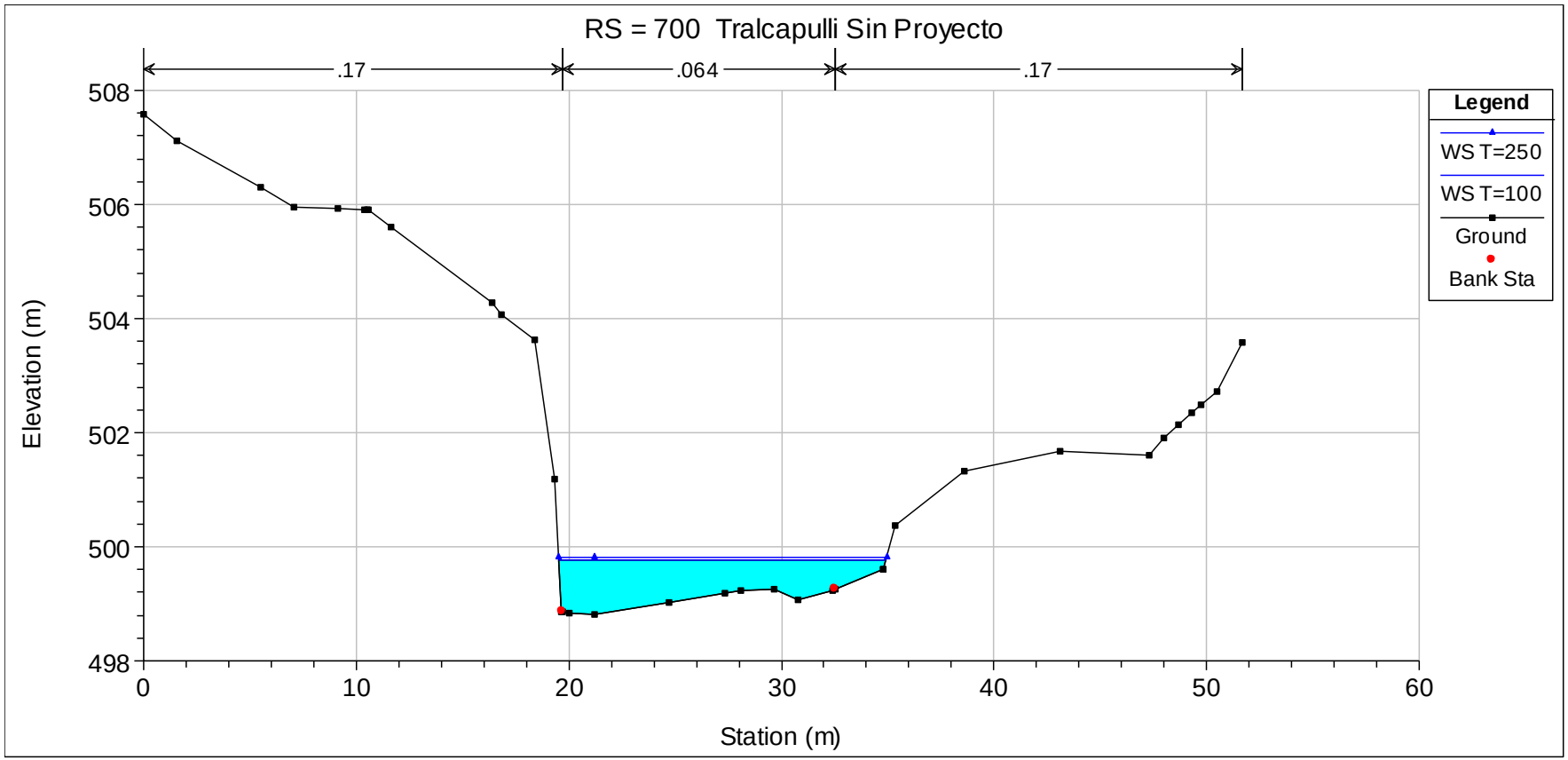


FIGURA 7.2.4.1-14
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 700

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

7.2.4.2. Resultados Modelación Con Proyecto

En el Cuadro 7.2.4.2-2, se indican los resultados obtenidos de la modelación para todos los periodos de retorno analizados en los perfiles contiguos al sector de bocatoma. En esta modelación sean incluidos perfiles para describir la grada de la bocatoma, además de las obras de protección de fondo de cauce y obras de protección de ribera. Los perfiles principales, desde aguas arriba hacia aguas abajo, que incluyen dichas obras son los que se indican en el Cuadro 7.2.4.2-1.

CUADRO 7.2.4.2-1
PERFILES PRINCIPALES ASOCIADOS A OBRAS

Perfil	Obra
777.59	Inicio protección de Ribera con enrocado
770.94	Protección de Ribera con enrocado
764.67	Protección de Ribera y fondo con enrocado
761.58	Inicio grada y protección de ribera con hormigón
760.83	Fin grada e inicio de rejilla y protección de ribera con hormigón
760.33	Fin de sector de rejilla
756.28	Fin obra homigón(Protección de ribera y fondo con hormigón)
756.05	Inicio Protección de ribera y fondo con enrocado
752.97	Protección de ribera y fondo con enrocado

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de esta modelación, dado que se están incluyendo todos los perfiles que se consideraron para la situación sin proyecto, se mantienen las mismas condiciones de borde cambiando solo los coeficientes de rugosidad. De acuerdo a las recomendaciones establecidas en el libro “Ven Te Chow”, se considera rugosidad de 0,015 para el caso del hormigón y 0,064 para el caso del enrocado de protección tanto de ribera como de fondo.

A continuación se entregan los resultados para los mismos perfiles entregados en la situación sin proyecto y los perfiles que se generaron para modelar la grada de la bocatoma.

CUADRO 7.2.4.2-2
RESULTADOS MODELACIÓN CON PROYECTO

Nº Perfil	Condición	Q Total (m^3/s)	Cota Fondo (m)	Altura Cota Agua (m)	Vel (m/s)	Froude
780	T=5	18,19	505,01	505,54	2,2	1,06
	T=10	21,22	505,01	505,58	2,35	1,09
	T=20	24,13	505,01	505,65	2,31	1,01
	T=50	27,85	505,01	505,71	2,37	1,02
	T=100	30,59	505,01	505,75	2,43	1,04
	T=250	34,23	505,01	505,78	2,58	1,08
	Qprom	1,3	505,01	505,24	0,44	0,33
777.59	T=5	18,19	504,8	505,07	2,97	1,82
	T=10	21,22	504,8	505,1	3,12	1,81
	T=20	24,13	504,8	505,12	3,3	1,85
	T=50	27,85	504,8	505,16	3,43	1,83
	T=100	30,59	504,8	505,18	3,51	1,81
	T=250	34,23	504,8	505,22	3,59	1,77
	Qprom	1,3	504,8	505,25	0,13	0,06
770.94	T=5	18,19	504,28	504,81	2,21	0,96
	T=10	21,22	504,28	504,87	2,32	0,97
	T=20	24,13	504,28	504,92	2,41	0,96
	T=50	27,85	504,28	504,98	2,52	0,96
	T=100	30,59	504,28	505,02	2,59	0,96
	T=250	34,23	504,28	505,08	2,69	0,96
	Qprom	1,3	504,28	505,25	0,08	0,03
764.67	T=5	18,19	503,8	504,64	1,66	0,58
	T=10	21,22	503,8	504,71	1,77	0,59
	T=20	24,13	503,8	504,78	1,87	0,6
	T=50	27,85	503,8	504,86	1,98	0,61
	T=100	30,59	503,8	504,92	2,06	0,62
	T=250	34,23	503,8	504,99	2,15	0,63
	Qprom	1,3	503,8	505,25	0,07	0,02
761.59	T=5	18,19	503,56	504,68	1,21	0,36
	T=10	21,22	503,56	504,76	1,31	0,38
	T=20	24,13	503,56	504,83	1,4	0,4
	T=50	27,85	503,56	504,91	1,51	0,41
	T=100	30,59	503,56	504,97	1,58	0,42
	T=250	34,23	503,56	505,05	1,67	0,44
	Qprom	1,3	503,56	505,25	0,05	0,01
761.58	T=5	18,19	503,86	504,52	2,11	0,83
	T=10	21,22	503,86	504,58	2,23	0,83
	T=20	24,13	503,86	504,64	2,33	0,84
	T=50	27,85	503,86	504,71	2,45	0,84
	T=100	30,59	503,86	504,76	2,54	0,85
	T=250	34,23	503,86	504,83	2,64	0,85
	Qprom	1,3	503,86	505,25	0,07	0,02

CUADRO 7.2.4.2-2
RESULTADOS MODELACIÓN CON PROYECTO

Nº Perfil	Condición	Q Total (m^3/s)	Cota Fondo (m)	Altura Cota Agua (m)	Vel (m/s)	Froude
760.83	T=5	18,19	503,86	504,45	2,36	0,97
	T=10	21,22	503,86	504,51	2,48	0,98
	T=20	24,13	503,86	504,56	2,6	0,99
	T=50	27,85	503,86	504,64	2,68	0,97
	T=100	30,59	503,86	504,67	2,81	0,99
	T=250	34,23	503,86	504,75	2,87	0,97
	Qprom	1,3	503,86	505,25	0,07	0,02
760.33	T=5	18,19	503,55	504,15	2,4	0,99
	T=10	21,22	503,55	504,2	2,57	1,02
	T=20	24,13	503,55	504,26	2,63	1
	T=50	27,85	503,55	504,32	2,8	1,02
	T=100	30,59	503,55	504,37	2,88	1,02
	T=250	34,23	503,55	504,45	2,91	0,98
	Qprom	1,3	503,55	505,25	0,05	0,01
756.28	T=5	18,19	503,14	503,71	2,51	1,06
	T=10	21,22	503,14	503,8	2,53	1
	T=20	24,13	503,14	503,86	2,63	0,99
	T=50	27,85	503,14	503,89	2,88	1,06
	T=100	30,59	503,14	503,97	2,84	0,99
	T=250	34,23	503,14	504,02	3	1,02
	Qprom	1,3	503,14	503,2	2	2,74
756.05	T=5	18,19	503,13	503,73	2,42	1
	T=10	21,22	503,13	503,75	2,7	1,09
	T=20	24,13	503,13	503,81	2,8	1,09
	T=50	27,85	503,13	503,91	2,79	1,01
	T=100	30,59	503,13	503,92	3	1,08
	T=250	34,23	503,13	504,03	2,93	0,99
	Qprom	1,3	503,13	503,19	1,92	2,59
752.97	T=5	18,19	502,9	503,38	2,92	1,34
	T=10	21,22	502,9	503,42	3,09	1,36
	T=20	24,13	502,9	503,47	3,22	1,35
	T=50	27,85	502,9	503,52	3,39	1,37
	T=100	30,59	502,9	503,56	3,51	1,38
	T=250	34,23	502,9	503,61	3,61	1,36
	Qprom	1,3	502,9	503	1,06	1,07
740	T=5	18,19	501,7	502,41	2,38	1,08
	T=10	21,22	501,7	502,5	2,36	0,98
	T=20	24,13	501,7	502,5	2,67	1,11
	T=50	27,85	501,7	502,59	2,7	1,05
	T=100	30,59	501,7	502,63	2,79	1,05
	T=250	34,23	501,7	502,69	2,86	1,04
	Qprom	1,3	501,7	501,97	0,91	0,85

CUADRO 7.2.4.2-2
RESULTADOS MODELACIÓN CON PROYECTO

Nº Perfil	Condición	Q Total (m^3/s)	Cota Fondo (m)	Altura Cota Agua (m)	Vel (m/s)	Froude
726.95	T=5	18,19	500,77	501,59	2,29	0,83
	T=10	21,22	500,77	501,67	2,37	0,82
	T=20	24,13	500,77	501,75	2,42	0,8
	T=50	27,85	500,77	501,85	2,48	0,78
	T=100	30,59	500,77	501,92	2,51	0,76
	T=250	34,23	500,77	502,02	2,53	0,74
	Qprom	1,3	500,77	500,97	0,97	0,79
720	T=5	18,19	500,39	501,19	2,66	1,03
	T=10	21,22	500,39	501,26	2,81	1,04
	T=20	24,13	500,39	501,33	2,93	1,04
	T=50	27,85	500,39	501,39	3,11	1,06
	T=100	30,59	500,39	501,49	3,08	1
	T=250	34,23	500,39	501,55	3,23	1,01
	Qprom	1,3	500,39	500,6	1,08	0,85
713.85	T=5	18,19	500,08	500,79	2,61	1,08
	T=10	21,22	500,08	500,85	2,76	1,09
	T=20	24,13	500,08	500,91	2,85	1,07
	T=50	27,85	500,08	500,97	3,06	1,11
	T=100	30,59	500,08	501,01	3,16	1,12
	T=250	34,23	500,08	501,08	3,27	1,11
	Qprom	1,3	500,08	500,27	1,14	1,01
700	T=5	18,19	498,8	499,56	2,79	1,25
	T=10	21,22	498,8	499,61	3	1,29
	T=20	24,13	498,8	499,65	3,15	1,31
	T=50	27,85	498,8	499,7	3,34	1,33
	T=100	30,59	498,8	499,74	3,47	1,35
	T=250	34,23	498,8	499,78	3,63	1,37
	Qprom	1,3	498,8	499,08	1,36	1,09

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

Considerando que para los cálculos posteriores de socavación se utilizará los datos y las velocidades asociados a un periodo de retorno de T=250 años, se agrega en Figura 7.2.4.2-1 el gráfico con los perfiles de velocidades que se obtienen del modelo HEC-RAS tanto en el centro del cauce como en sus riberas para el periodo de retorno señalado. En la gráfica se puede observar que las máximas velocidades se dan en lo que corresponde a la parte central del cauce más que hacia sus riberas.

Para efectos de tener una visión respecto a la diferencia entre las dos crecidas máximas, es decir, T=100 años y T=250 años, se incluyen desde la Figura 7.2.4.2-2 a la Figura 7.2.4.2-14 los resultados en cada uno de los perfiles indicados en el Cuadro 7.2.4.2-2 anterior.

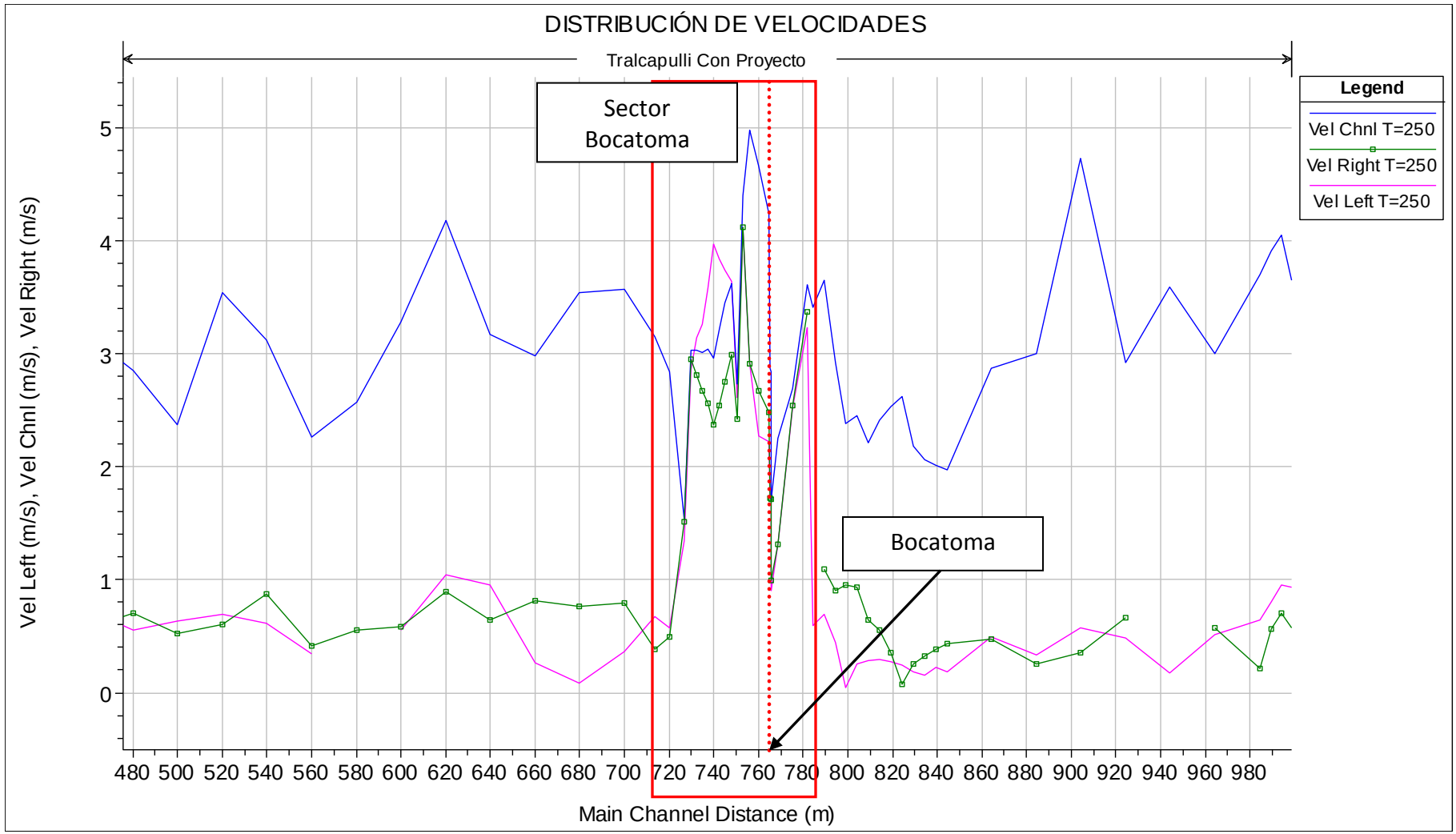


FIGURA 7.2.4.2-1
DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES PARA T=250 AÑOS

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

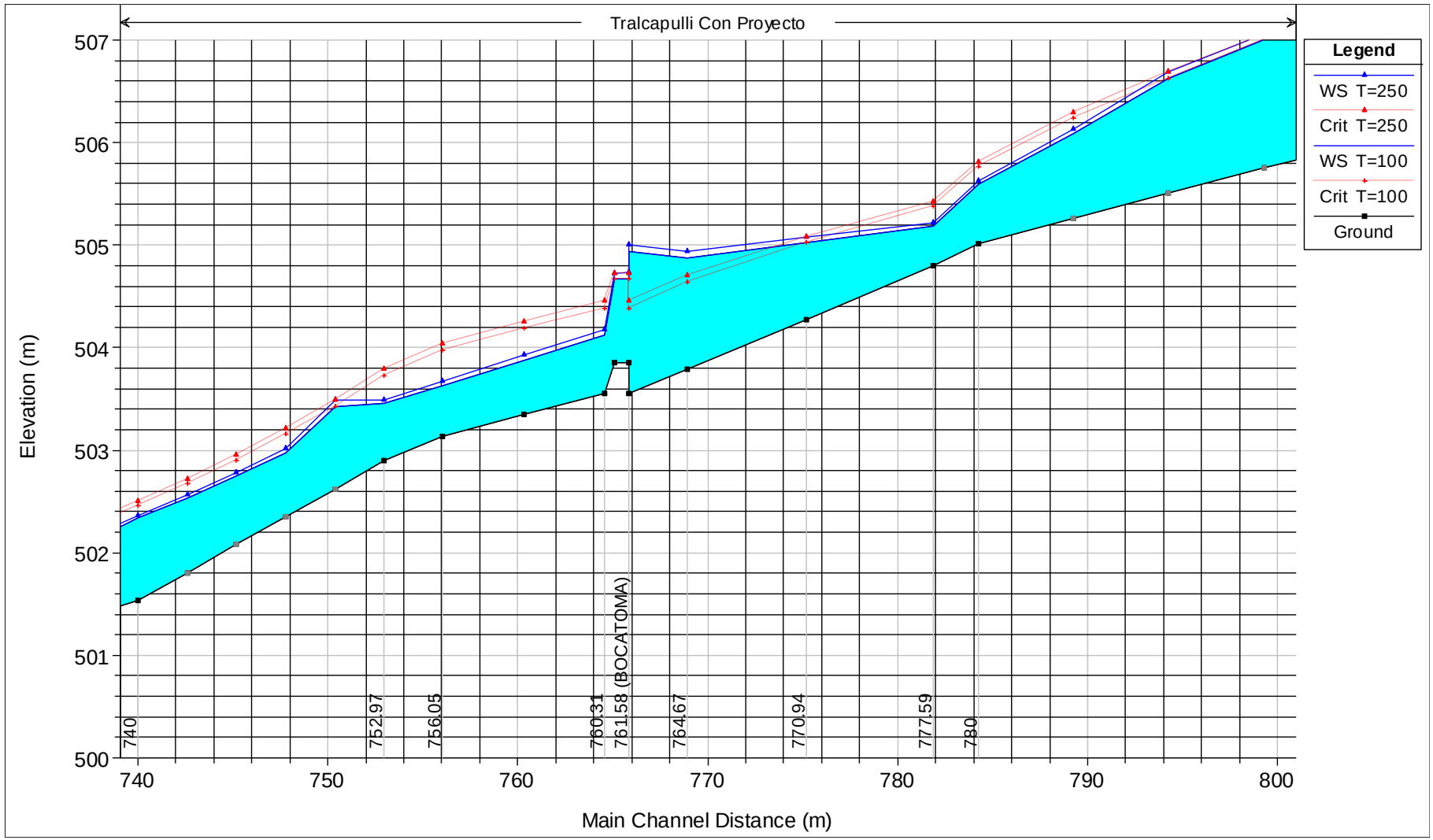


FIGURA 7.2.4.2-2
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL LONGITUDINAL

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

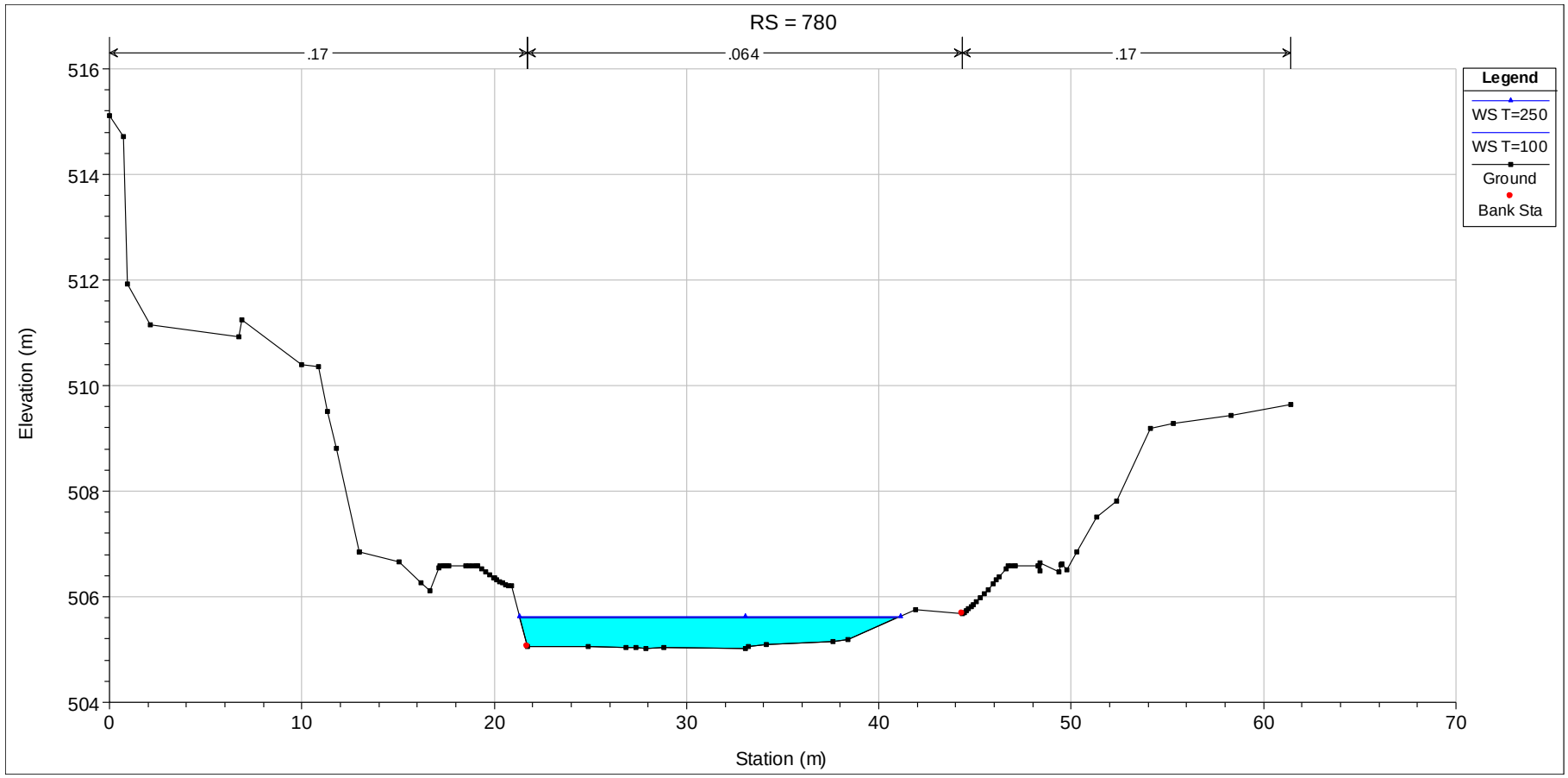


FIGURA 7.2.4.2-3
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 780

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

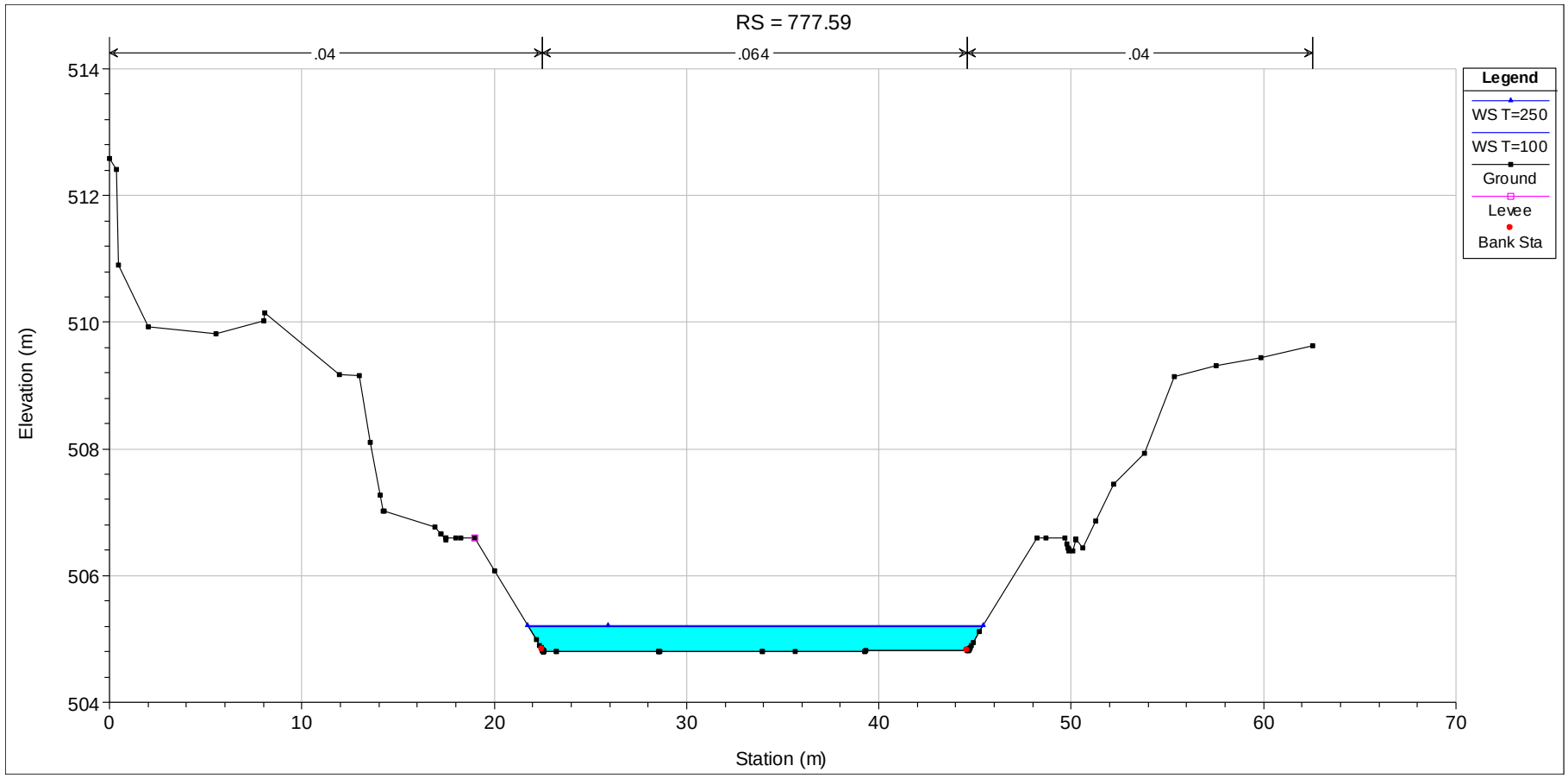


FIGURA 7.2.4.2-4
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 777.59

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

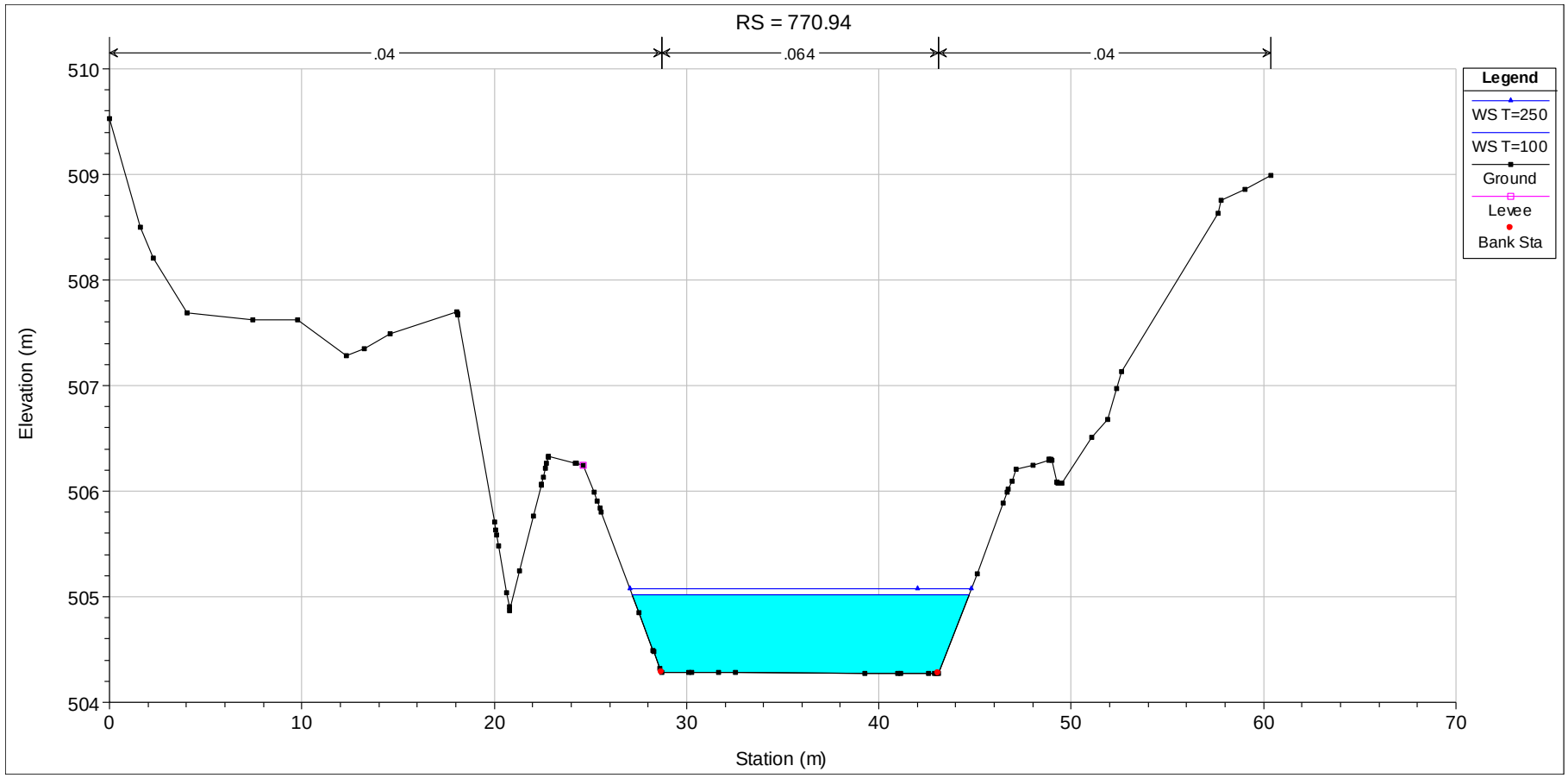


FIGURA 7.2.4.2-5
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 770.94

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

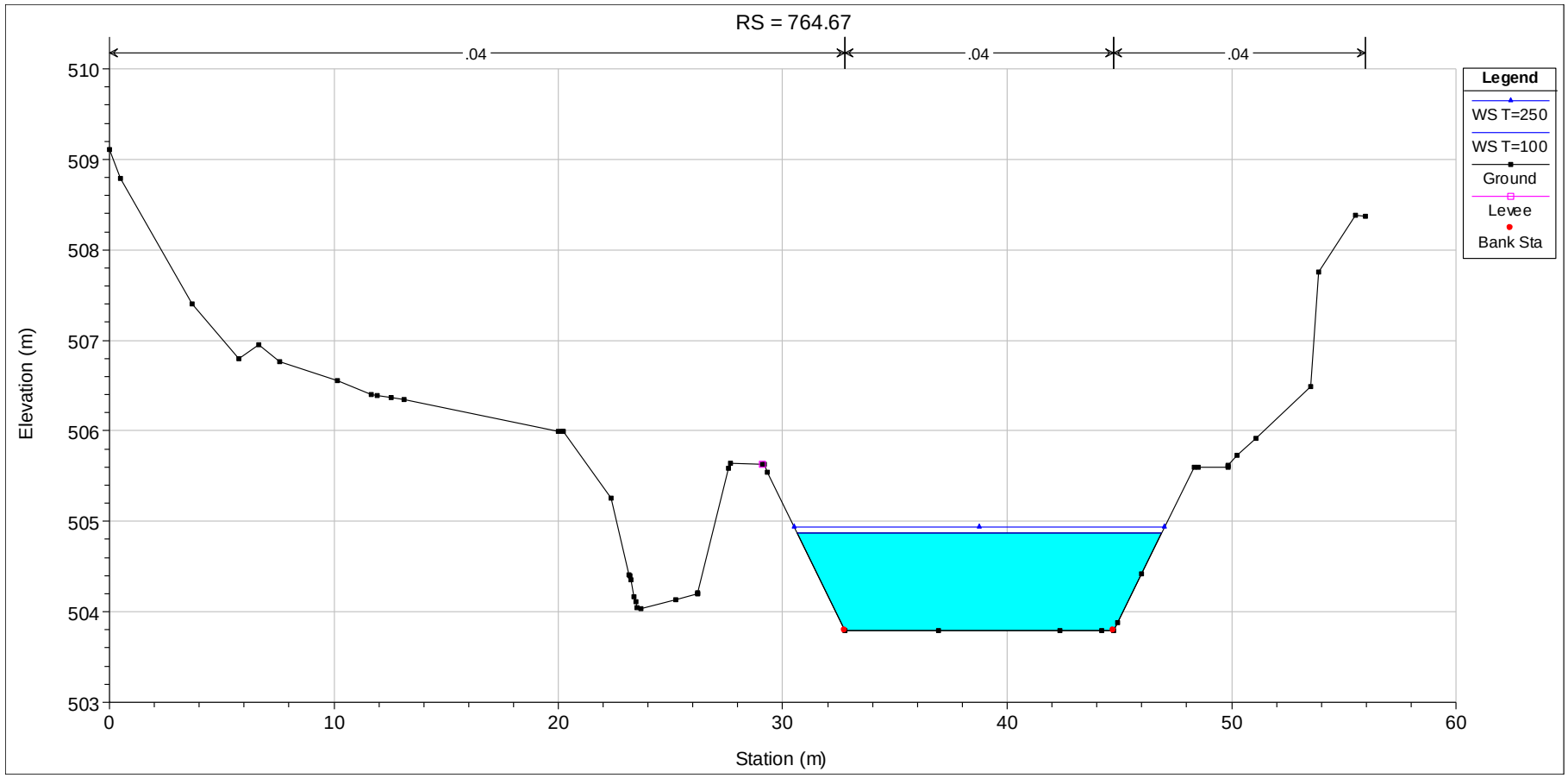


FIGURA 7.2.4.2-6
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 764.67

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

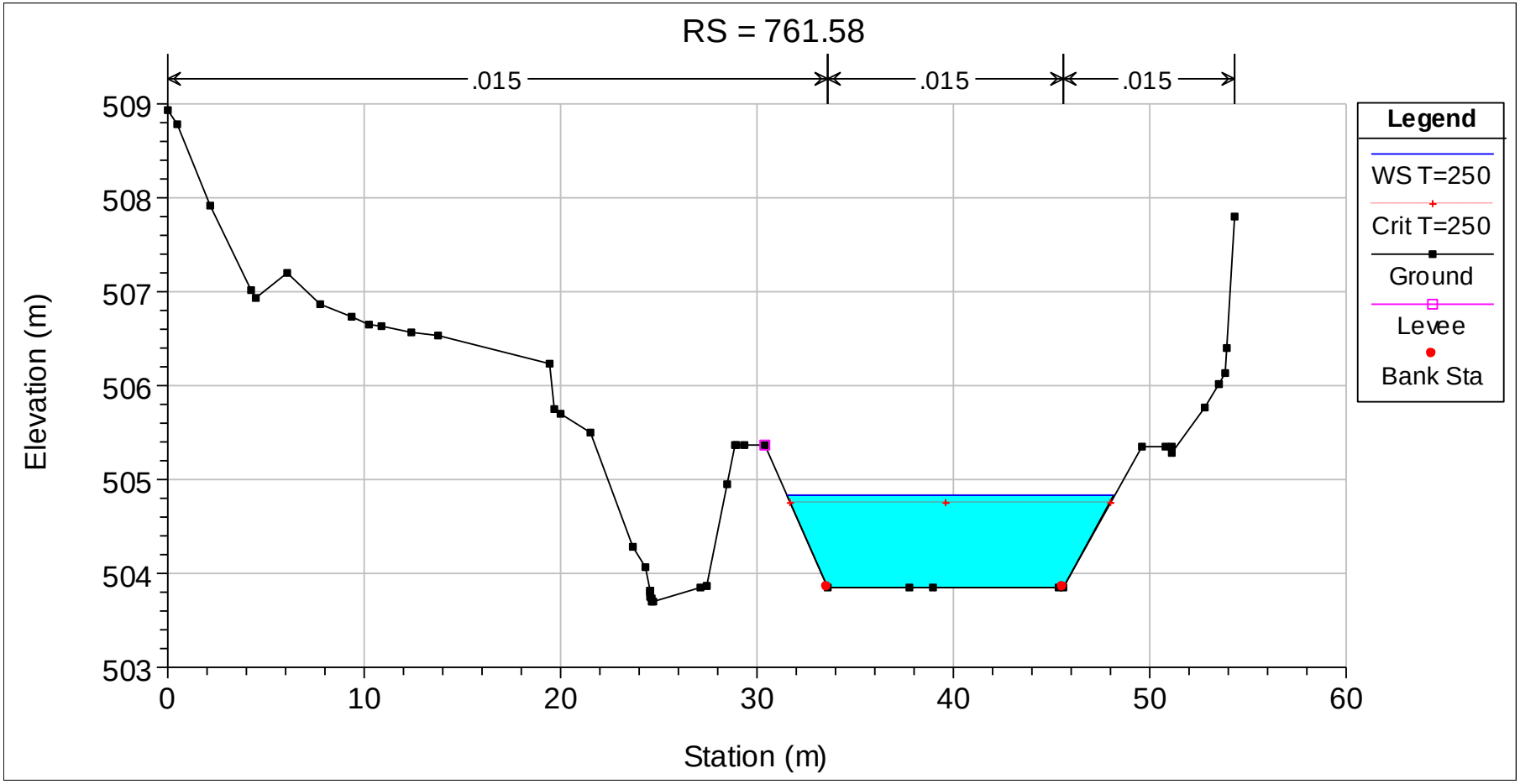


FIGURA 7.2.4.2-7
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 761.58 (INICIO GRADA)

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

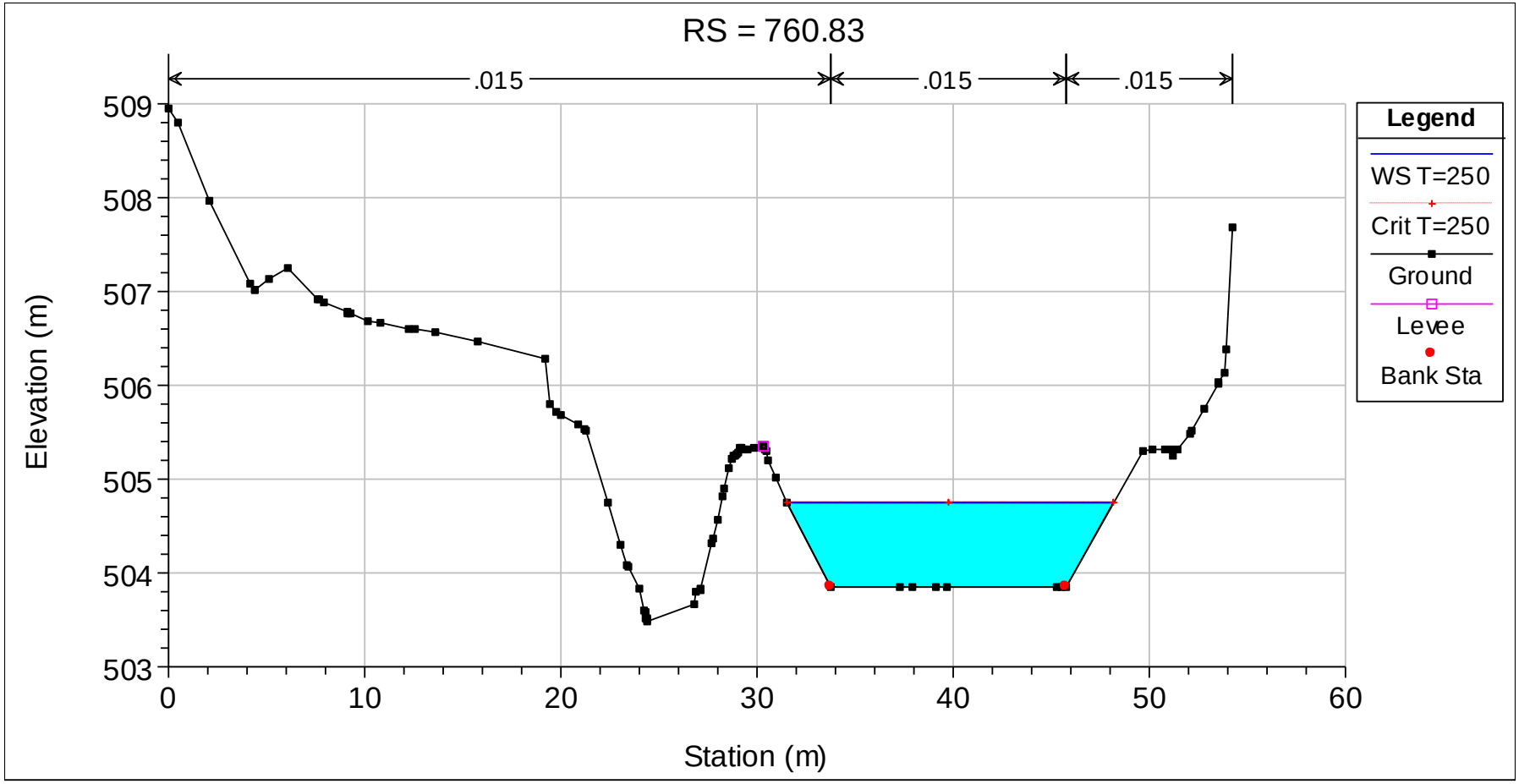


FIGURA 7.2.4.2-8
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 760.83

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

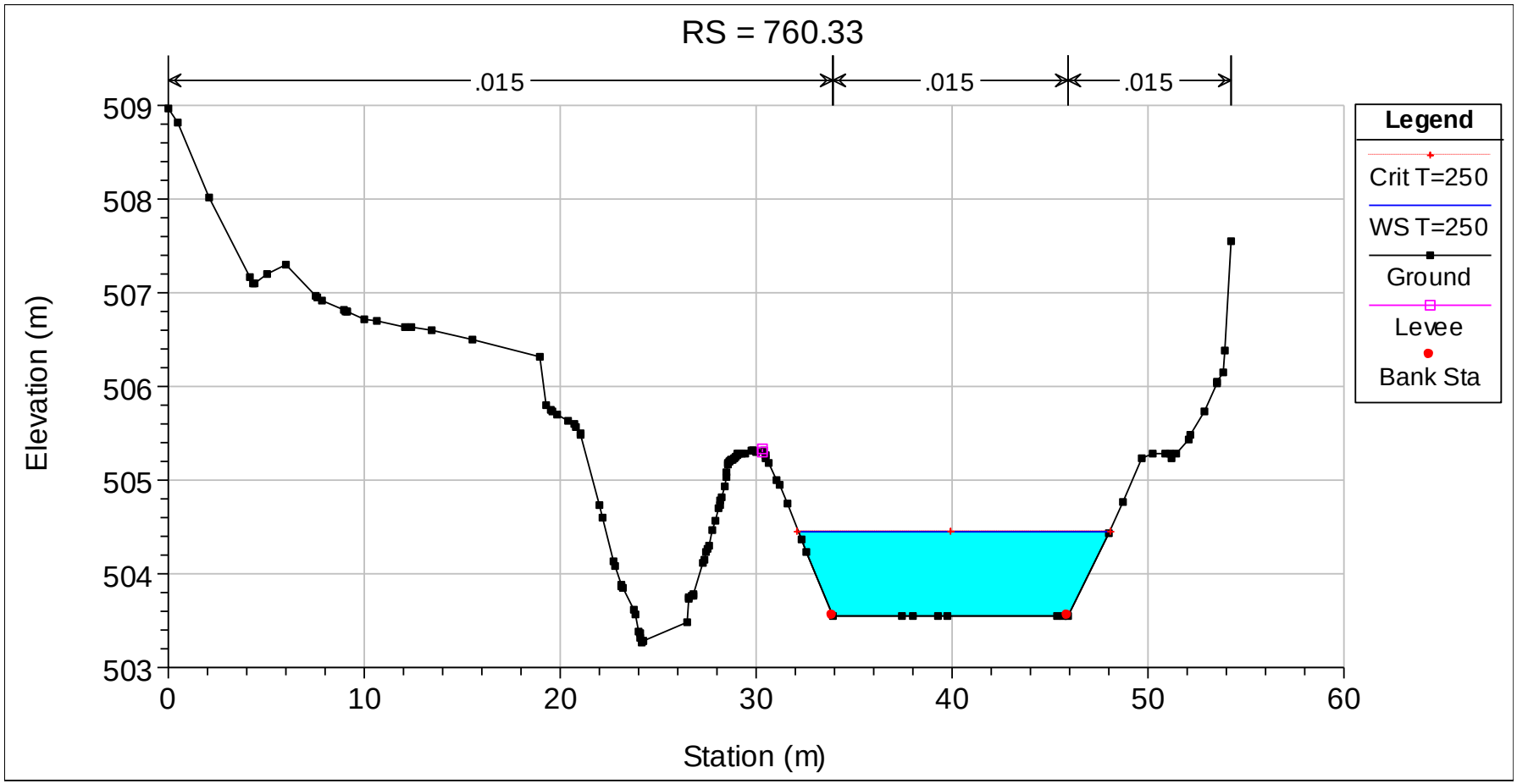


FIGURA 7.2.4.2-9
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 760.33

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

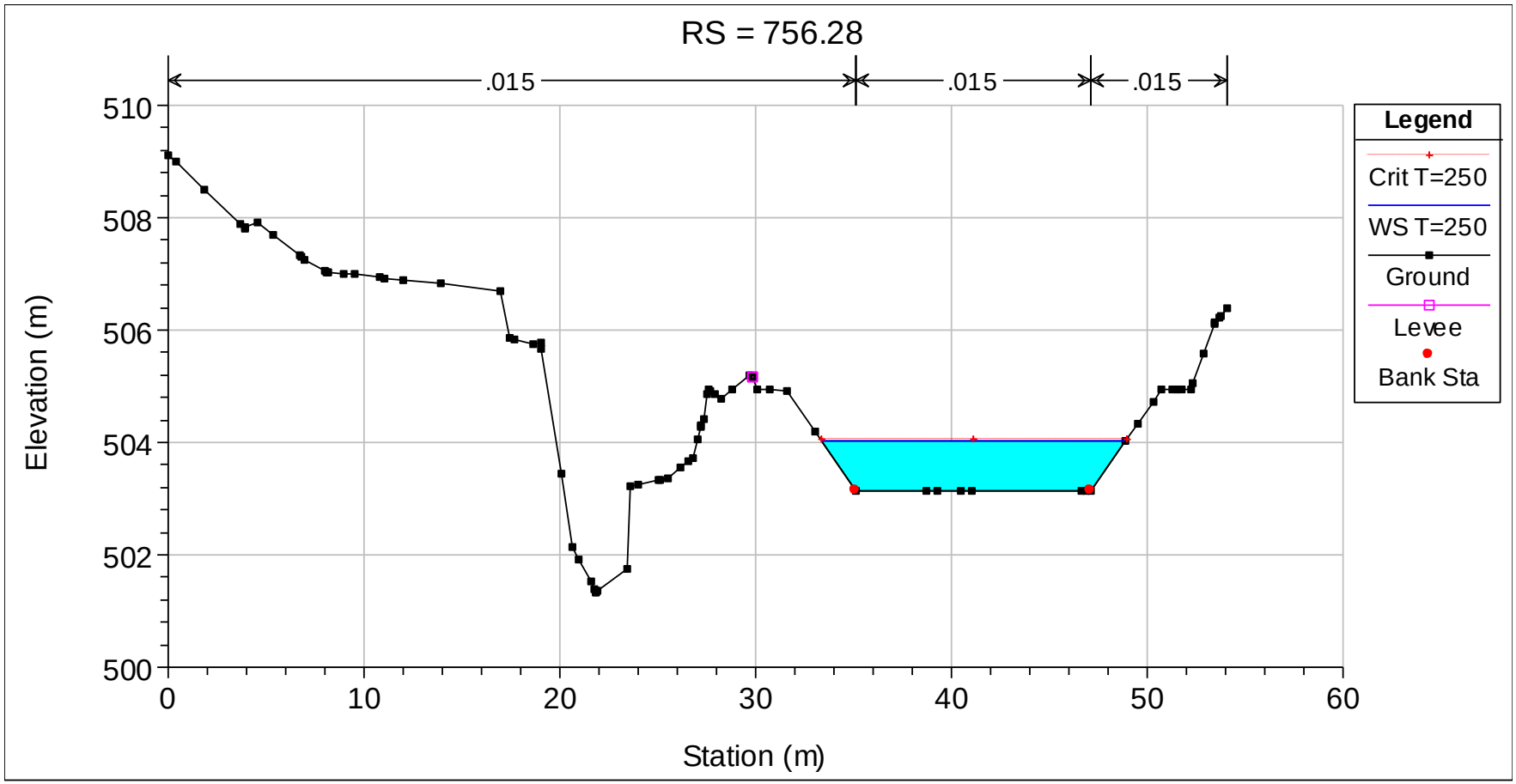


FIGURA 7.2.4.2-10
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 756.28

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

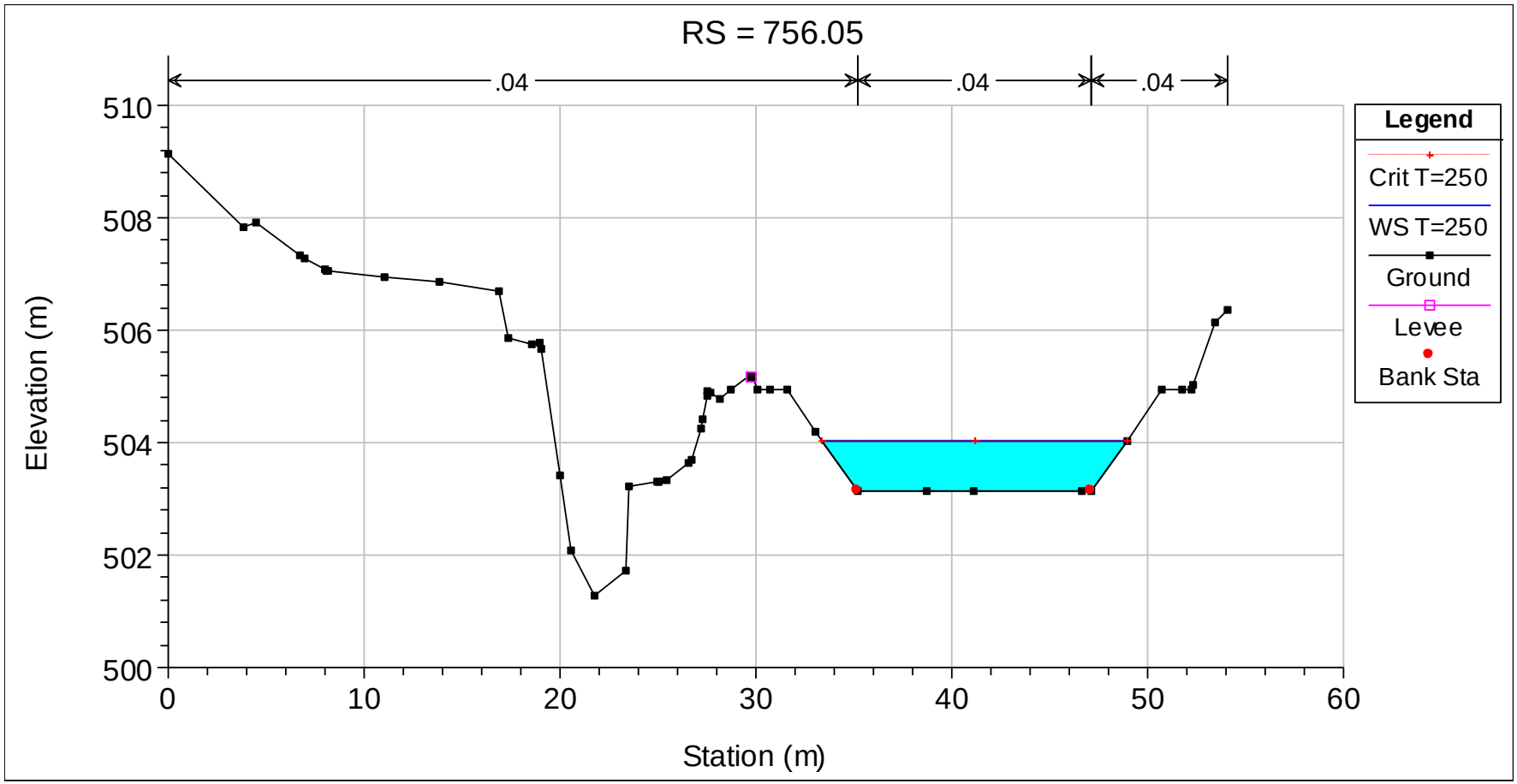


FIGURA 7.2.4.2-11
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 756.05

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

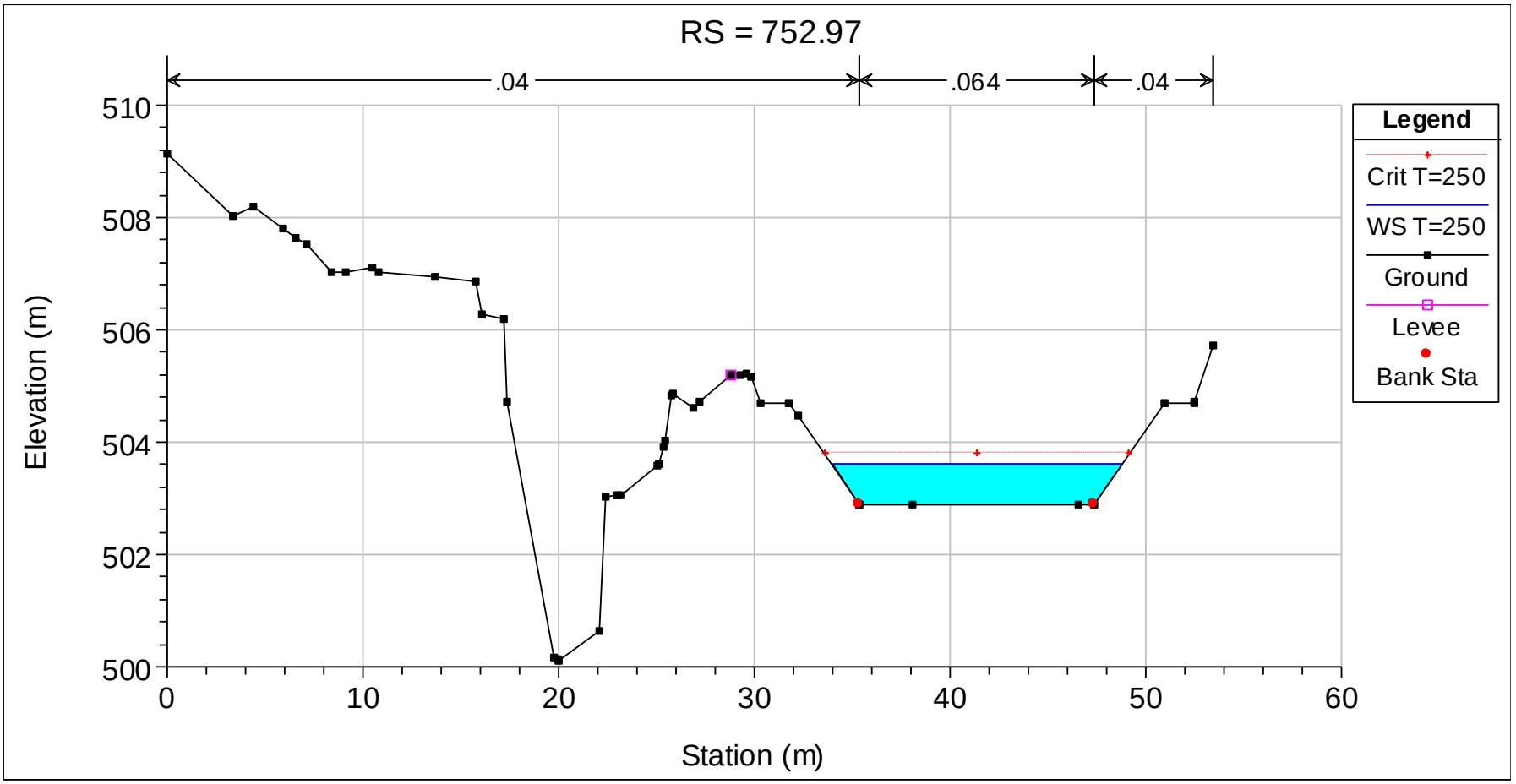


FIGURA 7.2.4.2-12
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 752.97

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

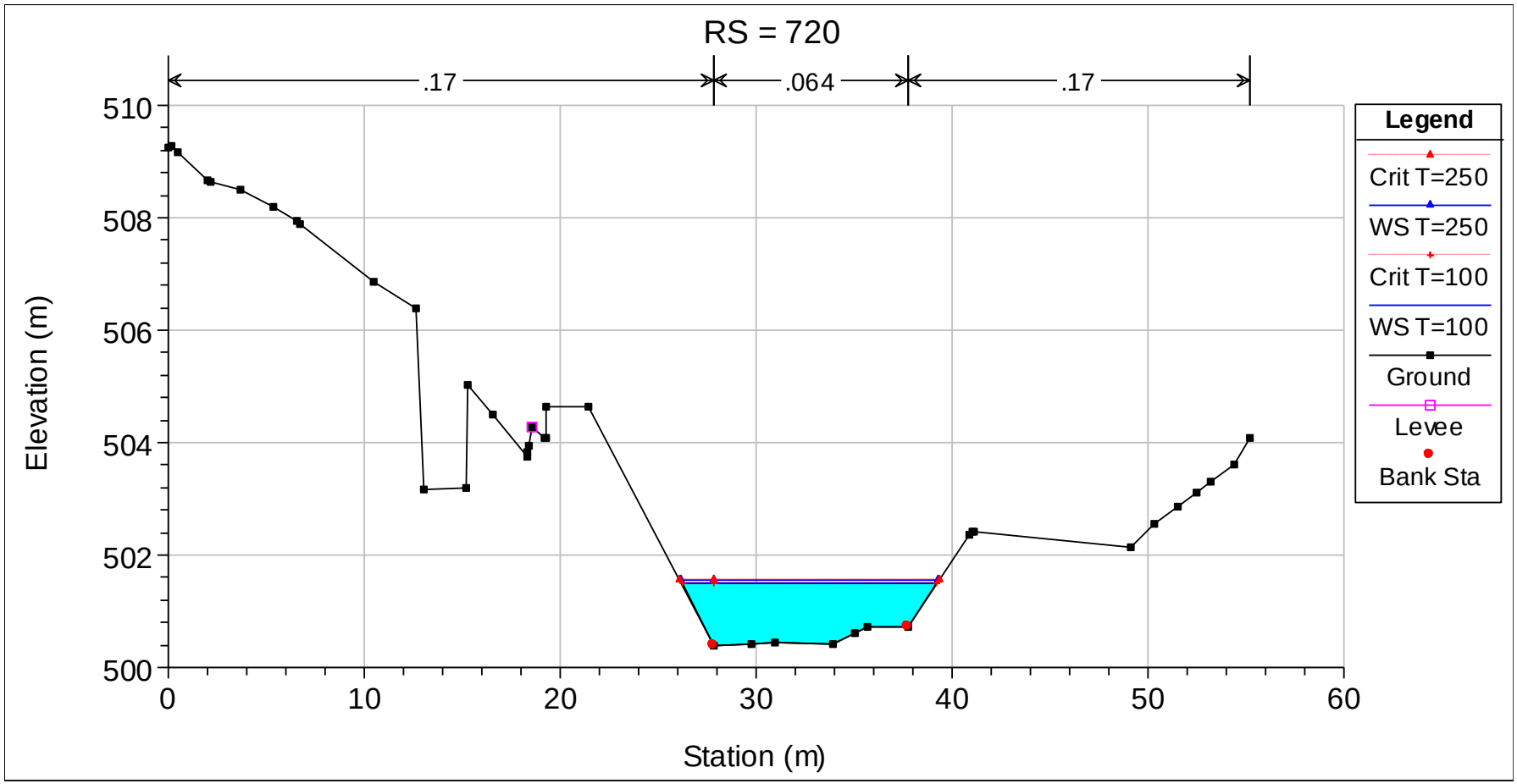


FIGURA 7.2.4.2-13
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 720

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

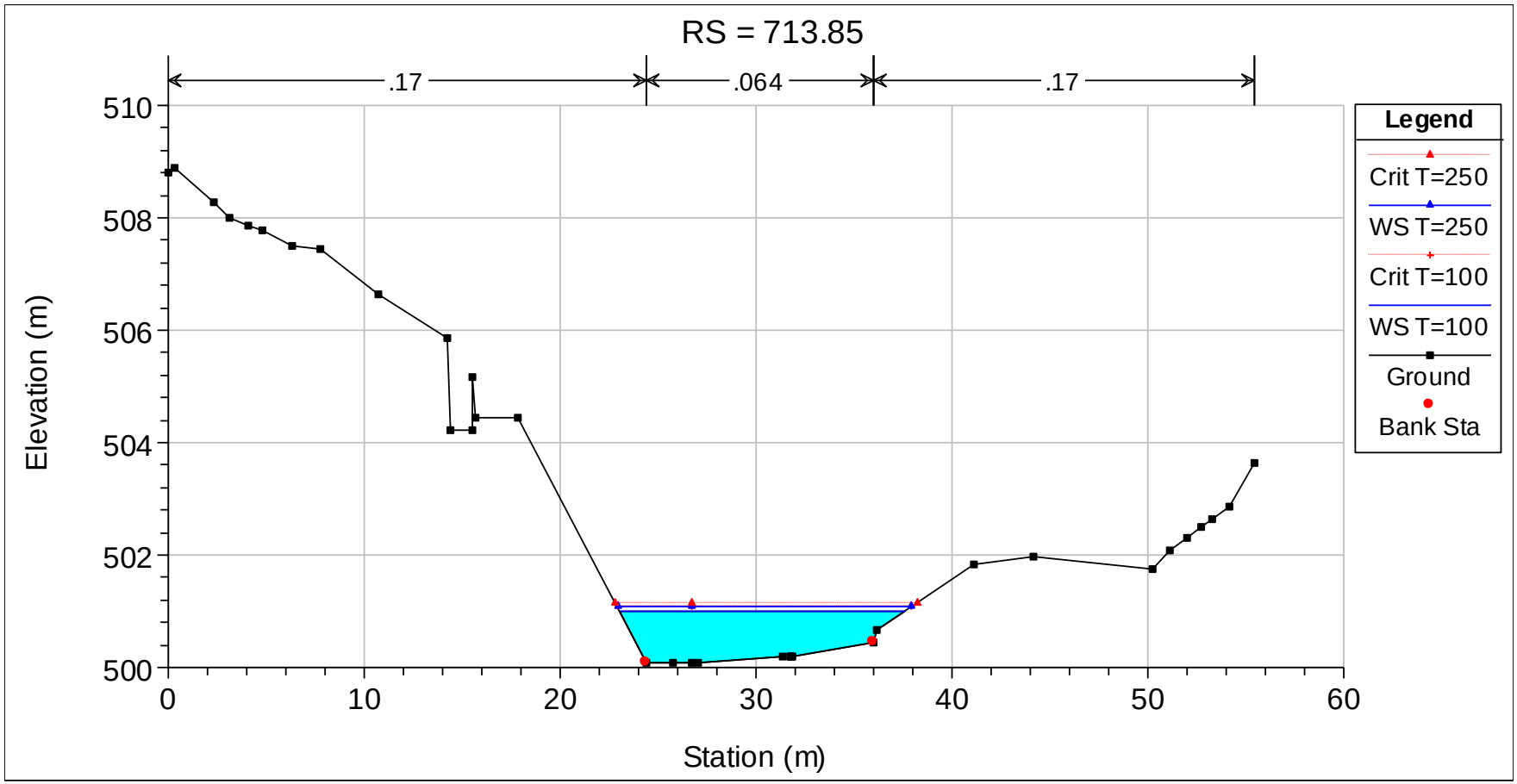


FIGURA 7.2.4.2-14
RESULTADOS CRECIDAS T=100 Y T=250 AÑOS EN PERFIL 713.85

Fuente: Elaboración propia. en base a modelo Hec-Ras

7.2.4.3. Análisis de Errores, Advertencias y Notas

De la modelación HEC RAS se pueden obtener tres tipos de mensajes:

- Errores (Errors); estos se obtienen únicamente cuando surgen problemas que impiden que la simulación se complete.
- Advertencias (Warnings); es una llamada de atención, lo que no indica que los resultados estén mal, pero se aconseja revisar para determinar si aplica o no una acción de corrección.
- Notas (Note); Entrega información de cómo se han realizado los cálculos.

En este caso particular no se obtuvo errores, solo advertencias y notas, de las cuales las notas no revisten un mayor análisis dado que solo entregan información respecto a: si se ha producido resalto entre secciones, si se encontró flujo supercrítico y que si se encuentra varias alturas críticas, el programa elige la de menor altura.

Respecto de las advertencias, las más comunes que se han obtenido son:

a) "The energy loss was greater then 1 ft (0,3 m) between the current and previous cross section. This may indicate the need for additional cross sections"

b) "Divided flow computed for this section"

c) "The velocity head has changed by more than 0,5 ft (0,15 m).

d) "The conveyance ratio (Upstream conveyance divided by downstream conveyance) is less than 0,7 or grater than 1,4. This may indicate the need for additional cross section"

e) "During the Standard step iterations, when the assumed water surface was set equal to critical depth, the calculated water surface came back below critical depth. This indicates that there is not valid subcritical answer. The program defaulted to critical depth".

En el sector de interés, es decir, sector Bocatoma, se han considerado las advertencias y se han interpolado perfiles para minimizarlas, no obstante dado que HEC-RAS es un programa unidimensional que calcula utilizando las ecuaciones de momento y energía, existen advertencias que persisten aún cuando se han interpolado perfiles cada 10 cm aproximadamente, ya que el programa no resuelve de manera precisa algunas de las singularidades. No obstante lo anterior, los resultados son válidos.

7.2.4.4. Conclusiones

De la modelación realizada se tiene lo siguiente:

Entre la situación sin proyecto y con proyecto, se visualiza en los resultados un aumento de las velocidad de escurrimiento en el sector de bocatoma, en los perfiles que se tienen considerado hormigón, no obstante si bien los valores son cercanos a 5 m/s, se cumple con las recomendación entregada en el libro de hidráulica de Francisco Javier Dominguez de no superar velocidades de 6 m/s con la cual se considera que puede afectar el concreto.

Las velocidades son mayores en el centro del cauce que en las riberas, esto se puede revisar tanto en el perfil longitudinal como en los perfiles de velocidad en cada sección (digital), por lo que para los cálculos sucesivos se considera dicha velocidad.

La presencia de la grada si bien provoca un cambio en el tramo antes de llegar a la bocatoma y pasa de flujo supercrítico a subcrítico, no genera problemas por resalto. No obstante, se genera crisis, con lo que se infiere que la grada no queda ahogada.

7.3. ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN DEL CAUCE

7.3.1. Introducción

La socavación corresponde a un fenómeno en el cual el equilibrio del cauce se ve alterado ya sea por índole natural, como por ejemplo debido a las crecidas, obstrucciones por caída de árboles y/o desmoronamiento de laderas, como por índole artificial al alterar el cauce con una estructura en él que cambia la pendiente de fondo o reduce la sección transversal del cauce, entre otros. Se distinguen al menos dos tipos de socavación: socavación general y socavación local.

La socavación general ocurre generalmente en secciones contraídas debido a la aceleración del flujo. El aumento de la velocidad y el esfuerzo de corte en el lecho, resultan en una mayor capacidad de transporte, lo que puede provocar remoción de material desde el lecho y las riberas hasta restablecerse un equilibrio entre el sedimento que llega a la sección y el que es transportado fuera de ésta.

La estimación de la magnitud de la socavación general es relevante cuando se pretende construir y/o colocar obras dentro del cauce para que ésta no se vea afectada y/o no sea afectada seriamente. Por lo anterior, se estima la máxima erosión asociada a un caudal de diseño

Por otro lado, la socavación local se presenta al pie de estructuras que obstruyen la corriente del flujo, ya sea que éstas se vean envueltas por el flujo o bien si se encuentras en las márgenes del cauce.

En lo que sigue se procede a calcular la socavación generalizada que se produce como consecuencia del aumento de la capacidad del flujo para transportar material en el río durante las crecidas.

Para la determinación de la socavación general se han utilizado los métodos propuestos por: Neill, Lischtvan-Lebediev y Lischtvan-Lebediev-Maza.

7.3.2. Características Principales del Cauce

El cauce se caracteriza por presentar una sección definida con márgenes más bien resistentes a la erosión debido al confinamiento que le dan rocas en las laderas de los cerros que colindan con el cauce y por la frondosa vegetación de ribera existente.

En general es un cauce poco intervenido y en el sector de interés, es decir, donde se ha propuesto el punto de captación de las aguas y la construcción de una bocatoma de alta montaña, la condición del cauce se considera estable respecto a sus riberas y las características granulométricas presente en el sector corresponden a piedras de canto rodado y rocas de grandes dimensiones que han sido arrastradas por el cauce en alguna de sus grandes avenidas.



FOTOGRAFÍA 7.3.2-1
VISTA PANORÁMICA DESDE SECTOR CAPTACIÓN PROPUESTO

Fuente: Arrau Ingeniería 2016.

Para la estimación de la socavación generalizada se ha utilizado la velocidad del tramo central del cauce dado que corresponde a la máxima velocidad de la sección de acuerdo a la distribución de velocidades en el mismo

7.3.3. Perfiles Transversales

Para el análisis del eje hidráulicos se han utilizado la totalidad de perfiles levantados en el cauce, no obstante, se ha considerado para el cálculo de socavación general, los perfiles más cercanos al perfil de la bocatoma propuesta, de modo de revisar el comportamiento del cauce en las inmediaciones de la misma. Los perfiles de HEC-RAS considerados y las características principales de los perfiles se incluyen en el Cuadro 7.3.3-1. Esta información se extrae del eje hidráulico, el cual a su vez contienen la información obtenida de los perfiles topobatimetricos levantados para la realización del proyecto.

CUADRO 7.3.3-1
CARACTERÍSTICAS PERFILES TRANSVERSALES

Perfil	Cota de Fondo(m)	Distancia al Siguiente Perfil (m)	Sondaje Asociado	N° Manning en el Lecho
780	504,9	2,41	1	0,064
777.59	504,64	6,65	1	0,064
770.94	504,14	6,27	1	0,064
764.67	503,67	3,09	1	0,064
761.58	503,44	5,53	1	0,064
756.05	503,13	3,08	1	0,064
752.97	502,95	12,97	1	0,064
740	501,7	13,05	1	0,064
726.95	500,77	6,95	1	0,064
720	500,4	6,15	1	0,064
713.85	500,04	13,85	1	0,064
700	498,8	-	1	0,064

Fuente: Elaboración propia.

7.3.4. Granulometría del Lecho

Para conocer las características granulométricas del cauce se utiliza el sondaje N°1 realizado en el sector de la bocatoma, el cual consistió en un sondaje de 15 m cuyas características se presentan en el Cuadro 7.3.4-1.El horizonte de análisis considerado es el segundo tramo (3 a 4 m) ya que el primer tramo no corresponde a las características del cauce ya que el sondaje fue realizado en la ribera del cauce, en una planicie más alta que el fondo del cauce mismo.

CUADRO 7.3.4-1
GRANULOMETRÍA Y DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE SONDAJE N°1

Tramo		0 - 1	3.0-4.0	6.0-7.0	9.0-10.0	11.0-12.0	14.0-15.0
ASTM	NCh (mm)	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa
	150,00						
	100,00						
	75,00						
	63,00		100	100	100		100
	50,00		73	89	80	100	67
	40,00		56	76	64	92	67
Nº 4	25,00		51	74	57	79	55
	19,00	100	49	70	56	77	51
	12,50	100	49	70	56	77	51
	10,00	99	47	65	55	73	49
	6,30	99	47	65	55	73	49

CUADRO 7.3.4-1
GRANULOMETRÍA Y DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE SONDAJE N°1

Tramo		0 - 1	3.0-4.0	6.0-7.0	9.0-10.0	11.0-12.0	14.0-15.0
ASTM	NCh (mm)	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa
	5,00	98	46	64	55	72	49
	2,50	98	46	64	55	72	49
	2,00	96	45	63	55	71	49
	0,42	91	35	37	45	46	38
Nº 200	0,08	80	20	15	27	24	17
Diámetros Caract.	d_{50} (mm)	0,1	22,0	1,2	1,2	0,7	11,3
	d_{84} (mm)	0,1	55,3	46,2	52,6	30,8	56,7
	d_{90} (mm)	0,4	58,2	51,2	56,5	37,7	59,1

Fuente: Elaboración propia.

Para clasificar de suelo como granular se consideró la clasificación de suelos USCS, donde se tiene que si el 50% del material no pasa la malla Nº200 es suelo granular, en caso contrario corresponde a un suelo fino. (Ver Cuadro 7.3.4-2).

CUADRO 7.2.4.4-2
DETERMINACIÓN TIPO DE SUELO: GRANULAR O FINO
% PORCENTAJE QUE PASA

Tramo	1	2	3	4	5	6
Malla Nº 200	80	20	15	27	24	17
Tipo Suelo	Fino	Granular	Granular	Granular	Granular	Granular

Fuente: Elaboración propia.

En caso de que el suelo sea granular, se realiza un proceso similar para determinar si corresponde a gravas o arenas. En esta ocasión el límite corresponde a la malla Nº4 y sólo se utiliza el material granular, es decir, se descartan los finos. El porcentaje que no debe pasar es el 50%, es decir, si pasa menos del 50% corresponde a grava y si pasa más del 50% corresponde a arena (Ver Cuadro 7.3.4-3).

CUADRO 7.2.4.4-3
DETERMINACIÓN TIPO DE SUELO: GRANULAR O FINO
% PORCENTAJE QUE PASA

Tramo	1	2	3	4	5	6
Malla Nº 4	0	39	69	41	72	46
Tipo Suelo	-	Grava	Arena	Grava	Arena	Grava

Fuente: Elaboración propia.

Las características de suelo prospectado corresponden a gravas y arenas, particularmente gravas hasta una profundidad de 4 m, por tanto no cohesivos.

7.3.5. Método de Cálculo Socavación General

7.3.5.1. Introducción

En lo que sigue se describe la metodología para determinar la socavación generalizada en las secciones donde se emplazan las obras, determinada para sedimento grueso según Neill, la relación de Lischtvan-Levediev y Lischtvan-Lebediev-Maza.

Los datos para el análisis se obtienen del modelo HEC-RAS realizado para periodo de retorno T=250 años.

7.3.5.2. Neill

Este método utiliza fórmulas de velocidad crítica de arrastre derivadas para lechos granulares planos. La velocidad crítica de arrastre (Vc) de Neill para suelos no cohesivos y sedimentos gruesos, está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{V_{c\,j}}{\sqrt{g \cdot h_{c_j}}} = 1{,}81 \cdot \left(\frac{h_{c_j}}{d}\right)^{-0{,}33} \qquad \text{EC. 7-7}$$

Para el caso de sedimentos finos se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{V_{c\,j}}{\sqrt{g \cdot h_{c_j}}} = 0{,}787 \cdot \left(\frac{h_{c_j}}{d}\right)^{-0{,}5} \ln\left(\frac{12 h_c}{k_s}\right) \qquad \text{EC. 7-8}$$

Donde:

V_{cj} : Velocidad crítica de arrastre en la subsección j
h_{cj} : Altura de escurrimiento crítica en la subsección j
d : Diámetro representativo del sedimento del lecho
g : Aceleración de gravedad (9,81 m/s^2)

Para el cálculo, se aplicó la relación en las secciones y/o perfiles que se han mencionado con anterioridad. En la condición de arrastre crítico, el caudal que escurre por las diferentes subsecciones está dado por:

$$q_j = A_{c_j} \cdot V_{c_j} = b_j \cdot h_{c_j} \cdot V_{c_j} \qquad \text{EC. 7-9}$$

Donde:

- q_j : Caudal que escurre por la subsección j
- A_{cj} : Área crítica asociada a la subsección j ($Ac_j=b_j*hc_j$)
- V_j : Velocidad crítica de arrastre en la subsección j

Por otra parte, considerando constantes en toda la sección la pendiente del plano de carga y el coeficiente de rugosidad, e igualando las dos relaciones anteriores se obtiene:

Para sedimento grueso:

$$h_{c_j} = \left(\frac{q_j}{1{,}81 \cdot \sqrt{g} \cdot d^{0{,}33}} \right)^{0{,}855} \qquad \text{EC. 7-10}$$

Para sedimento fino:

$$h_{cj} \ \ln\left(\frac{12\, h_{cj_j}}{k_s} \right) = \left(\frac{q_j}{0{,}787 \sqrt{g\, D}} \right) \qquad \text{EC. 7-11}$$

Con lo cual la socavación generalizada en la sección queda dada por la siguiente relación:

$$S_j = hc_j - h_j \qquad \text{EC. 7-12}$$

En que:

- h_j : Altura del escurrimiento sin socavación en la subsección j (se obtiene del eje hidráulico y del perfil transversal)
- b_j : Ancho de la subsección j ($Aj=hj*bj$)
- S_j : Socavación generalizada en la subsección j

7.3.5.3. Lischtvan - Lebediev

De acuerdo a la literatura consultada[2], para el cálculo de la socavación general se recomienda utilizar el método de Lischtvan-Lebediev, el cual se basa en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo necesaria para erosionar el material que forma el cauce; es aplicable tanto para materiales del subsuelo con distribución homogénea o heterogénea.

Para el cálculo de la socavación se utilizó la metodología en el Manual de Carreteras.

Se determinó la socavación generalizada en lecho no cohesivo, que se origina en las distintas verticales o franjas que constituyen cada sección del cauce, lo que se traduce en descensos puntuales distintos en el nivel del fondo a lo ancho del perfil. Conservadoramente, en los cálculos se considera nulo el aporte de sedimentos a la sección proveniente de aguas arriba, lo que significa considerar el límite máximo para la socavación.

El método es aplicable íntegramente a una sección, pero puede utilizarse para realizar el cálculo en franjas.

Para cada franja se determina la profundidad máxima de escurrimiento, incluyendo la de la situación socavada para sedimentos no cohesivos.

$$hj = \left(\frac{q_j}{0.68 * \beta * D^{0.28} * \psi} \right)^{\frac{1}{X+1}} \qquad \text{EC. 7-13}$$

Donde:

- hj : Altura del escurrimiento en la franja socavada j expresado en m.
- qj : Caudal por unidad de ancho de la franja socavada j en m3/m/s.
- D : Diámetro medio (Dm) del sedimento obtenido de la curva granulométrica, expresado en mm. Puede ser D_{84}
- β : Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño según la Tabla 3.707.405 A del Manual de Carreteras.
- ψ : Coeficiente que considera la influencia del sedimento en suspensión según la Tabla 3.707.405 B del Manual de Carreteras.
- X : Parámetro de la fórmula de arrastre crítico según la Tabla 3.707.405 C del Manual de Carreteras.

[2] RICARDO APACILLA NALVARTE. "Hidráulica Fluvial", Universidad Nacional Agraria La Molina, 2014.

7.3.5.4. Lischtvan – Lebediev – Maza

Dadas las características del lecho del río, para el cálculo de la socavación general se utilizará además las fórmulas de Lischtvan-Lebediev-Maza que se ajustan muy bien con experiencias de laboratorio[3] y de terreno[4].

El cálculo se basa en la determinación de la profundidad de socavación (d_s). Asumiendo que la rugosidad es constante en toda la sección, la profundidad de socavación medida desde el fondo del lecho a la superficie libre del escurrimiento líquido se expresa en las ecuaciones siguientes:

Para suelos granulares:

- **Si 0,05 mm < D_{84}< 2,6 mm**

$$D_s = \left[\frac{\alpha * d_0^{5/3}}{4{,}7 * \beta * D_{84}^{0,28}}\right]^{\left(\frac{d_m^{0,03}}{0{,}322+d_m^{0,03}}\right)} \qquad \text{EC. 7-14}$$

- **Si 2,6 mm ≤ D_{84}≤ 182 mm**

$$D_s = \left[\frac{\alpha * d_0^{5/3}}{4{,}7 * \beta * D_{84}^{0,28}}\right]^{\left(\frac{d_m^{0,092}}{0{,}223+d_m^{0,092}}\right)} \qquad \text{EC. 7-15}$$

- **Si 182 mm ≤ D_{84}≤ 1000 mm**

$$D_s = \left[\frac{\alpha * d_0^{5/3}}{4{,}7 * \beta * D_{84}^{0,28}}\right]^{\left(\frac{d_m^{0,187}}{0{,}191+d_m^{0,187}}\right)} \qquad \text{EC. 7-16}$$

Donde:

[3]MORENO, CH, R., FUENTES, R. Y LÓPEZ, A. "Socavación generalizada: método de Lischtvan, Lebediev y Maza. Verificación experimental", XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, México, Octubre 1998.
[4]MAZA ÁLVAREZ, J.A. "Introduction to River Engineering", Universitá Italiana per Stranieri, Perusa, Italia, Febrero 1993.

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} * B_e}$$ EC. 7-17

D_{84} : Diámetro por el que pasa el 84% del material sólido.
d_0 : Profundidad inicial, medida desde el fondo del lecho hasta la superficie libre del escurrimiento líquido.
D_s : Profundidad después del proceso de socavación, medida desde el fondo del lecho hasta la superficie libre del escurrimiento líquido.
Q_d : Caudal de diseño.
B_e : Ancho superficial efectivo, asociado al caudal de diseño y a la sección inicial del cauce.
d_m : Profundidad media que resulta de dividir el área de escurrimiento y el ancho superficial efectivo B_e , ambos asociados al caudal de diseño y a la sección original del cauce
β : Es un coeficiente que toma en cuenta el período de retorno T asociado al caudal de diseño. Para determinar su valor se propone la siguiente expresión, la cual es válida para períodos de retorno entre 15 y 1500 años.
β = 0,8416 + 0,03342*Ln(T)
Para T ≥ 100 años; β =1,0
α : Coeficiente de conducción hidráulica obtenido de aplicar la fórmula de Manning a la sección.

Finalmente, la socavación "S" desde el fondo inicial con máxima erosión se determina como:

$$S = D_s - d_0$$ EC. 7-18

7.3.6. Resultados

Los valores de los parámetros que se indican para los métodos mencionados, tienen relación con el diámetro y la partícula escogida, el cual se obtiene de la muestra de suelos asociada. En este caso, la muestra representativa de todos los perfiles del sector es el "Sondaje S1", por lo que los valores de los coeficientes son los mismos para todos los perfiles. Los valores adoptados son los siguientes:

D : 7,24 mm
D_{84} : 48,3 mm
β : 1
ψ : 1,13
X : 0,354

Los resultados y cálculos de la aplicación de las metodologías descritas anteriormente se presentan en el Anexo Digital 7-2, y en forma resumida se presentan los resultados en Cuadro 7.3.6-1

y en las Figuras 7.3.6-1 a 7.3.6-12 para la situación sin proyecto y en Cuadro 7.3.6-2 y Figuras 7.3.6-13 a 7.3.6-15 para la situación con obra en sector de empalmes rio-enrocado de fondo.

CUADRO 7.3.6-1
RESULTADOS SOCAVACIÓN

Sección	Profundidad de Socavación Máxima (msnm)			Profundidad Máxima
	Neill	Lischtvan-Lebediev	Lischtvan-Lebediev Maza	(msnm)
P 780	0,63	1,09	1,04	1,09
P 777.59	0,58	1,05	1,01	1,05
P770.94	0,70	1,16	1,21	1,21
P 764.67	0,51	0,95	0,94	0,95
P 761.58 (Bocatoma)	0,66	1,18	1,14	1,18
P 756.05	0,88	1,38	1,35	1,38
P 752.97	0,68	1,16	1,12	1,16
P 740	0,74	1,21	1,19	1,21
P 726.95	0,40	0,83	0,80	0,83
P 720	0,65	1,09	1,12	1,12
P 713.85	0,56	1,00	0,98	1,00
P 700	0,74	1,21	1,19	1,21

Fuente: Elaboración propia.

No obstante los resultados obtenidos, el cauce actualmente se encuentra acorazado dado el tipo de “granulometría” presente en él y que se ha descrito y mostrado en fotografías al inicio de este apartado. Vale decir, que la socavación general que podría producirse en caso de no existir estos elementos de acorazamiento es de máximo una profundidad de 1,4 m en el sector de bocatoma, es decir, al menos se debe fundar las obras a la profundidad indicada.

En el caso de la obra de hormigón en bocatoma, para mayor seguridad en caso de alguna crecida en que el río pudiera cargarse hacia algunos de los costados y/o corresponda a una crecida extraordinaria, se considera una profundidad de fundación de 1,7 m.

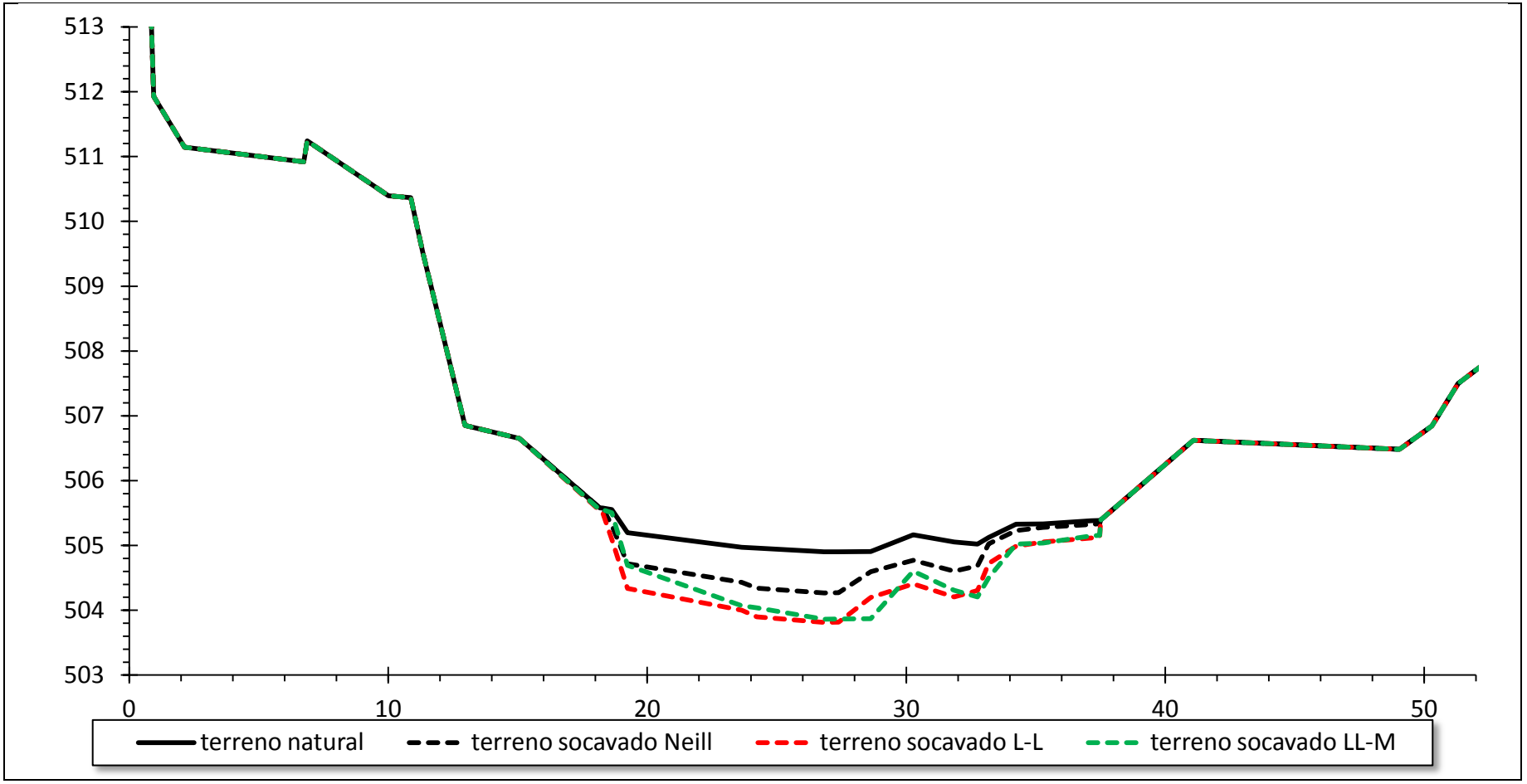


FIGURA 7.3.6-1
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P- 780. PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

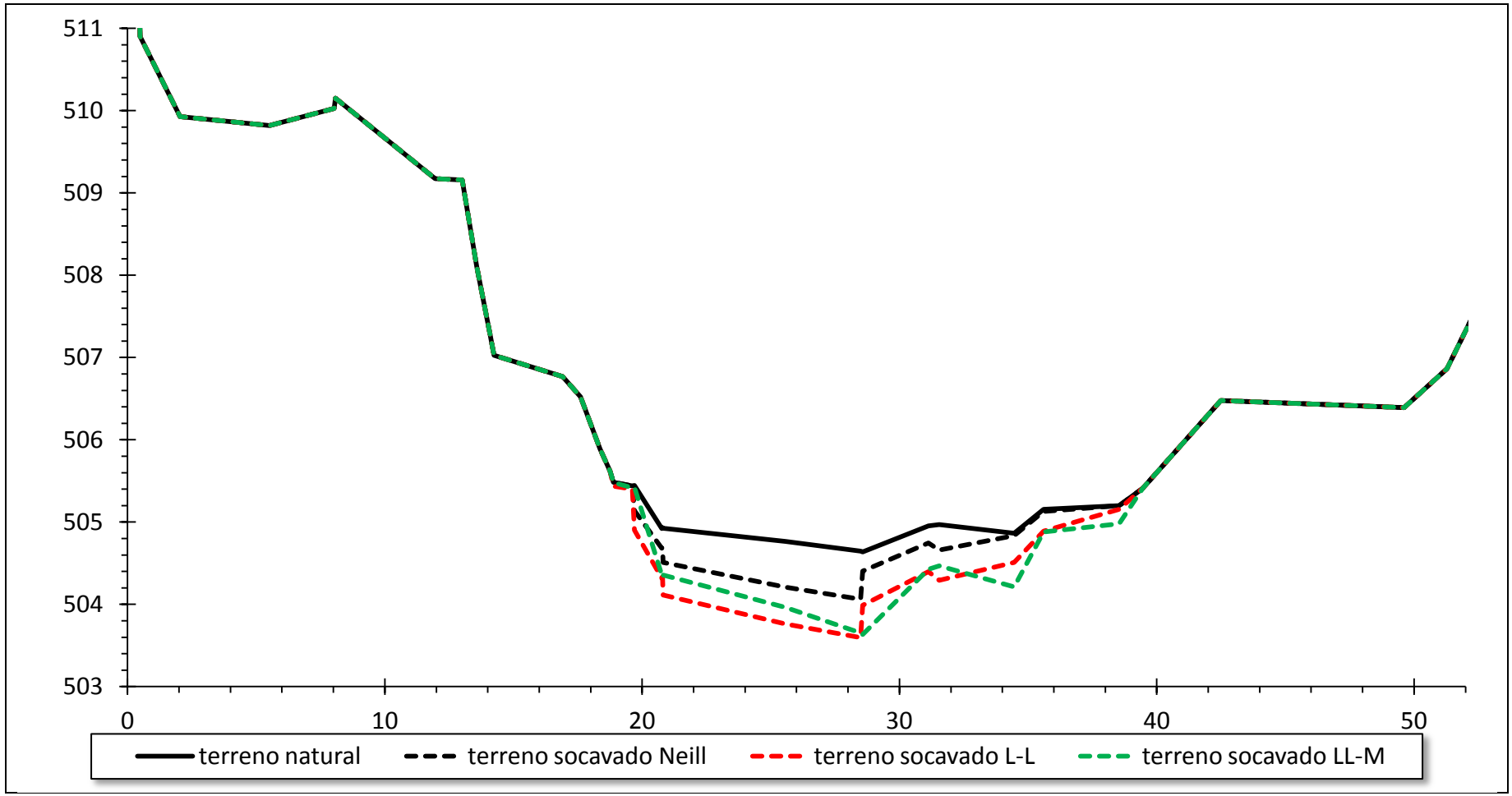


FIGURA 7.3.6-2
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P- 777.59. PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

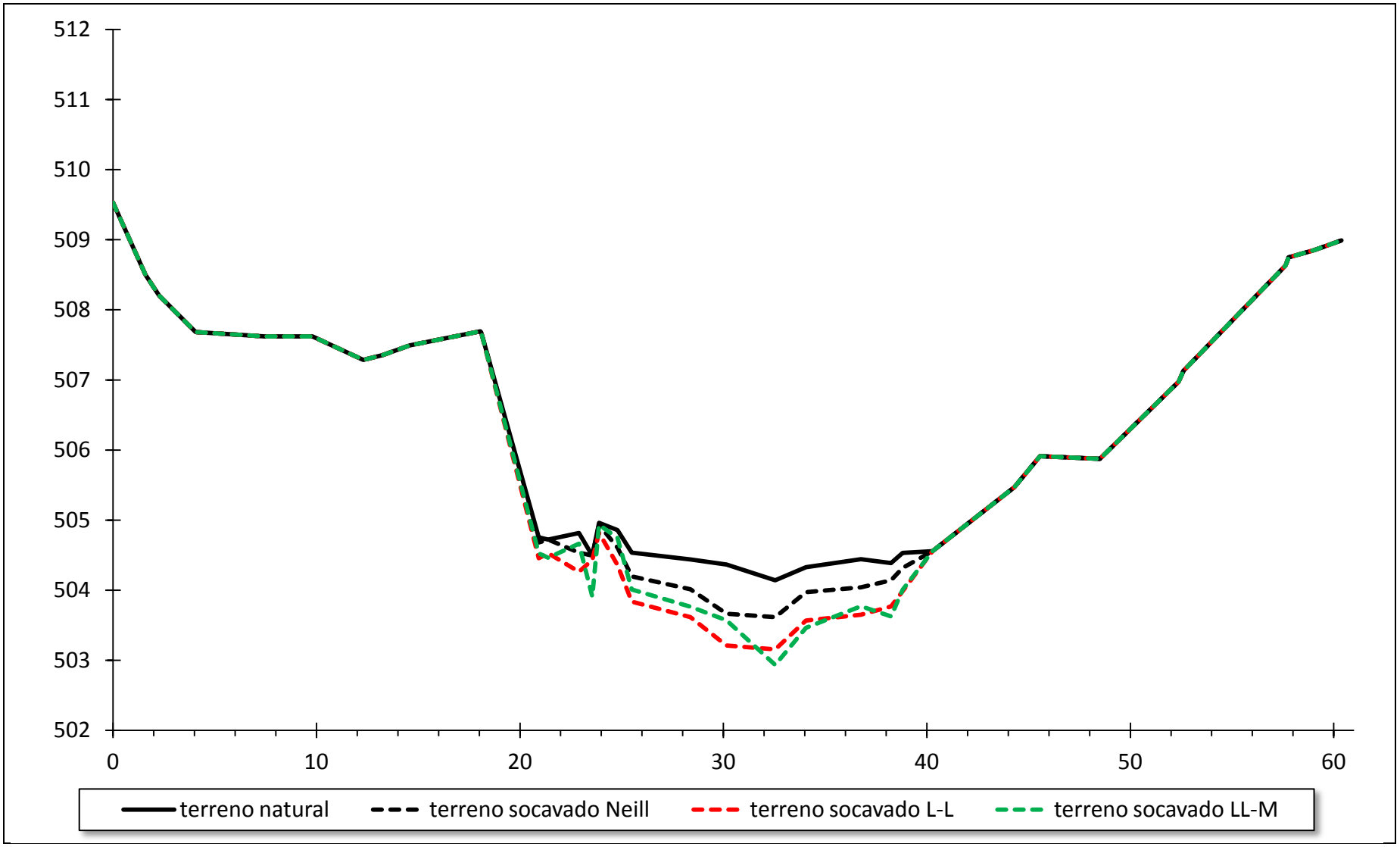


FIGURA 7.3.6-3
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-770.94. PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

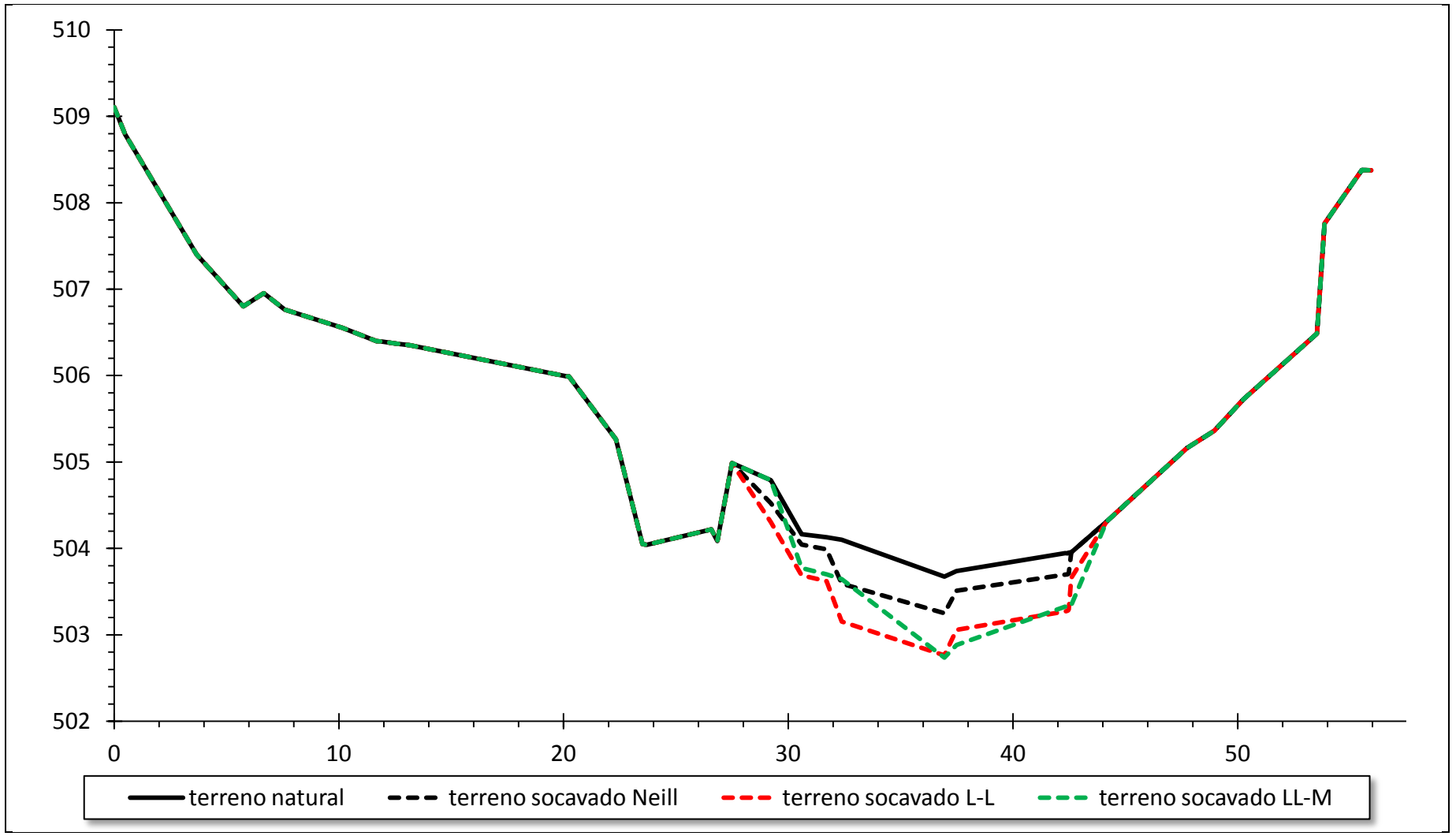


FIGURA 7.3.6-4
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P- 764.67. PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

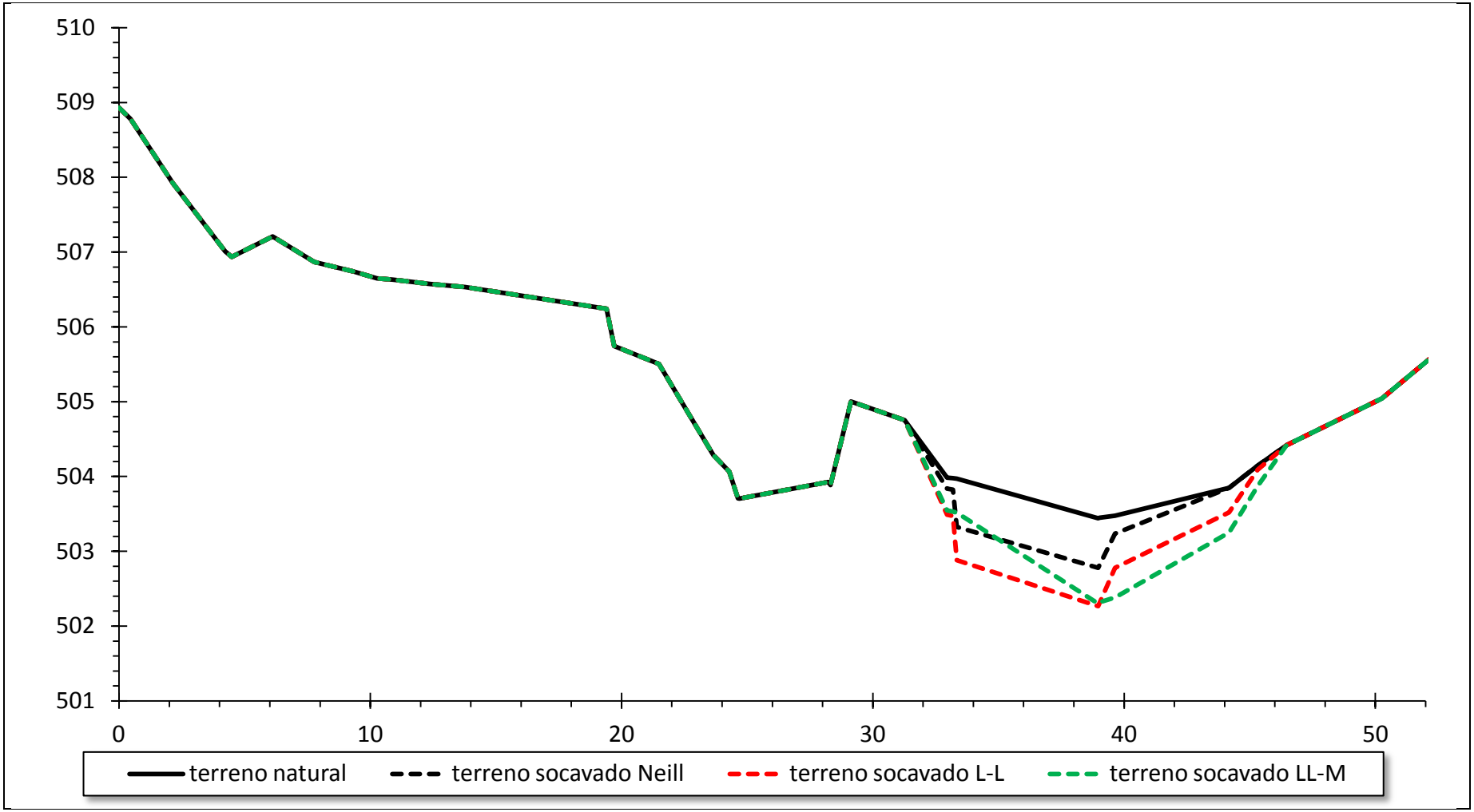


FIGURA 7.3.6-5
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-761.58 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

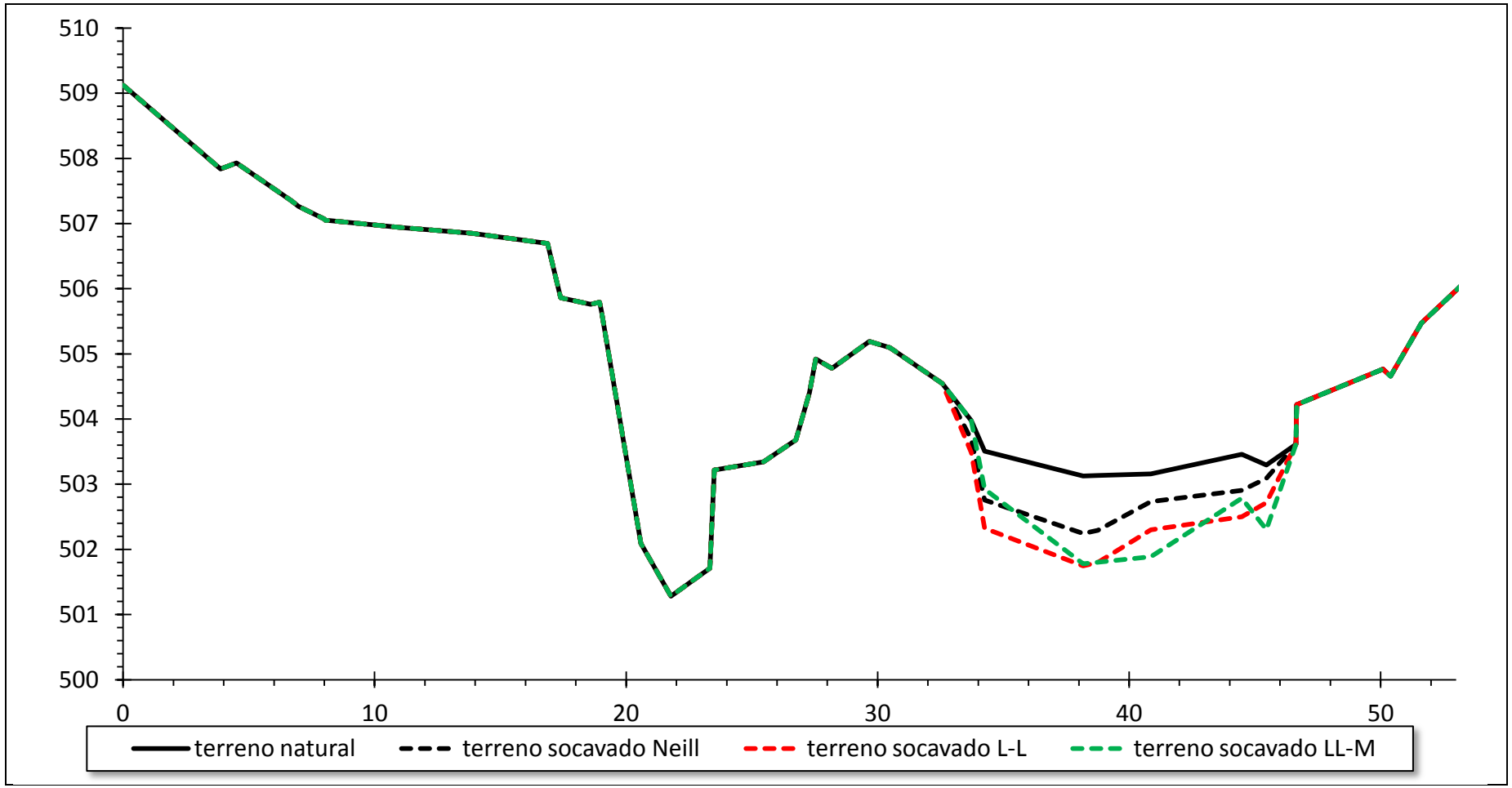


FIGURA 7.3.6-6
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-756.05 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

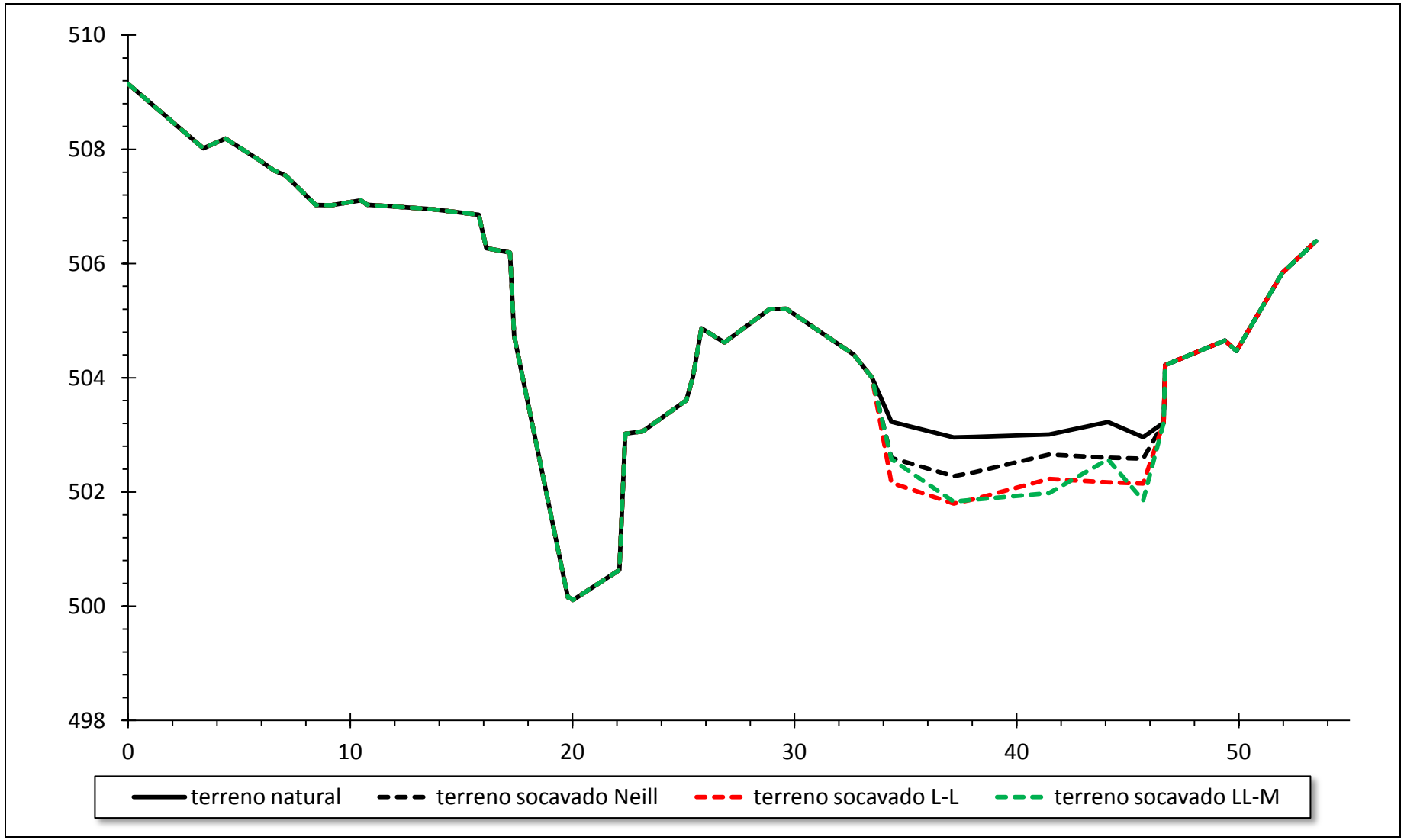


FIGURA 7.3.6-7
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-752.97 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

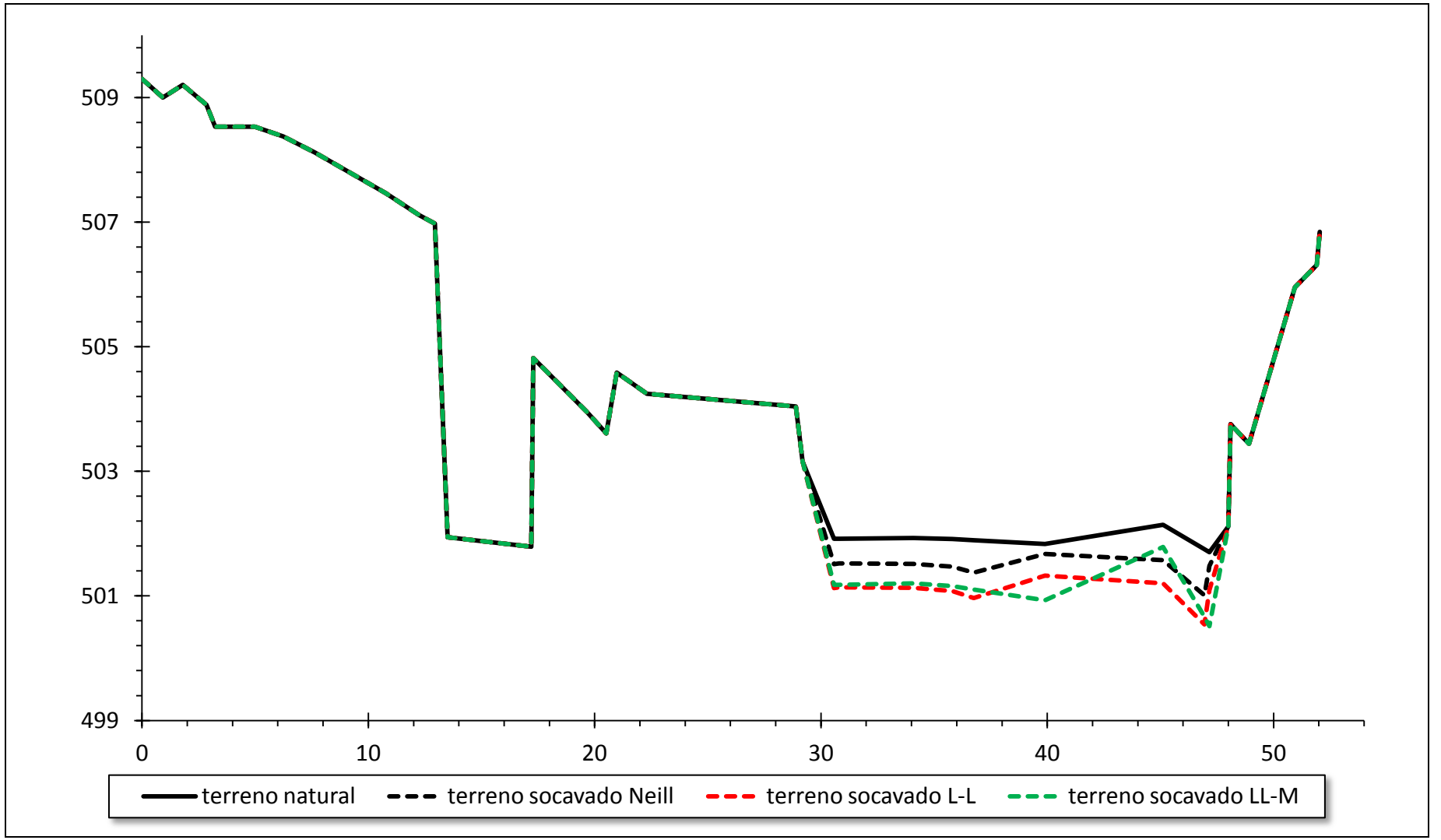


FIGURA 7.3.6-8
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-740 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

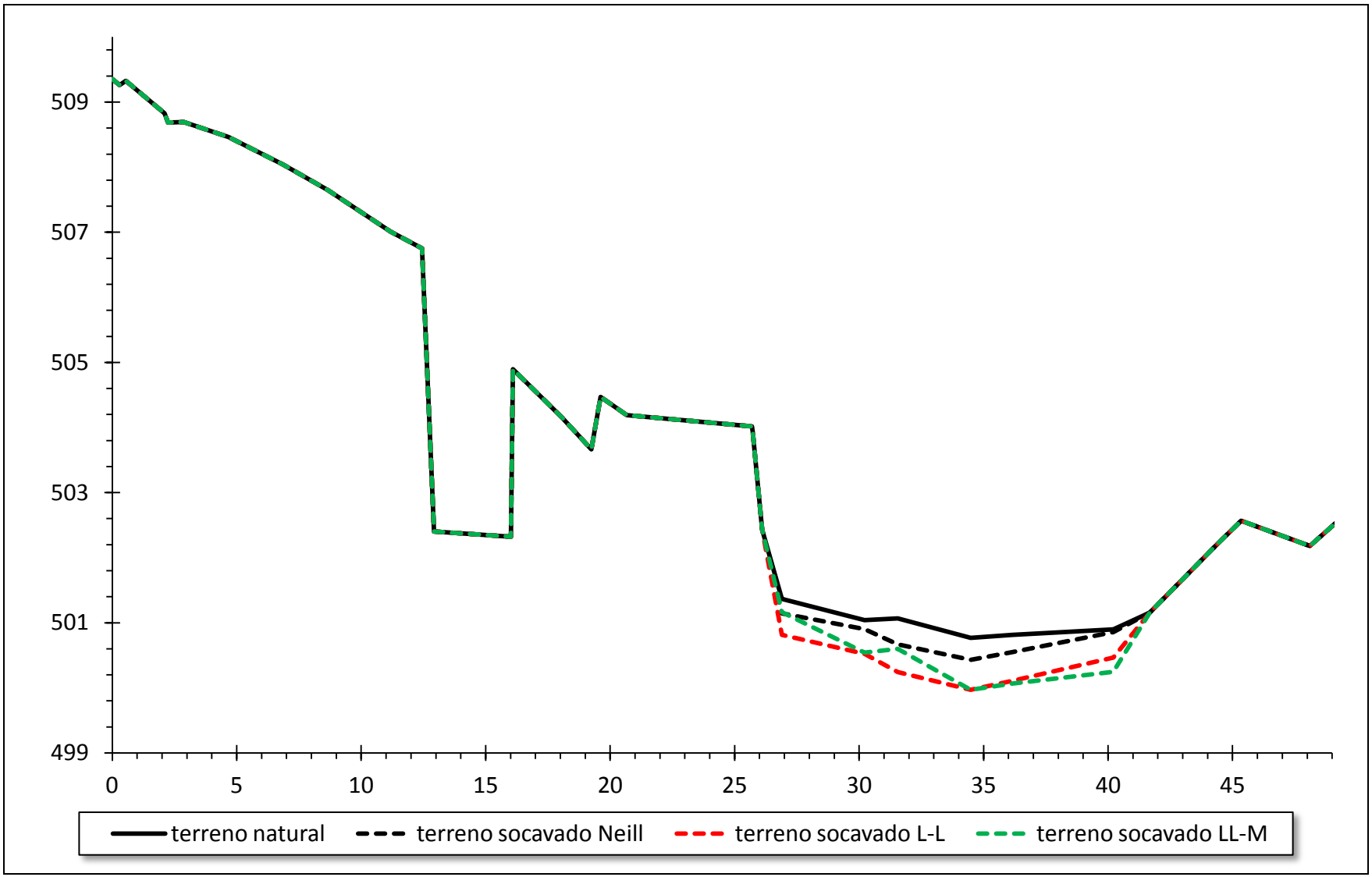


FIGURA 7.3.6-9
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-726.95 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

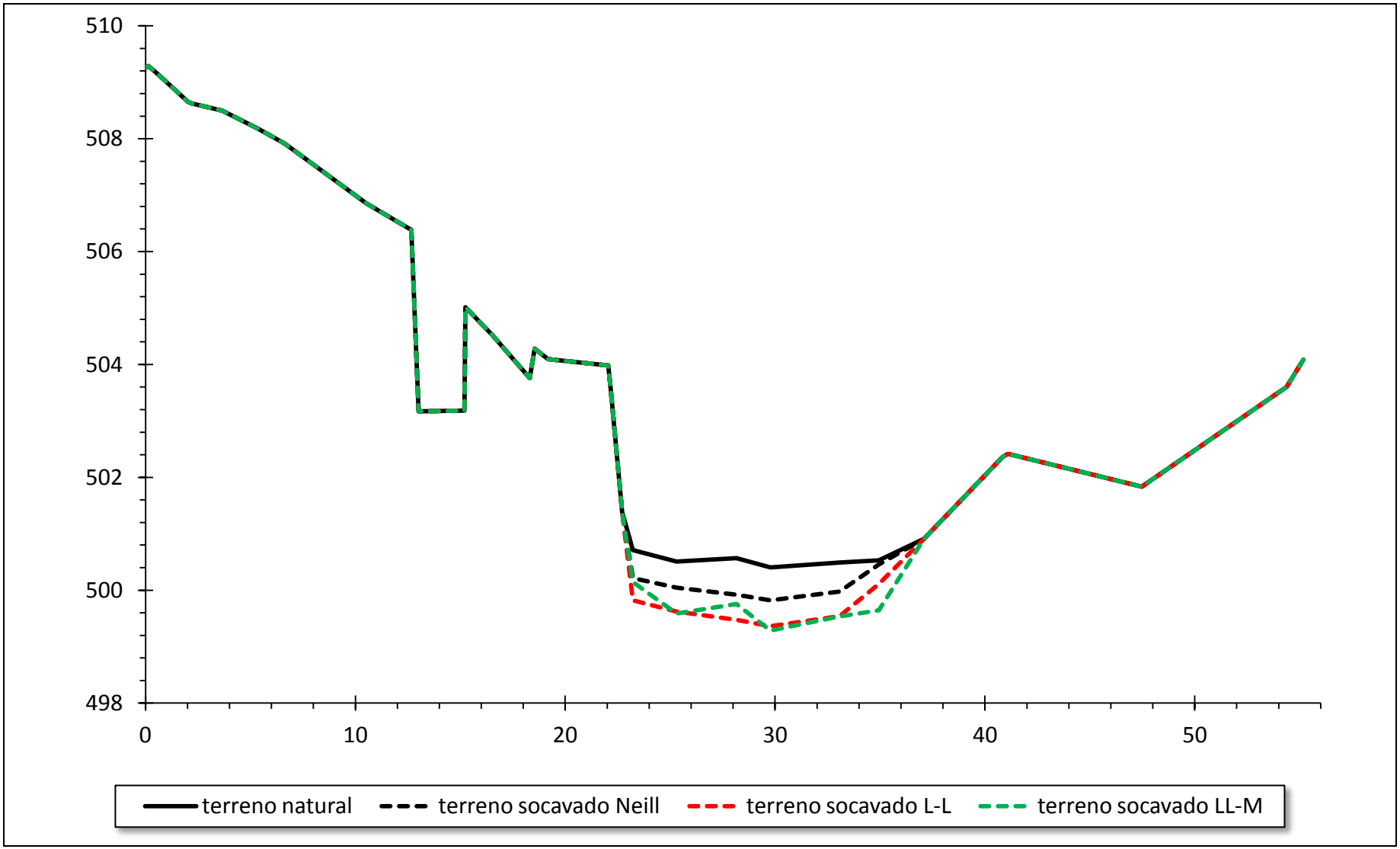


FIGURA 7.3.6-10
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-720 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

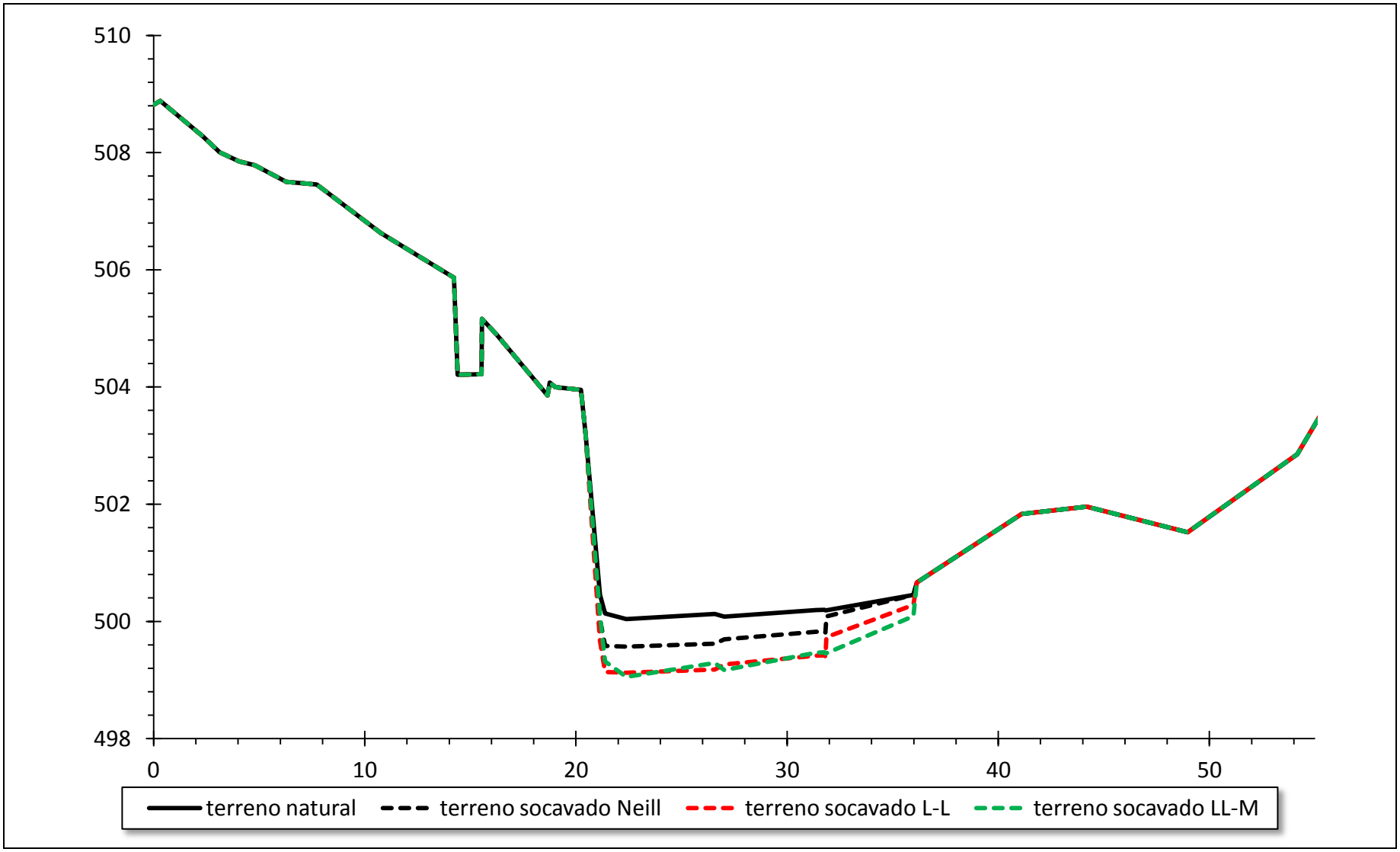


FIGURA 7.3.6-11
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-713.85 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

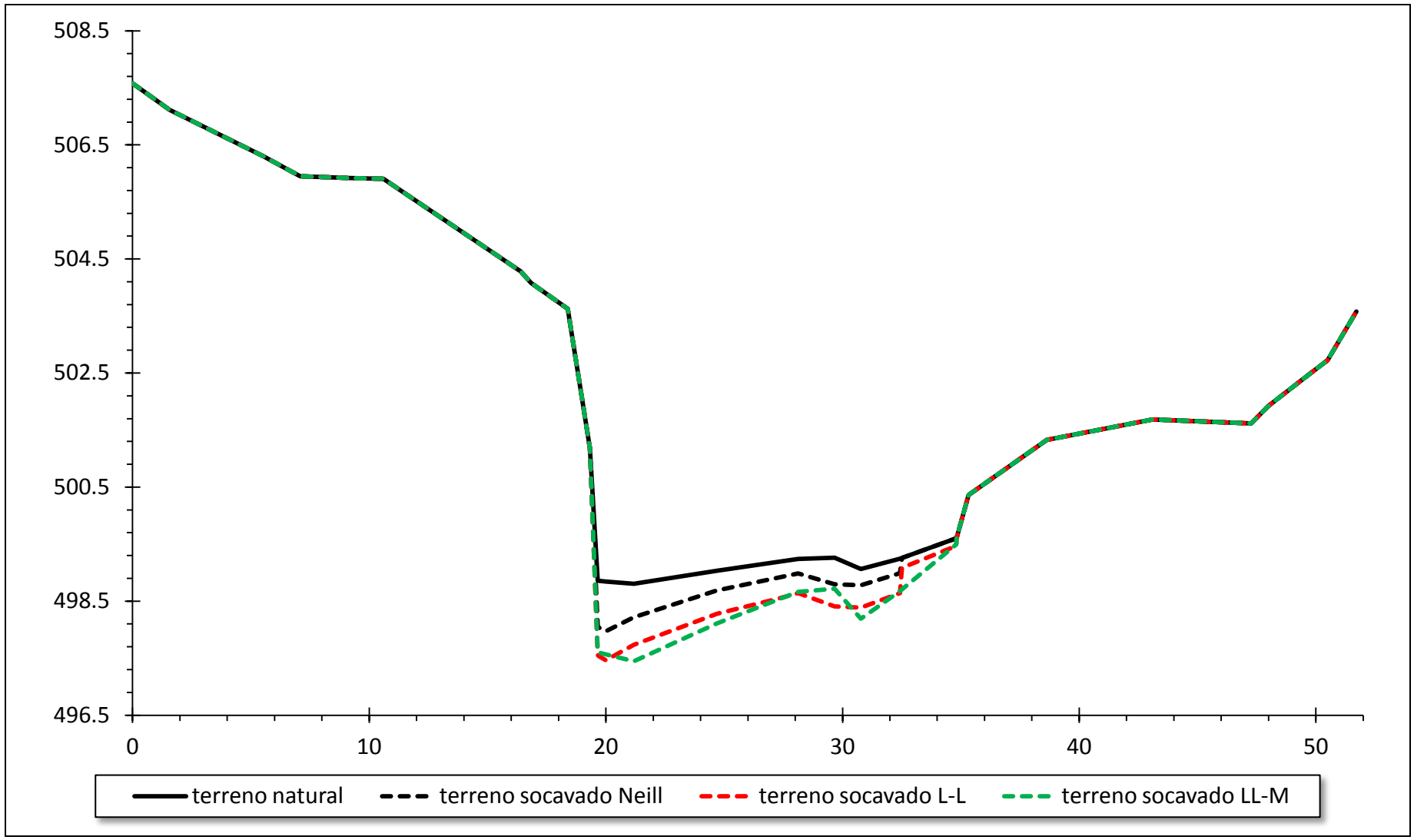


FIGURA 7.3.6-12
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN P-700 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 7.3.6-2
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN (CON PROYECTO)

Sección	Profundidad Socavación Máxima (msnm)			Profundidad Máxima (msnm)
	Neill	Lischtvan-Lebediev	Lischtvan-Lebediev Maza	
P 770.94 Inicio enrocado aguas arriba de bocatoma	0,30	0,70	0,65	0,70
P 752.97 Fin de enrocado aguas debajo de bocatoma	0,70	1,14	1,08	1,14
P 713.85 Descarga de desarenador	0,49	0,93	0,88	0,93

Fuente: Elaboración propia.

Considerando los valores obtenidos de Cuadro 7.3.6-1 y Cuadro 7.3.6-2, se tienen que las profundidades de socavación para la situación con proyecto son menores a las profundidades de socavación sin proyecto, tanto en el inicio de obras de protección de fondo de cauce como al fin de éstas, y en lo correspondiente al punto de descarga de las aguas provenientes del desarenador; por lo tanto, las obras que se proyectan incluir en el cauce, no altera negativamente los niveles de socavación, por lo que las profundidades de socavación propuestas a las obras, asegura su buen funcionamiento en crecida.

A continuación, se incluyen las figuras que muestran visualmente el comportamiento de la socavación en la situación “con proyecto”.

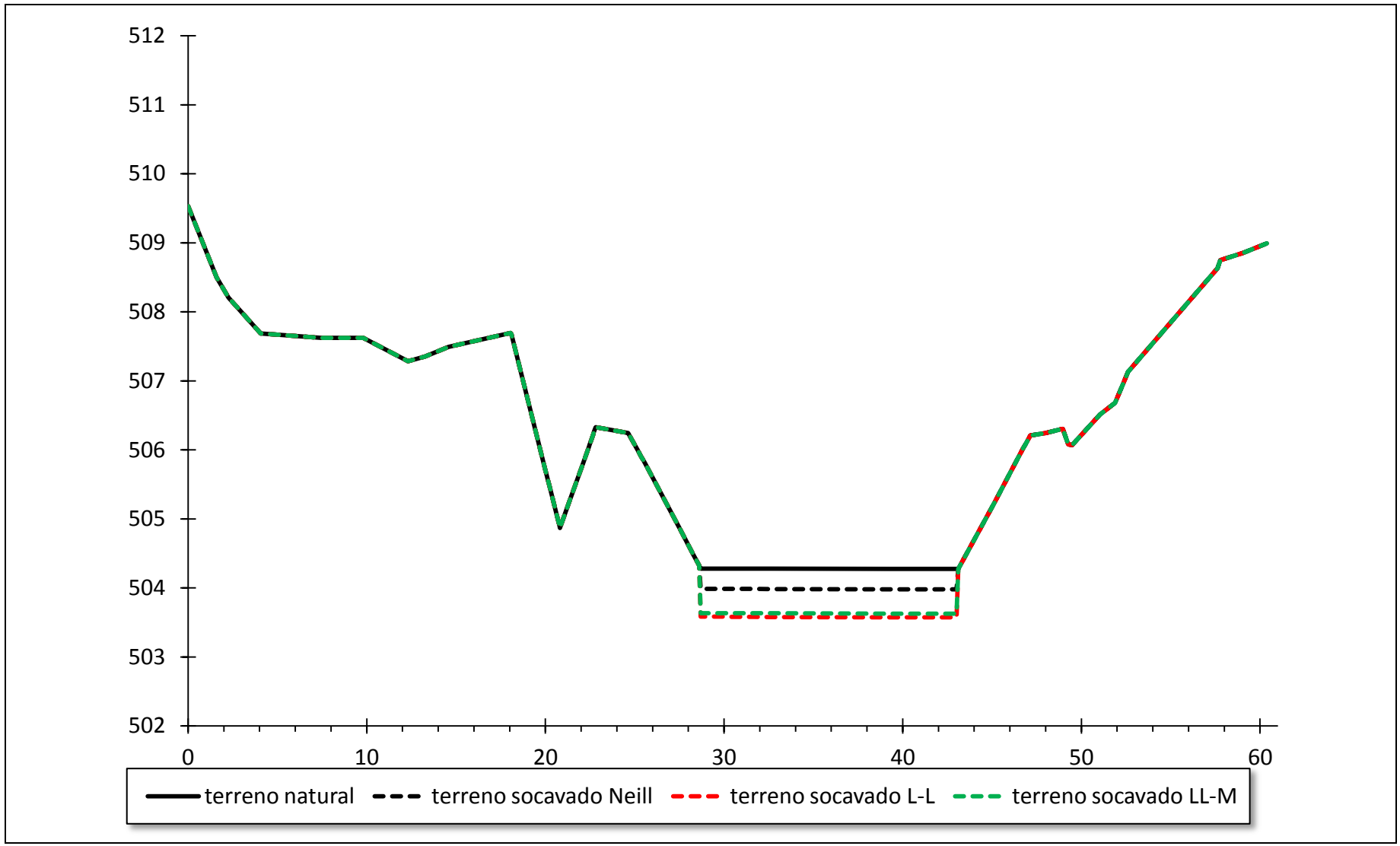


FIGURA 7.3.6-13
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN (CON PROYECTO) P-770.94 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

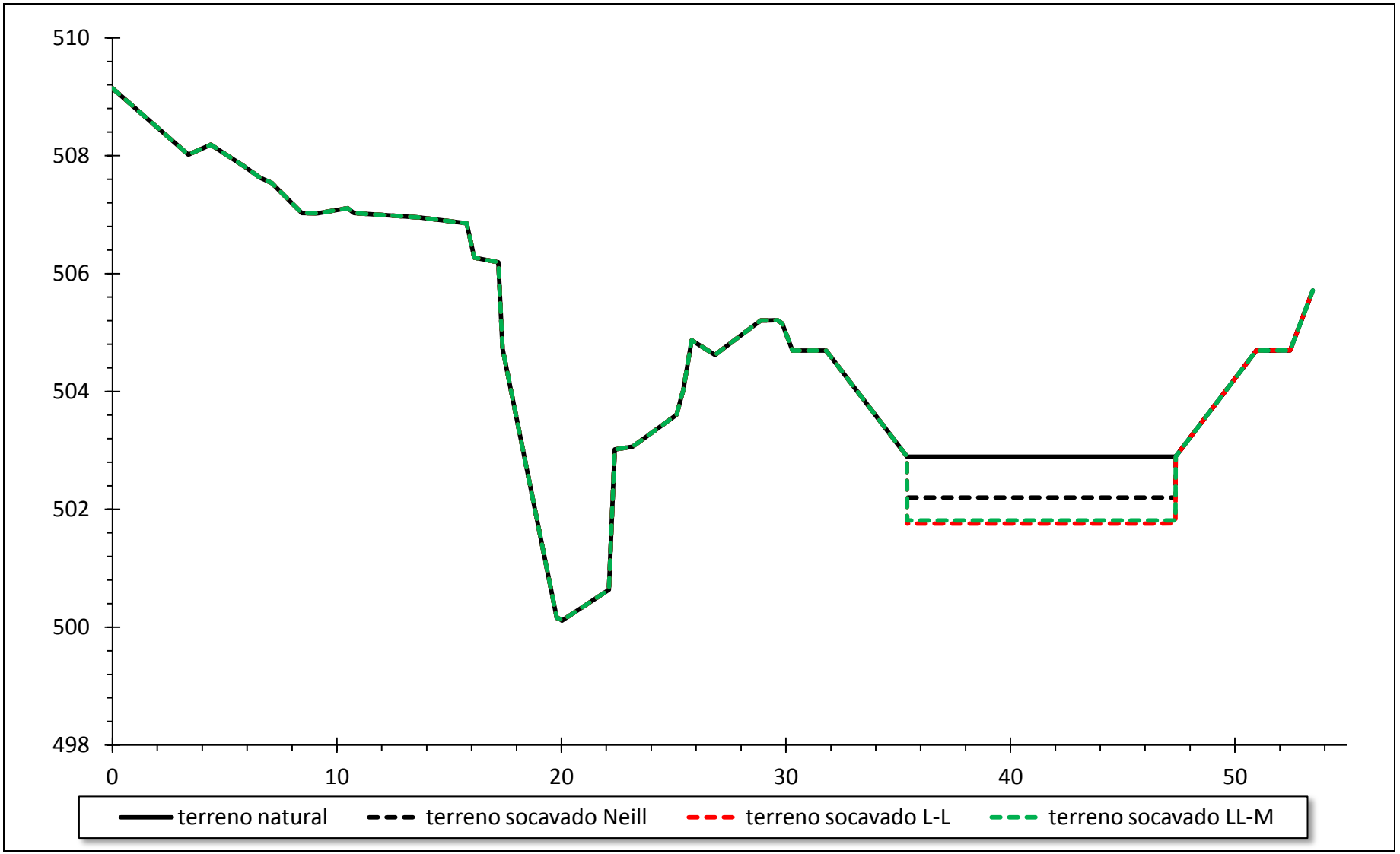


FIGURA 7.3.6-14
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN (CON PROYECTO) P-752.97 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

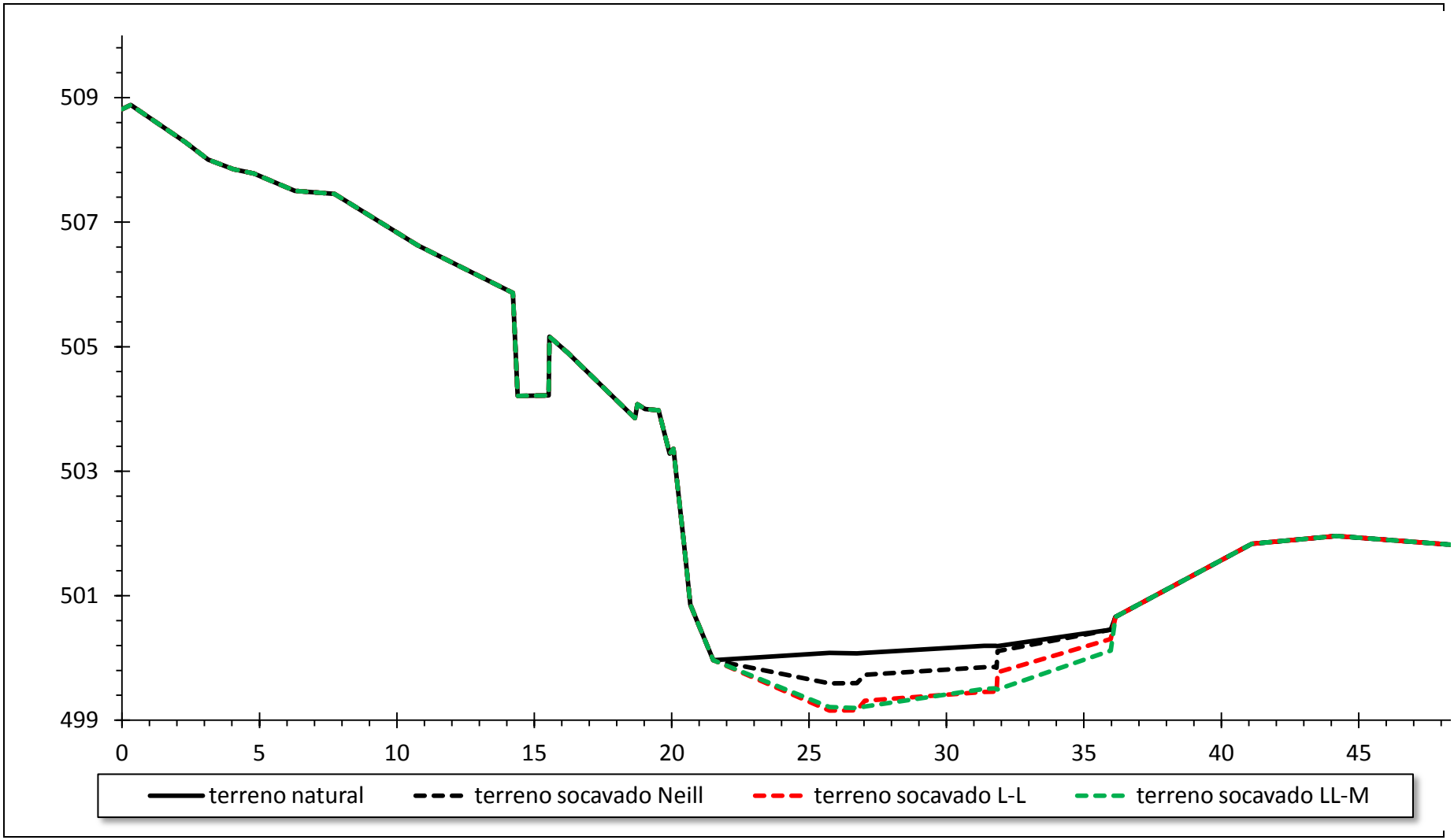


FIGURA 7.3.6-15
ANÁLISIS RESULTADOS SOCAVACIÓN (CON PROYECTO) P-713.85 PARA T=250 AÑOS.

Fuente: Elaboración propia.

7.4. OBRAS DE PROTECCIÓN DE RIBERA

7.4.1. Introducción

Dado que se proyecta realizar obras en el cauce, corresponde definir algunas obras de protección de ribera para evitar la erosión de éstas y para evitar que las obras se inunden.

Cabe señalar que las socavaciones están calculadas considerando la velocidad en cada uno de los perfiles. La velocidad considerada es el valor máximo de cada perfil, dado que si bien en las riberas es menor que en el centro del cauce, se considera la más desfavorable en caso que en algún evento natural el río se cargue más en una ribera.

Para definir la cota de fundación de las obras de protección de ribera (enrocado), se considera el valor máximo obtenidos del estudio de socavación, es decir, 1,4 m ya que se diseña considerando un pie al enrocado que puede asentarse en caso de que se vea afecto a socavación.

La revancha a proyectar corresponde a 0,5 m sobre el nivel de aguas máximas para la crecida de T=250 años.

7.4.2. Enrocados de Protección

Para una mayor seguridad de las obras, éstas se ubicaran fuera de la cota asociada a un caudal de periodo de retorno T=250 años. No obstante lo anterior, dado que se realizarán intervenciones en el cauce, se prevé protección de ribera en los sectores aledaños a la obra de toma.

Las obras propuestas corresponderán a enrocados de protección. Para dimensionar el peso del enrocado se utiliza la fórmula del California Highway Division (CDH), de los EEUU, citada en el Manual de Carreteras Vol. Nº3, que se define como:

$$W = \frac{0{,}0113 \cdot s \cdot v^6}{\left((s-1) \cdot (seno(\phi - \theta)\right)^3} \qquad \text{EC. 7-19}$$

Donde

- W : Peso del enrocado (kg), aproximadamente el 70 % de las unidades debe tener un peso mayor o igual a W
- s : peso específico o densidad relativa del enrocado (2,65 t/m^3 máximo)
- v : velocidad media del escurrimiento (m/s)
- ϕ : ángulo de reposo del enrocado (º);
- θ ángulo de inclinación del talud (º) medido con respecto a la horizontal.

De acuerdo con el Manual de Carreteras, la principal característica del enrocado es su trabazón, que depende de la forma de las rocas y de su colocación. Estos factores se reflejan en el ángulo de reposo. En la Figura 7.4.2-1 se muestran los ángulos de reposo que presentan materiales sin cohesión de diferentes tamaños colocados al volteo. No obstante, se consiguen mejores ángulos con enrocados de canteras en forma ordenada, pudiendo llegar hasta un ángulo de 70º.

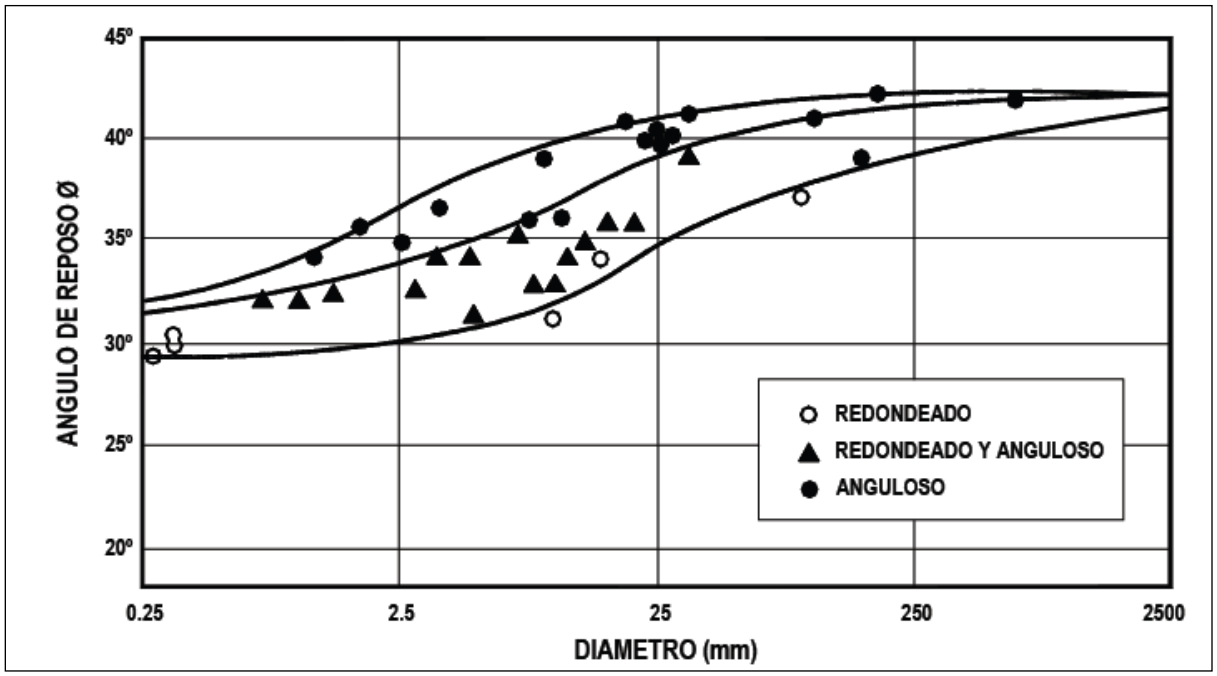


FIGURA 7.4.2-1
ÁNGULOS DE REPOSO PARA MATERIAL NO COHESIVO COLOCADO POR VOLTEO

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen 3

En este caso, el enrocado será colocado de manera ordenada, por lo que se utiliza ángulo de reposo igual a 70º.

La velocidad de escurrimiento, donde se proyecta el enrocado, se obtiene de la simulación realizada con el modelo HEC-RAS en el río para un caudal asociado a un periodo de retorno de T=250 años, escogiendo la mayor velocidad entre los perfiles que contendrán los enrocados. En este caso, corresponde al perfil “P 752.97” cuya velocidad es 3,48 m/s.

De acuerdo al Manual de Carreteras (Vol. Nº3), el peso mínimo del enrocado debe ser igual a 300 kg, no obstante, se adoptan las recomendaciones técnicas del Departamento de Obras Fluviales de la DOH, que indica que el peso mínimo no debe ser inferior a 500 kg.

El enrocado se construye en doble capa, colocando la roca de mayor tamaño a los 2/3 inferiores de la altura total del enrocado.

ARRAUIngeniería E.I.R.L.
Consultores en Ingeniería Hidráulica y de Riego
Mª Luisa Santander 0231, Providencia, Santiago, Chile. Fono (56 2) 341 4800 Fax (56 2) 274 5023 e-mail: oficina@arrauingenieria.cl

A saber, una roca de 500 Kg, con un peso específico de 2,65 Kg/m^3 tiene un diámetro medio de 715 mm, por lo tanto, el espesor normal de la coraza es de al menos 1.060 mm.

El reforzamiento de rocas que se requeriría para colocar antes de la bocatoma sería del tipo "guardaradier", el cual no tendrá un peso menor que el calculado para el enrocado de protección. La profundidad en la cual debe ser colocado tiene relación con la cota de socavación.

7.4.3. Consideraciones de Cálculo y Resultados

Las consideraciones utilizadas para el cálculo son las siguientes:

Emplazamiento=	En curva	(dado que se considera previo a la bocatoma)
Vm =	3,48 m/s	(obtenida de Hec-Ras, perfil 752.97)
Vd=	4,64 m/s	(Calculada considerando situación en curva)
Ss =	2,65 t/m³	
ϕ =	70°	
θ =	33,69°	Para talud H/V : 1,5/1

Los resultados obtenidos son:

W_{cal}=	320 Kg.	En =	1,06 m.
$W_{Asumido}$=	500 Kg.	Ac=Af =	1,91 m.
D_{nom}=	0,71 m.	θ =	33,69°

De acuerdo al tamaño obtenido y lo indicado en MC-V5 ítem 3.708.302(5), se tiene que la clasificación granulométrica del enrocado de protección es Clase III, por lo que el enrocado tiene un tamaño mínimo de 500 kg y un tamaño máximo de 1000 kg, donde al menos el 50% debe ser roca de 500 kg y al menos 20% de 1000 kg, pero el 100% de la roca debe ser menor estricto de 2400 kg.

En Anexo Digital 7-3 se incluye planilla de cálculo

Las cotas de coronamiento y fundación del enrocado se incluyen en el Cuadro 7.4.3-1 y Cuadro 7.4.3-2. Las riberas izquierda y derecha se consideran según sentido de escurrimiento del cauce y las secciones son las que se indican en Plano OBR-TRAL-01.

CUADRO 7.4.3-1
ENROCADO RIBERA DERECHA

Sección	Cota Coronamiento (msnm)	Cota Fundación (msnm)
1	505,24	502,58
2	505,58	502,60
3	505,20	502,96
4	504,81	502,02
5	504,51	500,53
6	503,96	499,37
7	503,76	499,01

8	503,21	498,01

Fuente: Elaboración propia.

ARRAUIngeniería E.I.R.L.
Consultores en Ingeniería Hidráulica y de Riego
Mª Luisa Santander 0231, Providencia, Santiago, Chile. Fono (56 2) 341 4800 Fax (56 2) 274 5023 e-mail: oficina@arrauingenieria.cl

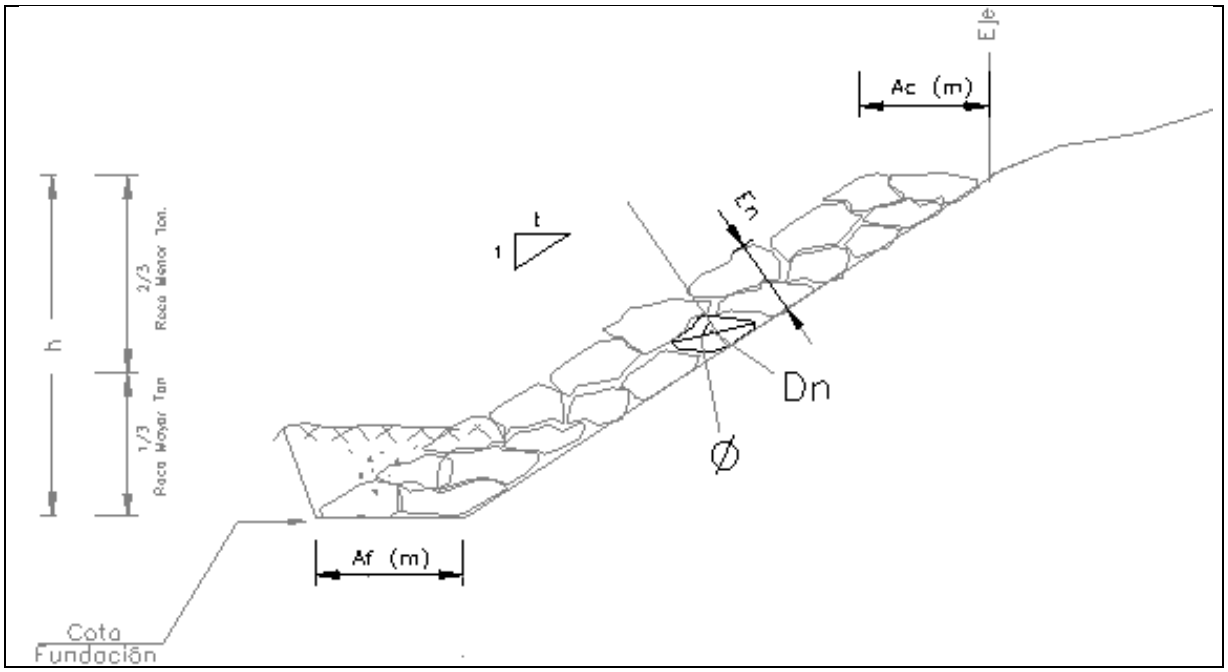


FIGURA 7.4.3-1
ESQUEMA GENERAL DE ENROCADO DE PROTECCIÓN

Fuente: Departamento de Obras Fluviales

CUADRO 7.4.3-2
ENROCADO RIBERA IZQUIERDA

Sección	Cota Coronamiento (msnm)	Cota Fundación (msnm)
1	505,24	502,58
2	505,58	502,60
3	505,20	502,96
4	504,81	502,02
5	504,51	500,53

Fuente: Elaboración propia.

8. ESTUDIO AGROECONÓMICO

8.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta un resumen de los resultados del estudio agroeconómico realizado. Los resultados completos se presentan en el Volumen respectivo.

8.2. ÁREA DE INFLUENCIA Y SECTORES DE RIEGO

El área de influencia corresponde a los predios ubicados en la zona de Tralcapulli y que potencialmente se abastecerán con los recursos del Río Ranguiltulelfú en base a los derechos de aprovechamiento de aguas constituidos por la asociación denominada "Regantes del Valle de Tralcapulli SpA".

Se ha decidido definir dos sectores de riego que caracterizan a toda el área de estudio, y que serán considerados para todos los análisis.

- **Sector 1:** Corresponde a los predios ubicados en el tramo entre la bocatoma y la última cámara cortapresión (aguas abajo del tranque contemplado en el diseño de obras) y en el ramal que abastece la zona centro y norte del área de estudio, principalmente de suelos Morrénicos. Como parte de la propuesta de distribución de los derechos de Aprovechamiento de Aguas pertenecientes a la organización Regantes del Valle de Tralcapulli SpA, a este sector le corresponde el **50,32%** de los derechos de aprovechamiento de aguas.

- **Sector 2:** Corresponde a los predios ubicados en el ramal que abastece la zona oeste del área de estudio, caracterizada por suelos más planos. Se propone que el **33,85%** de los derechos de aprovechamiento de aguas sean distribuidos en este sector.

Adicionalmente, se propone en la Situación Con Proyecto la incorporación de un **Área de Expansión (AE)** del riego, la cual se justifica en la disponibilidad del **15,83%** de los derechos de aprovechamiento de aguas, los cuales pueden ser distribuidos por la organización Regantes del Valle de Tralcapulli SpA a futuros beneficiarios dentro o fuera del área de estudio.

8.3. ASPECTOS AGROLÓGICOS

Las características de las series de suelos descritas por CIREN (2003) para el área de estudio se presentan en el Cuadro 8.3-1.

CUADRO 8.3-1
SERIES DE SUELOS PRESENTES EN EL ÁREA DE ESTUDIO.

Serie		Características del Suelo						Sup (ha)
Nombre	Variación	Capacidad de Uso	Categoría de Riego	Erosión	Clase Drenaje	Aptitud Frutal	Aptitud Agrícola	Total
Los Lagos	LLO-1	VIe1	6	0	5	E	6	128,1
Los Lagos	LLO-6	VIIe1	6	0	6	E	7	24,4
Liquiñe	LQE-1	VIIe1	6	0	6	E	7	300,0
Misceláneo Quebrada	MQ	VIIe1	6	2	5	E	7	313,5
Misceláneo Morrena	MM	VIIs7	6	0	6	E	7	740,6
Terrazas Aluviales	TA-12	IVs0	3s	0	5	D	4	126,1
Terrazas Aluviales	TA-14	IIIs0	3s	0	5	D	3	170,1
Caja de Río	CDR	-	-	-	-	-	-	68,2
Urbano	UR	-	-	-	-	-	-	18,1
Lagos y Lagunas	LA	-	-	-	-	-	-	41,3
Total								1.930,5

Fuente: Elaboración Propia a Partir de CIREN (2003).

Gran parte de la superficie posee un escaso a nulo potencial para la explotación agropecuaria. **Solo el 15,3% de la superficie tiene capacidad de uso igual o menor a IV**. Además, el 6,6% de la superficie posee capacidad de uso VI, la que podría incorporarse al riego con medidas especiales de manejo (Cuadro 8.3-2).

CUADRO 8.3-2
CLASES Y SUBCLASES DE CAPACIDAD DE USO EN EL ÁREA DE ESTUDIO

Tipo	Capacidad de Uso	Sup (ha)
Suelos Regables	IIIs0	170,1
	IVs0	126,1
Suelos no Regables	VIe1	128,1
	VIIe1	637,9
	VIIs7	740,6
	Caja de Río	68,2
	Caja de Estero	18,1
	Mina[1]	41,3
Total General		1.930,5

Fuente: Elaboración Propia a Partir de CIREN (2003).

Estando limitando el uso de los suelos por riesgo de erosión y características del suelo (CIREN, 2003). Riesgo debido en términos generalas a la remoción de la cubierta boscosa original (Peralta, 1979)

[1] Extracción de áridos.

8.4. ASPECTOS CLIMÁTICOS

De acuerdo al Mapa Agroclimático de Chile (INIA, 1989), los sectores del área están dentro del agroclima Vilcún (7.8122), basado en la estación Cherquenco. Existe un regimen térmico caracterizado por una temperatura media anual de 9,7°C, con una máxima media del mes más cálido (enero) de 23,6°C y una mínima media del mes más frío (junio), de 1,2°C. La suma de temperaturas anuales base 5°C es de 1.720 grados-días y, base 10 ºC de 456 grados-días. Las horas de frío llegan a 3.247. La precipitación total anual es de 2.555,2 mm, con una media anual que alcanza los 212,9 mm, distribuidos en todo el año, siendo mayo el mes más lluvioso, con una precipitación media que alcanza los 382,3 mm. El índice de humedad promedio anual es de 3,2 mm, manteniendose en una rango entre 1,0 y 12,6 mm.

Más recientemente, el año 2012 la Universidad de Chile presenta el Atlas Bioclimático de Chile, que describe para el área de estudio las condiciones bioclimáticas asociadas al distrito I241 h15. Éste se distribuye espacialmente desde las cercanías de la bocatoma proyectada, abarcando toda el área de estudio.

Este distrito mantiene un régimen térmico con una temperatura media anual de 11,5°C, siendo los meses más cálidos diciembre, enero y febrero, con temperaturas máximas en torno a los 23°C; mientras los meses más fríos corresponden a Julio y Agosto con temperaturas mínimas bajo los 3°C. La suma de temperaturas anuales base 10ºC es de 858,3 grados-días.

Destacan los altos valores de evapotranspiración, los que anualmente corresponden a 727,6 mm, registrándose un valor en torno a los 95 mm en el mes más cálido del año (enero).

Cabe destacar que la información de precipitaciones presentada para este distrito posee serias inconsistencias para los meses de enero y febrero (valores mayores que en invierno), por lo que han sido descartadas.

Se puede observar que las características agroclimáticas más limitantes son una acumulación de días grados anuales que no permite suplir la demanda de una cantidad importante de cultivos, lo que en algunos casos es acompañado por un insuficiente periodo libre de heladas.

En el caso de los frutales, de las especies analizadas, solo arándanos, damascos, peras e higos tiene algún grado de adaptación a las condiciones agroclimáticas, principalmente por requerir mayor cantidad de días-grado al año.

Las hortalizas, a diferencia de los frutales, en su mayoría pueden ser cultivadas en los meses del año donde se cumplen los requerimientos climáticos de cada especie, por lo que la adaptabilidad queda en parte importante sujeta a condicionantes hídricas relativas al riego y a condiciones edáficas del sector de cultivo. De todas formas existen especies cuya sensibilidad a las heladas tardías y cuya necesidad de un mínimo de días-grado al año impiden su utilización comercial. Las especies más aptas son papas, habas, lentejas, garbanzo, arveja, ajo, cebolla, brócolí. Repollo, lechuga y frutilla.

Los cereales mantienen una condición favorable de adaptabilidad en el área de estudio, principalmente para el cultivo de avena, cebada y trigo.

Las especies forrajeras presentan muy buena adaptación la zona, como es el caso de alfalfa, festuca, trébol subterráneo y ballicas, lo que define el agroclima como ideal para el desarrollo de actividades pecuarias.

Esta primera aproximación de adaptabilidad de cultivos, concuerda con lo registrado en las visitas de terreno, en donde se identificó que la actividad principalmente presente es la ganadería, seguida por pequeñas producciones tipo chacras, principalmente de papas y algunas legumbres.

Finalmente, cabe destacar que las adaptaciones señaladas corresponden a escenarios que no contemplan el uso de invernaderos, que permiten manejar de mejor forma las condiciones climáticas, pero que no revierten completamente la adaptabilidad de los cultivos en cuanto a alcanzar rendimiento considerados altos para su producción comercial.

8.5. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL AGROPECUARIA

8.5.1. Listado de Agricultores y Estructura de la Propiedad Agrícola

En relación a la estratificación predial, se han considerado cuatro estratos de tamaño según el siguiente detalle:

- **Estrato de tamaño 1:** Predios de tamaño menor o igual a 1,0 ha de superficie regable. Corresponden generalmente a los originados por sub-divisiones de sucesión hereditaria o usos reales de suelo. Se caracterizan por ser predios de subsistencia porque su destino preferencial es habitacional, con una pequeña explotación agrícola, en base a huerto casero para autoconsumo o cultivo de bajo nivel tecnológico.

- **Estrato de tamaño 2:** Predios de tamaño mayor a 1,0 ha y menor o igual a 5,0 ha de superficie regable. Corresponden a pequeños agricultores, los que mantienen una agricultura familiar campesina, por lo general de bajo nivel tecnológico asociado a praderas naturales, chacras de secano y huertos frutales.

- **Estrato de tamaño 3:** Predios de tamaño mayor a 5,0 ha y menor o igual a 10 ha de superficie regable. Estos predios incluyen mayoritariamente a parcelas agrícolas en que se mantienen praderas naturales, pequeñas proporciones intervenidas con variedades forrajeras mixtas, para el suplemento alimenticio del ganado bovino, ovino y porcino criado en forma extensiva. Existen al igual que en el resto de los estratos, chacras de autoconsumo y huertos frutales. La presencia de bosque nativo se hace cada vez más importante en cuanto a la superficie ocupada, sin embargo, este no es explotado comercialmente, si no, más bien, se promueve su conservación. En contraposición al último punto, algunos predios han incursionado con plantaciones forestales, principalmente de pino y eucalipto, pero aún en muy baja escala.

- **Estrato de tamaño 4:** Predios de tamaño mayor a 10 ha de superficie regable. Son predios que se considerarán como "muy grandes" para la zona y contemplan, por lo general, una pequeña porción cultivada, principalmente con chacras y huertos frutales de secano para el autoconsumo, mientras que la gran mayoría del terreno se encuentras ocupado con bosque nativo, en menor proporción existen superficies forestadas con pino y eucalipto, praderas naturales, mixtas y artificiales.

En el Cuadro 8.5.1-1 se presenta la distribución por sector y estratos de tamaño del número y superficie predial.

CUADRO 8.5.1-1
DISTRIBUCIÓN PREDIAL DE ESTRATOS DE TAMAÑO POR SECTOR DE RIEGO

Sector	Estratos	N° predios		Total Predial		Total Regable	
		Nº	%	ha	%	ha	%
1	E1 (0 a 1 ha)	12	18,2	10,7	1,7	7,5	2,2
	E2 (1 a 5 ha)	34	51,5	135,9	21,1	85,9	25,0
	E3 (5 a 10 ha)	8	12,1	121,3	18,8	59,0	17,1
	E4 (>10 ha)	12	18,2	376,5	58,4	191,5	55,7
	Total	**66**	**100,0**	**644,4**	**100,0**	**343,9**	**100,0**
2	E1 (0 a 1 ha)	16	29,6	11,6	5,4	9,3	5,2
	E2 (1 a 5 ha)	27	50,0	87,4	40,4	68,1	38,5
	E3 (5 a 10 ha)	7	13,0	59,8	27,6	53,1	30,0
	E4 (>10 ha)	4	7,4	57,5	26,6	46,6	26,3
	Total	**54**	**100,0**	**216,2**	**100,0**	**177,0**	**100,0**
Total General		**120**	**-**	**860,6**	**-**	**520,9**	**-**

Fuente: Elaboración propia.

8.5.2. Encuesta Agropecuaria y Estudios de Caso

Para una completa caracterización de la situación actual agrícola es necesario establecer una serie de atributos físicos, productivos, legales y económicos, asociados a los distintos tipos de agricultores existentes en el área de estudio. Para lograr este objetivo se ha implementado una encuesta simple censal que indaga en cada uno de estos ámbitos.

8.5.3. Resultados Situación Actual Agropecuaria

La encuesta agropecuaria y los estudios de caso son la base para realizar la caracterización económica del área en estudio. Una vez que los datos fueron recopilados en terreno, se procesaron y analizaron en gabinete, con lo cual se estableció la estructura de cultivos característica de la Situación Actual Agropecuaria, que a su vez, ha servido para determinar los predios promedio para la caracterización económica (y posterior evaluación económica del proyecto). El uso del suelo de la Situacion Actual (Cuadro 8.5.3-1), se obtiene de la expansion de los resultados de la encuesta simple.

CUADRO 8.5.3-1
USO DEL SUELO ACTUAL TOTAL ÁREA DE ESTUDIO

Sistema	Rubros	Cultivos	Total General	
			Ha	%
Riego	Cultivos Anuales	Chacra Casera	6,8	60,1
		Hortalizas Invernadero	2,9	25,3
	Frutales	Frambuesa	1,7	14,6
		Arándano	0,0	0,0
		Murta	0,0	0,0
	Praderas	Mixta	0,0	0,0
		Natural	0,0	0,0
	Subtotal Riego		**11,4**	**100,0**
Secano	Cultivos Anuales	Chacra Casera	16,5	4,7
		Papa	23,9	6,8
		Trigo	19,3	5,5
	Frutales	Huerto Casero	11,4	3,3
		Murta	4,6	1,3
	Praderas	Avena Forrajera	11,8	3,4
		Mixta	39,9	11,4
		Natural	209,1	59,5
	Forestal	Pino	10,1	2,9
		Eucaliptus	4,5	1,3
	Subtotal Secano		**351,2**	**100,0**
Total Cultivos			**362,6**	**-**

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, para determinar los beneficios económicos se han calculado los costos indirectos y gastos generales para cada estrato y nivel tecnológico, abaracando diversos ambitos, tales como el pago de contribuciones, pago por servicios de mantenimientos de canales, electricidad, movilización, entre otros.

8.6. SITUACIÓN ACTUAL OPTIMIZADA

La situación sin proyecto, que sirve de base para la evaluación económica del proyecto, se ha definido como aquella resultante de un conjunto de acciones tendientes a efectuar cambios en la actividad agropecuaria del área, sin la realización de las obras planteadas en el proyecto de riego. Este proceso será planteado y desarrollado dentro de un Programa de Asistencia Técnica y Transferencia Tecnológica.

Los supuestos y modificaciones introducidas que permiten dar una explicación al uso de la tierra y la rentabilidad en Situación Sin Proyecto son:

- La estructura productiva del suelo (cultivos presentes) no ha sufrido cambios con respecto a la Situación Actual Agropecuaria.

- Se contempla la introducción de prácticas de manejo productivo corregidas a las actuales (dosis normalizadas de fertilizantes y pesticidas y complementos al manejo) y un uso más eficiente de la mano de obra en cada una de las labores, en especial en control de malezas y riego. También en el uso de maquinaria o tracción animal

cuando corresponde en preparación de suelos, e introducción de otras prácticas de manejo que en conjunto determinan un aumento de rendimiento asociado a menores, iguales o levemente superiores costos totales, resultando en un aumento de margen.

- Se estimó para los cultivos regados, un aumento en los rendimientos por hectárea, resultado de los cambios en el manejo productivo. Este manejo actualmente se caracteriza por la ineficiencia, omisión u obsolescencia en algunas prácticas agrícolas o uso de productos y fertilizantes. Estos cambios varían dependiendo del cultivo en cuestión y van desde priorizar el uso mano de obra, o cambiar estrategia de control de malezas, estrategia de fertilización, control de plagas y malezas, etc.

- Se han considerado los mismos precios unitarios de las jornadas laborales y los insumos que la Situación Actual.

- Los costos indirectos y gastos generales se mantienen invariables con respecto a la Situación Actual.

- No se consideran cambios en los mercados de destino y sus canales de comercialización. No obstante, se prevé un mayor acceso a información de precios y mercados, debido a la capacitación contemplada en el programa de asistencia técnica y transferencia tecnológica.

8.7. SITUACIÓN AGROPECUARIA FUTURA O CON PROYECTO

La Situación Con Proyecto corresponde al mejoramiento de las condiciones actuales que enfrenta el área en estudio, a través de la ejecución y construcción de obras civiles para mejorar la disponibilidad y acceso a suministro hídrico para riego, aumentar la eficiencia de uso del agua y dar satisfacción a la demanda de los cultivos en los próximos años.

Según la información señalada en el estudio agroclimático, Tralcapulli presenta condiciones de clima apropiadas a moderadas para la adaptabilidad de cultivos, como hortalizas, cereales, praderas y frutales menores, como berries. Por otro lado, son evidentes las limitantes existentes en cuanto a cantidad de grados día y ocurrencia de heladas para el desarrollo de gran parte de los frutales presentes en la zona central, por lo que no son considerados en esta caracterización.

El desarrollo de una Situación Con Proyecto en esta localidad, debe también considerar necesariamente los aspectos descritos en Situación Actual, específicamente en lo referente a la mala calidad generalizada de los suelos y del importante hecho, de que la agricultura desarrollada en la zona, lo hace principalmente bajo un régimen de secano, con una tradición de autoconsumo muy arraigada y, salvo pocas excepciones, no se riega ni se tiene mayor conocimiento al respecto.

La realidad antes descrita da las primeras luces de la imperiosa necesidad de implementar un programa transferencia tecnológica y asistencia técnica intensivo y constante, que permita introducir de buena forma a los agricultores al mundo del riego y capacitarlos adecuadamente según

los cultivos a desarrollar, capacitándolos en el uso de las nuevas tecnologías desarrolladas en este rubro, complementado con el apoyo en la gestión para la comercialización asociativa de los cultivos y productos planteados como estructura para esta Situación.

La posibilidad de acceder a riego mediante este proyecto, daría paso a un mejoramiento del nivel tecnológico en los predios y al aumento en la productividad de estos y la rentabilidad de los rubros, lo cual, se podría lograr necesariamente mediante la aplicación complementaria de un programa de asistencia técnica y transferencia tecnológica de gran impacto en la comunidad local, que inste a los agricultores a utilizar las tecnología de riego y sistemas de manejo agrícola que actualmente no son propios de un rubro desarrollado casi estrictamente bajo régimen de secano. En este contexto resulta un gran desafío el promover cambios en conductas y actividades que ancestralmente se han presentado en el área de estudio, de modo de promover un desarrollo productivo que los propios agricultores de la zona esperan alcanzar.

Con el proyecto en cuestión, se crea un escenario en el que cada agricultor tendrá la posibilidad de desarrollar agricultura de riego de una intensidad y cantidad de superficie que dependerá a del caudal de agua asignado, del cultivo a desarrollar y su demanda hídrica, del método de riego a implementar, de la disponibilidad de disponer de un acumulador de agua y obviamente del tamaño predial. En esta nueva situación, y con el apoyo de los mencionados mecanismos de asistencia y capacitación se generan las condiciones para el aprovechamiento integro de las potencialidades agroclimáticas y de mercado existentes en la zona.

En este contexto se proponen alternativas de cultivo para Situación Con Proyecto considerando una serie de indicadores, basados conjuntamente en antecedentes de estudios agroclimáticos, estudio de suelos, resultados de la encuesta simple, estudios de casos, estudio de mercado y el apoyo de opinión experta. Todas, herramientas que permiten dilucidar las alternativas de cultivo más adecuadas para implementar en el área de estudio.

Finalmente, desde el punto de vista del destino de la producción, la situación propuesta contempla que los productos sean vendidos en el mismo predio y que exista una penetración importante de la oferta en Panguipulli, Pucón y Coñaripe, enfocada a la comercialización en supermercados, ferias y centros turísticos de la zona.

Expuestas estas consideraciones, los criterios técnicos básicos que se han utilizado para el diseño de la estructura de cultivos para Situación Con Proyecto, son los siguientes:

- Se contempla potenciar los cultivos que actualmente son regados en el área, ocupando, además de su actual superficie, otras adicionales ocupadas actualmente por praderas (naturales y mixtas), cultivos de secano y terrenos actualmente si uso pero con potencial agrícola.
- Uno de los rubros propuestos a desarrollar, es el de hortalizas bajo invernadero, representadas en este estudio por especies tales como la lechuga. Su implementación se sustenta principalmente en la gran demanda por estos productos existente en la zona, asociada a la actividad turística desarrollada en ciudades como Panguipulli,

Pucón y Coñaripe, lo cual implica potenciar y reproducir sistemas productivos, tanto en invernaderos existentes ampliando la superficie de estos y la inclusión de nueva infraestructura en cada estrato productivo.

- También se incorporan como alternativas de riego con gran potencial económico, tal como es el caso de frutales menores tipo berries, los que ya existen a pequeña escala en el área, como la frambuesa y la murta. Los precios de mercado y adaptabilidad climática de estos cultivos, las convierten en alternativas atractivas para la Situación Con Proyecto, considerando un mercado potencial de venta interna y eventualmente de exportación a través de la agroindustria.
- Además de los anteriores, se propone la inclusión del arándano como una nueva alternativa productiva con alta rentabilidad Este cultivo cuenta con buenas proyecciones de desarrollo, potenciado por su adaptabilidad climática. Su desarrollo se puede asociar a la venta en el sector turístico y en mayores proporciones a la agroindustria.
- Los cultivos y praderas de secano que no sean reemplazados por rubros regados (en concordancia con la superficie de riego incorporada según el agua disponible en forma segura) mantendrán sus estándares productivos, dado que están estrechamente asociados la alimentación básica de autoconsumo y el abastecimiento de ganadería, a la vez conforman una rotación característica de secano, en que las prácticas de preparación de suelos, control de malezas y fertilización de todos estos cultivos, se realizan de manera muy similar.
- Desaparecen en Situación Con Proyecto las chacras caseras de secano, considerando que el proyecto permite regar la totalidad de esta superficie, dada la prioridad de autoconsumo asignada a este cultivo.
- El manzano es un frutal de frecuente presencia en la zona pero con variedades poco comercializables y al ser manejados actualmente en forma deficiente presentan mala calidad y bajo calibre, solo con uso tradicional para la preparación de chicha para autoconsumo.
- Dentro del programa de transferencia tecnológica que deberá acompañar la implementación de todas estas mejoras en disponibilidad y accesos a agua de riego, se contempla un mejoramiento en la eficiencia del manejo agronómico de recursos como mano de obra, maquinaria e insumos. Los cambios implementados se realizaron según la rentabilidad de cada cultivo, mejorando las tecnologías de riego en algunos casos o maximizando por ejemplo el uso de jornadas utilizadas en riego, poda, limpias manuales, aplicación manual de productos, cosecha, etc.
- La optimización también considera la implementación de programas complementarios de fertilización (con fertilizantes incorporados y foliares) y programas fitosanitarios ajustados a las necesidades de cada cultivo, al contexto agrícola de la zona, reforzando el control preventivo y curativo de enfermedades, plagas y malezas. Como resultado de lo anterior, se genera un cambio en los niveles tecnológicos de los cultivos respecto a la Situación Actual y Sin Proyecto.

- En el uso de maquinaria, se considera mecanización de labores como preparación de suelos, cosecha, aplicación de agroquímicos etc., reduciendo el uso de mano de obra en estos ítems, en especial considerando la baja disponibilidad de este recurso en la zona.
- Los costos de mano de obra, insumos agrícolas y de maquinaria son los mismos para las tres situaciones, de manera de hacer comparables sus rentabilidades en la evaluación económica del proyecto.
- Las labores de manejo derivadas de los cambios antes mencionados, varían en directa proporción al cambio de rendimiento de cada cultivo, en especial poda y cosecha. Además se añaden jornadas de mano de obra y maquinaria en algunas labores de acuerdo al aumento de dosis y número de aplicaciones de los productos recomendados.

Es importante señalar que para lograr estos cambios se debe considerar que:

- Ante el escenario de una Situación Con Proyecto, lo que se espera en primera instancia es una incorporación lenta o moderada a riego de superficies actualmente cultivadas en secano, en primer lugar con los rubros más conocidos, adaptados y familiares para el agricultor, que son las chacras. Esto dado la importancia en el sustento familiar (subsistencia) y el conocimiento de manejo de esta alternativa de cultivo por parte del agricultor y por razones de carácter cultural que limitan la adopción de cambios en primera instancia.
- Se espera también que se incorpore al riego, superficie de otras alternativas de cultivo como frambuesa y murta, que actualmente no se riegan por falta de agua, pero que guardan grandes expectativas de desarrollo para quienes las poseen.
- Posteriormente y en forma gradual ocurre la adopción de las alternativas de cultivo propuestas para Situación Con Proyecto, hortalizas de invernadero, frambuesa, murta y arándano, en nueva superficie, con la correspondiente inversión en riego localizado, mediante metodologías tales como cintas y goteo, asociado a capacitación y transferencia tecnológica, programas crediticios y de subsidios al desarrollo, lo que se analiza numéricamente en el acápite de Gradualidad de los Cambios del presente estudio.
- Se espera una progresiva adopción de nuevas tecnologías (en especial la de riego) en el manejo de los mencionados cultivos. Esto producto de la incorporación al proyecto del mencionado programa de asistencia técnica y transferencia tecnológica. De esta forma se incrementan en el tiempo rendimientos y márgenes por hectárea en respuesta a estos cambios, incrementando el nivel tecnológico de estos cultivos, experimentando mejores rendimientos.
- Se detalla en el acápite de transferencia tecnológica y asistencia técnica las características de una fuerte campaña de capacitación de agricultores para lograr un satisfactorio desarrollo de estas alternativas de cultivo, logrando a través del uso masivo de riego por cintas en hortalizas y de goteo en frutales, un eficiente uso del recurso hídrico disponible.

- En relación con lo anterior, el desarrollo agropecuario planteado debe sustentarse en el tiempo. Para ello, se debe asegurar que el proceso de incorporación de nuevos cultivos y tecnología de riego se realice en un lapso de tiempo definido y que los cultivos se establezcan bajo parámetros técnicos aceptables, de calidad y productividad.
- Las instancias de apoyo a todo el proceso de desarrollo agrícola futuro están orientadas exclusivamente a los mencionados cultivos de riego, por lo que los cultivos tradicionales de secano, plantaciones forestales, praderas y ganadería se mantienen invariables en Situación Con Proyecto respecto de su manejo y su rentabilidad por hectárea.
- En términos generales, el bajo nivel actual de agricultura en la zona en asociación a su carácter de autoconsumo básico y a las limitantes de riego mencionadas, hacen necesarios también realizar cambios en la gestión del negocio agrícola. En este contexto, los productores debiesen regularizar su situación tributaria, con el propósito de establecer una condición básica para comercializar y en lo sucesivo mejorar la plataforma de negocición con los intermediarios, o bien que ellos mismos comercialicen directamente su producción, en especial en el contexto de nuevos cultivos.
- Es necesario la gestación de organizaciones de usuarios de aguas en el área de estudio, para definir en forma participativa las normas de operación del sistema de riego y sus obras, con el objeto de facilitar la distribución del agua.

En forma puntual, los aumentos de rendimientos con respecto a la Situación Actual son mayores, ya que la disponibilidad de agua de riego en forma segura incentiva una mayor inversión, dado el menor riesgo económico, y la implementación de prácticas más intensivas de manejo productivo. Esto acentúa, bajo un escenario de calidad de aguas mejorada, en donde la potencialidad de mejores resultados productivos, genera seguridad para la inversión. El mayor cambio en este sentido lo experimenta el cultivo de la murta, dado que pasa de condición de secano y escaso manejo a una condición de riego con un manejo agrícola intensivo, de nivel comercial.

En un contexto general, se trata de representar el impacto de un proyecto que mejora sustancialmente las condiciones productivas del área, contrastando rendimientos de cultivos de nivel tecnológico alto con la precaria productividad presentada por los cultivos de Situación Actual, en su bajo nivel tecnológico y con las comentadas características de su escaso suministro hídrico y rendimientos muy deficientes.

Un claro ejemplo de lo anterior son los cultivos de frambuesa y murta existentes en el área, que no son regados por falta de agua y que no han entrado en producción dada esta condición. Lo mismo ocurre con muchos casos de chacra casera (hortalizas de autoconsumo) realizadas en primavera solo a la espera fortuita que haya precipitaciones suficientes para lograr algo de producción hacia el verano.

En esta localidad en particular se debe contemplar, aparte de los mencionados cambios, un método apropiado de trabajar los suelos de cultivo y de incorporar los potencialmente cultivables,

dada la mala calidad de estos en el área, situación descrita en las etapas iniciales de este estudio. La habilitación de suelos es un aspecto de gran importancia a la hora de evaluar la expansión del área productiva de los predios y que es analizada económicamente el acápite correspondiente de la presente etapa.

Dada esta condicionante, se establecen en Situación Con Proyecto estándares de rendimientos conservadores, no llegando a igualar los estándares de la zona con similares cultivos en suelos trumaos o rojo arcillosos. No obstante, los niveles están acordes a una Situación Con Proyecto.

La estructura de uso futuro del suelo se planteó suponiendo que se mantendrán los mismos factores y prioridades que definen el uso actual de la tierra, es decir, el uso de la tierra se adaptará a las condiciones hidrológicas esperadas y a la seguridad de riego de 85%, información que se presenta en el Cuadro 8.7-1.

CUADRO 8.7-1
USO DEL SUELO FUTURO TOTAL ÁREA DE ESTUDIO

Sistema	Rubros	Cultivos	Total General	
			Ha	%
Riego	Cultivos Anuales	Chacra Casera	51,8	20,9
		Hortalizas Invernadero	9,7	3,9
	Frutales	Frambuesa	53,3	21,5
		Arándano	84,5	34,1
		Murta	48,7	19,6
	Praderas	Mixta	0,0	0,0
		Natural	0,0	0,0
	Subtotal Riego		**248,0**	**100,0**
Secano	Cultivos Anuales	Chacra Casera	0,0	0,0
		Papa	13,7	4,8
		Trigo	8,7	3,0
	Frutales	Huerto Casero	5,3	1,9
		Murta	0,0	0,0
	Praderas	Avena Forrajera	11,2	3,9
		Mixta	37,8	13,2
		Natural	195,3	68,1
	Forestal	Pino	10,1	3,5
		Eucaliptus	4,5	1,6
	Subtotal Secano		**286,6**	**100,0**
Total Cultivos			**534,6**	**-**

Fuente: Elaboración propia.

8.8. BENEFICIOS AGRÍCOLAS NETOS DEL PROYECTO

La información entregada previo a la determinación de flujos de beneficios agroeconomicos, se encuentra a precios de Mayo del año 2016.

Ahora bien, según los criterios planteados en el capítulo de “Criterios de Desarrollo” tanto de la Situación Actual Optimizada como de la Futura o con Proyecto, los respectivos períodos de

transición y las curvas logísticas asociadas, se determinaron los flujos de márgenes netos correspondientes a la Situación Actual a Optimizada y Actual a Futura o Con Proyecto para los Predios Promedio y sus correspondientes expansiones.

Se debe señalar que en el caso de las especies multianuales detectados en situación actual, la representatividad del ciclo completo de estas especies en los flujos de evaluación, tanto para frutales, como para el resto de las especies multianuales, se expresa a través de la proporcionalidad y relación directa existente entre los costos e ingresos de la ficha de situación actual, sin proyecto y la ficha de situación futura, la cual posee todo su ciclo representado en los estándares productivos.

Además del período de establecimiento y de puesta en riego, se debe considerar una curva natural de producción asociada a la edad y que contempla distintos costos e ingresos, según su entrada en producción y período de estabilización en cultivos multianuales.

Los márgenes brutos se han determinado a través de la multiplicación de cada superficie asignada por el margen bruto unitario resultante de las fichas técnico económicas. Posteriormente, en la situación actual se descontaron los gastos indirectos y los costos de inversión y operación de riego tecnificado. En situación optimizada, además de los descuentos señalados para la situación actual, se descontaron los costos del programa de transferencia tecnológica.

En situación futura se consideraron los costos por concepto de gastos indirectos, riego tecnificado, habilitación de terrenos y del programa de asistencia tecnológica.

Para la situación actual, en donde la superficie actualmente regada no cuenta con una seguridad de riego adecuada, se ha procedido a afectar los rendimientos y costos de cosecha de acuerdo a la fórmula del Factor de Producción propuesta por Doorenbos y Kassan 1979 (FAO 33) y Ferreyra; Selles y otros 1985 y 1991.

En el Cuadro 8.8-1 se presenta un resumen de los flujos para el total del área.

CUADRO 8.8-1
BENEFICIOS AGRONÓMICOS ($)

Año	Precios de Mercado			Precios Sociales		
	SSP	SCP	Flujo Neto	SSP	SCP	Flujo Neto
0	20.905.501	20.905.501	0	38.634.321	38.634.321	0
1	21.018.258	-176.149.159	-197.167.417	38.758.364	-155.852.539	-194.610.903
2	21.212.006	-145.644.309	-166.856.315	38.972.111	-121.569.335	-160.541.446
3	21.469.286	-132.370.367	-153.839.654	39.254.539	-103.959.544	-143.214.083
4	21.842.476	-160.372.327	-182.214.804	39.668.712	-123.067.992	-162.736.704
5	22.215.666	-112.184.636	-134.400.302	40.082.886	-59.288.122	-99.371.007
6	22.426.873	32.674.544	10.247.671	40.317.654	103.850.389	63.532.735
7	22.525.324	46.212.603	23.687.279	40.428.378	138.444.153	98.015.776
8	22.525.324	312.826.181	290.300.857	40.428.378	431.082.198	390.653.821
9	12.847.626	524.650.040	511.802.414	29.360.202	666.788.843	637.428.641
10	16.001.517	534.374.625	518.373.108	32.450.544	706.877.598	674.427.054
11	18.524.347	797.906.923	779.382.577	35.857.503	991.269.568	955.412.065
12	20.925.084	980.679.420	959.754.336	38.417.704	1.197.480.148	1.159.062.444
13	22.525.324	920.202.175	897.676.851	40.428.378	1.154.597.604	1.114.169.227
14	22.525.324	1.111.186.489	1.088.661.165	40.428.378	1.356.065.294	1.315.636.917
15	22.525.324	1.095.461.902	1.072.936.579	40.428.378	1.342.166.056	1.301.737.679
16	22.525.324	968.867.061	946.341.737	40.428.378	1.215.337.141	1.174.908.764
17	22.525.324	994.012.721	971.487.397	40.428.378	1.238.358.181	1.197.929.803
18	22.525.324	999.621.229	977.095.905	40.428.378	1.236.929.879	1.196.501.501
19	22.525.324	786.475.730	763.950.406	40.428.378	1.015.685.587	975.257.209
20	22.525.324	928.311.224	905.785.900	40.428.378	1.154.708.501	1.114.280.123
21	22.525.324	921.804.272	899.278.948	40.428.378	1.145.239.058	1.104.810.681
22	12.847.626	833.326.079	820.478.453	29.360.202	1.055.354.530	1.025.994.327
23	16.001.517	899.401.574	883.400.057	32.450.544	1.121.793.895	1.089.343.350
24	19.432.175	1.001.636.211	982.204.035	36.527.727	1.230.553.921	1.194.026.193
25	20.925.084	934.368.061	913.442.977	38.417.704	1.172.462.241	1.134.044.537
26	22.525.324	1.092.048.785	1.069.523.461	40.428.378	1.335.413.693	1.294.985.316
27	21.617.495	1.084.529.766	1.062.912.271	39.758.154	1.326.936.207	1.287.178.054
28	22.525.324	903.239.004	880.713.680	40.428.378	1.134.749.934	1.094.321.556
29	22.525.324	855.956.477	833.431.154	40.428.378	1.075.821.983	1.035.393.605
30	22.525.324	839.044.341	816.519.018	40.428.378	1.049.936.445	1.009.508.068
VAN	**168.868.902**	**2.279.261.953**	**2.110.393.051**	**530.550.671**	**8.299.251.239**	**7.768.700.568**

Fuente: Elaboración propia.

9. ESQUEMA CONCEPTUAL DEL PROYECTO

9.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se entrega un esquema conceptual del proyecto de riego, el cual tiene como finalidad identificar los aspectos más importantes del proyecto como la obra de captación, acumulación y distribución.

9.2. INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

En Figura 9.2-1, se presenta un esquema con el sistema de riego propuesto en donde se destacan las obras principales que se detallan a continuación.

9.2.1. Obra de Captación

El tipo de captación corresponde a una bocatoma de fondo o tirol, la cual corresponde a una bocatoma de alta montaña que permite interceptar y captar el agua a través de un canal ubicado en el fondo del cauce. Generalmente están ubicadas en lugares inaccesibles en ciertas épocas del año. Las características que marcan el diseño de estas bocatomas son:

- La construcción de la toma debe realizarse de manera que la captación del agua se asegure en cualquier régimen del curso de agua.
- Debe operar adecuadamente durante crecidas, y proporcionar seguridad a las estructuras, objetos y personas.
- La construcción debe tener costo moderado y permitir una fácil operación.
- Los torrentes cordilleranos presentan grandes acarreos de sólidos durante las crecidas.
- Las bocatomas de fondo tipo tirol son muy favorables en ríos con pendiente mayor a 1%.

9.2.2. Desarenador

A continuación de la obra de captación, se proyecta un Desarenador, el cual tiene por objeto separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras. El desarenado se refiere normalmente a la remoción de las partículas superiores a 0,2 mm.

En un desarenador, normalmente se identifican 4 zonas principales:

- *Zona de entrada*, que tiene como función conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformando a su vez la velocidad.

- *Zona de desarenación*; parte de la estructura en la cual se realiza el proceso de depósito de las partículas por acción de la gravedad.
- *Zona de salida*; está conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada.

Los elementos principales de un desarenador son:

- *Transición de entrada*; que une el canal con el desarenador.
- *Cámara de Sedimentación*; en la cual las partículas sólidas caen al fondo. Algunos antecedentes de la literatura, en base a las velocidades límites de sedimentación de algunos suelos, recomiendan diseñar un desarenador para velocidades que varíen entre 0,2 m/s y 0,6 m/s, con una profundidad media de 1,5 m y 4 m. *La forma de la sección transversal* puede ser cualquiera, aunque generalmente se escoge de sección rectangular, trapezoidal o mixta.
- *Vertedero;* la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible, debe trabajar con descarga libre. Mientras menos sea la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastra. Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a V=1 m/s.

9.2.3. Cámara de Carga

La cámara de carga es un estanque que conecta el desarenador con la tubería en presión y se dimensiona según el caudal de diseño.

Las principales funciones de la cámara de carga son:

- Permitir la conexión entre el sistema de conducción y la tubería en presión
- Impedir la entrada a la tubería en presión de materiales sólidos de arrastre o en suspensión
- Evitar el ingreso de aire a la tubería de distribución.

9.2.4. Obra de Acumulación

Esta obra de acumulación corresponde a un tranque, llamado también embalse de regulación corta (en este caso opera como tranque de regulación nocturna), destinado a almacenar aguas de riego con el objeto de abastecer y regular posteriormente el consumo de los regantes, permitiendo de esta manera el establecimiento de sistemas de riego más eficientes y controlados.

Se dispondrá de esta obra ya que tendrá un propósito doble, por un lado permitirá acumular las aguas para ser utilizadas de manera más eficiente para el riego y por otra parte servirá de corta presión.

La ubicación de esta obra se definió considerando la cota que permita llegar con el agua a todos los sectores teniendo en consideración la presión mínima de entrega a predio en los casos más desfavorables.

El tranque propuesto corresponde a un microtranque, el cual es una estructura hidráulica que se compone generalmente de:

- Poza de Inundación o cubeta, la cual corresponde a la cavidad donde se acumula el agua de riego. En general, la poza se excava y en su perímetro se construyen muros en terraplén, utilizando el material proveniente de los cortes en el terreno.
- Muros; éstos se construyen de tierra, de sección trapecial, con un coronamiento de ancho adecuado y con taludes de pendiente definida, de acuerdo a la naturaleza del material que formará el terraplén.
- Obras de Entrega, la cual corresponde a una cámara que entrega el agua al tranque.
- Obra de Salida, que corresponden tanto a las cámaras de salidas necesarias para distribución de agua de riego, como también a las obras de rebase necesarias para la correcta operación del tranque.

9.2.5. Cámaras Corta Presión

La cámara corta presión tiene como finalidad cortar la presión en la red de distribución lo largo del trazado. Las cámaras se han proyectado por la diferencias de cotas considerable que existen entre la bocatoma y tranque y entre tranque y distribución a usuarios. Las cámaras a considerar contienen los siguientes elementos:

- *Zona de entrada*, que incluye la válvula de entrada y acceso a ésta.
- *Zona de disipación*; parte de la estructura donde descarga el chorro y disipa parte de su energía impactando en un muro perpendicular.
- *Zona de aquietamiento*; compartimento donde las aguas caen desde la parte alta, para luego pasar por debajo a través de un orificio a la siguiente sección. Esto permite disminuir la turbulencia del flujo y llegar a condiciones de escurrimiento tranquilo
- *Zona de carga*; esta zona es la que permite la conexión con la o las tuberías de descarga.
- *Zona de válvulas*; sección final donde se emplazan las válvulas de inicio del tramo siguiente. Válvulas de corte para mantención.

9.2.6. Red de Distribución

La red de distribución tiene como objetivo llevar a puerta de predio de cada beneficiario, el agua que ha sido captada en bocatoma y acumulada en el tranque.

La red de distribución ha sido sectorizada y dividida en tramos para su análisis. Básicamente, los tramos han sido determinados por los elementos proyectados entre la bocatoma y los puntos de distribución, como son las cámaras corta presión, el tranque y las distintas bifurcaciones de la red.

La red se proyecta en tuberías de HDPE PE100 debido a ventajas como: vida útil superior a 50 años, bajo peso (al menos 70% más livianas que otros materiales), bajas pérdidas por fricción, sistema de unión diverso (termo fusión, electrofusión, soldadura tipo soquete o usando medios mecánicos como flanges, coplas de compresión, entre otras), son flexibles por lo que es fácil su instalación en terrenos accidentados como es el caso de Tralcapulli. En todo el trazado se proyecta la tubería a una profundidad mínima de 1,2 m hasta la clave de la misma.

Los elementos principales considerados en la red de distribución son:

- **Sistema de Venteo:** Para el caso de escurrimiento en presión, se consideran ventosas distribuidas a lo largo de la tubería, en los puntos en los que de acuerdo con la topografía existente se tiene cambios bruscos de pendiente. Estas ventosas permitirán descargar las pequeñas cantidades de aire acumuladas en condición de funcionamiento normal del sistema y al momento de ingresar o extraer aire al sistema en el proceso de llenado o vaciado de la tubería.
- **Válvulas de Desagüe:** Se consideran válvulas de desagüe para la eventualidad de requerir vaciar la tubería matriz.
- **Obras de Cruce de Caminos:** Dado que el trazado de la red se realiza por los caminos, se requieren obras de cruce que corresponden a cámaras de cruce de caminos de acuerdo a los requerimientos de la Dirección de Vialidad.

Figura 9.2-1

CUADRO DE CÁMARAS

NOMBRE	TIPO	KM	COORDENADAS		TRAMO
			ESTE	NORTE	
CM-01	INICIO	0,050	746.268,43	5.612.739,81	1
CM-02	VENTOSA	0,487	745.870,63	5.612.704,77	1
CM-03	VENTOSA	1,400	745.018,24	5.612.904,56	1
CM-04	DESAGÜE	1,700	744.777,74	5.612.760,85	1
CM-05	CORTA PRESIÓN 1	1,980	744.488,58	5.612.768,27	1
CM-06	DESAGÜE	0,255	744.278,86	5.612.683,41	2
CM-07	EMERGENCIA	0,345	744.200,78	5.612.683,50	2 Y 2-1
CM-08	VENTOSA	0,618	743.921,81	5.612.691,81	2
CM-09	DESAGÜE	0,980	743.739,41	5.612.993,53	2
CM-10	VENTOSA	1,270	743.476,87	5.612.928,78	2
CM-11	DESAGÜE	1,870	742.982,30	5.612.640,28	2
CM-12	VENTOSA	2,270	742.707,06	5.612.508,67	2
CM-13	CRUCE CAMINO 1	2,500	742.427,33	5.612.429,28	2 Y 2-1
CM-14	VIALIDAD	2,508	742.427,87	5.612.417,60	2 Y 2-1
CM-15	ENTRADA TRANQUE	2,535	742.415,80	5.612.403,80	2
CM-16	SALIDA TRANQUE	0,030	742.328,65	5.612.382,54	3
CM-17	CORTA PRESIÓN 2	0,670	741.720,57	5.612.368,84	3
CM-18	CRUCE CAMINO 2 Y BIFURCACIÓN	0,580	741.304,93	5.612.604,04	4 Y 7
CM-19	VIALIDAD	0,600	741.308,05	5.612.617,19	4
CM-20	DESAGÜE	1,625	742.004,32	5.613.351,42	4
CM-21	VENTOSA	2,558	742.762,69	5.613.812,53	4
CM-22	CRUCE CAMINO Y BIFURCACIÓN	2,810	742.898,52	5.614.017,40	4 Y 5
CM-23	DESAGÜE	3,405	743.370,85	5.614.343,04	4
CM-24	VENTOSA	3,830	743.554,47	5.614.488,85	4
CM-25	VENTOSA	4,290	744.077,50	5.614.781,08	4
CM-26	DESAGÜE	4,650	744.268,30	5.615.056,81	4
CM-27	VENTOSA	5,250	743.863,55	5.615.344,58	4
CM-28	BIFURCACIÓN	3,040	742.830,99	5.614.212,79	5 Y 8
CM-29	VENTOSA	3,723	742.577,08	5.614.773,87	5
CM-30	BIFURCACIÓN	3,950	742.524,33	5.614.987,61	5 Y 5-2
CM-31	VENTOSA	4,398	742.752,06	5.615.248,47	5
CM-32	CRUCE CAMINO Y BIFURCACIÓN	0,980	741.004,18	5.612.823,13	7 Y 7-1
CM-33	BIFURCACIÓN	1,252	740.731,92	5.612.890,75	7 Y 8
CM-34	CRUCE CAMINO Y BIFURCACIÓN	0,510	740.630,44	5.613.389,87	8 Y 8-1

TRANQUE

Puente Chochif

BOCATOMA

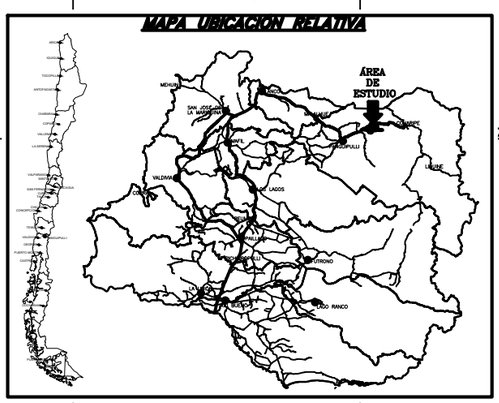
SIMBOLOGÍA

TRAMO 1	
TRAMO 2	
SECTOR 1	
TRAMO 2-1	
TRAMO 4	
TRAMO 5	
TRAMO 5-1	
TRAMO 5-2	
TRAMO 6	
SECTOR 2	
TRAMO 3	
TRAMO 7	
TRAMO 7-1	
TRAMO 8	
TRAMO 8-1	

SIMBOLOGÍA

- LIMITE ZONA DE ESTUDIO
- CAMINO PRINCIPAL
- CAMINO SECUNDARIo
- HUELLA
- CIUDAD O PUEBLO
- RÍO, ESTERO
- LAGO, LAGUNA
- CURVA NIVEL
- CURVA INTERMEDIA
- PUNTO DE ENTREGA A PREDIO
- OBRA PROYECTADA

MAPA UBICACION RELATIVA



Título

FIGURA 9.2-1
PLANTA GENERAL
UBICACIÓN DE OBRAS

Fuente Cartográfica	Fecha	Escala
RESTITUCIÓN AEROFOTOGRAMÉTRICA - Escala de vuelo 1:8.000 - Altura de Vuelo 2.000 m. - Vuelo Marzo 2016	JULIO 2017	S/E

10. MODELO DE DISPONIBILIDAD HÍDRICA Y DE OPERACIÓN

10.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se describe el Modelo de Disponibilidad Hídrica del sistema a escala mensual. Los datos de entrada que requiere este modelo fueron obtenidos a partir del Estudio Agroeconómico (demandas de riego), del Estudio de Análisis Ambiental (caudal ecológico), Estudio Hidrológico (serie de caudales en el río Ranguintulelfú), información de Derechos de Aprovechamiento de Aguas (DGA), Estudio de Ingeniería (criterios de diseño preliminar), entre otras fuentes de información.

Como se ha indicado en el párrafo precedente, el modelo acá presentado opera en la escala de tiempo mensual, por lo cual no es capaz de abordar aspectos propios de una operación a nivel diario o subdiario como por ejemplo, los turnos de riego (comúnmente definidos para intervalos de tiempo inferiores a 24 horas). Asimismo, el presente modelo trabaja la demanda de agua de forma agregada espacialmente, es decir, considera que existe un solo polo de demanda (una zona de riego), cuyo requerimiento es satisfecho de forma simultánea en toda su extensión.

Aquellos aspectos que impliquen una representación más detallada, tanto a nivel espacial (sectorización de la zona de riego) o temporal (pasos de tiempo sub diarios), son abordados en el modelo de Operación que se incluye en Anexo Digital 10-1, realizado a escala de tiempo horario.

10.2. OBJETIVOS

El propósito general de este modelo es calcular los balances, a nivel mensual, de los recursos hídricos superficiales de la zona de estudio, usando como datos de entrada, los caudales proporcionados por el modelo hidrológico en el punto de captación y las demandas de riego estimadas en el estudio agroeconómico, entre otras variables.

Los objetivos específicos del modelo son los siguientes:

- Representar los balances de oferta y demanda de agua de riego en la zona de estudio a escala mensual.
- Calcular la superficie regable por el proyecto considerando una seguridad de riego seguridad de riego del 85% en situación futura (con proyecto).

10.3. ESQUEMA GENERAL DEL MODELO (TOPOLOGÍA)

En la Figura 10.3-1 se ilustra un esquema general del modelo desarrollado, dado el nivel de detalle que se maneja actualmente. En resumen, se capta el agua desde el Río Ranguintulelfú, luego el agua es llevada mediante la tubería hasta la obra de acumulación, y desde ahí el agua es conducida por gravedad hacia la zona de riego. En aquellos meses en que la oferta hídrica (agua

captada por la bocatoma) exceda la demanda de riego, se producirá un rebalse, el cual retornará al cauce natural mediante una obra de seguridad y una obra de devolución.

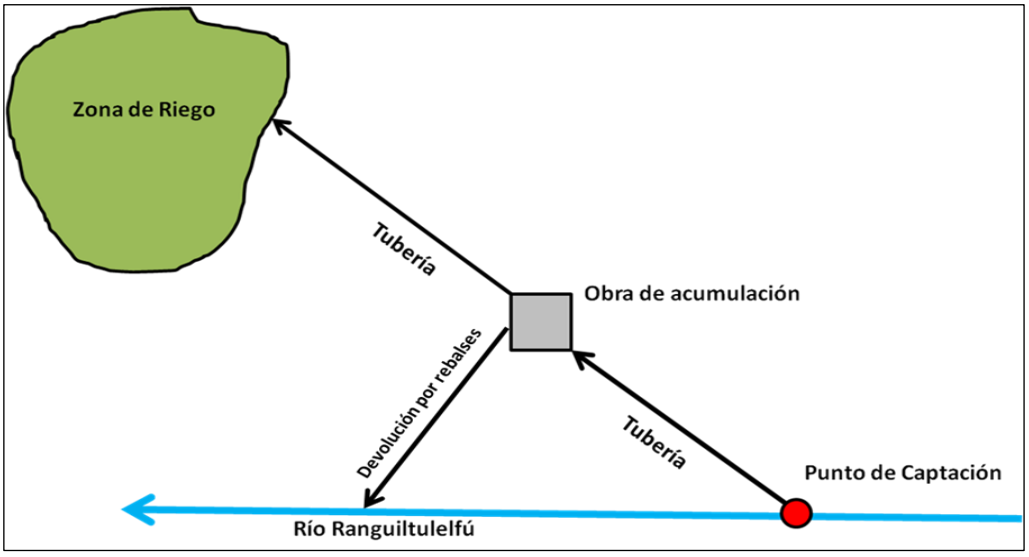


FIGURA 10.3-1
ESQUEMA GENERAL DEL MODELO DESARROLLADO
Fuente: Elaboración propia.

10.4. ECUACIONES DEL MODELO

El balance hídrico de la obra de acumulación, es decir, el volumen de agua presente en cada mes, queda representado por la ecuación 10-1.

$$V_t = V_{t-1} + Q_{capt_{t-1}} - Et_{t-1} - Ev_{t-1} - Inf_{t-1} \qquad \text{Ec. 10-1}$$

Donde *V* es el volumen de agua en el acumulador, Q_a es el caudal afluente a la obra, E_t es la entrega total de la obra, y E_v es la pérdida por evaporación desde el espejo de agua y *Inf* es la pérdida por infiltración. Cada una de estas variables está expresada en m^3/mes. Los subíndices *t* y *t-1* indican el instante de tiempo actual y anterior respectivamente.

El Q_{disp} (caudal disponible por derechos) se obtiene a partir del $Q_{río}$ modelo hidrológico calibrado, el cual entrega el caudal del río en el punto de captación ($Q_{río}$), pero debe ser sometido a la regla que permite despejar el caudal disponible para la bocatoma, que capta en consideración a la captación de un caudal máximo que está dado por los derechos de agua de la comunidad de Tralcapulli (D_{Tral}: 100 L/s), pero que sin embargo puede bajar dependiendo de la repartición alícuota de los derechos totales constituidos a lo largo del río (D_{tot}), lo que debe realizarse en períodos de escasez. También debe ser descontada del agua disponible, aquel caudal correspondiente al caudal ecológico (Q_{eco}) La Ecuación 10-2 indica cómo opera esta regla.

$$Q_{disp} = \begin{cases} D_{Tral} & si \quad Q_{rio,t} \geq Dtot_t + Q_{eco,t} \\ \frac{D_{Tral}}{Dtot_t} \cdot (Q_{rio,t} - Q_{eco,t}) & si \quad Q_{rio,t} < Dtot_t + Q_{eco,t} \end{cases}$$

Ec. 10-2

$$Q_{capt} = \begin{cases} D_{riego,t} + K - Vol_t & si \quad Q_{disp,t} \geq D_{riego,t} + K - V_t \\ Q_{disp,t} & si \quad Q_{disp,t} < D_{riego,t} + K - V_t \end{cases}$$

Posteriormente, se aplica la regla de captación de la bocatoma, la cual depende de la demanda de dicho mes (D_{riego}) y del volumen existente en la obra a comienzo del mes (*V*) y su capacidad útil máxima *K.* El valor de *K* ha sido considerado como cero, ya que la operación del sistema se debe formular a una escala de tiempo horaria, y no a nivel mensual como lo es el presente modelo de disponibilidad. En este sentido, la presencia o ausencia de un *K* mayor que cero en este modelo mensual, resulta irrelevante para lo que buscado en términos de la operación del sistema a nivel horario.

La Demanda de Riego (D_{Riego}) es proporcionada por el Estudio Agroeconómico de la presente consultoría en 2 Escenarios y se resumen en el Cuadro 10.4-1. El Escenario 1 considera toda la superficie regada con riego localizado (cintas y goteo), mientras que el Escenario 2 considera riego gravitacional en uno de sus sectores. Los detalles de la formulación de cada Escenario pueden verse en el Estudio Agroeconómico.

CUADRO 10.4-1
DEMANDAS DE RIEGO (m^3/ha/mes)

Mes	Escenario 1	Escenario 2
abr	15,9	15,8
may	18,9	18,8
jun	9,4	9,3
jul	11,9	11,9
ago	9,2	9,2
sep	18,4	18,3
oct	16,8	16,8
nov	40,1	39,9
dic	131,5	99,6
ene	481,5	399,7
feb	176,8	131,4
mar	45,9	40,9
Total	**976,3**	**811,7**

Fuente: Elaboración propia.

Por su parte, el caudal captado por la bocatoma es igual al Q_{disp}, tal como se indica en la ecuación 10-3.

$$Q_{capt} = Q_{disp}$$ Ec. 10-3

Et se calcula de acuerdo a la Ecuación 10-4 y corresponde a la regla de operación de la obra de acumulación.

$$Et_t = Er_t + D_t$$ Ec. 10-4

D_t es el derrame de la obra, es decir, el agua que la obra debe liberar cuando el volumen de agua supera la capacidad de la misma (Volumen útil o *K*) (Ecuación 10-5).

$$D_t = \begin{cases} V_t + Q_{capt_t} - Er_t - K & si \quad V_t + Q_{capt_t} - Er_t \geq K \\ 0 & si \quad V_t + Q_{capt_t} - Er_t < K \end{cases}$$ Ec. 10-5

Por su parte, *Er* es la entrega de riego, es decir, el agua que la obra libera para satisfacer la demanda de riego, y se calcula de acuerdo a la ecuación 10-6.

$$Er_t = FE \cdot \begin{cases} Def_t & si \quad V_t + Q_{capt,t} \geq Def_t \\ V_t + Q_{capt,t} & si \quad V_t + Q_{capt,t} < Def_t \end{cases}$$ Ec. 10-6

Donde *FE* es el Factor de Entrega, D_{ef} es el déficit de riego, es decir el agua que se demanda a la obra por parte de los sectores de riego ya habiendo descontado los aportes intermedios, si es que existen. El *FE* se fija en el valor 1 ya que el K es considerado como cero para los efectos de este modelo según se explicó anteriormente. El D_{ef} queda dado por la ecuación 10-7.

$$Def_t = Qriego_t - Qinter_t$$ Ec. 10-7

Donde Q_{riego} es el caudal que demandan los cultivos (ya está considerada la eficiencia de conducción y la eficiencia de aplicación de los métodos de riego intraprediales), y Q_{inter} es la suma de los aportes intermedios como quebradas laterales, afloramientos, vertientes u otros. En el presente estudio, el Q_{inter} es considerado 0.

Finalmente el Q_{riego} queda dado por la ecuación 10-8.

$$Qriego_t = \frac{Tasa\ riego \cdot Superficie\ riego}{Eficiencia\ de\ conducción}$$ Ec. 10-8

Por otro lado el Q_{eco}, está definido de acuerdo a lo indicado por el DS 14 del Ministerio del Medio Ambiente, del año 2013, modificado en enero de 2015 por el DS 71 del mismo ministerio. Los detalles del cálculo pueden verse en el Estudio de Análisis Ambiental. Los Q_{eco} resultantes se pueden ver en el Cuadro 10.4-2.

CUADRO 10.4-2
CAUDAL ECOLÓGICO

Mes	Caudal (m^3/s)
abr	0,35
may	0,35
jun	0,35
jul	0,35
ago	0,35
sep	0,35
oct	0,35
nov	0,35
dic	0,35
ene	0,27
feb	0,24
mar	0,21
Anual	0,32

Fuente: Elaboración propia.

La evaporación desde el espejo de agua de la obra queda en cero, ya que el presente modelo se ha formulado con un *K* igual a cero.

Finalmente, las pérdidas por infiltración (*Inf*) se calculan a partir del tipo de material empleado para impermeabilizar la paredes de la obra. En el presente estudio se ha considerado que las pérdidas por infiltración son iguales a cero, ya que se proyecta implementar geomembranas.

10.5. CÁLCULO DE LA SEGURIDAD DE RIEGO

La Seguridad de Riego (*SR*) para la zona de estudio, se determina como el porcentaje de años sin falla. Se calcula mediante la ecuación 10-9.

$$SR = 100 \cdot \frac{N - N_{falla}}{N} \qquad \text{Ec. 10-9}$$

Donde *N* es el número total de años de modelación y N_{falla} es el número de años fallados. Para la determinación de "año fallado", se adopta el criterio de cálculo establecido en el Ley 18.450, esto es, que se considera año fallado a aquel en que en un mes se entregue menos del 85% de la demanda o cuando en dos meses consecutivos se entregue menos del 90% de la demanda.

La satisfacción de la demanda (*SD*) está dada por la ecuación 10-10.

$$SD_t = 100 \cdot \frac{Q_{entrega_t}}{Q_{riego_t}}$$ Ec. 10-10

Donde $Q_{entrega}$ es el caudal entregado en predio y se calcula a partir del *Et* restándole las pérdidas por conducción extrapredial.

10.6. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

De acuerdo a lo obtenido hasta la fecha usando el modelo antes descrito, se han obtenido los resultados que se presentan en el Cuadro 10.6-1.

CUADRO 10.6-1
RESULTADOS DEL MODELO

Escenario Agroeconómico	Superficie regada (ha)	Seguridad de riego (%)
1	212	86,21
	125	100
2	256	86,21
	151	100

Fuente: Elaboración propia

En las Figuras 10.6-1 y 10.6-2 se ven las series de tiempo modeladas. En la Figura 10.6-1 se compara el Q_{capt}, el $Q_{río}$ y el Q_{eco}. Puede notarse que las cantidades involucradas en el proyecto son bastante menores en comparación con el caudal total que lleva el río, sin embargo el Q_{capt} está limitado a los derechos de agua pertenecientes a la comunidad, lo cual puede verse más claramente en la Figura 10.6-2, donde se compara únicamente el Q_{eco} con el Q_{capt}. Puede verse que éste último tiene como techo los 100 L/s correspondientes a los derechos de aguas.

Si se analiza la serie de tiempo completa, puede advertirse que el caudal captado por la bocatoma en promedio es de 55 L/s.

Finalmente, se presenta la Figura 10.6-3 en la cual puede verse la curva de duración de los caudales captados (Q_{capt}). Como puede verse, la seguridad del derecho de 100 L/s es de un 10%, lo que en otras palabras quiere decir que sólo el 10% de los meses se dan las condiciones para que los 100 L/s puedan ser captados en su totalidad.

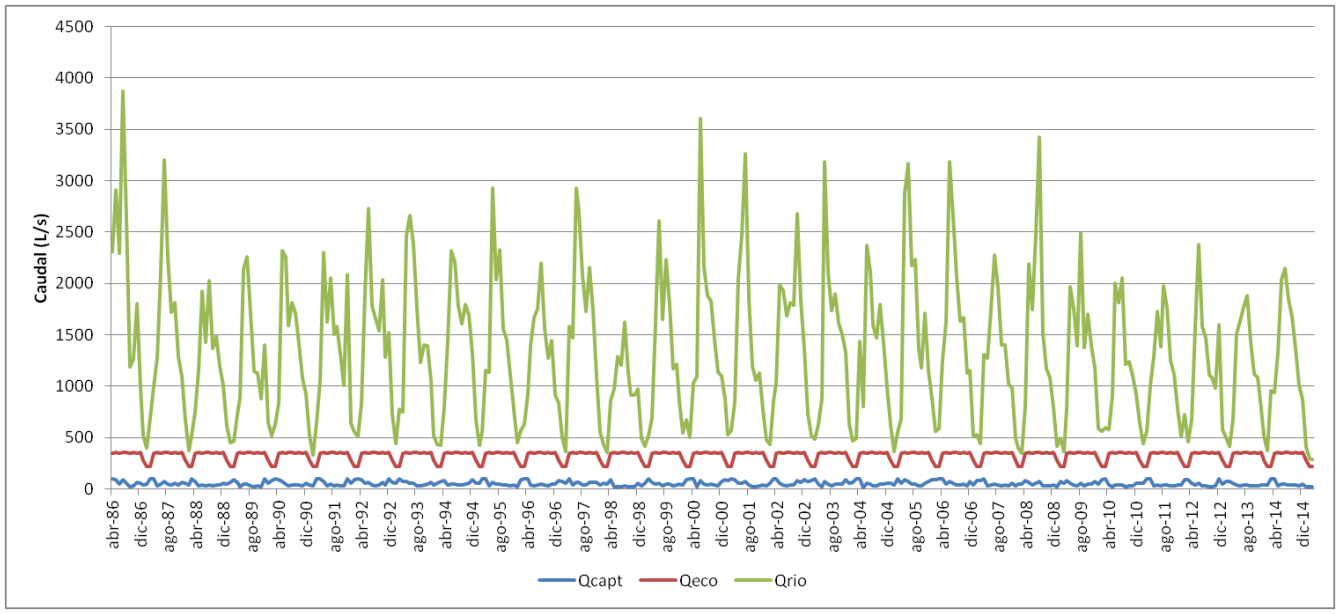


FIGURA 10.6-1
SERIES DE TIEMPO MODELADAS

Fuente: Elaboración propia

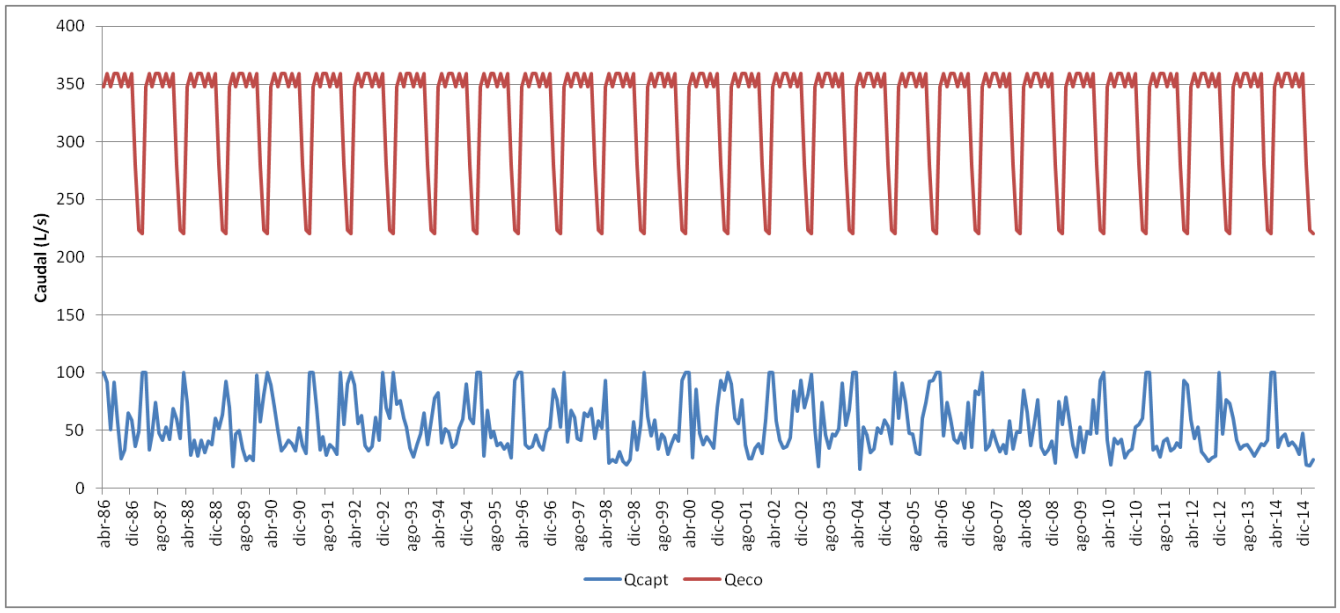


FIGURA 10.6-2
SERIES DE TIEMPO MODELADAS

Fuente: Elaboración propia

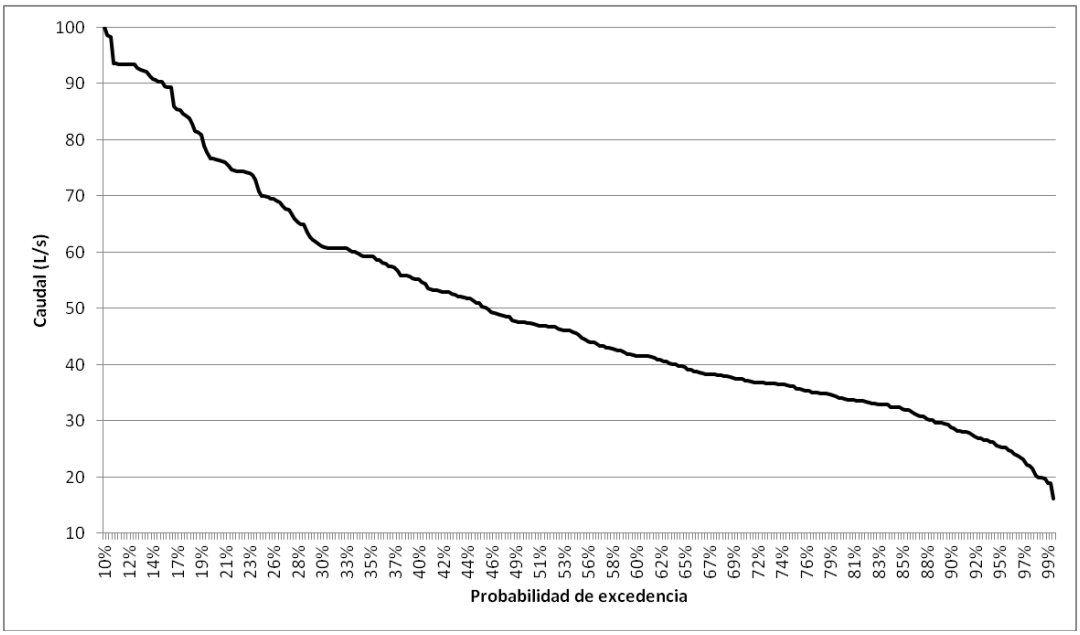


FIGURA 10.6-3
CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES CAPTADOS POR EL PROYECTO

Fuente: Elaboración propia

11. DISEÑO HIDRÁULICO

11.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presentan las verificaciones hidráulicas para cada una de las obras que se han proyectado en el diseño del proyecto de riego en la localidad de Tralcapulli.

Este apartado incluye:

- Bocatoma de Fondo
- Desarenador
- Cámara de Carga
- Cámara Corta Presión
- Tranque y sus cámaras asociadas.

11.2. BOCATOMA DE FONDO

11.2.1. Introducción

La bocatoma de fondo o tirol es una bocatoma de alta montaña que permite interceptar y captar el agua a través de un canal ubicado en el fondo del cauce. Generalmente están ubicadas en lugares inaccesibles en ciertas épocas del año. Las características que marcan el diseño de estas bocatomas son:

- La construcción de la toma debe realizarse de manera que la captación del agua se asegure en cualquier régimen del curso de agua.
- Debe operar adecuadamente durante crecidas, y proporcionar seguridad a las estructuras, objetos y personas.
- La construcción debe tener costo moderado y permitir una fácil operación.
- Los torrentes cordilleranos presentan grandes acarreos de sólidos durante las crecidas.
- Las bocatomas de fondo tipo tirol son muy favorables en ríos con pendiente mayor a 1%.

11.2.2. Criterios y Parámetros de Diseño

Se consideran los siguientes criterios de diseño:

- La toma requiere de un cuerpo macizo de concreto debido a los fuertes esfuerzos que soporta.
- El ángulo de inclinación de la rejilla se proyecta de 30º. (valor recomendado entre 22° y 45°).
- Las barras de la reja de captación deben ser estructuralmente resistentes al paso de las piedras que transporta el río.
- Debe existir un suficiente borde libre (revancha) entre la superficie del agua en el canal colector y la rejilla, como mínimo el 25% de la máxima profundidad de agua en el canal (de acuerdo a la Agencia Alemana de Coperación Técnica Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit o GTZ) o 15 % de la altura del agua, con un mínimo de 0,20 m y un máximo de 0,50 m ("Especificaciones Técnicas para Proyectos de Canales" de la ex Dirección de Riego actual Dirección de Obras Hidráulicas).
- El canal colector debe tener suficiente pendiente como para poder evacuar todo el material sólido que ingrese por la rejilla (1% a 4%).

Para el diseño de la obra de toma, como también para las protecciones necesarias para el resguardo de las obras, se considera:

Caudal de Diseño obra de toma (derecho de agua)	:	0, 1 m^3/s
Caudal de Diseño obra de Bocatoma - barrera transversal (T=250 años)	:	34,2 m^3/s
Caudal de Diseño de obras de protección longitudinal en cauce (T=100 años)	:	30,6 m^3/s
Caudal Promedio (obtenido de la hidrología)	:	1,3 m^3/s
Caudal ecológico a dejar pasar (promedio anual)	:	0,24 m^3/s
Caudal Mínimo (obtenido de la hidrología)	:	0,93 m^3/s

Se verifica que el caudal de diseño (a captar) es inferior a caudal mínimo en sitio de captación, aún si se descuenta el caudal ecológico.

11.2.3. Diseño de Obra de Toma

11.2.3.1. Generalidades

Se considera una bocatoma de fondo de ancho 12 m ya que corresponde al ancho del cauce. La bocatoma consiste en un cuerpo macizo de hormigón con una grada de 30 cm de altura, necesaria para generar una inclinación de rejilla de 30º.

El cálculo de la altura de escurrimiento sobre la grada de subida de la toma, se realiza conforme al desarrollo del eje hidráulico de la obra en el software HEC-RAS. Los valores de altura de

escurrimiento obtenidos en el último perfil antes de la rejilla, para cada uno de los distintos periodos de retorno, corresponden a lo indicado en Cuadro 11.2.3.1-1. El archivo HEC-RAS mencionado se encuentra en Anexo 7-1.

CUADRO 11.2.3.1-1
ALTURA DE ESCURRIMIENTO SOBRE LA GRADA

Condición	Q Total (m3/s)	Altura de Agua sobre grada (m)	Velocidad (m/s)
T=5	18,19	0,59	2,36
T=10	21,22	0,65	2,48
T=20	24,13	0,70	2,60
T=50	27,85	0,78	2,68
T=100	30,59	0,81	2,81
T=250	34,23	0,89	2,87
Qprom	1,30	0,1	1,01
Q_D (para rejilla)	0,1	0,01	0,43

Fuente: Elaboración propia en base a resultados HEC-RAS.

11.2.3.2. Diseño de Canal de la Rejilla

Para cálculo de ancho del canal de aducción se utilizan las relaciones de H. Babbit:

$$X_s = 0{,}36 \cdot V_r^{2/3} + 0{,}60 \cdot H^{4/7} \qquad \text{Ec. 11-1}$$

$$X_i = 0{,}18 \cdot V_r^{4/7} + 0{,}74 \cdot H^{3/4} \qquad \text{Ec. 11-2}$$

$$B = X_s + 0{,}1 \qquad \text{Ec. 11-3}$$

Donde:

- X_s = Alcance filo superior del chorro de agua que ingresa (m)
- X_i = Alcance filo inferior del chorro de agua que ingresa (m)
- V_r = Velocidad del río (m/s)
- H = Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (m)
- B = Ancho del canal de aducción (m)

Se debe cumplir que 0,3 <Vr< 3,0 de manera que puedan ser aplicables las ecuaciones de alcance de chorro (H. Babbit). La velocidad para cada uno de los casos cumple la relación indicada.

En la Figura 11.2.3.2-1 se presentan las variables de las relaciones indicadas.

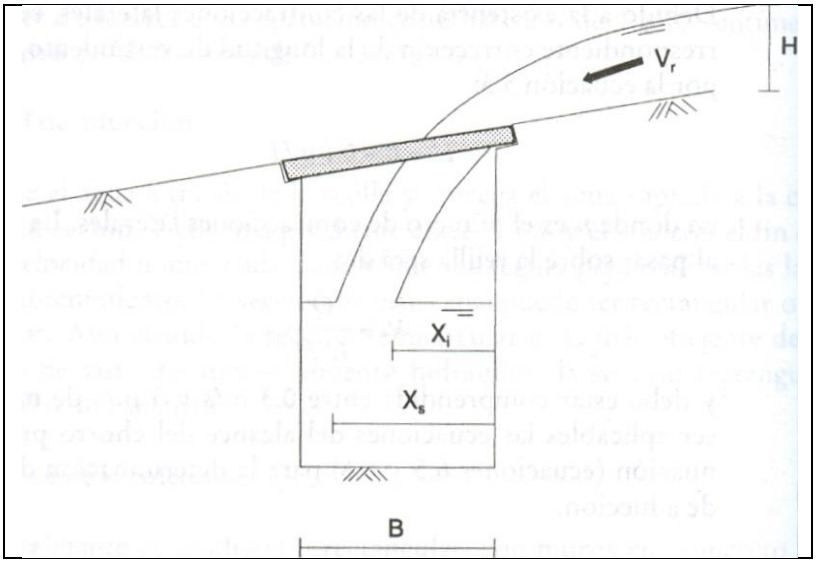


FIGURA 11.2.3.2-1
VARIABLES RELACIONES H. BABBIT

Fuente: GTZ.

11.2.3.3. Diseño de la Rejilla

- Se considera rejilla con barrotes dispuestos en la dirección del flujo. El área neta de la rejilla se determina según las expresiones (GTZ):

$$A_{neta} = a \cdot B \cdot N \qquad \text{Ec. 11-4}$$

Donde:

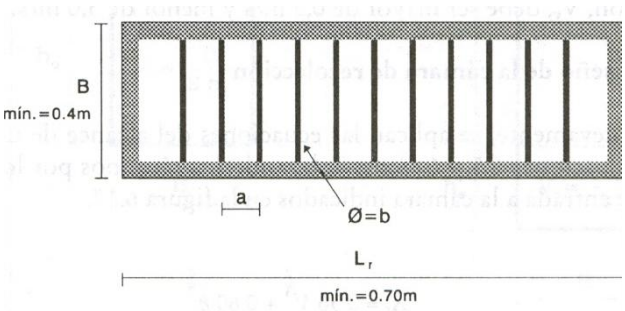
A_{neta} = Área neta de la rejilla (m^2)
a = Separación entre barrotes. Recomendado entre 0,02 y 0,04 (m)
B = Ancho rejilla (m)
N = Nº de espacios entre barrotes.

- Se calcula la superficie total de la rejilla:

$$A_{total} = (a + b) \cdot B \cdot N \qquad \text{Ec. 11-5}$$

$$\frac{A_{neta}}{A_{total}} = \frac{a}{a + b} \qquad \text{Ec. 11-6}$$

Donde b es el espesor de cada barra.



Reemplazando el área total en función de la longitud se tiene:

$$A_{neta} = \frac{a}{a+b} \cdot B \cdot L_r \qquad \text{Ec. 11-7}$$

Donde Lr es la longitud bruta de la rejilla, cuyo valor no puede ser menor a 0,7 m.

Por otra parte el caudal a través de la rejilla es:

$$Q = K \cdot A_{neta} \cdot V_b \qquad \text{Ec. 11-8}$$

Donde K= 0,9 para flujo paralelo a la sección y Vb es velocidad entre barrotes.

- Con el valor de la longitud bruta de la rejilla "L_r" se obtiene la longitud efectiva (L_e) descontando las barras.

$$L_e = L_r - N \cdot \phi_{barras} \qquad \text{Ec. 11-9}$$

- Se calcula el caudal que es captado por la rejilla con la ecuación que se indica a continuación (la que a su vez se obtiene de balances de energía de flujo vertical) y se compara con el caudal que se requiere captar. Así, si el caudal es mayor al requerido entonces está correcto el cálculo ya que las dimensiones se van ajustando a valores construibles.

$$Q = c \cdot \mu \cdot B \cdot L_e \cdot \sqrt{2g \cdot h} \qquad \text{Ec. 11-10}$$

$$c = 0{,}6 * \frac{a}{d} * \cos\beta^{3/2} \qquad \text{Ec. 11-11}$$

Donde:

c = Coeficiente de contracción de la rejilla
a = Separación entre barrotes (m)
d = Separación entre barrotes + espesor de la barra (m)
β = Ángulo de inclinación de la rejilla (º)
μ = Coeficiente de derrame de la rejilla
B = Ancho rejilla (m)
L_e = Longitud efectiva (m)
h = Altura inicial de agua (m)

- Para el cálculo del coeficiente de contracción de la rejilla "c" se considera un ángulo de inclinación de 30° (β).

- Se escogen barras de acero del tipo pletinas de 3/4" x 11/4".

- Se escoge de forma conservadora coeficiente de descarga o derrame "u" de la rejilla de 0,7, debido a que con el paso del tiempo, la rejilla puede verse obstruida. No obstante, se verifica para los valores extremos del rango entre 0,68 y 0,85 y se obtiene una diferencia en la captación de 33 L/s, donde a mayor valor de "u" mayor cantidad de agua capta.

- Se considera un ancho de canal "B" asumido luego de realizar el cálculo para obtenerlo.

- El parámetro "h" se obtiene utilizando la expresión que se indica a continuación, donde los parámetros considerados son lo que se indican en la Figura 11.2.3.3-1.

$$h = k_c \cdot H_{gr} = k_c \cdot \left(2/3\right) \cdot H_0 \qquad \text{Ec. 11-12}$$

$$k_c = 0{,}88 \cdot \cos\beta \qquad \text{Ec. 11-13}$$

De acuerdo a la verificación estructural de la rejilla, se obtiene que la pletina seleccionada resiste por si sola un peso de 1000 kg como carga puntual.

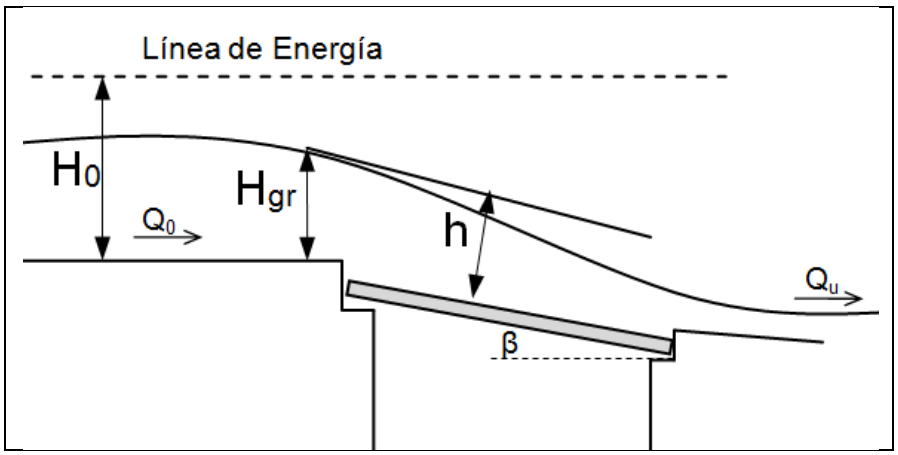


FIGURA 11.2.3.3-1
PARÁMETROS PARA OBTENCIÓN DE "H"

Fuente: Elaboración propia.

11.2.3.4. Altura Escurrimiento en Canal de Aducción

Considerando que todo el flujo de agua es captado al inicio del canal que se indica en la Figura 11.2.3.4, se obtiene el nivel de aguas por medio de análisis de cantidad de movimiento entre dos secciones.

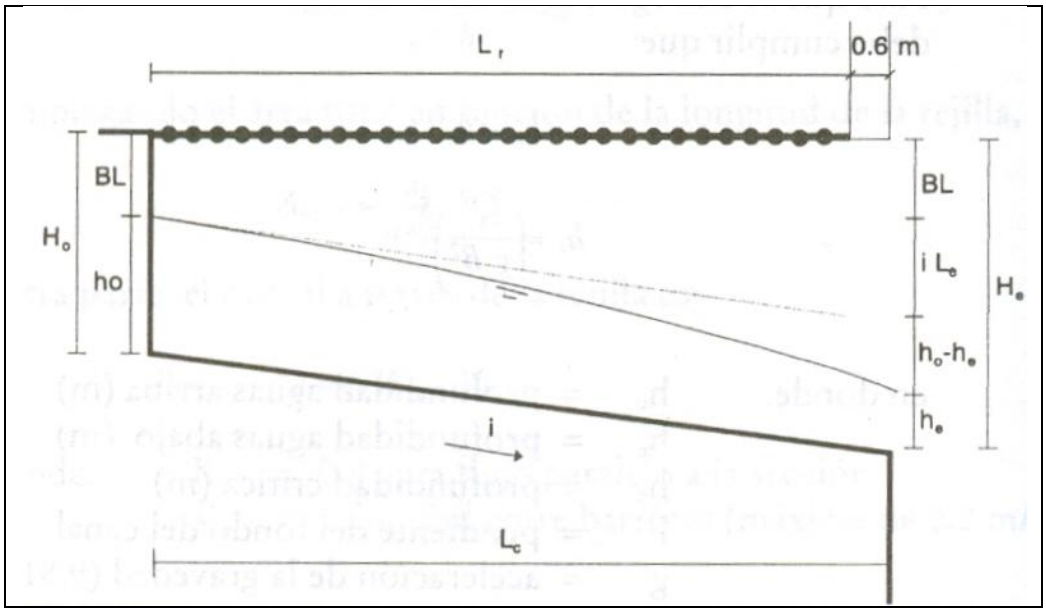


FIGURA 11.2.3.4-1
ALTURA DE ESCURRIMIENTO CANAL DE ADUCCIÓN

Fuente: GTZ.

La relación a utilizar corresponde a la siguiente:

$$h_0 = \left[2 \cdot h_e^{\,2} + (h_e - \frac{i \cdot L_r}{3})^2 \right]^2 - \frac{2}{3} \cdot i \cdot L_r \qquad \text{Ec. 11-14}$$

Donde:

h_0 = Profundidad aguas arriba (m)
h_e = Profundidad aguas abajo (m)
h_c = Profundidad crítica (m)
i = Pendiente del fondo del canal. (Se consideró 2%)

Se debe dejar un borde libre o revancha de al menos 0,2 m y máximo 0,5 m. Se escoge borde libre de 0,3 m.

11.2.3.5. Resultados

Los resultados principales se indican a continuación en Cuadro 11.2.3.5-1 y el detalle de cálculos se tiene en Anexo Digital 11-1.

CUADRO 11.2.3.5-1
DIMENSIONES DE REJILLA Y CANAL DE ADUCCIÓN DE BOCATOMA

Características Hidráulicas del Rio			
Caudales			
Caudal Máximo	Q_{MAX} =	34,23	m^3/s
Caudal Promedio	Q_{PROM} =	1,300	m^3/s
Caudal Mínimo	Q_{MIN} =	0,93	m^3/s
Ancho del cauce en el lugar de captación	B_{RIO} =	12	m
Pendiente del cauce en el lugar de captación	S_{RIO} =	0,08	m/m
Datos Para Diseño			
Caudal de Diseño	Q_D =	0,10	m^3/s
Ancho de la garganta de la bocatoma	L =	12	m
Altura de la Lámina de Agua			
Altura de la lámina de agua para crecida máxima	H_{MAX} =	0,89	m
Altura de la lámina de agua para crecida promedio	H_{PROM} =	0,10	m
Altura de la lámina de agua para el caudal de diseño	H_D =	0,08	m
Dimensiones de la Rejilla y Canal de Aducción			
Dimensiones de la Rejilla de Captación			
Longitud de la rejilla	Lr =	3,4	m
Ancho de la rejilla	Br =	0,6	m

CUADRO 11.2.3.5-1
DIMENSIONES DE REJILLA Y CANAL DE ADUCCIÓN DE BOCATOMA

Dimensiones del Canal de Aducción			
Ancho del canal de aducción	B =	0,5	m
Longitud del canal de aducción	Lc =	3,9	m
Pendiente del fondo del canal de aducción	i =	2	%
Altura del canal de aducción aguas arriba	Ho =	0,6	m
Altura del canal de aducción aguas abajo	He =	0,7	m

Fuente: Elaboración propia.

En Anexo Digital 11-2 se incluye una sensibilización del parámetro relativo al coeficiente de derrame de la rejilla y respecto a caudales para la sección proyectada e indicada en el Cuadro 11.2.3.5-1.

Con la sección obtenida del canal de aducción bajo la rejilla se construye las trayectorias de caída del agua por sobre la grada para distintos caudales del río, especialmente para caudales menores de éste obtenidos de la hidrología y para caudales menores a ellos, suponiendo eventos de escases en el río.

En el Cuadro 11.2.3.5-2 se presenta los datos para el cálculo y en las Figuras 11.2.3.5-1 a Figura 11.2.3.5-11, la trayectoria de caída del agua respecto de la ubicación de la pared de canal considerando un corte paralelo al cauce. Los detalles de cálculo se incluyen en Anexo Digital 11-3.

CUADRO 11.2.3.5-2
PROPIEDADES PARA EL CÁLCULO

Caudal (m^3/s)	Altura (m)	Velocidad (m/s)
Q_{min} = 0,93	0,08	0,89
Q_{prom} = 1,30	0,10	1,01
$Q_{máx.}$ = 1,71	0,12	1,10
$Q_{diseño}$ =0,10	0,01	0,43
$Q_{90\%}$= 0,49	0,05	0,73
$Q_{85\%}$ = 0,55	0,05	0,77
$Q_{T=5}$ = 18,19	0,59	2,36
$Q_{T=250}$ = 34,23	0,89	2,87
Q = 0,050	0,01	0,33
Q = 0,075	0,01	0,36
Q = 0,110	0,02	0,43
Q =0,120	0,02	0,49

Fuente: Elaboración propia.

En el cuadro anterior, tanto la altura de agua como la velocidad, se obtienen del perfil de Hec-Ras por sobre la grada antes de caer a la rejilla.

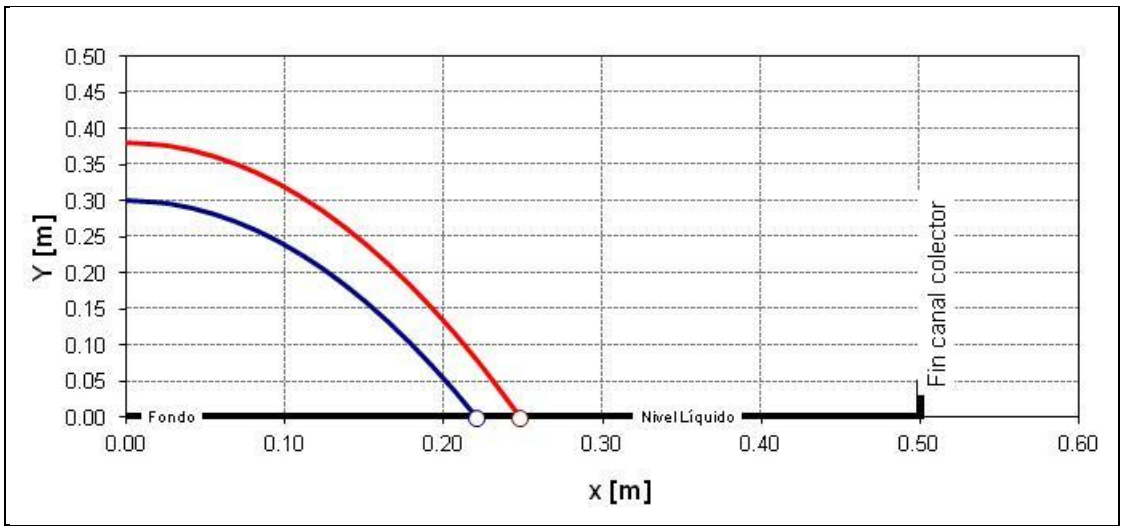


FIGURA 11.2.3.5-1
TRAYECTORIA DE CAÍDA Q_{MIN}

Fuente: Elaboración propia.

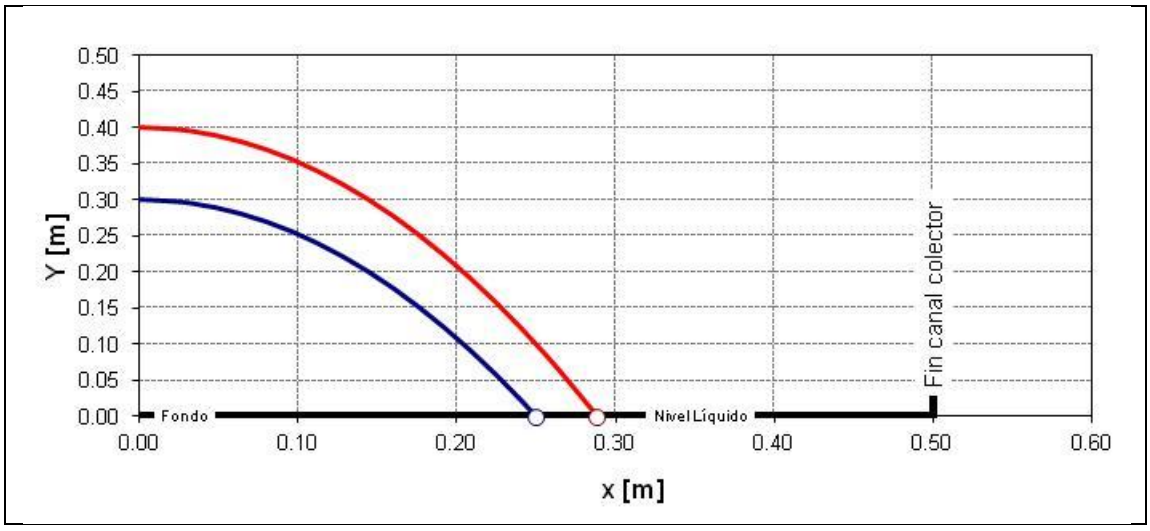


FIGURA 11.2.3.5-2
TRAYECTORIA DE CAÍDA Q_{PROM}

Fuente: Elaboración propia.

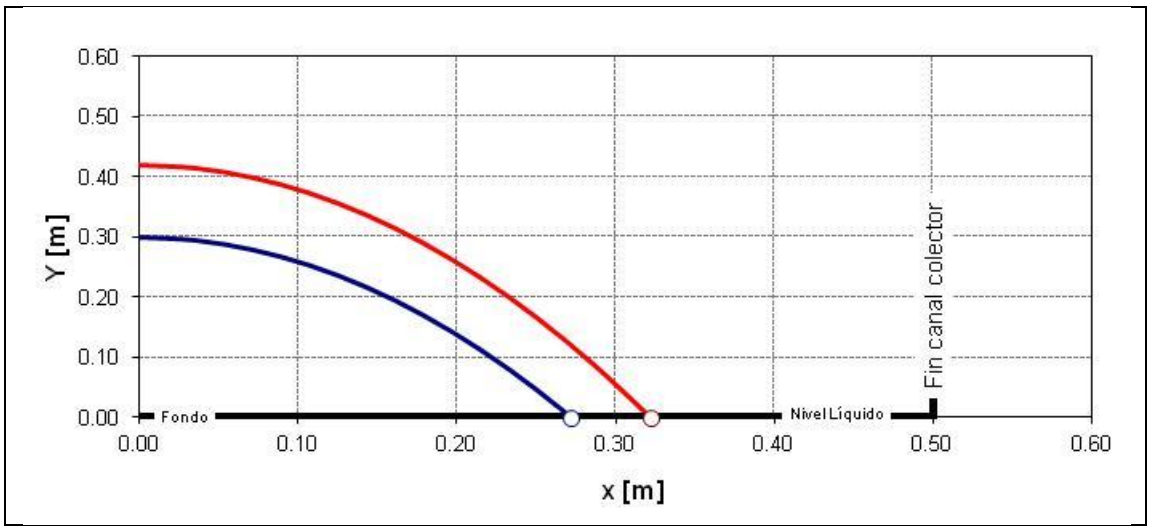


FIGURA 11.2.3.5-3
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{MÁX}$

Fuente: Elaboración propia.

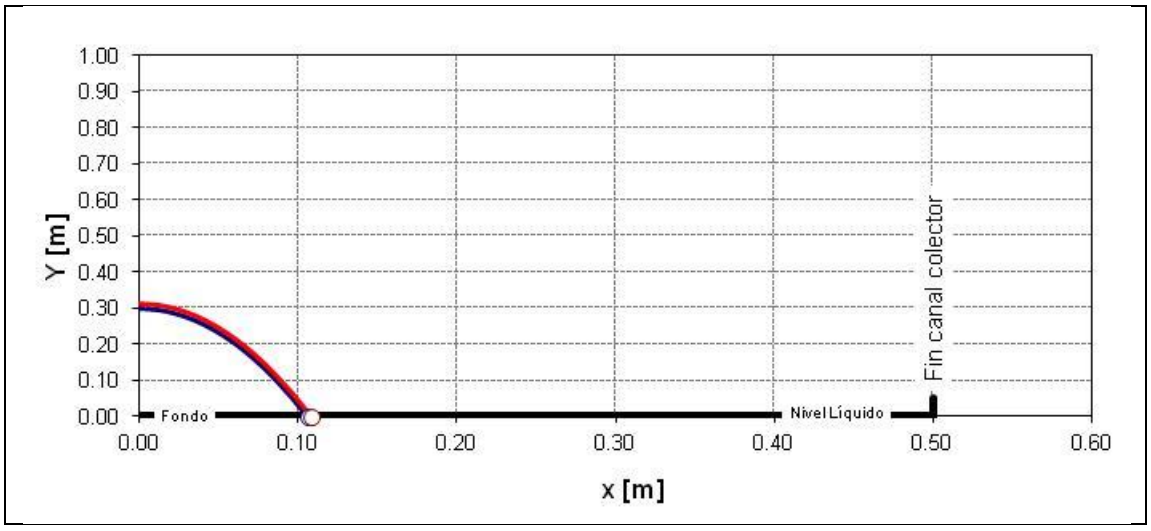


FIGURA 11.2.3.5-4
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{DISEÑO}$

Fuente: Elaboración propia.

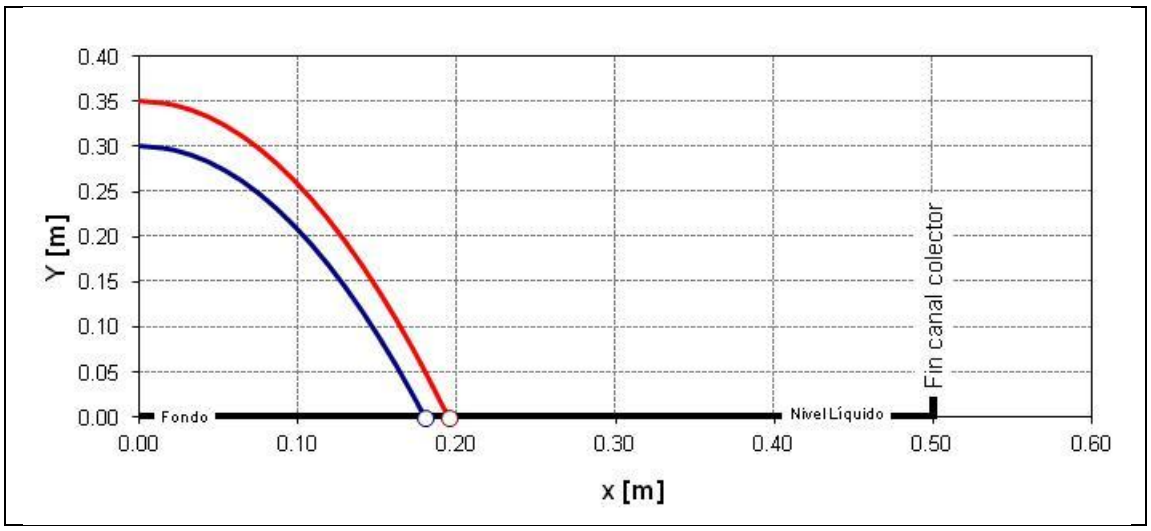


FIGURA 11.2.3.5-5
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{90\%}$

Fuente: Elaboración propia.

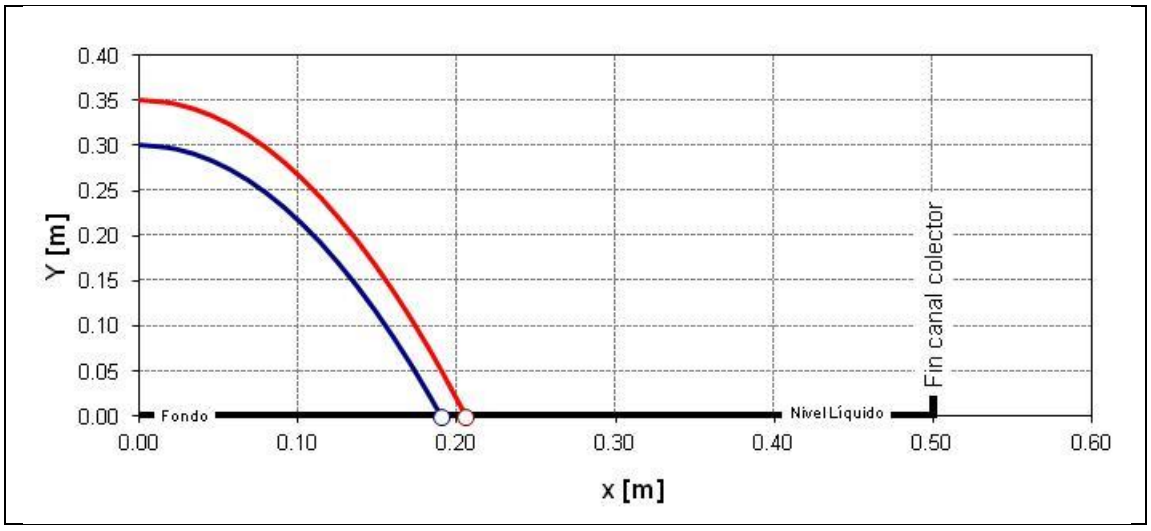


FIGURA 11.2.3.5-6
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{85\%}$

Fuente: Elaboración propia.

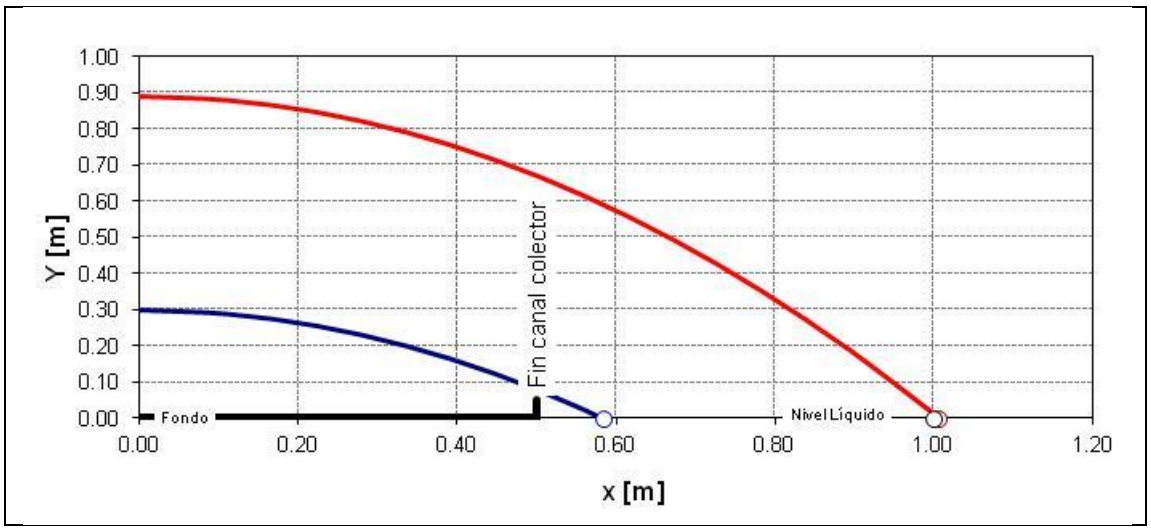


FIGURA 11.2.3.5-7
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{T=5}$

Fuente: Elaboración propia.

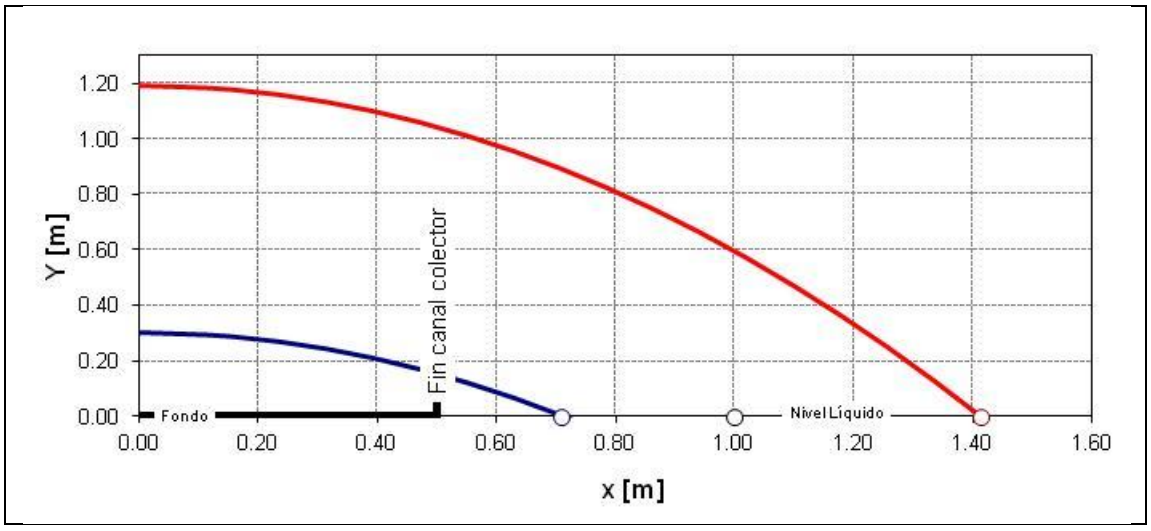


FIGURA 11.2.3.5-8
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{T=250}$

Fuente: Elaboración propia.

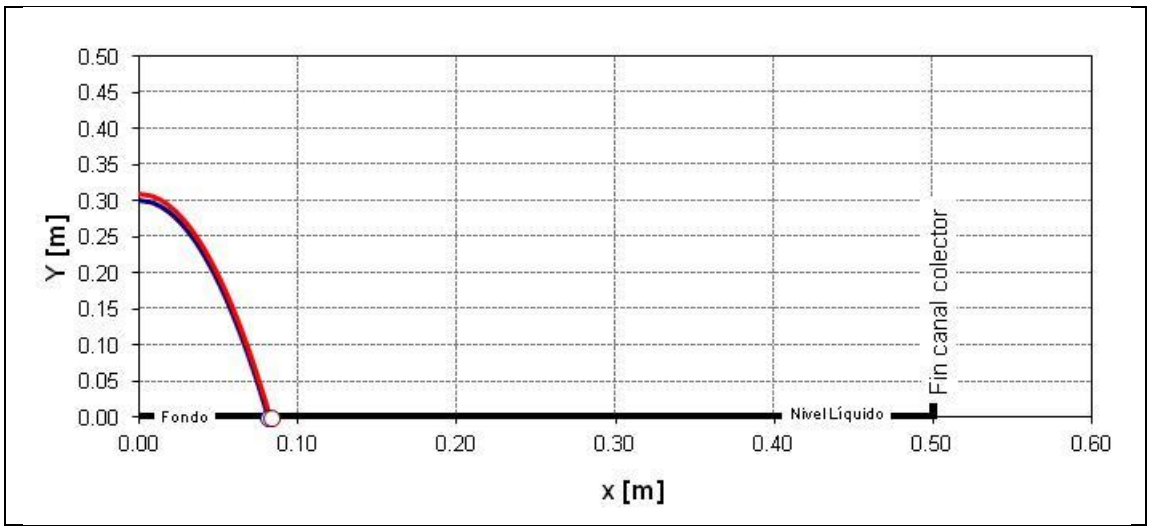


FIGURA 11.2.3.5-9
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{50\,L}$

Fuente: Elaboración propia.

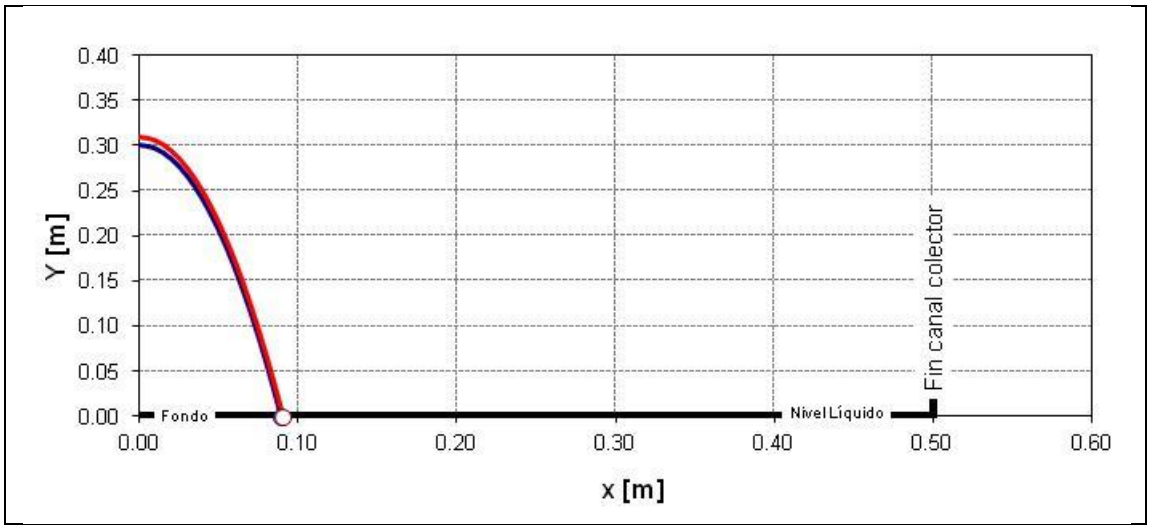


FIGURA 11.2.3.5-10
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{75\,L}$

Fuente: Elaboración propia.

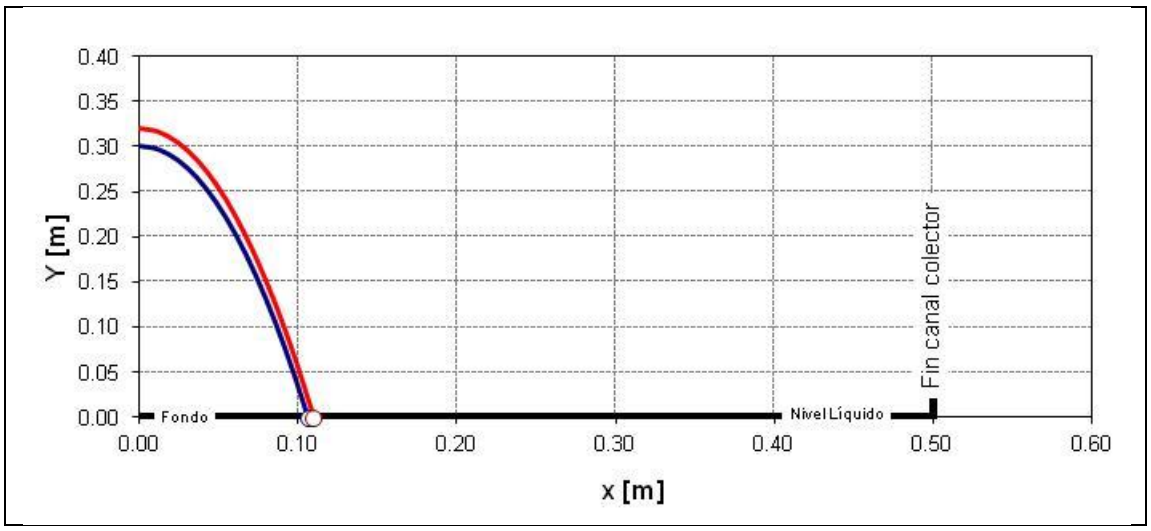


FIGURA 11.2.3.5-11
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{110\ L}$

Fuente: Elaboración propia.

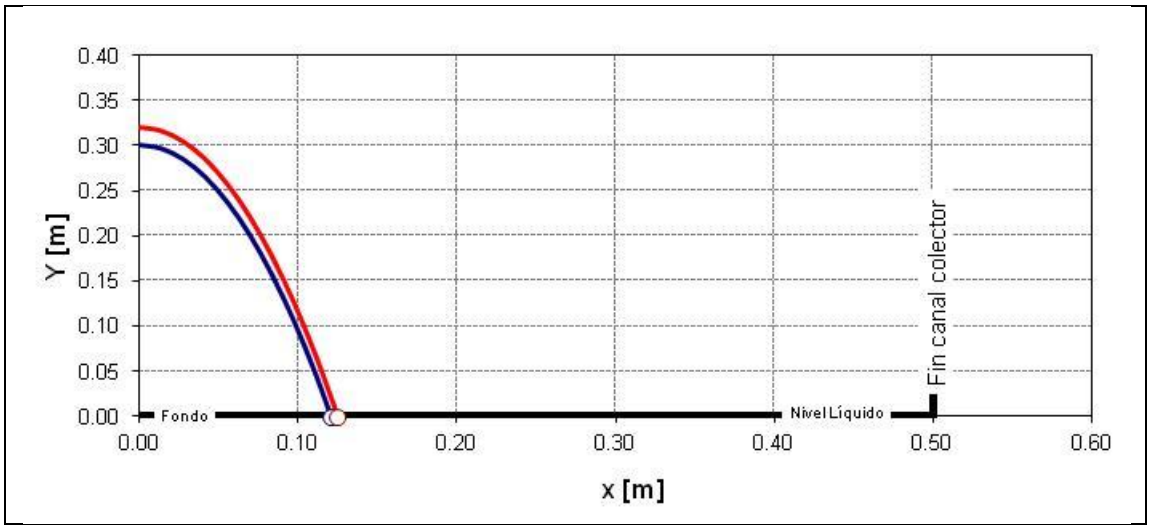


FIGURA 11.2.3.5-11
TRAYECTORIA DE CAÍDA $Q_{120\ L}$

Fuente: Elaboración propia.

De las figuras anteriores se tiene que para los caudales bajos del río y para los caudales más recurrentes el chorro principal de agua ingresa al canal de aducción asegurando la captación del agua que se tiene por derecho, teniendo que para los caudales asociados a periodos de recurrencia mayores el agua pasaría en su mayoría por sobre la rejilla, lo que asegura que para periodos de crecida el canal de aducción no se vería afectos a excesivo ingreso de caudal ni a afecto a un golpe del "chorro" a las paredes del hormigón.

Por lo demás, dado las dimensiones del canal de aducción la cantidad máxima de agua que es capaz de captar para el caudal asociado a T=250 años es de Q = 0,926 m^3/s. Anexo Digital 11-1.

11.3. DESARENADOR

11.3.1. Introducción

Un desarenador tiene por objeto separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras. El desarenador se refiere normalmente a la remoción de las partículas superiores a 0,2 mm.

En un desarenador, normalmente se identifican 4 zonas principales:

- *Zona de entrada*, que tiene como función conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformando a su vez la velocidad.
- Zona *de desarenación*; parte de la estructura en la cual se realiza el proceso de depósito de las partículas por acción de la gravedad.
- *Zona de salida*; está conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada.

Los elementos principales de un desarenador son:

- *Transición de* entrada; que une el canal con el desarenador.
- *Cámara de Sedimentación*; en la cual las partículas sólidas caen al fondo. Algunos antecedentes de la literatura, en base a las velocidades límites de sedimentación de algunos suelos, recomiendan diseñar un desarenador para velocidades que varíen entre 0,2 m/s y 0,6 m/s, con una profundidad media de 1,5 m y 4 m. *La forma de la sección transversal* puede ser cualquiera, aunque generalmente se escoge de sección rectangular, trapezoidal o mixta.
- *Vertedero;* la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible, debe trabajar con descarga libre. Mientras menos sea la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastra. Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a V=1 m/s.

11.3.2. Consideraciones para el Diseño Hidráulico del Desarenador

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partículas, suponiendo que todas las partículas del diámetro superior al escogido deben depositarse. En general, se tiene que el valor máximo admitido para plantas hidráulicas es de 0,25 mm, mientras que para sistemas de riego se acepta hasta 0,5 mm, de acuerdo a consideraciones indicadas en libro “Diseño de Estructuras Hidráulicas - Máximo Villón Béjar”.

Considerando que el funcionamiento del sistema de distribución del agua de riego es en presión, se incluyen además las recomendaciones de los distintos proveedores de válvulas, los cuales

sugieren que no existan partículas mayores a 0,5 mm en el agua que pasa por las válvulas ya que pueden comprometer el correcto funcionamiento de éstas.

Por lo anterior y para asegurar el correcto funcionamiento durante la vida útil de los mecanismos a emplear, se adopta un diámetro de partícula de 0,3 mm.

La obra se diseña para el caudal promedio, de acuerdo a las recomendaciones entregadas en "Metodología de Diseño de una Bocatoma sumergida según la Unesco" por Hofer-1979 (Drobir). Datos generales a incluir en la base de cálculo se indican a continuación en el Cuadro 11.3.2-1.

CUADRO 11.3.2-1
DATOS CONSIDERADOS EN BASE DE CÁLCULO DESARENADOR

	Dato		Valor	Unidad	Observaciones
Datos Generales	$Q_{diseño}$	:	0,317	m^3/s	Caudal máximo asociado a caudal promedio anual
	$D_{partícula}$	:	0,3	mm	Diámetro mínimo de la partícula a sedimentar
	g	:	9,81	m/s^2	Gravedad
	Ps	:	2,65	gr/cm^3	Peso específico de la arena a eliminar
	p	:	1,03	gr/cm^3	Peso específico del agua turbia
	μ	:	0,004	cm^2/s	Viscosidad cinemática
Datos Canal	B	:	0,50	m	Base Canal
	z	:	0		Talud Canal (canal rectangular)
	n	:	0,014		Coeficiente de Rugosidad (Hormigón)
	S	:	0,02		Pendiente Canal

Fuente: Elaboración propia.

Considerando el diseño de un desarenador rectangular de ***largo "L", altura "h"*** y ***ancho basal "b"***, se deben calcular la velocidad de caída (W) de la partícula y la velocidad de del flujo (V) en el tanque de sedimentación, según se muestra en la Figura 11.3.2-1.

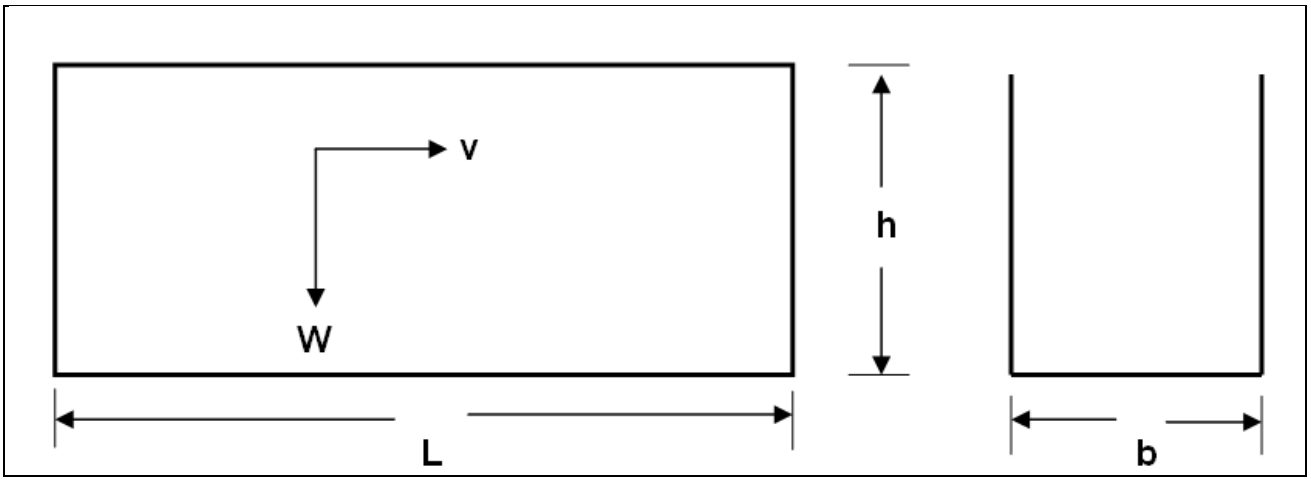


FIGURA 11.3.2-1
PARÁMETROS DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN
Fuente: Diseño de Estructuras Hidráulicas - Máximo Villón

11.3.3. Cálculo de velocidades "W" y "V" del Desarenador

11.3.3.1. Cálculo de la velocidad de caída "W" (en aguas tranquilas)

Para este aspecto existen fórmulas empíricas, tablas y gráficos, las cuales consideran, entre otros parámetros el peso específico de material sedimentado. ρ_s (gr/cm^3) y el peso específico del agua, ρ_w (gr/cm^3).

Algunas tablas y fórmulas existentes son las que se señalan a continuación.

i. Tabla de Arkhangelski (Cuadro 11.3.3.1-1)

Permite calcular "W" (cm/s) en función del diámetro de las partículas "d" (mm).

CUADRO 11.3.3.1-1
TABLA DE ARKHANGELSKI

d (mm)	W (cm/s)
0,05	0,178
0,10	0,692
0,15	1,560
0,20	2,160
0,25	2,700
0,30	3,240
0,35	3,780
0,40	4,320
0,45	4,860
0,50	5,400
0,55	5,940
0,60	6,480

CUADRO 11.3.3.1-1
TABLA DE ARKHANGELSKI

d (mm)	W (cm/s)
0,70	7,320
0,80	8,070
1,00	9,440
2,00	15,290
3,00	19,250
5,00	24,900

Fuente: Diseño de Estructuras Hidráulicas - Máximo Villón

ii. Fórmula de Owens

$$w = k\sqrt{d(\rho_s - 1)[m/s]} \qquad \text{Ec. 11-15}$$

Donde

w : Velocidad de sedimentación (m/s)
d : Diámetro de las partículas (m)
ρ_s : Peso específico del material (gr/cm^3)
k : Constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos y sus valores se muestran en Cuadro 11.3.3.1-2

CUADRO 11.3.3.1-2
VALOR CONSTANTE K

Forma y Naturaleza	k
Arena esférica	9,35
Granos redondeados	8,25
Granos cuarzo d > 3 mm	6,12
Granos cuarzo d < 0,7 mm	1,26

Fuente: Diseño de Estructuras Hidráulicas - Máximo Villón

iii. Fórmula de Scotti-Foglieni

$$w = 3{,}8\sqrt{d} + 8{,}3d\ [m/s] \qquad \text{Ec. 11-16}$$

Donde

W : Velocidad de sedimentación (m/s)
d : Diámetro de las partículas (m)

iv. Expresión de Sellerio:

$$W = 0{,}0088 + 10{,}221 * d \qquad \text{Ec. 11-17}$$

Donde

W : Velocidad de sedimentación (cm/s)
d : Diámetro de las partículas (mm)

Los resultados obtenidos por cada uno de los métodos y el valor a utilizar se consignan en el Cuadro 11.3.3.1-3.

CUADRO 11.3.3.1-3
RESULTADOS DE VELOCIDAD DE CAÍDA "W"

Método	W (cm/s)	W (m/s)
Arkhangelski	3,24	0,032
Owens	20,80	0,208
Scotti- Foglieni	6,83	0,068
Sellerio	3,08	0,031
Promedio	**8,49**	**0,085**

Fuente: Elaboración propia utilizando relaciones descritas.

Si bien el valor obtenido por Owens es alto en comparación con los otros métodos de cálculo, es un valor que se mantiene para el promedio ya que considera para su obtención, además del diámetro de la partícula, la forma de ésta y su peso específico. Además, dado que son relaciones experimentales, si se considera solo el valor de Owens para el diseño, se obtienen decantadores demasiado pequeños (2,6 m), mientras si no se considera, el decantador puede tener una longitud de hasta 21 m, lo que no es factible ya que por lo obtenido tanto en la campaña de invierno como verano, las aguas no presentaban concentraciones de sedimento fino en suspensión que pudiera ser el que ingrese al decantador.

11.3.3.2. Cálculo de Velocidad de Flujo "V" en el Desarenador

La velocidad horizontal en un desarenador puede ser considerada alta o baja según se indica a continuación (Máximo Villón Béjar):

De baja velocidad: V< 1 m/s (0,2 – 0,6 m/s)

De alta velocidad: V> 1 m/s(1 – 1,5 m/s)

El cálculo de la velocidad se estima en función de la fórmula de Camp con los valores del parámetro "a" mostrados en el Cuadro 11.3.2.2-4.

$$V_d = \frac{a\sqrt{d}}{100}\,[m/s]$$ Ec. 11-18

Donde:

V_d=V : Velocidad del flujo en tanque (m/s)
d : Diámetro (mm)
a : Constante en función del diámetro

CUADRO 11.3.3.2-4
VALORES DE CONSTANTE "a" PARA DISTINTOS DIÁMETROS

Diámetro (mm)	*a*
d < 0,1	51
0,1 < d < 1	44
d > 1	36

Fuente: Diseño de Estructuras Hidráulicas - Máximo Villón

Luego V= 0,24 m/s.

De acuerdo a lo anterior, se tiene un ***desarenador de baja velocidad***.

11.3.4. Cálculo de la profundidad "h" y ancho "b" del desarenador

De la ecuación de continuidad se calcula el área necesaria para contener el caudal de diseño a la velocidad de flujo calculada y luego se obtienen los valores de "h" y "b". La recomendación es que b=2h, la cual se utiliza para obtener una primera aproximación a las dimensiones.

Q	:	0,32	m^3/s
V	:	0,24	m/s
A (b*h)	:	1,43	m^2
h	:	0,85	m
b=2h	:	1,7	m
b	:	**1,7**	**m**
h	:	**1,5**	**m**

11.3.5. Cálculo de la longitud "L" del desarenador

11.3.5.1. Sin efectos de la Turbulencia

Despreciando el efecto del flujo turbulento sobre la velocidad de sedimentación, se obtiene la longitud "L" de la relación tanto del tiempo de caída como de sedimentación a lo largo del tanque.

$$L = \frac{h * V}{W}$$ Ec. 11-19

W	:	0,085	m/s
V	:	0,24	m/s
h	:	1,50	m
L	:	**4,24**	**m**

11.3.5.2. Con efectos de la Turbulencia

Considerando los efectos retardatorios de la turbulencia, se tiene que la velocidad de sedimentación es menor e igual a w-w', donde w' es la reducción de la velocidad por efectos de la turbulencia. Luego la ecuación de la longitud es:

$$\boldsymbol{L = \frac{h * v}{w - w'}}$$ Ec. 11-20

Eghiazaroff, expresó la velocidad como:

$$\boldsymbol{w' = \frac{v}{5,7 + 2,3 * h}} [\boldsymbol{m/s}]$$ Ec. 11-21

Levin, relacionó esta reducción con la velocidad de flujo con un coeficiente:

$$\boldsymbol{w' = \alpha * v} \ [\boldsymbol{m/s}]$$ Ec. 11-22

Bestelli et al, consideran:

$$\propto = \frac{\boldsymbol{0,132}}{\sqrt{\boldsymbol{h}}} \ , donde\ h\ se\ expresa\ en\ m.$$ Ec. 11-23

Considerando lo anterior, se obtienen los resultados:

MÉTODO	W´ (m/s)
Eghiazaroff	0,03
Levin	0,02587
Promedio	**0,026**
L =	**6,12 m**

De lo anterior se tiene que manteniendo las otras condiciones constantes, la ecuación proporciona mayores valores de la longitud del tanque que en caso no turbulencia.

11.3.5.3. Desarenador Baja Velocidad

En el cálculo de los desarenadores de bajas velocidades se puede realizar una corrección, mediante el coeficiente K (Krochin), que varía de acuerdo a las velocidades de escurrimiento en el tanque, es decir:

$$L = K * \frac{h * v}{w} \qquad \text{Ec. 11-24}$$

Donde K se obtiene del Cuadro 11.3.5.3-1.

CUADRO 11.3.5.3-1
COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE DESARENADORES DE BAJA VELOCIDAD

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0,20	1,25
0,30	1,50
0,50	2

Fuente: Diseño de Estructuras Hidráulicas - Máximo Villón

K	:	1,5	
V	:	0,24	m/s
W	:	0,085	m/s
h	:	1,50	m
L	:	**6,36**	**m**

Por lo tanto, considerando lo anterior, se obtiene que el largo del desarenador corresponde al mayor valor de "L" obtenido, aproximado a un valor entero constructible, vale decir:

L =	**6,36 m**
$L_{Adoptado}$ =	**7,00 m**

Los cálculos se encuentran en el Anexo Digital 11-4.

11.3.6. Verificación de la Capacidad del tanque

Para verificar la capacidad del tanque del desarenador, se calcula el tiempo de caída y posteriormente, se calcula el volumen de agua en dicho tiempo para comparar con el volumen geométrico del tanque.

Q	:	0,322	m^3/s
W	:	0,085	m/s
h	:	1,50	m^2
b	:	1,70	m
L	:	7,00	m

V_{agua}	:	**3,84**	**m^3**
V_{tanque}	:	**17,85**	**m^3**

Luego se verifica que **$V_{tanque} \geq V_{tagua}$**

Para facilidad de lavado, el fondo del desarenador se proyectó con pendiente del 3%. Esta inclinación comienza al finalizar la transición.

En Anexo Digital 11-5 se incluye modelación HEC RAS de canal de aducción hasta final del desarenador, donde se verifica el cumplimiento de las velocidades mínimas.

11.3.7. Longitud de Transición Entrada Desarenador

La geometría de la transición de entrada se proyecta considerando las recomendaciones de la literatura, fórmula de Hind:

$$L_t = \frac{T_2 - T_1}{2 * \tan\alpha} \qquad \text{Ec. 11-25}$$

Donde

- L_t : Longitud de la transición
- T2 : Ancho espejo de agua del desarenador
- T1 : Ancho espejo de agua del canal.
- α : Ángulo que forman los espejos de agua (para α= 12,5º se consiguen pérdidas de carga mínimas en transición)

T1	:	0,50	m
T2	:	1,70	m
α	:	12,5	°

L_t	:	**2,80**	**m**

11.3.8. Vertedero Control a Cámara de Carga

Al final del desarenador, se proyecta un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia la cámara de carga.

La ecuación general de vertedero corresponde a:

$$Q = Co \cdot L \cdot H^{3/2}$$ Ec. 11-26

Donde

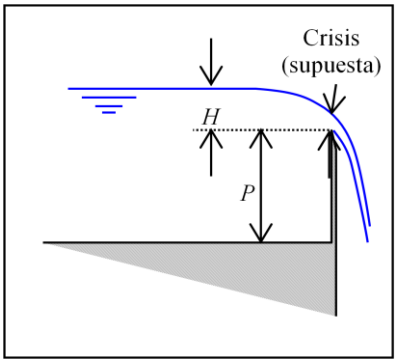
Q : Caudal evacuado por el vertedero (m)
C_0 : Coeficiente de gasto del vertedero
L : Longitud del vertedero (m)
H : Altura de carga aguas arriba del vertedero (m)

La definición de vertedero de pared gruesa o delgada está dada por las siguientes relaciones: (Mery)

- **Pared Delgada:**

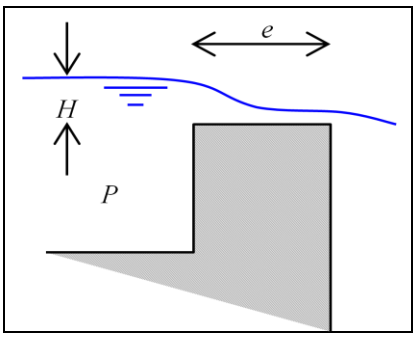
Si $0 \leq H/P \leq 5$; $C_0 = 0{,}611 + 0{,}08*H/P$ Ec. 11-27

Si $5 < H/P \leq 10$; $C_0 = 0{,}887 + 0{,}0248*H/P$ Ec. 11-28



- **Pared Gruesa:**

Si $0{,}1 \leq H/e \leq 1{,}5$, $C_0 = 0{,}85*9/7*(1-(2/9)/(1+H/e)^4)$ Ec. 11-29



Donde:

P : Altura del vertedero (m)
H : Altura de agua sobre el vertedero (m)

En adición a lo anterior, se considera un factor de turbulencia tal como se detalla a continuación.

Ct : Factor de turbulencia
1,0 (sin turbulencia)
1,1 (turbulencia moderada)
1,2 (alta turbulencia)

En este caso, dado que las aguas se encuentran en un estanque con aguas calmas, el factor de turbulencia es 1.

Para determinar si el vertedero es de pared gruesa o delgada se realizan los cálculos en ambos casos y se obtiene lo presentado en el Cuadro 11.3.8-1.

CUADRO 11.3.8-1
CÁLCULO DE ALTURA SOBRE VERTEDERO A CÁMARA DE CARGA

	Vertedero pared delgada			**Vertedero pared gruesa**		
		Q	**m³/s**		**0,100**	
Ancho nominal	*Wn*	mm	1.700	*Wn*	mm	1.700
Altura vertedero c/r al fondo aguas arriba	*P*	mm	1.500	*P*	mm	1.500
Nivel aguas arriba del vertedero	*H*	mm	**102**	*H*	mm	**105**
Largo del vertedero	-			*e*	mm	350
	H/P		0,07	*H/e*		0,30
	0 ≤ H/P ≤ 10		**Cumple**	*0,1 ≤ H/e ≤ 1,5*		**Cumple**
Coeficiente de Gasto	C_0	-	0,616	C_0	-	1,008
Factor de turbulencia	*Ct*	-	1,0	*Ct*	-	1,0
Energía aguas arriba	*E*	mm	**102**	*E*	mm	**105**

Fuente: Elaboración propia.

De lo anterior, se tiene que para las condiciones del vertedero, éste cumple con ambas relaciones. Por tanto, se verifica la altura de escurrimiento sobre la cresta como la mayor entre ambas metodologías, vale decir, ***altura sobre vertedero de 11 cm.*** El detalle de los cálculos anteriores se incluye en el Anexo Digital 11-6.

Por otra parte, la pérdida de carga a través de la reja se calcula utilizando la relación de Berenzinski, obteniendo 3,5 cm. El cálculo de éste se incluye en Anexo Digital 11-7

11.3.9. Vertedero Excedentes Devolución Río

El caudal para el que se calcula el vertedero de excedentes corresponde a 217 L/s. Lo anterior se justifica en que dado que el desarenador se diseña para el caudal promedio anual, el agua que es posible que ingrese es de 317 L/s, por lo tanto, a la cámara de carga se asegura la entrada de solo 100 L/s y se eliminan los excedentes.

Para el cálculo de este vertedero, se utiliza la misma relación antes definida y se evalúa tanto para pared gruesa como para pared delgada ya que para ambos casos se cumple la condición.

En este caso, se obtiene que la altura de agua sobre el vertedero es de aproximadamente 25 cm considerando la altura calculada como vertedero de pared gruesa.

Los resultados para cada caso se indican en el Cuadro 11.3.9-1 siguiente y el detalle de los cálculos se incluye en el Anexo Digital 11-6.

CUADRO 11.3.9-1
CÁLCULO DE ALTURA SOBRE VERTEDERO EXCEDENTES

	Vertedero pared delgada			**Vertedero pared gruesa**		
		Q	**m³/s**		**0,217**	
Ancho nominal	*Wn*	mm	1.000	*Wn*	mm	1.000
Altura vertedero c/r al fondo aguas arriba	*P*	mm	1.500	*P*	mm	1.500
Nivel aguas arriba del vertedero	*H*	mm	**240**	*H*	mm	**243**
Largo del vertedero	-			*e*	mm	350
	H/P		0,16	*H/e*		0,70
	0 ≤ H/P ≤ 10		**Cumple**	*0,1 ≤ H/e ≤ 1,5*		**Cumple**
Coeficiente de Gasto	C_0	-	0,624	C_0	-	1,064
Factor de turbulencia	*Ct*	-	1,0	*Ct*	-	1,0
Energía aguas arriba	*E*	mm	**240**	*E*	mm	**243**

Fuente: Elaboración propia.

11.3.10. Canal de Restitución

El canal de restitución cumple la función de evacuar por procesos hidráulicos los sedimentos depositados en el desarenador y además, en este caso, permite evacuar los excedentes de agua antes que ésta pase a la cámara de carga.

Para eliminar los sedimentos del fondo del desarenador, se eleva una compuerta de modo que el agua que ingrese a la cámara de desarenado produzca un flujo continuo hasta el canal de restitución, arrastrando los sedimentos al cauce. En periodos en que el recurso hídrico es sobrante, la compuerta puede permanecer ligeramente abierta para evitar la acumulación de sedimentos en el fondo del desarenador.

Para el diseño del canal de restitución se considera condición normal de escurrimiento, verificándose con HEC-RAS. Los datos considerados son:

- Canal de hormigón de ancho basal 0,5 m, altura 0,6 m y largo 5 m aproximadamente, cuyo coeficiente de Manning n = 0,015 (Ven te Chow).

- Tubería de HDPE PN10 de 500 mm de 11 m de largo, cuyo Manning n = 0,01 y diámetro interior 440 mm

- Pendiente de fondo de i=2%, de modo que asegure velocidad suficientemente para asegurar la limpieza y rápida evacuación y que implique el menor movimiento de tierra posible.

De los resultados obtenidos se tiene que el canal y tubería son capaces de evacuar las aguas al cauce sin rebasar el canal. Los resultados se incluyen en el Anexo Digital 11-8.

11.4. CÁMARA DE CARGA

11.4.1. Introducción

La cámara de carga es un estanque que conecta el desarenador con la tubería de presión y se dimensiona según el caudal de diseño.

Las principales funciones de la cámara de carga son:

- Permitir la conexión entre el sistema de conducción y la tubería de presión

- Impedir la entrada a la tubería en presión de materiales sólidos de arrastre o en suspensión

11.4.2. Cálculo de Altura de Carga

En primer lugar se verifica la altura de aguas en la zona de carga, considerando la pérdida de carga generada por el ingreso del flujo a la tubería. El cálculo se realiza considerando la expresión del Manual de Carreteras para la operación hidráulica de alcantarillas que entran en presión. De esta manera, se considera la expresión:

$$\frac{He}{D} = a + bzF + c(zF)^2 + d(zF)^3 + e(zF)^4 + f(zF)^5 - 0.5i \qquad \text{Ec. 11-30}$$

Donde:

a, b, c, d, e y f son factores que se presentan en la Tabla 3.703.303.A. del M.C.
z : Factor de conversión; 1,81130889
i : pendiente longitudinal tubería descarga (m/m)
He : altura de agua respecto al fondo de la tubería de salida (m)
F : $Q/D^{2.5}$

En adición a lo anterior, se considera un factor de amplitud de 1,2 que incluye la turbulencia que existirá en la zona. A continuación, en el Cuadro 11.4.2-1 se detalla el cálculo.

CUADRO 11.4.2-1
ALTURA DE AGUA ZONA DE CARGA

Control de Entrada - Tubo Circular				
Datos de Entrada				
Diámetro externo tubería de salida	*De*	(mm)	315	
Espesor de pared	*e1*	(mm)	10,00	
Pendiente del tubo descarga	*i*	(m/m)	0,010	
Flujo		(m^3/h)	360	
	Q	(m^3/s)	0,100	
Diámetro interno	*D*	(m)	0,295	
Coeficientes de regresión (*)	*a*		0,087483	
	b		0,706578	
	c		-0,253300	
	d		0,066700	
	e		-0,006620	
	f		0,000251	
Coeficiente de conversión de unidades	*z*		1,811309	
Resultados				
Parámetro F	*F*		2,116	$Q/D^{2.5}$
Altura relativa de fluido	*He/D*		1,604	
Altura de fluido	*He*	(m)	0,473	
Coeficiente de turbulencia	*Ct*		1,2	
Nivel sobre fondo de la tubería	***Hd***	**(m)**	**0,568**	***(He×Ct)***

Fuente: Elaboración propia.

11.4.3. Cálculo de Sumergencia

El cálculo de sumergencia tiene relación con que no se produzca entrada de aire por formación de vórtices.

Hay diversidad de fórmulas empíricas para definir la inmersión mínima necesaria para que no se formen vórtices importantes, pero no existe teoría alguna que explique a fondo el problema y tome en cuenta todos los parámetros que lo hacen posible. El grado mínimo de inmersión está definido en la Figura 11.4.3.

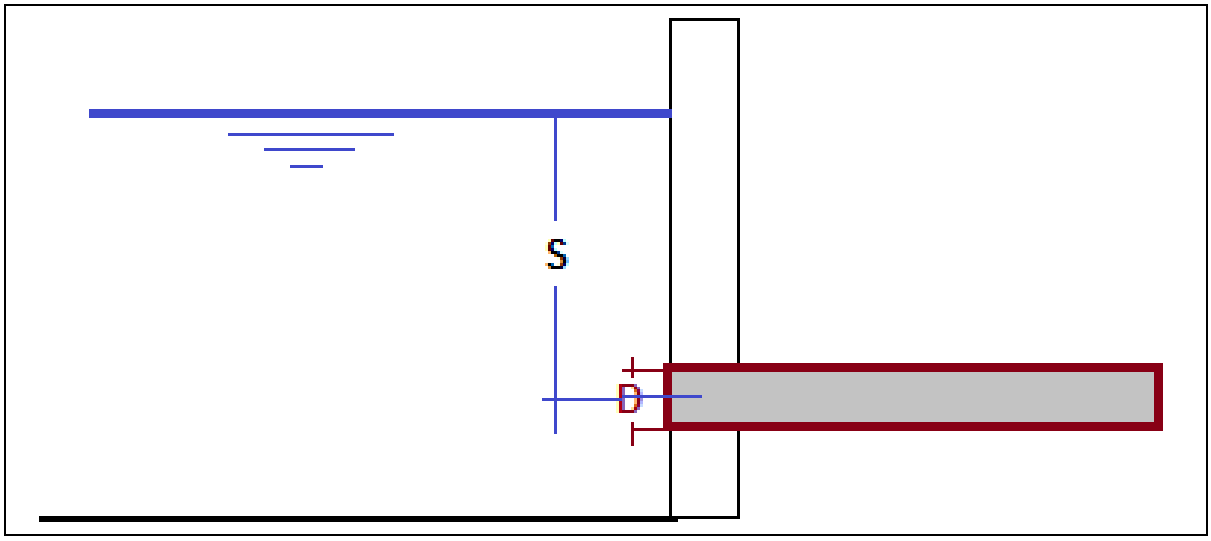


FIGURA 11.4.3-1
ESQUEMA SUMERGENCIA MÍNIMA
Fuente: ESHA, 2006

La inmersión o sumergencia está definida por "S". Las fórmulas siguientes expresan su valor mínimo para evitar la vorticidad[1].

Fórmula de Knauss $$S \geq D \cdot \left(1 + 2.3 \cdot \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}}\right)$$ Ec. 11-31

Fórmula de Rohan $$S \geq 1{,}474 \cdot V^{0,48} \cdot D^{0,76}$$ Ec. 11-32

Fórmula de Gordon $S \geq c \cdot V \cdot \sqrt{D}$, con c=0,7245 para geometría asimétrica y c=0,5434 para geometría simétrica Ec. 11-33

[1] ESHA, 2006

Donde

V : Velocidad del flujo en la tubería (m/s)
D : Diámetro de la tubería en presión (m)
g : Aceleración de gravedad (m/s^2)
S : Sumergencia mínima (m), medida desde el nivel de agua de la cámara de carga hasta la clave de la tubería

11.4.4. Resultados

La sumergencia estimada para el sistema alcanza los 0,7 m en promedio.

D (mm)	315
V (m/s)	1,28
Nivel sobre fondo tubería	0,60 m
Sumergencia promedio	0,70 m
Altura mínima de agua	**0,7 m**

El detalle de los cálculos realizados se incluye en Anexo Digital 11-9.

11.5. CÁMARA CORTA PRESIÓN

11.5.1. Introducción

La cámara corta presión tiene como finalidad cortar la presión de la tubería de distribución a lo largo del trazado.

El diseño propuesto considera:

- *Zona de entrada*, que incluye la válvula de entrada y acceso a ésta.
- *Zona de disipación*; parte de la estructura donde descarga el chorro y disipa parte de su energía impactando en un muro perpendicular.
- *Zona de aquietamiento*; compartimento donde las aguas caen desde la parte alta, para luego pasar por debajo a través de un orificio a la siguiente sección. Esto permite disminuir la turbulencia del flujo y llegar a condiciones de escurrimiento tranquilo
- *Zona de carga*; esta zona es la que permite la conexión con la o las tuberías de descarga.
- *Zona de válvulas*; sección final donde se emplazan las válvulas de inicio del tramo siguiente. Válvulas de corte para mantención.

En Figura 11.5.1-1 se muestra un esquema tipo de la cámara corta presión.

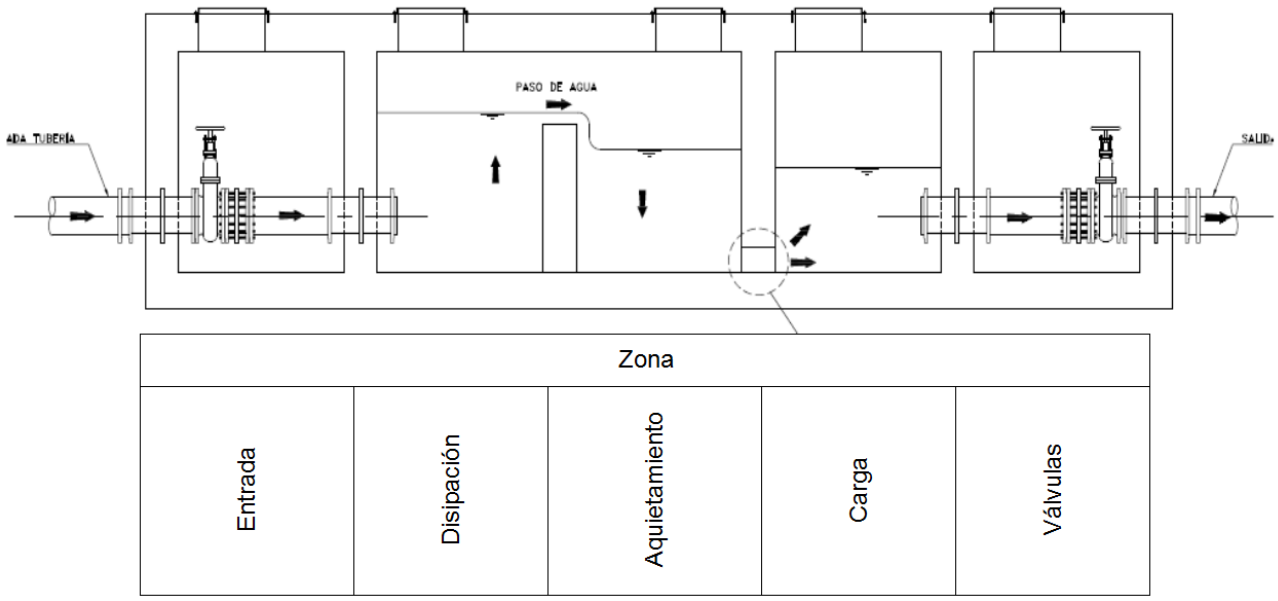


FIGURA 11.5.1-1
ESQUEMA CÁMARA CORTA PRESION (ELEVACIÓN)

Fuente: Elaboración propia

11.5.2. Diseño Hidráulico de cámara

11.5.2.1. Aspectos Generales

El diseño hidráulico de la cámara se realiza desde aguas abajo hacia a aguas arriba, de acuerdo a los procedimientos que se indican a continuación.

11.5.2.2. Zona de Carga

En primer lugar se verifica la altura de aguas en la zona de carga, considerando la pérdida de carga generada por el ingreso del flujo a la tubería. Para esto se utiliza la expresión del Manual de Carreteras para la operación hidráulica de alcantarillas que entran en presión, descrita en Acápite 11.4.2, ecuación Ec.11-30.

11.5.2.3. Zona de Aquietamiento

Para estimar la altura de agua en la zona de aquietamiento se considera las condiciones de aguas abajo y la pérdida de carga del escurrimiento a través del orificio de pasada.

La pérdida de carga por el paso del flujo a través del orificio se calcula considerando la siguiente expresión:

$$\Lambda_{orificio} = Cc \times V^2/2g \qquad \text{Ec. 11-34}$$

Donde, Cc corresponde al factor de pérdida de carga o coeficiente de contracción. Se adopta un valor de 0,61, que corresponde a orificio totalmente contraído; V corresponde a la velocidad del flujo a través del orificio.

Esta zona es imprescindible para asegurar el régimen tranquilo en la cámara de carga. El no contar con el control en el orificio significa una zona donde la variabilidad del espejo de agua permanente genera una operación inadecuada de la descarga hacia la tubería aguas abajo. Cabe señalar que los pulsos sin control generan, eventualmente, el ingreso de aire al sistema con la consiguiente disminución de la capacidad de porteo de las tuberías y una operación inapropiada.

La longitud en esta zona se verifica por la longitud del chorro de descarga del vertedero. Para determinar esta longitud, se considera que el chorro se proyecta siguiendo una trayectoria parabólica considerando las condiciones de borde sobre la cresta del vertedero.

11.5.2.4. Zona de Disipación

La altura de agua en la zona de disipación está condicionada por la altura del muro aguas abajo y la altura de carga sobre el vertedero.

Para obtener la carga por sobre el vertedero se utiliza la ecuación general del vertedero indicada en ítem 11.3.8, ecuación Ec.11-26.

11.5.3. Resultados Cámara Corta Presión Nº1

11.5.3.1. Datos de Entrada

A continuación, se detallan los datos de entrada para desarrollar la verificación hidráulica de la cámara corta presión.

- Caudal de diseño = 0,1 m³/s
- Diámetro tubería descarga = 315 mm, PN 10;
- Espesor = 19 mm
- Pendiente aguas abajo válvulas = 1%

En este caso, se considera una zona de válvulas aguas abajo de la cámara misma, cercana al camino, de modo que en caso de emergencia sea más sencilla la operación.

Las dimensiones de la cámara propuesta tienen relación con la servicialidad de ésta, ya que se debe considerar que los espacios para una correcta instalación de los mecanismos proyectados y la distancia entre tuberías, de modo que sea factible su correcta instalación y operación, además de que sea factible la limpieza de ésta por el personal que se designe para ello.

11.5.3.2. Zona de Carga

En el Cuadro 11.5.3.2-1 se resumen los resultados de los cálculos que se detallan en Anexo Digital 11-10.

CUADRO 11.5.3.2-1
ALTURA DE AGUA ZONA DE CARGA

Alcantarilla Control de Entrada - Tubo Circular.				
Datos de Entrada				
Diámetro externo tubería de salida	*De*	(mm)	315	
Espesor de pared	*e1*	(mm)	19,00	
Pendiente del tubo descarga	*i*	(m/m)	0,010	
Flujo		(m^3/h)	360	
	Q	(m^3/s)	0.100	
Diámetro interno	*D*	(m)	0.277	
Resultados				
Parámetro F	*F*		2,476	$Q/D^{2.5}$
Altura relativa de fluido	*He/D*		1,951	
Altura de fluido	*He*	(m)	0,540	
Coeficiente de turbulencia	*Ct*		1,2	
Nivel sobre fondo de la tubería	*Hd*	(m)	0,648	*He×Ct*

Fuente: Elaboración propia.

11.5.3.3. Zona de Aquietamiento

En Cuadro 11.5.3.3-1 se indican las consideraciones utilizadas y se obtiene que la pérdida de carga en el orificio alcanza los 0,14 m. Los cálculos se incluyen en Anexo Digital 11-10.

CUADRO 11.5.3.3-1
PÉRDIDA DE CARGA PASO POR ORFICIO HORIZONTAL

Flujo Total	q	m³/s	0,100
Ancho efectivo orificio	We	m	0,50
Altura efectiva orificio	He	m	0,20
Área efectiva orificio	Ae	m²	0,100
Velocidad orificio	V	m/s	1,00
Altura de velocidad	Hv	m	0,051
Coeficiente de contracción	Cc	---	0,61
Pérdida de energía orificio	$\Lambda_{orificio}$	m	0,14

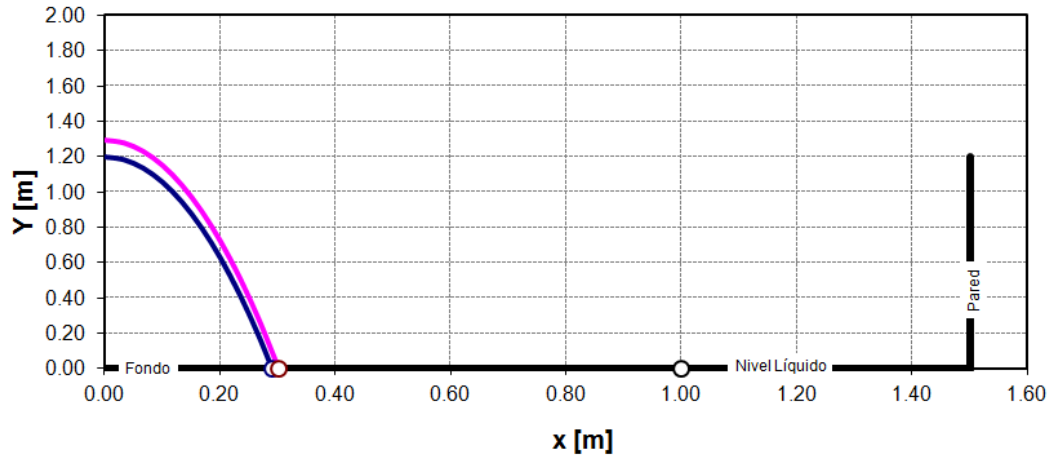
Fuente: Elaboración propia.

La longitud de esta zona se verifica por la longitud del chorro de descarga del vertedero. Para determinar esta longitud, se considera que el chorro se proyecta siguiendo una trayectoria parabólica considerando las condiciones de borde sobre la cresta del vertedero.

Del Cuadro 11.5.3.3-2 se desprende que la longitud máxima que alcanza el chorro corresponde a 0,3 m. De lo anterior, es que 1,5 metros de largo de la zona, aseguran que el chorro nunca impactará la pared opuesta.

CUADRO 11.5.3.3-2
TRAYECTORIA CHORRO

Características flujo entrante				Datos de cámara			
Flujo	Q	0.10	[m^3/s]	Largo Cajón	L	1.500	[m]
Altura Inicial	Y_o	0.09	[m]	Elev. Alimentación	z_a	1.200	[m]
Velocidad inicial	V_o	0.59	[m/s]	Elev. Fondo	z_f	0.000	[m]
Pendiente	S_o	0.00%	-	Elev. Líquido	z_l	0.000	[m]
Theta	θ	0.000	[rad]				



Fuente: Elaboración propia.

11.5.3.4. Zona de Disipación

En el Cuadro 11.5.3.4-1 se incluyen los resultados obtenidos de la carga por sobre el vertedero. Los cálculos se incluyen en Anexo Digital 11-6.

De lo anterior, se tiene que para las condiciones del vertedero, éste cumple con ambas relaciones. Por tanto, se verifica la altura de escurrimiento sobre la cresta como la mayor entre ambas metodologías, vale decir, ***altura sobre vertedero de 8 cm.***

De los cálculos establecidos en los numerales anteriores, se tiene que una cámara corta presión de altura 1,9 m libres, interiores, es suficiente para una correcta operación de la misma.

CUADRO 11.5.3.4-1
ALTURA DE CARGA SOBRE VERTEDERO

	Vertedero pared delgada			Vertedero pared gruesa		
	Q		**m³/s**		**0,100**	
Ancho nominal	*Wn*	mm	2.700	*Wn*	mm	2.700
Altura vertedero c/r al fondo aguas arriba	*P*	mm	1.200	*P*	mm	1.200
Nivel aguas arriba del vertedero	*H*	mm	**75**	*H*	mm	**79**
Largo del vertedero	-			*e*	mm	350
	H/P		0,06	*H/e*		0,22
	0 ≤ H/P ≤ 10		**Cumple**	*0,1 ≤ H/e ≤ 1,5*		**Cumple**
Coeficiente de Gasto	C_0	-	0,616	C_0	-	0,985
Factor de turbulencia	*Ct*	-	1,2	*Ct*	-	1,2
Energía aguas arriba	*E*	mm	**89**	*E*	mm	**94**

Fuente: Elaboración propia.

11.5.3.5. Descarga de Excedentes

En caso de aumentos eventuales de caudal, la cámara contará con un drenaje en la parte superior para la conducción de excedentes, el cual consiste en un tubería de HDPE de 315 mm.

El caudal para el cual se calcula el vertedero de excedentes corresponde a 100 L/s, considerando que el agua que pudiera entrar en exceso sería el mismo que debe salir de la cámara.

Para la tubería proyectada en dicha cámara, se verifica su funcionamiento para condición normal utilizando HCanales, considerando una pendiente de 3% a la salida de la tubería, los resultados se indican en la Figura 11.5.3.5-1.

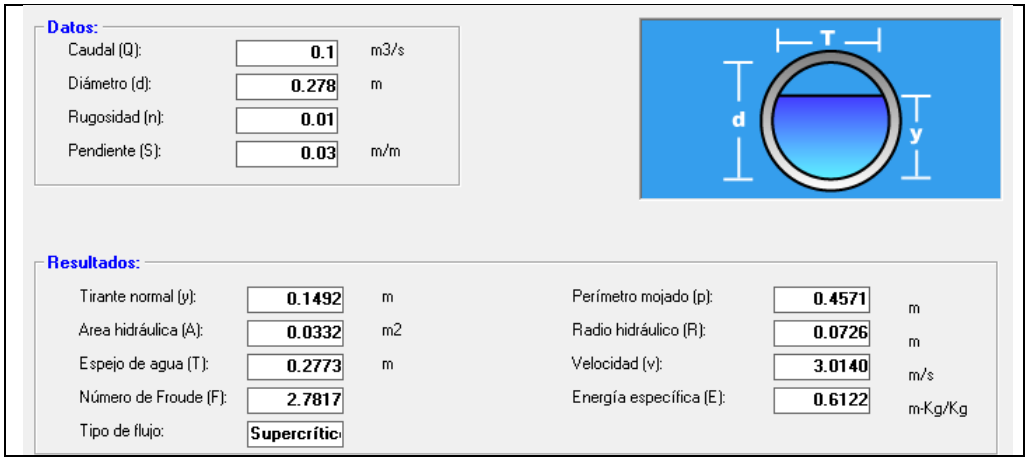


FIGURA 11.5.3.5-1
VERIFICACIÓN DESCARGA CÁMARA CORTA PRESIÓN Nº1

Fuente: Elaboración propia en base a HCanales.

11.5.4. Resultados Cámara Corta Presión Nº2

11.5.4.1. Datos de Entrada

De la cámara corta presión Nº2 se distribuye a cada uno de los sectores de riego, por lo que a la salida de ésta se tienen 2 tuberías de distinto diámetro (500 mm para sector 1 y 355 mm para sector 2) ya que los caudales necesarios por sector son distintos. A saber, se tienen que los caudales asociados a cada uno de los sectores son los que se indican en Cuadro 11.5.4.1-1.

CUADRO 11.5.4.1-1
RESUMEN DE ENTREGAS POR TRAMO.

Sector	Caudal Turno	Observación
Sector 1	172,488	Con beneficiarios actuales
	204,153	Con probables beneficiarios a futuro
Sector 2	140,183	Con beneficiarios actuales
	171,847	Con probables beneficiarios a futuro

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se detallan los datos de entrada para desarrollar la verificación hidráulica de la cámara corta presión.

- Diámetro tubería descarga = 355 mm, PN 10 (se considera la de diámetro menor ya que es el caso más desfavorable para la condición de carga)
- Caudal de diseño = 0,172 m³/s (caudal máximo para tubería menor)
- Espesor = 21 mm
- Pendiente aguas abajo válvulas = 1%

En este caso, la zona de válvulas se incluye en la misma cámara.

Las dimensiones de la cámara propuesta tienen relación con la servicialidad de ésta, ya que se debe considerar que los espacios para una correcta instalación de los mecanismos proyectados y la distancia entre tuberías, de modo que sea factible su correcta instalación y operación, además de que sea factible la limpieza de ésta por el personal que se designe para ello.

11.5.4.2. Zona de Carga

En el Cuadro 11.5.4.2-1 se resumen los resultados de los cálculos que se detallan en Anexo Digital 11-11.

CUADRO 11.5.4.2-1
ALTURA DE AGUA ZONA DE CARGA

Alcantarilla Control de Entrada - Tubo Circular.				
Datos de Entrada				
Diámetro externo tubería de salida	De	(mm)	355	
Espesor de pared	$e1$	(mm)	21	
Pendiente del tubo descarga	i	(m/m)	0,010	
Flujo		(m^3/h)	618	
	Q	(m^3/s)	0.172	
Diámetro interno	D	(m)	0.313	
Resultados				
Parámetro F	F		3,132	$Q/D^{2.5}$
Altura relativa de fluido	He/D		2,735	
Altura de fluido	He	(m)	0,856	
Coeficiente de turbulencia	Ct		1,2	
Nivel sobre fondo de la tubería	Hd	(m)	1,027	$He \times Ct$

Fuente: Elaboración propia.

11.5.4.3. Zona de Aquietamiento

En Cuadro 11.5.4.3-1 se indican las consideraciones utilizadas y se obtiene que la pérdida de carga en el orificio alcanza los 0,4 m. Los cálculos se incluyen en Anexo Digital 11-11.

La longitud de esta zona se verifica por la longitud del chorro de descarga del vertedero. Para determinar esta longitud, se considera que el chorro se proyecta siguiendo una trayectoria parabólica considerando las condiciones de borde sobre la cresta del vertedero.

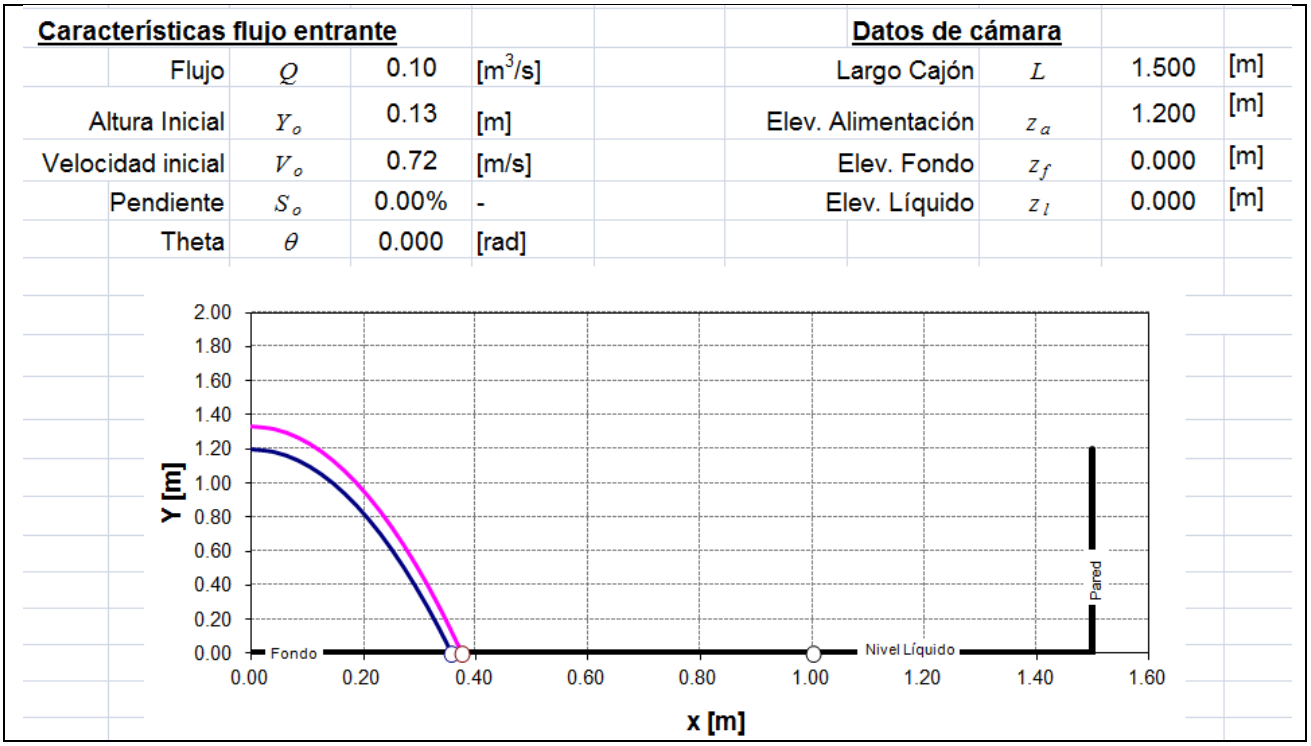
CUADRO 11.5.4.3-1
PÉRDIDA DE CARGA PASO POR ORIFICIO HORIZONTAL

Flujo Total	q	m³/s	0,172
Ancho efectivo orificio	We	m	0,50
Altura efectiva orificio	He	m	0,20
Área efectiva orificio	Ae	m²	0,100
Velocidad orificio	V	m/s	1,72
Altura de velocidad	Hv	m	0,15
Coeficiente de contracción	Cc	---	0,61
Pérdida de energía orificio	$\Lambda_{orificio}$	m	0,40

Fuente: Elaboración propia.

Del Cuadro 11.5.4.3-2 se desprende que la longitud máxima que alcanza el chorro corresponde a 0,3 m. De lo anterior, es que 1,5 metros de largo de la zona, aseguran que el chorro nunca impactará la pared opuesta.

CUADRO 11.5.4.3-2
TRAYECTORIA CHORRO



Fuente: Elaboración propia.

11.5.4.4. Zona de Disipación

En el Cuadro 11.5.4.4-1 se incluyen los resultados obtenidos de la carga por sobre el vertedero. Los cálculos se incluyen en Anexo Digital 11-6.

CUADRO 11.5.4.4-1
ALTURA DE CARGA SOBRE VERTEDERO

	Vertedero pared delgada			Vertedero pared gruesa		
	Q		**m³/s**		**0,172**	
Ancho nominal	*Wn*	mm	2.700	*Wn*	mm	2.700
Altura vertedero c/r al fondo aguas arriba	*P*	mm	1.200	*P*	mm	1.200
Nivel aguas arriba del vertedero	*H*	mm	**107**	*H*	mm	**111**
Largo del vertedero	-			*e*	mm	350
	H/P		0,09	*H/e*		0,32
	0 ≤ H/P ≤ 10		**Cumple**	*0,1 ≤ H/e ≤ 1,5*		**Cumple**
Coeficiente de Gasto	C_0	-	0,618	C_0	-	1,012
Factor de turbulencia	*Ct*	-	1,2	*Ct*	-	1,2
Energía aguas arriba	*E*	mm	**128**	*E*	mm	**133**

Fuente: Elaboración propia.

De lo anterior, se tiene que para las condiciones del vertedero, éste cumple con ambas relaciones. Por tanto, se verifica la altura de escurrimiento sobre la cresta como la mayor entre ambas metodologías, vale decir, ***altura sobre vertedero de 11 cm.***

De los cálculos establecidos en los numerales anteriores, se tiene que una cámara corta presión de altura 1,9 m libres, interiores, es suficiente para una correcta operación de la misma.

11.5.4.5. Descarga de Excedentes

En caso de aumentos eventuales de caudal, la cámara contará con un drenaje en la parte superior para la conducción de excedentes, el cual consiste en un tubería de HDPE de 250 mm.

El caudal para el cual se verifica el vertedero de excedentes corresponde al máximo caudal posible de considerar del Cuadro 11.5.4.1-1, vale decir, 204 L/s considerando que el agua que pudiera entrar en exceso sería el mismo que debe salir de la cámara.

Para la tubería proyectada en dicha cámara, se verifica su funcionamiento para condición normal utilizando HCanales, considerando la pendiente del terreno de 14% a la salida de la tubería, los resultados se indican en la Figura 11.5.4.5-1.

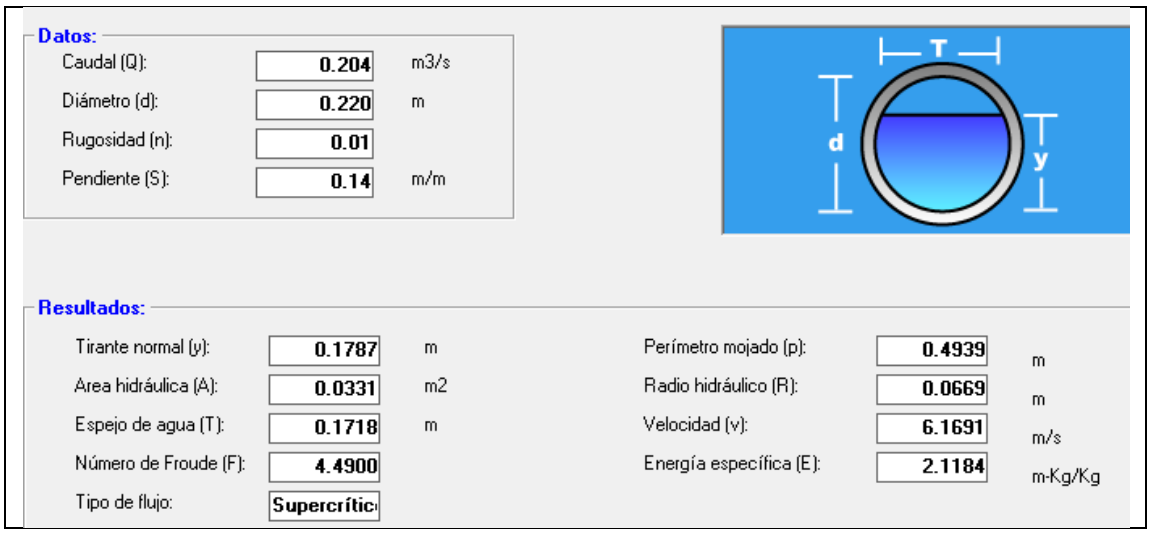


FIGURA 11.5.4.5-1
VERIFICACIÓN DESCARGA CÁMARA CORTA PRESIÓN Nº2

Fuente: Elaboración propia en base a HCanales.

11.6. TRANQUE

11.6.1. Introducción

El tranque acumulador corresponde a lo que se llama un embalse de regulación corta (en este caso opera como tranque de regulación nocturna), destinado a almacenar aguas de riego con el objeto de abastecer y regular posteriormente el consumo de los regantes, permitiendo de esta manera el establecimiento de sistemas de riego más eficientes y controlados.

Se dispondrá de esta obra ya que tendrá un propósito múltiple, por un lado permitirá acumular las aguas para ser utilizadas de manera más eficiente para el riego y por otra parte servirá de corta presión.

La ubicación de esta obra se definió considerando la cota que permita llegar con el agua a todos los sectores teniendo en consideración la presión mínima de entrega a predio en los casos más desfavorables.

El tranque propuesto corresponde a un micro-tranque, el cual es una estructura hidráulica que se compone generalmente de las obras que se señalan en los ítem siguientes.

11.6.2. Poza de Inundación

La poza de inundación o cubeta es la cavidad donde se acumula el agua de riego en el tranque. En general, la poza se excava y en su perímetro se construyen muros en terraplén, utilizando el material proveniente de los cortes en el terreno. (Ver Figura 11.6.2-1).

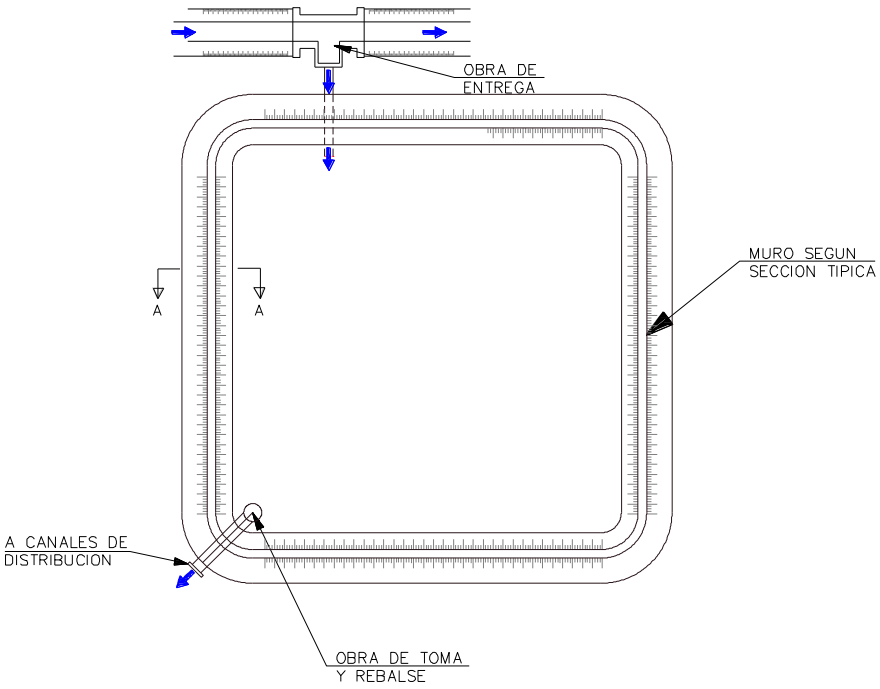


FIGURA 11.6.2-1
ESQUEMA DE PLANTA Y DISPOSICIÓN GENERAL DE LAS OBRAS

Fuente: Manual de Obras Menores de Riego 1996

11.6.3. Muros

Los muros del tranque se construyen de tierra, de sección trapecial, con un coronamiento de ancho adecuado y con taludes de pendiente definida, de acuerdo a la naturaleza del material que formará el terraplén (Ver Figura 11.6.3-1).

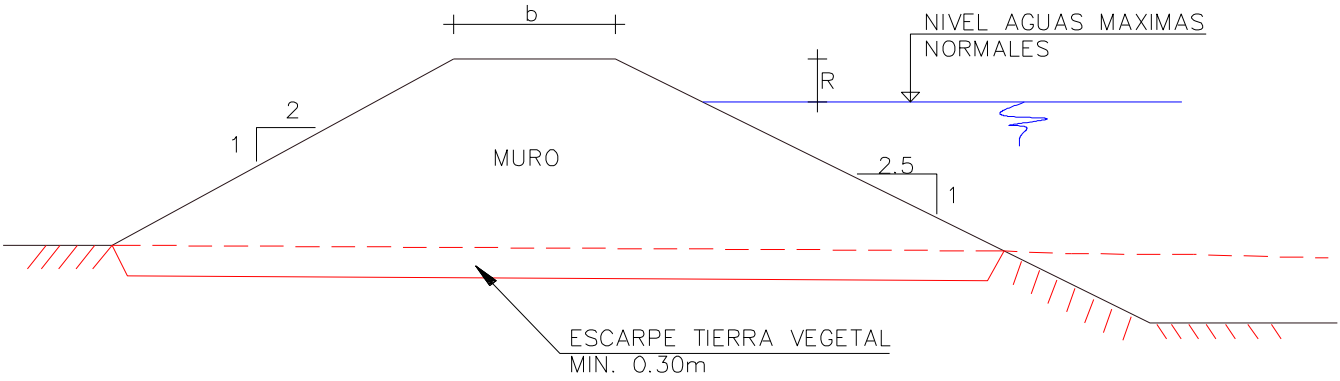


FIGURA 11.6.3-1
SECCIÓN TÍPICA MURO DEL TRANQUE

Fuente: Manual de Obras Menores de Riego 1996

11.6.4. Dimensionamiento del Tranque

Para el proyecto de tranque de regulación corta, se deberá considerar a lo menos la norma y criterios de diseño y los aspectos constructivos que afectan al diseño, que se especifican continuación:

11.6.4.1. Profundidad Mínima

La profundidad mínima del agua en el tranque deberá ser de 0,50 m (que da origen a volumen muerto) a fin de evitar que la posible acumulación de sedimentos llegue a la tubería de salida, como también evitar el crecimiento de vegetación de fondo.

11.6.4.2. Revancha

Se deberá dejar una revancha, por razones de seguridad, entre el coronamiento del muro y la superficie del agua en el tranque, a su nivel de aguas máximas, para evitar el rebasamiento del muro por efecto de oleaje fuerte anormal, o por mal funcionamiento de la obra de entrega, o vertedero que aumenten el nivel de las aguas sobre lo previsto. Para acumuladores pequeños se acepta una revancha de 0,50 m a 0,70 m, en este caso se considera una revancha de 0,50 m.

11.6.4.3. Altura del Muro

La altura total del muro está definida por la siguiente expresión:

$$H = h_v + h_r + R \quad (m)$$ Ec. 11-35

Donde:

H : Altura del muro (m)
h_v : Altura del volumen útil+ altura volumen muerto (m).
h_r : Altura de carga sobre el vertedero para Q_{max} (m)

11.6.4.4. Ancho del Coronamiento

El ancho de coronamiento del muro se puede calcular utilizando las fórmulas siguientes que se recomiendan en el Manual de Obras Menores de Riego CNR 1996 :

$$B = 0{,}8 + 0{,}5 \cdot H \ (m) \quad si\ H \leq 7m$$ Ec. 11-36

$$B = 3{,}0 + 0{,}2 \cdot H \ (m) \quad si\ H \leq 15m$$ Ec. 11-37

Donde:

H : Altura del muro (m)
B : Ancho Coronamiento (m).

Para este caso, donde se tiene altura de muro de 3,1 m, se utiliza la expresión de la ecuación Ec.11-36.

En la práctica el ancho debe ajustarse a las necesidades de la maquinaria con que se construirá la obra. Dado que el muro es de poca altura, se considera que el terraplén se compactará con un sistema manual (placa o rodillo vibrador manual) en su coronamiento.

11.6.4.5. Vertedero de Emergencia

El Tranque deberá tener una obra de rebalse con un vertedero, cuya capacidad sea la necesaria para evacuar el caudal máximo de porteo de la tubería de alimentación, con una carga de agua aceptable que de ningún modo sobrepase su revancha.

Para determinar si el vertedero es de pared gruesa o delgada se realizan los cálculos en ambos casos y se obtiene lo siguiente:

Se considera factor de turbulencia alto (1,2), debido a las condiciones de diseño, oleaje, entre otros.

CUADRO 11.6.4.5-1
CÁLCULO DE ALTURA SOBRE VERTEDERO DE EMERGENCIA TRANQUE

	Vertedero pared delgada			**Vertedero pared gruesa**		
	Q		**m³/s**			**0,100**
Ancho nominal	*Wn*	mm	1.500	*Wn*	mm	1500
Altura vertedero c/r al fondo aguas arriba	*P*	mm	300	*P*	mm	300
Nivel aguas arriba del vertedero	*H*	mm	**108**	*H*	mm	**117**
Largo del vertedero	-			*e*	mm	600
	H/P		0,36	*H/e*		0,20
	0 ≤ H/P ≤ 10		**Cumple**	*0,1 ≤ H/e ≤ 1,5*		**Cumple**
Coeficiente de Gasto	C_0	-	0,640	C_0	-	0,974
Factor de turbulencia	*Ct*	-	1,2	*Ct*	-	1,2
Energía aguas arriba	*EGL*	mm	**129**	*EGL*	mm	**141**

Fuente: Elaboración propia.

De lo anterior, se tiene que para las condiciones del vertedero, éste cumple con ambas relaciones. Por tanto, se verifica la altura de escurrimiento sobre la cresta como la mayor entre ambas metodologías, vale decir, ***altura sobre vertedero de aproximadamente 12 cm.*** El detalle de los cálculos se incluye en el Anexo Digital 11-6.

Respecto de la cámara de carga post-vertedero, se tienen los siguientes resultados.

CUADRO 11.6.4.5-2
ALTURA DE AGUA ZONA DE CARGA

Alcantarilla Control de Entrada - Tubo Circular.				
Datos de Entrada				
Diámetro externo tubería de salida	De	(mm)	500	
Espesor de pared	$e1$	(mm)	30	
Pendiente del tubo descarga	i	(m/m)	0,02	
Flujo		(m^3/h)	360	
	Q	(m^3/s)	0.1	
Diámetro interno	D	(m)	0.440	
Resultados				
Parámetro F	F		0,779	$Q/D^{2.5}$
Altura relativa de fluido	He/D		0,733	
Altura de fluido	He	(m)	0,322	
Coeficiente de turbulencia	Ct		1,2	
Nivel sobre fondo de la tubería	Hd	(m)	0,387	$He \times Ct$

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior, la altura de agua mínima necesaria en la zona de carga es de 0,4 m y de acuerdo con las ecuaciones Ec.11-31, Ec.11-32 y Ec.11-33, la sumergencia estimada para el sistema alcanza los 0,6 m en promedio. Por lo anterior, la altura de la cámara de carga se proyecta en 1,3 m considerando que el diámetro de la tubería de descarga es de 500 mm.

El detalle de los cálculos realizados se incluye en Anexo Digital 11-12.

Respecto de la tubería de descarga, se realiza la verificación hidráulica en condición normal, utilizando la herramienta Hcanales, y se obtiene que la tubería proyectada a descargar al río es suficiente y no entra en presión. Por otra parte el caudal de diseño utilizado corresponde a 100 L/s, considerando que el excedente corresponderá al mismo caudal que está entrando al tranque. La solución de salida se entrega en planos relativos al tranque en cuestión.

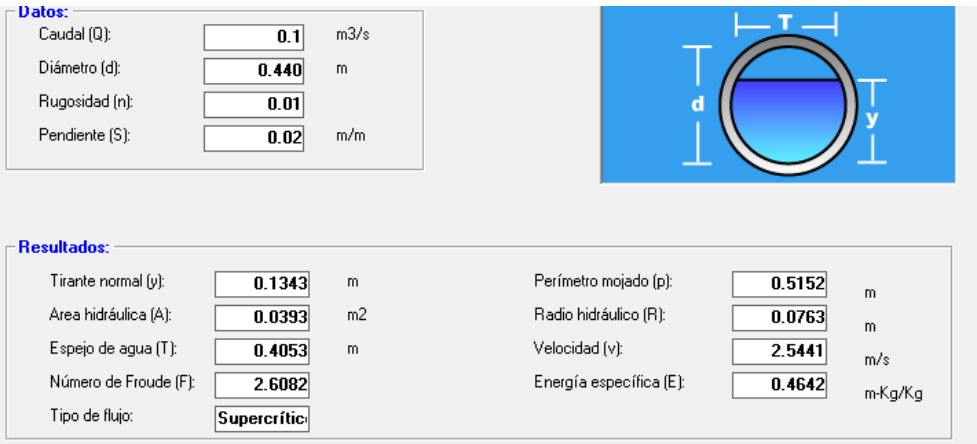


FIGURA 11.6.4.5-1
VERIFICACIÓN DESCARGA VERTEDERO DE EMERGENCIA

Fuente: Elaboración propia en base a HCanales.

11.6.4.6. Talud del Muro

En Manual de Obras Menores de Riego CNR 1996, se señala que para tranques de altura menor o igual a 5 m, se acepta construir los muros con un talud interior de 2,5:1 y de 2:1 por fuera, no obstante que dichas recomendaciones se indican para regiones V a VI, se utilizan y se verifica su estabilidad. La estabilidad de los taludes proyectados en el muro se verifica en el apartado de Diseño Estructural.

11.6.4.7. Resultados

En el Anexo Digital 11-13 se presenta la planilla de cálculo del dimensionamiento del tranque, cuyos resultados se incluyen en Cuadro 11.6.4.7-1.

Para el tranque se construye una curva de embalse cada 0,1 m en que se relaciona la altura de agua versus la capacidad de almacenamiento. La curva se presenta en la Figura 11.6.4.7-1 y se incluye en Anexo Digital 11-14.

CUADRO 11.6.4.7-1
DIMENSIONAMIENTO DE TRANQUE

Volumen del tranque	
Caudal de diseño (m3/s)	0,1
tiempo regulación (horas)	24
Volumen (m3)	8.640
Factor de seguridad	0,2
Volumen Requerido Tranque (m^3)	10.368
Dimensiones del tranque	
Largo (m)	60
Ancho (m)	60
Alto útil (m)	2,1
Ancho Coronamiento (m)	2,4
Altura de Muro (m)	3,1
La altura total del muro está definida por: H = hv + hr + R	
hv: Altura del volumen útil (m)	2,1
hm: altura por volumen muerto (m)	0,5
R: Revancha o borde libre (m)	0,5
Vertedero	
hr = carga del agua sobre la cresta del vertedero (m)	0,15
Revancha en Vertedero	0,35
Talud del Muro	
- talud interior H:V=	2.5:1
- talud exterior H:V=	2:1

Fuente: Elaboración propia.

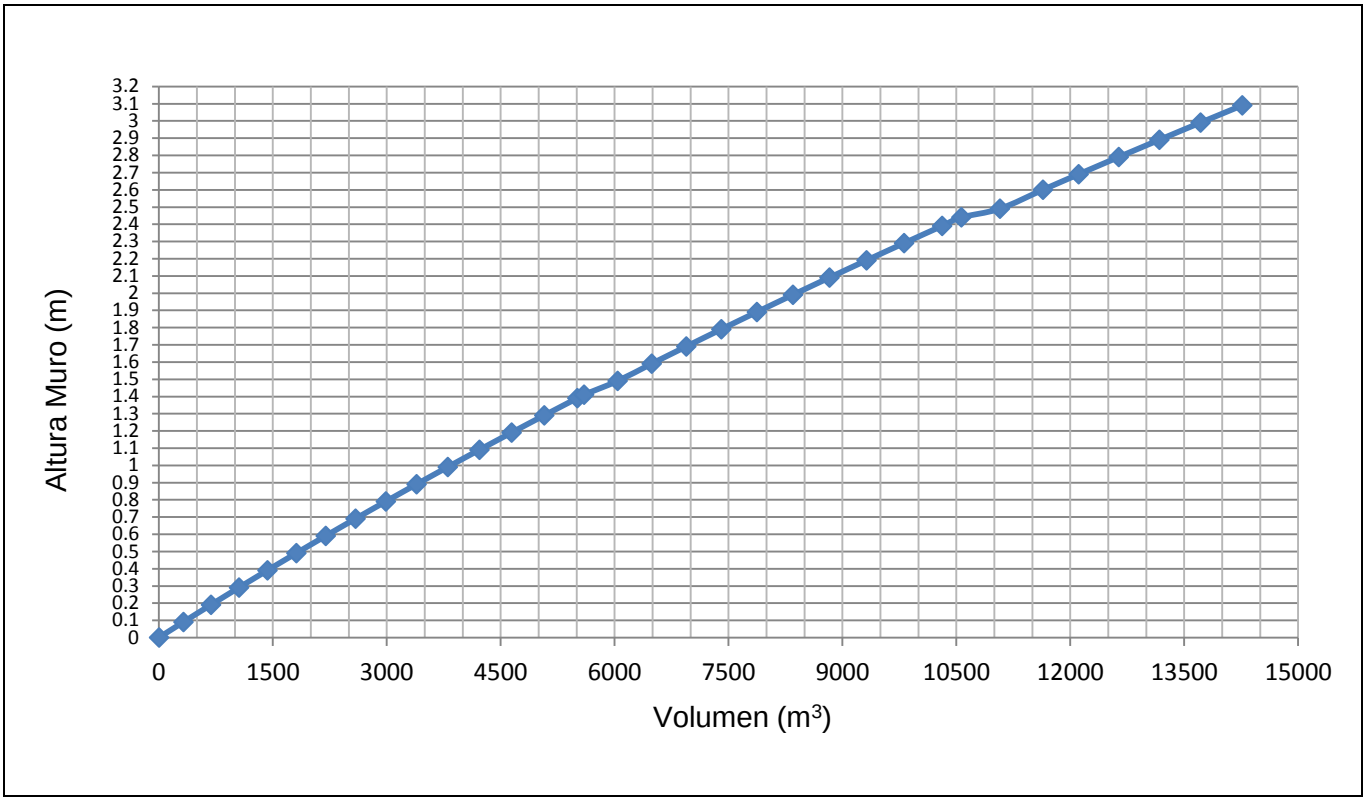


FIGURA 11.6.4.7-1
CURVA DE TRANQUE

Fuente: Elaboración propia.

11.7. CÁMARAS TRANQUE

11.7.1. Introducción

Para la operación correcta del tranque se proyectan dos cámaras, una cámara a la entrada del tranque y una cámara a la salida de éste.

Las dimensiones y características hidráulicas de éstas se indican en los ítems a continuación.

11.7.2. Cámara Entrada a Tranque

La cámara de entrada a tranque tiene como finalidad cortar la presión de la tubería de distribución a lo largo del trazado y que la llegada de agua al tranque sea poco turbulenta.

El diseño propuesto considera:

- *Zona de entrada*, que incluye la válvula de entrada y acceso a ésta.

- *Zona de disipación y aquietamiento*; parte de la estructura donde descarga el chorro y disipa parte de su energía.
- *Zona de carga*; esta zona es la que permite la conexión con la tubería de descarga al tranque.

Esta cámara a diferencia de la cámara corta presión proyectada, puede tener una cámara única para disipación y aquietamiento dado que el agua finalmente verterá en el tranque, por lo que la posible entrada de aire a la tubería no es relevante dado que solo se usa ésta para dirigir el agua a la entrada del tranque.

11.7.2.1. Datos de Entrada

A continuación, se detallan los datos de entrada para desarrollar la verificación hidráulica de la cámara de entrada a tranque.

- Caudal de diseño = 0,1 m^3/s
- Diámetro tubería salida a tranque = 315 mm, PN 10, HDPE.
- Espesor = 19 mm
- Pendiente aguas abajo válvulas = 2%

El diseño hidráulico de la cámara se realiza desde aguas abajo hacia a aguas arriba.

11.7.2.2. Zona de Carga

En primer lugar se verifica la altura de aguas en la zona de carga, considerando la pérdida de carga generada por el ingreso del flujo a la tubería. Para esto se utiliza la expresión del Manual de Carreteras para la operación hidráulica de alcantarillas que entran en presión, descrita en Acápite 11.4.2, ecuación Ec.11-30. A continuación, en el Cuadro 11.7.2.2-1 se indican los resultados y en Anexo Digital 11-15 se incluye la planilla de cálculo.

CUADRO 11.7.2.2-1
ALTURA DE AGUA ZONA DE CARGA

Alcantarilla Control de Entrada - Tubo Circular.				
Datos de Entrada				
Diámetro externo tubería de salida	De	(mm)	315	
Espesor de pared	$e1$	(mm)	19,00	
Pendiente del tubo descarga	i	(m/m)	0,010	
Flujo		(m^3/h)	360	
	Q	(m^3/s)	0.100	
Diámetro interno	D	(m)	0.277	
Resultados				
Parámetro F	F		2,476	$Q/D^{2.5}$
Altura relativa de fluido	He/D		1,946	
Altura de fluido	He	(m)	0,539	
Coeficiente de turbulencia	Ct		1,2	
Nivel sobre fondo de la tubería	Hd	(m)	0,647	$He \times Ct$

Fuente: Elaboración propia.

11.7.2.3. Zona de Disipación y Aquietamiento

La altura de agua en la zona de disipación está condicionada por la altura del muro aguas abajo y la altura de carga sobre el vertedero. Para obtener la carga por sobre el vertedero se utiliza la ecuación general del vertedero indicada en ítem 11.3.8, ecuación Ec.11-26. En el Cuadro 11.7.2.3-1 se presenta el resumen de los resultados y el detalle de los cálculos se incluye en el Anexo Digital 11-6.

CUADRO 11.7.2.3-1
ALTURA DE CARGA SOBRE VERTEDERO

	Vertedero pared delgada			**Vertedero pared gruesa**		
	Q		**m³/s**	**0,100**		
Ancho nominal	*Wn*	mm	1.550	*Wn*	mm	1.550
Altura vertedero c/r al fondo aguas arriba	*P*	mm	1.200	*P*	mm	1.200
Nivel aguas arriba del vertedero	*H*	mm	**108**	*H*	mm	**110**
Largo del vertedero	-			*e*	mm	250
	H/P		0,09	*H/e*		0,44
	0 ≤ H/P ≤ 10		**Cumple**	*0,1 ≤ H/e ≤ 1,5*		**Cumple**
Coeficiente de Gasto	C_0	-	0,618	C_0	-	1,036
Factor de turbulencia	*Ct*	-	1,2	*Ct*	-	1,2
Energía aguas arriba	*E*	mm	**129**	*E*	mm	**132**

Fuente: Elaboración propia.

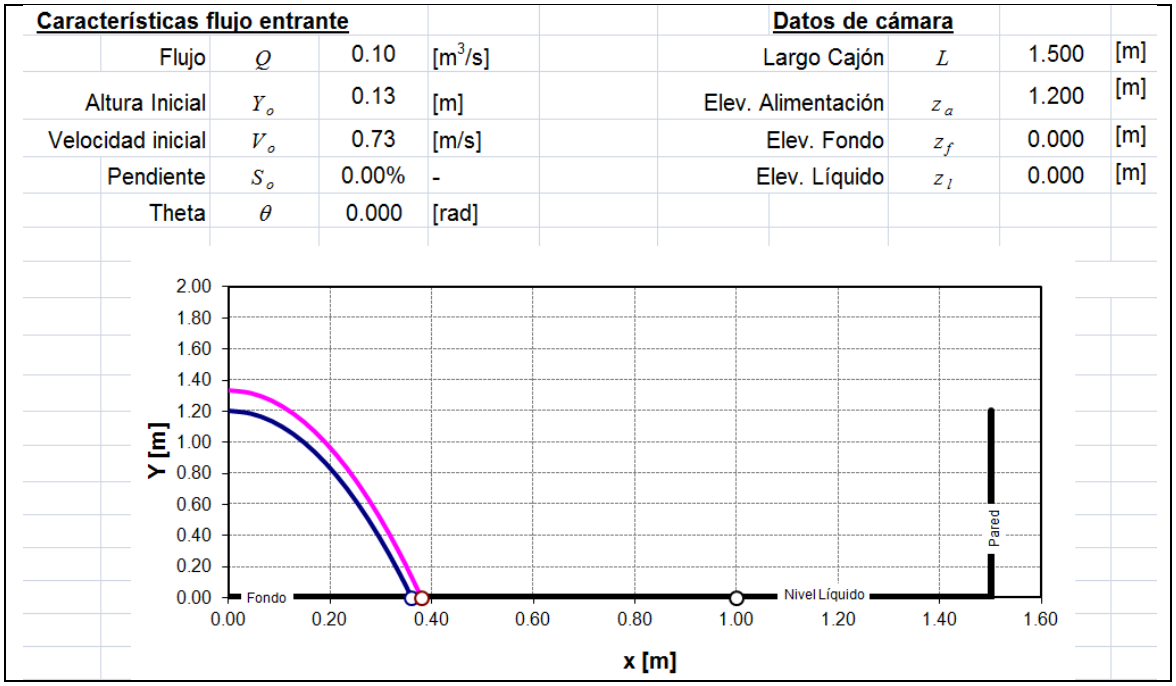
De lo anterior, se tiene que para las condiciones del vertedero, éste cumple con ambas relaciones. Por tanto, se verifica la altura de escurrimiento sobre la cresta como la mayor entre ambas metodologías, vale decir, ***altura sobre vertedero de 11 cm.***

La longitud de la zona se verifica por la longitud del chorro de descarga del vertedero. Para determinar esta longitud, se considera que el chorro se proyecta siguiendo una trayectoria parabólica considerando las condiciones de borde sobre la cresta del vertedero.

Del Cuadro 11.7.2.3-2 se desprende que la longitud máxima que alcanza el chorro corresponde a 0,4 m. De lo anterior, es que 1,5 metros de largo de la zona, aseguran que el chorro nunca impactará la pared opuesta ni la tubería de salida a tranque.

CUADRO 11.7.2.3-2
TRAYECTORIA CHORRO

Características flujo entrante				Datos de cámara			
Flujo	Q	0.10	[m^3/s]	Largo Cajón	L	1.500	[m]
Altura Inicial	Y_o	0.13	[m]	Elev. Alimentación	z_a	1.200	[m]
Velocidad inicial	V_o	0.73	[m/s]	Elev. Fondo	z_f	0.000	[m]
Pendiente	S_o	0.00%	-	Elev. Líquido	z_l	0.000	[m]
Theta	θ	0.000	[rad]				



Fuente: Elaboración propia.

11.7.3. Cámara Salida de Tranque

La cámara de salida de tranque es una cámara seca que contiene los mecanismos para un correcto funcionamiento del sistema de distribución.

La cámara de salida del tranque contiene las válvulas de corte y un contador volumétrico. Se considera una línea paralela por si existieran problemas, de modo que el sistema no quede sin abastecimiento. Las válvulas utilizadas son de mariposa tipo wafer cuya función es corte en caso de requerirse para mantención, por ejemplo. Estas válvulas cumplen con la función corte, regular y/o controlar caudal debido a su doble funcionalidad que estas válvulas poseen. No obstante lo anterior, se incluye la curva de descarga de la válvula utilizada considerando las pérdidas de carga de ésta.

Para determinar la curva de descarga de la válvula se utiliza la relación de ésta dada por el fabricante, a la cual se le agrega las pérdidas por singularidad y fricción en el tramo

La descarga de la válvula mariposa está dada por:

$$Q = C_v / \sqrt{(\rho / H)} \qquad \text{Ec. 11-38}$$

Donde:

- Q : Caudal (gal/min)
- ρ : Densidad (Lb/pie^3)
- H : Diferencia de Carga (psi) desde la lámina de agua hasta la válvula (ver esquema de Figura 11.7.3-1)
- Cv : Coeficiente de caudal. Este coeficiente tiene relación con el DN y el porcentaje de apertura de la válvula.
  Para este caso DN = 400 mm y apertura de 90º, por lo que Cv = 19.940

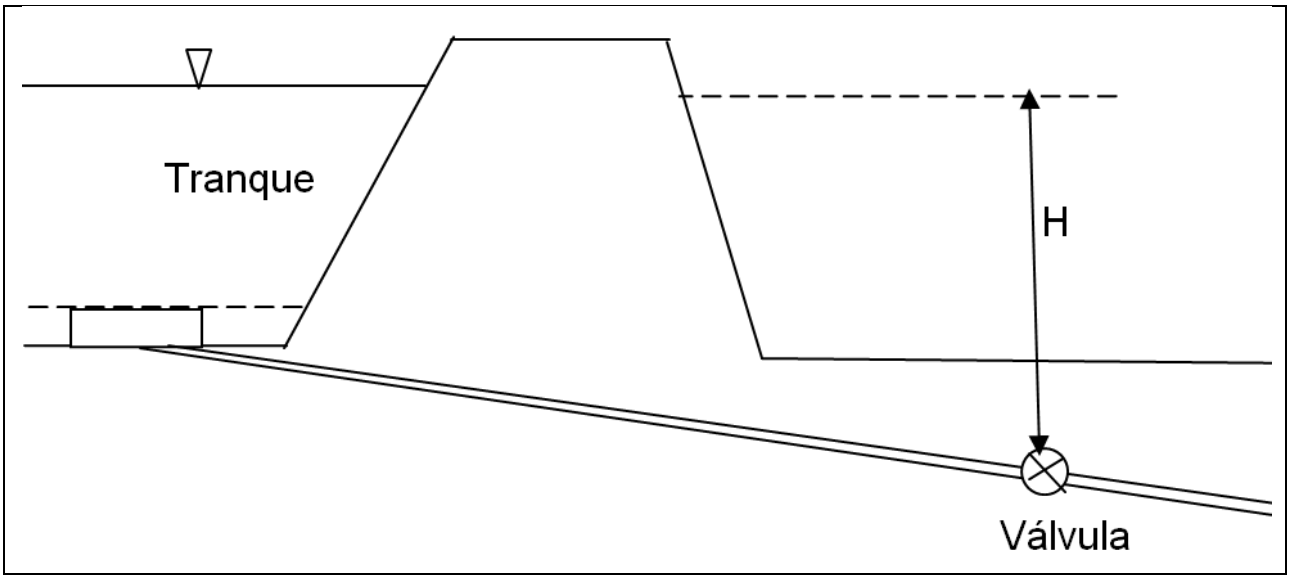


FIGURA 11.7.3-1
ESQUEMA RELACIÓN AGUA TRANQUE Y VÁLVULA

Fuente: Elaboración propia.

Para el cálculo de las pérdidas friccionales se consideró la relación de Hazen-Williams.

$$\boldsymbol{\Lambda_f = J * L = \left[\frac{10,665 * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}\right] * L} \qquad \text{Ec. 11-39}$$

Donde:

Q : Caudal (m^3/s)
C : Coeficiente de Hazen-Williams. C= 150 HDPE
D : Diámetro de tubería (m).
L : Longitud de tubería (m)
J : Pérdida de carga unitaria en tubería (m/m)

Para el cálculo de las pérdidas singulares se utiliza la expresión general:

$$\Lambda_s = \Delta h_s = K \cdot \frac{U^2}{2g} \qquad \text{Ec. 11-40}$$

Donde K es una constante que depende del tipo de singularidad y en este caso toma el valor K= 1,02 (considera paso directo en tee y entrada brusca desde el tranque).

Realizados los cálculos, los cuales se incluyen en el Anexo Digital 11-16 se obtiene la curva de descarga de la válvula proyectada, la cual se incluye en la Figura 11.7.3-2. Para obtener una correcta entrega de agua al sistema, se requiere regular el caudal de salida para satisfacer ambos sectores de riego para una situación actual considerando aporte de agua desde la bocatoma. Se requiere que la válvula se abra en 55° de disco.

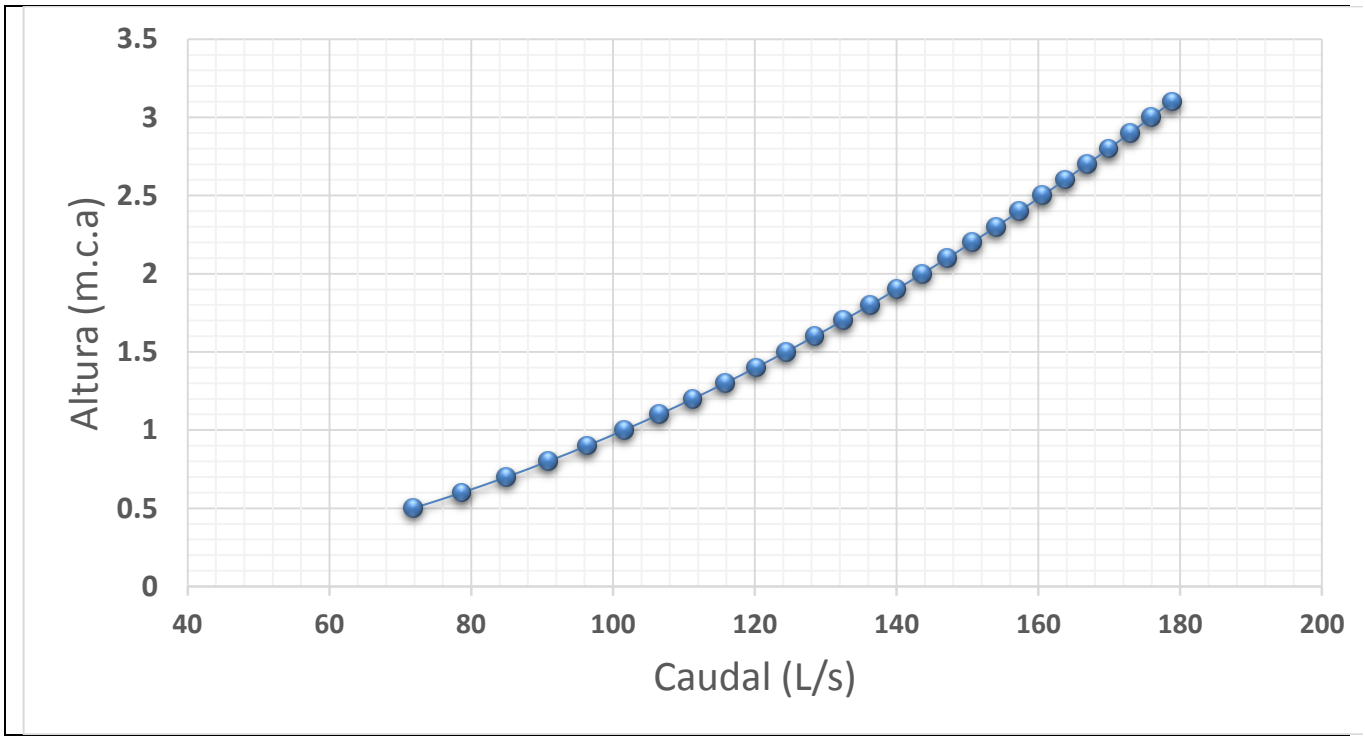


FIGURA 11.7.3-2
CURVA DE VÁLVULA MARIPOSA EN SALIDA DE TRANQUE ABIERTA 55º

Fuente: Elaboración propia.

Dados que los caudales en cada uno de los turnos y sectores de riego que se requiere estén disponibles en el tranque son:

• Turno 1/Sector 1	172,488 L/s	312,671 L/s
• Turno 2/Sector 2	140,183 L/s	

La condición indicada corresponde a la situación actual considerando el tranque lleno antes de la operación de éste.

De lo que es posible visualizar en Figura 11.7.3-2, se tiene que no existen problemas en la operación del tranque para los caudales necesarios diarios y en cada turno.

12. DISEÑO ESTRUCTURAL

12.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presentan los requerimientos mínimos para el diseño estructural de las obras civiles que se han proyectado en el diseño del proyecto de riego en la localidad de Tralcapulli.

Las obras principales que se consideran en este apartado son:

- Bocatoma de Fondo
- Desarenador
- Cámara de Carga
- Cámara de Inicio
- Cámara Corta Presión
- Cámara de Cruce Camino
- Cámara Entrada a Tranque
- Cámara Salida de Tranque.
- Cámara Tipo 1
- Cámara Tipo 2

12.2. BOCATOMA

12.2.1. Antecedentes

Para el diseño se consideraron los siguientes antecedentes:

- Informe mecánica de suelos (Capítulo 6)
- Calculo hidráulico bocatoma

12.2.2. Normas y Códigos

Para el diseño se consideraron las siguientes normas y códigos:

- ACI 318-11 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario.
- ACI 350 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary
- NCh 433 Mod 2012 Diseño sísmico de edificios
- NCh 2369 Diseño sísmico de instalaciones industriales
- USBR 1987 Design of Small Dams
- Hydraulic Structure 4th edition. Novak, Moffat, Nalluri and Narayanan

12.2.3. Hipótesis de Cálculo

12.2.3.1. Modelo Geométrico

Se considera un modelo de la bocatoma en perfil con un ancho de 1 m, donde se analizan las fuerzas que actúan en esta sección. Se desprecia el ángulo con la horizontal del colchón disipador (5 º) debido a que no incide en las fuerzas resultantes para el diseño.

12.2.3.2. Solicitaciones

Para las condiciones que controlan el diseño, la estructura estará sometida a las siguientes solicitaciones:

- Peso propio
- Empuje de tierra activo.
- Sub-presiones hidrodinámicas
- Presiones hidrostáticas
- Presiones hidrodinámicas
- Sismo estructura (vertical y horizontal)

12.2.3.3. Estabilidad

La estructura debe permanecer estable, donde se considera que solo el azud resista las fuerzas de deslizamiento y volcamiento.

La estabilidad a la flotación está garantizada, pues la estructura corresponde a un macizo de hormigón. Se verifica la carga máxima del suelo y el asentamiento dado por el informe de mecánica de suelos.

Para el deslizamiento, las fuerzas actuantes o deslizantes son la resultante de fuerzas horizontales, sísmicas, hidrostáticas e hidrodinámicas. Las fuerzas resistentes son el roce de la estructura con el terreno y los empujes pasivos del "diente de anclaje" en caso de ser necesario.

Para el volcamiento, los momentos actuantes o volcantes son la resultante de fuerzas de empuje de tierra, sísmicas e hidrodinámicas (sub-presiones) y los momentos resistentes son del peso propio de cada una de las secciones.

Las verificaciones de estabilidad se hicieron considerando el método de las tensiones admisibles (ASD).

12.2.3.4. Análisis Estructural

Se consideró un modelo bidimensional evaluado en un metro de ancho para las secciones que se analizan. Se considera armadura mínima de refuerzo (armadura de piel) debido a que el azud se considera un macizo de hormigón donde principalmente se requiere controlar la fisura, para lo cual se verifica.

Los esfuerzos de los elementos a verificar se han calculado con el programa RISA 2D, cuyos archivos se incluyen en Anexo Digital 12-12.

12.2.4. Criterios de diseño

12.2.4.1. Materiales

Se consideran los siguientes tipos materiales:

- Acero de refuerzo A63-42H,

  F_y = 4200 kg/cm^2

- Hormigón H-25

  f'_c = 210 kg/cm^2

12.2.4.2. Parámetros de Diseño

Se consideran los siguientes parámetros de diseño obtenidos del Capítulo 6 de este estudio (Estudio Geotécnico):

- Coeficiente sísmico : 0,18 horizontal ; 0,09 vertical
- Peso unitario suelo : 2,1ton/m³
- Angulo fricción suelo : 35°
- Coef. roce suelo-hormigón : 0,5

12.2.4.3. Cargas Básicas (BLC)

- Peso propio (D)

Se consideró un peso unitario del hormigón de 2400 kg/m^3. Esta fuerza actúa en dirección – Y (vertical hacia abajo).

- Presión Hidrostática (F1)

Para la condición de crecida máxima se consideró el peso del agua escurriendo por el radier. (gravitatoria).

- Presión Hidrodinámica (F2)

Se considera un empuje en la grada por efecto del caudal que pasa sobre ésta.

- Sub-presiones (F3)

Para la condición crecida máxima se considera sub-presión normal a la superficie equivalente a:

$$SP = \gamma_{agua} * h$$ Ec. 12-1

Donde:

SP : Sub-presión generada por el paso del agua (ton/m²)
h : Altura de aguas (m)
$\gamma_{(agua)}$: Densidad del agua (ton/m3)

- Empuje de tierras (H)

Se considera empuje activo en el frente de la bocatoma y empuje pasivo en el caso de utilizar “diente de anclaje”.

- Empuje sísmico (E)

Se considera la acción sísmica de la estructura, según NCh 433/2012.

12.2.4.4. Combinaciones de Carga (LC)

- Combinaciones ASD

Se han considerado las siguientes combinaciones de carga ASD para la estabilidad:

Condición normal+ Sismica	:	D + F + H + E
Condición crecida máxima	:	D + F + H
Condición normal	:	D + F + H

Estas combinaciones de carga se usan para verificar estabilidad de las secciones.

- Combinaciones LRFD

Se consideran las siguientes combinaciones de carga del ACI 350 para el dimensionamiento de elementos a flexión (LRFD):

- 1,4(D+F)
- 1,2(D+F) + 1,6(L+H)
- 1,2D + 1L
- 1,2D +1,2F+1,4E+1,6H
- 0,9D + 1,2F + 1,6H
- 0,9D + 1,2F+1,4E+1,6H

Donde:

D: Cargas Muertas
F: Cargas Fluidos
H: Carga Suelo
E: Sismo

Estas combinaciones de carga se utilizan para el dimensionamiento de elementos de hormigón armado.

12.2.4.5. Armaduras Mínimas

Se considera armadura mínima por ACI 350 para obras expuestas a la intemperie.

12.2.4.6. Factores de Seguridad

En términos generales, para la verificación de la estabilidad global de la estructura se consideran factores de seguridad que se indican en el Cuadro 12.2.4.6-1:

CUADRO 12.2.4.6-1
FACTORES DE SEGURIDAD BOCATOMA

	Normal	Eventual
FSV	1,5	1,3
FSD	3	2

Fuente: Elaboración propia.

12.2.5. Resultados

Las dimensiones de la estructura de la bocatoma son las que se indican en la Figura 12.2.5-1

Para el diseño de la bocatoma, se considera armadura mínima de retracción y temperatura (armadura de piel). La armadura obtenida es φ 16@20.

El desarrollo del cálculo se encuentra en el Anexo 12-1.

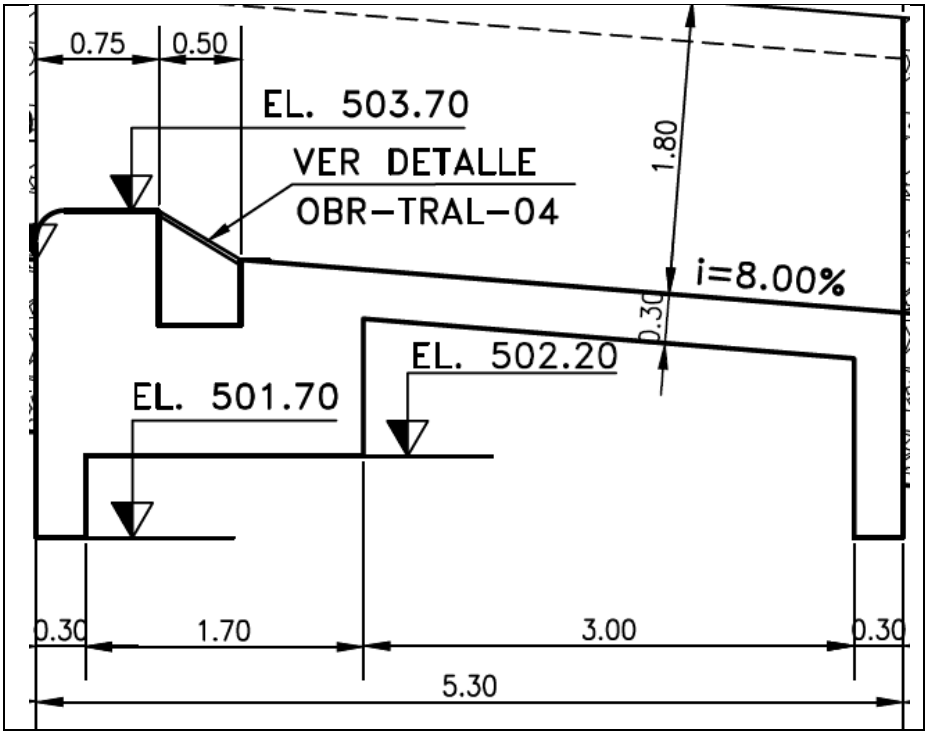


FIGURA 12.2.5-1
SECCIÓN BOCATOMA

Fuente: Elaboración propia.

12.3. DISEÑO DE DESARENADOR Y CÁMARAS

12.3.1. Antecedentes

Para el diseño se consideran los siguientes antecedentes:

- Informe mecánica de suelos (Capítulo 6)
- Planos de cámaras

12.3.2. Normas y Códigos

Para el diseño se consideran las siguientes normas y códigos:

- ACI 318-11 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario.
- ACI 350 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary
- NCh 433 Mod 2012 Diseño sísmico de edificios
- NCh 2369 Diseño sísmico de instalaciones industriales

12.3.3. Tipos de Cámaras

El proyecto contempla los siguientes tipos de cámaras:

- Desarenador
- Cámara de Carga
- Cámara de Inicio
- Cámara Corta Presión
- Cámara Entrada Tranque
- Cámara Salida Tranque
- Cámara Cruce Camino
- Cámara Tipo 1
- Cámara Tipo 2

12.3.4. Hipótesis de Cálculo

12.3.4.1. Modelo Geométrico

Debido al variado tamaño y forma de las cámaras, se verifica la armadura considerando muros y losa en un ancho de 1 m.

Para cámaras abiertas en la parte superior como el desarenador o cámara de carga, se consideran los muros empotrados solo en su parte inferior.

Para las cámaras cerradas, se consideran los muros empotrados en la parte superior e inferior y sus lados libres.

12.3.4.2. Solicitaciones

Para las condiciones que controlan el diseño, la estructura estará sometida a las siguientes solicitaciones:

- Peso propio
- Empuje de tierra activo.
- Empuje de tierra reposo
- Sobrecarga suelo
- Sismo suelo
- Empuje hidrostático agua (cámaras con contenido de agua)
- Sismo agua (cámaras con contenido de agua)
- Sismo estructura (horizontal y vertical)

12.3.4.3. Estabilidad

La estructura se considera estable a las fuerzas volcantes y deslizantes, donde se verifica la flotabilidad en condiciones de suelo saturado y cámara vacía. Esta verificación solo ocurre para cámaras cercanas a la zona de la bocatoma donde hay presencia de napas.

Se verifica la capacidad máxima del suelo y el asentamiento normal y dinámico.

12.3.4.4. Análisis Estructural

Se ha considerado un modelo bidimensional evaluado en 1 m de ancho para las secciones que se analizan. Se considera armadura mínima para todas las cámaras, donde luego se verifica.

Los esfuerzos de los elementos se calcularon con el programa RISA 2D, cuyos archivos se incluyen en Anexo Digital 12-12.

12.3.5. Criterios de Diseño

12.3.5.1. Materiales

Se consideran los siguientes tipos materiales:

- Acero de refuerzo A63-42H,

  Fy = 4200 kg/cm2

- Hormigón H-25

  f'c = 210 kg/cm2

12.3.5.2. Parámetros de Diseño

Se consideran los parámetros de suelo señalados en el informe de mecánica de suelos (capítulo 6), para las distintas zonas del proyecto.

12.3.5.3. Cargas Básicas (BLC)

- Peso propio (D)

Se consideró un peso unitario del hormigón de 2400 kg/m^3. Esta fuerza actúa en dirección – Y (vertical hacia abajo).

- Presión Hidrostática (F1)

Para las cámaras que contengan agua en su interior se considera la presión de agua sobre los muros.

- Empuje de tierras (H)

Se considera empuje activo y reposo en los muros.

- Empuje sísmico (E)

Se considera la acción sísmica de la estructura y sísmico del suelo, según NCh 2369.

12.3.5.4. Combinaciones de Carga (LC)

- Combinaciones ACI 350 (LRFD)

– 1,4(D+F)

– 1,2(D+F) + 1,6(L+H)

– 1,2D + 1L

– 1,2D +1,2F+1,4E+1,6H

– 0,9D + 1,2F + 1,6H

– 0,9D + 1,2F+1,4E+1,6H

Para las combinaciones donde se considera empuje de suelo y agua, se verificó la posibilidad de que el desarenador y/o cámara de carga no se encuentre con agua, obteniéndose que las cargas no son significativas al momento de elegir la armadura de refuerzo debido básicamente al tamaño de la cámara ya que son cámaras pequeñas.

12.3.5.5. Armaduras Mínimas

Se considera armadura mínima del ACI 350 para obras expuestas a la intemperie.

12.3.5.6. Factores de Seguridad

En términos generales, para la verificación de la estabilidad global de la estructura se considera un factor de seguridad a la flotabilidad de 1,5.

12.3.6. Resultados

12.3.6.1. Desarenador

Para el diseño del desarenador, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La armadura obtenida para muros y radier corresponde a ϕ 16@20.

Los muros y losa tienen un espesor de 35 cm.

El desarrollo del cálculo se incluye en el Anexo 12-3.

12.3.6.2. Cámara de Carga

Para el diseño de la camara de carga, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La armadura obtenida para muros, losa de techo y radier corresponde a ϕ 16@20.

Los muros y losa tienen un espesor de 35 cm.

El desarrollo del cálculo se encuentra en el Anexo 12-4.

12.3.6.3. Cámara de Inicio

Para el diseño de la cámara de inicio, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La armadura obtenida para muros, losa de techo corresponde a ϕ 12@20 y para radier ϕ 16@20.

Los muros tienen espesor de 35 cm,

Losa radier tiene espesor de 40 cm

Losa techo tiene espesor de 35 cm

El desarrollo del cálculo se incluye en el Anexo 12-5.

12.3.6.4. Cámara Corta Presión Nº1 y Nº2

Para el diseño de la cámara de corta presión, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La armadura obtenida para muros es ϕ 10@20 y ϕ 12@20 para losa de techo y radier.

Los muros tienen espesor de 25 cm.

Losa radier tiene espesor de 30 cm.

Losa de techo tiene espesor de 20 cm

El desarrollo del cálculo se incluye en el Anexo 12-6.

12.3.6.5. Cámara Entrada Tranque

Para el diseño de la cámara de entrada al tranque, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La armadura obtenida para muros y radier corresponde a φ 10@20 y φ 12@20 para losa de techo.

Los muros tienen espesor de 25 cm.

Losa radier tiene espesor de 30 cm.

Losa de techo tiene espesor de 20 cm

El desarrollo del cálculo se incluye en el Anexo 12-7.

12.3.6.6. Cámara Salida Tranque

Para el diseño de la cámara de entrada al tranque, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La armadura obtenida para muros corresponde a ϕ 10@20, radier y losa de techo corresponde a ϕ 12@20.

Los muros tienen espesor de 25 cm.

Losa radier tiene un espesor de 30 cm

Losa de techo tiene espesor de 20 cm

El desarrollo del cálculo se incluye en el Anexo 12-8.

12.3.6.7. Cámara Tipo 1

Para el diseño de la cámara, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La rmadura obtenida para muros y losa de techo corresponde a ϕ 10@20 para losa radier se tiene ϕ 12@20.

Los muros tienen espesor de 25 cm.

Losa radier tiene un espesor de 30 cm

Losa de techo tiene espesor de 20 cm

El desarrollo del cálculo se incluye en el Anexo 12-9

12.3.6.8. Cámara Tipo 2

Para el diseño de la cámara, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La armadura obtenida para muros y losa de techo corresponde a ϕ 10@20 para losa radier se tiene ϕ 12@20.

Los muros tienen espesor de 25 cm.

Losa radier tiene un espesor de 30 cm

Losa de techo tiene espesor de 20 cm

El desarrollo del cálculo se encuentra en el Anexo 12-10.

12.3.6.9. Cámara Tipo 3

Para el diseño de la cámara Tipo 3, se considera armadura mínima de retracción y temperatura. La armadura obtenida para muros y losa de techo corresponde a φ 10@20 y φ 12@20 para losa de techo.

Los muros tienen espesor de 25 cm.

Losa radier tiene espesor de 30 cm.

Losa de techo tiene espesor de 20 cm

El desarrollo del cálculo se incluye en el Anexo 12-11.

12.4. ESTABILIDAD DE TRANQUE

12.4.1. Propiedades Mecánicas

De la visita realizada, antecedentes obtenidos a partir de exploraciones cercanas al emplazamiento del proyecto, y de propiedades medidas en suelos de similares características y origen geológico, se han adoptado, para efectos de diseño, las siguiente propiedades geomecánicas de resistencia al corte y esfuerzo deformación.

- **Limo Arcillo Arenoso**

ϕ	=	32º	, ángulo de fricción interna
c	=	1,0 t/m^2	, cohesión
γ	=	2,0 t/m³	, peso unitario natural
E	=	300+300z kgf/cm²	, módulo de elasticidad
µ	=	0,35	, razón de Poisson

- **Muro Tranque**

ϕ	=	38º	, ángulo de fricción interna
c	=	0,0 t/m^2	, cohesión
γ	=	2,0 t/m³	, peso unitario natural
γ	=	2,2 t/m³	, peso unitario saturado
E	=	800 kgf/cm²	, módulo de elasticidad
µ	=	0,25	, razón de Poisson

12.4.2. Diseño Estructural Tranque

De los cálculos realizados en el capítulo 11 se obtiene:

- Ancho de coronamiento del tranque es de 2,4 m.
- La inclinación de los taludes del tranque son:
  - Talud interior H:V = 2,5:1
  - Talud exterior H:V = 2 :1.

El análisis de estabilidad de los taludes que constituyen el muro del tranque, con tranque lleno, se realizó con el programa Slide utilizando el método de Janbu. Respecto del análisis sísmico, se ha utilizado una metodología simplificada pseudoestática, que introduce las cargas cíclicas como una fuerza inercial horizontal. En este proceso se determina la aceleración de fluencia, la que corresponde a la aceleración máxima para la cual el muro presenta un factor de seguridad igual a 1,0.

Para el cálculo de la aceleración de fluencia, se han considerado recomendaciones entregadas por distintos autores respecto de este tema.

Conservadoramente se ha adoptado una aceleración sísmica efectiva = 0,15 g ($0.50A_og$).

Los factores mínimos de seguridad considerados en los cálculos, son de 1,5 en el caso estático y de 1,0 en el caso sísmico.

De los cálculos efectuados, con la metodología indicada, los factores de seguridad obtenidos son los mostrados en el Cuadro 12.4.2-1.

CUADRO 12.4.2-1
FACTOR DE SEGURIDAD TALUDES TRANQUE

Coeficiente sísmico horizontal Kh	Factor de seguridad FS
Kh = 0,00 (caso estático)	1,558
Kh = 0,15 (caso sísmico)	1.291
Ky=0,285 (fluencia)	1,003

Fuente: Elaboración Propia.

De los análisis realizados se concluye que la geometría adoptada para el tranque es la adecuada desde el punto de vista estático y sísmico. Ver Figura 12.4.2-1 y Figura 12.4.2-2.

Los archivos obtenidos del programa Slide se incluyen en Anexo Digital 12-13.

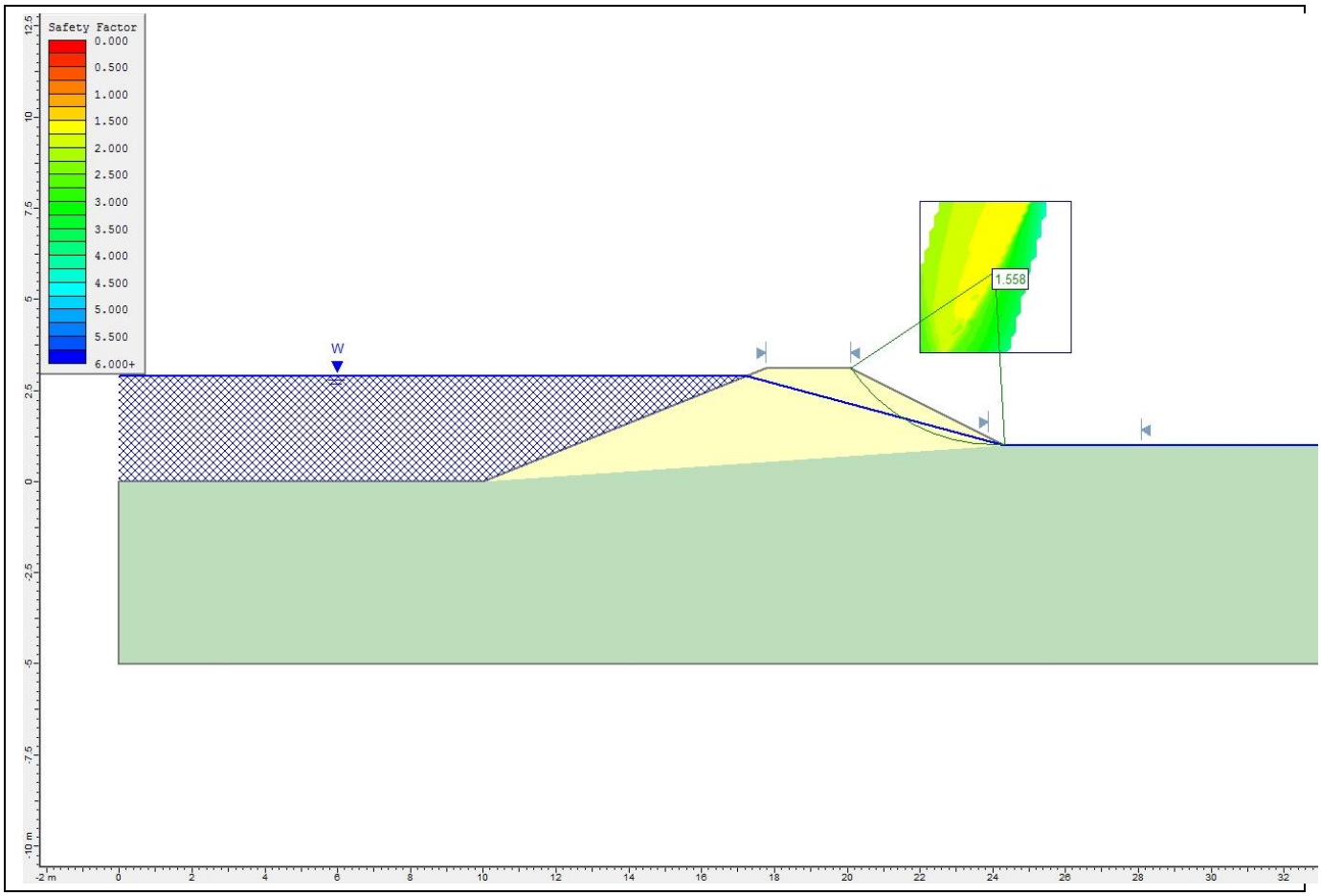


FIGURA 12.4.2-1
SUPERFICIES DE FALLA ESTATICA

Fuente: Elaboración Propia.

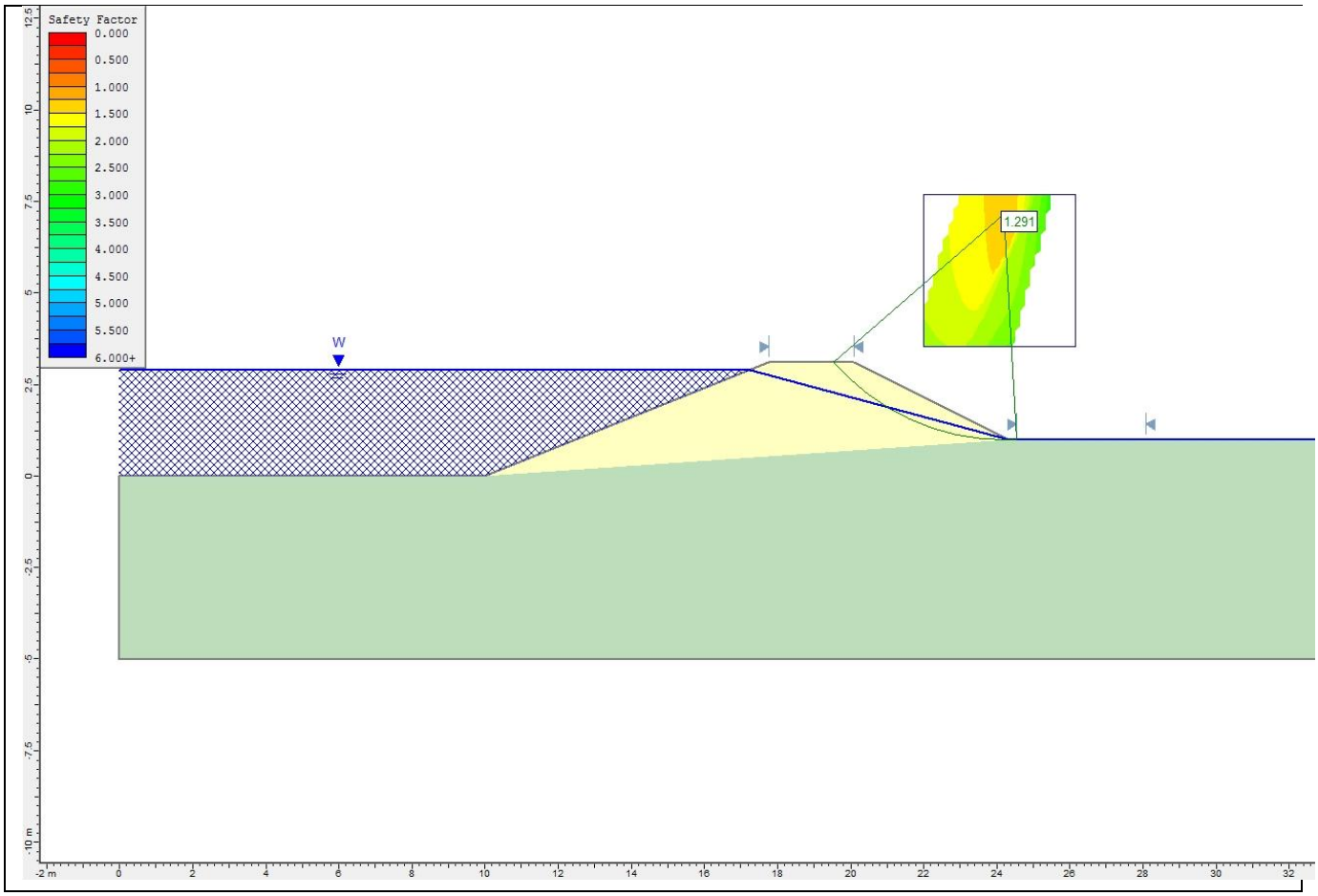


FIGURA 12.4.2-2
SUPERFICIES DE FALLA SISMICA

Fuente: Elaboración Propia.

13. DISEÑO HIDRÁULICO

13.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presenta el Diseño Hidráulico de la Red de Distribución el cual incluye la verificación estructural de la tubería proyectada, los machones requeridos, las cámaras necesarias en la red contempladas para las válvulas de venteo y desagüe, además del diseño mecánico de los mecanismos utilizados en la red.

13.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED

13.2.1. Introducción

La red de distribución tiene como objetivo llevar a puerta de predio de cada beneficiario, el agua que ha sido captada en bocatoma.

La red de distribución completa tiene una longitud de 24.925 m, la cual ha sido sectorizada y dividida en tramos para su análisis. Básicamente, los tramos han sido determinados por los elementos proyectados entre la bocatoma y los puntos de distribución, como son las cámaras corta presión, el tranque y las distintas bifurcaciones de la red.

En el Cuadro 13.2.1-1, se indica el resumen de los tramos de la red y sus características principales, incluyendo sus kilometrajes, además de las obras principales que señalan el principio y fin de cada tramo.

CUADRO 13.2.1-1
TRAZADO DE LA RED Y SUS CARACTERÍSTICAS

Tramo	Caudal Diseño del Tramo (L/s)	Kilometraje		Obra	
		Inicio	Término	Inicio	Término
1	100	0,000	1,980	Cámara de Inicio	Cámara Corta Presión 1
2	94	0,000	2,523	Cámara Corta Presión 1	Cámara Entrada Tranque
2-1	24	0,000	2,895	Cámara Corta Presión 1	Entrega Predial
3	172,49 (Sector 1) 140,18 (Sector 2)	0,000	0,670	Tranque	Cámara Corta Presión 2
4	75,43	0,000	5,730	Cámara Corta Presión 2	Entrega Predial
5	34,24	2,810	5,000	Cámara Entrega Tramo 5	Entrega Predial
5-1	8	0,000	0,166	Bifurcación Tramo 5-1	Entrega Predial
5-2	18,78	0,000	0,700	Cámara Entrega Tramo 5-2	Entrega Predial

CUADRO 13.2.1-1
TRAZADO DE LA RED Y SUS CARACTERÍSTICAS

Tramo	Caudal Diseño del Tramo (L/s)	Kilometraje		Obra	
		Inicio	Término	Inicio	Término
6	36,03	3,040	4,760	Cámara Entrega Tramo 6	Entrega Predial
7	61,95	0,000	2,835	Cámara Corta Presión 2	Entrega Predial
7-1	11,33	0,000	0,917	Cámara Entrega Tramo 7-1	Entrega Predial
8	48,73	0,000	1,920	Cámara Entrega Tramo 8	Entrega Predial
8-1	18,17	0,000	0,703	Cámara Entrega Tramo 8-1	Entrega Predial

Fuente: Elaboración Propia

- Tramo 1: Corresponde al inicio del trazado. Parte en la Cámara de Inicio en el Km 0,000, obra ubicada a continuación del Desarenador y Cámara de Carga y finaliza en la Cámara Corta Presión 1 en el Km 1,980 aproximadamente. El trazado se realiza paralelo a la huella existente en la zona indicada.
- Tramo 2: Comienza en la salida de la Cámara Corta Presión 1 y finaliza en la Cámara de Entrada a Tranque en el Km 2,523 aproximadamente. El recorrido, se realiza paralelo a la huella existente en la zona, para posteriormente ir paralelo al camino de tierra, en la ruta T-295. Previo al ingreso a la Cámara de Entrada a Tranque, la tubería pasa por la Cámara de Cruce de Camino Nº1.
- Tramo 2-1: Nace en la salida de la Cámara Corta Presión 1 realizando un recorrido paralelo en la misma zanja que el tramo 2, sin embargo, su término se encuentra en el Km 2,895, posterior a la última entrega predial de este sector. Cabe mencionar, que este tramo, posee 6 entregas.
- Tramo 3: Se inicia en la salida del Tranque y finaliza aproximadamente en el Km 0,670 con la cámara Corta Presión 2. En este tramo no se presentan entregas. El trazado se realiza en forma paralela a la ruta T-295 existente.
- Tramo 4: Comienza en la Salida de la Cámara Corta Presión 2, en el Km 0,000 de este tramo. Cuenta con 25 entregas prediales a lo largo de su recorrido, terminando su recorrido a la altura del Km 5,730. Su ubicación es paralela al camino tipo “huella” del sector, para empalmar también en forma paralela con el camino de tierra existente en la zona inferior del trazado.

- Tramo 5: Parte como derivación del Tramo 4, a la altura del Km 2,810 en la Cámara Entrega Tramo 5, abarca un largo de 2,19 km, finalizando en entregas prediales. Cuenta con 12 entregas. Su trazado es paralelo a una huella en la zona media del área del estudio.
- Tramo 5-1: Una bifurcación en Tramo 5-1 marca el comienzo en la intersección con tramo 5, este tramo contiene 2 entregas y su recorrido abarca 0,166 km paralelo al camino de tierra
- Tramo 5-2: Posterior a la bifurcación de Tramo 5-1, aproximadamente en el Km 3,975 del trazado principal del tramo 5, surge el tramo 5-2, que corresponde a un pequeño tramo de 0,700 km, el cual acaba su recorrido en una entrega predial. Este Tramo, posee 8 entregas y va paralelo a la huella del sector.
- Tramo 6: Es un tramo que nace a la altura del Km 3,040 del tramo 5, posee 12 entregas, finiquitando el recorrido a la altura del Km 4,760 en una entrega predial.
- Tramo 7: Este tramo comienza en el Km 0,000, en la obra Cámara Corta Presión 2, teniendo un largo aproximado de 2,835 km. Posee 17 entregas a lo largo del trazado. El trazado del tramo es paralelo con el camino de tierra existente.
- Tramo 7-1: Comienza a la altura del Km 0,965 del tramo 7, llegando a su fin en el Km 0,917 luego de 6 entregas prediales. El trazado es paralelo con una huella existente.
- Tramo 8: Comienza en la Cámara Entrega Tramo 8, en su totalidad abarca aproximadamente 1,920 km de longitud y cuenta con 23 entregas prediales.
- Tramo 8-1: Comienza en el Km 0,000 y se extiende hasta el Km 0,703, posee 9 entregas prediales. El trazado es paralelo a huella existente.

13.2.2. Caudal de Diseño de la Red

Para el diseño del inicio de la red se ha considerado el caudal de 100 L/s, que corresponde al caudal de derechos la Sociedad de Regantes.

El sistema contempla un tranque de regulación desde el cual se distribuye el agua por turnos a dos sectores de la red. Por lo anterior, el caudal de diseño de la red aguas abajo del tranque, tiene relación con el caudal necesario para dotar de agua a los regantes de acuerdo a la cantidad de agua que tienen diariamente por derecho y que les corresponde de acuerdo a la superficie de riego.

CUADRO 13.2.2-1
CAUDALES DE DISEÑO

Turno	Tramos	Q. Inst. en Turno (L/s)	Total Q Sector (L/s)
Solo paso de agua	1	100	100
	2	94	94
	3	172,488 (Sector 1) 140,183 (Sector 2)	172,488 140,183
Sector 1	2-1	24	24
	4	75,436	172,488
	5	34,244	
	5-1	8	
	5-2	18,777	
	6	36,031	
Sector 2	7	61,950	140,183
	7-1	11,330	
	8	48,731	
	8-1	18,172	

Fuente: Elaboración Propia

13.2.3. Tuberías

La red del proyecto se ha proyectado en tuberías de HDPE PE100 debido a ventajas como: vida útil superior a 50 años, bajo peso (al menos 70% más livianas que otros materiales), bajas pérdidas por fricción, sistema de unión diverso (termo fusión, electrofusión, soldadura tipo soquete o usando medios mecánicos como flanges, coplas de compresión, entre otras), son flexibles por lo que es fácil su instalación en terrenos accidentados como es el caso de Tralcapulli.

En todo el trazado se proyecta la tubería de HDPE a una profundidad mínima de 1,2 m hasta la clave de la misma.

Los radios mínimos (R_{min}) que admite este tipo de tubería para evitar el uso de piezas especiales tienen relación con la presión nominal de la tubería (PN). Las recomendaciones otorgadas por el fabricante (Krah) para tuberías cuyo rango de PN varía entre 10 y 16 es de $R_{min} = 20*DN$. Algunos radios mínimos según diámetro de tubería se presentan en el Cuadro 13.2.3-1.

La instalación de tubos paralelos requiere una distancia mínima entre los mismos para evitar problemas de resistencia. Una recomendación usual de los fabricantes es:

- Para DN < 600 mm, la distancia entre tubos es de 30 cm.
- Para DN > 600 mm, la distancia entre tubos es de DN/2.

CUADRO 13.2.3-1
RADIO DE CURVATURA MÍNIMO RESPECTO AL DIÁMETRO NOMINAL

DN (mm)	R_{min} (m)	DN (mm)	R_{min} (m)	DN (mm)	R_{min} (m)
500	10	280	5,6	160	3,2
450	9	250	5	140	2,8
400	8	225	4,5	125	2,5
355	7,1	200	4	110	2,2
315	6,3	180	3,6	90	1,8

Fuente: Elaboración propia en base a catálogo Krah

13.2.4. Velocidad

Con respecto a las velocidades en el sistema se tiene:

- Velocidad máxima del agua no mayor a 3 m/s, considerando como velocidad óptima 2,5 m/s y bajo ninguna circunstancia la velocidad máxima deberá ser mayor a 5 m/s.
- Velocidad mínima recomendable es 0,6 m/s, velocidades inferiores dan oportunidad a la sedimentación.

13.2.5. Presiones Consideradas en el Diseño

- Presión mínima solicitada: 20 mca. a puerta de predio.
- Presión estática entre el punto más alto de la red (bocatoma) y punto más bajo es de aproximadamente 351 m, por lo que se ubican cámaras corta presión en el sistema, para que las presiones dentro de la red estén dentro de rangos en que pueda ser absorbidos por la tubería de HDPE PN16.

13.2.6. Selección Diámetro Interno de la Tubería

El criterio para la selección de diámetro de la tubería consiste en un sistema iterativo, donde se tienen en cuenta las siguientes condiciones de borde para el diseño:

- La velocidad mínima de escurrimiento corresponde a 0,6 m/s.
- La velocidad máxima de escurrimiento no debe superar los 3 m/s.
- La presión mínima de entrega a los predios corresponde a 20 mca.

A partir de las consideraciones recién nombradas, se procede a optimizar la red, hasta que se llega a un sistema en el que se cumplan los criterios de diseño.

13.2.7. Pérdidas Friccionales

Las pérdidas friccionales se deben al roce que presenta el flujo con el material de la tubería especificada. Para el análisis del modelo se consideró la relación de Hazen-Williams.

$$\Lambda_f = J * L = \left[\frac{10{,}665 * Q^{1{,}85}}{C^{1{,}85} * D^{4{,}87}}\right] * L \qquad \text{EC. 13-1}$$

Donde:

Q : Caudal (m^3/s)
C : Coeficiente de Hazen-Williams. C= 150 HDPE
D : Diámetro de tubería (m).
L : Longitud de tubería (m)
J : Pérdida de carga unitaria en tubería (m/m)

13.2.8. Pérdidas Singulares

Corresponde a las pérdidas de carga producidas por singularidades existentes en la red, tales como: codos, curvas, ensanches, angostamientos, válvulas, etc. La expresión general para calcular estas pérdidas de carga es:

$$\Lambda_s = \Delta h_s = K \cdot \frac{U^2}{2g} \qquad \text{EC. 13-2}$$

En esta expresión, K es una constante que depende del tipo de singularidad.

En este caso, para efectos de modelación, se ha considerado que las pérdidas singulares del sistema corresponden a un 5% de las pérdidas friccionales en cada tramo de la red.

A modo de verificación, en Anexo Digital 13-1 se incluye cálculo de la red en el tramo de 4 km más desfavorable en cuanto a presión en punto de entrega. Se demuestra que la aproximación del 5% de las pérdidas friccionales por singulares es adecuada.

13.2.9. Válvulas de Venteo y Desagüe

La instalación de válvulas de venteo a lo largo de la conducción permite la eliminación automática del aire que puede introducirse en el sistema.

Existen válvulas de 2 tipos: Las válvulas de venteo cinéticas, que tienen como principal característica el permitir la salida y entrada de aire en la tubería durante el llenado y vaciado del sistema, respectivamente; y las válvulas de venteo automáticas o trifuncionales que además permiten la purga aire del sistema durante la operación de éste.

Por la extensión de la tubería y el trazado longitudinal de la misma, donde los cambios de pendiente son recurrentes, el mayor requerimiento se tendrá durante la operación del sistema, por lo que se considera la utilización de válvulas de venteo trifuncional. El diseño de las ventosas obedece al fenómeno de permitir, tanto el ingreso de aire a la tubería cuando esta se vacía, como a la salida del mismo cuando ella se llena, y descargar las pequeñas cantidades de aire acumuladas en condición de funcionamiento normal del sistema.

La localización de las válvulas de venteo se proyecta de acuerdo a los siguientes criterios de diseño:

- En cada punto alto principal de la red de distribución
- En ambos puntos altos al costado de un punto bajo importante, con o sin válvula de desagüe, para permitir la entrada de gran cantidad de aire evitando el colapso de la tubería.

Cabe señalar que las válvulas de venteo están relacionadas con el funcionamiento de las válvulas de desagüe ya que en caso de desagüe de la red, el volumen de aire que ingresa debe ser el mismo que ocupa el agua que sale de la red.

La ubicación de cada una de las válvulas de venteo y desagüe se indica en el Cuadro 13.2.9-1.

CUADRO 13.2.9-1
UBICACIÓN DE VÁLVULAS DE VENTEO (V) Y DESAGÜE (VD)

Denominación	Coordenada E	Coordenada N
V1_T1	745870,63	5612704,77
V2_T1	745018,24	5612904,56
V1_T2	743921,81	5612691,81
V2_T2	743476,87	5612928,78
V3_T2	742707,06	5612508,67
V1_T4	742782,69	5613812,53
V2_T4	743554,47	5614468,65
V3_T4	744077,50	5614781,06
V4_T4	743863,55	5615344,58
V1_T5	742577,08	5614773,87
V2_T5	742752,06	5615246,47
VD-1_T1	744777,74	5612760,85
VD-2_T2	744278,66	5612663,41
VD-3_T2	743739,41	5612993,53
VD-4_T2	742982,30	5612640,28
VD-5_T4	742004,32	5613351,42
VD-6_T4	743370,85	5614343,04

CUADRO 13.2.9-1
UBICACIÓN DE VÁLVULAS DE VENTEO (V) Y DESAGÜE (VD)

Denominación	Coordenada E	Coordenada N
VD-7_T4	743852,48	5614586,14
VD-8_T4	744268,30	5615056,61
VD-9_T5	742801,27	5614492,57
VD-10_T5	742612,87	5615220,38
VD-11_T5	742962,17	5615374,61

Fuente: Elaboración propia.

Respecto a los desagües, éstos están considerados en los puntos más bajos de la red y en concordancia con la ubicación de las válvulas de venteo.

Para los desagües se proyectan válvulas de mariposa tipo wafer. El desagüe estará unido a una pieza especial donde se conectará una tubería con la válvula. En la Figura 13.2.9-1 se indica un esquema de la conexión de la válvula de desagüe

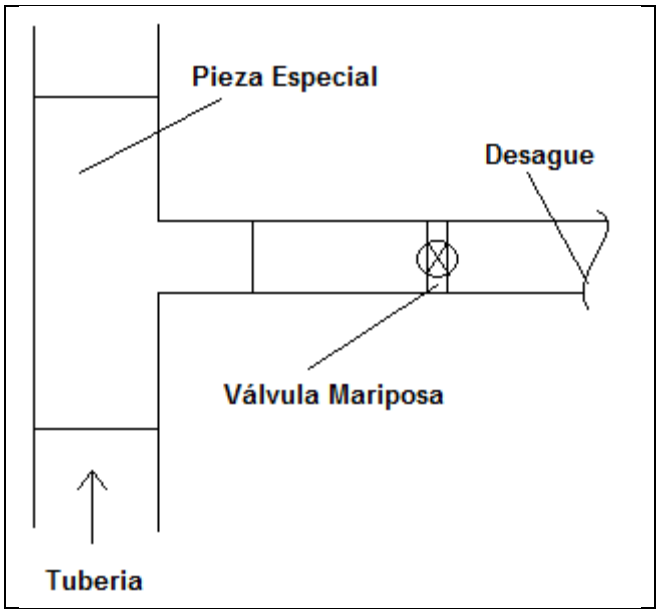


FIGURA 13.2.9-1
CONEXIÓN A VÁLVULA DE DESAGUE

Fuente: Elaboración propia.

El tamaño de la válvula de desagüe tiene relación con el diámetro de la tubería y la apertura, en grados del disco (0º implica disco cerrado y 90º disco completamente abierto), tienen relación con la distancia en altura que existe entre la válvula de venteo y la de desagüe. Las dimensiones de las válvulas de venteo y apertura de cada una de las válvulas de desagüe se indican en el Cuadro 13.2.9-2 y Cuadro 13.2.9-3 respectivamente.

CUADRO 13.2.9-2
VÁLVULAS DE VENTEO

Denominación	Diámetro Válvula
V1_T1	2"
V2_T1	3"
V1_T2	2"
V2_T2	2"
V3_T2	2"
V1_T4	3"
V2_T4	2"
V3_T4	2"
V4_T4	2"
V1_T5	2"
V2_T5	2"

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.2.9-3
VÁLVULAS DE DESAGUE

Desagüe	Grados Apertura Disco (%)
VD-1	70
VD-2	70
VD-3	70
VD-4	70
VD-5	50
VD-6	70
VD-7	70
VD-8	70
VD-9	70
VD-10	90
VD-11	90

Fuente: Elaboración propia.

De manera esquemática, en cada uno de los tramos de la red, se muestra la ubicación de las válvulas de venteo y desagüe en la red. El cálculo de las válvulas se incluye en Anexo Digital 13-2.

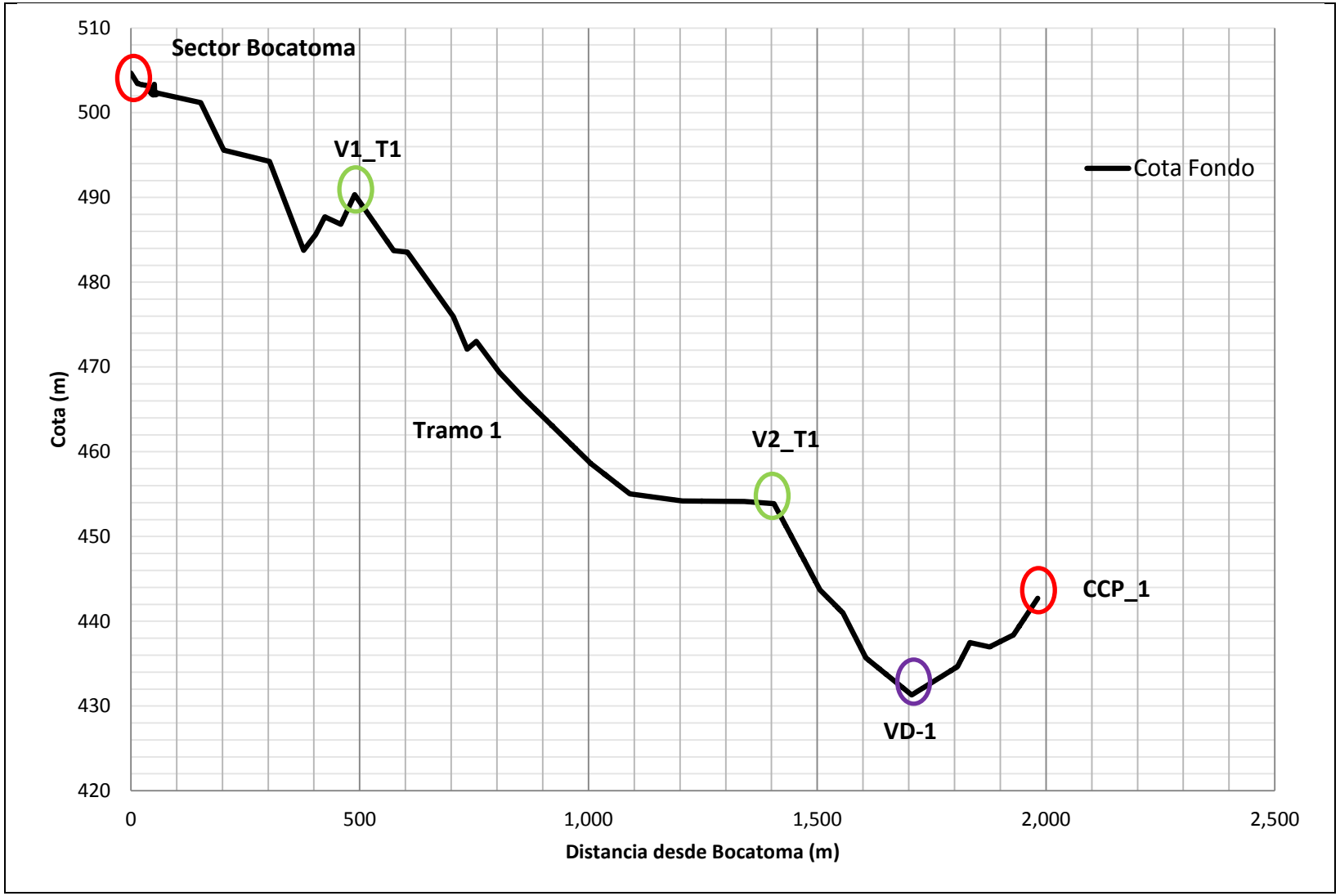


FIGURA 13.2.9-2
UBICACIÓN VENTOSAS TRAMO 1

Fuente: Elaboración propia.

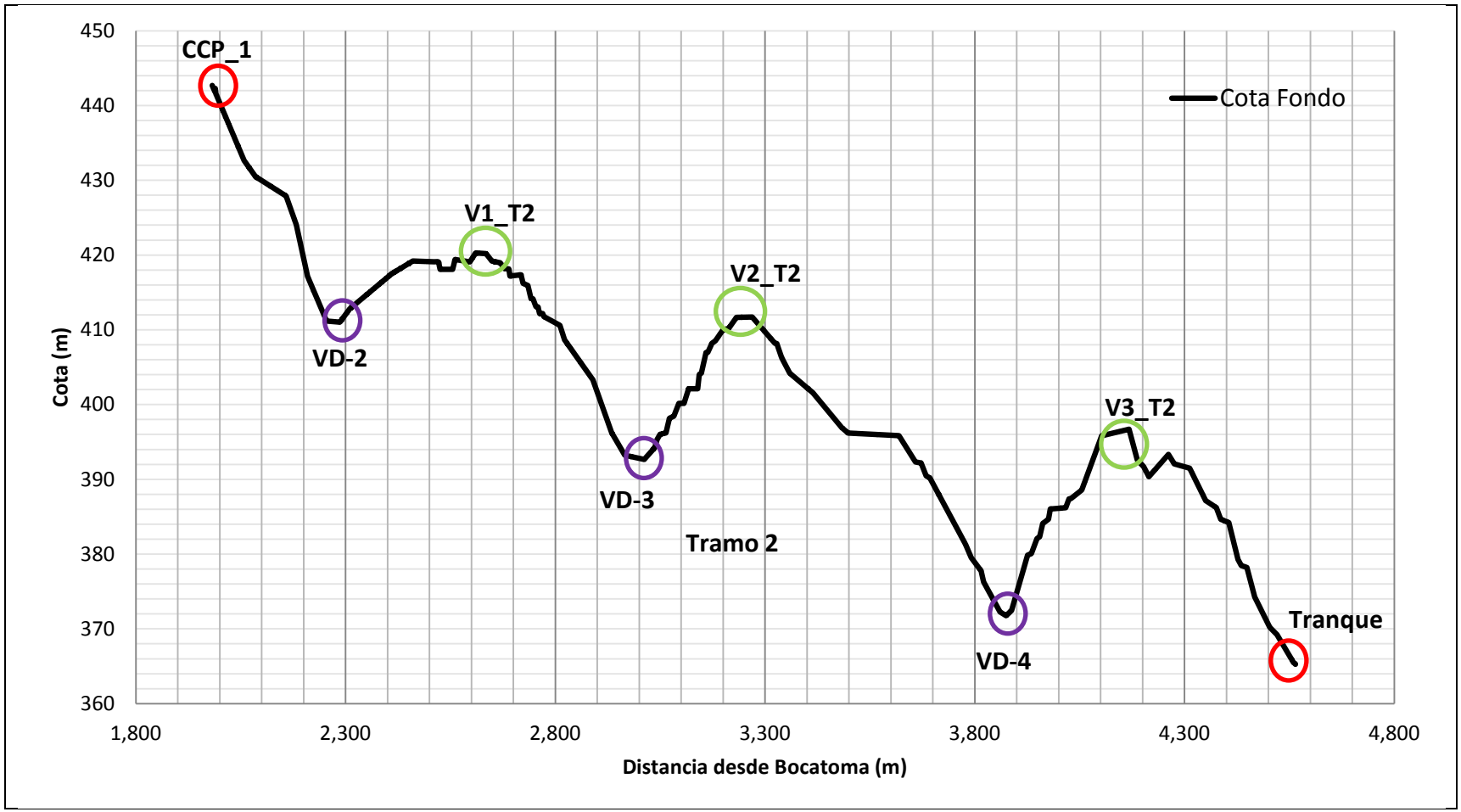


FIGURA 13.2.9-3
UBICACIÓN VENTOSAS TRAMO 2

Fuente: Elaboración propia.

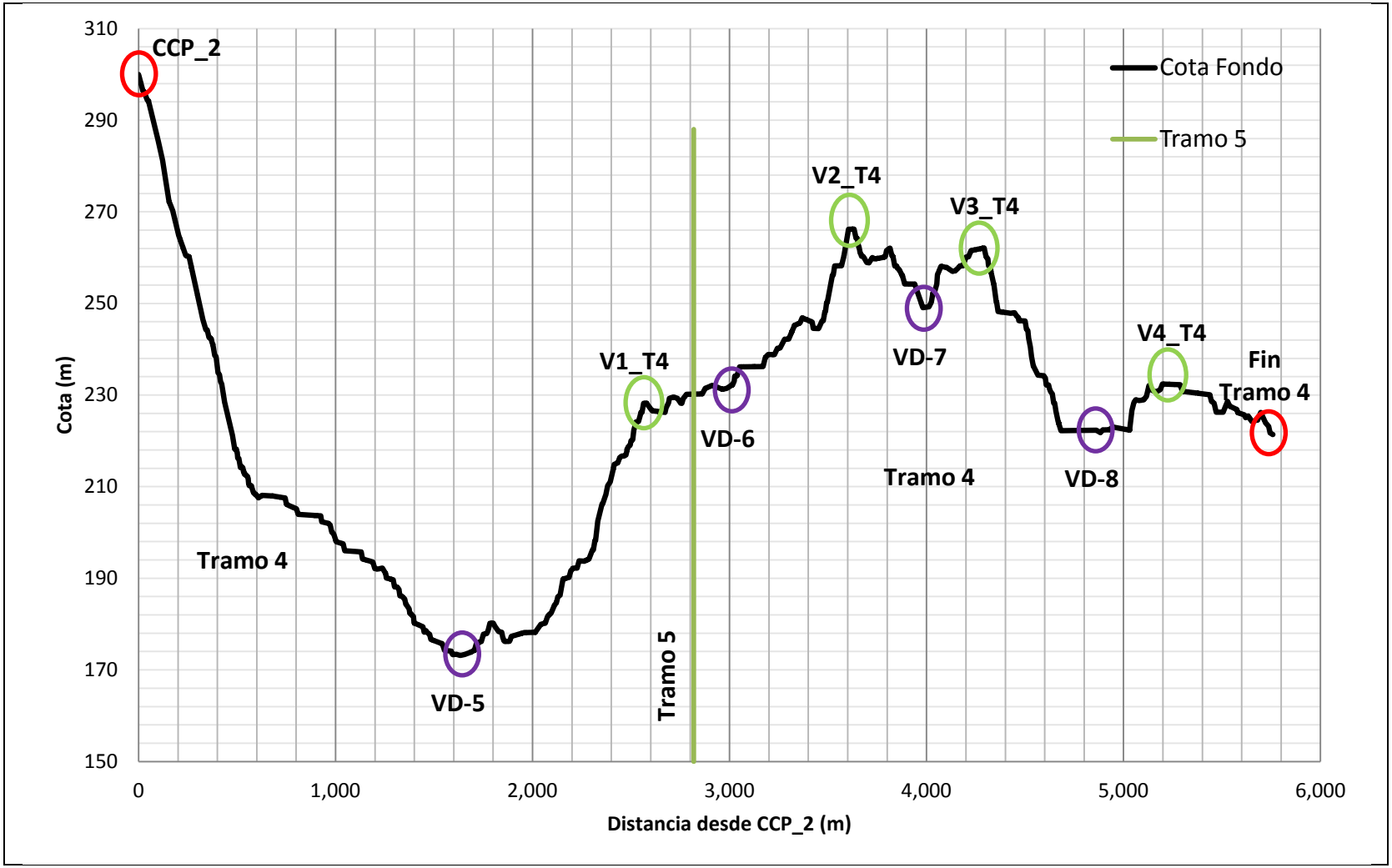


FIGURA 13.2.9-4
UBICACIÓN VENTOSAS TRAMO 4

Fuente: Elaboración propia.

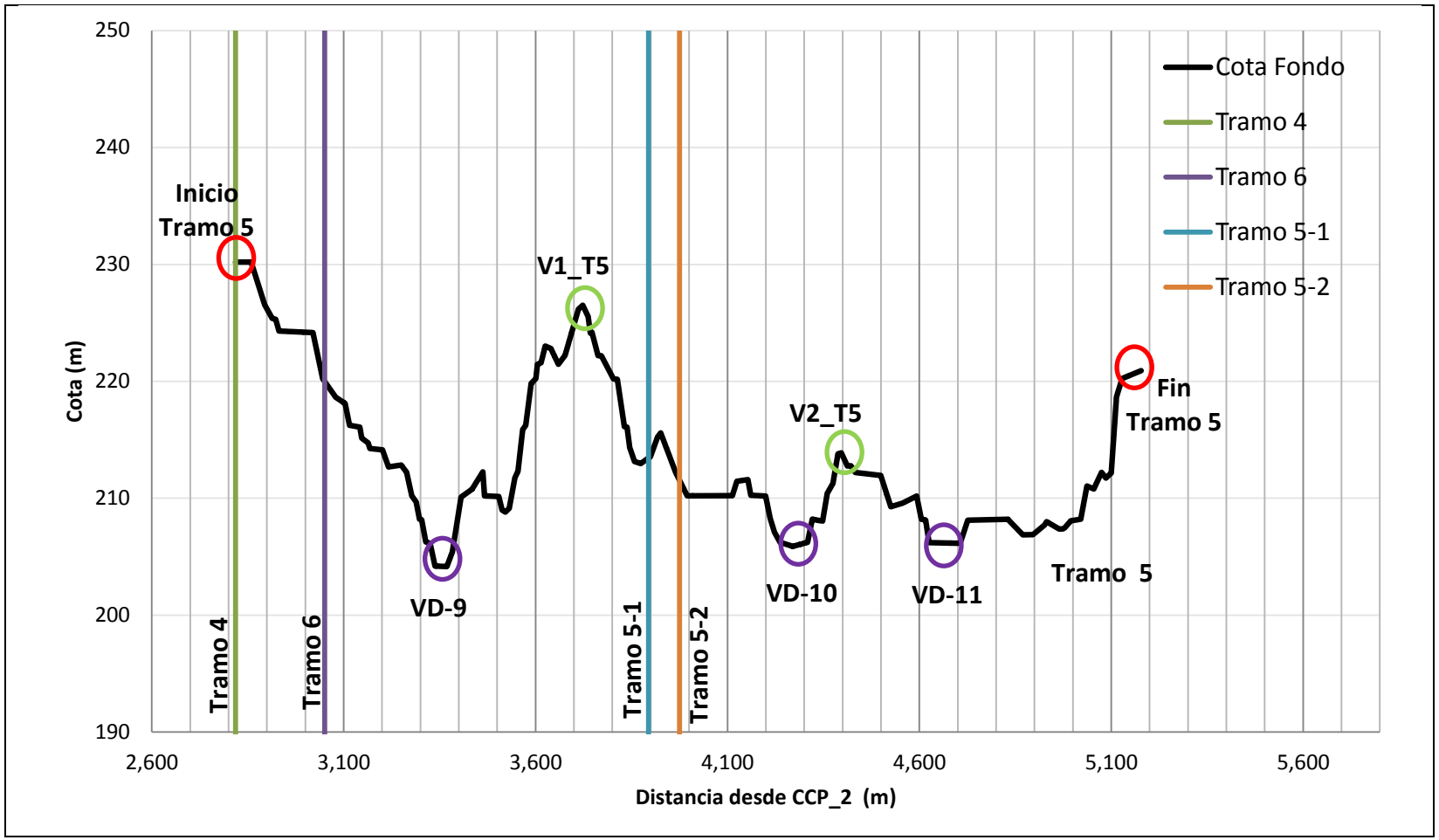


FIGURA 13.2.9-5
UBICACIÓN VENTOSAS TRAMO 5

Fuente: Elaboración propia.

13.2.10. Turnos de Riego

Se diseña el sistema de distribución con turnos de riego con el fin de optimizar las presiones dentro de la red, y para flexibilizar su uso. Para ello, se proponen dos turnos de riego diario, de modo que cada usuario riegue durante 6 horas cada día (Cuadro 13.2.10-1). Se considera además que los turnos se roten cada mes, de modo que, si al sector 1 le corresponde el turno en la mañana, al siguiente mes le corresponda en la tarde.

CUADRO 13.2.10-1
TURNOS DE RIEGO

Turno Riego y Sector	Hora inicio	Hora final	Total de Beneficiarios en cada turno	Días a la semana de riego
1	8:00:00	14:00:00	65	7
2	14:00:00	20:00:00	55	7

Fuente: Elaboración propia.

La sectorización y los turnos asociados de riego consistió en realizar una repartición lo más equitativa posible para cada turno y con el fin de que las presiones en cada turno de riego sean similares.

El caudal asociado a cada entrega corresponde al necesario en cuanto a la superficie regable que tiene cada predio. Para obtener el valor se recurre a la información agronómica obtenida para este estudio y se establecen parámetros mínimos y máximos que tienen relación con el mínimo requerido para el funcionamiento de un proyecto intrapredial, es decir, 0,2 L/s y el máximo respetando la intención inicial de la Sociedad de Riego de otorgar 1 L/s a cada beneficiario.

La distribución de agua asociada a cada entrega, la cual a su vez está relacionada con cada beneficiario se muestra en el Cuadro 13.2.10-2.

En el Cuadro 13.2.10-3 se presenta el resumen de caudal por tramos y la cantidad de entregas de cada de uno de ellos, totalizando los 120 beneficiarios del sector.

CUADRO 13.2.10-2
RELACIÓN NUMERO DE ENTREGA, BENEFICIARIO Y CAUDAL ASOCIADO

N° Entrega	Nombre Beneficiario (a)	Rol SII	Turno y Sector	Tramo	Q.Inst. Hidrología en 24 h (L/s)	Q Inst. Hidrología en el turno (L/s)
1	ANTOLIN MARTÍNEZ FLORES	210-32	1-A	2-1	1	4
2	ERWIN KALL BITTNER	210-39	1-A	2-1	1	4
3	MARINA MERA JARAMILLO	210-261	1-A	2-1	1	4
4	DANIEL OVALLE FLORES	210-38	1-A	2-1	1	4
5	JORGE MERA HIDALGO	210-037	1-A	2-1	1	4
6	ALIDA MERA JARAMILLO	210-036	1-A	2-1	1	4
7	TERESA SARMIENTO NARANJO	210-388	2	7	1	4
8	RAINAL IDE FRESSE	210-42	2	7	1	4
9	JOSE CAYULEF CHOSPE	S/R	1-B	4	1	4
10	HERNAN CAYULEF RAIN	210-272	1-B	4	0,248	0,991
11	MARIA TRIPALLANTE CANIUCURA (JAIME CANIUCURA TRIPALLANTE)	210-283	1-B	4	1	4
12	MIGUEL CAYULEF RAIN	210-272	1-B	4	0,610	2,441
13	ISOLINA RAIN	210-272	1-B	4	1,000	4,000
14	ROSA HUEITRA MARCIAL	210-263	1-B	4	0,352	1,407
15	CORELY MIGUELINA OVALLE FLORES	210-384	1-B	4	1	4
16	ERCILDA ESTELA OVALLE FLORES	210-383	1-B	4	1	4
17	PEDRO OVALLE FLORES	210-382	1-B	4	1	4
18	ZULEMA FAUNDE A	210-288	1-B	4	0,977	3,909
19	NOELIA BALMACEDA	210-148	1-B	4	0,977	3,909
20	FRANCISCA LIMPALLANTE CALFIPAN	210-338	1-B	4	0,412	1,650
21	PABLO OVALLE FLORES	210-35	1-B	4	1	4
22	ARACELI BALMACEDA JARAMILLO	210-286	1-B	4	1	4
23	ESTEBAN SEPULVEDA CALFIPAN	210-159	1-B	4	0,200	0,800
24	LIDIA CALFIPAN SAEZ	210-159	1-B	4	0,213	0,852
25	LEILA ROJAS CALFIPAN	210-159	1-B	4	0,352	1,407
26	FERNANDO RAIN HUEITRA	210-15	1-B	4	1	4
27	CARLOS RAIN HUEITRA	210-359	1-B	4	0,883	3,530
28	FERNANDO RAIN PUNOY	210-253	1-B	5	0,338	1,352
29	JOSE RAIN CATRIPAN	210-253	1-B	5	1	4
30	YOLANDA CORTES AILLAPAN	210-220	1-B	5	0,868	3,473
31	MARIA POHL NAIPAN	210-282	1-B	6	0,406	1,623
32	MARTA RAIN NELCULPAN	210-331	1-B	5	0,914	3,654
33	NOVEL VERA MONTIEL	210-063	1-B	4	1	4
34	NELSON FLORES SAEZ	210-61	1-B	4	0,424	1,697

CUADRO 13.2.10-2
RELACIÓN NUMERO DE ENTREGA, BENEFICIARIO Y CAUDAL ASOCIADO

N° Entrega	Nombre Beneficiario (a)	Rol SII	Turno y Sector	Tramo	Q.Inst. Hidrología en 24 h (L/s)	Q Inst. Hidrología en el turno (L/s)
35	EDITH ROJAS VALLE	210-61	1-B	4	1	4
36	MARIA SOTO CASTILLO	210-63	1-B	5	0,294	1,176
37	ANTOLIN MARTINEZ F,	210-63	1-B	5	1	4
38	JAVIER CRUZAT	210-53	1-B	5	0,308	1,233
39	LUIS CRUZAT VARAS	210-53	1-B	5	1	4
40	PEDRO RAIN HUEIQUIPAN	S/R	1-B	7	0,200	0,800
41	MANUELA DEL C. RAIN HUEITRA	210-372	1-B	5	0,820	3,279
42	SILVIA RAIN HUEITRA	210-370	1-B	5	0,552	2,206
43	MARIA RAIN HUEITRA	210-369	1-B	5	0,468	1,871
44	AMELIA HAYQUIL ALCAPAN	210-15	1-B	5	1	4
45	NELSON CORTES RAIN	210-314	1-B	6	0,219	0,875
46	PATRICIO CORTES AILLAPAN	210-219	1-B	6	1	4
47	NADIA POHL NAIPAN	210-282	1-B	6	0,416	1,663
48	BERNARDO CANICURA CURIPAN	210-282	1-B	6	0,568	2,273
49	CLAUDIA CORTEZ AILLAPAN	210-217	1-B	6	1	4
50	GERMAN CORTEZ AILLAPAN	210-218	1-B	6	1	4
51	ZUNILDA RAIN AILLAPAN	210-216	1-B	6	1	4
52	SERGIO CORTEZ AILLAPAN	210-236	1-B	6	1	4
53	MAGDALENA LINARES CATRIPAN	210-221	1-B	6	1	4
54	HILDA NANCY RAIN LINARES	210-223	1-B	6	0,569	2,277
55	LUISA HUIRIMAN RAIN	210-226	1-B	6	0,830	3,319
56	JORGE ROMERO OVANDO	210-74	1-B	5-1	1	4
57	EUSTAQUIO RAIN LLEUFUMAN	210-74	1-B	5-1	1	4
58	DANIEL RAIN CAÑIUCURA	210-73	1-B	5-2	0,350	1,402
59	ANDREA RAIN LLEUFUMAN	210-73	1-B	5-2	0,422	1,687
60	CONRADO ALONSO IDE BURGOS	210-361	1-B	5-2	0,200	0,800
61	JOSE MANUEL RAIN LLEUFUMAN	210-356	1-B	5-2	0,845	3,379
62	IRMA RAIN CAÑIUCURA	210-355	1-B	5-2	0,709	2,836
63	LEONARDO RAIN CAÑIUCURA	210-354	1-B	5-2	0,776	3,104
64	JOSE MANUEL RAIN LLEUFUMAN	210-75	1-B	5-2	1	4
65	MARGARITA RAYEMPAN	210-249	2	7	0,929	3,714
66	ROSENDO CANIUCURA	210-317	2	7	1	4
67	JORGE MERA GARRIGÓ	247-226	2	8-1	0,200	0,800
68	PEDRO JAQUE POBLETE	310-131	2	7	0,687	2,747
69	DEMILIA HIDALGO SALDIAS	210-266	2	7	1	4
70	LILIAN VERA	245-558	2	7	1	4

CUADRO 13.2.10-2
RELACIÓN NUMERO DE ENTREGA, BENEFICIARIO Y CAUDAL ASOCIADO

N° Entrega	Nombre Beneficiario (a)	Rol SII	Turno y Sector	Tramo	Q.Inst. Hidrología en 24 h (L/s)	Q Inst. Hidrología en el turno (L/s)
71	MÓNICA MERA GARRIGÓ, JORGE MERA GARRIGÓ,ANGÉLICA MERA GARRIGÓ,CRISTINA MERA GARRIGÓ	210-135	2	7	1	4
72	MARCELINO NECULPAN HUAIQUIL	245-557	2	7	0,672	2,689
73	RAMON RAIN MANQUECURA	245-556 (EX 245-557)	2	7	1	4
74	OSCAR RAIN LLEUFUMAN	245-559	2	7	1	4
75	DANIEL OVALLE FLORES	210-16	2	7	1	4
76	ERIKA MANQUELAFQUEN CHAVEZ	210-34	2	7	1	4
77	FRANCISCO RAIN CATRIPAN	245-554	2	7	1	4
78	ESTEBAN MARTIN ANTILEN	210-34	2	7	1	4
79	ANGELA MENQUELAFQUEN CHAVEZ	210-34	2	7	1	4
80	JOSE ALEJANDRO RAIN LLEUFUMAN	247-26	2	8	0,887	3,547
81	ZULEMA DEL C. COLICOY NECULPAN	210-018	2	8	0,820	3,279
82	ELDA DEL C. RAIN LINARES	210-222	2	8	1	4
83	ALEJO SEGUNDO CANIUCURA CATRIAN	210-300	2	8	0,558	2,233
84	ALICIA CANICURA CATRIAN	210-332	2	8	0,591	2,364
85	FERNANDO CANICURA CATRIAN	210-243	2	8	0,763	3,051
86	LUIS NAVARRO	210-242	2	8	0,845	3,379
87	HECTOR POHL RAIN	210-282	2	8	0,987	3,949
88	IRMA ISABEL CANICURA RAIN	210-279	2	8	0,219	0,875
89	MANUEL SEGUNDO CHOCORI HUIRIMAN	210-231	2	8	0,200	0,800
90	JOSE CHOCORI HUIRIMAN	210-229	2	8	0,291	1,164
91	JOSE DAVID RAIN CANIUCURA	210-240	2	8	0,614	2,458
92	JANETTE CAHUIMPAN CANIUCURA	210-246	2	8	0,421	1,683
93	VERONICA MARGOT CAHUIMPAN CANICURA	210-239	2	8	0,384	1,536
94	JUANA CATRIPAN CANICURA	210-277	2	8	0,423	1,690
95	JAIME CANIUCURA RAIN	210-278	2	8	0,219	0,875
96	TRANSITA CANIUCURA RAIN	210-241	2	8	0,380	1,519
97	ANTONIA CANICURA RAIN	210-238	2	8	1	4
98	HUMBERTO CAHUIMPAN RAIN	210-247	2	8	0,662	2,649
99	LUCIANO LLANCAPAN NAUTULPAN	210-232	2	8	0,200	0,800

CUADRO 13.2.10-2
RELACIÓN NUMERO DE ENTREGA, BENEFICIARIO Y CAUDAL ASOCIADO

N° Entrega	Nombre Beneficiario (a)	Rol SII	Turno y Sector	Tramo	Q.Inst. Hidrología en 24 h (L/s)	Q Inst. Hidrología en el turno (L/s)
100	GERONIMO LLANCAPAN NAUCULPAN	210-233	2	8	0,320	1,280
101	MARIA NAUTULPAN	210-235	2	8	0,200	0,800
102	FRANCISCO HUIRIMAN CANICURA	245-734	2	8-1	1	4
103	JUAN ANTONIO HUIRIMAN RAIN	245-733	2	8-1	1	4
104	CARMEN FRESIA HUIRIMAN	210-228	2	8-1	0,363	1,453
105	MÓNICA MERA GARRIGÓ	245-732	2	8-1	0,200	0,800
106	CESAR HUERAÑANCO PAILLALAFQUEN	245-729	2	8-1	1	4
107	DANIEL LINCOCHEO LLANCAPAN	245-728	2	8-1	0,380	1,519
108	AMELIA RAIN	210-342	2	7-1	0,353	1,412
109	JUAN COÑUEPAN	210-342	2	7-1	0,416	1,663
110	PABLO COÑUEPAN NISHUEL	210-205	2	7-1	0,291	1,164
111	MARIA ANGELICA COÑUEPAN NISHUEL	210-205	2	7-1	0,381	1,522
112	GLADYS COÑUEPAN NISHUEL	210-205	2	7-1	0,392	1,568
113	LORENZO COÑUEPAN CHOCORI	210-205	2	7-1	1	4
114	MIRELLA CHOCORI LLANCAPAN	210-320	2	8	0,200	0,800
115	VICTOR PEÑA TRIPAI	210-273	1-B	4	1	4
116	ANGÉLICA MERA GARRIGÓ	247-227	2	8-1	0,200	0,800
117	CRISTINA MERA GARRIGÓ	247-228	2	8-1	0,200	0,800
118	VICTOR HUGO AILLAPAN RAÍN	210-275	1-B	4	1	4
119	PAMELA RAIN	210-337	1-B	5-2	0,392	1,568
120	NERY PALMA SEPULVEDA	210-358	1-B	4	0,211	0,844
TOTAL CAUDAL REPARTIDO EN LOS BENEFICIARIOS					**84,168**	**336,671**
TOTAL CAUDAL DISPONIBLE PARA NUEVOS USUARIOS					**15,832**	**63,329**

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.2.10-3
RESUMEN DE ENTREGAS POR TRAMO.

Turno	Sector	Tramos	Nº Beneficiarios	Q. Inst. en turno	Total Q Sector
Turno 1	1-A	2-1	6	24	**24**
	1-B	4	25	75,436	**172,488**
	1-B	5	12	34,244	
	1-B	5-1	2	8	
	1-B	5-2	8	18,777	
	1-B	6	12	36,031	
Turno 2	2	7	17	61,950	**140,183**
	2	7-1	6	11,330	
	2	8	23	48,731	
	2	8-1	9	18,172	
Totales			**120**	**336,671**	**336,671**

Fuente: Elaboración propia.

13.2.11. Cálculo Golpe de Ariete

Este fenómeno se produce generalmente en las tuberías al abrir o cerrar una válvula, por las variaciones bruscas de velocidad y/o caudal que se generen dentro de la tubería.

Las determinaciones de sobrepresiones se basan principalmente en las fórmulas de Micheaud y Allievi. A continuación, se describen las variables y relaciones que se requieren para determinar dichas sobrepresiones.

a) Tiempo de Parada

El valor del tiempo de parada influye en el golpe de ariete de modo que a menor tiempo, mayor golpe. Se debe no sólo al cierre de las válvulas, sino también a un cambio brusco de velocidad.

El valor del tiempo de parada viene expresado por la siguiente fórmula empírica:

$$T_p = C + \frac{K * L * v}{g * H_m} \qquad \text{EC. 13-3}$$

Donde:

- T_p : Tiempo de parada en segundos.
- C : Coeficiente según la pendiente de la conducción.
- K : Valor que depende de la conducción.(de la longitud de ésta)
- L : Longitud real de la conducción (m)
- v : Velocidad del agua en la conducción (m/s)
- g Constante de la gravedad (m/seg^2)
- H_m Altura manométrica (m)

CUADRO 13.2.11-1
VALORES DE C

Pendiente	C
< 20%	1,0
≈ 30%	0,5
≥ 40%	0

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.2.11-2
VALORES DE K

Longitud de la conducción (m)	K
L < 500	2,00
L ≈ 500	1,75
500 < L < 1500	1,50
L ≈ 1500	1,25
L > 1500	1,00

Fuente: Elaboración propia.

b) Celeridad

La celeridad (c) es la velocidad de propagación de la onda, los valores de la celeridad oscilan entre 700 y 1.200 m/s. Se calcula mediante la fórmula, propuesta por Allievi:

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48{,}3 + K * \frac{D}{e}}}$$ EC. 13-4

Donde:

c : Velocidad de la onda. Se la conoce como celeridad.(m/s)
K : Coeficiente característico del material, donde $K=10^6/E$ y E corresponde a la elasticidad del material (Cuadro 13.2.11-3)
D : Diámetro medio de la tubería.
e : Espesor de la pared de la tubería en la misma unidad que el diámetro.

CUADRO 13.2.11-3
VALORES DE ELASTICIDAD DE MATERIALES

Material	E (kg/cm^2)
Acero	$2{,}0x10^6$
Hormigón	$0{,}2x10^6$
PVC	$3{,}0x10^4$
PE (baja densidad)	$2{,}4x10^3$
PE (alta densidad)	$9{,}0x10^3$
HDPE	$1{,}5x10^3$
Polipropileno	$12\ x10^3$

Fuente: Elaboración propia.

Cuando la tubería tiene cambios en su recorrido, se pueden obtener diferentes valores de la celeridad. Si estos valores no difieren en más de un 20%, Parmakian aconseja calcular con el que produce mayor sobrepresión, al menos en un primer tanteo. Un cálculo más afinado se puede hacer obteniendo la media de las celeridades ponderadas con las distintas longitudes. Se obtiene así un valor en m/s, dado por la expresión:

$$c = \frac{c_1 L_1 + c_2 L_2 + \cdots\cdots\cdots c_n L_n}{L_1 + L_2 + \cdots\cdots L_n} \qquad \text{EC. 13-5}$$

c) Calculo de sobrepresiones

En relación con la velocidad de propagación de la onda y el tiempo de parada del agua, puede determinarse la longitud crítica (Lc), la cual es sencilla de obtener a través de la expresión siguiente, y permite calcular la sobrepresión con la relación de Allievi o Michaud, según corresponda.

$$L_c = C * \frac{T_P}{2} \qquad \text{EC. 13-6}$$

Donde T_P corresponde al tiempo de parada y *C* es la celeridad de la onda.

Si la instalación está formada por trozos de tuberías de características variables, como naturaleza del material, diámetro, espesor, etc., se hace un cálculo aproximado utilizando valores medios.

El valor de Lc que se obtenga, se compara con la longitud real de la conducción (L) y según sea, igual, mayor o menor, se aplicarán las fórmulas siguientes:

- **Fórmula de Allievi**

$$\Delta H = \frac{C * v}{g} \qquad \text{EC. 13-7}$$

Cuando L > Lc (conducción larga o cierre rápido)

- **Fórmula de Michaud**

$$\Delta H = \frac{2 * L * v}{g * T_P} \qquad \text{EC. 13-8}$$

Cuando L < Lc (conducción corta o cierre lento)

Donde:

C : Celeridad (m/s)
v : Velocidad (m/s)
L : Longitud real (m)
g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)
T_P : tiempo de parada (s)
ΔH : Incremento del golpe de ariete o sobrepresión (m)

El valor ΔH obtenido se sumará o restará a la presión estática, para calcular el golpe de ariete, positivo o negativo.

Cuando Lc = L, se puede solucionar con cualquiera de las fórmulas: Allievi o Michaud.

Conocido el incremento del golpe de ariete y sumando o restando a la presión estática, se puede calcular la presión de funcionamiento de los diferentes tramos de tubería, sabiendo la máxima presión al producirse el golpe de ariete, o instalar válvulas que eviten sobre presiones sobre la presión de funcionamiento dados.

Se analizaron los 4 tramos más complejos de la red (Tramo 1, Tramo 2, Tramo 3 y Tramo 4), ya sea por diferencia de cota como por las distintas singularidades que se presentan; en el caso del tramo 4, el análisis se realiza hasta el punto más bajo de la red antes de la unión de este tramo con el Tramo 5. En Cuadro 13.2.11-4 se incluyen los resultados obtenidos para cada uno de los tramos.

CUADRO 13.2.11-4
RESULTADOS CÁLCULO GOLPE DE ARIETE

Variable	Tramo1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Cota Inicio (m)	504,69	442,43	366	299,93
Cota Final (m)	442,43	366	299,93	173,39
L	1920	2600	670	1600
PN	10	10	10	16
D (mm)	315	315	400	500
e (mm)	18,7	18,7	23,7	45,4
k	666,67	666,67	666,67	666,67
c (m/s)	93,22	93,22	93,13	115,16
Q(L/s)	100	100	100	173,29
v (m/s)	1,65	1,65	1,02	1,32
Hm (m)	62,26	76,43	66,07	126,54
i %	3,24	2,94	9,86	7,91
C	1	1	1	1
K	1	1	1,5	1
T_p (s)	6,2	6,7	2,6	2,7
L_c (m)	289	312,3	121,1	155,5
Condición	$L > L_c$ Cierre Rápido, Allievi	$L > L_c$ Cierre Rápido, Allievi	$L > L_c$ Cierre Rápido, Allievi	$L > L_c$ Cierre Rápido, Allievi
ΔH (m)	15,7	15,7	9,7	15,5
Presión Máx.Obtenida	52,95	52,95	58,08	122,87
% adicional	30	30	17	13
% a usar para mayorar	30			
Presión Máx.en Tramo	69	69	76	160

Fuente: Elaboración propia.

El resultado anterior indica que para las condiciones más desfavorables, se deben aumentar la presión en un 30%. Por lo anterior, para incluir los efectos de golpe de ariete en la red, todas las presiones calculadas se mayoran en un 30% para obtener la Presión Nominal (PN) de la tubería a utilizar.

En Anexo Digital 13-3 se incluye planilla de cálculo.

13.2.12. Modelo de la Red de Distribución

El Proyecto comienza en la Bocatoma ubicada en el cauce del Río Ranguintulelfú, cuyas aguas captadas son conducidas a un desarenador y posterior cámara de carga y cámara de inicio para ser distribuidas en la red. A continuación, en la Figura 13.2.12-1 se incluye un esquema donde "Bocatoma" incluye todo lo mencionado y las cámaras corta presión son designadas por la sigla

"CCP". En figura mencionada, el Tramo 2-1corresponde a una tubería que distribuye el agua a 6 beneficiarios que se encuentran antes de llegar al tranque y que no son regulados por éste. Dado que todos los beneficiarios tendrán sistema de turno, se considera una tubería solo para dichos beneficiarios para que no reciban agua las 24 horas del día como en el caso del tranque (Tramo 2).

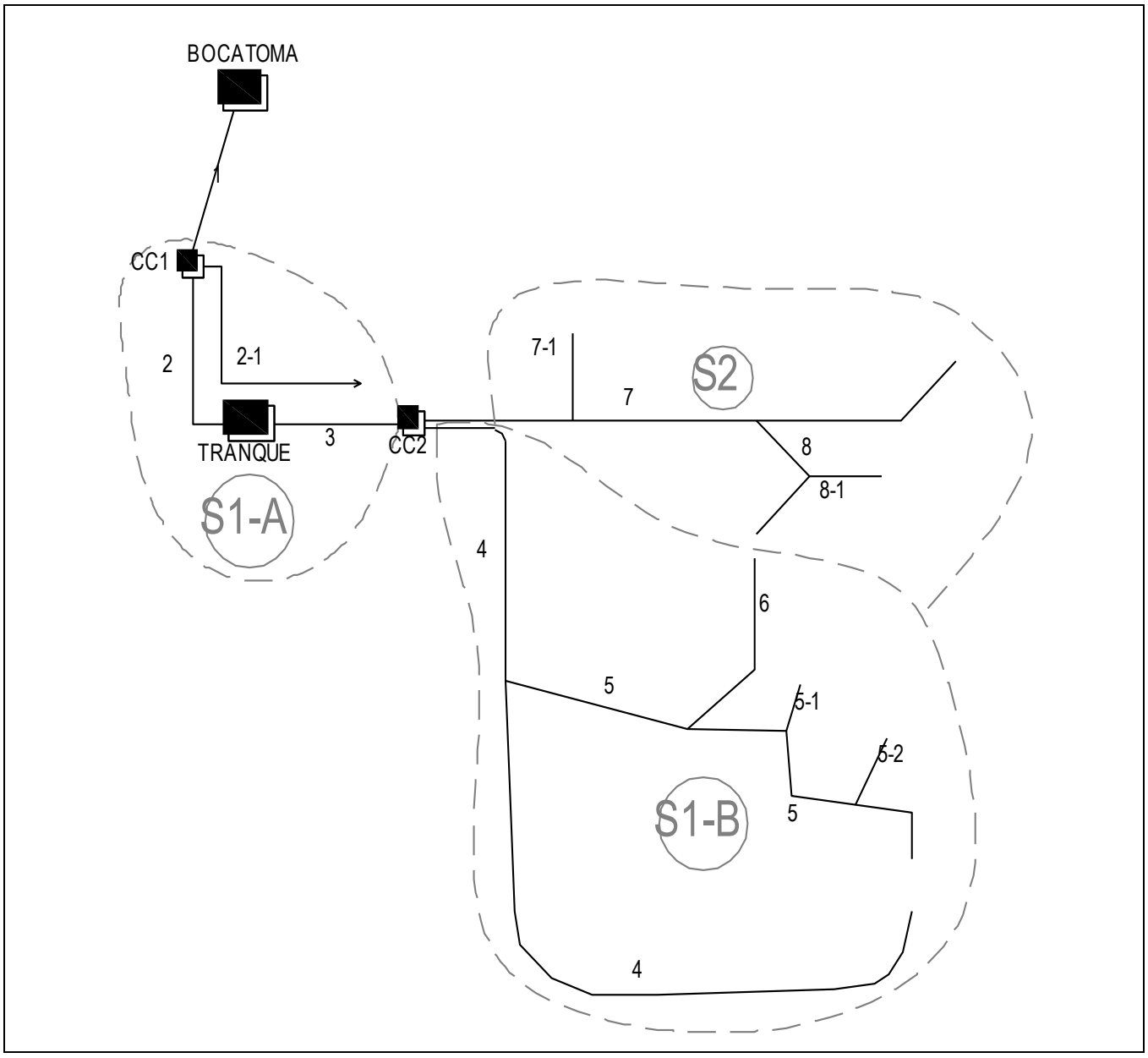


FIGURA 13.2.12-1
DIAGRAMA RED DE DISTRIBUCIÓN

Fuente: Elaboración propia.

La red de riego se ha sectorizado, de modo que se ha considerado dos grandes sectores de riego (sector 1 y sector 2) a los cuales le corresponden dos turnos de riego distintos, lo que es posible debido al tranque que se ha proyectado, donde además, el agua fluye a él durante las 24 hrs del día.

Los caudales necesarios para cada uno de los sectores (que se han indicado tanto en el Cuadro 13.2.2-1 como en el Cuadro 13.2.10-3), y con los cuales se ha modelado la red, se han obtenido del análisis agroeconómico y se han cotejado con los datos obtenidos realizando el modelo de operación horaria que se incluye como anexo del capítulo 10.

Para la realización del modelo, se opta por realizar una planilla en Microsoft Excel, en donde se realizan los cálculos hidráulicos en la red a partir de datos topográficos, la distribución de caudales, los turnos y todos los aspectos antes mencionados. Los diámetros utilizados en el modelo corresponden a los diámetros de tuberías comerciales de HDPE. En Anexo Digital 13-4 se incluyen las planillas de análisis de cada uno de los tramos de la red.

Se han proyectado dos cámaras corta presión con el fin de mejorar los problemas de presión estática altas que se tienen en el trazado. En el Cuadro 13.2.12-1, se muestra la cota de cada una de las cámaras y la distancia a la bocatoma de éstas.

CUADRO 13.2.12-1
CÁMARAS CORTA PRESIÓN EN LA RED

ID Cámara	Sector	Cota [msnm]	Distancia a Bocatoma [m]
1	1	442,52	1.980
2	2	300,53	5.270

Fuente: Elaboración propia.

13.2.13. Resultados del Modelo

Los resultados del modelo se entregan como tablas Excel por cada uno de los tramos y se incluyen en Anexo Digital 13-4 y a continuación se incluyen mediante diagramas representativos los resultados obtenidos por sector.

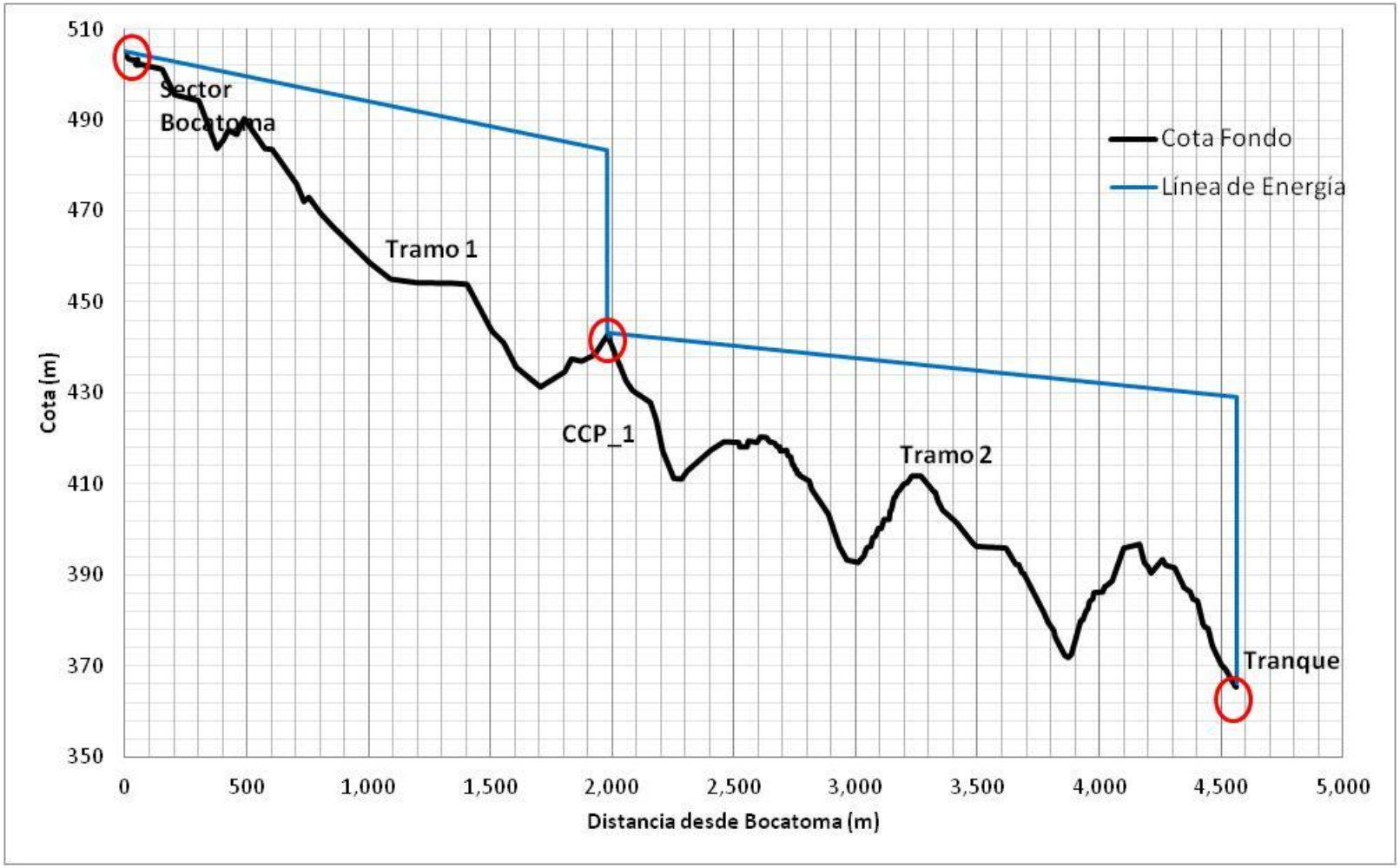


FIGURA 13.2.13-1
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 1 Y 2 (BOCATOMA A TRANQUE)

Fuente: Elaboración propia.

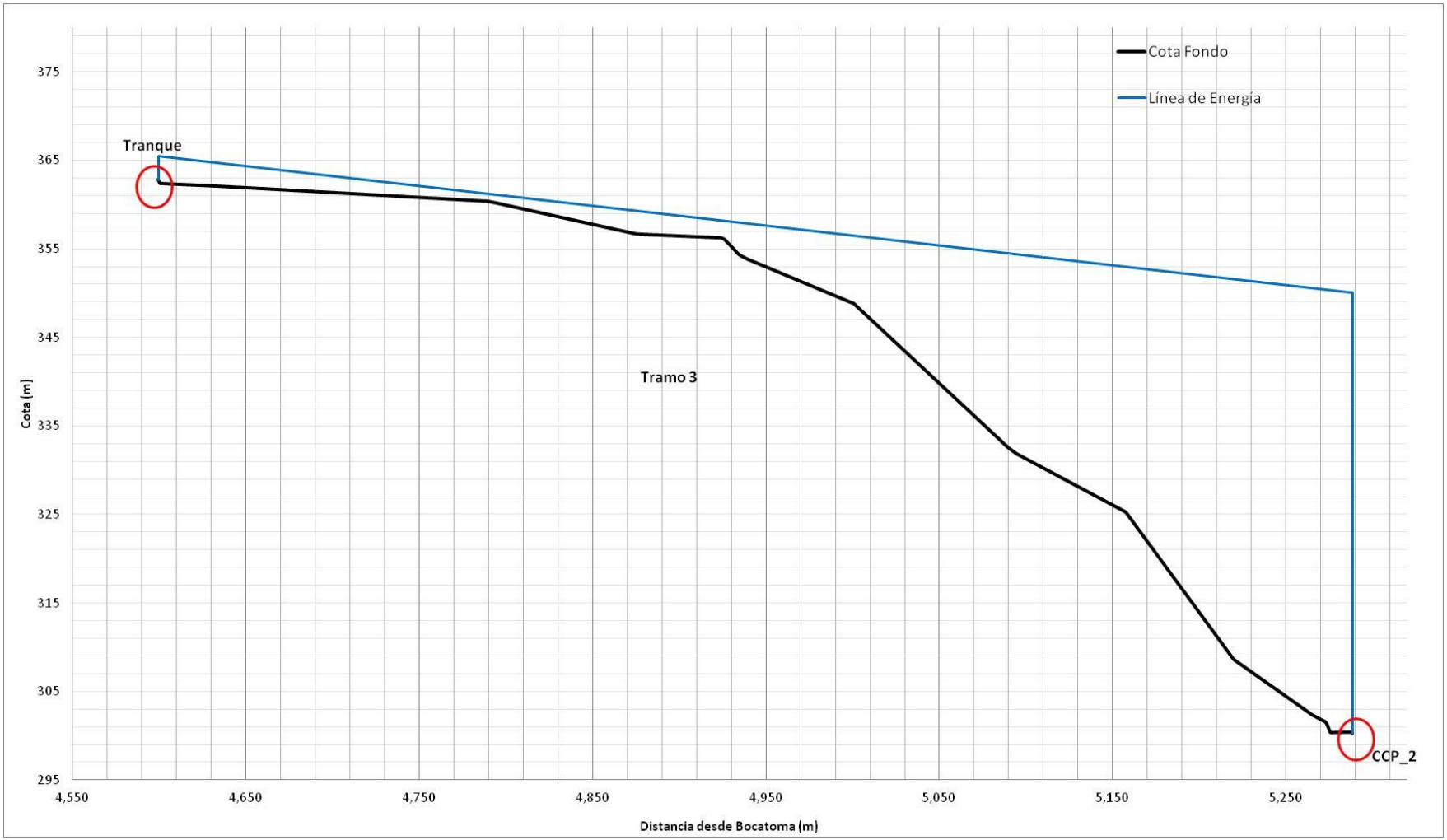


FIGURA 13.2.13-2
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 3 (TRANQUE A CCP_2)

Fuente: Elaboración propia.

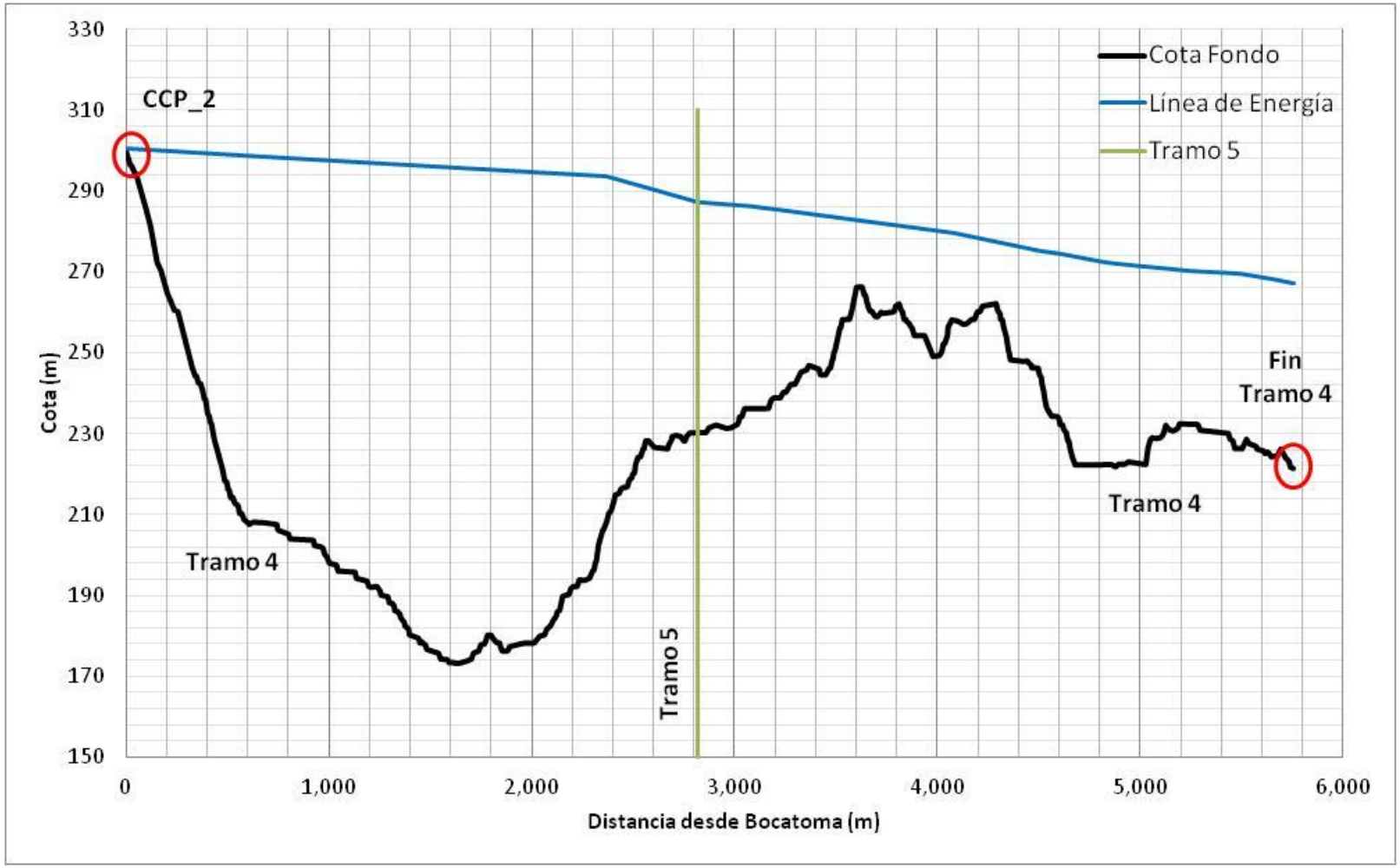


FIGURA 13.2.13-3
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 4

Fuente: Elaboración propia.

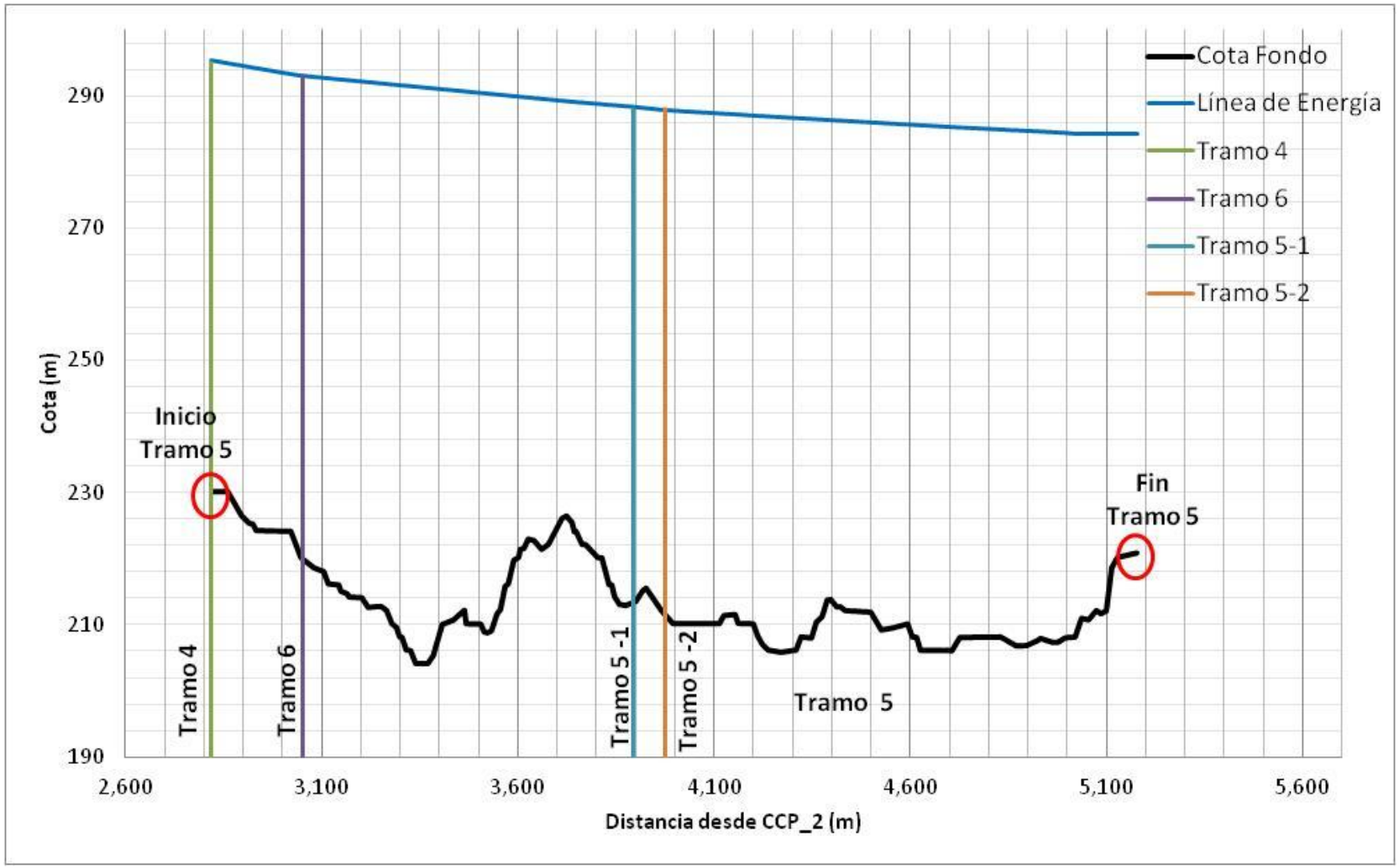


FIGURA 13.2.13-4
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 5

Fuente: Elaboración propia

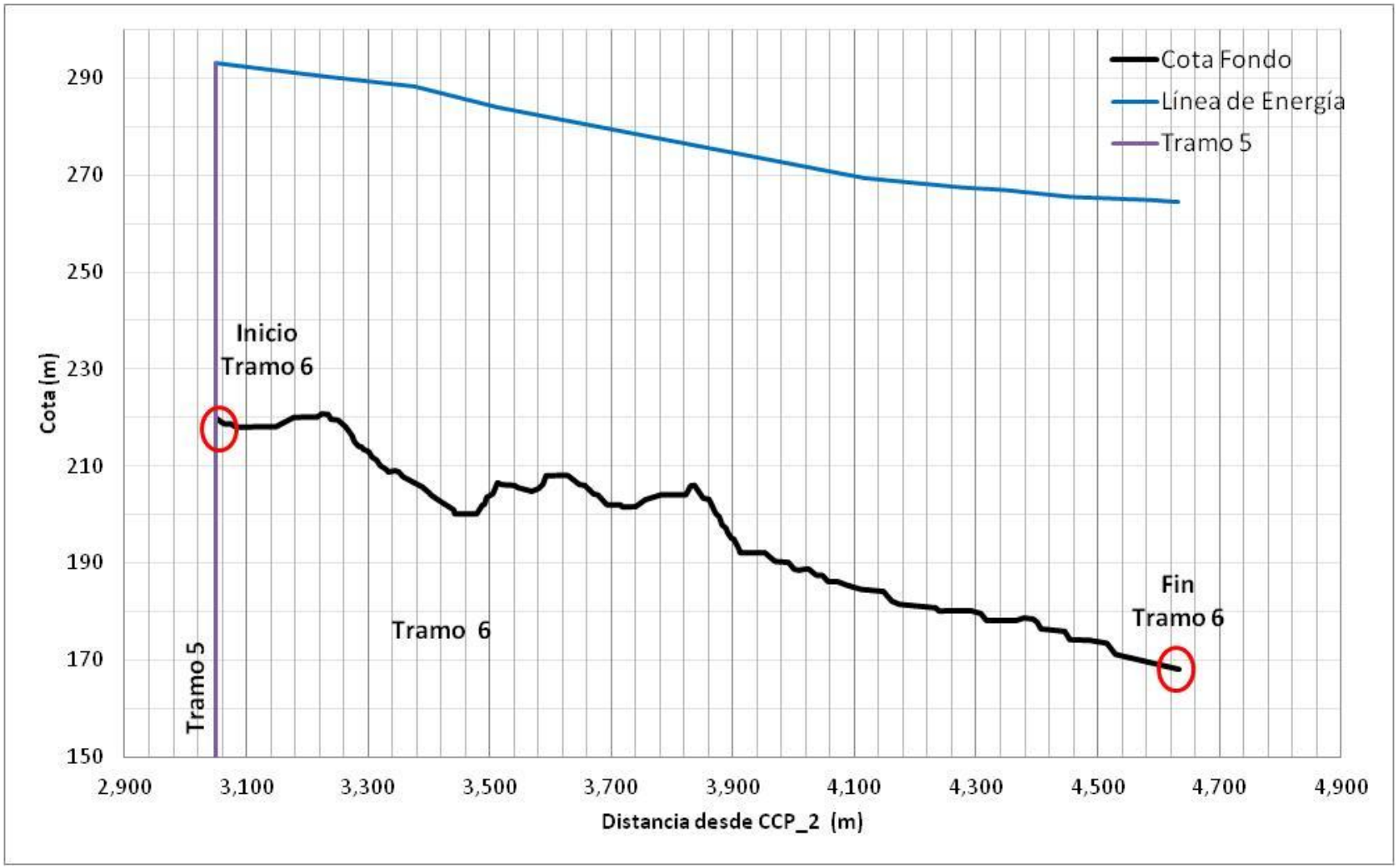


FIGURA 13.2.13-5
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 6

Fuente: Elaboración propia

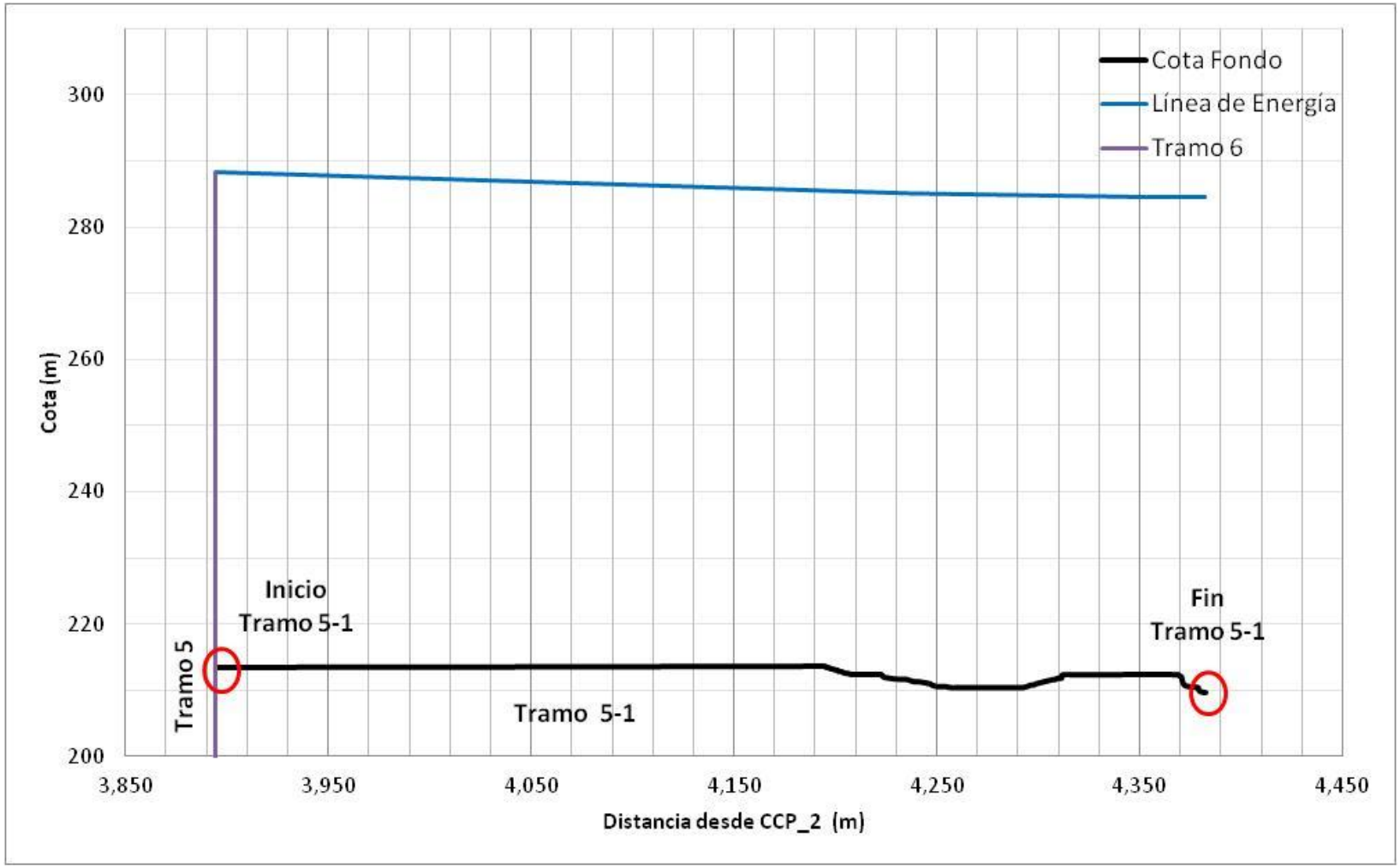


FIGURA 13.2.13-6
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 5-1

Fuente: Elaboración propia

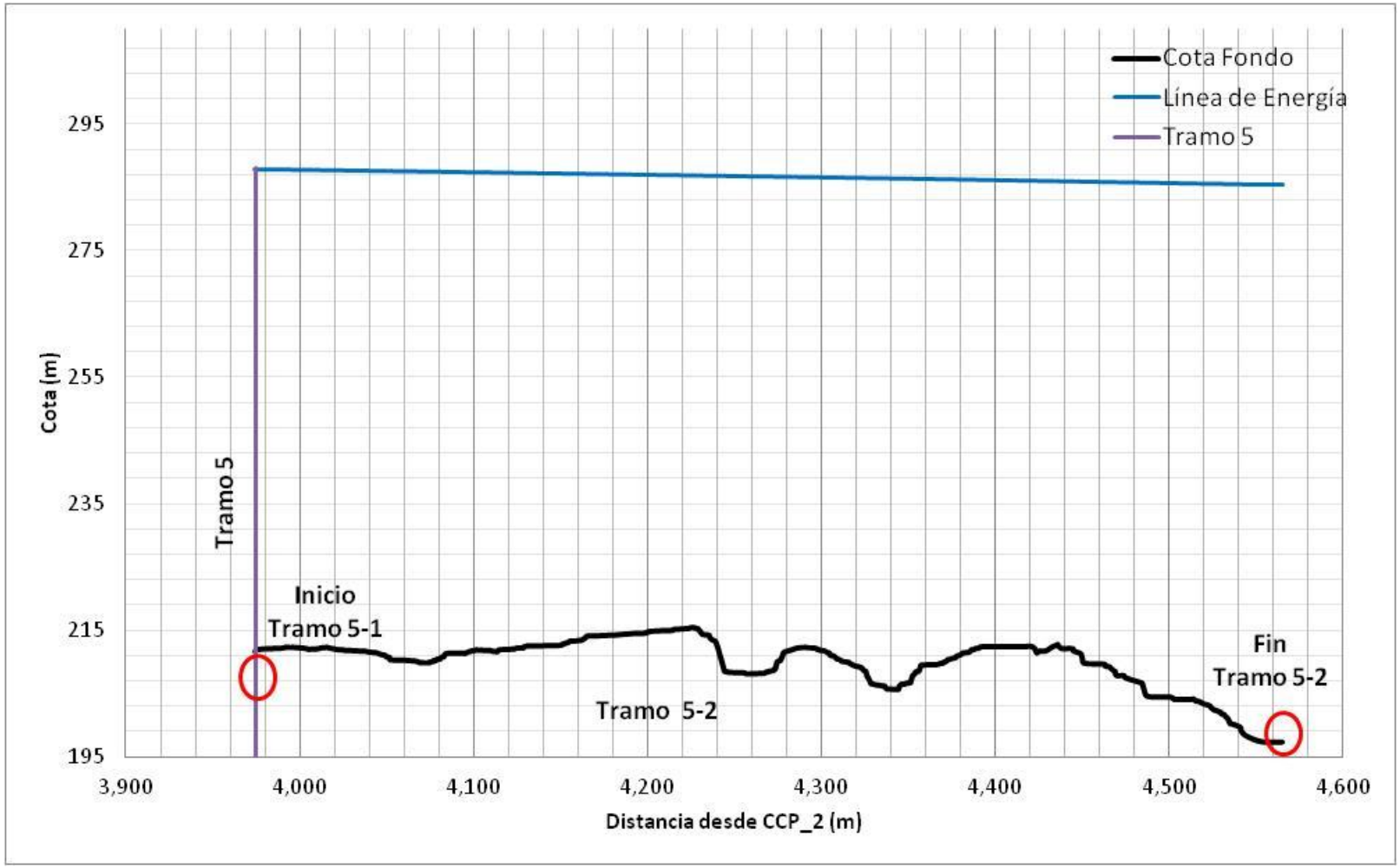


FIGURA 13.2.13-7
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 5-2

Fuente: Elaboración propia

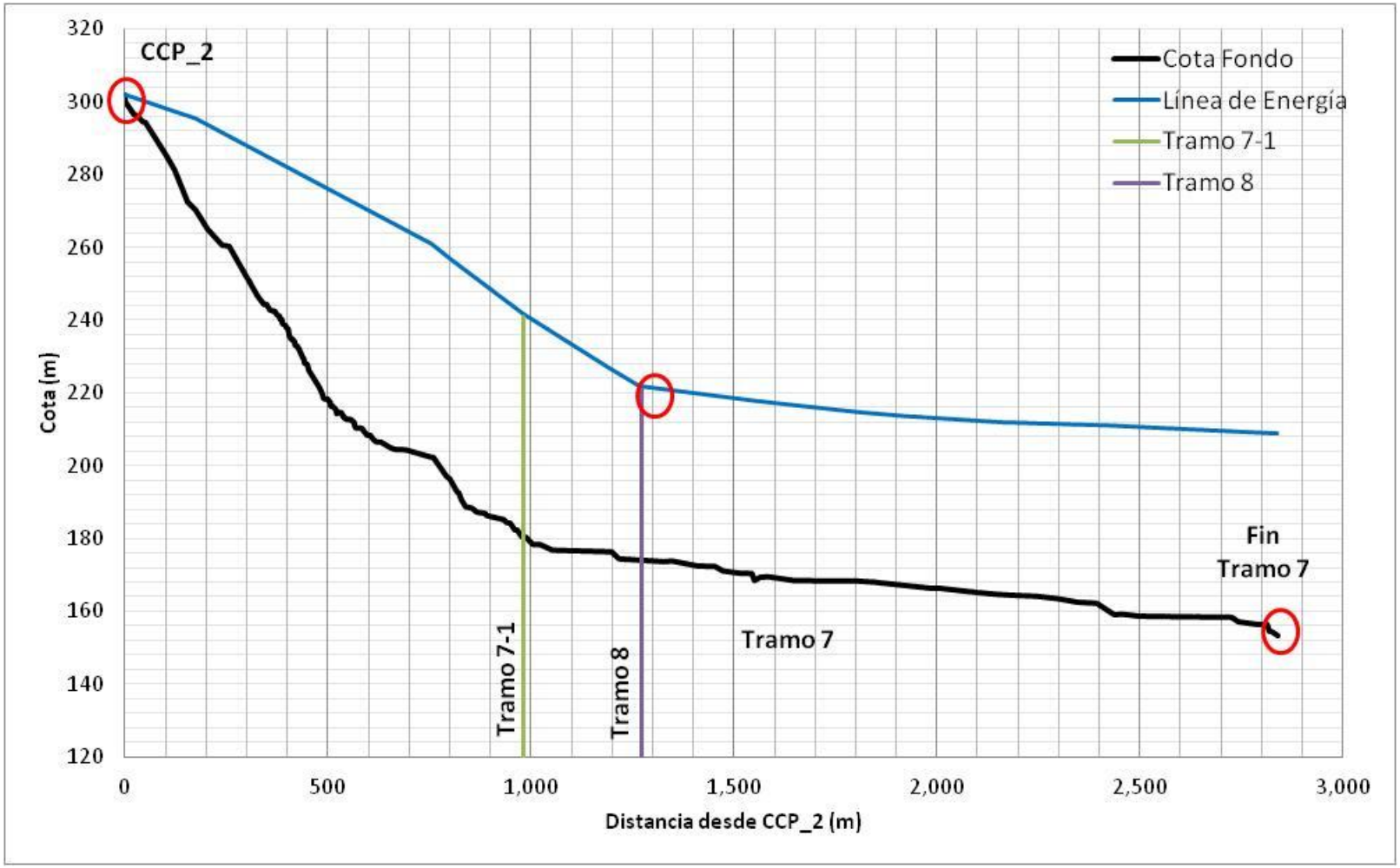


FIGURA 13.2.13-8
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 7

Fuente: Elaboración propia

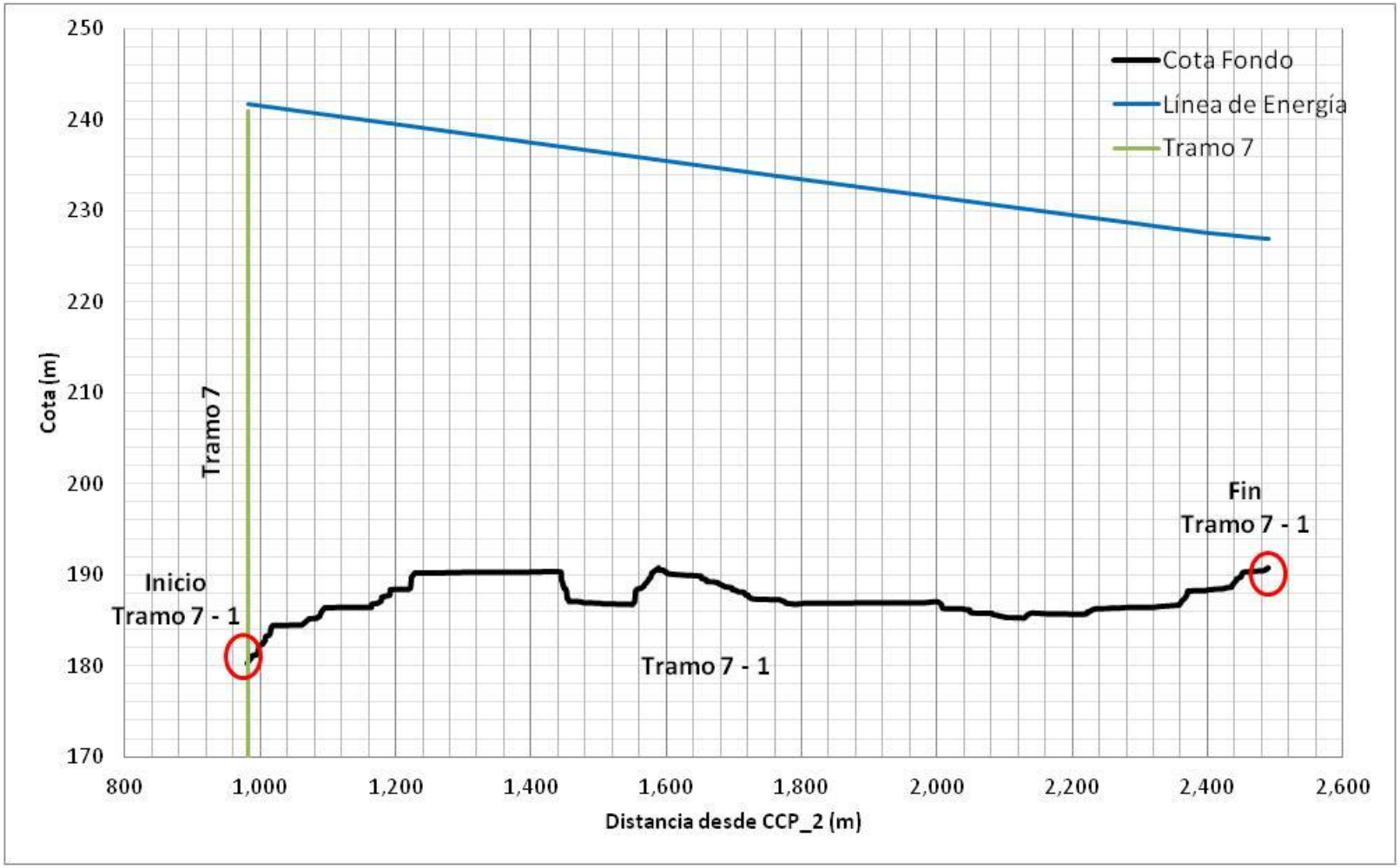


FIGURA 13.2.13-9
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 7-1

Fuente: Elaboración propia

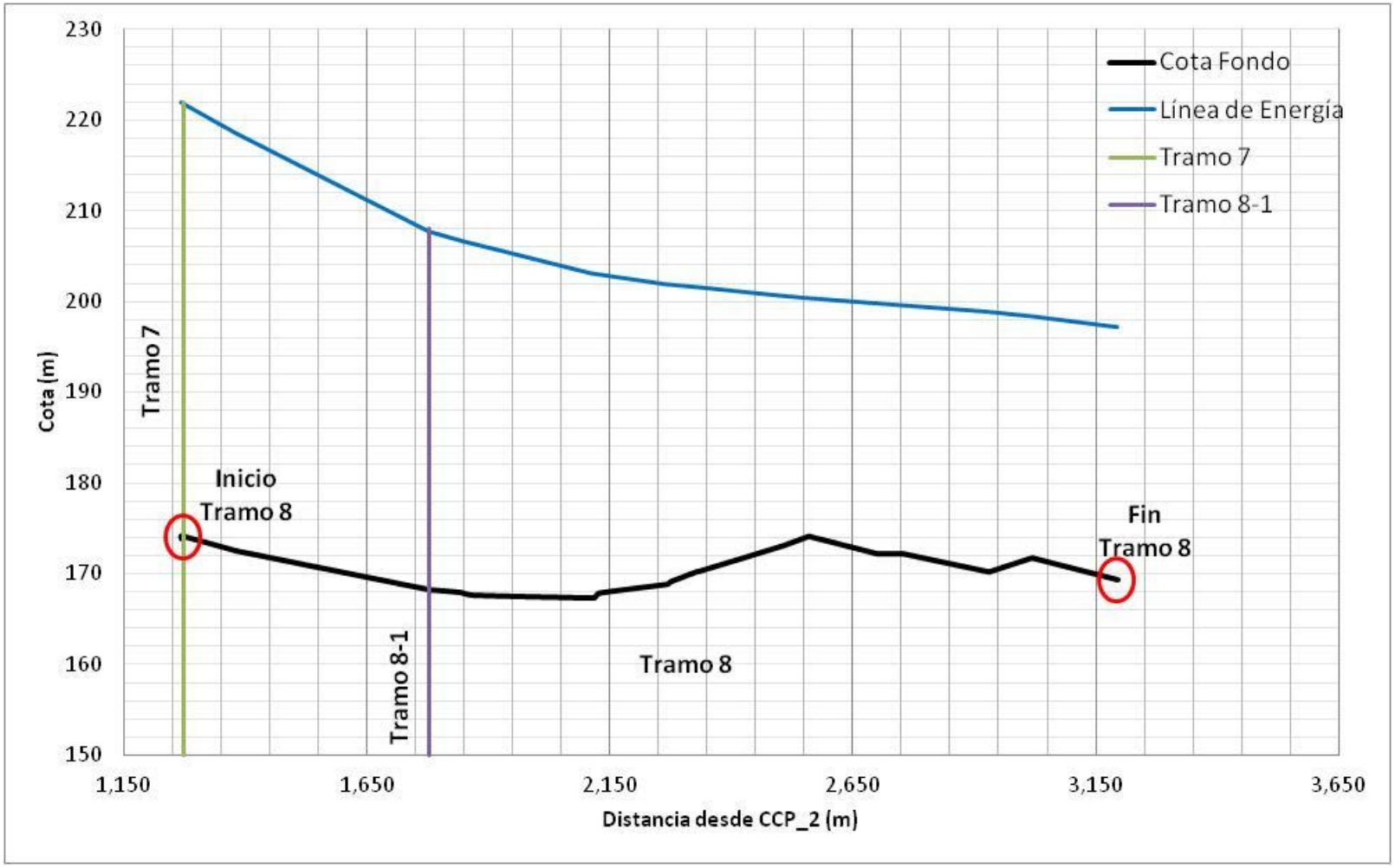


FIGURA 13.2.13-10
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 8

Fuente: Elaboración propia

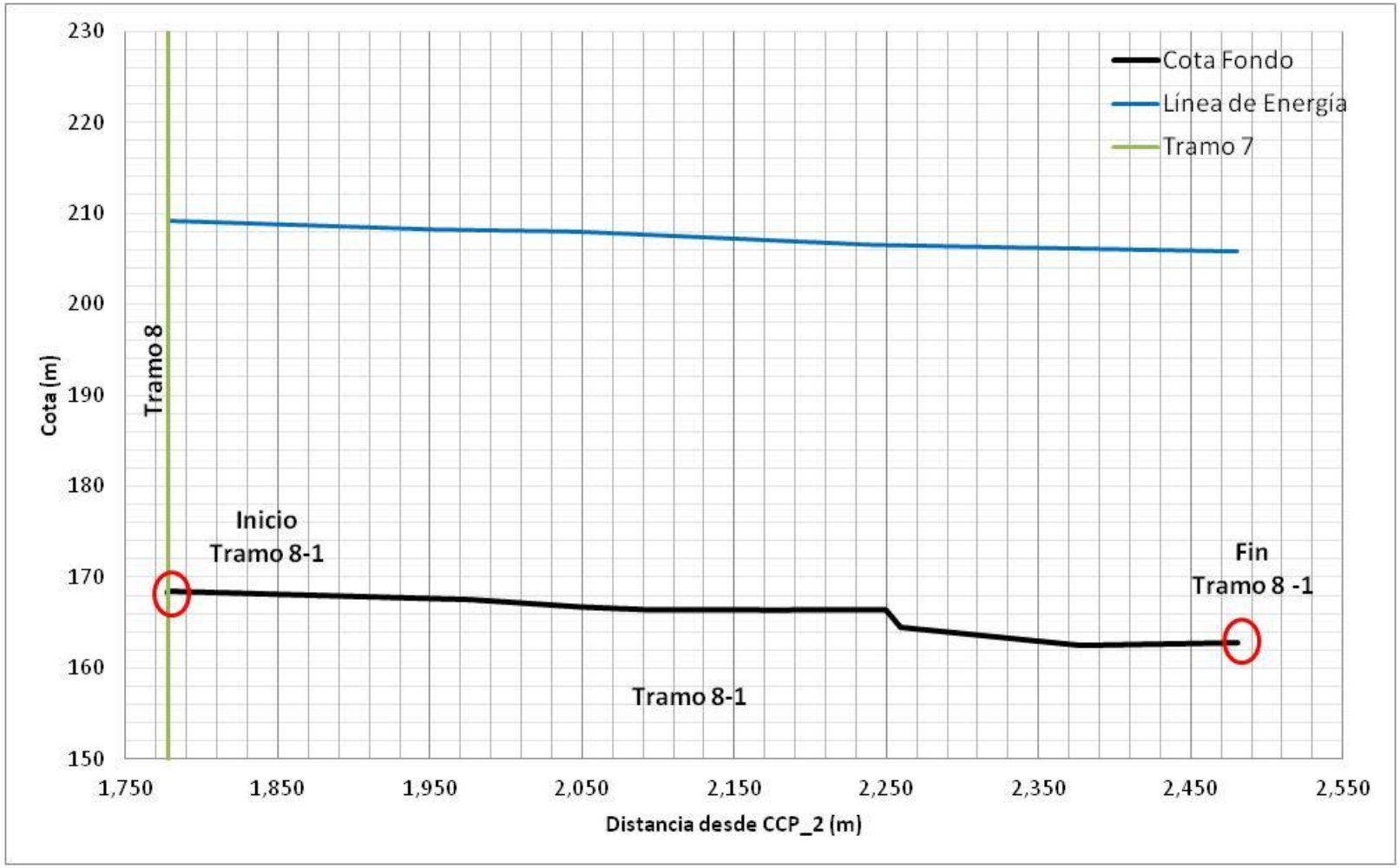


FIGURA 13.2.13-11
RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 8-1

Fuente: Elaboración propia

13.2.14. Resultado Diámetro de Tuberías

Los diámetros por tramo, resultantes del cálculo, considerando el golpe de ariete, se indican en el cuadro 13.2.14-1 a continuación. El material de todas las tuberías es de HDPE. Se incluye catalogo de tubería en Anexo Digital 13-5

Los tramos asociados a entregas en cada uno de los sectores son:

Sector 1 (S1): Tramo 4, Tramo 5, Tramo 5-1, Tramo 5-2, Tramo 6, Tramo 2-1.

Sector 2 (S2): Tramo 7, Tramo 7-1, Tramo 8, Tramo 8-1.

CUADRO 13.2.14-1
DIÁMETROS TUBERÍA Y MATERIAL EN CADA TRAMO DE LA RED

Tramo	DM Inicio	DM Término	Diámetro Comercial (mm)	PN	Largo Total (m)
1	50	400	315	6	350
	400	1520	280	6	1120
	1520	1880	280	8	360
	1880	1970	280	6	90
2	0	1200	315	6	1200
	1200	1725	280	6	525
	1725	1800	280	8	75
	1800	1925	250	8	125
	1925	2500	250	6	575
	2500	2525	250	8	25
2 - 1	0	950	225	6	950
	950	990	225	8	40
	990	1075	180	8	85
	1075	1530	180	6	455
	1530	1670	160	6	140
	1670	1815	160	8	145
	1815	1900	160	10	85
	1900	2050	160	8	150
	2050	2230	160	6	180
	2230	2370	125	6	140
	2370	2475	125	8	105
	2475	2750	125	10	275
	2750	2895	90	10	145
	0	0	160	6	0
3	0	580	400	6	580
	580	660	400	8	80
4	0	275	450	6	275
	275	380	450	8	105
	380	450	450	10	70
	450	925	450	12.5	475
	925	2300	450	16	1375
	2300	2400	450	12.5	100

CUADRO 13.2.14-1
DIÁMETROS TUBERÍA Y MATERIAL EN CADA TRAMO DE LA RED

Tramo	DM Inicio	DM Término	Diámetro Comercial (mm)	PN	Largo Total (m)
4	2400	2675	450	10	275
	2675	2800	450	8	125
	2800	3125	400	8	325
	3125	3180	355	8	55
	3180	3290	315	8	110
	3290	4485	315	6	1195
	4485	4580	280	10	95
	4580	4830	250	10	250
	4830	5225	200	10	395
	5225	5465	160	10	240
	5465	5625	125	10	160
	5625	5725	110	10	100
5	2810	3125	315	10	315
	3125	3270	280	10	145
	3270	3510	280	12.5	240
	3510	3900	280	10	390
	3900	4240	225	10	340
	4240	4960	160	10	720
	4960	5000	90	10	40
5 - 1	0	40	125	10	40
	40	170	90	10	130
5 - 2	0	200	180	10	200
	200	420	160	10	220
	420	525	125	10	105
	525	670	90	10	145
	670	700	90	12.5	30
6	3040	3210	315	10	170
	3210	3485	280	10	275
	3485	3860	250	10	375
	3860	4090	250	12.5	230
	4090	4250	200	12.5	160
	4250	4375	160	12.5	125
	4375	4430	160	16	55
	4430	4560	110	16	130
	4430	4680	90	16	250
7	0	140	355	10	140
	140	170	315	10	30
	170	480	280	10	310
	480	790	280	12.5	310
	790	1275	225	12.5	485
	1275	2140	200	12.5	865
	2140	2405	140	12.5	265
	2405	2810	110	12.5	405
	2810	2835	140	12.5	25
7 - 1	965	1456	160	12.5	491
	1456	1770	140	12.5	314
	1770	1880	125	10	110

CUADRO 13.2.14-1
DIÁMETROS TUBERÍA Y MATERIAL EN CADA TRAMO DE LA RED

Tramo	DM Inicio	DM Término	Diámetro Comercial (mm)	PN	Largo Total (m)
8	0	495	255	12.5	495
	495	840	200	12.5	345
	840	1060	180	10	220
	1060	1290	140	10	230
	1290	1485	110	10	195
	1485	1660	75	10	175
	1660	1750	63	10	90
	1750	1920	40	10	170
8 - 1	0	170	200	12.5	170
	170	270	140	12.5	100
	270	465	90	12.5	195
	465	700	63	12.5	235
Largo Total de la Red					**24925**

Fuente: Elaboración propia.

13.2.15. Entregas Prediales

Para obtener el diámetro de los arranques para cada entrega predial, se ha considerado el cálculo similar a cálculo de agua potable con una longitud de arranque máximo de 10 m y tuberías de PVC. La clase de la tubería se obtiene de acuerdo a la presión obtenida al final de cada punto de entrega, por lo que se proyecta tubería de PVC clase 10, excepto para 3 beneficiarios, que corresponden a las entregas Nº34, Nº54 y Nº55 de predio Rol 210-61, Rol 210-223 y Rol 210-226 respectivamente, los cuales requiere se utilice PVC Clase 12,5. El resumen de los resultados obtenidos se incluye en el Cuadro 13.2.15-1 y los cálculos se incluyen en el Anexo Digital 13-6.

CUADRO 13.2.15-1
RESULTADO EN ARRANQUES PREDIALES

Beneficiario	Velocidad (m/s)	Presión (mca.)	Cauda (L/h)
210-250	1,2	46	14400
210-39	1,2	42	14400
210-261	1,2	38	14400
210-38	1,2	47	14400
210-037	1,2	66	14400
210-036	1,2	70	14400
210-388	1,2	22	14400
210-42	1,2	28	14400
S/R	1,2	56	14400
210-272	0,8	51	3571
210-283	1,2	50	14400
210-272	0,9	48	8784
210-272	1,2	48	14400
210-263	1,0	28	5069

CUADRO 13.2.15-1
RESULTADO EN ARRANQUES PREDIALES

Beneficiario	Velocidad (m/s)	Presión (mca.)	Cauda (L/h)
210-384	1,2	41	14400
210-383	1,2	41	14400
210-382	1,2	52	14400
210-288	1,2	62	14069
210-148	1,2	62	14069
210-338	0,7	62	5933
210-35	1,2	62	14400
210-286	1,2	51	14400
210-159	0,7	54	2880
210-159	0,7	54	3067
210-159	1,0	56	5069
210-15	1,2	57	14400
210-359	1,1	59	12715
210-253	0,9	62	4867
210-253	1,2	62	14400
210-220	1,1	62	12499
210-282	0,7	53	5846
210-331	1,2	58	13162
210-063	1,2	92	14400
210-61	0,7	108	6106
210-61	1,2	81	14400
210-63	0,9	75	4234
210-63	1,2	75	14400
210-53	0,9	75	4435
210-53	1,2	75	14400
S/R	0,7	91	2880
210-372	1,1	71	11808
210-370	0,8	71	7949
210-369	0,7	71	6739
210-15	1,2	68	14400
210-314	0,7	65	3154
210-219	1,2	66	14400
210-282	0,7	68	5990
210-282	0,8	68	8179
210-217	1,2	87	14400
210-218	1,2	87	14400
210-216	1,2	91	14400
210-236	1,2	92	14400
210-221	1,2	96	14400
210-223	0,8	100	8194
210-226	1,1	103	11952

CUADRO 13.2.15-1
RESULTADO EN ARRANQUES PREDIALES

Beneficiario	Velocidad (m/s)	Presión (mca.)	Cauda (L/h)
210-74	1,2	70	14400
210-74	1,2	68	14400
210-73	1,0	69	5040
210-73	0,7	69	6077
210-361	0,7	69	2880
210-356	1,1	68	12168
210-355	1,0	69	10210
210-354	1,0	70	11174
210-75	1,2	80	14400
210-249	1,2	81	13378
210-317	1,2	81	14400
247-226	0,7	78	2880
310-131	1,0	83	9893
210-266	1,2	81	14400
245-558	1,2	81	14400
210-135	1,2	87	14400
245-557	0,9	84	9677
245-556 (EX 245-557)	1,2	83	14400
245-559	1,2	83	14400
210-16	1,2	84	14400
210-34	1,2	84	14400
245-554	1,2	87	14400
210-34	1,2	91	14400
210-34	1,2	84	14400
247-26	1,1	80	12773
210-018	1,1	76	11808
210-222	1,2	72	14400
210-300	0,8	72	8035
210-332	0,9	72	8510
210-243	1,0	72	10987
210-242	1,1	68	12168
210-282	1,2	68	14213
210-279	0,7	68	3154
210-231	0,7	66	2880
210-229	0,9	66	4190
210-240	0,9	66	8842
210-246	0,7	61	6062
210-239	0,6	60	5530
210-277	0,7	57	6091
210-278	0,7	57	3154
210-241	0,6	57	5472

CUADRO 13.2.15-1
RESULTADO EN ARRANQUES PREDIALES

Beneficiario	Velocidad (m/s)	Presión (mca.)	Cauda (L/h)
210-238	1,2	56	14400
210-247	0,9	56	9533
210-232	0,7	56	2880
210-233	0,9	53	4608
210-235	0,7	53	2880
245-734	1,2	76	14400
245-733	1,2	77	14400
210-228	0,6	77	5227
245-732	0,7	78	2880
245-729	1,2	74	14400
245-728	0,6	76	5472
210-342	0,6	90	5083
210-342	0,7	90	5990
210-205	0,9	86	4190
210-205	0,6	83	5486
210-205	0,7	83	5645
210-205	1,2	83	14400
210-320	0,7	66	2880
210-273	1,2	48	14400
247-227	0,7	78	2880
247-228	0,7	78	2880
210-275	1,2	35	14400
210-337	0,7	69	5760
210-358	0,7	60	2880

Fuente: Elaboración propia.

La presión a puerta de predio se limita a 50 PSI (35 mca), dado que es un valor de presión necesaria para funcionamiento de sistemas de riego tipo aspersores; para valores superiores, se proyectan reguladores de presión tipo Senninger.

De los cálculos realizados, se tiene que solo 3 de los 120 beneficiarios no requieren un sistema de regulación de presión. No obstante lo anterior, ningún beneficiario recibe a puerta de predio una presión menor a 20 mca. En el Cuadro 13.2.15-2 se indican los beneficiarios que no requieren de regulador de presión.

Los diámetros obtenidos para los arranques son DN=32 y DN=40 mm. La distribución de éstos según beneficiarios es el que se indica en el Cuadro 13.2.15-3.

CUADRO 13.2.15-2
BENEFICIARIOS QUE NO REQUIEREN REGULADOR DE PRESIÓN

Nombre Predio	Presión (mca)	N° Beneficiarios
210-263	28	1
210-388	22	1
210-42	28	1
Total Beneficiarios		**3**

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.2.15-3
DIÁMETROS DE ARRANQUE POR BENEFICIARIO

Beneficiario	DN 32 mm	DN 40 mm
210-018		1
210-036		1
210-037		1
210-063		1
210-135		1
210-148		1
210-15		2
210-159	3	
210-16		1
210-205	1	3
210-216		1
210-217		1
210-218		1
210-219		1
210-220		1
210-221		1
210-222		1
210-223		1
210-226		1
210-228		1
210-229	1	
210-231	1	
210-232	1	
210-233	1	
210-235	1	
210-236		1
210-238		1
210-239		1
210-240		1
210-241		1

CUADRO 13.2.15-3
DIÁMETROS DE ARRANQUE POR BENEFICIARIO

Beneficiario	DN 32 mm	DN 40 mm
210-242		1
210-243		1
210-246		1
210-247		1
210-249		1
210-250		1
210-253	1	1
210-261		1
210-263	1	
210-266		1
210-272	1	2
210-273		1
210-275		1
210-277		1
210-278	1	
210-279	1	
210-282		4
210-283		1
210-286		1
210-288		1
210-300		1
210-314	1	
210-317		1
210-320	1	
210-331		1
210-332		1
210-337		1
210-338		1
210-34		3
210-342		2
210-35		1
210-354		1
210-355		1
210-356		1
210-358	1	
210-359		1
210-361	1	
210-369		1
210-370		1
210-372		1
210-38		1

CUADRO 13.2.15-3
DIÁMETROS DE ARRANQUE POR BENEFICIARIO

Beneficiario	DN 32 mm	DN 40 mm
210-382		1
210-383		1
210-384		1
210-388		1
210-39		1
210-42		1
210-53	1	1
210-61		2
210-63	1	1
210-73	1	1
210-74		2
210-75		1
245-554		1
245-556 (EX 245-557)		1
245-557		1
245-558		1
245-559		1
245-728		1
245-729		1
245-732	1	
245-733		1
245-734		1
247-226	1	
247-227	1	
247-228	1	
247-26		1
310-131		1
S/R	1	1
Total	**26**	**94**
Total General	**120**	

Fuente: Elaboración propia.

Los reguladores de presión proyectados corresponden al tipo PRHF-50 y PRXF-50. En el Cuadro 13.2.15-4 se indican la cantidad de reguladores y a los predios que pertenecen.

En la Figura 13.2.15-1 se muestran los reguladores de presión comercial indicados en el Cuadro 13.2.15-4, mientras que en las Figuras 13.2.15-2 y 13.2.15-3 se muestran esquemas de conexión con y sin regulador de presión, respectivamente.

CUADRO 13.2.15-4
TIPO DE REGULADORES DE PRESIÓN POR BENEFICIARIO

Beneficiario	PRHF-50	PRXF-50
210-018		1
210-036		1
210-037		1
210-063		1
210-135		1
210-148		1
210-15		2
210-159	3	
210-16		1
210-205	3	1
210-216		1
210-217		1
210-218		1
210-219		1
210-220		1
210-221		1
210-222		1
210-223		1
210-226		1
210-228	1	
210-229	1	
210-231	1	
210-232	1	
210-233	1	
210-235	1	
210-236		1
210-238		1
210-239	1	
210-240		1
210-241	1	
210-242		1
210-243		1
210-246	1	
210-247		1
210-249		1
210-250		1
210-253	1	1
210-261		1
210-266		1
210-272	1	2
210-273		1
210-275		1
210-277	1	
210-278	1	

CUADRO 13.2.15-4
TIPO DE REGULADORES DE PRESIÓN POR BENEFICIARIO

Beneficiario	PRHF-50	PRXF-50
210-279	1	
210-282	2	2
210-283		1
210-286		1
210-288		1
210-300		1
210-314	1	
210-317		1
210-320	1	
210-331		1
210-332		1
210-337	1	
210-338	1	
210-34		3
210-342	2	
210-35		1
210-354		1
210-355		1
210-356		1
210-358	1	
210-359		1
210-361	1	
210-369	1	
210-370		1
210-372		1
210-38		1
210-382		1
210-383		1
210-384		1
210-39		1
210-53	1	1
210-61	1	1
210-63	1	1
210-73	2	
210-74		2
210-75		1
245-554		1
245-556 (EX 245-557)		1
245-557		1
245-558		1
245-559		1
245-728	1	
245-729		1
245-732	1	
245-733		1

CUADRO 13.2.15-4
TIPO DE REGULADORES DE PRESIÓN POR BENEFICIARIO

Beneficiario	PRHF-50	PRXF-50
245-734		1
247-226	1	
247-227	1	
247-228	1	
247-26		1
310-131		1
S/R	1	1
Total	**42**	**75**
Total General	**117**	

Fuente: Elaboración propia.



Regulador PRHF | Regulador PRXF

FIGURA 13.2.15-1
REGULADORES DE PRESIÓN COMERCIALES

Fuente: Catálogo Senninger

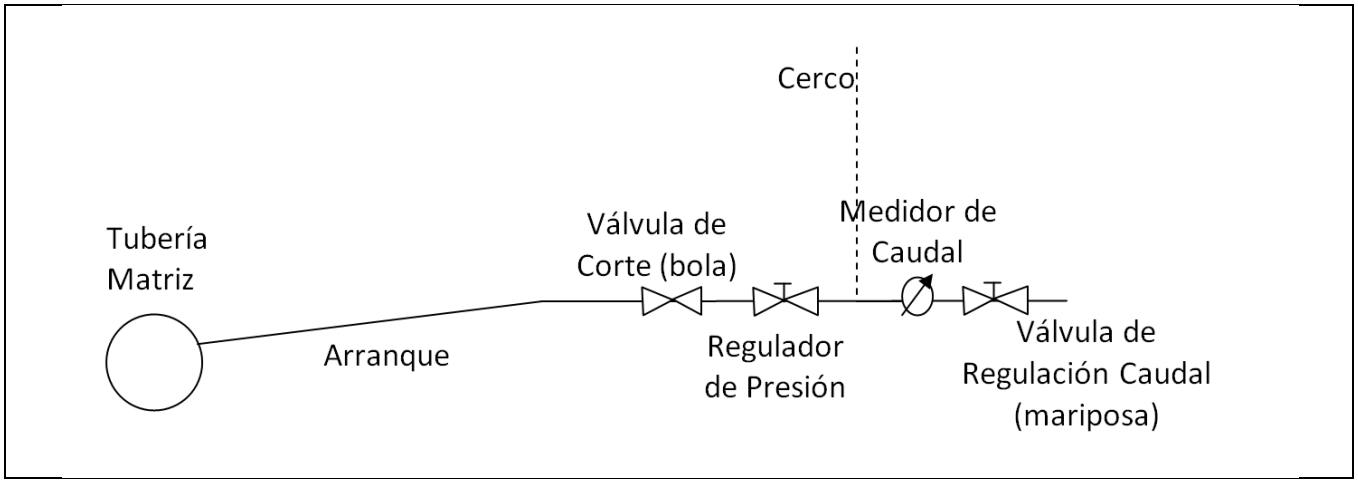


FIGURA 13.2.15-2
ESQUEMA ARRANQUE CON REGULADOR DE PRESIÓN

Fuente: Elaboración propia.

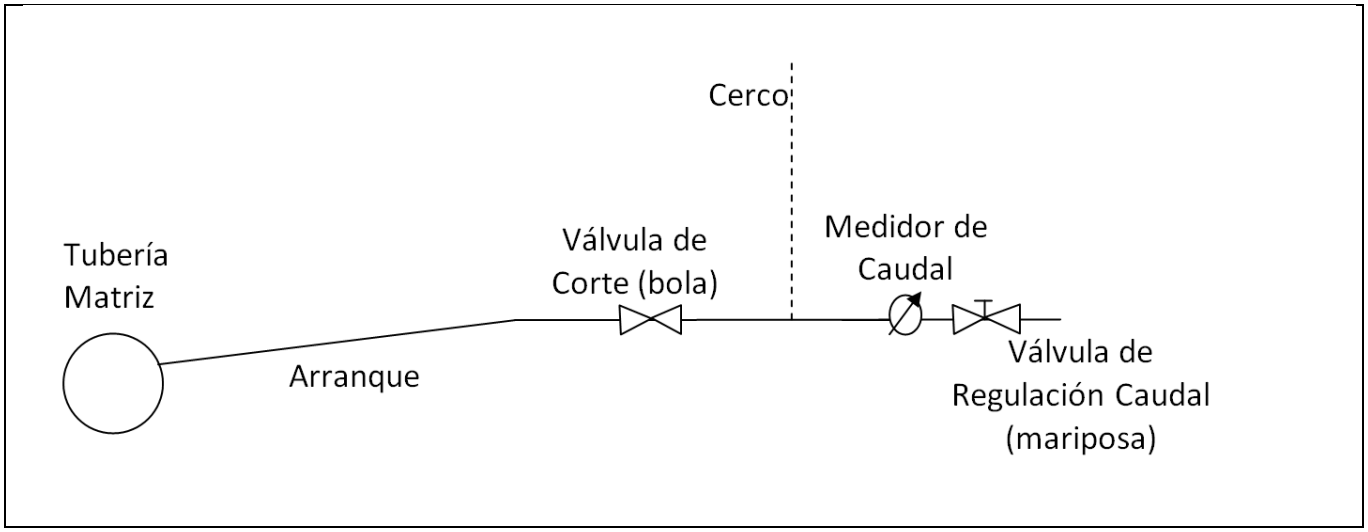


FIGURA 13.2.15-3
ESQUEMA ARRANQUE SIN REGULADOR DE PRESIÓN

Fuente: Elaboración propia.

13.3. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL TUBERÍA HDPE

13.3.1. Introducción

En las tuberías de HDPE se considera el cálculo estructural para la condición en que ésta trabaje sin presión interior y con cargas externas actuando sobre ella.

Desde el punto de vista estructural las tuberías HDPE corresponden a tuberías flexibles, es decir, se puede deformar bajo la acción de cargas sin sufrir daño estructural y su estabilidad depende

de las características de los rellenos que la confinan. Por lo tanto los enterramientos admisibles están íntimamente ligados a aspectos tales como: capacidad mecánica de los suelos naturales, la calidad de los rellenos que rodean al tubo, las cargas sobre la tubería, la presencia o no de napa.

Esta verificación estructural se realiza siguiendo los procedimientos de cálculo normalmente aceptados para tuberías flexibles. Las recomendaciones de cálculo provienen de las siguientes instituciones:

- USBR: United State Bureau Reclamation
- USACE: United State Army Corp Of Engineers
- AWWA: Manual M55

La verificación estructural considera en sus bases de cálculo los siguientes parámetros:

- Peso Específico del Suelo Natural : γ_a (t/cm^3)
- Módulo de Elasticidad del Suelo Natural : E´ (kg/cm^2)
- Tránsito Vehicular, Camión AASHTO : P_v (kg/cm^2)

La verificación se realiza sobre los siguientes tres aspectos:

- Aplastamiento de las paredes de la tubería.
- Pandeo local en las paredes de la tubería
- Deflexión de la tubería.

En lo que sigue se detalla cada uno de los aspectos del cálculo antes señalado.

13.3.2. Espesor Mínimo

El espesor mínimo de las tuberías de HDPE se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$e = \frac{P \cdot (D - e)}{2\sigma} \qquad \text{EC. 13-9}$$

Donde:

P Presión de trabajo (kg/cm²)
D Diámetro exterior de la tubería (cm)
e Espesor de la tubería (cm)

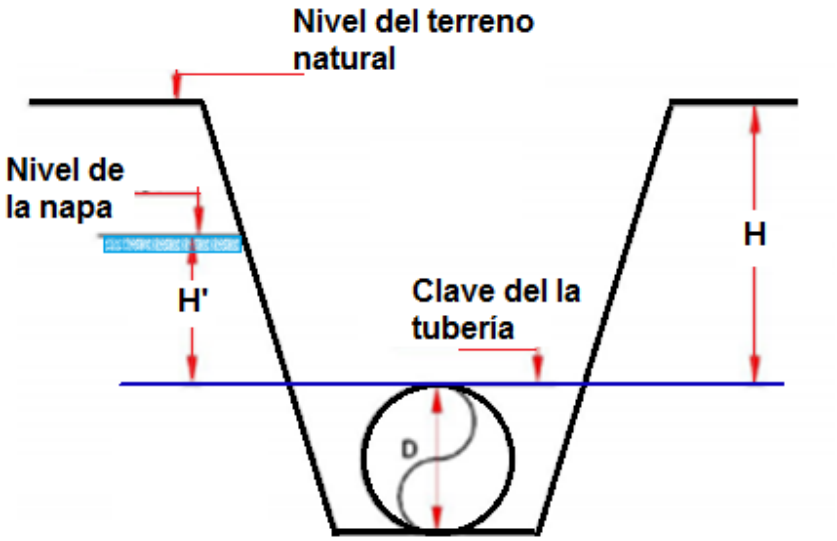
σ Tensión admisible del material (kg/cm²)

La tensión admisible de las tuberías de HDPE depende del "PE, tipo de resina" y "PN, presión nominal" de la tubería.

13.3.3. Determinación de Cargas

13.3.3.1. Aspectos Generales

Para la verificación estructural de la tubería se tiene en cuenta el siguiente esquema de instalación:



13.3.3.2. Cargas Muertas o del Suelo

Es la carga que ejerce el terreno sobre la tubería y se determina por la siguiente relación (se incluye presencia de napa):

$$Pm = 0{,}10 \cdot (\gamma_t \cdot H \cdot R \cdot + \gamma_a \cdot H') \qquad \text{EC. 13-10}$$

Donde:

Pm : Carga del suelo sobre la tubería (kg/cm^2)
γ_t : Peso específico del terreno (t/m^2)
H : Altura del terreno sobre la clave de la tubería (m)
H' : Altura de la napa sobre la clave de la tubería (m)

R : Factor de flotabilidad $\left(1-0{,}33\cdot\frac{H'}{H}\right)$

γ_a : Peso específico del agua (t/m^2)

13.3.3.3. Carga de Tránsito

Para calcular la carga de tránsito sobre la tubería flexible se usa el criterio según la expresión:

$$Pm = 0{,}10\cdot(\gamma_t\cdot H\cdot R\cdot+\gamma_a\cdot H') \qquad \text{EC. 13-11}$$

$$Pt = \phi\cdot Pv \qquad \text{EC. 13-12}$$

Donde:

Pt : Carga de tránsito sobre la tubería (kg/cm^2)

ϕ : Factor de impacto ϕ =1,50, si H≤1,0 m

$$\phi = 1+\frac{0{,}50}{H}\text{, si H>1,0 m}$$

Pv : Carga distribuida del camión sobre la tubería, depende del tipo del camión y profundidad de la tubería (kg/cm^2).

13.3.3.4. Carga Total

La carga total sobre la tubería será entonces la siguiente: $P = Pm + Pt$ en (kg/cm^2)

13.3.4. Verificaciones a la Tubería

13.3.4.1. Aspectos Generales

La verificación estructural de la tubería considera en sus bases de cálculo los siguientes parámetros;

Peso Específico del Suelo Natural	γa (t/cm^3)
Módulo de Elasticidad del Suelo Natural	E’ (kg/cm^2)
Tránsito Vehicular	Pv (kg/cm^2)

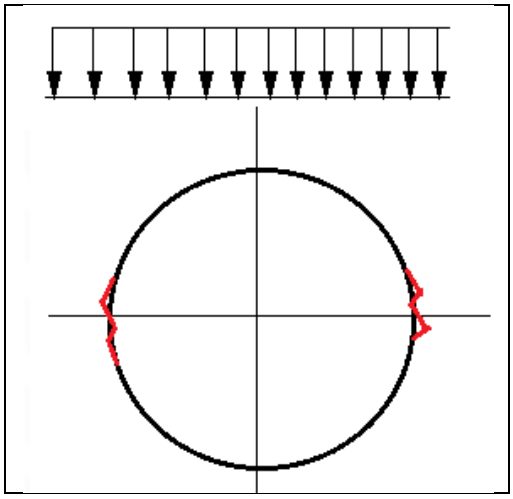
La verificación se realiza sobre los siguientes tres aspectos:

- Aplastamiento de las paredes de la tubería.
- Pandeo local en las paredes de la tubería
- Deflexión de la tubería

13.3.4.2. Verificación de Aplastamiento

Se verifica que el área de la pared de la tubería sea capaz de resistir la carga que actúa sobre ella. El área requerida se calcula a partir de la carga total sobre la tubería y se compara con el área disponible de la tubería seleccionada.

El aplastamiento de la tubería considera la falla que se produce por efecto de la carga que actúa verticalmente sobre el tubo y que este no puede disipar dado que no puede seguir deformándose.



Para evaluar la pared de tubería que resiste un determinado nivel de carga se procede a calcular la siguiente expresión:

$$A_{req} = \frac{P \cdot M \cdot De}{2\sigma}$$ EC. 13-13

Donde:

A_{req} : Área requerida por unidad de largo (cm^2/cm)
De : Diámetro exterior (cm)

P : Carga total sobre la tubería (kg/cm^2)

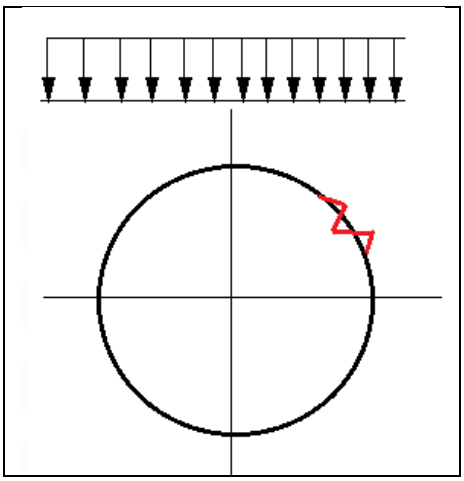
M : Factor de seguridad entre (recomendable igual a 2)

σ : Tensión admisible del material (kg/cm^2)

13.3.4.3. Verificación Pandeo

El pandeo de la pared de la tubería considera la falla que se produce por efecto de la carga que actúa verticalmente sobre el tubo que provoca una falla local en la pared que conduce a la falla de la sección completa.

Resina PE 80	σ = 63 (kg/cm^2)
Resina PE 100	σ = 80 (kg/cm^2)



Se calcula el momento de inercia requerido a partir de la carga total sobre la tubería y se compara con el momento de inercia disponible de la tubería.

Para evaluar la pared de tubería que resiste un determinado nivel de carga se procede a calcular la inercia mínima que ésta debe tener mediante la siguiente expresión.

$$I_{req} = \frac{P^2 \cdot N^2 \cdot D_m^3}{32 \cdot R \cdot B \cdot E \cdot E'} \qquad \text{EC. 13-14}$$

Donde:

I_{req} : Momento de Inercia requerido de la pared de la tubería por unidad de largo (cm^4/cm)

P : Carga total sobre la tubería (kg/cm^2)

N : Factor de seguridad (recomendado igual a 2)

Dm : Diámetro medio de la tubería (cm)

B : Factor de enterramiento, igual a $B = \frac{1}{1+4\cdot e^{-0,2133H}}$

E : Módulo de elasticidad de largo plazo del polietileno (kg/cm^2)

E' : Módulo de reacción del terreno (kg/cm^2)

R : Factor de flotabilidad, $R = 1 - 0,33\cdot\frac{H'}{H}$

Para el módulo de reacción del terreno E' (kg/cm^2) se utilizará la información de la mecánica de suelos. De modo general, se tienen las recomendaciones mostradas en los Cuadros 13.3.4.2-1 y 13.3.4.2-2.

CUADRO 13.3.4.2-1
MÓDULO DE REACCIÓN PROMEDIO PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELOS

Tipo de suelo, material de encamado del tubo	E' para grado de compactación del encamado (Kg/cm²)			
	Vaciado suelto	Ligera <85% Proctor	Moderada 85-95% Proctor	Alta >95% Proctor
Suelo de grano fino (LL>50). Suelos con mediana a alta plasticidad CH, MH, CH-MH.	Sin datos disponibles, se recomienda E' = 0			
Suelos de grano fino (LL<50). Suelos plasticidad				
media o sin plasticidad. CL, ML, ML-CL, con menos 25% de partículas de grano grueso.	3.5	14	28	70
Suelos de grano fino (LL<50).				
Suelos con plasticidad media a sin plasticidad				
CL-ML, ML-CL con más de 25% de partículas de grano grueso. Suelos de grano grueso con finos,	7.0	28	70	140
GM, GC, SM, SC contiene más de 12% finos.				
Suelos de grano grueso con poco o sin finos.	14	70	210	210
GW, GP, SW, SP contiene menos de 12% finos.				
Chancado	70	210	210	210
(*) Presión en términos de porcentajes de deflexión	±2	±2	±1	±0.5
(*) Para ±1 de precisión y una deflexión calculada de 3%; la deflexión verdadera estará entre 2% y 4%. Para disminuir esta imprecisión, la norma AWWA C-950-81 recomienda tomar un valor de E' de la tabla multiplicada por un factor 0,75.				
Si el encamado cae en el límite entre dos categorías de compactación debe elegirse el menor valor de E' o un promedio entre los dos valores.				
Porcentaje de Proctor determinado según ASTM D-698 o AASHO T-99				

Fuente: Reacción del Suelo para Tubos Flexibles Enterrados, Amster K. Howard, Bureao of Reclamation

CUADRO 13.3.4.2-2
MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA CARGAS DE LARGO PLAZO

Material	Módulo de Young (kg/cm²)
PE 80	1.500
PE 100	2.100
PE 200	4.000

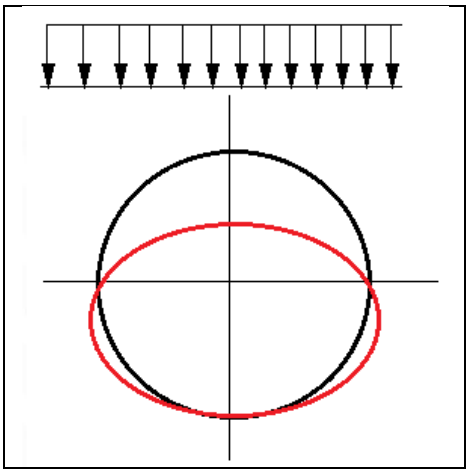
Fuente: Elaboración propia

13.3.4.4. Verificación de la Deflexión

Las tuberías de HDPE son flexibles, por lo que están expuestas a deflexiones, especialmente si están sometidas a cargas externas y la tubería aún no se conecta a la red presión.

Al deflectarse la tubería ejerce presión sobre el suelo adyacente, por lo que resulta indispensable compactar debidamente el terreno circundante a la tubería. En la eventualidad que aumente indebidamente una carga y el terreno no esté debidamente compactado, el diámetro horizontal pasa a ser mayor que el diámetro vertical, hasta que la parte superior de la tubería llega a ser prácticamente plana. Una carga adicional puede causar la curvatura en dirección inversa de la parte alta de la tubería, pudiendo llegar a colapsar estructuralmente.

Es por esto que el diseño de la tubería debe prevenir la ovalidad excesiva, evitando adicionalmente restricciones en el área de flujo o filtración en las uniones.



Para propósitos de diseño, se verifica que la deflexión que sufre la tubería, producto de las cargas sobre ésta, se encuentre dentro de los rangos admisibles. Para efecto de estimar esta deflexión se considera la siguiente expresión.

$$\delta = \frac{k \cdot (De \cdot Pm + Pt)}{\frac{E \cdot I}{r^3} + 0{,}061 \cdot E'}$$ (Fórmula de IOWA) EC. 13-15

Donde:

δ : Deformación vertical de la tubería (cm)
k : Constante de encamado, se considera 0,1 (para un ángulo de encamado de 70°)
De : Factor de Deformación del terreno a largo plazo, se toma el valor 1,5 para todo tipo de suelos
Pm : Carga muerta del suelo (kg/cm)
Pt : Carga de tránsito (kg/cm)
E : Módulo de Elasticidad del material HDPE, para el largo plazo
I : Momento de inercia de la pared del tubo (cm^4/cm)
E' : Módulo de elasticidad del terreno (kg/cm^2)
r : Radio del tubo (cm)

Se debe cumplir que: $\frac{\delta}{D} \leq 5\%$

13.3.5. Sistema de Tuberías en Red de Riego

En el Anexo Digital 13-7 se presenta el cálculo y verificación estructural de las tuberías de la red de riego de Tralcapulli.

13.4. MACHONES

13.4.1. Machones de Anclaje Verticales

13.4.1.1. Bases de Cálculo

a) Antecedentes

- Listado de curvas y presiones obtenidas del eje longitudinal del trazado de tubería (AutoCad).
- Informe de Mecánica de Suelos

b) Materiales

- Hormigón estructural Grado H25, 90% nivel de confianza: fc´ = 210 kg/cm^2

- Acero en barras para hormigón, calidad A63-42H; fy = 4.200 kg/cm^2

c) Estados de cargas

- Peso Propio (PP)
  - Densidad de hormigón 2,40 t/m³
  - Densidad de terreno seco 1,8 t/m³
- Cargas en las curvas
  - Según listados de la geometría
- Resistencia Pasiva del terreno
  - No se considera aporte del suelo pasivo al deslizamiento. Solo se considera empuje pasivo del suelo para los machones que sobresalgan de las dimensiones tipos que se definan (Machones muy grandes).

13.4.1.2. Criterios de Diseño

El criterio de diseño está ligado a tres parámetros, el primero, la deflexión, el trazado de la red de distribución contiene diferentes ángulos de deflexión (tantos como cambios de pendiente tenga), el segundo corresponde a las presiones a lo largo de toda la red, que varían entre 30 mca hasta los 120 mca y como ultimo los diferentes diámetros a lo largo de la red. Con estos tres parámetros se construyeron planillas de cálculo para verificar desde que presión, deflexión y tamaño de tuberías es necesario incorporar un machón. Con estas planillas se analiza cada deflexión, donde se verifica incluir machón.

Carga de trabajo considera las solicitaciones normales más 50% de presiones de trabajo Normal.

- Factor de seguridad mínimo al deslizamiento 1,5
- Factor de seguridad mínimo al volcamiento 2
- Factor de seguridad empuje pasivo 4
- Coeficiente de roce hormigón-suelo 0,5

Para la verificación de tensiones basales se considera que la estructura este 100% en compresión, es decir que la excentricidad este dentro del núcleo central de la estructura, para así evitar flexiones no deseadas en la tubería.

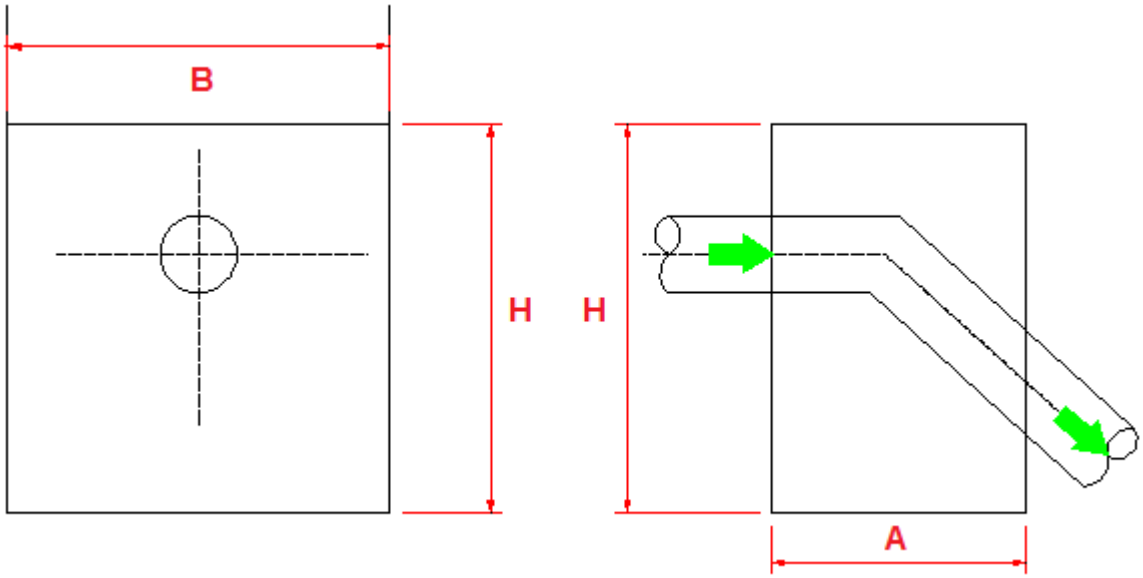
Para la verificación al deslizamiento, no se considera el aporte pasivo del suelo.

Se considera armadura mínima por retracción y temperatura.

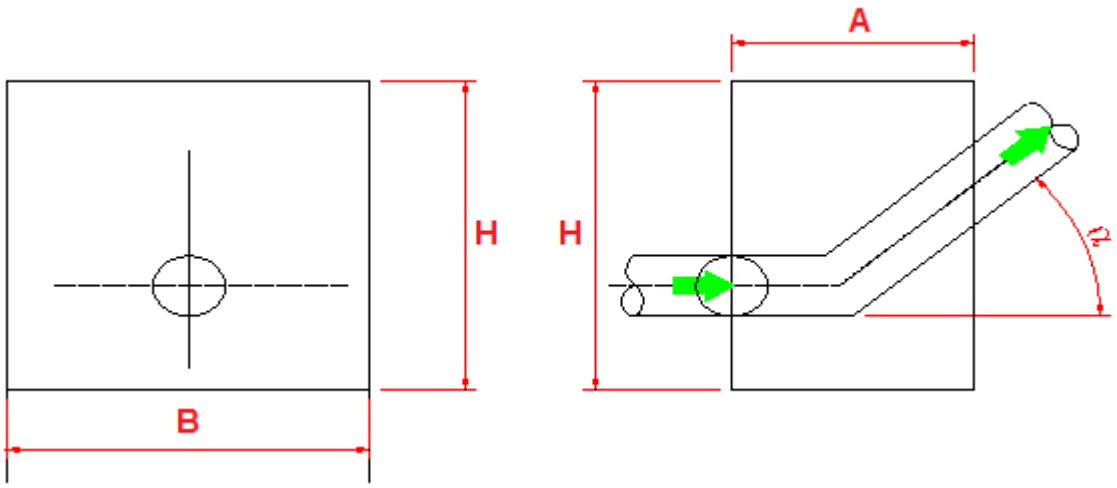
13.4.1.3. Diseño

Se define el diseño según el sentido del flujo:

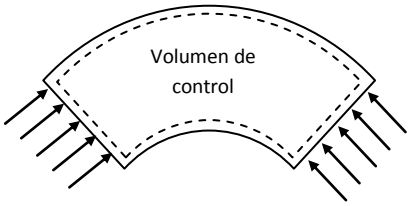
- **Dirección del flujo hacia abajo**

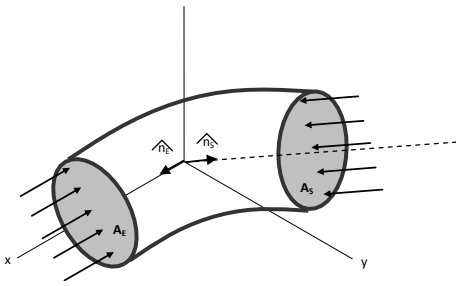


- **Dirección del sentido del flujo hacia arriba**



La fuerza resultante R se obtiene realizando la suma vectorial de los esfuerzos determinados en cada área.





En caso de la geometría bidimensional la expresión de la fuerza resultante R es la siguiente:

$$R = 2 \cdot P \cdot A \cdot sen\left(\frac{\alpha}{2}\right) \qquad \text{EC. 13-16}$$

El esfuerzo de roce sobre el machón se evalúa con la siguiente expresión:

$$F_R = W \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \qquad \text{EC. 13-17}$$

Donde:

W : Peso del machón
ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo

- **Verificación al deslizamiento**

La verificación al deslizamiento deberá cumplir con lo siguiente:

$$R < \frac{F_R}{FS_R} = XF \qquad \text{EC. 13-18}$$

Donde:

F_R : Fuerza resistente
FS_R : Factor de seguridad al deslizamiento

- **Verificación al volcamiento**

La verificación al volcamiento deberá cumplir con lo siguiente:

$$M_R \geq \frac{R \cdot t}{FS_V} \qquad \text{EC. 13-19}$$

Donde:

M : Momento resistente
R : Resultante
t : brazo
FS_V : Factor de seguridad al volcamiento

- **Verificación de tensiones basales**

Se considera que la estructura este 100% en compresión. La verificación de las tensiones basales deberá cumplir con lo siguiente:

$$\wp admisible \geq \frac{P}{A} \pm \frac{Mx}{Ix} * \mathrm{Y\,max} = \wp \max \qquad \text{EC. 13-20}$$

$$\wp admisible \geq \frac{P}{A} \pm \frac{My}{Iy} * X\ \max = \wp \max \qquad \text{EC. 13-21}$$

Donde:

$\delta_{admisible}$: Capacidad máxima de soporte del suelo (Resistencia)
P : Peso total estructura + Cargas verticales
A : Área de de la estructura en contacto con el suelo
M : Momento resultante en torno al eje x o y
I : Momento de inercia en torno al eje x o y
Y_{max};X_{max} : Distancia más alejada del centro en torno al eje x o y
δ_{max} : Tensión máxima (Solicitación)

Para las curvas y cargas definidas se aplican los criterios de cálculo para obtener las dimensiones finales de los machones de anclaje.

13.4.1.4. Resultados

Para el cálculo de machones se ha desarrollado una planilla base para tuberías de 450 mm, 315 mm, 225 mm y 110 mm, donde se obtiene el requerimiento de tamaño de machón dependiendo de la pendiente y presión. Esto se ha realizado para los cambios de pendiente en el eje vertical (machones verticales).

Del análisis anterior, se obtiene el requerimiento mínimo de dimensiones, a las cuales se le asigna un "machon tipo" cuyas características se detalla en el Cuadro 13.4.1.4-1. El cálculo completo se encuentra en el Anexo Digital 13-8.

CUADRO 13.4.1.4-1
TIPO DE MACHONES VERTICALES

Tipo	Ancho(m)	Largo(m)	H(m)
V.1	0,5	0,5	0,5
V.2	0,7	0,7	0,7
V.3	1,0	1,0	1,0
V.4	1,5	1,5	1,0
V.5	1,5	1,5	1,5
V.6	2,0	2,0	1,5

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a la posición de los machones, estos se indican en Cuadro 13.4.1.4-2 a Cuadro 13.4.1.4-9.

CUADRO 13.4.1.4-2
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 1,2 Y 3

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV1	V3	0,376	745972	5612663	315	subida	24
MV2	V3	0,170	744341	5612724	315	bajada	13
MV3	V3	1,520	743262	5612831	280	subida	18
MV4	V4	1,550	743240	5612811	280	bajada	15
MV5	V3	1,870	742959	5612632	250	bajada	18
MV6	V3	2,100	742935	5612622	250	bajada	12
MV7	V5	2,150	742867	5612605	250	bajada	25
MV8	V5	2,275	742779	5612532	250	bajada	28
MV9	V5	2,400	742491	5612505	250	bajada	19
MV10	V5	0,400	741974	5612443	400	bajada	10
MV11	V5	0,55	741842	5612368	400	bajada	15
MV12	V5	0,620	741776	5612382	400	bajada	14
MV13	V5	0,045	741669	5612377	450	bajada	11

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.4.1.4-3
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 4

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV14	V5	0,220	741534	5612402	450	subida	11
MV15	V5	0,255	741534	5612437	450	bajada	15
MV16	V3	0,325	741534	5612502	450	bajada	11
MV17	V5	0,370	741498	5612529	450	bajada	12
MV18	V5	0,950	741555	5612857	450	bajada	7
MV19	V2	1,390	741842	5613187	450	subida	6
MV20	V5	1,775	742130	5613431	450	bajada	6
MV21	V5	1,835	742185	5613456	450	bajada	3
MV22	V2	1,850	742198	5613461	450	subida	7
MV23	V2	2,000	742371	5613545	450	subida	2
MV24	V2	2,050	742339	5613506	450	subida	4
MV25	V5	2,170	742479	5613590	450	bajada	5
MV26	V3	2,210	742517	5613600	450	subida	9
MV27	V5	2,222	742527	5613603	450	bajada	13
MV28	V5	2,305	742583	5613665	450	subida	22
MV29	V6	2,315	742591	5613671	450	bajada	19
MV30	V5	2,400	742666	5613708	450	bajada	12
MV31	V5	2,510	742745	5613780	450	bajada	5
MV32	V5	2,550	742771	5613809	450	bajada	8
MV33	V3	2,655	742847	5613877	450	subida	16
MV34	V5	2,690	742860	5613899	450	bajada	11
MV35	V5	2,765	742878	5613979	450	bajada	6
MV36	V5	2,865	742944	5614053	450	bajada	5
MV37	V5	3,040	743102	5614120	450	bajada	9
MV38	V3	3,150	743195	5614175	450	subida	11
MV39	V5	3,175	743220	5614181	355	bajada	11
MV40	V5	3,400	743365	5614337	315	bajada	25
MV41	V3	3,407			315	desagüe	25
MV42	V5	3,510	743448	5614407	315	bajada	21
MV43	V3	3,550	743484	5614425	315	subida	23
MV44	V5	3,580	743511	5614436	315	subida	23
MV45	V3	3,610	743536	5614452	315	bajada	15
MV46	V5	3,785	743673	5614547	315	bajada	24
MV47	V3	3,920	743797	5614580	315	bajada	11
MV48	V3	4,020	743896	5614593	315	subida	23
MV49	V5	4,032	743906	5614597	315	bajada	27
MV50	V5	4,265	744054	5614771	315	bajada	17
MV51	V5	4,300	744086	5614785	315	bajada	21
MV52	V3	4,337	744107	5614815	315	subida	25
MV53	V5	4,475	744215	5614890	315	bajada	20
MV54	V4	5,000	744106	5615314	200	subida	41
MV55	V5	5,012	744095	5615314	200	bajada	31
MV56	V5	5,030	744075	5615314	200	bajada	10

CUADRO 13.4.1.4-3
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 4

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV57	V2	5,100	744005	5615317	200	bajada	8
MV58	V5	5,405	743715	5615414	160	bajada	10
MV59	V2	5,665	743471	5615416	110	bajada	19
MV60	V4	2,840	742885	5614045	315	bajada	10

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.4.1.4-4
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 5

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV61	V4	3,004	742863	5614201	315	bajada	15
MV62	V4	3,085	742820	5614258	315	bajada	12
MV63	V4	3,383	742779	5614542	280	bajada	14
MV64	V4	3,440	742763	5614597	280	bajada	16
MV65	V4	3,572	742648	5614656	280	bajada	9
MV66	V4	3,600	742632	5614680	280	bajada	7
MV67	V5	3,700	742598	5614764	280	bajada	21
MV68	V5	3,790	742528	5614821	280	bajada	21
MV69	V5	3,900	742517	5614917	280	bajada	15
MV70	V5	4,100	742602	5615089	225	bajada	13
MV71	V5	4,130	742620	5615113	225	bajada	13
MV72	V5	4,175	742627	5615148	225	bajada	13
MV73	V5	4,300	742662	5615215	160	bajada	8
MV74	V5	4,365	742724	5615230	160	bajada	8
MV75	V5	4,475	742812	5615296	160	bajada	9
MV76	V5	4,570	742886	5615355	160	bajada	11
MV77	V5	4,700	743008	5615357	160	bajada	9
MV78	V2	5,000	743280	5615304	90	bajada	24
MV79	V2	0,090	742436	5614974	180	bajada	5

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.4.1.4-5
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 5-2

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV80	V2	0,250	742279	5614985	180	bajada	6
MV81	V2	0,325	742208	5614974	160	bajada	7
MV82	V5	0,355	742161	5614972	160	bajada	18
MV83	V4	0,372	742161	5614971	160	subida	26
MV84	V5	0,430	742105	5614971	125	bajada	24
MV85	V5	0,450	742088	5614960	125	bajada	16

CUADRO 13.4.1.4-5
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 5-2

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV86	V4	0,463	742075	5614960	125	subida	26
MV87	V2	0,520	742018	5614955	125	bajada	9
MV88	V1	0,560	741977	5614959	90	bajada	11
MV89	V2	0,610	741927	5614958	90	bajada	24
MV90	V1	0,674	741863	5614956	90	bajada	15
MV91	V4	3,213	742713	5614288	280	bajada	12

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.4.1.4-6
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 6

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV92	V4	3,250	742692	5614318	280	bajada	13
MV93	V3	3,457	742542	5614451	280	subida	19
MV94	V5	3,477	742524	5614458	280	bajada	18
MV95	V3	3,482	742520	5614459	280	subida	30
MV96	V5	3,490	742514	5614463	250	bajada	34
MV97	V3	3,555	742464	5614502	250	subida	27
MV98	V5	3,569	742450	5614510	250	bajada	24
MV99	V4	3,605	742419	5614527	250	bajada	9
MV100	V3	3,800	742253	5614560	250	subida	19
MV101	V5	3,810	742254	5614570	250	bajada	36
MV102	V4	3,838	742235	5614590	250	bajada	11
MV103	V3	3,888	742190	5614612	250	subida	19
MV104	V4	3,970	742125	5614591	250	bajada	15
MV105	V2	3,978	742121	5614585	250	subida	15
MV106	V4	4,000	742109	5614565	250	bajada	9
MV107	V5	4,120	742023	5614485	200	bajada	10
MV108	V5	4,280	741896	5614390	200	bajada	12
MV109	V1	4,290			200		13
MV110	V5	4,370	741834	5614325	160	bajada	20
MV111	V4	4,380	741828	5614317	160	subida	18
MV112	V5	4,420	741805	5614282	160	bajada	22
MV113	V4	4,430	741801	5614277	160	subida	22
MV114	V2	4,490	741782	5614219	110	bajada	13
MV115	V1	4,508	741785	5614200	110	subida	10
MV116	V4	0,750	741168	5612701	280	bajada	13

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.4.1.4-7
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 7

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV117	V2	0,825			225		15
MV118	V4	1,180	740795	5612872	225	bajada	10
MV119	V2	1,200			225		10
MV120	V1	2,710	739364	5613128	110	bajada	7
MV121	V2	2,795	739292	5613160	110	bajada	29
MV122	V1	2,802	739289	5613166	110	subida	23
MV123	V5	0			160		13

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.4.1.4-8
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 7-1

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV124	V5	0,287	741008	5612548	160	bajada	15
MV125	V1	0,307	741005137	5612528	160	bajada	14
MV126	V5	0,414	740995	5612423	160	subida	17
MV127	V1	1,400	741486	5613564	110	bajada	14

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.4.1.4-9
POSICION MACHONES VERTICALES TRAMO 8

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Dirección	Cambio %
			Este	Norte			
MV128	V2	1,612	741609	5613717	75	bajada	26
MV129	V1	1,689	741676	5613733	63	bajada	14
MV130	V1	1,700	741686	5613730	63	subida	26
MV131	V1	1,750	741716	5613689	63	bajada	11
MV132	V1	0,376			90		15

Fuente: Elaboración propia.

13.4.2. Machones de Anclaje Horizontales

13.4.2.1. Bases de Cálculo

a) Antecedentes

- Listado de curvas y fuerzas
- Informe de Mecánica de Suelos

b) Materiales

- Hormigón estructural Grado H25, 90% nivel de confianza: fc´=210 kg/cm2
- Acero en barras para hormigón, calidad A63-42H fy=4.200 kg/cm2

c) Estados de cargas

- Peso Propio (PP)
  - Densidad de hormigón 2,4 t/m3
  - Densidad de terreno seco 1,8 t/m3
- Cargas en las curvas
  - Según listados de la geometría
- Resistencia Pasiva del terreno
  - No se considera aporte del suelo pasivo al deslizamiento. Solo se considera empuje pasivo del suelo para los machones que sobresalgan de las dimensiones tipos que se definan (Machones muy grandes)

13.4.2.2. Criterios de Diseño

El criterio de diseño está ligado a tres parámetros, el primero, la deflexión, el trazado de la red de distribución contiene diferentes ángulos de deflexión (tantos como cambios de pendiente tenga), el segundo corresponde a las presiones a lo largo de toda la red, que varían entre 30 mca hasta los 120 mca y como ultimo los diferentes diámetros a lo largo de la red. Con estos tres parámetros se construyeron planillas de cálculo para verificar desde que presión, deflexión y tamaño de tuberías es necesario incorporar un machón. Con estas planillas se analiza cada deflexión, donde se verifica incluir machón.

Carga de trabajo considera las solicitaciones normales más 50% de presiones de trabajo Normal

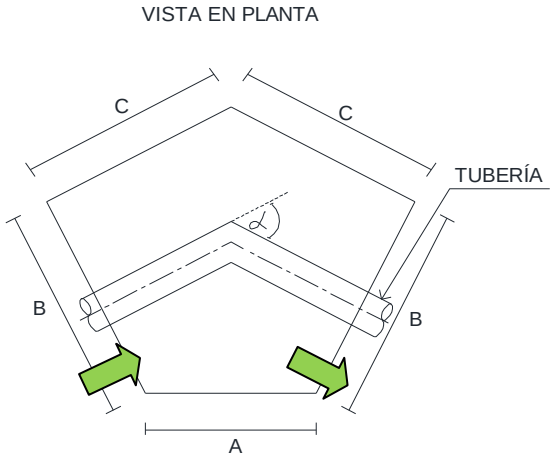
- Factor de seguridad mínimo al deslizamiento 1,5
- Factor de seguridad mínimo al volcamiento 2
- Factor de seguridad empuje pasivo 4
- Coeficiente de roce hormigón-suelo 0,5

Para la verificación de tensiones basales se considera que la estructura este 100% en compresión, es decir que la excentricidad este dentro del núcleo central de la estructura, para así evitar deflexiones no deseadas en la tubería.

Se considera armadura mínima por retracción y temperatura.

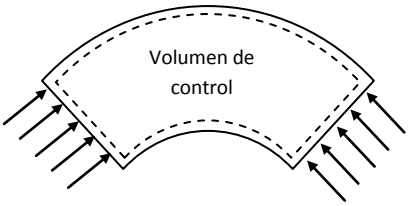
13.4.2.3. Diseño

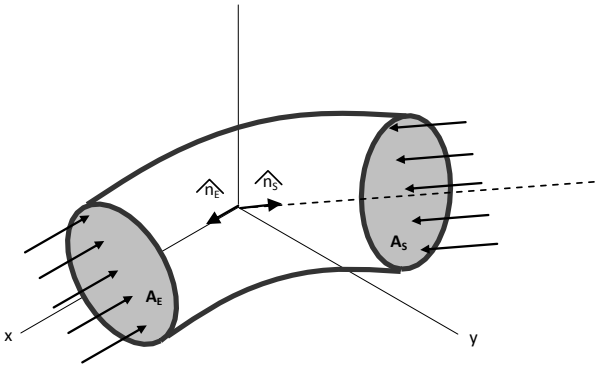
Se define el diseño según el sentido del flujo.



Para las curvas y cargas definidas se aplican los criterios definidos para obtener las dimensiones finales de los machones de anclaje.

La fuerza resultante R se obtiene realizando la suma vectorial de los esfuerzos determinados en cada área.





En caso de la geometría bidimensional la expresión de la fuerza resultante R es la siguiente:

$$R = 2 \cdot P \cdot A \cdot sen\left(\frac{\alpha}{2}\right) \qquad \text{EC. 13-22}$$

El esfuerzo de roce sobre el machón se evalúa con la siguiente expresión:

$$F_R = W \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right)$$ EC. 13-23

Donde:

W : Peso del machón
ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo

- **Verificación al deslizamiento**

La verificación al deslizamiento deberá cumplir con lo siguiente:

$$R < \frac{F_R}{FS_R} = XF$$ EC. 13-24

Donde:

F_R : Fuerza resistente
FS_R : Factor de seguridad al deslizamiento

- **Verificación al Volcamiento**

La verificación al volcamiento deberá cumplir con lo siguiente:

$$M_R \geq \frac{R \cdot t}{FS_V}$$ EC. 13-25

Donde:

M : Momento resistente
R : Resultante
t : brazo
FS_V : Factor de seguridad al volcamiento

- **Verificación de tensiones basales**

Se considera que la estructura este 100% en compresión. La verificación de las tensiones basales deberá cumplir con lo siguiente:

$$\wp admisible \geq \frac{P}{A} \pm \frac{Mx}{Ix} * \mathrm{Y\ max} = \wp \max \qquad \text{EC. 13-26}$$

$$\wp admisible \geq \frac{P}{A} \pm \frac{My}{Iy} * X\ \mathrm{max} = \wp \max \qquad \text{EC. 13-27}$$

$$W = \frac{Ix}{\mathrm{Y\ max}} \qquad \text{EC. 13-28}$$

Donde:

$\delta_{admisible}$	:	Capacidad máxima de soporte del suelo (Resistencia)
P	:	Peso total estructura + Cargas verticales
A	:	Área de de la estructura en contacto con el suelo
M	:	Momento resultante en torno al eje x o y
I	:	Momento de inercia en torno al eje x o y
Y_{max};X_{max}	:	Distancia más alejada del centro en torno al eje x o y
W	:	Módulo Resistente
δ_{max}	:	Tensión máxima (Solicitación)

Para las curvas y cargas definidas se aplican los criterios de cálculo para obtener las dimensiones finales de los machones de anclaje. Debido que los machones horizontales tienen una forma pentagonal en su base, se hace más fácil el cálculo al considerar el modulo resistente.

13.4.2.4. Cálculos

Para el cálculo de machones se ha desarrollado una planilla base para tuberías de 450 mm, 315 mm, 225 mm y 110 mm, donde se obtiene el requerimiento de tamaño de machón dependiendo de la pendiente y presión. Esto se ha realizado para los cambios de pendiente en el eje horizontal (machones horizontales).

Del análisis anterior, se obtiene el requerimiento mínimo de dimensiones, a las cuales se le asigna un "machon tipo" cuyas características se detalla en el Cuadro 13.4.2.4-1. El cálculo completo se encuentra en el Anexo Digital 13-8.

CUADRO 13.4.2.4-1
TIPO DE MACHONES VERTICALES

		PRISMA			
		A(m)	L(m)	C(m)	H(m)
H.1	90º	1,0	1,0	1,7	1,0
H.2		1,5	1,5	2,6	1,5
H.3		2,0	2,0	3,5	2,0
H.4		3,0	3,0	5,2	2,0
UNICO		2,2	2,2	3,8	2,2
H.5	45º	1,0	1,0	1,0	1,0

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 13.4.2.4-1
POSICIÓN MACHONES HORIZONTALES

Nombre	Tipo	Km	Coordenadas		Ø Tubería (mm)	Ángulo
			Este	Norte		
Cuadro Machones Horizontales Tramo 2						
MH1	H2	2,506	742463	5612473	250	90°
Cuadro Machones Horizontales Tramo 4						
MH2	ÚNICO	0,585	741300	5612608	450	90°
MH3	H5	4,916	744189	5615305	200	45°
Cuadro Machones Horizontales Tramo 5						
MH4	H2	4,245	742610	5615220	200	90°
Cuadro Machones Horizontales Tramo 6						
MH5	H3	3,150	742725	5614231	315	90°
MH6	H3	3,920	742163	5614625	250	90°
Cuadro Machones Horizontales Tramo 8						
MH7	H1	1,657	741647	5613744	75	90°
MH8	H5	1,825	741758	5613635	40	45°

Fuente: Elaboración propia.

13.5. DISEÑO MECÁNICO

13.5.1. Introducción

Tanto en las diferentes cámaras proyectadas como en la red de distribución, se requiere una serie de mecanismos para permitir un correcto funcionamiento del sistema.

En el sistema de conducción propuesto se proyectan los mecanismos que se indican a continuación, cada uno de los cuales son Norma ANSI, Clase 150.

13.5.2. Normas y Códigos Aplicables

- Para las válvulas se considera la norma ISO / ANSI.
- Se adopta en lo pertinente lo señalado en la norma ASTM "American Society for Testing Materials" de U.S.A.
    - Las tuberías, bridas (flanges) y pernos corresponden a una misma norma para todo el suministro, prefiriéndose la norma ANSI.

13.5.3. Disposición General de las Válvulas

Las válvulas antes individualizadas, se proyectan dentro de las cámaras secas de hormigón, cuya disposición de los elementos mecánicos se incluyen en los planos OBR-TRAL-07 a OBR-TRAL-11, OBR-TRAL-12 y OBR-TRAL-19. Igualmente, se encuentra el plano OBR-TRAL-18, donde se encuentran la cámara de las Válvulas Tipo Ventosa y en el plano OBR-TRAL-19, se encuentran los elementos de las cámaras del Tipo Desagüe.

13.5.4. Características Básicas de las Válvulas

A continuación, se describen las características de las válvulas a utilizar:

1) Función: Se considera válvula de corte y apertura (On/Off).

2) Diámetro: Las válvulas varían desde los 110 mm hasta los 500 mm.

3) Caudales: La válvula de corte tendrá que cerrar contra escurrimiento máximo, 236,62L/s correspondientes al sector 1 del tramo 4.

4) Presiones: Para el diseño de la válvula, tubería de aguas arriba, junta de desmontaje, tubería de aguas abajo y sus accesorios se consideran las siguientes presiones:
    - Presión estática máxima de 130 mca.
    - Presión de prueba hidráulica 1,5 veces la presión máxima instantánea de servicio.

5) Tipo de Accionamiento: Se considera accionamiento manual para válvulas hasta DN=6"; de, DN=8" en adelante se considera accionamiento mecánico con cajas reductoras.

6) Tipo de sedimentos: Debido a las características de las aguas, éstas se consideran como agua limpia, donde los diámetros máximos de partículas que eventualmente en la red corresponden a 0,3mm.

13.5.5. Selección De Válvulas

Dentro de la gama existente de válvulas, se ha considerado los aspectos más importantes para la correcta selección de ésta. En el Cuadro 13.5.5-1 se incluye los criterios básicos para la elección de la válvula considerando lo señalado en Acápite 13.5.4.

CUADRO 13.5.5-1
CRITERIOS BÁSICOS PARA ELECCIÒN DE VÁLVULA

OPERACIÓN ON/OFF	**FUNCIONAMIENTO DE CIERRE Y APERTURA DE VÁLVULA**
REGULACIÓN	**REGULACIÓN DE CAUDAL**
PESO	**EVITAR UN EXCESIVO PESO DE VÁLVULAS DE MAYOR DN**
SEDIMENTO	**SUSCEPTIBILIDAD DE VÁLVULA A EFECTOS DE SEDIMENTOS EN LA RED**
DISPONIBILIDAD	**DISPONIBILIDAD COMERCIAL PARA DIÁMETROS MAYORES A 300 MM**
COSTO	**EVITAR UN EXCESIVO COSTO DE VÁLVULAS EN DIÁMETROS MAYORES**

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la información indicada en Cuadro 13.5.5-1, es posible considerar varios tipos de válvulas. Se evalúa utilización de válvulas de bola, válvulas de compuerta y válvulas de mariposa; para esta última se consideró válvulas mariposa tipo wafer. Existen válvulas mariposa tipo lug, cuya principal diferencia con la válvula mariposa tipo wafer es que esta última no tiene incorporado el flange para la Junta, no obstante, se une a los flanges de las tuberías donde no es posible ocupar la válvula como final de línea como el caso de las válvulas tipo lug.

En Cuadro 13.5.5-2 se indica el comportamiento de los tipos de válvulas considerando los criterios ya mencionados e incluyendo otras variables de importancia.

CUADRO 13.5.5-2
COMPORTAMIENTO DE VÁLVULAS EN RELACIÓN A DISTINTAS VARIABLES

	TIPO DE VÁLVULA		
Variables	**Bola**	**Mariposa-Wafer**	**Compuerta**
Operación On/Off	Excelente	Bueno	Bueno
Regulación de Caudal	Malo	Excelente	Malo
Tipo Fluido	*	*	*
Temperatura	*	*	*
Abrasión/Erosión/Desgaste	*	*	*
Corrosión	*	*	*

CUADRO 13.5.5-2
COMPORTAMIENTO DE VÁLVULAS EN RELACIÓN A DISTINTAS VARIABLES

	TIPO DE VÁLVULA		
Variables	**Bola**	**Mariposa-Wafer**	**Compuerta**
Peso Válvula Φ>300mm (Kg)	500	29,3	298
Largo Válvula Φ>300mm (mm)	610	78	356
Sedimento en la red	Malo	Bueno	Excelente
Final de línea	Excelente	Malo	Excelente
Disponibilidad para Φ>300mm	Malo	Excelente	Excelente
Unión	Flange	Sin flange	Flange
Caída presión en On/Off	Excelente	Bueno	Excelente
Sentido flujo	Bi-direccional	Direccional	Bi-direccional
Costo Φ 6" **	$ 207.275	$ 55.545	$ 187.975

Fuente: Elaboración propia en base a información proporcionada por FastPack.

* Aspectos dependientes del tipo de recubrimiento interno (Asiento) y material del cuerpo de la válvula.

** Precio referencial según cotizaciones.

Del Cuadro 13.5.5-2 se observa una diferencia considerable en las variables peso de válvula, costo, sedimento en la red y disponibilidad para diámetros mayores de 300 mm de las válvulas de bola. No obstante, la ventaja principal de las válvulas de bola sobre las demás válvulas, es su capacidad de funcionar con flujos bi-direccionales, puede utilizarse como final de línea y unión flangeada en el caso de estar conectada a un equipo, por ejemplo a una bomba de agua.

En la Figura 13.5.5-1 se muestra una válvula de bola comercial.



FIGURA 13.5.5-1
VÁLVULA DE BOLA

Fuente: Válvulas Cameron.

En este Proyecto, las ventajas de las válvulas de bola no son de importancia, por lo que se descarta el uso de éstas debido básicamente a su alto costo, son muy sensibles a sedimentos que se puedan transportar en la red, tienen un alto peso a diámetros mayores y casi nula disponibilidad para diámetros superiores de 300 mm.

En relación a las válvulas de compuerta, se tiene un comportamiento muy bueno para casos donde se tenga sedimento en cantidades importantes dentro de la tubería, incluso para casos extremos se consideran válvulas de tipo cuchilla para "rebanar" el sedimento y así lograr un cierre de la compuerta, ejemplo de esto es en tuberías mineras con relaves.

Las desventajas de la válvula de compuerta radican en el alto peso y precio de éstas respecto de las válvulas de mariposa, por lo que se descarta su uso en el Proyecto ya que además no se requiere válvula con flujo bi-direccional, ni se tiene una alta concentración de sedimentos en la tubería debido a que en la red no ingresará partículas mayores a 0,3 mm.

En la Figura 13.5.5-2 se muestra una válvula de compuerta comercial.

FIGURA 13.5.5-2
VÁVULA DE COMPUERTA



Fuente: Válvulas Provaltec.

Respecto de las principales ventajas de la Válvula de Mariposa tipo Wafer, se tiene la capacidad de la válvula para operar en modo On/Off y en modo de regulación de caudal, tiene bajo peso respecto a otros modelos en el mercado al igual que un bajo costo respecto de los tipos de válvulas con la que se ha comparado, buen comportamiento frente a sedimentos y buena disponibilidad comercial.

Además, la válvula tiene excelente sellado, lo que minimiza filtraciones, bajo costo de mantenciones y son válvulas que se encuentran fácilmente en el mercado. El sello de la válvula permite el paso de partículas de hasta 0,3 mm sin producirse daño.

Por lo anterior, se considera válvulas mariposa tipo wafer para el Proyecto.

No se considera el uso de válvulas de cono para regular flujo debido al alto costo que reviste su inclusión. La medición del flujo se realizará conforme a la lectura del caudalimetro incluido en la cámara de inicio en la parte más alta del sistema de riego y en la cámara de salida del tranque. En el caso de la cámara de inicio se ubica entre la válvula de mariposa aguas arriba y la unión autobloqueante, aguas abajo.

En la Figura 13.5.5-3 se muestra una válvula mariposa tipo wafer comercial.



FIGURA 13.5.5-3
VÁLVULA DE MARIPOSA TIPO WAFER
Fuente: Válvulas Dervos.

13.5.6. Aspectos Técnicos de Válvula Seleccionada

Luego de la elección de la válvula según sus características, es necesario considerar aspectos técnicos referente a la protección de la válvula (según líquido) y tipo de funcionamiento (manual, mecánico o automático). En la Figura 13.5.6-1 se muestran las partes que componen una válvula mariposa.

De los componentes expuestos al líquido, que para este caso es agua limpia sin sedimentos en cantidad importante y de tamaño menor (menores a 0,3 mm), se considera un asiento elastomérico EPDM y un disco de acero inoxidable (Acero SS316 ASTM) para evitar la corrosión y abrasión de los componentes.

Para el cuerpo de la válvula, se considera en fierro dúctil (Fierro A126 ASTM); no necesita mayor protección exterior debido a que las válvulas están instaladas en cámaras secas.

Con respecto a la conexión del vástago al mecanismo de cierre, se consideran válvulas de mariposa con manilla hasta DN = 6”, de, DN = 8” hasta DN = 20”, se incluyen cajas reductoras para

lograr un cierre más fácil de las válvulas debido a que en diámetros sobre 8”, es necesario un mayor torque para operar la válvula manualmente frente a la presión existente en la válvula.

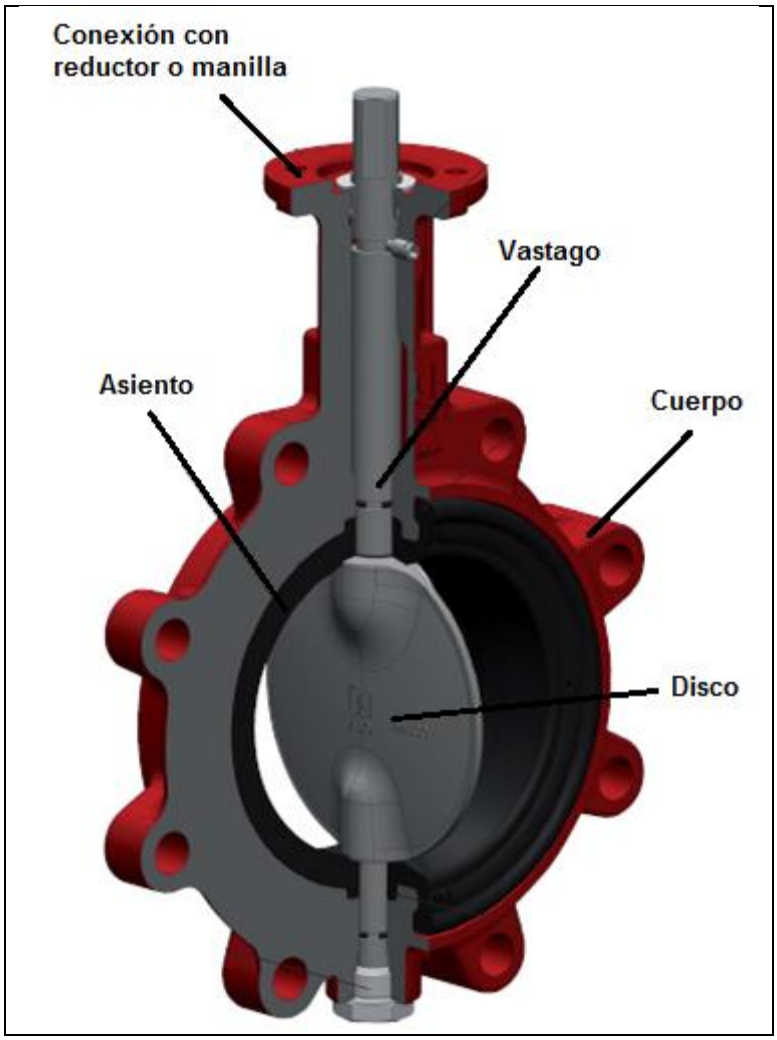


FIGURA 13.5.6-1
COMPONENTES VÁLVULA MARIPOSA

Fuente: Válvulas AVO, cotización FastPack.

La conexión de la válvula será mediante flanges de las tuberías de acero, la válvula estará entre las dos conexiones sin necesidad de incorporar flange (tipo wafer). En la Figura 13.5.6-2 se observa una conexión de válvula de mariposa tipo wafer.

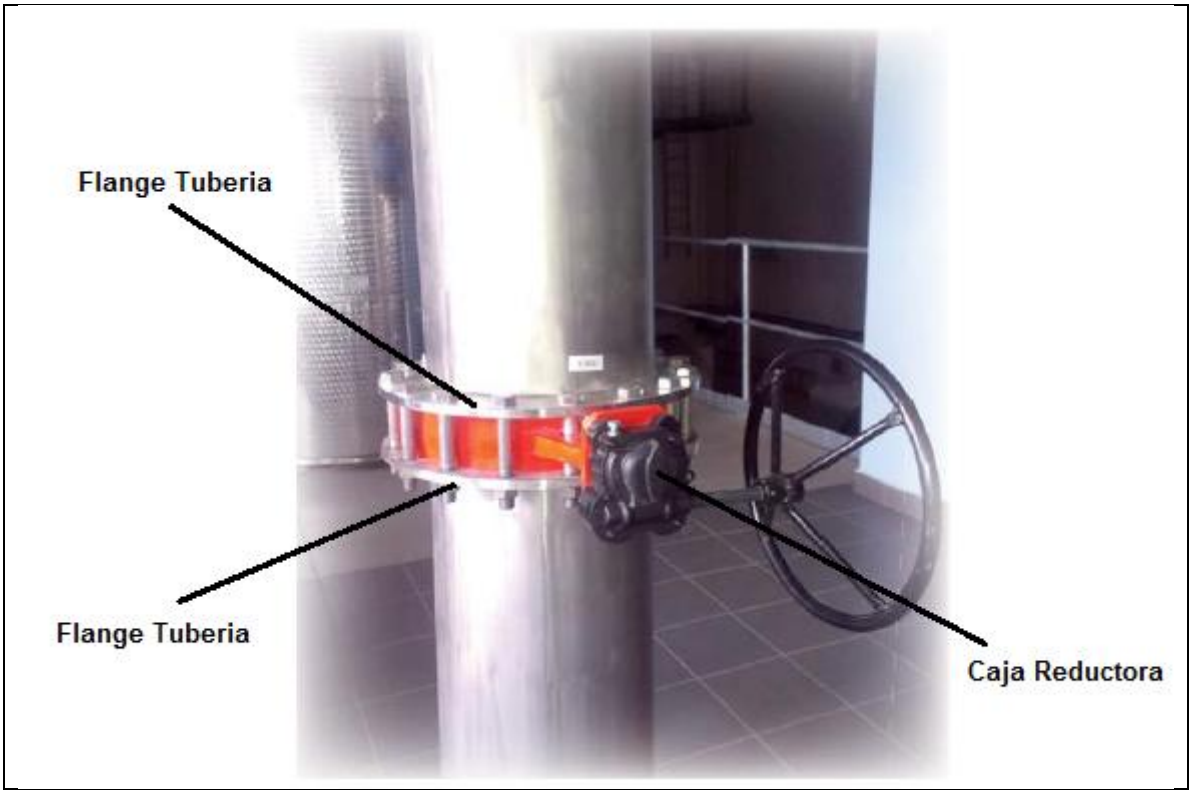


FIGURA 13.5.6-2
CONEXIÓN VÁLVULA MARIPOSA
Fuente: Catálogo cotización FastPack.

13.5.7. Elementos Mecánicos Complementarios

13.5.7.1. Aspectos Generales

Dentro del funcionamiento de las válvulas y/o tubería, se consideran distintos componentes mecánicos para un correcto funcionamiento.

13.5.7.2. Flanges

Para la conexión de válvulas o ramales de la tubería, es necesario considerar el tipo de unión de flange. Dentro de los tipos de flanges existentes los más comunes, corresponden a flanges planos (Flat Face) y flanges levantados (Rised Face). Para este Proyecto se consideran flanges tipo RF clase 150 de acero al carbono A105 ASTM, debido a la mayor disponibilidad comercial de éstos y para evitar que la empaquetadura entre los flanges tenga que ser flangeada en caso de mantención (Ver Figura 13.5.7.2-1).

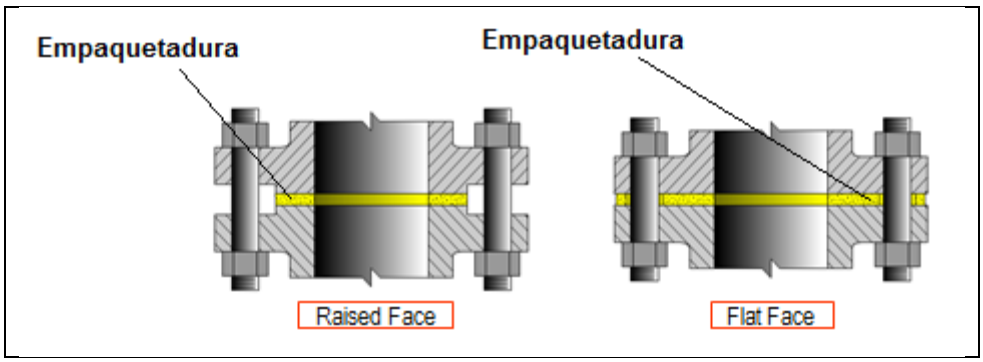


FIGURA 13.5.7.2-1
CONEXIÓN VÁLVULA MARIPOSA

Fuente: Elaboración propia.

Los flanges se consideran bajo la norma ANSI/ASME B16.5, se descartan los flanges bajo norma DIN debido a la poca disponibilidad comercial.

Respecto al tipo de perno, éstos corresponden a pernos prisioneros/espárragos, cuyo detalle de las dimensiones son las especificadas en la norma ANSI B16.5. Para unión con válvula, se considera un largo L según la norma ANSI, y se agrega el ancho de la válvula, según se muestra en la Figura 13.5.7.2-2.

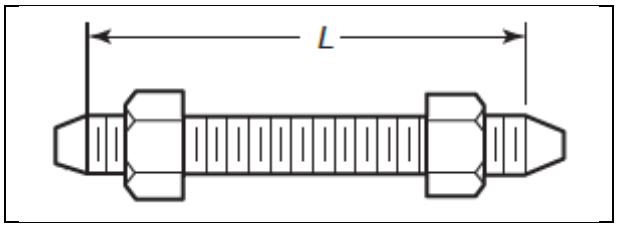


FIGURA 13.5.7.2-2
PERNO TIPO ESPÁRRAGO

Fuente: Norma ANSI/ASME B16.5.

13.5.7.3. Junta Autobloqueante

Se consideran juntas autobloqueantes antes de cada válvula para obtener un rango de movilidad de la tubería tanto para la instalación como en caso de mantención de ésta. El tipo de flange estará bajo norma ANSI/ASME B16.5.

El diámetro nominal de esta Junta, está en relación al diámetro nominal de la tubería que precede. Para conexión con tubería de HDPE, se ha de considerar una Stub End y flange.

13.5.7.4. Válvulas de Venteo

Se consideran válvulas ventosas de triple propósito para eliminar el aire en la tubería en su llenado, incorporar aire en la tubería para el vaciado y eliminar burbujas de aire en funcionamiento normal de la tubería, ya que, por la extensión de la tubería y el trazado longitudinal de la misma, donde los cambios de pendiente son recurrentes, el mayor requerimiento se tendrá durante la operación del sistema. En el Anexo Digital 13-9 se especifica el catálogo de la válvula de venteo.

En la Figura 13.5.7.4-1 se muestra una válvula de ventosa comercial.



FIGURA 13.5.7.4-1
VÁLVULA DE VENTEO

Fuente: Catalogo FOX Caststeel series.

13.5.7.5. Válvula de Desagüe

Se consideran válvulas de mariposa wafer como desagüe en caso de requerir vaciar la tubería para la mantención. El desagüe estará unido a una pieza especial donde se conectará una tubería con la válvula. En la Figura 13.5.7.5-1 se indica un esquema de la conexión de la válvula de desagüe.

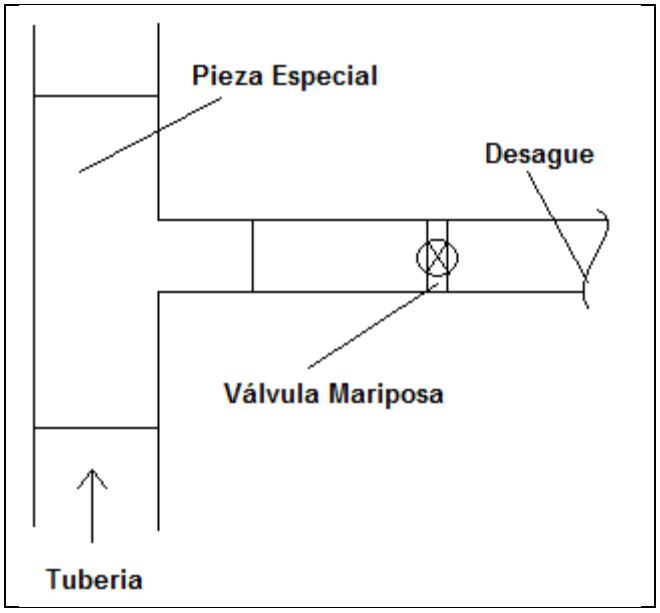


FIGURA 13.5.7.5-1
CONEXIÓN A VÁLVULA DE DESAGUE

Fuente: Elaboración propia.

13.5.7.6. Contador Volumétrico

Se considera contador volumétrico mecánico tipo Woltman, básicamente debido a la exactitud para funcionamiento en periodos largos de tiempo y fácil mantenimiento, además de no requerir conexión a electricidad.

Otras ventajas que tienen este tipo de contador volumétrico son: tiene registro sellado herméticamente antiempañante, posibilidad de instalación en cualquier posición (incluso en ángulo), tiene contados de cifras grandes y fáciles de leer, baja pérdida de carga y presión de trabajo de hasta 16 bar.

En la Figura 13.5.7.6-1 se muestra un contador volumétrico comercial.



FIGURA 13.5.7.6-1
CONTADOR VOLUMÉTRICO

Fuente: Catalogo Dorot, Contador tipo Woltman

13.5.8. Distribución de Elementos Mecánicos en la Red

A continuación se indican los elementos que forman parte de las cámaras que se han proyectado en la red.

Cámara de Inicio: Tramo 1

- Contador Volumétrico (12”)
- Válvula Mariposa tipo Wafer (12”)
- Junta autobloqueante 450 mm

Línea paralela de mantención y reposición

- Junta autobloqueante
- Válvula Mariposa tipo Wafer

Cámara Corta Presión 1: Tramo 2

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (10”)
- Junta Autobloqueante (250 mm)

Cámara Corte de Emergencia: Tramo 2

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (12” y 10”)
- Junta Autobloqueante (300 y 250 mm)

Cámara Cruce Camino: Tramo 2

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (10” y 5”)
- Junta Autobloqueante (250 y 125 mm)

Cámara Vialidad: Tramo 2

- Junta Autobloqueante (250 y 125 mm)

Cámara Entrada a Tranque: Tramo 2

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (10”)
- Junta autobloqueante 250 mm

Cámara Salida a Tranque: Tramo 3

- Contador volumétrico Tipo Woltman
- Válvula Mariposa tipo Wafer (16”)
- Junta autobloqueante (400 mm)

Línea paralela de mantención y reposición

- Junta autobloqueante
- Válvula Mariposa tipo Wafer

Cámara de Corta Presión 2: Tramo 3

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (18”, 14”)
- Junta autobloqueante (450, 350 mm)

Cámara Cruce Camino Tipo 2: Tramo 4

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (18”)
- Junta autobloqueante (450 y 300 mm)

Cámara Vialidad 2: Tramo 4

- Junta Autobloqueante (450 mm)

Cámara Entrega: Tramo 4 a Tramo 5

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (16” y 12”)

- Junta autobloqueante (400 y 300 mm)

Cámara Entrega: Tramo 5 a Tramo 5-2

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (18” y 12”)
- Junta autobloqueante (450 y 300 mm)

Cámara Entrega: Tramo 5 a 6

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (12”)
- Junta autobloqueante (300 mm)

Cámara Entrega: Tramo 7 a Tramo 7-1

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (12”)
- Junta autobloqueante (300 mm)

Cámara Entrega: Tramo 7 a Tramo 8

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (10” y 8”)
- Junta autobloqueante (250 y 200 mm)

Cámara Entrega: Tramo 8 a Tramo 8-1

- Válvula Mariposa Tipo Wafer (12”)
- Junta autobloqueante (300 mm)

Cámara de Ventosa V1T1

- Válvula Ventosa (2”)
- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Ventosa V2T1

- Válvula Ventosa (3”)
- Válvula de Compuerta (3”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Ventosa V1T2

- Válvula Ventosa (2”)
- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Ventosa V2T2

- Válvula Ventosa (2”)
- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Ventosa V3T2

- Válvula Ventosa (2”)
- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Ventosa V1T4

- Válvula Ventosa (3”)
- Válvula de Compuerta (3”)
- Junta autobloqueante (450 mm)

Cámara de Ventosa V2T4

- Válvula Ventosa (2”)
- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (350 mm)

Cámara de Ventosa V3T4

- Válvula Ventosa (2”)
- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (350 mm)

Cámara de Ventosa V4T4

- Válvula Ventosa (2”)

- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Ventosa V1T5

- Válvula Ventosa (2”)
- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Ventosa V2T5

- Válvula Ventosa (2”)
- Válvula de Compuerta (2”)
- Junta autobloqueante (200 mm)

Cámara de Desagüe VD1

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (12”)
- Junta autobloqueante (300 mm)

Cámara de Desagüe VD2

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (12”)
- Junta autobloqueante (300 mm)

Cámara de Desagüe VD3

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (12”)
- Junta autobloqueante (300 mm)

Cámara de Desagüe VD4

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (10”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Desagüe VD5

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (18”)
- Junta autobloqueante (450 mm)

Cámara de Desagüe VD6

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (14”)
- Junta autobloqueante (350 mm)

Cámara de Desagüe VD7

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (10”)
- Junta autobloqueante (250 mm)

Cámara de Desagüe VD8

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (8”)
- Junta autobloqueante (200 mm)

Cámara de Desagüe VD9

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (8”)
- Junta autobloqueante (200 mm)

Cámara de Desagüe VD10

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (8”)
- Junta autobloqueante (200 mm)

Cámara de Desagüe VD11

- Válvula Mariposa Tipo Waffer (8”)
- Junta autobloqueante (200 mm)

14. ESTUDIO DE PARALELISMO

14.1. INTRODUCIÓN

El presente acápite tiene como objetivo identificar las interferencias viales del diseño de proyecto de riego con los caminos existentes y que actualmente son tuición de la Dirección de Vialidad. Las interferencias viales tienen relación con el diseño óptimo de la obra, donde se han establecido restricciones al desarrollo de éstas por predios particulares, o cruces de terrenos que cuenten con la categorización de ser Sitios Sagrados para la Comunidad.

De las interferencias detectadas y que se indican en este acápite, se genera una memoria técnica con sus correspondientes especificaciones técnicas y planos, en conformidad con lo indicado en Instructivo de Paralelismo y Atraviesos en Caminos Públicos, versión Diciembre del 2013, para ser presentadas por el titular del proyecto en la Dirección de Vialidad Región de Los Lagos, en el marco del proyecto en cuestión.

Los antecedentes indicados en el párrafo precedente se incluyen en el Anexo 14 de este documento.

14.2. GENERALIDADES

Las interferencias detectadas y su resolución se realizará en conformidad con las normativas establecidas por la Dirección de Vialidad, siendo de cargo del Contratista el pago de la totalidad de los Derechos, Garantías, Daños e Indemnizaciones que se generan tanto en la vía pública como a terceros durante el desarrollo de la obra.

El responsable de las obras, deberá informar mediante documento escrito a la Dirección de Vialidad Región de Los Lagos, que las boletas de garantía que caucionan la ejecución del contrato que se autoriza, serán garantía también por la correcta ejecución y correcta aplicación de la señalización de los trabajos a realizar en la faja fiscal de las rutas adjuntando copia de las boletas.

De igual forma será de cargo del contratista el pago de los derechos municipales que proceden.

Todas las obras se ejecutarán conforme a las Especificaciones Técnicas y los planos de detalle del Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad del MOP (en su versión vigente), las indicaciones de la Inspección Técnica de las obras y las Normas LNV de Laboratorio Nacional de Vialidad.

La materialización del proyecto, debe considerar los resguardos técnicos necesarios para que los movimientos de tierra y/o intervención de la faja fiscal no afecten la geometría, la estabilidad y la operatividad de la infraestructura vial existente.

En la etapa constructiva del proyecto de riego, la empresa contratista debe trabajar con los planos visados por la Dirección de Vialidad. El Contratista que ejecute las obras debe poseer experiencia comprobada en obras viales. El Contratista adjudicatario de las obras debe contar con inscripción vigente en el Registro de Contratistas del MOP, (obras mayores o menores según corresponda), y acreditar tal inscripción presentando el Certificado respectivo adjunto a la Ficha Informativa de Obras de la Dirección Regional de Vialidad.

El organismo que inspeccionará las obras de paralelismo y cruce será directamente la Dirección de Vialidad, quien designará un Inspector Técnico para dichas obras, siendo de cargo del Contratista la ejecución de todas las obras necesarias para reponer la carpeta vial y sus obras anexas, dejándola en iguales condiciones que las originales antes del inicio de las obras. Este alcance será definido en terreno por el Inspector Técnico que designe la Dirección Regional de Vialidad.

Será de responsabilidad del Contratista la instalación y mantención, mientras dure la obra, de la señalización de faena que corresponda, en conformidad al Decreto Nº 78 del año 2012 del Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones y con lo estipulado en la Res. D.V. Nº 1826 de 02.06.83 en aquellos aspectos no cubiertos por el Decreto Nº 78.

El contratista, previo el inicio de faena, deberá elaborar un Plan de Seguridad Vial en Obras, tal como se indica en el numeral 6.204.102 del Manual de Carreteras. Una vez aprobado el Plan de Seguridad Vial en Obras por el Inspector Fiscal, se podrá dar inicio a la instalación de la señalización y canalización del tránsito, pudiendo iniciar las obras solamente cuando se hubiere terminado con esta tarea a entera satisfacción del Inspector Fiscal.

La señalización de obras permanecerá en el lugar únicamente mientras se necesite y deberá ser removida inmediatamente después de terminada su utilización. Cuando los trabajos se realicen por etapas, deben permanecer en el lugar sólo las señales y dispositivos necesarios que sean aplicables a las condiciones existentes. La información señalizada que deje de tener aplicación, deberá ser removida o cubierta inmediatamente, con el fin de que no sea vista por los usuarios de la vía.

Previo al inicio de las obras será obligación del Contratista dar aviso a Carabineros de la localidad sobre el uso que se hará de la faja vial y el tiempo que se mantendrá ocupada parte de la vía, en conformidad con lo establecido en el Art. 102 de la Ley de Tránsito.

Cualquier atravieso deberá ser realizado en dos fajas, de tal manera que el tránsito vehicular no quede interrumpido. Bajo ningún concepto se aceptará atraviesos o excavaciones que corten el tránsito en caminos autorizados.

La presentación para la aprobación de los distintos programas a Vialidad será previa a cualquier faena en la faja vial y deberá ser obtenida por el Contratista, debiendo presentar a la Inspección Técnica copia del programa autorizado.

Al término de las faenas será deber del Contratista entregar a la Inspección Técnica que corresponda una certificación de recepción de la Dirección de Vialidad.

14.3. IDENTIFICACIÓN DE VÍAS AFECTADAS

Los caminos existentes en Tralcapulli y que se afectarían, son de carpeta de asfalto y ripio, encontrándose en buen estado, transitado principalmente por vehículos livianos y en menor medida de transporte y carga.

Las Rutas Involucradas son:

- Ruta CH-201 (Asfalto)
- Ruta T-295 (Ripio), que va desde Cruce T-297 a Río Raguintulelfu.
- Ruta T-297 (Ripio), que va desde Cruce Ruta 201CH en Puente Negro a Cruce Ruta 201CH en puente Bocatoma.

La longitud de la red es de casi 25 km, donde poco mas de 11 km de ésta red va paralelo a los caminos antes señalados, de los cuales 1,7 km van paralelos a la Ruta CH-201.

A continuación, en Cuadro 14.3-1 se indican los paralelismos de la red con los caminos, en Cuadro 14.3-2 los atraviesos y en Cuadro 14.3-3 los atraviesos con las alcantarillas existentes en Ruta 201 CH

CUADRO 14.3-1
PARALELISMO RUTAS INVOLUCRADAS

Camino	KM Inicio	KM Término	Lado	L (m)	Tuberías
RUTA ROL CH-201	7+820	9+550	D	1.730	RED MATRIZ HDPE PN10 DN250-110
RUTA ROL T-295	0+000	2+000	D	2.000	RED MATRIZ HDPE PN10-16 / DN450-125
	2+000	4+200	I	2.200	
RUTA ROL T-297	0+000	5+400	D	5.400	RED MATRIZ HDPE PN10-12,5 / DN315-50
			TOTAL	**11.330**	

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 14.3-2
ATRAVIESOS RUTAS INVOLUCRADAS

Camino	Nº	KM	H (m)	L (m)	Tuberías
RUTA ROL CH-201	1	8+600	1,41	20,0	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 10/ DN 110
RUTA ROL CH-201	2	9+050	1,46	20,0	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 10/ DN 110
RUTA ROL CH-201	3	9+500	1,50	20,0	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 10/ DN 110
RUTA ROL T-297	4	0+075	1,42	8,0	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 10/ DN 110
RUTA ROL T-297	5	0+750	1,42	8,0	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 12,5/ DN 110
RUTA ROL T-297	6	0+952	1,5	8,0	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 12,5/ DN 110
RUTA ROL T-297	7	1+750	1,52	6,5	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 10/ DN 110
RUTA ROL T-297	8	2+120	1,52	6,5	ATRAVIESO MATRIZ HDPE PN 10/ DN 200
RUTA ROL T-297	9	2+670	1,52	6,5	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 10/ DN 110
RUTA ROL T-297	10	2+840	1,5	6,5	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 10/ DN 110
RUTA ROL T-297	11	4+920	1,58	6,5	ATRAVIESO MATRIZ HDPE PN 10/ DN 180
RUTA ROL T-297	12	5+180	1,55	6,5	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 12,5/ DN 110
RUTA ROL T-295	13	0+005	1,7	8,0	ATRAVIESO MATRIZ HDPE PN 12,5/ DN 225
RUTA ROL T-295	14	0+482	1,6	8,0	ATRAVIESO ENTREGA HDPE PN 12,5/ DN 110
RUTA ROL T-295	15	0+670	1,6	8,0	ATRAVIESO MATRIZ HDPE PN 12,5/ DN 450
RUTA ROL T-295	16	2+000	1,42	8,0	ATRAVIESO MATRIZ HDPE PN 10/ DN 250
			TOTAL	155	

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 14.3-3
ATRAVIESOS ALCANTARILLAS RUTA 201-CH

Coordenadas		Dm	Lado	Distancia al eje (m)	Tipo	Material	Observaciones
Norte	Este						
5615217,3	742623,7	7,84	Derecho	5	Alcantarilla	Hormigón	Cruce agua lluvia
5615310,8	742832,0	8,08	Derecho	5	Alcantarilla	Hormigón	Cruce agua lluvia
5615289,4	743235,6	5,54	Derecho	5	Alcantarilla	Hormigón	Cruce agua lluvia
5615357,7	743824,6	9,19	Derecho	5	Alcantarilla	Hormigón	Cruce agua lluvia

Fuente: Elaboración propia.

15. ESTUDIO DE SERVIDUMBRES

15.1. GENERALIDADES

El presente acápite tiene como objetivo identificar las servidumbres requeridas para llevar a cabo la construcción del proyecto en concordancia con la legislación vigente.

Se toman en cuenta los trabajos relacionados con la obra de captación, el tranque de acumulación, las zonas de cámaras de carga, las zonas de botaderos, los caminos de acceso y sectores de empréstito.

Además se confeccionan los antecedentes requeridos para ser presentados en cada uno de los organismos pertinentes.

Se ha considerado que las soluciones tengan las menores intervenciones posibles con predios particulares y se ha tenido especial cuidado con los Sitios Sagrados, que han sido determinados en las diversas reuniones sostenidas durante el estudio, buscando evitar conflictos, principalmente privados.

La obra principal, que corresponde a la bocatoma y sus obras anexas, debe realizarse en un predio particular, dado que en general y en términos legales, no existe una delimitación real de una franja aledaña al cauce que sea un Bien Fiscal y/o Bien Nacional de Uso Público que pueda ser utilizada para los fines de poder materializar las obras.

15.2. IDENTIFICACIÓN DE SERVIDUMBRES

15.2.2. Generalidades

Particularmente el espíritu de las servidumbres es permitir una racional explotación y utilización de predios que cuentan con dueño.

Tal como lo señala el Código Civil en su Art. 820, la servidumbre “Es un gravamen impuesto sobre un predio en utilidad de otro predio de distinto dueño”.

La servidumbre es un Derecho Real Limitado desde el punto de vista del predio dominante y una limitación al dominio, desde el punto de vista del predio sirviente, esta doble faceta origina la institución de las Servidumbres Activas y Pasivas.

A saber, se tiene que:

- Predio Sirviente: es el predio que soporta el gravamen; esto es, servidumbre pasiva.
- Predio Dominante: es el predio que reporta la utilidad; esto es, servidumbre activa.

Es de suma importancia las Servidumbres en materia Agrícola, ya que mediante ellas, ciertos predios pueden obtener facilidades que de otro modo no la tendrían.

Las normas del Código Civil son aplicables a las servidumbres relacionadas con las aguas, en cuanto no están modificadas por la especialidad del Código de Aguas.

Algunas características de las servidumbres son las siguientes:

- Es un derecho que limita el dominio o propiedad; es un derecho inmueble.
- Es un Derecho real, es decir, si cambian los dueños, la servidumbre no se altera (Art. 577 del Código Civil).
- Está siempre encadenado a la propiedad y no sobre una persona determinada.
- Exige la concurrencia de dos predios, dominante y sirviente.
- Es un derecho sobre un bien ajeno.
- Puede consistir en permitir que se haga algo o en exigir que no se haga algo en un predio determinado. La servidumbre no obliga al dueño a hacer o no hacer algo.
- Es necesario que exista una utilidad.
- Son un Derecho perpetuo, en el sentido de que éste subsiste mientras objetivamente existan los predios a que se refiere y la necesidad o justificación del gravamen. Sin embargo, debe tenerse presente que no hay impedimento para que se establezcan por las partes con duración limitada (art. 885, N° 2) y que pueden extinguirse por el no uso (art. 885, N° 5).
- Es un derecho indivisible; No puede adquirirse, ejercerse o extinguirse parcialmente.

15.2.3. Clasificación de las Servidumbres

La clasificación a continuación, obedece al orden e importancia que ha dado "Derecho-Chile" para una mejor comprensión del proceso general de Servidumbres y que se ha considerado relevante incluir para tener claridad respecto de las acciones a tomar en un futuro respecto de éstas.

1. Según su origen; Art 831 Código Civil.

    - Servidumbres Naturales: Provenientes de la natural situación de los lugares, no interviniendo ni la ley ni voluntad del hombre.
    - Servidumbres Legales: Impuestas por la ley.
    - Servidumbres Voluntarias: Son el resultado de un acuerdo de voluntades.

2. Según su objeto: Art. 823 Código Civil.

   - Servidumbres Positivas: Al dueño del predio sirviente se impone la obligación de dejar hacer al dueño del predio dominante. Ejemplo: Servidumbre de tránsito y acueducto.

   - Servidumbres Negativas: Son aquellas que imponen al dueño del predio sirviente la prohibición de hacer algo, que sin la servidumbre le sería lícito. Ejemplo: no plantar, no edificar.

3. Teniendo en cuenta las señales exteriores de existencia de la servidumbre: Art. 824 Código Civil.

   - Servidumbres Aparentes: Es la que está continuamente a la vista, presenta señales exteriores.

   - Servidumbres Inaparentes: La que no se conoce por una señal exterior. Las servidumbres negativas son siempre inaparentes.

4. Atendiendo la manera como se ejerce: Art. 822 Código Civil

   - Servidumbres Continuas: Es la que se ejerce o puede ejercerse continuamente, sin necesidad de un hecho actual del hombre. Ejemplo: Servidumbre de acueducto.

   - Servidumbres Discontinuas: Es la que se ejerce a intervalos más o menos largos de tiempo y supone un hecho actual del hombre. Ejemplo: Servidumbre de tránsito.

5. Combinación de servidumbres continuas y discontinuas, aparentes e inaparentes.

   - Servidumbres continuas aparentes: Se ejercen sin necesidad de un hecho actual del hombre y están permanentemente a la vista.

     Ejemplo: canal de regadío.

   - Servidumbres continuas inaparentes: Se ejercen sin necesidad de un hecho actual del hombre y no tienen una señal exterior.

     Ejemplo: acueducto por un canal subterráneo.

   - Servidumbres discontinuas aparentes: Aquellas que para su ejercicio requieren de un hecho actual del hombre y que están continuamente a la vista.

     Ejemplo: tránsito por un camino.

- Servidumbres discontinuas inaparentes: Para su ejercicio requieren un hecho actual del hombre y no se conocen por una señal exterior.

  Ejemplo: tránsito por sitio eriazo.

La importancia de la clasificación de servidumbres radica en lo siguiente:

- La forma de constituirse es diferente según el tipo de servidumbre.
- Posibilidad de ganar por prescripción adquisitiva las servidumbres continuas aparentes.
- Posibilidad que se extinga o no por no uso.

Como regla general, el ejercicio del derecho de servidumbre considera que:

- El que tiene derecho a una servidumbre tiene también derecho a los medios necesarios para ejercerla, (Art. 828 del Código Civil).
- Las obras que deban realizarse para gozar de la servidumbre son de cargo del dueño del predio dominante, (Art. 829 del Código Civil).
- Inalterabilidad de la servidumbre (Art. 830 del Código Civil).

15.2.4. Servidumbres Identificadas en el Proyecto

15.2.4.1. Aspectos Generales

En el caso particular de este Proyecto, las servidumbres que se han analizado corresponden a:

- Obras de Captación.
- Tranque de acumulación.
- Tubería en distintos tramos en que se ha utilizado caminos habilitados por los mismos propietarios, pero que no corresponden a caminos propiamente tal.

Considerando que se ha dejado entrever en las distintas instancias de conversación que las personas que se verían afectas a servidumbres no quieren firmar compromisos legales antes de tener claridad si el proyecto va a ser construido o no, se ha optado por realizar los planos correspondientes y que serán necesarios al momento de solicitar las servidumbres a los distintos propietarios.

Si bien, en el futuro se puede solicitar Servidumbres vía judicial, dado lo engorroso que puede ser el trámite, es recomendable llegar a acuerdos entre voluntades. Se consideró en alguna instancia celebrar contratos de promesa de servidumbre con los predios identificados, sin embargo, al

momento en que se requiera solicitar servidumbre, bien podría arrepentirse el propietario, por lo que no constituye un documento que asegure la servidumbre ni constituye un compromiso legal.

En el único caso en que ya se realizaron las gestiones para realización del documento de servidumbre es en el caso del predio donde se ubicará la bocatoma y sus obras asociadas, ya que el propietario ha manifestado su voluntad al respecto debido a que tiene intenciones de vender parte del terreno.

En particular, este proyecto no requiere un sitio particular de empréstitos dado que su mayoría corresponde a excavaciones de zanjas para colocación de tubería y se utilizará el mismo suelo (sin los sobretamaños ni el material vegetal) para relleno. Los sitios que se consideran para botadero de material inerte sobrante, proveniente de las excavaciones, son los mismos que han sido ocupado para explotación de áridos de la ruta CH-201 y que se espera se dejen planos y en condiciones para practicar la agricultura. No obstante lo anterior, se consultó al Municipio de Panguipulli respecto de botaderos autorizados en la comuna, el cual respondió que los residuos de la comuna son llevados al vertedero Morrompulli en Valdivia. Anexo Digital 15-1.

A continuación se indican los predios en los que se requiere se constituyan servidumbres para resguardo de las obras proyectadas a construir.

15.2.4.2. Tramo 1 y Tramo 2

En el primer tramo de la red se ubicarán las obras de bocatoma, desarenador y cámara de inicio, además del primer tramo de la tubería; parte del Tramo 2 incluye las obras de cámara corta presión Nº1, cámara de operación y de emergencia y tubería hasta empalmar con camino público. Todas las obras mencionadas se ubican en el predio Rol Nº 210-32, a nombre de Rosalía Flores Reyes y otro. El destino del bien raíz es agrícola y actualmente los dueños del predio son Sr. Antolín Martínez Flores y otros.

La inscripción del predio se encuentra a Fs. 490 vta. Nº 522 del año 2008, como HERENCIA MARTÍNEZ FLORES ANTOLIN ALBERTO Y OTROS DE MARTINEZ AMOYAO ANTOLIN, del Conservador de Bienes Raíces de Panguipulli.

De manera de celebrar el otorgamiento de servidumbre por parte del Sr. Martínez y otros a la Sociedad de Riego, ésta se deberá realizar mediante escritura pública en la Notaría de Panguipulli. Dado que existe una intención por parte de los herederos del predio de realizar una venta de éste, el interesado entrega la información legal necesaria para realizar el borrador para el otorgamiento de servidumbre a la Sociedad de Riego, el que se incluye en el Anexo Digital 15-2 de este documento.

El Certificado de Avalúo Fiscal Simple se incluye en el Anexo Digital 15-3.

15.2.4.3. Tranque de Acumulación Nocturna

Para el tranque de acumulación nocturna se solicitará una servidumbre de 1,85 há aproximadamente, para la ubicación de éste y sus obras anexas, a la propiedad ubicada en el Rol Nº

210-37. El propietario aparente es Jorge Mera Hidalgo. El destino del bien raíz es agrícola. El Certificado de Avalúo Fiscal Simple se encuentra en el Anexo 15-3.

15.2.4.4. Tubería en Distintos Tramos

Se han identificado las servidumbres en el resto de los trazados de la tubería, los que en total afectarían en un largo de 3.783 m, lo que se detalla en el Cuadro 15.2.4.4-1.

CUADRO 15.2.4.4-1
SERVIDUMBRES ESTUDIADAS TUBERÍA

Tramo	Largo aproximado afectación (m)	Superficie Afecta a Servidumbre (m^2)	Rol Predio Identificado	Propietario Según SII
3	50	298,3	210-388	SARMIENTO NARANJO TERESA
5	159,3	1.593	210-220	CORTES AILLAPAN YOLANDA
	495,6	4956	210-253	RAIN CATRIPAN JOSE
	304,5	3.045	210-331	RAIN NELCULPAN MARTA ISABEL
	114,2	1.142	210-74	MARIN LLEUFUMAN EUSTAQUIO
6	249,6	2.496	210-220	CORTES AILLAPAN YOLANDA
	67,2	672	210-314	CORTES RAIN NELSON
	286,3	2.863	210-282	POHL RAIN HECTOR OSVALDO
	381,6	3.816	210-281	POHL RAIN SONIA LUISA
5-2	12,3	122,9	210-74	MARIN LLEUFUMAN EUSTAQUIO
	127,9	1.279,1	210-73	RAIN CANICURA DANIEL FERNANDO
	144,7	1.447,1	210-356	RAIN CAÑIUCURA JOSE MANUEL
	243,9	2.439,4	210-355	RAIN CAÑIUCURA IRMA
	153,4	1.534,3	210-354	RAIN CAÑIUCURA LEONARDO
	35,2	352,3	210-75	RAIN LLEUFUMAN JOSE MANUEL
7-1	8	150,2	210-201	SIN ANTECEDENTES
	64	231,7	210-202	SIN ANTECEDENTES
	43	186,3	210-203	SIN ANTECEDENTES
	53	209,8	S/ROL	SIN ANTECEDENTES
	67	325	210-363	SIN ANTECEDENTES
	60	214,1	210-364	SIN ANTECEDENTES
	95	214,8	210-342	CONOEPAN RAIN JUAN JOSE
	317	1.216,9	210-205	CONUEPAN COCORI LORENZO
8	135	584	210-247	CAHUIPAN CANIUCURA HUMBERTO
	25	36,5	210-248	CAHUIPAN CANIUCURA JUAN CARLOS
	35	281,2	210-235	LLANCAPAN CANIUCURA MANUEL
	38	224,6	210-233	LLANCAPAN NAUTULPAN GERONIMO
	182	174	210-232	LLANCAPAN NAUTULPAN LUCIANO

Fuente: Elaboración propia

Los Certificados de Avalúo Fiscal Simple se incluyen en el Anexo Digital 15-3.

Los planos de servidumbres asociados a los tramos señalados son:

- Tramo 3 → SRV-TRAL-03
- Tramo 5 → SRV-TRAL-05
- Tramo 6 → SRV-TRAL-06
- Tramo 5-2 → SRV-TRAL-07
- Tramo 7-1 → SRV-TRAL-08
- Tramo 8 → SRV-TRAL-09

16. ESTUDIO DE ANÁLISIS AMBIENTAL (EAA)

16.1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo se incluye un resumen del Estudio de Análisis Ambiental que se ha realizado para el presente estudio y que se incluye como documento complementario a este documento.

El objetivo general del Estudio de Análisis Ambiental (EAA), es estudiar y evaluar, ambientalmente el Estudio de Prefactibilidad Avanzada Sistema de Riego Tralcapulli en Panguipulli, definido de acuerdo al estudio y diseño de ingeniería, evaluando en forma preliminar los potenciales impactos ambientales que se podrían generar durante la implementación y operación del proyecto, pertinencia de ingreso al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental del proyecto, además de la estimación de sus costos aproximados, de tal forma de lograr su comparación y análisis de ventajas y desventajas en este aspecto.

16.2. CONTENIDO DEL EAA

El EAA se presenta en 11 Capítulos y un Resumen Ejecutivo. El contenido de cada capítulo se describe brevemente a continuación:

1. **Introducción y Objetivos:** Pone en contexto el EAA y expone objetivos del mismo.

2. **Antecedentes Generales del Proyecto:** Da a conocer la características generales del proyecto y el tipo de obras involucradas.

3. **Metodología de Desarrollo de la Consultoría.** Se detallan los pasos seguidos para la evaluación de los impactos ambientales.

4. **Caracterización de la línea de base del Área de Influencia:** Se describen los principales aspectos de los componentes ambientales relevantes en el proyecto en el área de influencia y se evalúa la sensibilidad ambiental de cada uno de ellos.

5. **Identificación y Evaluación de Impactos Ambientales:** Se identifican y evalúan impactos ambientales en etapas de construcción y operación, describiendo previamente el método empleado.

6. **Zonas de Restricción Ambiental:** se identifican, en función de los antecedentes recopilados, aquellas zonas en que los trabajos relacionados con el proyecto deben ser limitados o prohibidos.

7. **Análisis de la legislación Ambiental:** con base en el marco legal, se analiza la normativa ambiental general y específica aplicable al proyecto. Estas normas se

asocian a las obras y acciones que se definen para el proyecto e incluye el análisis de pertinencia de Ingreso al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA).

8. **Plan de Manejo Ambiental:** Se incluyen las acciones y medidas correspondientes al Plan de Medidas de Mitigación, Plan de Medidas de Restauración o Reparación (PMR) y al Plan de Medidas de Compensación (PMC) por etapa del proyecto.

9. **Identificación de Estudios Ambientales:** Detalla los estudios ambientales recomendados para las etapas posteriores, con el fin de sumar información de mayor detalle a la toma de decisiones en materia ambiental.

10. **Aproximación de los costos ambientales asociados al proyecto.**

11. **Conclusiones, Consideraciones y Recomendaciones.**

16.3. RESULTADOS PRINCIPALES DEL ESTUDIO

16.3.1. Análisis de Pertinencia de Ingreso al SEIA

El proyecto no ingresa al SEIA ya que no cumple con los requisitos establecidos en el artículo 3, Reglamento del SEIA, Decreto Supremo N°40 de 2013. Debido a las envergaduras de las obras que se están evaluando y al no encontrarse en un área de protección oficial.

16.3.2. Evaluación de Impactos Ambientales

La evaluación de la intensidad final de impactos potenciales, está dada por la combinación de los resultados obtenidos entre Sensibilidad Ambiental e Intensidad Parcial de Impactos Potenciales, tal como se indica en la explicación de este método (apartado 3 del Informe EAA). Para efectos de este cálculo se obtuvo un valor de Sensibilidad Ambiental para cada componente, y un valor de Agresividad de Actividades. Posteriormente se promedian ambos valores en cada componente, para obtener un valor de Intensidad del Impacto Ambiental.

La Figura 16.3.2-1 muestra un esquema de la metodología empleada y el Cuadro 16.3.2-1 muestra el resultado final de dichos cálculos. Se observa que los componentes con impactos ambientales más relevantes, según esta jerarquización, corresponden a Flora y vegetación terrestre, Fauna terrestre, Flora y fauna acuática y Biodiversidad, los cuales se destacan en color rojo.

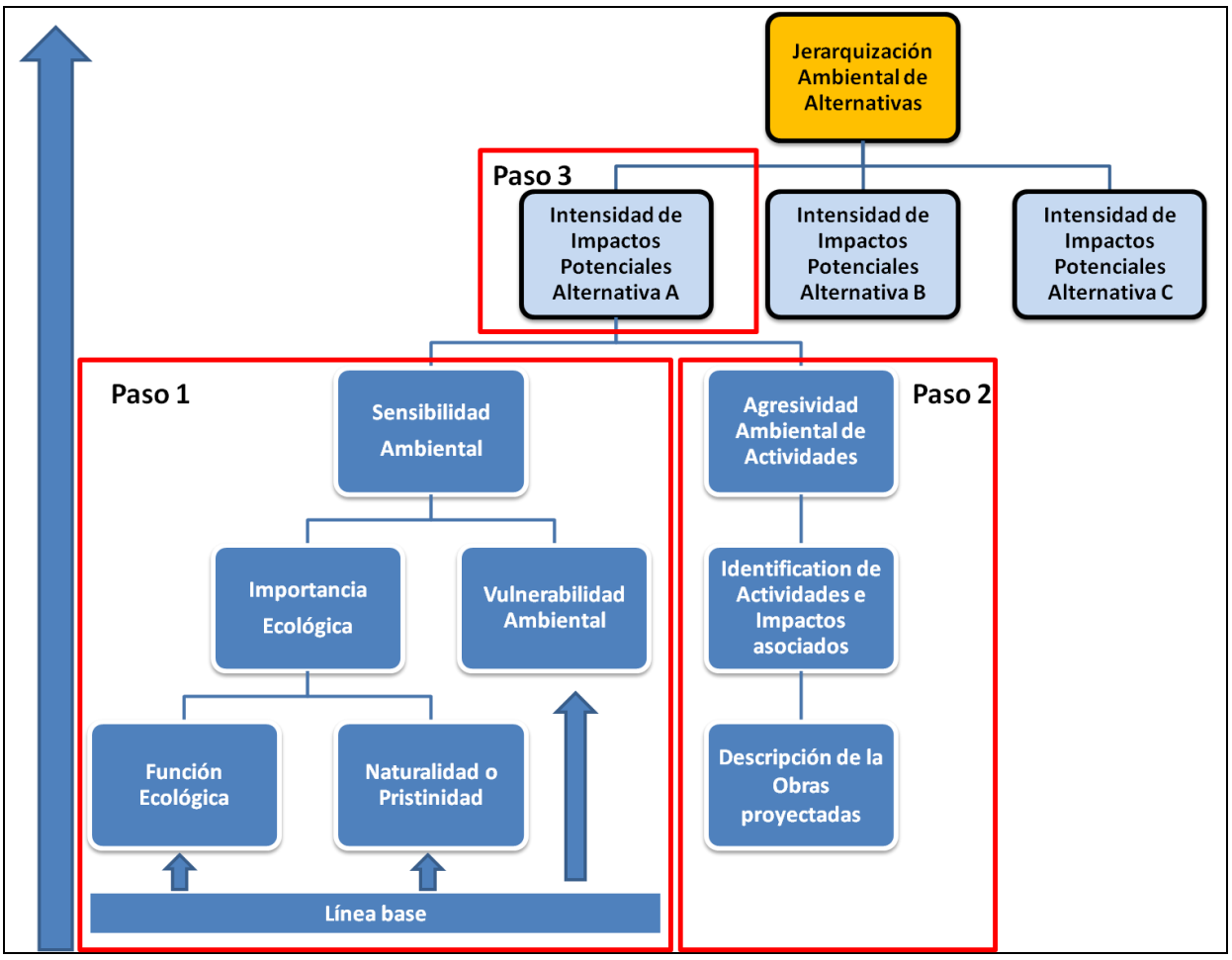


FIGURA 16.3.2-1
ESQUEMA MÉTODO EAA

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 16.3.2-1
RESUMEN INTENSIDAD DE IMPACTOS POR COMPONENTES

Componente	Impacto Ambiental	Intensidad de Impacto
Hidrología	Alteración de la disponibilidad de agua	3,62
	Alteración del régimen hidrológico y sedimentológico del río	
Calidad de Agua	Alteración de la calidad de las aguas	3,62
	Aumento de la turbidez del agua	
Flora y Vegetación Terrestre	Alteración y/o destrucción de hábitat de especies de flora	3.77
	Pérdida de vegetación	
Fauna terrestre	Alteración y/o destrucción de hábitat de especies de fauna	3,87
	Pérdida de ejemplares de fauna terrestre con problemas de conservación	
Flora y Fauna Acuática	Alteración y/o destrucción de hábitat de especies de flora y fauna acuática	3,99
Biodiversidad	Afectación de áreas relevantes para la conservación de la biodiversidad	3,87
Asentamientos Humanos	Alteración del sistema de vida, tradiciones y costumbres	3.12
	Alteración de sitios de interés comunitario ancestral	
Patrimonio Arqueológico	Pérdida de patrimonio arqueológico	3.12
Uso de Suelo	Perdida de Uso actual	3,12
Infraestructura y Equipamiento	Daños en infraestructura y equipamiento comunal	3,12
Planes y Programas	Intervención complementaria con programas comunales ya existentes	2,62

Fuente: Elaboración propia

16.3.3. Medidas Ambientales y Costos Asociados

El Cuadro 16.3.3-1 muestra el resumen de los costos asociados según tipo de medida. El Cuadro detallado de cada medida propuesta se encuentra en el Apartado 10 del informe EAA.

CUADRO 16.3.3-1
RESUMEN DE COSTOS AMBIENTALES POR ETAPA DEL PROYECTO (PESOS)

Etapa	Tipo de medida	Valor unitario (UF)	Valor unitario (Pesos$)	Total
Construcción	MM	2.289	60.0.26.736	185.490.219
	MR	732	19.195.968	
	SA	924	24.230.976	
	Monitoreo	1.256	32.937.344	
	Componentes no analizados	240	6.293.760	
	Imprevistos y otros	1.632,3	42.805.435,2	
Operación	MM	750	19.668.000	94.023.530
	MR	-	-	
	SA	924	24.230.976	
	Monitoreo	1.084	28.426.816	
	Imprevistos y otros	827,4	21.697.737,6	
Total				**279.513.749**

Fuente: Elaboración propia

16.3.4. Estudios Recomendados para Etapas Posteriores

A continuación se mencionan aquellos estudios específicos, que se recomienda realizar en una siguiente Etapa del Proyecto. Cabe destacar que dado que éste proyecto no ingresa al SEIA, esta identificación es más bien indicativa y permitiría conocer los impactos reales de los componentes aludidos, pero no existe obligatoriedad de abordarlos en ese contexto. No obstante en relación de la presentación de Planes de Manejo o trabajo forestal (Ley 20.283, de Bosque Nativo y Fomento Forestal), algunos de ellos podrían ser solicitados.

Medio físico

- Completar la línea de base del medio físico, en todos sus componentes, en especial, fijar atención al componente Hidrología, realizando un estudio de Caudal Ecológico según criterios biológicos, con el fin de conocer la influencia que pudiera significar el caudal requerido por la obra proyectada en el área de predominio de este componente, asegurando así el normal desarrollo de las actividades ecosistémicas del lugar. Respecto al componente Calidad de Aguas y, sólo en el caso que se quisiera contemplar el uso del agua para consumo humano, debiera realizarse un Estudio de Calidad de Agua para consumo, en mayor cantidad de puntos, pues el actual estudio sólo consideró 1 muestra puntual en ambas campañas de muestreo. Otro componente del medio físico que no fue evaluado fue Ruido y Vibraciones, este componente pudiera verse afectado en la etapa de construcción de las obras, provocando perturbaciones en el medio biótico esencialmente en la zona de captación, lo que hace necesaria su evaluación para contemplar las medidas de mitigación necesarias. El componente Calidad del Aire no fue considerado, no obstante no se considera relevante dada las condiciones meteorológicas y climáticas de la zona de estudio.

Medio biótico

- Respecto a la línea de base del medio biótico y con el fin de complementar la información que se ha levantado en el presente estudio, resultaría relevante realizar un Estudio de Flora y Fauna Acuática, dado que las obras actualmente propuestas intervienen este habitat y no existe estudio alguno en la zona de estudio (el actual estudio no incluyó estudios de terreno de este componente). Esto permitiría considerar ciertas medidas ambientales a recomendar que tuvieran el fin de salvaguardar, de algún modo, a las posibles especies afectadas.

  Cabe mencionar que dado que las zonas de restricción presentadas en este informe han sido delimitadas a partir de la cartografía regional (escala 1:50.000), sus límites no son precisos, por lo cual se recomienda que en la fase de construcción se afine los límites de la zona propuesta de acuerdo a la realidad de terreno con el ajuste de escala correspondiente.

Medio socioeconómico y cultural

- Realizar la línea de base arqueológica considerando prospecciones de terreno para definir o descartar la posibilidad de hallazgo de zonas de patrimonio arqueológico en el área de las obras. Considerar que la zona es un terreno ancestral perteneciente al pueblo Mapuche.

16.3.5. Conclusiones

La línea de base realizada permite tener una idea de la situación del área de estudio completa, susceptible al emplazamiento de las obras que se están estudiando. Respecto a ello es relevante destacar que de los sectores muestreados, los más vulnerables son los que se encuentran cercanos a la zona donde se encuentra la obra de captación.

Respecto a las obras, la obra principal (bocatoma y obras anexas) no serían de mayor envergadura, dada la disponibilidad de agua, según derechos, que poseen los regantes, no obstante su extensión es amplia y está dada por la obra de distribución que se está planificando, pues debe abastecer cerca de 120 regantes que se encuentran distribuidos a lo largo de 1930 ha, lo que significa un área de influencia mayor.

Respecto a la hidrología, aún cuando el caudal correspondiente a los derechos de agua constituidos por la Comunidad de Tralcapulli (100 L/s), está asociado a una probabilidad de excedencia del 100%, es decir, dicho caudal siempre se cumple en el río. Al realizar el chequeo de los restantes derechos de agua ya constituidos en el río y considerando el caudal ecológico que se debe respetar, se tiene que la seguridad del derecho de 100 L/s es de un 10%, lo que en otras palabras quiere decir que sólo el 10% de los meses se dan las condiciones para que los 100 L/s puedan ser captados en su totalidad. Cabe destacar que el caudal ecológico fue calculado utilizando la metodología hidrológica establecida en la legislación atingente, sin embargo existen metodologías

para la obtención de este valor que consideran las características específicas del área que se está estudiando de forma de poder estimar impactos ambientales específicos producto de la obra en evaluación. Lo anterior con el fin de poder determinar un caudal ecológico que permita sustentar las actividades ecosistémicas normales del lugar.

Respecto a flora y vegetación terrestre, existen formaciones boscosas (Bosque nativo de preservación y bosque nativo) para cuya intervención se debe presentar y tramitar los respectivos Planes Forestales a CONAF reglamentados en la ley 20.283. Así también se encontraron dos especies protegidas de acuerdo a los criterios de clasificación vigentes: el Lleuque, *Prumnopitys andina*, clasificado como "Vulnerable" y el Helecho Palmita, *Lophosoria quadripinnata*, clasificada como "Preocupación Menor" por otra parte, si bien no es una especie protegida según normativa de clasificación, cabe mencionar que se registró presencia de Copihue (*Lapageria rosea*) en el sector oeste del Bosque Nativo adulto. Esta especie cuenta con un decreto de protección sectorial especial (Decreto N°129/71), que regula su corta, transporte, comercialización, etc.

Respecto a Fauna terrestre, se puede sostener que los sitios de mayor importancia faunística corresponderían a los ambientes Matorral, Pradera y Bosque respectivamente (Zona donde se realizaría la obra de captación y zona donde se realizaría la obra de distribución), los que poseen la mayor riqueza y abundancia de especies, junto con la mayor abundancia de especies bajo categoría de conservación. En relación al estado de conservación de la fauna, se registró la presencia de 7 especies con problemas de conservación, de las cuales, las categorías más relevantes, es decir, que implican una amenaza para la conservación son las siguientes: Vulnerable (Loro choroy y Bandurria), Casi amenazada (Monito del monte) e Insuficientemente conocida (Concón). Esto resulta importante dado que esta zona se caracteriza por ser una de las más degradadas de Chile en términos de pérdida de hábitat, producto de la intensa actividad forestal y agropecuaria, lo cual deteriora significativamente la conformación de comunidades de animales vertebrados terrestres y hace sumamente necesario implementar medidas de mitigación, reparación o compensación de los impactos que produzca la obra, con la finalidad de disminuir los efectos adversos del Proyecto, en todas sus fases de ejecución.

Respecto a la Flora y Fauna Acuática, en los registros bibliográficos se evidencia la presencia de especies de flora y fauna acuática, que en general se caracterizan por su exclusividad en la región. Esto se hace más relevante si se consideran las características prístinas y de naturalidad que presenta la zona donde se emplazaría el proyecto, lo que hace muy probable que muchas de éstas especies se encuentren presentes en ella. Así también se dejó en evidencia las categorías de conservación en la que se encuentran las especies de fauna, encontrándose 8 especies en algunas de las categorías consideradas en el Reglamento de clasificación de especies. La obra que se considera en este estudio es una intervención directa en este hábitat y por lo tanto un estudio específico al sector se hace necesario.

Respecto a los resultados de la caracterización de la calidad de las aguas en el sector del punto de captación se obtuvo que todos los muestreos realizados cumplen cabalmente con los parámetros exigidos por la norma de riego en las épocas del año analizadas, no obstante, para la norma de agua potable, se exceden los límites normados para Coliformes Fecales y *Escherichia coli* (sólo en época invernal), además de cloro residual en ambas épocas.

Respecto a la biodiversidad, Se pudo apreciar que en la zona de influencia del proyecto, en específico en la zona donde se realizaría la obra de captación propuesta, existe un área Silvestre Protegida Privada, la cual es importante considerar si el proyecto se llevara a cabo, aún cuando no tiene protección oficial según el criterio que ocupa el SEIA.

Respecto al Patrimonio cultural, aún cuando se observó que no existen sitios de importancia cultural protegidos de forma oficial según los estamentos tradicionales de protección, es relevante mencionar que se identificaron sitios patrimoniales o culturales de importancia para los habitantes del lugar que en su mayoría son pertenenecientes al pueblo mapuche. Al respecto existen distintas herramientas legales, algunas de las cuales son mencionadas en el acápite 7 del presente EAA, según correspondiese. No obstante lo anterior, el estudio de ingeniería tiene presente los lugares identificados, para evitar su afectación, por lo que ninguno de ellos se encuentra en los lugares de emplazamiento de las obras.

Respecto a la legislación ambiental aplicable, el proyecto no ingresa al SEIA ya que no cumple con los requisitos establecidos en el artículo 3, Reglamento del SEIA, Decreto Supremo N°40 de 2013, debido a las envergaduras de las obras que se están evaluando. Sin embargo, sí aplica legislación específica asociada a acciones contempladas en el proyecto, tales como: Normativa asociada a Emisiones de Ruido (D.S. Nº 38/11), Recursos Naturales (Ley N° 20.283/08, sobre recuperación del bosque nativo y fomento forestal), Residuos líquidos y sólidos (D.F.L Nº 725/68 del Ministerio de Salud), Combustibles (D.S. Nº 160/09 del Ministerio de Economía, Fomento y Reconstrucción), Infraestructura y equipamiento: (D.F.L. N°850/97 del Ministerio de Obras Públicas), Patrimonio arqueológico y cultural (Ley Nº 17.288/70 del Ministerio de Educación. Ley de Monumentos Nacionales. D.S. N° 484/90 del Ministerio de Educación), Transporte de Materiales y residuos (Decreto Supremo Nº 75, de 1987) y algunos permisos ambientales sectoriales donde interesa destacar los PAS asociados a los componentes del medio biótico tales como el PAS 148 (Plan de Manejo de corta y reforestación de bosque), PAS 150 (Permiso para la intervención de especies vegetales nativas), PAS 151 (Corta de formaciones xerofíticas), 152 (Bosque nativo de preservación) y 156 (Modificación de cauce).

Aún cuando para el actual proyecto no corresponde establecer un Plan de Manejo Ambiental (Considerado sólo para proyectos que ingresen al SEIA), si se hacen necesarias acciones que permitan cumplir con la legislación ambiental atingente mencionada en el párrafo anterior. En relación a esto, el consultor recomienda algunas acciones generales que se indican en el Cuadro 16.3.3-1 y cuya implementación fue valorada económicamente de forma conservadora, y se encuentra asociada a un monto de $279.513.749.

17. PARTICIPACIÓN CIUDADANA

17.1. INTRODUCCIÓN

La Participación Ciudadana (PAC) en los proyectos de infraestructura es una orientación que facilita el diálogo entre el Estado y las personas para que los proyectos, programas y políticas respondan efectivamente a lo que la sociedad necesita, así como para que exista mayor transparencia y fiscalización de la gestión del Estado por parte de la ciudadanía y, en definitiva, para contribuir a una sociedad más democrática. Desde el año 2000, la Administración del Estado ha instruido a sus distintos servicios, para que la PAC sea incorporada en el desarrollo de los distintos proyectos e iniciativas que ejecuta.

La misión del Ministerio de Agricultura es fomentar, orientar y coordinar la actividad silvoagropecuaria del país, y en este sentido, la Comisión Nacional de Riego busca "contribuir al desarrollo de la agricultura a través del riego y drenaje, mediante la formulación e implementación de la política, estudios, programas y proyectos que aporten con un carácter inclusivo y de equidad, al mejoramiento de la competitividad de los agricultores, agricultoras y organizaciones de regantes".

El logro de la misión tanto del Ministerio como de la Comisión Nacional de Riego hacen fundamental la inclusión de la participación ciudadana en la génesis de los proyectos o estudios desarrollados en el territorio, y es por esto que toma tanta relevancia su incorporación para el presente estudio.

La incorporación oportuna de la Participación Ciudadana desde el inicio del ciclo de un proyecto tiene diversos beneficios, como el poder anticiparse a problemas y enriquecer el accionar del Ministerio de Agricultura y la Comisión Nacional de Riego; genera mayor cercanía entre la institucionalidad pública y los ciudadanos; permite ahorrar recursos y favorece la sinergia; y contribuye a profundizar la democracia. Por ello, la Participación Ciudadana adquiere importancia en este proyecto, debido a que es la instancia donde los actores involucrados en el mismo, se informan y plantean sus inquietudes, aportando al proceso de toma de decisiones. A la vez, se pueden detectar y manejar posibles conflictos, facilitando el manejo de ellos para minimizar el impacto local de las actividades relacionadas con el proyecto. La adecuada participación de los actores locales en el transcurso del proyecto favorece la inclusión de las problemáticas locales, legitimándolo frente a la comunidad, facilitando –de este modo– las actividades de monitoreo posterior.

En ese contexto, el presente informe contiene un resumen de las principales actividades desarrolladas en el componente de Participación Ciudadana como parte del estudio "Estudio de Prefactibilidad Avanzada Construcción Sistema de Riego Tralcapulli en Panguipulli", en lo que respecta al trabajo efectuado en la localidad de Tralcapulli, comuna de Panguipulli, Región de Los Ríos (XIV). El informe completo de PAC con sus respectivos anexos se incluye como documento complementario a este documento.

17.2. CONTENIDO DEL INFORME PAC

El estudio de PAC se presenta en 9 Capítulos. El contenido de cada capítulo se describe brevemente a continuación:

1. **Introducción:**Se introduce el informey los aspectos generales de éste.

2. **Resumen Ejecutivo:** Da a conocer la características generales del estudio y del proceso de participación ciudadana.

3. **Objetivos del Programa PAC.** Se incluyen tanto los objetivos generales como específicos del programa de PAC.

4. **Contextualización Social y Territorial:** Básicamente corresponde a una descripción del territorio, realizando además una breve reseña de los acontecimientos previos a la realización del presente estudio, de la Sociedad de Riego, de las comunidades indígenas y agrícolas existentes y de las instituciones que han tenido una mayor presencia en el área.

5. **Trabajo con la Comunidad y Actores Relevantes:** Recopila la información obtenida de las distintas reuniones sostenidas tanto con la comunidad como con los distintos Servicios Públicos, incluyendo la sistematización de las distintas entrevistas realizadas y los documentos de autorizaciones para ingreso a predios que fueron necesarias obtener para la realización de los distintos estudios del proyecto.

6. **Reuniones PAC:**Se incluye el detalle de todas las actividades realizadas con la comunidad y los actores relevantes

7. **Convenio 169 y Consulta Indígena:** Se exponen estos temas en respuesta a solicitudes de miembros de la comunidad.

8. **Recomendaciones y Plan PAC:** Se indican los obstáculos y facilitadores del proceso de participación ciudadana, junto con las recomendaciones para el próximo proceso de participación ciudadana para lasetapas futuras.

9. **Anexos:** Se incluye los anexos generados durante el proceso.

17.3. DESARROLLO DEL PROGRAMA DE PAC

Durante el desarrollo del programa de PAC fue posible identificar las organizaciones que están y/o estuvieron presentes en el área del proyecto y su vigencia actual Estudio. La información obtenida se resumen en Cuadro 17.3-1 y Cuadro 17.3-2.

CUADRO 17.3-1
ORGANIZACIONES EXISTENTES EN ÁRAE DE ESTUDIO

Nombre Organización	Categoria	Vigencia Directiva	Númerode Socios	Número de Familias	Presidente Comunidad
WUE RAQUINDUAM	Comunidad Indígena	Vigente Agosto 2016	16 Socios	14 Familias	Leonardo Rain Cañicura
RAIN COLLINAO DE TRALCAPULLI	Comunidad Indígena	Directiva no constituida	11 Socios	15 Familias	-
TRALCAPULLI	Comunidad Indígena	Vigente Diciembre 2017	67 Socios	59 Familias	Hernán Cayulef Rain
PEWEN ANTÚ	Comunidad Indígena	Vigente Mayo 2017	14 Socios	8 Familias	Adriana Chospe Quipaino
ANTONIO HUEITRA CATRINAO	Comunidad Indígena	Vigente julio 2016	19 Socios	14 familias	Ester HueitraLleufuman
RANGUINTULELFU	Comunidad Indígena	Directiva Expirada	25 Socios	15 familias	Fernando Rain Catrinao
CHELONCO	Asociación Indígena	Directiva Expirada	24 Socios	-	Pablo CoñuepanNishuel
WIÑO PE WIL	Asociación Indígena	Directiva Expirada	24 Socios	-	Eustaquio Rain LLeufuman
REGANTES DEL VALLE DE TRALCAPULLI	Sociedad por Acciones	Vigente	5 Socios	-	José Manuel Rain

Fuente: Elaboración propia con Información CONADI 2016

CUADRO 17.3-2
OTRAS ORGANIZACIONES SOCIALES EN LA LOCALIDAD DE TRALCAPULLI

Estado Directorio	Tipo de Organización	Nombre Organización	Presidente	Nº Socios
No Vigente	Junta De Vecinos	Tralcapulli	Pablo CoñoepanNishuel	----------
No Vigente	Comité De Vivienda	Nehuen de Tralcapulli	Alejo CaniucuraCatrian	25
No Vigente	Comité De Vivienda	Los Folles de Tralcapulli	Humberto CahuinpanCaniucura	20
No Vigente	Pequeños Agricultores	Asociación de Pequeños Productores Agrícolas "El Valle"	Carmen Mera Hidalgo	----------
No Vigente	Agrupación De Mujeres	Rayen Mapude Tralcapulli	Maria Sánchez Linares	9
No Vigente	Comité De Agua Potable	Tralcapulli	Mirella Ovalle Mera	18
No Vigente	Comité De Adelanto	Camino Angosto Tralcapull	Ruth Flores Sáez	17
No Vigente	Comité De Adelanto	Desarrollo Comunitario Tralcapulli	José Rain Lleufuman	101
No Vigente	Comité De Adelanto	Callfulican	José Rain Caniucura	------

CUADRO 17.3-2
OTRAS ORGANIZACIONES SOCIALES EN LA LOCALIDAD DE TRALCAPULLI

Estado Directorio	Tipo de Organización	Nombre Organización	Presidente	Nº Socios
No Vigente	Otras Organizaciones	Comité de Navidad de Tralcapulli	María Mera Jaramillo	------
No Vigente	Agrupaciones Juveniles	Agrupación Juvenil Ancalelfu de Tralcapulli	HectorPohlNeiman	13
No Vigente	Comité De Salud	Comité de Salud Rural de Tralcapulli	----------	----

Fuente: Municipalidad de Panguipulli 2016.

Además de lo anterior se identifican aquellas Instituciones con mayor presencia en el área, dentro de las que se tienen las siguientes:

- El Programa de Desarrollo Territorial Indígena (PDTI) es un instrumento que el INDAP pone a disposición de las familias Indígenas de pequeños productores(as) agrícolas y campesinos(as) de menores recursos, beneficiarios de INDAP, a través de los municipios. Concretamente, el programa consiste en apoyar a las comunidades indígenas y familias pertenecientes a ellas, a través de una política especial de fomento productivo conformada por componentes de asesoría técnica y educativa. Actualmente los beneficiados de Tralcapulli son aproximadamente 30 familias.
- Programa de Desarrollo de Acción Local (PRODESAL), es ejecutado en conjunto entre la Ilustre Municipalidad de Panguipulli e INDAP, a través de un convenio suscrito entre ambas entidades y que ofrece asesoría en forma gratuita, a los pequeños agricultores de la comuna de Panguipulli de escaso capital productivo. Actualmente el programa atiende a 8 familiasde Tralcapulli.

Las actividades realizadas tanto con la comunidad como con los distintos actores relevantes identificados se incluyen en el Cuadro 17.3-3 y corresponden las reuniones técnicas, visitas a terreno y entrevistas, que han permitido involucrar a la comunidad e instituciones al proyecto.

CUADRO 17.3-3
REUNIONES DE TRABAJO, ENTREVISTAS INFORMALES Y OTRAS REALIZADAS

Nº	Participantes	Cargo / Organización	Fecha	Objetivo y lugar
1	Equipo de profesionales Consultora ARRAU y Equipo Comisión Nacional de Riego (CNR) -Reunión de Trabajo CNR/ARRAU E.I.R.L-	Detalle de cargos en Anexo PAC-3. Minuta reunión.	Lunes 4 de Enero	Se efectuó la reunión de coordinación entre los profesionales de la consultora ARRAU E.I.R.L y el equipo técnico de CNR. Se presentó equipo responsable de proyecto y en particular, equipo responsable de participación ciudadana. La Comisión Nacional de Riego estableció las orientaciones generales para PAC y preciso la contraparte en la Región de los Ríos.
2	Equipo Profesional ARRAU-Dirigentes Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli -Reunión de Trabajo-	Detalle de cargos en Anexo PAC-4. Minuta reunión.	Miércoles 6 de Enero	Se efectuó visita a sector de Tralcapulli para exponer objetivos del estudio, presentar equipo de consultora y equipo PAC. Se establecen los contactos con contraparte de organización de regantes y se coordinó trabajo de terreno.
3	Equipo Profesional ARRAU-Dirigente Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli -Visita a Terreno_	Alejo Caniucura-Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli	Jueves 7 de Enero	Se efectuó la visitaapunto de captación en Río Ranguiltulelfu. Junto a dirigente de la organización de regantes (Alejo Caniucura) y equipo de profesionales ARRAU.
4	Equipo ARRAU-Equipo Municipalidad de Panguipulli -Reunión de Trabajo-	Luis Arrau-Consultora Arrau. José Lagos- Consultora Arrau. Betsabé Gallardo-Consultora Arrau. Rene Aravena-Alcalde de Municipalidad de Panguipulli. Cristian Arriagada-Director de Obras de Municipalidad de Panguipulli.	Viernes 8 de Enero	Se efectuó la visita a la municipalidad de Panguipulli para exponer objetivos del estudio, presentar equipo de consultora y equipo PAC. Se establecen los contactos con contraparte PAC municipal
5	Raúl Llancon -Entrevista Informal-	Encargado de Asuntos Indígenas de Municipalidad de Panguipulli	Jueves 7 de Enero	Se efectuó visita en la municipalidad para exponer los objetivos del estudio, presentar al equipo PAC de la consultora y establecer relación de colaboración.
6	Sra. Cristobalina Peña -Entrevista -	Encargada de Oficina Enlace de CONADI	Miércoles 6 de Enero	Se efectuó visita en la oficina CONADI-Panguipulli para exponer los objetivos del estudio, presentar al equipo PAC de la consultora y establecer relación de colaboración.
7	Presidente y Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli -Reunión de Trabajo-	José Manuel Rain-Presidente Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli Alejo Caniucura-Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli	Sábado 6 de Febrero	Reunión de coordinación en Tralcapulli para actividad PAC, entrega de resumen de proyecto y evaluación de recinto vecinal para PAC.

CUADRO 17.3-3
REUNIONES DE TRABAJO, ENTREVISTAS INFORMALES Y OTRAS REALIZADAS

Nº	Participantes	Cargo / Organización	Fecha	Objetivo y lugar
8	ARRAU- Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli -Reunión de Trabajo-	Alejo Caniucura-Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli	Domingo 7 de Febrero	Trabajo de terreno con entrega de resumen de proyecto a integrantes de organización regantes del valle deTralcapulli.
9	Sr. José Manuel Rain -Entrevista -	Presidente Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli	Sábado 6 de Febrero	Reunión de coordinación para actividad PAC y completar información inicial de área de estudio.
10	Sr.Alejo Caniucura *-Visita a Terreno -*	Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli	Sábado 6 de Febrero.	Visitar la sede vecinal de la organización de regantes para evaluar actividad PAC.
12	Sr.AlejoCaniucura *-Entrevista -*	Tesorero Organización de Regantes de Tralcapulli	Domingo 7 de Febrero	Reunión de coordinación para actividad PAC y reunir información inicial de área de estudio.
13	Benjamín Farek yJorge Jofre *-Entrevista-*	Profesionales PDTI INDAP	Lunes 11 de Febrero	Se efectuó visita en la Municipalidad de Panguipulli para exponer los objetivos del estudio, presentar al equipo PAC de la consultora y establecer relación de colaboración.
14	Cristobalina Peña *-Entrevista-*	Encargada de Oficina Enlace de CONADI	Martes 12 de Febrero	Recopilar información sobre comunidades y asociaciones indígenas en área de estudio.
15	Equipo CNR-Consultoría/CONADI Valdivia *-Reunión de trabajo -*	Leonardo Chamorro-CONADI Valdivia Pablo Pino-CNR Valdivia Cesar Navarrete-CNR Santiago Víctor Zúñiga-ARRAU E.I.R.L	Martes 12 de Febrero	Reunión informativa sobre proyecto en Tralcapulli, consultas sobre Convenio 169 y recopilar información sobre Fondo de Tierras y Aguas de CONADI.
16	Equipo Profesional ARRAU-Dirigentes Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli *-Reunión de Trabajo-*	José Manuel Rain - SpA Daniel Lincocheo - SpA Lidia Calfipán - SpA Pedro Ovalle - SpA Leonardo Rain - SpA HernánCayulef - SpA Víctor Zúñiga- SpA Betsabé Gallardo - SpA Claudia Lizana - SpA Carlos Torres - SpA EnsonLabraña – SpA	Sábado 19 de Febrero	Se efectuó reunión de coordinación con dirigentes para analizar presentación y temas a tratar en primera reunión de participación ciudadana. Concretamente se revisó el programa de actividad día 20 de marzo, revisión de presentación día 20 de marzo y explicación de los trabajos de Terreno. El detalle se encuentra en Anexo PAC-11.
17	José Manuel Rain Alejo Caniucura Daniel Lincocheo *-Aplicación piloto encuesta Agroeconómica-*	Presidente Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli Director Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli	Lunes 21 de Febrero	El objetivo del encuentro fue aplicar encuesta agronómica como piloto para evaluar y ajustar instrumento con dirigentes.

CUADRO 17.3-3
REUNIONES DE TRABAJO, ENTREVISTAS INFORMALES Y OTRAS REALIZADAS

Nº	Participantes	Cargo / Organización	Fecha	Objetivo y lugar
18	José Manuel Rain Lleufuman, Alberto Vivoras Camacho, Alejo Segundo CaniucuraCatrian, Pablo Arnoldo CoñoepanNishuel, y Héctor Daniel LincocheoLlancapan.	Presidente Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli Secretario Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli Director Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli Director Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli	Semana 11 de abril	En la semana del 11 de abril de 2016, se efectuaron reuniones entre el equipo legal y de ingeniería, con los dirigentes de la SpA, para realizar las gestiones respecto de la solicitud ante la DGA del traslado del Punto de Captación. Este trámite es necesario para la ejecución de la obra en el sector actualmente estudiado. Al mismo tiempo, el abogado Cristian Schmitt explicó a los dirigentes las implicancias que tiene la figura de una SpA, los requerimientos y formalidades que deben ser cumplidas, planteó una orientación a la forma de funcionamiento que debería tener la organización y solucionó dudas e inquietudes de los dirigentes.
19	Lidia Calfipan *-Entrevista-*	Beneficiaria de proyecto.	Jueves 13 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto
20	Manuela Rain *-Entrevista-*	Beneficiaria de proyecto.	Jueves 13 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto
21	Delia Calfipan(Socia) *-Entrevista-*	Beneficiariade proyecto.	Jueves 13 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto
22	Esteban Sepúlvedacalcipan *-Entrevista-*	Beneficiario de proyecto.	Jueves 13 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto
23	Rosalino Cahuimpan -Entrevista-	Beneficiario de proyecto.	Viernes 13 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto
24	Raúl Lloncon -Entrevista-	Encargado de Asuntos Indígenas Municipalidad de Panguipulli	Viernes 13 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto
25	HernánCallulef *-Entrevista-*	Presidente de la comunidad indígena Tralcapulli.	Viernes 13 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto

CUADRO 17.3-3
REUNIONES DE TRABAJO, ENTREVISTAS INFORMALES Y OTRAS REALIZADAS

Nº	Participantes	Cargo / Organización	Fecha	Objetivo y lugar
26	Daniel Lincocheo *-Entrevista-*	Tesorero Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli.	Sábado14 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto
27	Alberto Vivoras *-Entrevista-*	Secretario Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli.	Sábado14 de Mayo	El objetivo fue aplicar una entrevista semi-estructurada a dirigentes de sociedad de regantes, funcionarios públicos y futuros beneficiarios del proyecto
28	Equipo Profesional ARRAU- CNR-Dirigentes Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli *-Reunión de Trabajo-*	Jose Lagos-ARRAU BetsabeGallardo-ARRAU Víctor Zúñiga-ARRAU Cesar Navarrete-CNR Daniel Lincocheo - SpA Pedro Ovalle - SpA Alberto Vivoras-SpA Alejo Segundo Caniucura-SpA	Miércoles 22 de Junio	Se efectuó reunión de coordinación con dirigentes SpA, CNR y ARRAU para coordinar e informar sobre los siguientes temas: derechos de agua, criterios de selección beneficiarios, propuesta segunda reunión participación ciudadana (PAC), consulta indígena: análisis preliminar e ingreso al SEIA: análisis preliminar. La reunión se realizó en la casa del dirigente Daniel Lincocheo. El detalle se encuentra en Anexo PAC-10.
29	Equipo Profesional ARRAU- CNR-Dirigentes Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli *-Reunión de Trabajo-*	José Lagos-ARRAU Betsabé Gallardo-ARRAU Víctor Zúñiga-ARRAU Cesar Navarrete-CNR Pedro Ovalle - SpA Alberto Vivoras-SpA Alejo Segundo Caniucura-SpA Profesionales de CONADI, INDAP.CNR, Municipalidad de Panguipulli.	Jueves 23 de junio	Los objetivos del taller fueron los siguientes: - Difundir el estado de avance del estudio. - Presentar las inquietudes y dudas de la sociedad de regantes de Tralcapaulli (SpA). - Conocer opiniones, inquietudes, y sugerencias respecto del estudio. - Conocer las características principales de los programas implementados por los servicios públicos y municipales en área de estudio. El detalle se encuentra en Anexo PAC2-1, Anexo PAC 2-2 y Anexo PAC 2-3.
30	Eric Sheriff y Alicia Donoso -Contacto Informal-	Responsable sector Tralcapulli de Corporación Agraria	Jueves 23 de Junio	Acordar una fecha de entrevista y recopilar datos e información de la Corporación Agraria

CUADRO 17.3-3
REUNIONES DE TRABAJO, ENTREVISTAS INFORMALES Y OTRAS REALIZADAS

Nº	Participantes	Cargo / Organización	Fecha	Objetivo y lugar
31	Equipo Profesional ARRAU- CNR-Dirigentes Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli. -Apoyo a reunión CNR-SPA-	Víctor Zúñiga-ARRAU César Navarrete-CNR Carlos Torres_ARRAU Pedro Ovalle - SpA Alberto Vivoras-SpA Alejo Segundo Caniucura-SpA José Manuel Rain-SpA	Sábado 13 de Agosto	Se realizó un acompañamiento a reunión de entre dirigentes SpA y CNR con el propósito de coordinar e informar sobre los siguientes temas: criterios de selección beneficiarios, propuesta segunda reunión participación ciudadana (PAC), consulta indígena. La reunión se realizó en la casa del dirigente José Manuel Rain.
31	Dirigentes SpA-CNR y beneficiarios del proyecto. -Asamblea SpA-CNR-	Asistieron 67 beneficiarios Víctor Zúñiga - ARRAU César Navarrete-CNR Carlos Torres - ARRAU Pedro Ovalle - SpA Alberto Vivoras - SpA Alejo Segundo Caniucura - SpA José Manuel Rain - SpA	Domingo 14 de Agosto.	Se realizó un acompañamiento en asamblea de beneficiarios, dirigentes SpA y CNR con el propósito de informar sobre los siguientes temas: criterios de selección beneficiarios, propuesta segunda reunión participación ciudadana (PAC). La reunión se realizó en la sede vecinal de Tralcapulli.
32	Equipo Profesional ARRAU- CNR-Dirigentes Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli -Reunión de Trabajo-	José Lagos - ARRAU Betsabé Gallardo - ARRAU Víctor Zúñiga - ARRAU Carlos Torres - Arrau César Navarrete - CNR Pedro Ovalle - SpA Alberto Vivoras - SpA Alejo Segundo Caniucura - SpA José Manuel Rain - SpA	Sábado 3 de Septiembre	Se efectuó reunión de coordinación con dirigentes SpA, CNR y ARRAU para coordinar e informar sobre los siguientes temas: criterios de selección beneficiarios, propuesta segunda reunión participación ciudadana (PAC), consulta indígena, análisis preliminar e ingreso al SEIA. La reunión se realizó en la casa del dirigente José Manuel Rain.
33	Equipo Profesional ARRAU- CNR-Dirigentes Sociedad de Regantes Valle de Tralcapulli -Reunión de Trabajo-	José Lagos - ARRAU Betsabé Gallardo - ARRAU Víctor Zúñiga - ARRAU Carlos Torres - Arrau César Navarrete - CNR Pedro Ovalle - SpA Alberto Vivoras - SpA Alejo Segundo Caniucura - SpA José Manuel Rain - SpA	Sábado 25 de Marzo	Se efectuó reunión de coordinación con dirigentes SpA, CNR y ARRAU para coordinar e informar sobre los siguientes temas: resultados finales del estudio, casos especiales que se presenten en asamblea, Programa PAC3.La reunión se realizó en la casa del dirigente José Manuel Rain

Fuente: Elaboración propia.

17.4. REUNIONES PAC

En el marco del estudio se realizaron tres reuniones de participación ciudadana segúnlo establecido en la propuesta técnica y un taller de trabajo con servicios públicos.

En la reunión inicial de participación ciudadana en el marco del estudio, se abordaron los antecedentes generales del contrato, los objetivos del estudio, el programa de participación ciudadana, los antecedentes generales, las etapas siguientes, contenidos y plazos. La reunión se realizó en la jornada de la mañana del día domingo 20 de Marzo del año 2016, en la sede comunitaria de Tralcapulli, de lacomuna de Panguipulli. Esta reunión contó con una asistencia de 99 personas (45 hombres y 54 mujeres).

Posterior a ello, con fecha 23 de junio de 2016, se realizó una reunión de participación ciudadana intersectorial correspondiente a un encuentro cuyo objetivo principal fue compartir los avances del estudio con los actores institucionales relevante y tener la posibilidad de resolver inquietudes de la comunidad e incorporar sus sugerencias para analizarlas en el marco del estudio.

En la segunda reunión de participación ciudadana en el marco del estudio, se abordaron los avances del estudio, se informóel trazado propuesto y los puntos de descargas en cada predio. Se precisó los criterios de selección y los mecanismos de reclamación. Asimismo se explicó los alcances del Convenio 169 y la consulta indígena. La reunión se realizó en la jornada de la mañana del día domingo 4 de Septiembre del año 2016, en la sede comunitaria de Tralcapulli, de la comuna de Panguipulli. Esta reunión contó con una asistencia de97 personas (45 mujeres y 52 hombres).

En la tercera reunión de participación ciudadana en el marco del estudio, seinformó los resultados finales del estudio.La reunión se realizó en la jornada de la mañana del día domingo 26 de Marzo del año 2017, en la sede comunitaria de Tralcapulli, de la comuna de Panguipulli.Esta reunión contó con una asistencia de 94 personas (37 mujeres y 54 hombres).

Cabe señalar que en desarrollo del estudio el tema de la Consulta Indígena se transformó en una inquietud relevante para los integrantes de la directiva y para los futuros beneficiarios del proyecto, por lo cual este tema fue tratado en dos reuniones ampliadas. La primera de ellas, realizada el día domingo14 de Agosto, donde la directiva expuso su punto de vista a los beneficiarios del proyecto sobre la Consulta. La segunda reunión, realizada el domingo 4 de Septiembre,correspondiente a la Segunda PAC, donde la CNR expuso las características generales del Convenio 169, los principales componentes de la Consulta Indígena y la comparación con el proceso de participación ciudadana (PAC) implementado en el estudio. En esa oportunidad, se contestaron las dudas e inquietudes de los asistentes, informándoles también que durante la presente etapa del estudio no será realizada la Consulta Indígena.

17.5. RECOMENDACIONES Y PLAN PAC PARA SIGUIENTE ETAPA DE PROYECTO

Un futuro proceso de participación ciudadana vinculado al proyecto "Construcción Sistema de Riego Tralcapulli en Panguipulli" debe garantizar un adecuado flujo de información entre la CNR y los principales actores involucrados en el proyecto.

En primer lugar, con la actual organización "Sociedad de Regantes de Tralcapulli". Los integrantes de la organización poseen una buena capacidad de vinculación y legitimación con los habitantes de Tralcapulli, por lo que deberían asumir algún rol la próxima etapa del proyecto, quizás con un nivel menor de intensidad pero no desapareciendo por completo del escenario del proyecto. Si bien, la actual organización tiene una figura jurídica (Sociedad por Acciones) que dificulta el proceso de postulación a financiamiento estatal, deberá existir algún tipo de organización que represente a los beneficiarios, ya que este proyecto será postulado de forma colectiva.

Caber resaltar que las organizaciones a las que se refiere la Ley 18.450, corresponden a aquellas definidas en el Código de Aguas, vale decir, Juntas de Vigilancia, Asociaciones de Canalistas y Comunidades de Agua o Drenaje. En este caso, si bien la Sociedad de Regantes de Tralcapulli conforma una Sociedad por Acciones, la cual no está descrita en la Ley; el funcionamiento efectivo corresponde a una "Organización de Pequeños Agricultores", la cual aparece mencionada en el Artículo 4° del Reglamento de la Ley 18.450.

Para ese escenario descrito y por la expresa petición de los actuales dirigentes de la SpA, se propone la búsqueda de nuevos liderazgos que asuman algunas de las tareas que surjan en la próxima etapa del proyecto. El proyecto diseñado cuenta con todos los antecedentes administrativos necesarios para la presentación a los distintos mecanismos que el Estado dispone para fomentar la pequeña agricultura (Ley 18.450, INDAP, Gobierno Regional, etc.). Con esa información disponible, se puede generar cursos de capacitación que involucre el desarrollo de las habilidades y conocimientos que requieren estos nuevos líderes locales.

Cabe señalar que mientras no se adopte una decisión respecto de financiamiento de las obras, se debe reforzar en el discurso institucional de la CNR que la finalización del presente estudio no significa necesariamente la construcción inmediata del proyecto, aclarando que la decisión dependerá de la factibilidad de conseguir apoyo en los distintos mecanismos que dispone el Estado para subsidiar, bonificar o financiar este tipo de proyectos. Aquel discurso ya se encuentra internalizado (al menos entre los dirigentes), quienes han asumido una postura activa tendiente a sensibilizar a las autoridades regionales y comunales respecto a la necesidad apoyar esta obra.

En el caso de que la decisión sea favorable a la construcción, se debe informar la forma de financiamiento de las obras. Cada una de las posibles alternativas difiere respecto del aporte que deban realizar los agricultores. Esta última situación adquiere mayor relevancia en la medida que existe, aparte de los costos ya mencionados, los gastos en la operación y mantención del sistema de riego. Por ello, la realización de talleres que expliciten las opciones y alcances de las distintas opciones de financiamiento, puede resultar un espacio de interés para la comunidad de regantes.

Se requiere involucrar a la I. Municipalidad de Panguipulli, especialmente por el vínculo existente entre los distintos departamentos municipales(Oficina de Asuntos indígenas, Organizaciones Comunitarias, Prodesal, etc.) que tienen un contacto con los agricultores de Tralcapulli y son beneficiarios de sus programas.La información que el estudio logró reunir es un insumo muy relevante para la planificación municipal. Para la etapa de construcción y operación, se requerirá de cursos de capacitación, asesoría y acompañamiento, que la municipalidad puede brindar por su cercanía territorial y permanente contacto con los agricultores de Tralcapulli.

Se requiere involucrar a los servicios públicos especializados como CONADI, INDAP, DGA, GORE,CORE entre otros, para profundizar las vinculaciones y lazos de los organismos mencionados, ya que ellos disponen de los recursos financieros y humanos, para apoyar a los beneficiarios y su organización, en las futuras etapas del proyecto (construcción y operación). Así,para mantener una relación fluida con éstos y otros actores que adquirirán protagonismo en el proceso de materialización del proyecto, se recomienda repetir la experiencia del Taller Interinstitucional realizado,para mantener el flujo de información y facilitar la coordinación entre los distintos actores.

En función de lo recabado en el presente estudio, no existen agrupaciones y/o organizaciones contrarias al proyecto. Solo es posible mencionar que existen algunos dirigentes y ex dirigentes que pueden solicitar que se active un proceso de consulta indígena por el Convenio 169, previo a la construcción de la obra. Sin embargo, frente a la eventualidad de esa petición, se sugiere mantener una posición inclusiva, que sea capaz de mantener informada a la comunidad y de acoger sus inquietudes tal como se hizo en proceso PAC actual. La validación social de la obra está garantizada, situación que puede servir como respaldo frente a cualquier potencial cuestionamiento que pueda surgir en el futuro. Más aun considerando que las inquietudes de quienes solicitan la Consulta, como algunos de los dirigentes de las comunidades indígenas Tralcapulli y WueRaquinduam, en cuanto a la protección de los sitios de significación religiosa y cultural, ya fue incorporada en el proyecto.

Un aspecto que se debe seguir desarrollando corresponde a las capacidades de las organizaciones existentes y futuras, tanto la actual Sociedad de Regantes (SpA) como una posible Comunidad de Aguas, donde se requieren diversos cursos de capacitación en relación al manejo eficiente de un sistema de riego como el propuesto. El nivel actual de conocimiento y experiencia de los dirigentes sobre las materias relacionadas con una obra de riego de la envergadura propuesta, necesitan una rápida intervención desde el punto de vista organizacional. Ayudará a este propósito,que la postulación del proyecto se realizará en dos años calendario distinto, teniendo así el tiempo suficiente para realizar las capacitaciones señaladas. En esa misma dirección, también se recomienda la búsqueda y capacitación de nuevos líderes locales, que puedan asumir gradualmente algunas de las tareas que hoy están concentradas solo en los cinco dirigentes de la SpA.

El beneficio más importante de este proyecto es el aumento en la seguridad de riego. Lo anterior, permite por una parte, mejorar la expresión del potencial productivo de los cultivos, además de incorporar cultivos de mayor rentabilidad que sin la seguridad de riego necesaria presentarían un alto riesgo a la inversión. De esta forma e imaginando que el proyecto se haya concretado en un tiempo razonable y existan mayores posibilidades de comercialización agrícola, se cree necesario generar capacitaciones tendientes a la configuración de modelos más asociativos de comercialización,

que aprovechen el tejido social existente y posibiliten que los pequeños agricultores cuenten con mejores condiciones de posicionamiento en el mercado.

Respecto de los propietarios de los terrenos a los cuales se pedirá la servidumbrey que también han manifestado su apoyo al proyecto, pues también serán beneficiados con la mayor seguridad de riego asociada a la obra, deberán ser informados de las características y limitaciones que tiene la servidumbre asociada a los proyectos de riego. Más aún, cuando al inicio del proyecto, la directiva de la SpA solicitó que dichas servidumbres fuesen gratuitas. Se requerirá que las futuras intervenciones en el sector deberán ser permanentemente informadas, considerando que pueden existir propietarios que estén en desacuerdo con dicha gratuidad y pidan ser compensados monetariamente, generando un posible conflicto con la comunidad.

También se recomienda coordinar con los organismos públicos pertinentes la reparación de la sede vecinal de Tralcapulli, de tal forma que pueda transformarse en el lugar para las capacitaciones, reuniones y espacio de información para la comunidad. El preparar la sede con las condiciones mínimas de equipamiento (electricidad, agua potable, sillas, etc.) permitirá facilitar todo el proceso de participación ciudadana en la etapa de construcción.

Finalmente, en la etapa siguiente del proyecto, debería resaltarse el carácter intercultural del proyecto, destacando que beneficia a mapuches y no mapuches por igual, permitiendo que ambos grupos que conviven en un mismo territorio, se vean beneficiados. En este aspecto, se necesita apoyar programas complementarios para fortalecer la identidad del pueblo mapuche con la puesta en valor de los sitios de significación cultural detectados en el estudio como asimismo implementar iniciativas que fortalezcan las relaciones entre mapuches y no mapuches, permitiendo disminuir los conflictos en la siguiente etapa de construcción y operación.

18. PRESUPUESTO DE LAS OBRAS

18.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presenta el presupuesto de la Construcción del Sistema de Riego de Tralcapulli en Panguipulli.

Este apartado incluye:

- Precios Unitarios
- Cotizaciones
- Cubicaciones
- Presupuesto

18.2. PRECIO UNITARIO

El precio unitario consiste en el desglose de cada ítem utilizado para elaborar una partida, siendo el conjunto de ellas, lo necesario para la construcción del sistema de riego.

En este sentido, se ha considerado el rendimiento del ítem incluidos, en la partida de manera de cumplir con la unidad de medida.

En el Anexo 18-1 Precios Unitarios, se incluyen los siguientes desgloses:

a) **Listado de Recursos:** Es el conjunto de elementos individuales con el precio unitario, en relación a su unidad de medida para la comercialización. Se consigna que además se incluye el factor social, que permitirá la generación del valor social del recurso a utilizar.

b) **Precio Unitario:** Listado de recursos, que conforman una partida. El listado de recursos posee su precio comercial, por lo que en su conjunto, generan el precio unitario en función de su rendimiento. Al poseer un factor social, se genera igualmente, un valor social.

c) **Lista de Precios Unitarios:** Es el orden de precios unitarios con su respectivo valor privado y social.

d) **Cámaras:** En este proyecto, se han considerado sectores regulados por medio de mecanismos que están protegidos en cámaras de válvulas. En este documento, se han discretizado por cada cámara los mecanismos componentes de cada una de ellas. Igualmente, se incluyen sus partidas anexas a la ejecución de las mismas, en el caso de las cámaras menores.

18.3. COTIZACIONES

En Anexo 18-2 se incluyen las cotizaciones, las que se han recopilado en relación a la información entregada por distintos proveedores de los recursos que serán utilizados en la construcción de la red. Se encuentran en forma ordenada, según su materia respectiva.

18.4. CUBICACIÓN

El Anexo 18-3 contiene las cubicaciones de las partidas involucradas en la construcción del sistema de riego, ordenadas en las siguientes hojas o pestañas:

- Esponjamiento: Se entrega la explicación del esponjamiento, de manera de tener la base, en relación al tipo de suelo de la zona.
- Cubicaciones Mov. Tierras: Se incluye el movimiento de tierras para la instalación de las tuberías en cada tramo. Éstas fueron determinadas mediante el software CIVIL DESIGN y se consideró entre cada perfil transversal simulado, con una distancia entre ellos de 100 m.

  El volumen determinado, se ha calculado, en base a una zanja abierta de profundidad de 1,80 m y su ancho basal es de 0,60 m (Ancho de la pala Esto se repite en cada tramo de la red), excepto donde se encuentran tuberías dobles, que por ende, el ancho basal, también lo es.
- Cub. OOCC GRANDES: Se presenta la cubicación de las obras civiles grandes, en el mismo orden de presentación en la red. En ellas se determinan sólo los hormigones H-25 a utilizar.

  Para efectos de presupuesto, en el caso de éstas, se consideran en forma independiente las partidas involucradas (Hormigones, emplantillados), ya que la cubicación de las enfierraduras, están dentro de los planos de estructuras.

  La forma de su cubicación, es geométrica, considerando subdivisiones dentro del elemento, que posea una figura básica, de manera de poder calcular el volumen de ella, en forma simple, es decir, largo, ancho y alto, de figuras conocidas y sencillas (Rectángulos y cuadrados principalmente).

  a) Bocatoma: Se detalla la Bocatoma, en cuanto a su forma. La cubicación realizada, es geométrica, considerando largo, ancho y sección, y el resultado, es el volumen de hormigón a necesitar (Plano OBR-TRAL-01 PLANTA Y DETALLES BOCATOMA y OBR-TRAL-02 PLANTA Y DETALLES BOCATOMA). La cantidad de kilos de las distintas enfierraduras a utilizar, están indicadas en plano ESTR-TRAL-01.

  b) Enrocado de protección: Aun cuando el cálculo del enrocado, es por peso y su indicación en el plano, es en la misma unidad de medida, la comercialización de éste es por medida de volumen, por lo que se revisa la geometría de la disposición, para calcular el volumen del material a utilizar. La disposición de éste, se puede observar en el plano OBR-TRAL-01 y OBR-TRAL-02.

c) Geotextil no tejido: Previo a la instalación del Enrocado, se ha de instalar una capa de geotextil no tejido, como lo indica el plano OBR-TRAL-02 PLANTA Y DETALLES BOCATOMA. La cubicación del material, viene dado por la presentación del mismo (rollo) en relación a su ancho, por lo que su cubicación es por metro cuadrado.

d) Desarenador (Incluye canal de entrega, desarenador, cámara de carga y canal de descarga): La geometría de todas estas obras, corresponden a una sola estructura, sin embargo, cada sector está definido por distintas dimensiones y por ende su función. La cubicación, se realiza en forma geométrica, en forma seccionada. El detalle de la forma, se encuentra en el plano OBR-TRAL-03 DESARENADOR Y CAMARA DE CARGA y la enfierradura se encuentra en el planos ESTR-TRAL-02 a ESTR-TRAL-05.

e) Cámara de Inicio: Es la primera gran obra a continuación del desarenador. La cubicación que se encuentra en el Anexo y corresponde a la cantidad de hormigón a utilizar, puesto que la cantidad de enfierradura vienen indicado en los planos de estructuras correspondiente, en este caso plano ESTR-TRAL-06. La forma está en el plano OBR-TRAL-05 CAMARA DE INICIO

f) Cámara Corta Presión n°1: La cubicación de la cámara corta presión n°1, es geométrica, en relación a su plano de formas (ver plano OBR-TRAL-06 CAMARA CORTA PRESION N°1), de manera que se puede calcular el volumen de hormigón a utilizar en su confección. La cantidad de kilos de enfierradura, se indica en el plano ESTR-TRAL-07.

g) Cámara Entrada a Tranque: La geometría de la esta cámara permite los valores para su cubicación. El detalle de su forma, está en el plano OBR-TRAL-09 CAMARA ENTRADA A TRANQUE y el detalle de las enfierraduras, se encuentra en el plano ESTR-TRAL-08.

h) Cámara de Toma Tranque: Esta pequeña cámara, se encuentra dentro del tranque, y su función es captar el agua, para ser conducida por una tubería. La forma y ubicación, se encuentra en el plano OBR-TRAL-11 TRANQUE DE REGULACION

i) Vertedero: Esta obra, está ubicada en forma opuesta a la red, y su función, es verter los excedentes eventuales que se puedan aportar al Tranque. El detalle de la forma, se encuentra en el plano OBR-TRAL-11 TRANQUE DE REGULACION. El cálculo de la cubicación es todo geométrica

j) Cámara de Salida de Tranque: La cubicación de ésta es geométrica, al igual que todas las demás. Las características de su forma y su ubicación se encuentra en el plano OBR-TRAL-12 CAMARA DE SALIDA DE TRANQUE, en tanto, la parte estructural, se encuentra en el plano ESTR-TRAL-09, donde se encuentra la cuantía de la enfierradura.

k) Cámara Corta presión n°2: La cubicación de ésta, es igualmente geométrica, por lo que se hace el detalle de cada ítem considerado. El plano de formas,

corresponde al OBR-TRAL-13 CAMARA CORTA PRESION N°2 en tanto que la estructura se encuentra en el plano ESTR-TRAL-10.

- Cub. OOCC CHICAS (CÁMARAS):

  Este archivo, corresponde a la cubicación de las cámaras menores ubicadas en el trazado, que estructuralmente, corresponden a 3 tipos. En cada una de ellas se indica el uso que posee dentro de la red.

  a) Cámara Tipo 1: Esta obra corresponde a la que se utiliza como cámara de Corte de Emergencia, Cámara de Cruce de Camino N°1 y N°2.

     Su cubicación es geométrica (largo, ancho, alto) por cada sección indicada (Losa, Muro, Radier).

  b) Cámara Tipo 2: Esta obra, es la utilizada en el caso de las Cámaras de Vialidad N°1, Vialidad N°2, Cámara Ventosas, Cámara Desagüe, Entregas Tramo 5 a 5-1, Entregas Tramo 5 a 5-2, Entregas Tramo 5 a 6, Entregas Tramo 7 a 7-1, Entregas Tramo 7 a 8, Entregas Tramo 8 a 8-1.

     Su cubicación es geométrica (largo, ancho, alto) por cada sección indicada (Losa, Muro, Radier).

  c) Cámara Tipo 3: Esta obra, es la utilizada en el caso de las Cámaras de Entrega Tramo 4 a 5, y cámara de Desague tipo 2.

     Su cubicación es geométrica (largo, ancho, alto) por cada sección indicada (Losa, Muro, Radier).

- Cub. Tuberías: En este apartado, se presenta el cuadro resumen de los diámetros de tuberías, con su respectivo kilometraje de inicio y de finalización del tramo. Igualmente se presente al diámetro y su respectiva presión nominal (PN) y el largo según el diámetro seleccionado hidráulicamente. (El cuadro completo de la determinación de cada diámetro, PN y longitud por tramo, se presenta en el capítulo 13 del estudio).

  En relación a los largos y diámetros, se encuentran asociadas partidas que se indican en el presupuesto, como lo son la Excavación para la instalación de la tubería, la cama de apoyo de arena, que es indicada en los planos como una altura de 0,1 m, generando un volumen de arena requerido.

  Igualmente, se relacionan con los volúmenes necesarios para el relleno a mano, que debe ser 0,3 m por sobre la clave. Esta zona, debe ser compactada con maquinaria manual, con el fin de no dañar la tubería.

  Posterior a ello, es necesario considerar el relleno compactado con maquinaria, volumen que está cubicado, en relación a los diámetros y anchos de zanja de cada tramo.

  Por último, se presenta el volumen considerado para el transporte a botadero, indicándose que corresponde al 20% del material utilizado en el relleno a máquina.

- Cub. Machones: En esta hoja, se encuentra la cubicación de todos los machones, diferenciados entre los verticales y los horizontales de la red y su ubicación geo referenciada.

  Cada tipo de Machón, tiene su cubicación individual, en relación al tipo, considerando la cantidad de emplantillado, hormigón H-25 y enfierraduras.

- Cub. Mecanismos: Corresponde al despiece de todos los mecanismos utilizados en cada una de las cámaras de la red, dispuestas en forma secuencial.

  Esto implica, el detalle de cada una de las piezas requeridas para el correcto funcionamiento de la red. En cuanto a su uso, se ha de revisar el Manual de Operaciones del Sistema y en cuanto a la instalación de ellos, se ha de revisar las ETE y ETG del presente proyecto.

18.5. PRESUPUESTO

En base a los antecedentes señalados previamente, se construye el presupuesto de la red de Riego presurizado de Tralcapulli.

La composición de éste, está diseñado en forma secuencial, considerando como partida general: Instalación de faenas, Sector de Inicio, Tranque, Sector 1, Sector 2, Ensayos de Laboratorio y Letrero.

Dentro de cada una de ellas, se hace mención a cada una de las partidas necesarias para el suministro, instalación y funcionamiento de la tubería en cada tramo, las unidades de medida de éstas, los precios unitarios, el valor privado de la misma, el precio unitario social y su respectivo valor social de la partida.

Finalmente, se incluyen los costos directos de las obras, a los cuales se les incorpora las utilidades y gastos generales, los que generan el costo neto. Luego, se considera el costo de la inspección técnica de las obras, obteniéndose el costo total de ejecución de las mismas.

El detalle del presupuesto, se incluye en el Anexo 18-4 PPTO-TRAL.

En el Cuadro 18.5-1 se presenta el resumen del presupuesto.

Cabe señalar que el valor que se indica por tramo incluye las cámaras de ventosas, cámaras de desagüe, cámaras de cruce de camino, machones y todos los elementos que en dicho tramo se encuentren, de acuerdo a lo que indican los planos.

CUADRO 18.5-1
RESUMEN PRESUPUESTO DE PROYECTO

DETALLE		Monto Precio Privado ($)	Monto UF	Monto Precio Social ($)	Monto UF
COSTO DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS					
I	**OBRAS CIVILES**				
a	Bocatoma	77.564.827	2.953	75.483.938	2.874
b	Cámara de Carga (Canal entrega, Cámara de Carga, Desarenador, Canal de Entrega)	20.618.457	785	19.381.391	738
c	Cámara de Inicio	19.486.986	742	18.930.364	721
d	Tramo 1	147.746.468	5.625	141.205.595	5.376
e	Cámara Corta Presión N°1	9.453.299	360	9.151.000	348
f	Tramo 2	239.060.005	9.102	229.181.172	8.726
g	Tramo 2-1	96.876.171	3.688	91.912.949	3.499
h	Tranque	168.496.625	6.415	163.508.768	6.225
i	Tramo 3	73.576.856	2.801	70.825.770	2.697
j	Cámara Corta Presión N°2	18.253.898	695	17.881.008	681
k	Tramo 4	603.099.845	22.962	586.369.344	22.325
l	Tramo 5	160.593.737	6.114	154.260.591	5.873
m	Tramo 5-1	17.939.646	683	16.885.861	643
n	Tramo 5-2	44.726.938	1.703	42.425.918	1.615
o	Tramo 6	113.939.150	4.338	109.800.394	4.180
p	Tramo 7	236.568.662	9.007	225.629.638	8.591
q	Tramo 7-1	52.879.585	2.013	50.025.098	1.905
r	Tramo 8	109.662.716	4.175	104.724.812	3.987
s	Tramo 8-1	40.063.271	1.525	37.800.367	1.439
II	**OTROS COSTOS**				
a	Instalación de Faenas	304.930.300	11.610	294.872.328	11.227
b	Entregas Prediales	37.176.120	1.415	36.972.600	1.408
c	Ensayos de Laboratorio	3.283.113	125	2.232.517	85
d	Letrero	155.000	6	155.000	6
	Utilidades	311.538.201	11.861	299.953.971	11.420
	Gastos Generales	498.753.699	18.989	498.753.699	18.989
Subtotal Costo Ejecución de las obras		**3.406.443.576**	**129.696**	**3.298.324.092**	**125.579**
COSTO DE INSPECCIÓN, ESTUDIO Y PREPARACIÓN					
I	**Inspección Técnica de Obra**				
	Costo de Inspección Técnica de Obras (1 persona 1 vez por semana)	9.600.000	366	7.200.000	274
II	**Estudios**				
	Costos Servidumbre y Trámites Legales	15.000.000	571	15.000.000	571
	Costos de Medidas y Acciones Ambientales (etapa construcción)	185.490.219	7.062	185.490.219	7.062
	Capacitación Uso del Sistema	6.500.000	247	6.500.000	247
III	**Preparación Proyecto**				
III	Postulación	3.250.000	124	3.250.000	124
Subtotal Costo de Inspección, Estudio y Preparación		**219.840.219**	**8.370**	**217.440.219**	**8.279**

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	**3.626.283.795**	**138.066**	**3.515.764.311**	**133.858**

Fuente: Elaboración propia

19. EVALUACIÓN ECONÓMICA Y ANÁLISIS FINANCIERO

19.1. EVALUACIÓN ECONÓMICA

19.1.1. Introducción

En este capítulo se presenta la evaluación económica del proyecto, considerándose los costos y beneficios determinados en las distintas etapas del estudio. El análisis incluye el cálculo de los indicadores para diferentes alternativas de proyectos (en caso de existir) para luego desarrollar análisis de sensibilidad y de riesgo a la mejor alternativa con mejores resultados. Las especificaciones y requerimientos de estos métodos se basan en los siguientes documentos.

- Normas de evaluación indicadas en los Términos de Referencias.
- Manual para el Desarrollo de Grandes Obras de Riego (CNR, 2013)
- Metodología para la Formulación y Evaluación Socioeconómica de Embalses y Obras Hidráulicas Anexas con Fines Múltiples (MIDEPLAN, 2011).
- Metodología de Valoración de Embalses y Obras Hidráulicas Anexas en Uso (MIDEPLAN, 2011).

19.1.2. Indicadores de Rentabilidad

El principal indicador de rentabilidad en la evaluación de proyectos corresponde al Valor Actual Neto (VAN), el que se priorizará al momento de seleccionar la alternativa óptima económica. Esto es debido a que es un indicador que permite comparar la rentabilidad en términos absolutos de proyectos con inversiones de distinta magnitud. Además, como complemento, se determinará la Tasa Interna de Retorno (TIR), VAN/Inversión (VAN/I) y razón n/k. Estos indicadores son comúnmente utilizados en este tipo de evaluación, pero presentan dificultades para comparar proyectos con distinto nivel de inversión.

En general, el VAN se calcula con la siguiente ecuación:

$$VAN = \sum_{i=1}^{30} \left(\frac{B_i - O_i - I_i}{(1+r)^i} \right) - I \qquad \text{Ec. 19-1}$$

Donde:

VAN	:	Valor actual neto
B	:	Beneficios del proyecto
I_0	:	Inversión inicial
O_i	:	Operación y mantención anual al año i
I_i	:	Inversión anual (durante el período de construcción)
r	:	Tasa de descuento

Por otra parte, la TIR se calcula como la tasa de descuento que hace que el VAN sea igual a cero:

$$\sum_{i=1}^{30} \left(\frac{B_i - O_i - I_i}{(1+TIR)^i} \right) - I_0 = 0 \qquad \text{Ec. 19-2}$$

Adicionalmente el IVAN se calcula como la razón entre el VAN calculado anteriormente y la inversión actualizada (I_{act}) dada por:

$$I_{act} = \sum_{i=1}^{30} \frac{I_i}{(1+r)^i} + I_0 \qquad \text{Ec. 19-3}$$

Por último, el coeficiente de Guttinger queda dado por:

$$n/_k = \frac{\sum_i Flujos\ Actualizados\ Positivos_i}{|\sum_i Flujos\ Actualizados\ Negativos_i|} \qquad \text{Ec. 19-4}$$

Cuando n/k es >1, el proyecto es rentable.

19.1.3. Condiciones de evaluación

Los parámetros básicos para el cálculo de estos indicadores son los costos de inversión y mantenimiento, el beneficio anual esperado y las tasas de descuento, que corresponde a un 12% y 6%, a precios de mercado y sociales, respectivamente. Se considera un horizonte de evaluación igual a 30 años, y no se consideran impuestos de ningún tipo. Por último, los presupuestos están evaluados con moneda del 1/11/2016, cuyos valores son:

UF	26.263,20
US$ (Dólares de USA)	651,18

19.1.4. Métodos de Evaluación

La evaluación económica se realiza con el **Método del Presupuesto**, el cual es el más tradicional. En este método el agua es considerada un insumo de la producción de otro bien, en este caso los cultivos regados. De esta forma, el beneficio del proyecto se traduce en las diferencias de la producción agrícola, en términos de los márgenes netos económicos, que se estiman a raíz de la utilización del agua en situaciones Con y Sin Proyecto.

19.1.5. Descripción de las alternativas de proyecto a evaluar

Para efectos de esta evaluación económica, se considera solo una alternativa de proyecto, correspondiente al trazado al sistema de riego propuesto en el estudio de ingeniería, que contiene las obras de captación, acumulación y distribución del agua a la zona de riego de Tralcapulli.

19.1.6. Costos

19.1.6.1. Introducción

Los costos considerados en el análisis económico son los siguientes:

- Obras civiles, que incluyen:
    - Bocatoma
    - Tuberías de distribución
    - Obras de regulación y acumulación
    - Entregas prediales
    - Equipos para la gestión del sistema de riego.

- Costos de operación y mantenimiento del sistema de riego.
- Costos relacionados con medidas de mitigación, manejo, monitoreo y compensación ambiental.

19.1.6.2. Costos de las Obras Civiles

Los costos de las obras se presentan en forma resumida en el Cuadro 19.1.6.2-1, tanto a precios privados como sociales, sin incluir IVA.

CUADRO 19.1.6.2-1
RESUMEN COSTOS OBRAS CIVILES (Mill. $)

Item		Valor (Mill $)	
		Precios Privados	**Precios Sociales**
A	Instalación de Faenas	304,9	294,9
B	Sector Inicio (Bocatoma hasta antes de Tranque)	610,8	585,2
C	Tranque, Tramo 3 y CCP2	260,3	252,2
D	Sector 1 (Tramo 4, 5, 5-1, 5-2, 6)	940,3	909,7
E	Sector 2 (Tramo 7, 7-1, 8, 8-1, Entregas Prediales)	476,4	455,2
F	Ensayos de Laboratorio	3,3	2,2
G	Letrero	0,2	0,2
Subtotal Costo Directo		**2.596,2**	**2.499,6**
Utilidades		311,5	300,0
Gastos Generales		498,8	498,8
COSTO TOTAL OBRAS		**3.406,4**	**3.298,3**

Fuente: Elaboración propia a partir de Estudio de Ingeniería.

19.1.6.3. Costos de Operación

El costo de operación anual se presenta en el Cuadro 19.1.6.3-1.

CUADRO 19.1.6.3-1
COSTO DE OPERACIÓN ANUAL (mill. $)

ÍTEM	Valor
Red y Válvulas	9,6
Cámaras y obras anexas	2,2
Tranque	2,3
Bocatoma	1,4
Operación Directa del Sistema	8,0
Total Costo Operación y Mantención	**23,5**

Fuente: Elaboración propia a partir de Estudio de Ingeniería.

19.1.6.4. Costos Ambientales

Los costos ambientales asociados a las obras fueron definidos en el Estudio de Análisis Ambiental. En el Cuadro 19.1.6.4-1, se resumen estos costos.

CUADRO 19.1.6.4-1
COSTOS AMBIENTALES (mill. $)

Construcción (Año 0)	Operación (Año 1)
185,49	94,02

Fuente: Elaboración propia a partir de Estudio de Análisis Ambiental.

19.1.6.5. Costos Anexos

Existe un último grupo de costos, los que se relacionan con tramitaciones y procedimientos administrativos y logísticos para viabilizar la construcción y operación de las obras. En el Cuadro 19.1.6.5-1, se resumen estos costos.

CUADRO 19.1.6.5-1
COSTOS LEGALES Y ADMINISTRATIVOS (mill. $)

Item	Valor (Mill $)	
	Precios Privados	Precios Sociales
Inspección Técnica de Obra	9,6	7,2
Servidumbre y Trámites Legales	15,0	15,0
Capacitación Uso del Sistema	6,5	6,5
Honorarios y Costos de Postulación	3,3	3,3
Total Costos Anexos	**34,4**	**32,0**

Fuente: Elaboración propia a partir de Estudio de Ingeniería.

19.1.7. Beneficios

19.1.7.1. Introducción

En esta sección se presentan y describen brevemente los beneficios directos considerados para la evaluación, los cuales en este caso corresponden a los generados por la agricultura de riego resultante del nuevo suministro de agua.

19.1.7.2. Beneficios Derivados del Riego

El beneficio más importante de este proyecto es el aumento en la seguridad de riego. Lo anterior, en Situación Con Proyecto, permite por una parte mejorar la expresión del potencial productivo de los cultivos, además de incorporar cultivos de mayor rentabilidad los que sin la seguridad de riego necesaria presentarían un alto riesgo a la inversión.

El beneficio agroeconómico neto del proyecto se obtiene a partir de la sustracción entre los márgenes netos de las Situaciones Con y Sin Proyecto. Los valores de los márgenes se presentan

en el Estudio Agroeconómico, en el cual también se entrega la información detallada según predio promedio, nivel tecnológico y sectores de riego.

Dentro del estudio Agroeconómico se elaboraron dos escenarios de Situación Con Proyecto.

- **Escenario 1:** Situación en la cual, luego del periodo de adaptación, todos los agricultores implementan agricultura de riego con métodos localizados.
- **Escenario 2:** Situación en la cual los agricultores del Sector 2 (zona más plana del área de estudio) implementan en una parte de su área regada cultivos y praderas regadas gravitacionalmente. En el caso de los cultivos anuales se centra en chacras regadas por surcos. Por su parte la incorporación al riego de praderas mixtas y naturales se proyectan en tendido, ya que lo que se pretende es mejorar los rendimientos actuales de dichos terrenos e incentivar en forma gradual e incipiente una ganadería más intensiva que la actualmente desarrollada.

Los flujos agroeconómicos, en términos del valor actual, fueron más positivos para el Escenario 1, por lo que son estos valores los que se utilizan en la presente evaluación económica.

En términos generales el efecto del proyecto se refleja en un importante aumento de superficie con 85% de seguridad de riego, llegando a 248 ha en el Escenario 1.

Por otra parte, en el Cuadro 19.1.7.2-1 se presenta un resumen, a precios de mercado (privados) y sociales, con los beneficios asociados al riego, en términos del flujo económico neto con respecto a la Situación Sin Proyecto.

CUADRO 19.1.7.2-1
BENEFICIOS ASOCIADOS AL RIEGO (MILL $)

Año	Precios de Mercado			Precios Sociales		
	SSP	SCP	Flujo Neto	SSP	SCP	Flujo Neto
0	20,9	20,9	0,0	38,6	38,6	0,0
1	21,0	-176,1	-197,2	38,8	-155,9	-194,6
2	21,2	-145,6	-166,9	39,0	-121,6	-160,5
3	21,5	-132,4	-153,8	39,3	-104,0	-143,2
4	21,8	-160,4	-182,2	39,7	-123,1	-162,7
5	22,2	-112,2	-134,4	40,1	-59,3	-99,4
6	22,4	32,7	10,2	40,3	103,9	63,5
7	22,5	46,2	23,7	40,4	138,4	98,0
8	22,5	312,8	290,3	40,4	431,1	390,7
9	12,8	524,7	511,8	29,4	666,8	637,4
10	16,0	534,4	518,4	32,5	706,9	674,4
11	18,5	797,9	779,4	35,9	991,3	955,4
12	20,9	980,7	959,8	38,4	1.197,5	1.159,1
13	22,5	920,2	897,7	40,4	1.154,6	1.114,2
14	22,5	1.111,2	1.088,7	40,4	1.356,1	1.315,6
15	22,5	1.095,5	1.072,9	40,4	1.342,2	1.301,7
16	22,5	968,9	946,3	40,4	1.215,3	1.174,9
17	22,5	994,0	971,5	40,4	1.238,4	1.197,9
18	22,5	999,6	977,1	40,4	1.236,9	1.196,5

CUADRO 19.1.7.2-1
BENEFICIOS ASOCIADOS AL RIEGO (MILL $)

Año	Precios de Mercado			Precios Sociales		
	SSP	SCP	Flujo Neto	SSP	SCP	Flujo Neto
19	22,5	786,5	764,0	40,4	1.015,7	975,3
20	22,5	928,3	905,8	40,4	1.154,7	1.114,3
21	22,5	921,8	899,3	40,4	1.145,2	1.104,8
22	12,8	833,3	820,5	29,4	1.055,4	1.026,0
23	16,0	899,4	883,4	32,5	1.121,8	1.089,3
24	19,4	1.001,6	982,2	36,5	1.230,6	1.194,0
25	20,9	934,4	913,4	38,4	1.172,5	1.134,0
26	22,5	1.092,0	1.069,5	40,4	1.335,4	1.295,0
27	21,6	1.084,5	1.062,9	39,8	1.326,9	1.287,2
28	22,5	903,2	880,7	40,4	1.134,7	1.094,3
29	22,5	856,0	833,4	40,4	1.075,8	1.035,4
30	22,5	839,0	816,5	40,4	1.049,9	1.009,5
VAN	**168,9**	**2.279,3**	**2.110,4**	**530,6**	**8.299,3**	**7.768,7**

Fuente: Elaboración propia. a partir del estudio agroeconómico.

19.1.8. Resultados de la Evaluación Económica

Los resultados de la evaluación económica del proyecto se entregan en el Cuadro 19.1.8-1 a precios privados y sociales.

Se observa, en primer lugar, que el proyecto es económicamente factible a precios sociales, situación que cambia si se analizan los resultados a precios privados.

Los resultados específicos se encuentran en el Anexo 19-1.

CUADRO 19.1-1
RESULTADOS EVALUACIÓN

Precios	VAN (MM $)	IVAN	VAN/Sup (MM $/ha)	n/k	TIR (%)
Privados	-610,6	-0,27	-2,5	0,81	10,51%
Sociales	5.099,0	2,50	20,6	2,57	12,48%

Fuente: Elaboración propia.

19.1.9. Análisis de Sensibilidad

Al hacer cualquier evaluación económica, siempre hay un elemento de incertidumbre asociado a las variables y alternativas que se estudian, lo que dificulta una toma de decisiones con mayor seguridad. Una forma de disminuir o dimensionar esta incertidumbre es a través un análisis de sensibilidad, que busca identificar las variables que más afectan el resultado económico de un proyecto y la magnitud de su incidencia.

Como primer paso, el Cuadro 19.1.9-1 muestra el cambio que experimenta el VAN, a precios sociales, ante la variación del 10% de las partidas involucradas en la evaluación económica, a fin de conocer las que repercuten más en la rentabilidad del proyecto. De este cuadro se puede

observar que la variable que más incide en la rentabilidad es el ingreso agrícola, cuya elasticidad con respecto al VAN social es igual a 3,896. La segunda variable con mayor importancia es el costo de las obras. Las restantes variables tienen un efecto marginal.

CUADRO 19.1.9-1
ANÁLISIS DE INCIDENCIA DE LAS VARIABLES
EN LA RENTABILIDAD DEL PROYECTO

Ítem Evaluación	Variación	VAN0 (MM $)	VAN1 (MM $)	ΔVAN (MM $)	Elasticidad
Ingresos Agrícolas	10,00%	4.072,2	4.069,1	-3	2,52
Costos Obras	10,00%	4.072,2	3.765,3	-307	-0,754
Costos Operación	10,00%	4.072,2	4.039,9	-32	-0,079
Costos Ambientales	10,00%	4.072,2	4.044,7	-27	-0,067
Costos Anexos	10,00%	4.072,2	4.069,1	-3	-0,008

Fuente: Elaboración propia.

Las variaciones necesarias para lograr un VAN nulo son muy altas para los ingresos agrícolas y altas para el costo de las obras, lo que es coherente con la rentabilidad calculada de las alternativas. Por otra parte, variaciones en los otros costos no tienen una elasticidad muy alta, lo que significa que no son muy relevantes en su efecto en la rentabilidad de las obras.

Un análisis de sensibilidad adicional consiste en modificar la gradualidad de los cambios en la Situación Con Proyecto, los que se desprenden de la incorporación de los cultivos que conforman el nuevo uso del suelo.

Dada lo anterior se confeccionó un escenario denominado “temprano” en donde la incorporación de los cultivos fuera más rápida que la estimada inicialmente, y otro “tardío” en el cual los cambios se producen en forma más lenta. El Cuadro 19.1.9-2 muestra las tasas de incorporación utilizadas en cada caso.

Estas tasas tienen repercusión en la gradualidad de la incorporación de la superficie, costos indirectos, habilitación de suelos, inversión en riego tecnificado, asistencia técnica y la estabilización de los márgenes brutos.

Los flujos agroeconómicos netos a precios sociales a partir de este análisis se resumen en el Cuadro 19.1.9-3 para precios sociales.

Usando la información anterior, se presenta en el Cuadro 19.1.9-4 el análisis de sensibilidad para la incorporación de la tierra a la agricultura de riego, el que muestra que si la gradualidad de los cambios sucede en un periodo menor, el efecto de aumento de los beneficios agrícolas en los primeros años provoca que la rentabilidad del proyecto aumente.

CUADRO 19.1.9-2
TASAS DE INCORPORACIÓN CULTIVOS ESCENARIOS DE INCORPORACIÓN AGRÍCOLA

Año	C. Anuales y frutales existentes E1 Y E2			Año	C. anuales y frutales existentes E3, E4 Y E5		
	Base	Temprano	Tardío		Base	Temprano	Tardío
0	0	0	0	0	0	0	0
1	5	10	5	1	5	10	5
2	20	25	15	2	25	30	20
3	30	50	25	3	35	40	30
4	50	60	35	4	50	50	50
5	65	75	50	5	70	70	65
6	75	85	65	6	85	80	75
7	85	90	75	7	95	100	85
8	90	100	85	8	100	100	90
9	100	100	90	9	100	100	100
10	100	100	100	10	100	100	100
11	100	100	100	11	100	100	100
Año	Frutales			Año	Praderas		
	Base	Temprano	Tardío		Base	Temprano	Tardío
0	0	0	0	0	0	0	0
1	5	5	5	1	10	20	10
2	15	20	10	2	20	40	20
3	25	30	15	3	35	40	35
4	35	50	25	4	50	60	50
5	50	65	35	5	70	80	75
6	65	75	50	6	80	100	80
7	75	85	65	7	100	100	90
8	85	90	75	8	100	100	100
9	90	100	85	9	100	100	100
10	100	100	90	10	100	100	100
11	100	100	100	11	100	100	100

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 19.1.9-3
FLUJOS AGROECONÓMICOS ESCENARIOS DE INCORPORACIÓN AGRÍCOLA (mill. $)

Año	Flujos Agroeconómico		
	Base	Temprano	Tardío
0	0,0	0,0	0,0
1	-194,6	-192,5	-194,6
2	-160,5	-252,4	-76,4
3	-143,2	-129,9	-138,3
4	-162,7	-176,0	-130,4
5	-99,4	-89,1	-86,5
6	63,5	130,2	-44,0
7	98,0	279,1	-35,3
8	390,7	508,2	239,7
9	637,4	725,9	365,8
10	674,4	994,8	628,8
11	955,4	1.066,1	769,4
12	1.159,1	1.199,4	992,6
13	1.114,2	1.288,5	1.023,0
14	1.315,6	1.295,1	1.165,9
15	1.301,7	1.275,5	1.135,5
16	1.174,9	1.247,3	1.185,1
17	1.197,9	1.118,4	1.105,7
18	1.196,5	1.034,4	1.094,4
19	975,3	1.055,7	959,3
20	1.114,3	1.006,1	970,7
21	1.104,8	1.078,0	929,2
22	1.026,0	1.121,9	959,2
23	1.089,3	1.093,9	927,4
24	1.194,0	1.212,3	1.036,7
25	1.134,0	1.240,4	977,9
26	1.295,0	1.287,6	1.142,8
27	1.287,2	1.295,9	1.086,7
28	1.094,3	1.136,6	1.109,1
29	1.035,4	971,0	1.025,5
30	1.009,5	741,2	965,0

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 19.1.9-4
ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD
ESCENARIOS DE INCORPORACIÓN DE AGRÍCOLA

Escenario	VAN Social (MM $)	TIR (%)
Temprano	4.547,3	10,88%
Tardío	2.996,3	9,32%

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados confirman la incidencia significativa de los ingresos agrícolas en la rentabilidad del proyecto.

Finalmente se ha evaluado el cambio del VAN social ante una variación de la tasa de descuento y el periodo de ejecución de las obras, resultados que se muestran en el Cuadro 19.1.9-5. En este caso destaca que a medida que el proyecto demora más en ejecutarse el VAN social disminuye.

CUADRO 19.1.9-5
ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD
TASA DE DESCUENTO SOCIAL Y PERIODO DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Ítem Evaluación	Valor	VAN Social (MM $)
Tasa de Descuento Social	**4%**	8.466,8
	8%	2.837,2
Período de Ejecución de las Obras	**2 Años**	3.593,2
	3 Años	3.139,0

Fuente: Elaboración propia

19.1.10. Indicadores Adicionales

19.1.10.1. Introducción

En esta sección se presentan resultados que no son contemplados o percibidos en forma explícita en la evaluación económica, pero que dependen de ésta. En específico, se analiza la generación de empleo agrícola, la rentabilidad predial, el ingreso agropecuario per cápita[1] y los impuestos captados por el Estado.

19.1.10.2. Generación de Empleo

En el Cuadro 19.1.10.2-1 es posible observar el balance de la generación de empleo agrícola permanente y temporal entre la Situación Actual y la Situación Con Proyecto, en el cual destaca el crecimiento anual de 21,22% del empleo temporal femenino. A esto se suma el aumento de las jornadas temporales masculinas en un 16,58% al año.

Como se hace mención anteriormente, la demanda de mano de obra producto del desarrollo de agricultura de riego en las dimensiones propuestas requiere de un análisis pertinente de abordar en un estudio posterior de factibilidad producto que la demanda de mano de obra supera largamente a la oferta de este recurso en la zona.

[1] Por sobre el ingreso por remuneraciones

CUADRO 19.1.10.2-1
GENERACIÓN DE EMPLEO AGRÍCOLA

Tipo Jornada	SA	SCP	Variación		
			Nº	% Total	% Anual
Jornadas Anuales Totales					
Masculinas	2.541	33.837	31.296	1231,6%	16,45%
Femeninas	1.258	34.137	32.879	2614,4%	21,43%
Jornadas Anuales Permanentes					
Masculinas	395	4.722	4.327	1095,5%	15,71%
Femeninas	21	1.575	1.554	7375,8%	28,89%
Empleos Mensuales Permanentes					
Masculinos	2	17	15	750,0%	13,42%
Femeninas	1	6	5	500,0%	11,12%
Jornadas Anuales Temporales					
Masculinas	2.146	29.115	26.969	1256,7%	16,58%
Femeninas	1.237	32.562	31.325	2533,3%	21,22%

Fuente: Elaboración propia

19.1.10.3. Rentabilidad por Hectárea Productiva

La rentabilidad por hectárea productiva consiste en el cuociente entre el beneficio ocasionado por el proyecto y el número de hectáreas beneficiadas.

La rentabilidad para cada una de las situaciones se presenta en el Cuadro 19.1.10.3-1. En Situación Con Proyecto se produce un incremento de 43,7% en relación a la rentabilidad de la situación Sin Proyecto.

CUADRO 19.1.10.3-2
RENTABILIDAD POR HECTÁREA PRODUCTIVA

Situación	A - Rentabilidad Promedio Área de Estudio ($)	B -Superficie Física Cultivada Riego (ha)	C- Rentabilidad por Hectárea ($) (A/B)	D - Incrementos (%)
Sin Proyecto	20.906.230	11,4	1.839.537	-
Con Proyecto	655.736.555	248,0	2.644.099	43,7

Fuente: Elaboración propia a partir de flujos agroeconómicos.

19.1.10.4. Ingreso Per Cápita Asignable al Sector Agropecuario

El ingreso per cápita asignable al sector agropecuario consiste en el cuociente entre el beneficio ocasionado por el proyecto y el número de agricultores beneficiados con el mismo.

El ingreso per cápita de la Situación Con Proyecto se incrementa en 2.501,8% en relación a la Situación Sin Proyecto, lo que coincide con las mayores utilidades por encima de las remuneraciones de la labor agrícola actual. Esta información se presenta en el Cuadro 19.1.10.4-1.

CUADRO 19.1.10-3
INGRESO PER CÁPITA

Situación	A - Rentabilidad Promedio Área de Estudio ($)	B- Número de Agricultores	C - Ingreso Per Cápita ($) (A/B)	D - Ingreso Per Cápita mensual ($) (C/12)	E - Incrementos (%)
Sin Proyecto	20.906.230	120	174.219	14.518	-
Con Proyecto	655.736.555	145	4.532.741	377.728	2.501,8

Fuente: Elaboración propia a partir de flujos agroeconómicos.

19.1.10.5. Generación de Impuestos

La generación de impuestos corresponde al impuesto generado por el incremento de la utilidad producto de la entrada en funcionamiento del proyecto.

Al respecto la generación de impuestos producto de la construcción de obras se incrementa en un 3.909,1% al pasar de $5,0 millones en Situación Actual a $201,2 millones en Situación Con Proyecto (ver Cuadro 19.1.10.5-1).

CUADRO 19.1.10-4
GENERACIÓN IMPUESTOS

Situación	A - Utilidad Promedio Área de Estudio	B - Impuestos ($) (A*0,24)	C - Incrementos (%)
Sin Proyecto	20.906.230	5.017.495	-
Con Proyecto	838.154.048	201.156.972	3.909,1

Fuente: Elaboración propia a partir de flujos agroeconómicos.

19.1.11. Externalidades

Además de los efectos antes descritos se pueden mencionar otros, que debido a sus características propias o por lo complejidad no han podido ser considerados dentro de la evaluación económica:

- **Medio construido:** No se detectan efectos significativos en los asentamientos humanos, ya que el proyecto se encontrará principalmente enterrado.

- **Medio Ambiente y Paisaje:** Los efectos en el medio ambiente deben ser minimizados y monitoreados en concordancia con lo indicado posteriormente en el Análisis Ambiental.

- **Futuro de la Agricultura:** Tal como ha sido concebida el área de expansión agrícola, ésta tiene un potencial de transformase en pequeño polo de desarrollo comunal, en donde los productores tengan mejores posibilidades de comerciar su cultivos a un mejor precios, tanto en los poblados cercanos, como también construyendo sinergias con el sector turismo de Panguipulli, Coñaripe y Pucón.

19.1.12. Momento Óptimo de la Inversión

El momento óptimo de inversión se obtiene al comparar el VAN de invertir en el momento n versus hacerlo en el momento n+1. La premisa fundamental para que este cálculo sea posible de realizar es que los beneficios netos anuales posibles sean independientes del momento de inicio del proyecto, es decir que su evolución y gradualidad de incorporación no dependan de la construcción del proyecto, sino de la evolución de la demanda o una variación en el mercado los insumos. Un ejemplo claro de lo anterior sucede en los proyectos de agua potable o alcantarillado, en los cuales, dependiendo del año de entrada en vigencia de la obra, podrá abastecer una demanda que depende del aumento poblacional. En el proyecto en estudio los beneficios agrícolas dependen en forma radical de la construcción de la obra, por lo que no resulta pertinente este cálculo. En este caso el momento de realización de la obra dependerá de la comparación del proyecto con otros dentro de la cartera del inversionista, en este caso el Estado[2].

19.1.13. Conclusiones

Los resultados de la evaluación económica muestran que el proyecto es viable desde el punto de social, por lo que **se recomienda su construcción.** Dentro de los motivos para los resultados favorables destaca el cambio radical de los ingresos agrícolas del área de estudio, debido a la incorporación de áreas actualmente dedicadas a la ganadería y la agricultura de secano al riego localizado.

De esta forma, se puede apreciar que a precios privados o de mercado el VAN llega a $ -610,6 millones (TIR 10,51%), el que no resulta rentable. No obstante, a precios sociales el proyecto alcanza un VAN de $ 5.099,0 millones, rentabilidad que solo está en riesgo si se modifica en forma significativa el ingreso o el costo agrícola, las variables con mayor incidencia en la rentabilidad del proyecto.

Finalmente, cabe destacar que el efecto positivo del proyecto se aprecia con fuerza en otras variables tales como el empleo agrícola permanente y eventual, con crecimientos anuales por sobre el 10%, la rentabilidad de los terrenos y los beneficiarios, además de la obtención de impuestos por parte del Estado.

19.2. ANÁLISIS FINANCIERO

19.2.1. Financiamiento y Aporte de Usuarios

19.2.1.1. Alcances Legales

En el presente proyecto la línea de financiamiento preferente es la establecida en la Ley 18.450 sobre fomento de la inversión en riego y drenaje, cuya última modificación se realizó el año 2013.

[2]Referencias a esta justificación se encuentran disponibles en a) Brealey, R. y Myers, S. "Fundamentos de Financiación Empresarial"- 8a Edición. Mc Graw-Hill, 2006. b) Fontaine, E.R., "Evaluación Social de Proyectos", Publisher México: Pearson Educación de México, Edición 13a. Ed. 2008 y c) Contreras, E. "Apuntes de Evaluación de Proyectos". Universidad de Chile - Departamento de Ingeniería Industrial FCFM, Magister en Gestión y Políticas Públicas. 2012.

El Artículo 1º de la Ley señala que el Estado, por intermedio de la Comisión Nacional de Riego, bonificará los proyectos de riego o drenaje de pequeños productores agrícolas, a quienes la ley orgánica del Instituto de Desarrollo Agropecuario defina como tales, hasta un máximo de 90% del costo del proyecto.

El mismo Artículo 1º indica que en el caso en que los postulantes sean organizaciones de usuarios definidas por el Código de Aguas o comunidades de aguas y de obras de drenaje que hayan iniciado su proceso de constitución, podrán presentar proyectos de un valor de hasta 250.000 unidades de fomento, que beneficien en conjunto a sus asociados, comuneros o integrantes. Como complemento, en el Artículo 3º se señala que si las organizaciones se encuentran integradas a lo menos por un 70% de pequeños productores agrícolas se podrá optar a un máximo de 90% de bonificación, porcentaje que variará dependiendo del valor de la obra.

Dado lo expuesto anteriormente, y según lo acordado con la CNR, los agricultores del área de estudio, agrupados en la Sociedad de Regantes de Tralcapulli SpA, además de corresponder a pequeños productores de manera individual, serán considerados como una "Organización de Pequeños Agricultores" (Artículo 4° del Reglamento de la Ley Nº 18.450, Decreto 95 del Ministerio de Agricultura, 2015), pudiendo acceder al financiamiento para proyectos de hasta 250.000 unidades de fomento, a pesar de que en estricto rigor su figura legal no corresponde a ninguna de las organizaciones de usuarios definidas por el Código de Aguas.

19.2.1.2. Bonificación

Con el fin de no generar un desajuste en el presupuesto anual de los concursos de la Ley 18.450, para estimar el monto bonificado específico asignable al proyecto se ha supuesto que **administrativamente** la postulación del mismo se realizará en dos años calendario distintos, a pesar de que su construcción puede realizarse en menos de 12 meses. Para ello, los costos de las obras correspondientes al Sector 1 de riego se consideraron en el segundo año calendario de postulación (Cuadro 19.2.1.2-1).

CUADRO 19.2.1.2-1
PRESUPUESTO OBRA POR AÑO CALENDARIO

Ítem	Precios Privados	
	Año 1	Año 2
Costos Obras		
Instalación de Faenas	304.930.300	0
Sector Inicio (Bocatoma hasta antes de Tranque)	610.806.213	0
Tranque, Tramo 3 y CCP2	260.327.380	0
Sector 1 (Tramo 4, 5, 5-1, 5-2, 6)	0	940.299.316
Sector 2 (Tramo 7, 7-1, 8, 8-1, Entregas Prediales)	476.350.355	0
Ensayos de Laboratorio	1.933.724	1.349.389
Letrero	0	155.000
Subtotal Costo Directo	**1.654.347.971**	**941.803.705**
Utilidades	198.521.756	113.016.445
Gastos Generales	249.376.850	249.376.850
Costo Total Obras	**2.102.246.576**	**1.304.196.999**

CUADRO 19.2.1.2-1
PRESUPUESTO OBRA POR AÑO CALENDARIO

Ítem	Precios Privados	
	Año 1	Año 2
Costos Anexos		
Inspección Técnica de Obra	5.097.847	2.902.153
Servidumbre y Trámites Legales	9.558.463	5.441.537
Capacitación Uso del Sistema	4.142.001	2.357.999
Honorarios y Costos de Postulación	1.625.000	1.625.000
Total Costos Anexos	**20.423.310**	**12.326.690**
Costos Ambientales (*)		
Medidas y Acciones Ambientales (construcción)	118.200.092	67.290.127
Total Costos Ambientales	**118.200.092**	**67.290.127**
COSTO TOTAL CONSTRUCCIÓN PROYECTO	**2.241.889.549**	**1.384.394.246**
	3.624.683.794	

Fuente: Elaboración propia a partir de Estudio de Ingeniería.

Posteriormente, utilizando la tabla para Organización de Pequeños Agricultores presente en el Artículo 4° del Reglamento de la Ley Nº 18.450 se puede estimar el monto factible de bonificar del proyecto en estudio para cada año (Cuadros 19.2.1.2-2 y 19.2.1.2-3).

CUADRO 19.2.1.2-2
BONIFICACIÓN DE ACUERDO A LEY 18.450
AÑO 1 POSTULACIÓN

Valor Proyecto (desglose en UF)	Tramo	Bonificación (%)		Bonificación (UF)	
		Tramo	Efectiva al costo máximo del tramo	Tramo	Efectiva al costo máximo del tramo
30,000	0 a 30.000	90%	90%	27.000	27.000
30,000	30.001 a 60.000	85%	88%	25.500	26.400
25,362	60.001 a 90.000	80%	85%	20.259	21.525
Total a Bonificar Ley 18.450				**72.759**	**74.925**
				85,3%	87,8%

Fuente: Elaboración propia a partir del Artículo 4° del Reglamento de la Ley Nº 18.450

De lo anterior se tiene que el valor máximo a bonificar por parte de la Ley 18.450 corresponde como máximo a UF 121.892 (88,3% del costo de las obras). Considerando que el porcentaje máximo de bonificación que este tipo de proyectos puede recibir por parte de los organismos del estado es de 90%, es decir, UF 124.212, los interesados pueden solicitar UF 2.320 a otras líneas de financiamiento, tales como INDAP, CONADI o el gobierno Regional (Cuadro 19.2.1.2-4). Excepcionalmente, dependiendo de la asignación especial de fondos regionales o del nivel central, se podría alcanzar niveles de subsidio superiores al 90%.

CUADRO 19.2.1.2-3
BONIFICACIÓN DE ACUERDO A LEY 18.450
AÑO 2 POSTULACIÓN

Valor Proyecto (desglose en UF)	Tramo	Bonificación (%)		Bonificación (UF)	
		Tramo	Efectiva al costo máximo del tramo	Tramo	Efectiva al costo máximo del tramo
30.000	0 a 30.000	90%	90%	27.000	27.000
22.690	30.001 a 60.000	85%	88%	19.287	19.967
Total a Bonificar Ley 18.450				**46.287**	**46.967**
				87,8%	89,1%

Fuente: Elaboración propia a partir del Artículo 4° del Reglamento de la Ley Nº 18.450

CUADRO 19.2.1.2-4
RESUMEN BONIFICACIÓN

Ítem	Valor (UF)		
	Año 1	Año 2	Total
Total Obras	85.324	52.690	138.014
Subsidio 90%	76.791	47.421	124.212
Máxima Bonificación CNR	74.925	46.967	121.892
Otras Fuentes de Financiamiento para llegar a 90%	1.866	454	2.320

Fuente: Elaboración propia.

19.2.2. Capacidad de pago Beneficiarios

19.2.2.1. Supuestos

En paralelo con la determinación del monto bonificado del proyecto, resulta importante analizar la capacidad de pago de los distintos tipos de agricultores por el mismo, independiente del mecanismo final de financiamiento elegido. Para este fin se han contemplado los siguientes supuestos:

- Las obras asociadas al riego se construyen en el primer año del horizonte de evaluación[3] (año 0), correspondiendo al segundo período el inicio de la situación con proyecto.

- Se contempla la adopción por parte de los agricultores de un crédito a 20 años para el pago de las obras. Se ha calculado el pago potencial con **tres Escenarios de tasas,** 4,5% (tasa blanda presente en créditos INDAP), 8% y 12% (más cercano a las tasas bancarias).

- La tasa de descuento es de un 12%, al igual que la evaluación económica privada.

[3] Vale la pena destacar la diferencia entre el año del horizonte de evaluación y la postulación según año calendario descrita en el Acápite 19.1.2.

- Los valores de ingresos agropecuarios, costos directos de la actividad agropecuaria, costos indirectos, margen neto y margen neto corregido por el efecto hidrológico, para las situaciones Con y Sin proyecto, corresponden a los valores de mercado determinados, para cada predio tipo, en la estudio agroeconómico del estudio.

- El capital de trabajo considerado para las situaciones Sin y Con Proyecto corresponde a un 20% de los costos indirectos, otros costos y las inversiones de los tres primeros años, el que es financiado mediante crédito a 10 años con una tasa de interés anual de un 8,0%, en cuotas iguales.

- Se ha supuesto que la realización del proyecto debe permitir, a cada predio tipo, entregar al propietario una cierta rentabilidad por su actividad, que representa su sustento familiar. De esta forma se ha definido, para el diferencial de flujos entre las situaciones Sin y Con Proyecto. El factor así definido se aplica anualmente a la utilidad después del impuesto. Dado el nivel tecnológico existente, se adopta para todos los estratos una utilidad de 10%.

19.2.2.2. Resultados

Al aplicar estos supuestos se obtuvieron los resultados presentados en los Cuadros 19.2.2.2-1 a 19.2.2.2-3 a nivel de predio promedio, hectárea y predio expandido, respectivamente. El detalle se presenta en el Anexo 19-2.

Al analizar los resultados presentados, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se observa que casi todos los estratos de tamaño predial tienen problemas de flujo de caja en algún momento del proyecto, aunque la mayor parte de los años son rentables.

- Como es de esperar, a medida que la tasa de interés para el pago del proyecto aumenta el subsidio necesario también lo hace, encontrándose valores promedio para el área de estudio que van de 53,7 a 73,4% de subsidio.

- El subsidio necesario es a lo menos de un 36,2% (Escenario tasa 4,5%), y para el estrato 1, el de menor tamaño, llega en todos los Escenarios a un 100%.

Un análisis especial es el que tiene relación la capacidad de pago con los derechos de aprovechamiento de agua asignados a cada usuario y por estrato (Cuadro 19.2.2-4). En este sentido destacar que los subsidios necesarios en general aumentan con respecto a los análisis de superficies en los estratos E1 y E2, a diferencia de lo que sucede en los estratos E3 y E4, donde el comportamiento es más diverso.

CUADRO 19.2.2.2-1
CAPACIDAD DE PAGO POR PREDIO PROMEDIO

Sector	Estrato	Tasa 4,5%				Tasa 8%				Tasa 12%			
		Valor inicial a Pagar ($)	Valor Dispuesto a Pagar ($)	Valor a Subsidiar ($)	Subsidio (%)	Valor inicial a Pagar ($)	Valor Dispuesto a Pagar ($)	Valor a Subsidiar ($)	Subsidio (%)	Valor inicial a Pagar ($)	Valor Dispuesto a Pagar ($)	Valor a Subsidiar ($)	Subsidio (%)
1	E1	242.991	0	242.991	100,00	321.935	0	321.935	100,00	423.165	0	423.165	100,00
	E2	1.066.709	362.637	704.072	66,00	1.413.269	362.637	1.050.632	74,34	1.857.659	362.637	1.495.022	80,48
	E3	3.353.937	1.582.168	1.771.768	52,83	4.443.587	1.582.168	2.861.419	64,39	5.840.836	1.582.168	4.258.667	72,91
	E4	6.015.565	2.955.147	3.060.418	50,87	7.969.944	2.955.147	5.014.797	62,92	10.476.026	2.955.147	7.520.879	71,79
2	E1	307.684	0	307.684	100,00	407.646	0	407.646	100,00	535.827	0	535.827	100,00
	E2	1.347.907	574.223	773.684	57,40	1.785.825	574.223	1.211.602	67,85	2.347.362	574.223	1.773.140	75,54
	E3	4.220.562	2.693.319	1.527.243	36,19	5.591.768	2.693.319	2.898.449	51,83	7.350.052	2.693.319	4.656.733	63,36
	E4	7.004.013	4.050.535	2.953.478	42,17	9.279.527	4.050.535	5.228.992	56,35	12.197.396	4.050.535	8.146.861	66,79
Área de Expansión AE		1.685.393	730.089	955.304	56,68	2.232.956	730.089	1.502.866	67,30	2.935.090	730.089	2.205.001	75,13

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 19.2.2.2-2
CAPACIDAD DE PAGO POR HECTÁREA

Sector	Estrato	Tasa 4,5%				Tasa 8%				Tasa 12%			
		Valor inicial a Pagar ($/ha)	Valor Dispuesto a Pagar ($/ha)	Valor a Subsidiar ($/ha)	Subsidio (%)	Valor inicial a Pagar ($/ha)	Valor Dispuesto a Pagar ($/ha)	Valor a Subsidiar ($/ha)	Subsidio (%)	Valor inicial a Pagar ($/ha)	Valor Dispuesto a Pagar ($/ha)	Valor a Subsidiar ($/ha)	Subsidio (%)
1	E1	1.123.596	0	1.123.596	100,00	1.488.637	0	1.488.637	100,00	1.956.727	381.976	1.574.751	80,48
	E2	1.123.596	381.976	741.619	66,00	1.488.637	381.976	1.106.661	74,34	1.956.727	530.039	1.426.688	72,91
	E3	1.123.596	530.039	593.557	52,83	1.488.637	530.039	958.598	64,39	1.956.727	551.967	1.404.760	71,79
	E4	1.123.596	551.967	571.629	50,87	1.488.637	551.967	936.671	62,92	1.956.727	0	1.956.727	100,00
2	E1	1.123.596	0	1.123.596	100,00	1.488.637	0	1.488.637	100,00	1.956.727	478.664	1.478.063	75,54
	E2	1.123.596	478.664	644.932	57,40	1.488.637	478.664	1.009.974	67,85	1.956.727	717.014	1.239.713	63,36
	E3	1.123.596	717.014	406.582	36,19	1.488.637	717.014	771.623	51,83	1.956.727	649.794	1.306.933	66,79
	E4	1.123.596	649.794	473.802	42,17	1.488.637	649.794	838.844	56,35	1.956.727	381.976	1.574.751	80,48
Área de Expansión AE		1.123.596	486.726	636.869	56,68	1.488.637	486.726	1.001.911	67,30	1.956.727	486.726	1.470.000	75,13

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 19.2.2.2-3
CAPACIDAD DE PAGO POR PREDIO EXPANDIDO

Sector	Estrato	Tasa 4,5%				Tasa 8%				Tasa 12%			
		Valor inicial a Pagar ($)	Valor Dispuesto a Pagar ($)	Valor a Subsidiar ($)	Subsidio (%)	Valor inicial a Pagar ($)	Valor Dispuesto a Pagar ($)	Valor a Subsidiar ($)	Subsidio (%)	Valor inicial a Pagar ($)	Valor Dispuesto a Pagar ($)	Valor a Subsidiar ($)	Subsidio (%)
1	E1	2.915.890	0	2.915.890	100,00	3.863.224	0	3.863.224	100,00	5.077.983	0	5.077.983	100,00
	E2	36.268.101	12.329.658	23.938.443	66,00	48.051.138	12.329.658	35.721.480	74,34	63.160.414	12.329.658	50.830.757	80,48
	E3	26.831.493	12.657.347	14.174.145	52,83	35.548.697	12.657.347	22.891.350	64,39	46.726.686	12.657.347	34.069.339	72,91
	E4	72.186.779	35.461.765	36.725.014	50,87	95.639.329	35.461.765	60.177.564	62,92	125.712.312	35.461.765	90.250.547	71,79
	Total	**138.202.262**	**60.448.770**	**77.753.492**	**56,26**	**183.102.388**	**60.448.770**	**122.653.618**	**66,99**	**240.677.395**	**60.448.770**	**180.228.625**	**74,88**
2	E1	4.922.938	0	4.922.938	100,00	6.522.337	0	6.522.337	100,00	8.573.231	0	8.573.231	100,00
	E2	36.393.491	15.504.010	20.889.481	57,40	48.217.265	15.504.010	32.713.255	67,85	63.378.779	15.504.010	47.874.769	75,54
	E3	29.543.933	18.853.233	10.690.700	36,19	39.142.374	18.853.233	20.289.141	51,83	51.450.365	18.853.233	32.597.132	63,36
	E4	28.016.053	16.202.140	11.813.914	42,17	37.118.107	16.202.140	20.915.967	56,35	48.789.583	16.202.140	32.587.443	66,79
	Total	**98.876.415**	**50.559.383**	**48.317.032**	**48,87**	**131.000.083**	**50.559.383**	**80.440.699**	**61,41**	**172.191.958**	**50.559.383**	**121.632.575**	**70,64**
Área de Expansión AE		41.573.038	18.008.874	23.564.164	56,68	55.079.580	18.008.874	37.070.706	67,30	72.398.891	18.008.874	54.390.017	75,13
Total General		**278.651.714**	**129.017.027**	**149.634.688**	**53,70**	**369.182.051**	**129.017.027**	**240.165.024**	**65,05**	**485.268.244**	**129.017.027**	**356.251.217**	**73,41**

Fuente: Elaboración propia.

CUADRO 19.2.2.2-4
CAPACIDAD DE PAGO POR L/S

Sector	Estrato	Tasa 4,5%				Tasa 8%				Tasa 12%			
		Valor inicial a Pagar ($/L/s)	Valor Dispuesto a Pagar ($/L/s)	Valor a Subsidiar ($/L/s)	Subsidio (%)	Valor inicial a Pagar ($/L/s)	Valor Dispuesto a Pagar ($/L/s)	Valor a Subsidiar ($/L/s)	Subsidio (%)	Valor inicial a Pagar ($/L/s)	Valor Dispuesto a Pagar ($/L/s)	Valor a Subsidiar ($/L/s)	Subsidio (%)
1	E1	2.786.517	0	2.786.517	100,00	3.691.821	0	3.691.821	100,00	4.852.682	0	4.852.682	100,00
	E2	2.786.517	454.400	2.332.117	83,69	3.691.821	454.400	3.237.420	87,69	4.852.682	454.400	4.398.282	90,64
	E3	2.786.517	1.808.192	978.325	35,11	3.691.821	1.808.192	1.883.628	51,02	4.852.682	1.808.192	3.044.490	62,74
	E4	2.786.517	2.727.828	58.689	2,11	3.691.821	2.727.828	963.992	26,11	4.852.682	2.727.828	2.124.854	43,79
2	E1	2.786.517	0	2.786.517	100,00	3.691.821	0	3.691.821	100,00	4.852.682	0	4.852.682	100,00
	E2	2.786.517	825.982	1.960.535	70,36	3.691.821	825.982	2.865.838	77,63	4.852.682	825.982	4.026.700	82,98
	E3	2.786.517	2.356.654	429.863	15,43	3.691.821	2.356.654	1.335.166	36,17	4.852.682	2.356.654	2.496.028	51,44
	E4	2.786.517	5.400.713	0	0,00	3.691.821	5.400.713	0	0,00	4.852.682	5.400.713	0	0,00
Área de Expansión AE		2.786.517	1.095.735	1.690.782	60,68	3.691.821	1.095.735	2.596.085	70,32	4.852.682	1.095.735	3.756.947	77,42

Fuente: Elaboración propia.

19.2.3. Análisis Comparativo

Tal como se presenta en la Figura 19.2.3-1, la capacidad de pago de los agricultores puede ser contrastada con el subsidio efectivo a entregar por la Ley 18.450. En este caso destaca que, excepto para los beneficiarios pertenecientes al Estrato 1 de tamaño predial (28 agricultores que poseen menos de 1 ha regable), el subsidio de 88,32% estimado es superior a la capacidad de pago de los agricultores, lo que se traduce en un beneficio importante que potencia aún más el desarrollo económico del área de estudio.

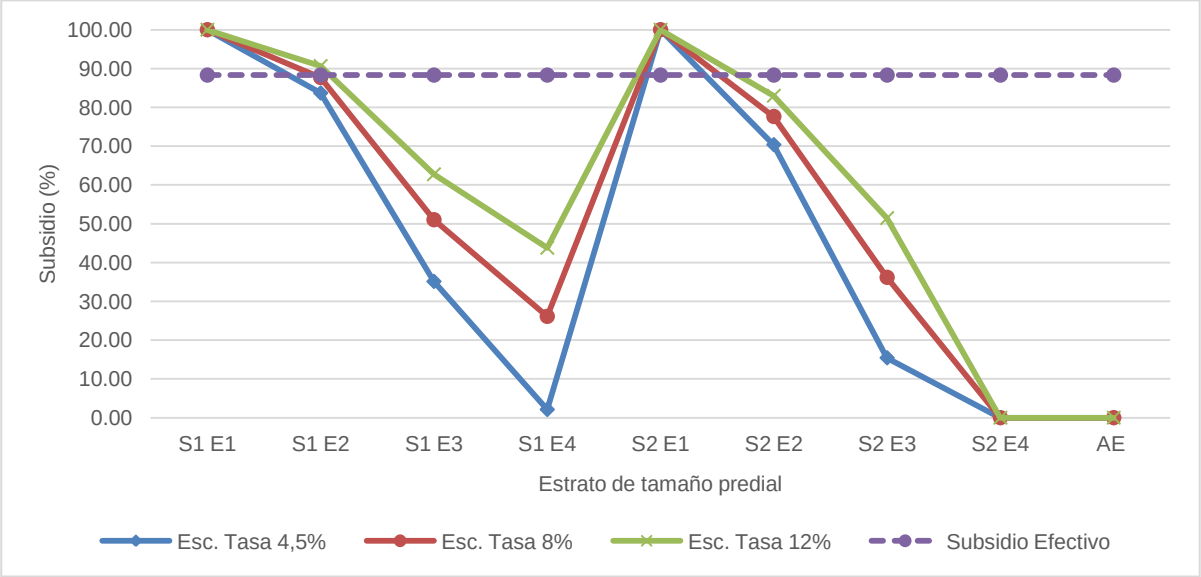


FIGURA 19.2.3-1
COMPARACIÓN CAPACIDAD DE PAGO (*) Y SUBSIDIO LEY 18.450

(*) En relación a los derechos de aprovechamiento de aguas (L/s)

Fuente: Elaboración propia:

19.2.4. Conclusiones

En primer lugar, es importante resaltar que las organizaciones a las que se refiere la Ley 18.450, corresponden a aquellas definidas en el Código de Aguas, vale decir, Juntas de Vigilancia, Asociaciones de Canalistas y Comunidades de Agua o Drenaje. En este caso, Si bien la Sociedad de Regantes de Tralcapulli conforma una Sociedad por Acciones, la cual no está descrita en la Ley; el funcionamiento efectivo corresponde a una “Organización de Pequeños Agricultores”, la cual aparece mencionada en el Artículo 4° del Reglamento de la Ley 18.450.

Con respecto a la potencial bonificación (subsidio) de las obras, ésta fue calculada a partir de los parámetros de la Ley 18.450, corresponde como máximo a un 88,32% del costo de las obras, lo que significa un alto valor teniendo en cuenta que el mayor subsidio potencial a entregar es de un 90%.

En relación con lo anterior, el subsidio estimado a partir de la Ley 18.450 es superior a la capacidad de pago del 19,4% de los agricultores por el proyecto (28 de 145 agricultores potenciales[4]), siendo necesario abordar de manera especial la situación de los beneficiarios de los estratos de tamaño predial más pequeño, que potencialmente tendrían problemas para pagar parte del 11,68% de la obra no subsidiado.

En consecuencia, para abordar los casos en que la capacidad de pago de los agricultores sea menor a los montos obtenidos luego de la bonificación y para financiar los costos no cubiertos por la Ley 18.450, se recomienda considerar los fondos que pudieran obtenerse a través de CONADI, ya que corresponde a una Sociedad de Regantes conformada en su mayoría por personas de etnia Mapuche, el Gobierno Regional (FNDR o convenios CNR-GORE), INDAP o Municipalidades.

[4] 120 beneficiarios identificados, más 25 potenciales usuarios en futuras expansiones del sistema de riego.

20. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

20.1. INTRODUCCIÓN

Este apartado incluye las Especificaciones Generales (EG) y las Especificaciones Técnicas Especiales para la correcta ejecución de las obras propuestas para "Construcción de Sistema de Riego de Tralcapulli, en Panguipulli".

A continuación, se indican los componentes principales de cada una de las especificaciones y el documento completo las que se incluyen en el Anexo 20-1 del presente informe.

20.2. ESPECIFICACIONES GENERALES

Las presentes Especificaciones Generales (EG) están referidas a las siguientes actividades (basado en ETG CNR):

- EG 1: Instalación de Faenas
- EG 2: Replanteo y Control Topográfico de las Obras
- EG 3: Construcción de Obras de Movimiento de Tierras
- EG 4: Hormigón en General
- EG 5: Hormigón Proyectado
- EG 6: Hormigón Fluido y en Grandes Masas
- EG 7: Compuertas
- EG 8: Filtros, Geotextiles y Geomembranas
- EG 9: Sistemas de Reparación de Canales de Hormigón y otras Obras Hidráulicas

Estas Especificaciones Generales, y las Especificaciones Especiales, que se incluyen en el Anexo 20-1, se deben considerar complementarias a las Normas Chilenas e Internacionales que correspondan.

20.3. ESPECIFICACIONES ESPECIALES

A las Especificaciones Generales de Construcción (EG), que se aplican a cualquier tipo de obra, se agregan disposiciones adicionales que corresponden solamente al contexto de las Especificaciones Especiales (EE).

Las Especificaciones Especiales se refieren principalmente a las siete tipologías de obras más frecuentes que se construyen por la Ley 18.450 de Fomento a la Inversión Privada en Obras de Riego y Drenaje (LFR). En el documento se ha incluido las tipologías más frecuentes, a saber:

- EE1: Obras de Conducción
- EE2: Bocatomas y Defensas Fluviales
- EE3: Obras de Almacenamiento
- EE4: Captaciones Subterráneas y Elevaciones Mecánicas
- EE5: Riego Californiano
- EE6: Riegos Tecnificados Localizados
- EE7: Obras de Drenaje

En todo caso, es de completa responsabilidad del Contratista, guiarse por las EE y EG antes mencionadas, más las indicadas en el Anexo 20-1. En el caso de tipologías que no apareciesen en los documentos antes mencionados, igualmente la responsabilidad de incluirlas recae en el contratista, previo acuerdo con el Supervisor Privado en Obra (SPO), bajo los protocolos de obra.

En Anexo 20-1 se encuentran, las Especificaciones Técnicas y las Especificaciones Generales sobre la construcción a las que se hacen mención, incluyendo igualmente, su base de medición y pago.

20.4. OTRAS ESPECIFICACIONES

Dentro de los anexos dependientes de este capítulo, se puede observar igualmente, el Anexo 20-2, en el cual se encuentra el Manual de Tuberías utilizadas para los cálculos hidráulicos de la Red.

No es restrictivo el uso de la marca de la tubería, sin embargo, se limita el uso de una tubería de igual o equivalente condición mecánica e hidráulica, para la utilización de la red. De ser modificada, debe ser responsabilidad del contratista, la aprobación ante la SPO de ésta.

El uso de Tuberías de Polietileno de Alta Densidad, restringe el uso de fittings del mismo material, cuyas características, se encuentran dentro del Anexo 20-3.

Al igual que con las tuberías, no se restringe el uso de marca, sin embargo, se debe considerar elementos de calidad equivalentes a las utilizadas en los cálculos.

En el Anexo 20-4, se presenta el manual de Electrofusión, como sistema de unión considerado dentro de la red. Se considera que para la construcción del Sistema Riego Tralcapulli, el uso es alternado de Electrofusión, con Termofusión.

En el Anexo 20-5, se encuentra el Manual de Mecanismos utilizados dentro de la red.

Cualquier modificación que realice el contratista sobre los elementos o componentes de la Red, deben ser verificadas y aprobados a entera satisfacción del Supervisor Privado en Obra (SPO) SPO, para ser utilizados.

En el Anexo 20-6, se encuentran otros materiales utilizados dentro de la Red, que no clasifican dentro de las antes mencionadas.

21. PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN

21.1. INTRODUCCIÓN

Se presenta el Programa de Construcción para las obras del proyecto "Construcción Sistema de Riego Tralcapulli en Panguipulli", el cual contempla como partes de obras básicas, las siguientes:

- Instalación de faenas: habilitación de contenedores como bodegas y oficinas.
- Adecuación de servicios higiénicos para el personal.
- Ejecución de galpón para realización de actividades de obra, bajo techo.
- Mejoramiento del camino a las obras, para la accesibilidad de las maquinarias.
- Movimiento de tierras previo, en los lugares donde se emplazarán las obras civiles.
- Obras Civiles Principales (Bocatoma, cámara de carga y otros).
- Obras Civiles Secundarias (Cámaras de entrada, cámaras de salida, machones y otros).
- Tranque.
- Instalación de aproximadamente 25 km de tuberías con maquinaria considerando un avance diario promedio de 60 metros por cuadrilla. se consideran 4 cuadrillas simultáneas. 5 personas cada una. Este rendimiento está calculado, en función al sistema de acople de las tuberías (Electrofusión) en los diámetros pequeños, y termofusión para los diámetros más grandes. La descripción se encuentra en las ETE y ETG del presente proyecto, y en el Anexo

La duración contemplada para todas las obras del proyecto es de 10 meses, considerando que las obras indicadas anteriormente se desarrollarán en paralelo. Por otro lado, se estima un mes, para la implementación de la Instalación de Faenas, y luego un mes, para las pruebas finales y las recepciones correspondientes a plena satisfacción del Supervisor Privado en Obra (SPO). Por lo que finalmente la duración completa de la obra, se considera por un plazo de 12 meses.

Cabe señalar que el programa considera que las obras del proyecto son posibles de construir en el plazo indicado, siempre y cuando se cumplan con las siguientes gestiones previas, por parte de la Sociedad de Riego.

- Conformación como organización de aguas conforme a lo establecido al Código de aguas
- Obtención de aprobación de paralelismo con Vialidad
- Obtención de Aprobación de DGA para proyecto de Bocatoma.

21.2. JORNADA DE TRABAJO

Para la estimación del plazo de construcción más probable, se considera que los trabajos son ejecutados en una jornada diurna solamente.

Se considera que mensualmente existen 22 días laborales en promedio con una jornada efectiva de 8 horas al día.

21.3. PERSONAL DE OBRA

El desglose del personal de la obra, se realiza de la siguiente manera: En la misma instalación de faenas, se considera a 4 personas en forma continua, siendo ellos, la secretaria, Junior, Administrativo y Pañolero, que está a cargo de la bodega.

El resto del personal, como el profesional residente, el Ingeniero de Proyecto, Ayudante y Prevencionista, se consideran móviles dentro de la misma obra, ya que su puesto de trabajo finalmente es en las distintas etapas de la obra.

El Topógrafo y sus alarifes, son partes móviles a lo largo de las distintas etapas de ejecución de la obra. El nochero, se considera como parte de los distintos frentes de trabajo, tal como los banderilleros, considerados en un número par, en los casos de modificación del tránsito, teniendo presente siempre que serán 4 los frentes de trabajo simultáneos.

En cuanto a los trabajadores considerados para la ejecución de las partidas, se ha de requerir personal calificado (Operador de primera, chofer) para la utilización de maquinaria pesada, como por ejemplo Retroexcavadora, Camión Tolva, Bulldozer, entre otros. El capataz, por su parte, está a cargo de cada partida, trabajando en conjunto con su respectivo ayudante y jornal. En el caso del maestro de primera, se considera en partidas específicas, como por ejemplo, las enfierraduras.

21.4. MOVILIZACIÓN DEL CONTRATISTA

Esta actividad incluye todas aquellas actividades que debe realizar el contratista una vez que le ha sido adjudicado el contrato. Esta actividad de movilización comprende el diseño de las instalaciones, la negociación de terrenos para explotación de áridos y canteras, autorización de botaderos, permisos y aprobaciones municipales, contratación de personal, adquisición y arriendo de vehículos y maquinaria, etc. Se considera que el contratista estará en condiciones de iniciar la construcción de instalaciones de faena 30 días después de haber recibido la orden de proceder.

21.5. INSTALACIONES DE FAENA

Se considera la construcción de las edificaciones que requerirá el contratista para la ejecución de las obras, como lo son oficinas para los profesionales, bodegas de almacenajes de materiales y piezas a ser utilizadas en la obra.

Se utilizará un sistema modular de contenedores, lo que posibilita el movimiento de los mismos, en función de las necesidades de la obra a distintos puntos. Éstos serán determinados por la IF, en base a los avances de cada frente de trabajo.

21.6. PLAZO DE CONSTRUCCIÓN

Considerando lo antes expuesto, se indica que el plazo de construcción de todas las obras del proyecto es de 9 meses calendario. Debe hacerse notar que este plazo de construcción, considera un mes adicional para la instalación de faenas y su respectivo desmonte.

En el Cuadro 21.6-1, se presenta la carta Gantt que distribuye la cantidad de trabajadores considerados por cada una de las partidas involucradas en el presente proyecto.

En la Figura 21.6-1, se indica gráficamente la distribución de los trabajadores en la construcción del Sistema Riego Tralcapulli.

En la Figura 21.6-2, se indica la distribución por obra denominada Sector de Inicio, la Figura 21.6-3, grafica la distribución de trabajadores para la construcción del Tranque, en la Figura 21.6-4, se expresa la repartición de los trabajadores del Sector 1 y por último, en la Figura 21.6-5, se encuentra la distribución del Sector 2.

CUADRO 21.6-1
CARTA GANTT DE CONSTRUCCION SISTEMA RIEGO TRALCAPULLI

Detalle de actividades		MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10	MES 11	MES 12
A	**Instalación de Faenas**	29	8	4	4	4	4	4	4	4	4	8	6
B	**Sector Inicio**												
B.1	Bocatoma	0	15	7	10	0	0	0	0	0	0	0	0
B.2	Cámara de Carga (Canal entrega, Cámara de Carga, Desarenador, Canal de Entrega)	0	7	8	3	0	0	0	0	0	0	0	0
B.3	Cámara de Inicio	0	5	12	2	0	0	0	0	0	0	0	0
B.4	Tramo 1	0	3	21	19	20	0	0	0	0	0	0	0
B.5	Cámara Corta Presión N°1	0	0	7	15	12	0	0	0	0	0	0	0
B.6	Tramo 2	0	0	9	13	17	21	23	0	0	0	0	0
B.7	Tramo 2-1	0	0	0	15	21	35	27	0	0	0	0	0
C	**Tranque**												
C.1	Tranque	0	13	29	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.3	Cámara Corta Presión N°2		15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D	**Sector 1**												
D.1	Tramo 4	0	23	31	40	49	31	37	31	0	0	0	0
D.2	Tramo 5	0	0	0	0	0	15	27	33	24	22	13	0
D.3	Tramo 5-1		0	17	15	0	0	0	0	0	0	0	0
D.4	Tramo 5-2	0	0	0	19	19	25	0	0	0	0	0	0
D.5	Tramo 6	0	0	0	0	0	0	22	28	24	0	0	0
E	**Sector 2**												
E.1	Tramo 7		0	0	0	19	23	23	23	23	17	13	0
E.2	Tramo 7-1		0	0	0	0	9	12	16	0	0	0	0
E.3	Tramo 8		0	0	0	0	0	0	18	26	22	0	0
E.4	Tramo 8-1		0	0	0	0	0	0	0	20	15	16	0
E.5	Entregas Prediales		0	0	0	0	0	0	0	2	2	2	0
E.5.1	Entrega Predial									2	2	2	
F. 1	Puesta en Servicios y pruebas finales												8

Fuente: Elaboración propia



FIGURA 21.6-1
DISTRIBUCION DE TRABAJADORES CONSTRUCCION SISTEMA RIEGO TRALCAPULLI

Fuente: Elaboración propia

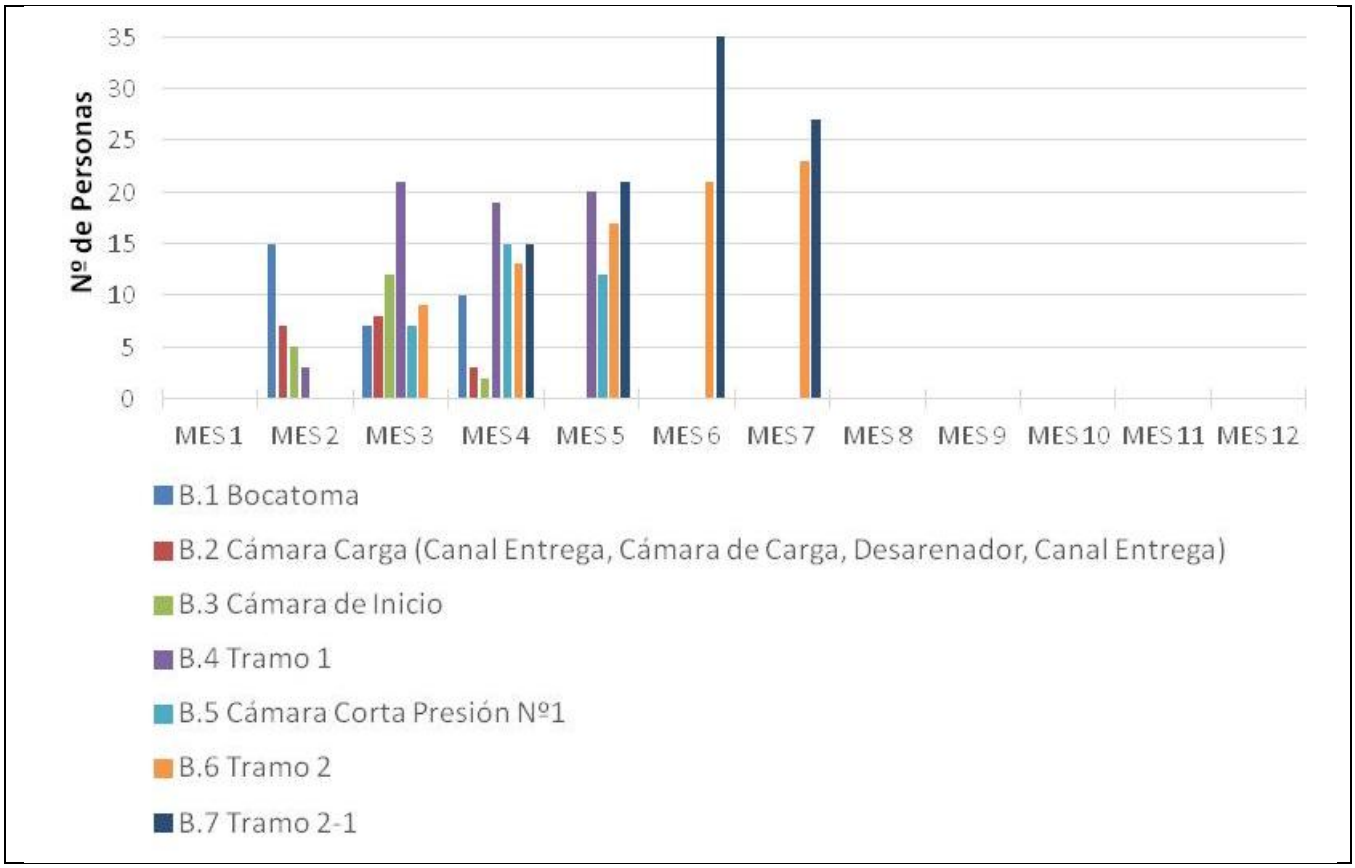


FIGURA 21.6-2
CONSTRUCCION SECTOR DE INICIO SISTEMA RIEGO TRALCAPULLI

Fuente: Elaboración propia

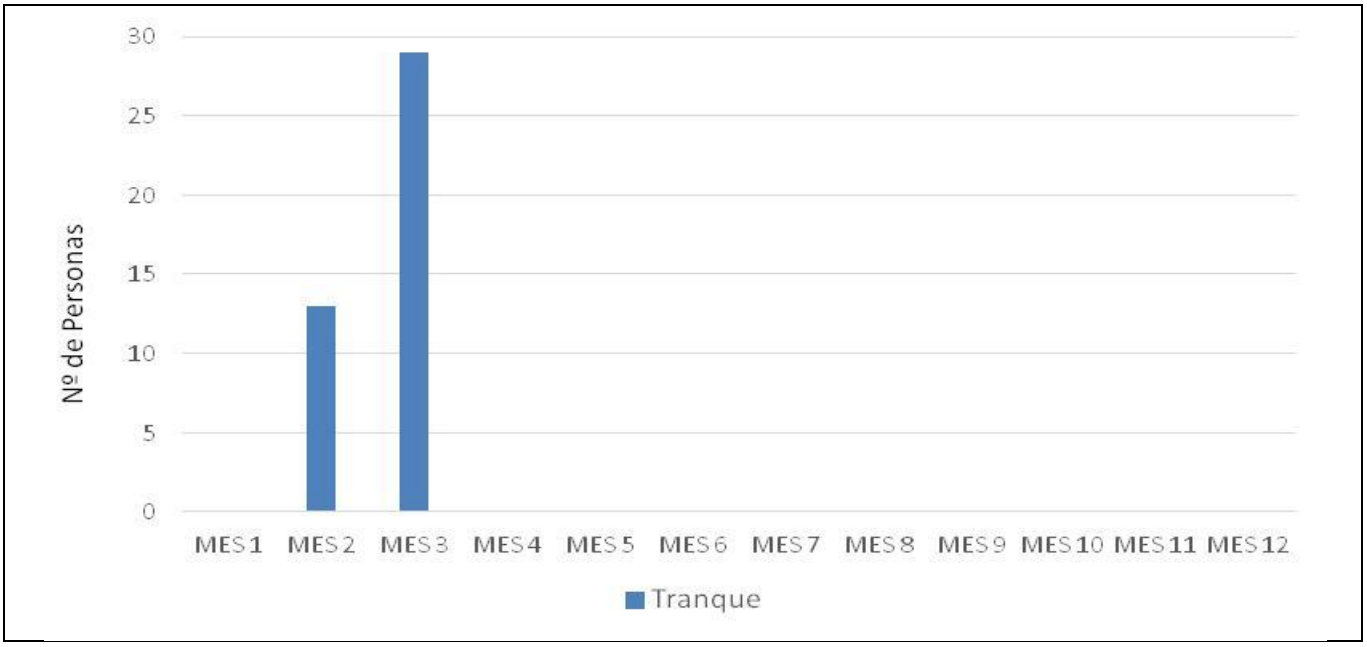


FIGURA 21.6-3
CONSTRUCCION TRANQUE SISTEMA RIEGO TRALCAPULLI

Fuente: Elaboración propia

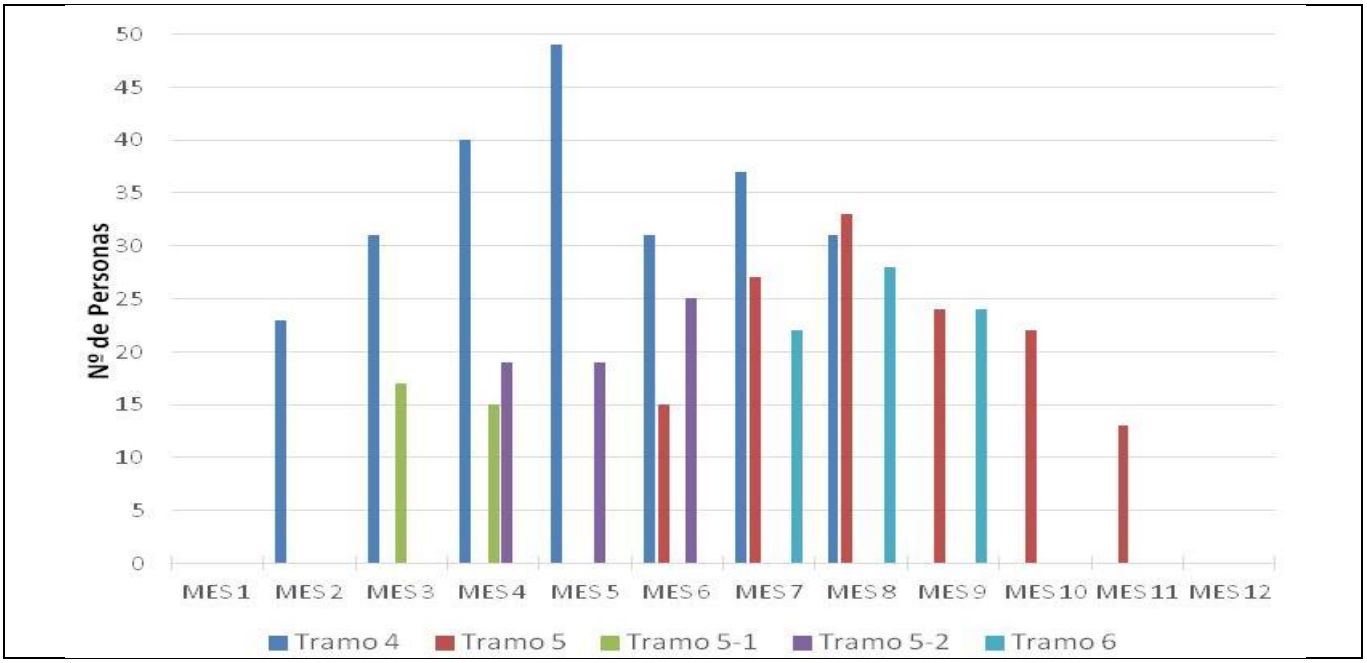


FIGURA 21.6-4
CONSTRUCCION SECTOR 1 SISTEMA RIEGO TRALCAPULLI

Fuente: Elaboración propia

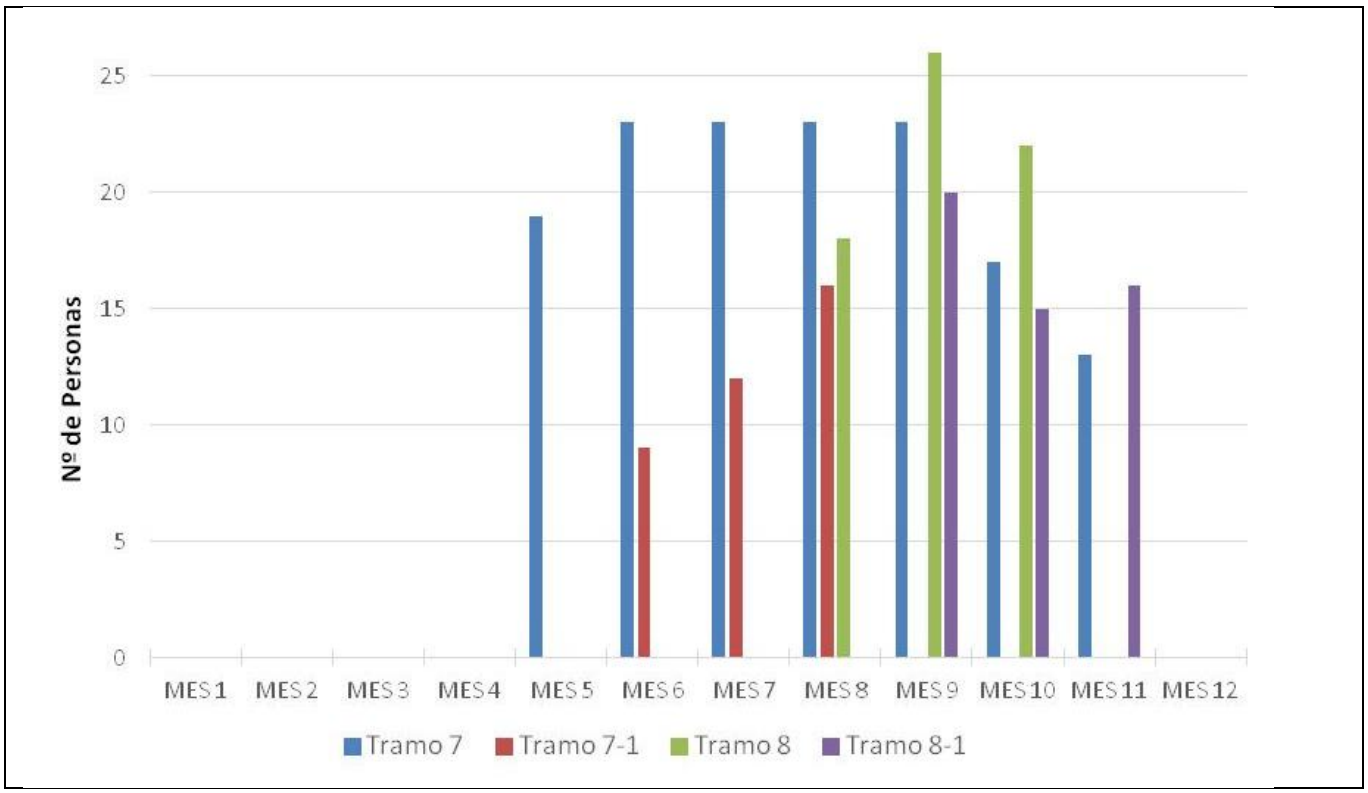


FIGURA 21.6-5
CONSTRUCCION SECTOR 2 SISTEMA RIEGO TRALCAPULLI

Fuente: Elaboración propia

22. MANUAL DE OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD

22.1. INTRODUCCION

El presente Manual y sus futuras ampliaciones deben constituir un documento técnico completo, coherente, necesario y suficiente para la marcha y operación de la obra frente a condiciones normales y contingencias previstas.

Al inicio de cada acápite que sigue se expresa en un recuadro con letra cursiva el objetivo central de la información, dentro del contexto general mencionado en el primer párrafo. A continuación se muestra el primer recuadro a modo ilustrativo:

***Objetivo**: Describir el alcance y contenido del documento, sobre quienes aplica y cómo deber ser complementado en el tiempo futuro con información pertinente y adecuada.*

En el desarrollo de algunas materias donde se requiere la especial atención del operador sobre un equipo o procedimiento, se incluye un recuadro con letra cursiva y un símbolo especial, como ejemplo se muestra un recuadro correspondiente al Acápite 22.4



*Antes de proceder al llenado de la Tubería, se debe verificar que **"todos los componentes del sistema de riego estén en óptimas condiciones", en caso contrario no se puede proceder al llenado hasta que se cumpla la condición anterior.***

22.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS OBRAS

22.2.1. Características Generales

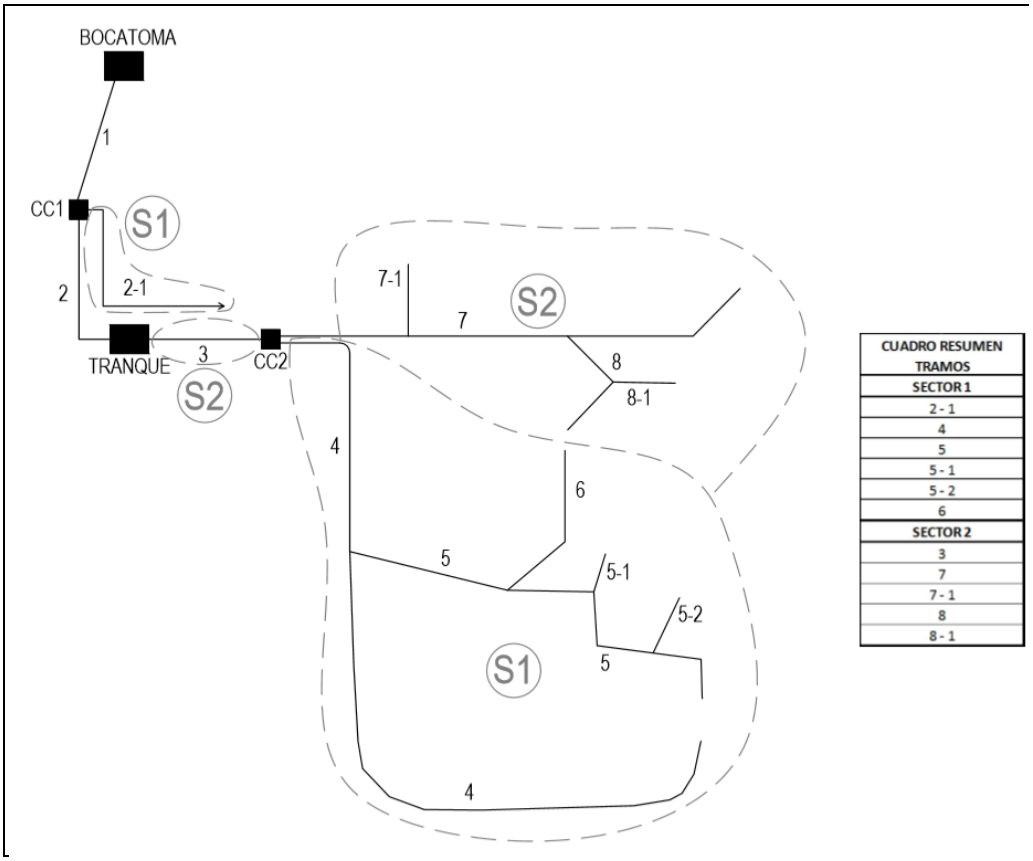
***Objetivo:** Presentar las características generales del proyecto e individualizar los equipos e instalaciones sobre las cuales tiene injerencia el presente Manual.*

El Sistema de Riego Tralcapulli, está constituido básicamente por cinco grandes obras, según lo indica la Figura 22.2.1-1. En dicha figura, se observa la captación ubicada en la Bocatoma, luego cámara de carga con desarenador, tranque de acumulación, cámara de inicio y red de distribución.

Cabe señalar que a lo largo del trazado de la red de distribución, se encuentran varias cámaras que se proyectan básicamente para cambios de tramo y cruce de caminos de la red matriz y además se proyectan 2 cámaras corta presión.

Por otra parte, la red de riego se ha sectorizado, de modo que se ha considerado dos grandes sectores de riego (sector 1 y sector 2) a los cuales le corresponden dos turnos de riego

distintos, lo que es posible debido al tranque que se ha proyectado, donde además, el agua fluye a él durante las 24 hrs del día.



CUADRO RESUMEN TRAMOS
SECTOR 1
2 - 1
4
5
5 - 1
5 - 2
6
SECTOR 2
3
7
7 - 1
8
8 - 1

FIGURA 22.2.1-1
ESQUEMA DE DISTRIBUCIÓN DE LAS OBRAS

Fuente: Elaboración propia

El tipo de captación propuesta, es una bocatoma de alta montaña, la cual permite interceptar y captar el agua de los torrentes cordilleranos.

Posteriormente, se proyecta el desarenador y cámara de carga. El desarenador, es básicamente un ensanche del canal con disminución de la velocidad longitudinal del flujo lo cual permite la decantación de las partículas sólidas que entran a la fosa. El agua sin sedimentos pasa por un rebase superior a la cámara de carga.

La cámara de carga es la obra hidráulica que debe asegurar el paso del flujo abierto en el canal aductor a uno presurizado en la tubería forzada. Para un diseño adecuado se debe inducir un comportamiento suave del flujo, con el objeto de evitar problemas de vorticidad.

22.2.2. Obras del Sistema de Riego Tralcapulli

Como se mencionó en el acápite anterior, las obras principales que componen al Sistema de Riego Tralcapulli, son las siguientes:

- Bocatoma
- Desarenador y Cámara de Carga
- Cámara de Inicio
- Tranque de regulación
- Red de Distribución

Cada obra cuenta con:

- 2 Redes Principales, que a su vez distribuyen a ramales menores, de manera de abarcar la superficie y los beneficiarios del proyecto. La distribución completa de la red, es en tuberías de HDPE, por medio de una conducción gravitacional.
- 120 entrega directa a predios
- 11 cámaras de venteo
- 8 cámaras de desagüe
- 2 cámaras de cruce de camino
- 2 Cámaras Corta Presión

En la Figuras 22.2.2-1 a 22.2.2-4, se presentan la bocatoma, el desarenador y cámara de carga, la cámara de inicio, el tranque de regulación, respectivamente. Por otra parte, la red de distribución se presenta en la Figura 22.2.2-5, de manera global.

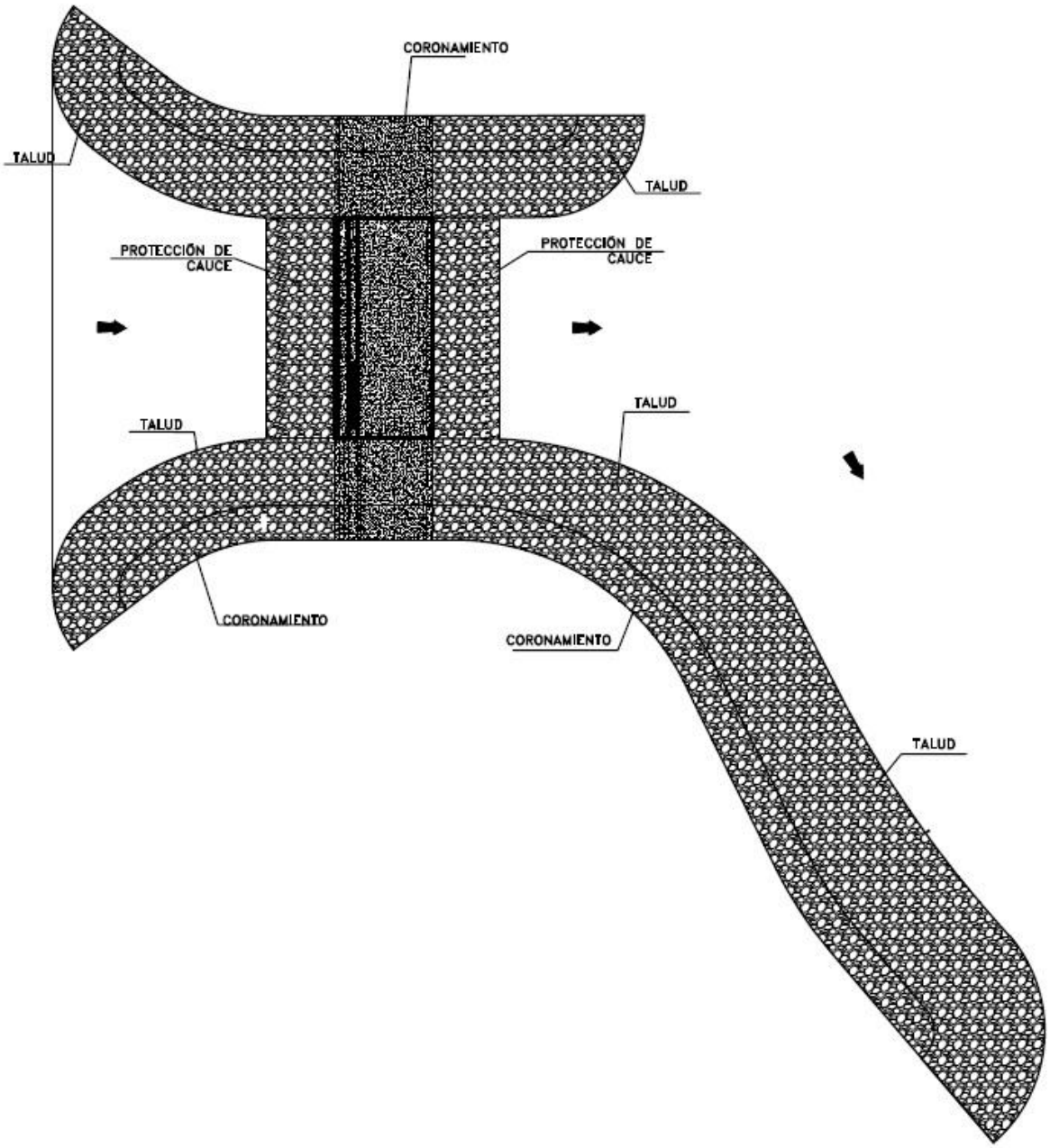


FIGURA 22.2.2-1
BOCATOMA

Fuente: Elaboración propia

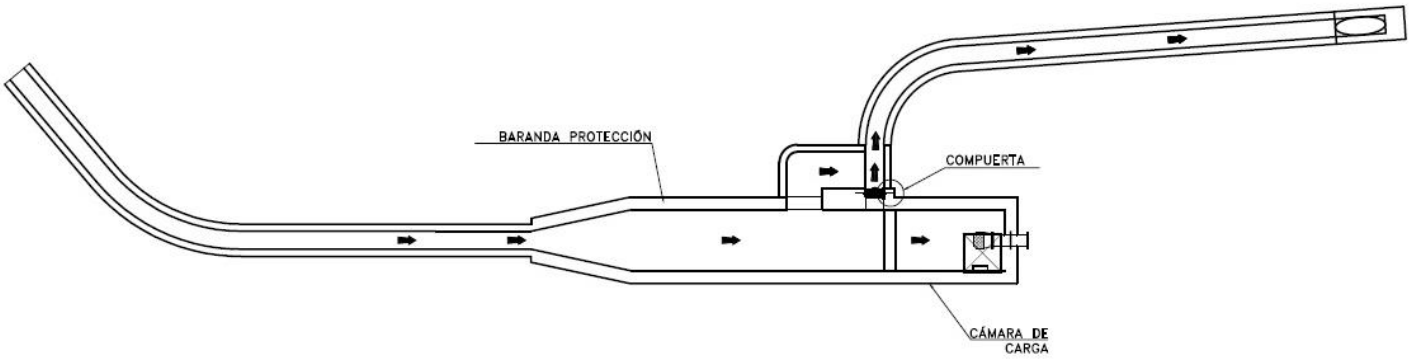


FIGURA 22.2.2-2
DESARENADOR Y CÁMARA DE CARGA

Fuente: Elaboración propia

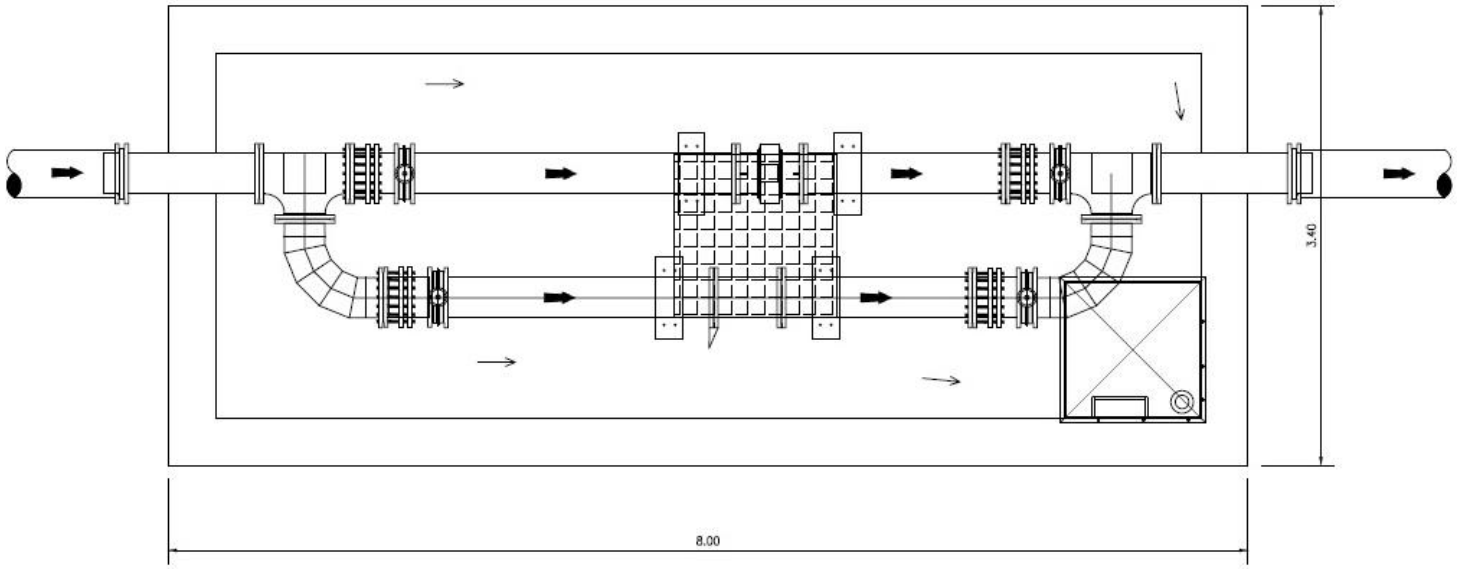


FIGURA 22.2.2-3
CÁMARA DE INICIO

Fuente: Elaboración propia

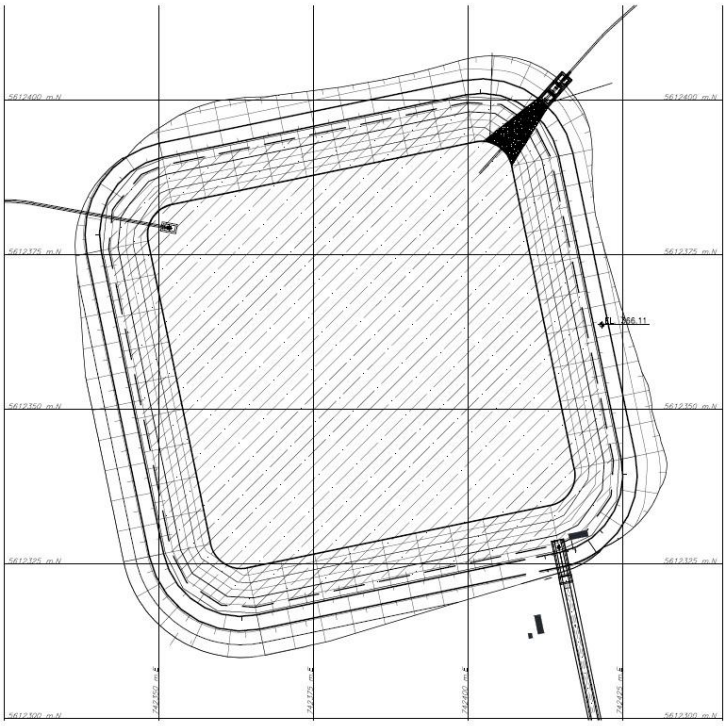


FIGURA 22.2.2-4
TRANQUE DE REGULACIÓN

Fuente: Elaboración propia

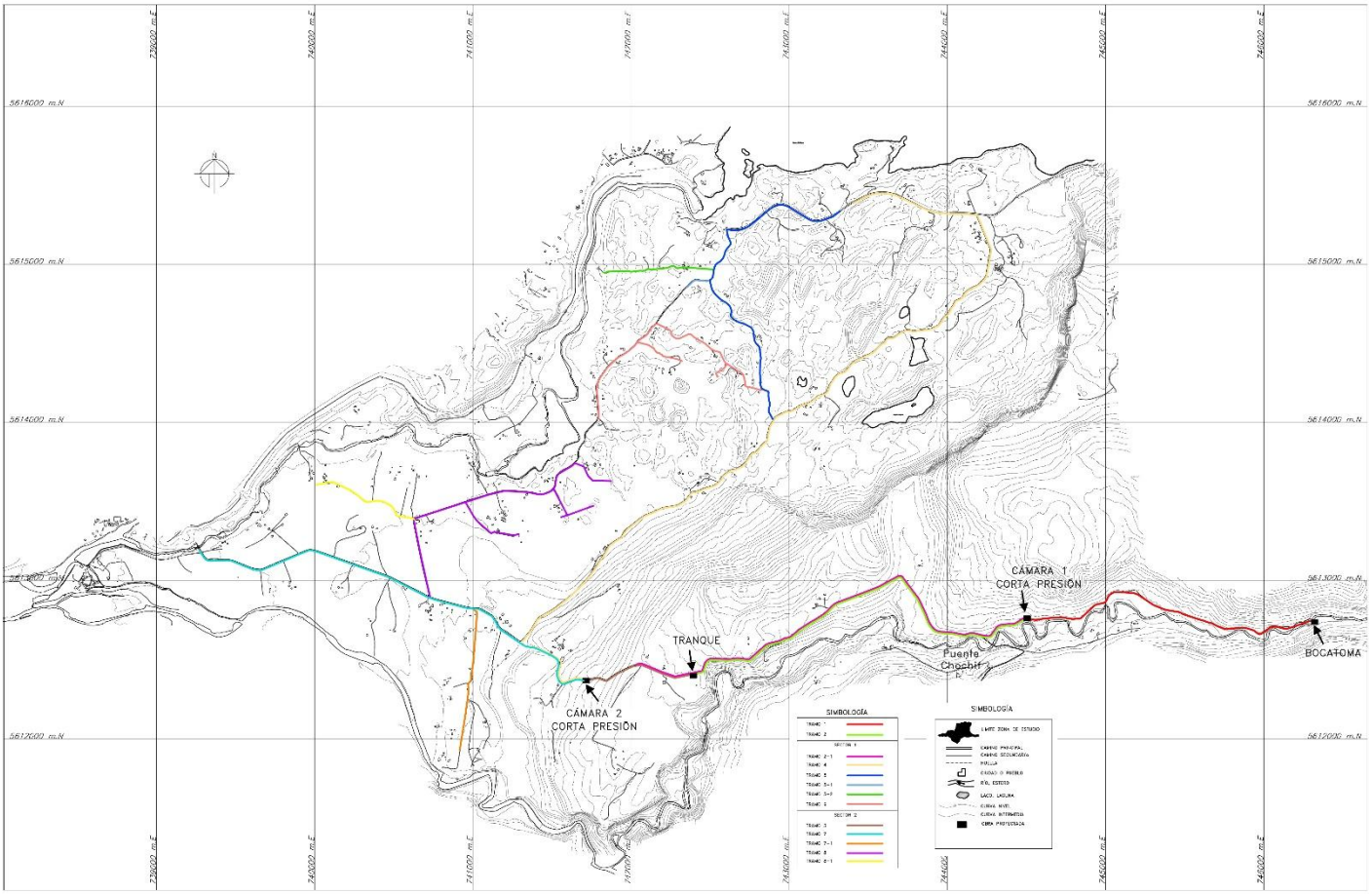


FIGURA 22.2.2-5
RED DE DISTRIBUCIÓN
Fuente: Elaboración propia

Cada una de las obras posee un número de piezas especiales determinado e indicado en el plano respectivo.

22.3. ADMINISTRACIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO

22.3.1. Aspectos Generales

Objetivo: *Establecer las responsabilidades propias de la administración sobre el personal, sus competencias, labores y del manejo consistente de la información sobre la organización y control de los equipos y procesos.*

La Administración del Sistema de Riego, toma el compromiso de satisfacer las necesidades de agua para riego, operando el sistema de acuerdo con una planificación técnica que permita asegurar la condición de sus instalaciones, la continuidad de sus operaciones y los beneficios determinados en el proyecto original y sus ajustes posteriores.

22.3.2. Recursos Humanos

En la Figura 22.3.2-1 se presenta un organigrama con los recursos humanos requeridos para el manejo del sistema de riego.

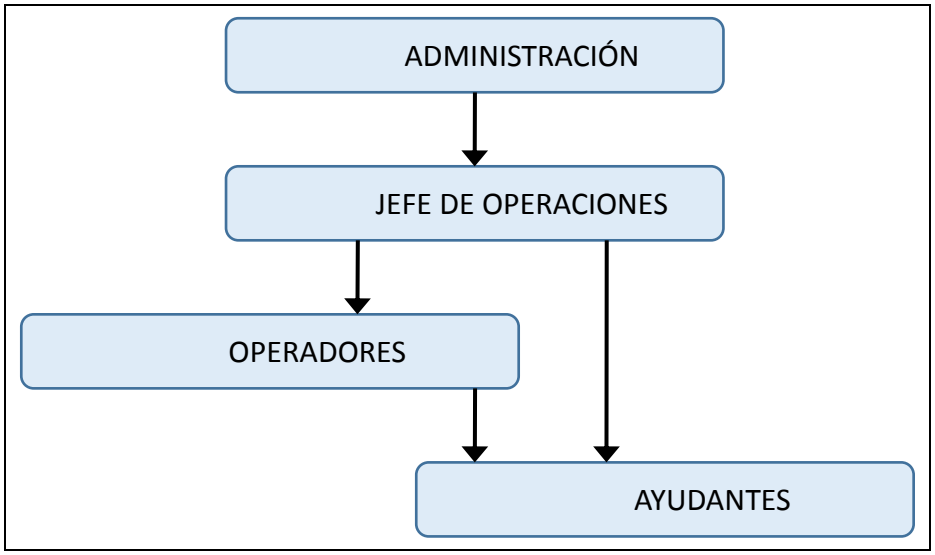


FIGURA 22.3.2-1
ORGANIGRAMA PERSONAL REQUERIDO MANEJO DE SISTEMA DE RIEGO

Fuente: Elaboración propia

La Administración deberá disponer del personal competente y capacitado en los dos niveles de responsabilidad que siguen:

- **Supervisión y Control:** responsable de planificar y organizar los trabajos y recursos necesarios para operar los equipos, mantener su servicio de entrega de agua para riego, prevenir daños y accidentes en operadores, equipos y entorno físico y resolver contingencias previsibles que coloque en riesgo la integridad del personal, los equipos y la infraestructura general de la obra.
- **Nivel operativo:** a cargo de ejecutar procedimientos y rutinas programadas para accionar equipos y dispositivos entregados a su cargo, utilizando su capacidad física, adiestramiento, experiencia y las herramientas de trabajo necesarias.

En el Cuadro 22.3.2-2 se presenta al personal requerido, junto con la competencia y requerimientos de disponibilidad. A excepción del personal que no pueda salir a terreno por algún impedimento que vaya más allá que el alcance de su cargo, todo el personal debe tener la disposición las 24 h del día para operar en terreno en condiciones de emergencia (salvo motivos justificables), por lo que el conocimiento de cada uno de los integrantes del personal debe ser acorde para reaccionar ante tales contingencias.

CUADRO 22.3.2-1
RECURSOS HUMANOS REQUERIDOS PARA EL MANEJO DEL SISTEMADE RIEGO TRALCAPULLI

Personal	Cantidad	Competencia	Disponibilidad
Administración	Depende de la administración	**ADMINISTRADOR:** Formación profesional con más de 3 años de experiencia en manejo de sistemas de riego. Deben tener la capacidad y competencia para adaptarse a los requerimientos del sistema de riego entubado. Responsable de aplicar los criterios, procedimientos y normas contenidas en el presente Manual. Encargado de asignar tareas y metas específicas al Jefe de Operaciones, controlar su cumplimiento y visar toda la documentación que se entregue a terceros. Requieren conocimiento computacional y administrativo. También deben estar capacitados para desarrollar trabajos básicos en casos de emergencia.	Solo en horario de oficina, y cuando las emergencias lo ameriten. En caso de emergencia también deben estar disponibles para desarrollar trabajos básicos de terreno.
Jefe de Operaciones	1	Ingeniero Civil Hidráulico con experiencia de a lo menos 5 años en operación de sistemas presurizados y de preferencia sistemas de riego y funcionamiento de los equipos. Debe capacitar e impartir instrucciones a los operadores, registrar y controlar su cumplimiento, resolver contingencias menores sobre la operación de equipos. Es el encargado de todas las labores que se realicen en terreno, por lo que su competencia debe ser óptima.	Debe ser disponible en todo momento (las 24 horas del día, los 365 días del año). En caso de su no disponibilidad, deberá dejar a un encargado capacitado para realizar sus labores.
Operadores	A definir durante la operación provisional del sistema	Profesional técnico con al menos 3 años de estudio. Experiencia práctica de al menos 5 años puede reemplazar los estudios técnicos (de esta manera ayudantes pueden ascender a operadores). Conocimiento del funcionamiento de los equipos y aparatos de medición. Encargado de todas las labores que se requieran para la operación, mantención, y reparación de los elementos que componen al sistema entubado (a excepción de la reparación de válvulas que requieran un grado de especialización mayor, como válvulas de control, y medidores de caudal electromagnéticos).	Trabajarán en turnos de 6 h. Las operaciones de maniobras de apertura y cierre de válvulas se realizan durante el día, pero debe haber por lo menos un equipo de 2 operadores disponibles las 24 h del día por si llega a haber alguna emergencia.

CUADRO 22.3.2-1
RECURSOS HUMANOS REQUERIDOS PARA EL MANEJO DEL SISTEMADE RIEGO TRALCAPULLI

Personal	Cantidad	Competencia	Disponibilidad
Ayudantes	Un ayudante por operador	4° medio aprobado. No requiere algún grado de especialización, ya que su formación se puede realizar en el desarrollo de las tareas como ayudante del operador, pero si debe tener la capacidad que le permita realizar sus labores de forma óptima, de forma de cumplir las tareas de maniobras encargadas por cada operador. Realizar tareas de apoyo. Condiciones físicas compatibles con las exigencias del cargo.	Trabajarán en turnos de 6 h

Fuente: Elaboración propia

22.3.3. Procedimientos y Documentación Básica

La administración deberá mantener actualizada, guardada y accesible en un archivo técnico toda la información pertinente sobre la obra, sus características constructivas, procedimientos, informes técnicos, eventos, bitácoras de operación de equipos y en general, todo documento escrito o en formato magnético que permita comprender y monitorear la operación de la obra.

El monitoreo del sistema se realizará mediante el llenado de documentos previamente definidos. Los reportes mínimos requeridos son los siguientes:

1. Niveles Bocatoma
2. Niveles en Cámaras de Carga
3. Caudal Entrante a Tubería
4. Registrar la altura de Agua en Tranque.
5. Caudales y Volúmenes Entregados para Riego
6. Lista de Chequeo Operación de Llenado de Tubería para puesta en Marcha Inicial
7. Lista de Chequeo Operación de Llenado de Tubería en Condiciones Normales
8. Lista de Chequeo Operación Normal (Caudal máximo de 100 L/s)
9. Lista de Chequeo Operaciones de Limpieza
10. Lista de Chequeo Operación en Crecidas
11. Lista de Chequeo Operación de Vaciado de Tubería

22.3.4. Infraestructura y Equipos Relacionados a la Administración y Operación del Sistema

Se requieren:

- Camionetas, cuya cantidad y características deben estar acorde con las necesidades de operación.
- Equipos de radio (uno para cada miembro del personal de terreno y al menos 2 para posibles contingencias).
- Equipos para la administración (computadores conectados a internet, fax, cámaras fotográficas digitales, etc.).
- Oficina y bodega donde sea posible guardar los equipos, stock de insumos y camionetas de la administración.

22.4. OPERACIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO

22.4.1. Aspectos Generales

Objetivo: *Establecer las operaciones para las diferentes situaciones que se pueden presentar en el Sistema Riego Tralcapulli. Entre estas, se consideran las operaciones de llenado de la Tubería para la puesta en marcha inicial, operación de llenado de Tubería, operación normal, limpieza, crecidas, emergencia y vaciado de la Tubería.*

En lo que sigue se presentan las operaciones requeridas para la operación del sistema en diferentes condiciones de funcionamiento:

1. Operación de Llenado de Tubería Para Puesta en Marcha Inicial
2. Operación de Llenado de Tubería en Condiciones Normales
3. Operación Normal
4. Operaciones de Limpieza
5. Operación en Crecidas
6. Operación de Emergencia
7. Operación de Vaciado de Tubería
8. Operación de llenado de tubería para puesta en marcha inicial



Antes de proceder al llenado de la Tubería, se debe verificar que ***"todos los componentes del sistema de riego estén en óptimas condiciones", en caso contrario no se puede proceder al llenado hasta que se cumpla la condición anterior.***

Una vez realizada la prueba de operación de puesta en marcha inicial, se realizará una Marcha Blanca del Sistema, que consistirá en operar el sistema realizando revisiones de forma periódica y meticulosa de los distintos chequeos de acuerdo a las operaciones que se realicen.

22.4.2. Condiciones Iniciales y Operaciones Antes del Llenado

Antes de comenzar el llenado de la Tubería se deben cumplir las siguientes condiciones iniciales:

a) El Río Ranguintulelfú deberá estar escurriendo en condiciones normales, ya que, durante el proceso de construcción de la Bocatoma, que ha de ser en período estival, debe seguir manteniendo su caudal ecológico.

b) Las conexiones y flanges del sistema, deben estar verificadas en su correcta instalación y comprobados según las ANSI B16.5 Y ASME PCC-1 para el apriete de los pernos. ETE y ETG.

c) Se debe contar con la certificación de calibración y correcto funcionamiento de las válvulas utilizadas para la medición, control y seguridad de sistema, por parte de las empresas proveedoras de las mismas.

d) Se debe considerar una calibración en terreno de la válvula de la cámara de salida del tranque, debido a que se es necesario regular el caudal de entrada a la cámara corta presión 2. El detalle se encuentra en las especificaciones técnicas especiales acápite D.3.4.1. y D.1.5.1.

Una vez que se cumple con todas las condiciones anteriores, se está en condiciones de proceder al primer llenado de la tubería.

22.4.3. Condiciones de 1er Llenado de Tubería

El 1er llenado de la tubería se realizará forma paralela tanto para el sector 1, como para el sector 2.

22.4.4. Caudales y Tiempos Límites de Llenado

El caudal máximo de llenado de la Tubería (regido por una apertura máxima de ¼ de válvula) y su equivalente en tiempo mínimo de llenado dependerá de las condiciones de llenado, que será indicado en un acápite posterior. Igualmente, influirá las condiciones climatológicas en el momento del primer llenado de la tubería.

22.4.5. Revisión de Filtraciones Después del Llenado

Se debe hacer un recorrido constante de la tubería durante el proceso de llenado, donde la tubería se encuentra destapada con tacos de madera en los costados para impedir cualquier movimiento dentro de la zanja. El objetivo es buscar posibles filtraciones, y en caso de encontrar se tienen que evaluar los procedimientos definidos en los Acápites 22.6.2 "Operación de Llenado de la

Tubería", el Acápite 22.9.6 "Operación de Vaciado de la Tubería" y el Acápite 22.9.5 "Operación de Emergencia".

Para asegurar la estanqueidad de la tubería, se considera una prueba de presión hidrostática de 1,5 veces la presión de trabajo por 4 h donde se aceptará una pérdida de presión de 0,3 Bar (3 m.c.a) por hora.

22.4.6. Operaciones para 1er Llenado de Tubería

El llenado de la tubería se realiza en los pasos que se describen en lo que sigue:

1. **Llenado Tramo 1,2,3:** La Operación de llenado comienza con el Tramo 3 luego el 2 y finalmente el 1. Para esto se comienza llenando la Cámara de Carga con el agua proveniente desde el río y desde esta cámara se comienza a llenar la tubería gravitacionalmente. Se deben cumplir las condiciones de llenado establecidas en el Acápite 22.6.1.
2. **Llenado del Tranque:** Luego de realizar el llenado de los tramos 1,2 y 3, es posible comenzar con el llenado del tranque.
3. **Llenado Tramo 4, Sector 1**: La operación de llenado comienza cuando el tranque tenga suficiente agua para realizar el llenado de las tuberías, preferente sobre la mitad del nivel de agua. Para esto se comienza llenando la Cámara de corta presión 2 y desde la cámara corta presión hacia los sectores de riego.
4. **Prueba de Estanqueidad Tramo 4**: Posteriormente al llenado del tramo, se dejará transcurrir por lo menos un período de espera de 6 h, desde el final del llenado, de forma de poder medir los aportes y volumen de agua necesario para compensar las pérdidas que eventualmente pudieran existir.
5. **Llenado Tramos 7, Sector 2:** La operación del llenado de este sector, se procede realizar de forma simultánea todo el tramo. Se deben cumplir las condiciones de llenado establecidas en el Acápite 22.6.2.
6. **Prueba de Estanquidad Tramo 7:** Posteriormente al llenado, se ha de transcurrir por lo menos un período de espera de 6 h, desde el final del llenado, de forma de poder medir los aportes y volumen de agua necesario para compensar las pérdidas que eventualmente podrían existir.
7. **Prueba de Estanqueidad completa:** Luego de realizar el llenado de los tramos de tubería, es necesario una prueba de estanqueidad en operación real del sistema, donde se debe considerar toda la línea llena de agua.

22.4.7. Prueba de Conjunto Puesta en Marcha

Inmediatamente después que se hayan realizado las pruebas de estanquidad en cada tramo, y se hayan corregido todos los posibles problemas, se debe proceder a realizar las maniobras de Puesta en Marcha, donde se debe validar el funcionamiento del Sistema de Riego.

En esta prueba se considera la operación del sistema de manera controlada para verificar su correcto funcionamiento. Se realizará al menos:

- Cierre de válvulas distintos tramos. La prueba de estos equipos permitirá optimizar su operación, minimizando los riesgos de golpe de ariete. Además, se podrá verificar la operación de las cámaras corta presión y válvulas ventosa.
- Prueba presión y caudales en entregas prediales. Esta prueba inicial permitirá verificar presiones y caudales en cada entrega.

22.5. MODELO DE OPERACIÓN TRANQUE DE REGULACIÓN DIARIO

22.5.1. Aspectos Generales

Con el fin de analizar el funcionamiento del sistema de regulación diaria, se presenta en lo que sigue una breve explicación de los casos que se producen dependiendo del nivel de agua en el tranque y el caudal captado de la bocatoma.

En primer lugar, en la Figura 22.5.1-1 se ilustra un esquema general del modelo desarrollado. En resumen, se capta el agua desde el río Ranguiltulelfú, luego el agua es llevada mediante la tubería hasta la obra de acumulación, y desde ahí el agua es conducida por gravedad hacia la zona de riego. En aquellos meses en que la oferta hídrica (agua captada por la bocatoma) exceda la demanda de riego, se producirá un rebalse, el cual retornará al cauce natural mediante una obra de seguridad y una obra de devolución. En los casos donde la oferta hídrica sea menor a la requerida, se presentarán casos extremos donde se tendrán niveles de agua mínimos en el tranque.

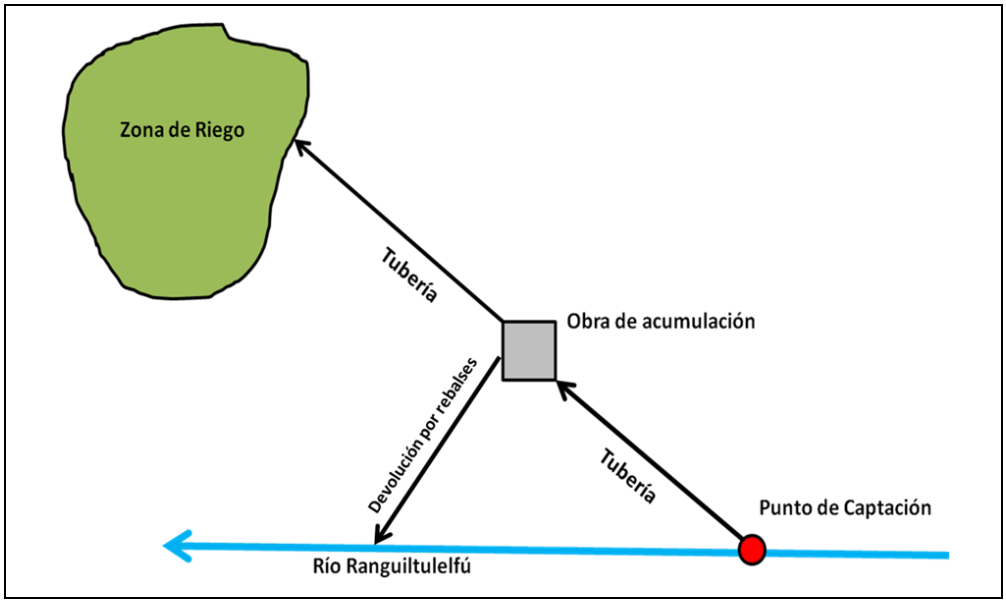


FIGURA 22.5.1-1
ESQUEMA GENERAL DEL MODELO DESARROLLADO

Fuente: Elaboración propia

En segundo lugar, se tendrán los niveles de agua en el tranque dada las distintas configuraciones: tranque lleno o vacío; situación actual o futura, siendo esta última la que corresponde al uso del caudal total disponible considerando la incorporación de nuevos usuarios; con o sin aporte de agua de la bocatoma.

En el Cuadro 22.5.1-1 se indican los distintos casos posibles en el tranque, caso actual corresponde a la cantidad de agua de riego para la cantidad de agricultores cuando comience el proyecto. Caso futuro corresponderá al porcentaje de agricultores que se sumaran al riego, por ende, el riego total necesitará de más agua.

En los casos de aporte de agua, este se consideró un aporte de 100 L/s. Frente a cualquier instancia donde se esté captando menos de 100 L/s en la bocatoma, se considerara sin aporte.

CUADRO 22.5.1-1
ALTURAS DE AGUA EN CASO DE CONTAR CON TRANQUE LLENO1

Sectores de Riego	Volumen en Tranque Necesario (m^3)			
	Actual		Futuro	
	Con Aporte	Sin Aporte	Con Aporte	Sin Aporte
S1	1.566	3.726	2.251	4.411
S2	868	3.028	1.551	3.711

Fuente: Elaboración propia

22.5.2. Operación del Tranque

Como consideración para el manejo del tranque, éste se considerará como el caso futuro sin aporte del Cuadro 22.5.1-1, debido a que es el caso más desfavorable.

Para un manejo claro y sencillo del tranque, éste tendrá dos limnímetros, uno coloreado según horas de riego y otro según altura de agua. En la Figura 22.5.2-1 se puede observar un esquema del tranque y los limnímetros. Si bien, está definido regar 6 horas completas por sector, se podrá realizar un riego incluso cuando hay un nivel menor al máximo considerando menos horas de riego.

Con respecto al limnímetro de colores de la Figura 22.5.2-1, éste muestra una serie de números donde corresponden a las horas de riego posibles de realizar para cada sector sin llegar al nivel muerto del tranque, si el nivel del tranque se encuentra en el número 6, esto significa que es posible regar 6 horas el sector 1 y 6 horas el sector 2, donde se repite sucesivamente para los demás números.

En el caso que la bocatoma no tenga la capacidad de recargar el tranque durante la noche, se considerará riego hasta donde el nivel de agua indique en el limnímetro de color. Como ejemplo, en la Figura 22.5.2-1, si se observa el nivel de agua en el número 4, eso indica que en el día solo se podrá regar 4 horas el sector 1 y 4 horas el sector 2.

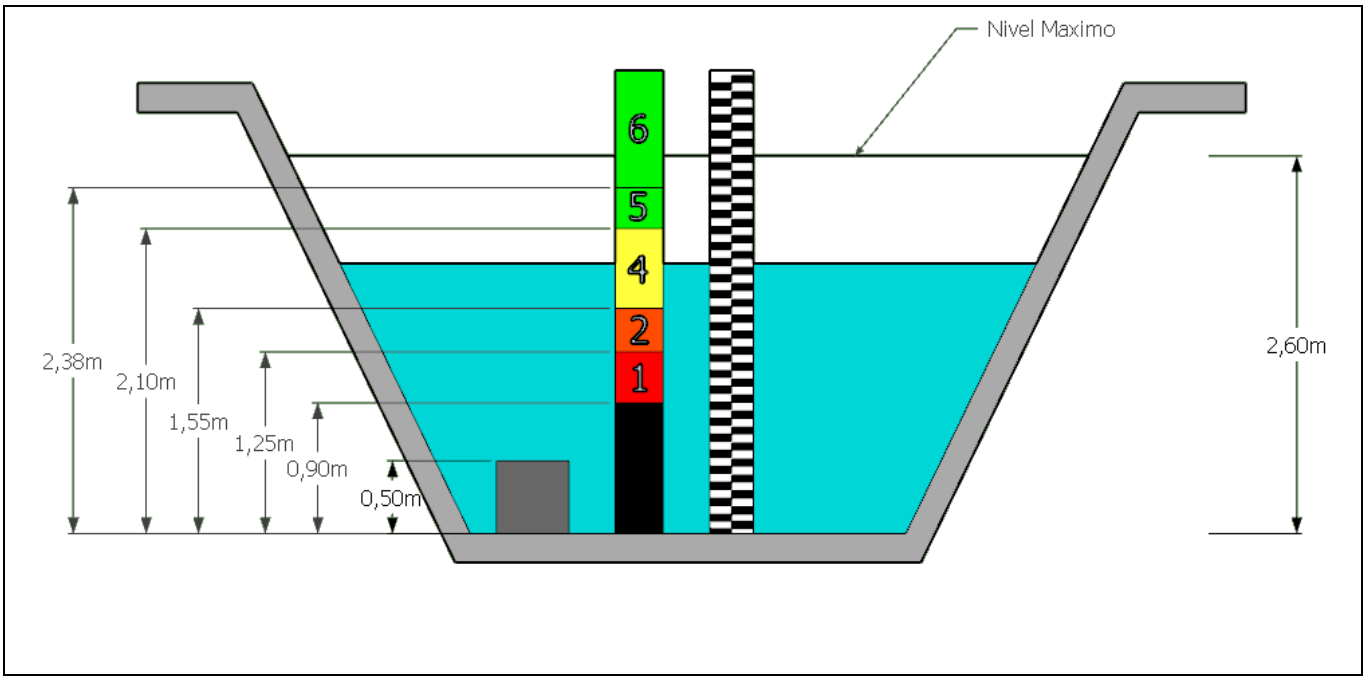


FIGURA 22.5.2-1
ESQUEMA HORAS DE RIEGO SEGÚN LIMNIMETRO

Fuente: Elaboración propia

De la Figura 22.5.2-1 se pude obtener además, los niveles de agua donde las horas de riego cambian, vale decir: para la marca de 6 horas se asocia una altura de agua en el tranque de 2,38m; para la marca de 5 horas, se asocia una altura de agua de 2,1m; para la marca de 4 horas, se asocia una altura de agua de 1,55m; para la marca de 2 horas se asocia una altura de agua de 1,25m y por último la marca de 1 hora se asocia una altura de agua de 0,9m.

Cabe destacar que si al comienzo del riego, el nivel de aguas está a un nivel inferior al máximo, (como ejemplo en el nivel amarillo de 4 horas) y la bocatoma está captando agua, es posible que se pueda extender el riego debido al agua que ingresará hacia el tranque, donde se prestará atención al nivel de agua al final del riego (para el caso de 4 horas, si el nivel no llegó a la zona negra, es posible extender el riego según lo que indique el limnímetro de colores.

22.5.3. Conclusiones

Si bien se pueden generar diversas combinaciones para definir la cota de operación de tranque considerando las distintas variables que puedan generarse, se recomienda que ante todo evento, el tranque contenga agua hasta al menos la cota 2,38 m para asegurar un riego de 6 horas, independiente si ello se consigue durante una noche o un par de días.

Lo anterior implica que operar con tranque lleno es siempre el mejor caso y es como se recomienda para efectos de seguridad y disponibilidad de agua, pero para casos extremos de falta de recurso, se podrá considerar el riego según el limnímetro de color donde se especifican las horas máximas de riego por sector según nivel de agua. Esto es considerando que no hay aporte de agua

desde la bocatoma, pero en el caso contrario donde ingrese agua al tranque desde la bocatoma al momento del riego, se obedecerá primero el tiempo de riego según el limnímetro de color.

22.6. OPERACIÓN DE LLENADO DE TUBERÍA EN CONDICIONES NORMALES

22.6.1. Aspectos Generales

Una vez realizada la ***Prueba de Conjunto Puesta En Marcha***, se realizará una ***Marcha Blanca del Sistema***, que consistirá en operar el sistema realizando revisiones de forma periódica y meticulosa de los distintos chequeos de acuerdo a las operaciones que se realicen.

	*Antes de proceder al llenado de los tramos de la Tubería, se debe verificar que "todos los componentes del sistema de riego se encuentren en óptimas condiciones y que se hayan realizado las mantenciones preventivas (ver Acápite 22.11)", en caso contrario no se puede proceder al llenado hasta que se cumpla la condición anterior.*

	*La operación adecuada del llenado es de suma importancia para el sistema. En caso de que las válvulas no estén bien ensambladas o empotradas o presenten un exceso de vibración durante la operación de llenado, se debe detener el proceso y vaciar las conducciones, ya que podría provocar la destrucción de las válvulas.*

Una vez que se cumple con todas las condiciones anteriores, se está en condiciones de proceder al llenado del Sistema de Riego.

22.6.2. Operaciones de Llenado de la Tubería

Permitir el flujo en la cámara de inicio y llenado de ambos Tramos: Se debe permitir el paso del agua en forma controlada donde se tendrá la precaución de abrir la válvula a ¼ de apertura, controlando el caudal de salida, de tal manera que el agua ingrese a la tubería a través de la cámara de inicio y llegue hasta el final de ambos tramos en cada ramal, desde donde comienza a llenarse cada tubería. Se deberá tener atención continuamente a la liberación de aire de la tubería a través de las válvulas ventosa.

Durante este proceso, la cámara Corta Presión presentarán alturas menores a las dispuestas en condiciones normales de operación, debido a que el llenado se realiza a través del escurrimiento gravitacional en las tuberías, por lo que la cota de la superficie del agua al interior de la cámara corresponderá a un valor cercano a la altura del escurrimiento más la cota de radier en la boca de descarga de la cámara de carga.

	*El control de llenado se regirá estrictamente con la apertura de la válvula, donde no debe sobrepasar ¼ de apertura.*

22.6.3. Maniobras de Puesta en Marcha del Sistema de Riego

Inmediatamente después que se hayan llenado todos los tramos de tubería a presión (incluyendo las cámaras de carga) se debe proceder a realizar las maniobras de puesta en marcha.

22.7. OPERACIÓN NORMAL (CAUDAL MÁXIMO 100 L/s)

La operación tendrá un régimen de operación normal cuando el caudal captado en la bocatoma tenga como máximo 100 L/s. Cabe destacar que, si ocurre alguna emergencia o falla en el sistema, se deberá operar de acuerdo a las necesidades de dichas situaciones, independientemente del caudal captado en la bocatoma.

22.7.1. Consideraciones del tranque y bocatoma para la operación normal

La operación tendrá un régimen de operación normal cuando el tranque esté en su nivel máximo y con un caudal captado de 100 L/s en la bocatoma. Para este caso, el tranque retoma su nivel máximo en solo 12 hr (durante la noche) teniendo así factibilidad de riego al día siguiente.

Los niveles del tranque en situación normal corresponden a 2,6 m de agua para el nivel máximo y 0,9 m de agua para el nivel mínimo considerando 1 hora de riego además del volumen muerto. En caso de llegar a este nivel de agua, se debe suspender el riego. Los niveles de agua son obtenidos del Anexo 22-1.

En caso de mantenimiento de la bocatoma o elementos del sistema de riego, no será posible regar debido a que se tendrá la bocatoma inactiva.

	*La operación normal de riego está regulada por la altura mínima y máxima del tranque, en el caso de llegar al nivel mínimo del tranque se debe cortar el riego del sector.*
	*Si el caudal de aducción durante la noche no logra el nivel máximo del tranque, es posible tener una operación normal considerando los tiempos de riego indicados en ítem 22.5.2*

22.8. SECTORIZACIÓN DEL RIEGO

El sistema de turnos de riego consiste en un programa de turno diario dividido en 2 sectores, en los cuales, cada turno es de 6 horas continuas con caudal máximo. Los turnos varían cada mes, donde en una situación se regará primero el sector 1 y luego el sector 2, donde al siguiente mes se intercambiará el orden.

22.9. OPERACIONES DE LIMPIEZA

22.9.1. Aspectos Generales

Se distinguen 3 operaciones de limpieza: limpieza de la bocatoma, limpieza de cámaras de carga y desarenador y limpieza de Tubería.

22.9.2. Operación de Limpieza de la Bocatoma

Para esta operación deben tener presentes los siguientes puntos:

1. La bocatoma se limpia por separado.

2. Por la ubicación, la principal suciedad que se habría de encontrar, ha de ser hojas de la vegetación circundante. La limpieza de ellas se ha de intensificar en período finales de verano y otoño, siendo necesaria la mantención, en forma mensual El resto del tiempo debe realizarse en forma semestral, o después de otoño y/o grandes crecidas. Lo importante es tener despejada la zona de la rejilla, el principal componente de la bocatoma.

3. En el caso de material de gran tamaño y otros componentes de origen vegetal, acarreados a la zona, producto de las crecidas en época de invierno, se debe considerar el despeje de ellos.

4. Como mantención permanente, el despeje de todo elemento extraño al sistema, debe hacerse en forma semestral, en temporada baja.

5. Después de grandes crecidas, se debe verificar las condiciones del enrocado, por si es necesario el reemplazo de algún componente de éste.

22.9.3. Operación de Limpieza de la Cámara de Carga y Desarenador

Para realizar la operación de limpieza de las cámaras de carga, se deben tener presentes los siguientes puntos:

1. El diseño de la cámara de carga y el desarenador, son auto limpiantes, sin embargo, es posible que haya ingreso de hojas o materiales pétreos.

2. Por su ubicación, la principal suciedad que se habría de encontrar, ha de ser hojas de la vegetación circundante. La limpieza, particularmente de la rejilla que se encuentra entre desarenador y cámara de carga, se ha de intensificar en períodos finales de verano y otoño, siendo necesaria la mantención, en forma mensual. El resto del tiempo debe realizarse en forma semestral, o después de otoño y/o grandes crecidas.

3. Como mantención permanente, el despeje de todo elemento extraño al sistema, debe hacerse en forma semestral, en temporada baja.

4. Después de grandes crecidas, se debe verificar las condiciones de los muros de la obra, por si es necesario el reemplazo de algún componente de él.

5. La compuerta desripiadora del desarenador debe ser operada al menos 2 veces al mes o cuando se aprecie el embanque del fondo.

22.9.4. Operación de Limpieza del Tranque

De requerirse una limpieza del Tranque, se ha de considerar las siguientes indicaciones:

1. No se considerará la limpieza con maquinaria ni elementos punzantes para evitar dañar la membrana de HDPE.
2. No ingresar al tranque con calzado que pueda dañar la membrana HDPE.
3. Revisar las juntas de HDPE de la cubeta, cualquier daño en ella considerar su oportuna reparación.

	*No utilizar maquinaria y elementos punzantes para realizar la limpieza de la cubeta del tranque.*

22.9.5. Operación de Emergencia

Las operaciones de emergencia producto de una falla en el Sistema de Riego se asumen como excepcionales y pueden deberse a una rotura en la Tubería, una falla en alguna de las cámaras dispuestas a lo largo de su trazado (como filtración excesiva de agua, problemas con el funcionamiento de alguna válvula de corta, ventosa o alivio), o una falla en alguna de las unidades de las cámaras corta presión.

En el caso de cualquiera de las fallas antes expuestas **el Jefe de Operaciones** debe evaluar la condición, debiendo estar presente en la zona de la falla de manera de tener la mejor información posible.

En caso impedir el paso del agua hacia el punto de falla se debe operar de forma tal que no se vacíe la Tubería y que el agua desperdiciada sea la mínima posible.

	*Para el caso de las válvulas de desagües, la apertura se debe hacer de forma paulatina (en un tiempo de apertura o cierre no menor a 60 s, para no provocar golpe de ariete), y de forma controlada (para no verter agua en exceso).* *En el caso de las válvulas, la apertura debe realizarse de forma controlada (para no verter agua en exceso).*

22.9.6. Operación de Vaciado de la Tubería

La operación de vaciado de la Tubería debe ser supervigilada directamente por el Jefe de Operaciones, y se deben tener presentes los siguientes considerandos:

1. La operación de vaciado de la Tubería se puede realizar para cada tramo del sistema de forma independiente, teniendo como punto en común que no debe entrar agua al tramo en proceso de vaciado, por lo que se deberá cerrar la válvula de corta situada aguas arriba del tramo que se quiere vaciar o en cámaras de cruce de camino, según el sector a considerar

2. Los efectos de las subpresiones serán controlados por las ventosas presentes en el desarrollo de la tubería.



Es de suma importancia que la chimenea de venteo o ventosa que se encuentra en la cámara donde se realiza la maniobra de corta esté operativa, ya que en caso contrario puede provocar falla de la tubería, debido a las subpresiones que se producen al no ingresar aire durante el vaciado de la tubería.

3. Durante la operación de vaciado de cada tramo el flujo se descarga por la válvula de mariposa presente al final del tramo sin necesidad de cambiar la operación de ésta, debido a que la presión de entrada disminuye gradualmente a medida se vacía la tubería.

4. Primero se cierran completamente las válvulas para corta de flujo que se requieren operar, y luego se abren lentamente las válvulas de descarga.

5. El proceso de apertura de las válvulas de descarga comienza desde las válvulas de aguas arriba hacia las de aguas abajo. Una vez la presión haya disminuido lo suficiente para asegurar la estabilidad estructural del lugar de descarga se puede abrir gradualmente

6. Para evitar velocidades excesivas en el proceso de desagüe de la tubería, se limitan los % de apertura de las válvulas. En el Cuadro 22.9.6-1 se observa la apertura en grados del disco de la válvula.

CUADRO 22.9.6-1
APERTURAS MAXIMAS DE VÁLVULAS DESAGÜE

Desagüe	Ángulo de disco (apertura en grados)
VD-1	70
VD-2	70
VD-3	70
VD-3	70
VD-4	70
VD-4	70
VD-5	50
VD-6	70
VD-7	70
VD-8	70
VD-9	70
VD-10	90
VD-11	90

Fuente: Elaboración propia

	*Es de suma importancia que el grado de apertura de la válvula de descarga sea el que asegure la estabilidad estructural del lugar donde se vierte el agua. En caso que la velocidad sea excesiva se debe esperar a que disminuya la presión en el punto de descarga y luego abrir gradualmente la válvula a medida que disminuye la velocidad de salida.* *Durante la operación de vaciado se pondrá especial atención en el comportamiento y sonidos que puedan darse en la tubería, los que pueden ser indicios de alguna falla. Ante tal evento, se deberá realizar un vaciado más lento o se debe realizar alguna otra acción correctiva determinada por el Jefe de Operaciones.*

22.10. OPERACIÓN DE UNIDADES DEL SISTEMA ENTUBADO

22.10.1. Aspectos Generales

Objetivo: *Establecer en detalle los procedimientos, protocolos y enclaves de operación de cada equipo, de acuerdo con las exigencias técnicas del sistema, del fabricante y las mejores prácticas de seguridad.*

Todas las actividades deben salvaguardar la seguridad de las personas y los equipos y realizarse de acuerdo con los procedimientos establecidos en el presente Manual, de acuerdo con sus particularidades y exigencias especiales para un buen desempeño.

Se establecen las maniobras que se pueden realizar, los recursos necesarios, la condición inicial, los enclavamientos y la condición final.

Cada instalación o equipo deberá contar con:

- Ficha técnica actualizada.
- Acceso directo a instrumentos, señales e indicadores

El operador deberá disponer siempre de los siguientes elementos como mínimo:

- Herramientas y materiales necesarios
- Comunicación por radio móvil habilitada
- Libreta de registro
- Artículos de seguridad según necesidad y recomendaciones de la Asociación Chilena de Seguridad.

22.10.2. Desarenador y Cámara de Carga

22.10.2.1. Aspectos Generales

Con el desarenador se busca decantar aquellas partículas de sedimento de tamaño superior a 0,3 mm de diámetro, las cuales podrían depositarse en el sistema de tuberías, provocando un embanque en su interior y por ende un mal funcionamiento del sistema de conducción.

Se deberá considerar una limpieza del desarenador una vez antes de cada temporada de lluvias, donde la compuerta lateral se mantendrá abierta en temporada de invierno. Solo en casos de verano donde se tenga un menor caudal captado de la bocatoma, se tendrá que cerrar la compuerta lateral del desarenador para permitir el llenado de la cámara de carga.

En la Figura 22.10.2.1-1 Se presenta parte del esquema del desarenador, donde se destacan los elementos a maniobrar.

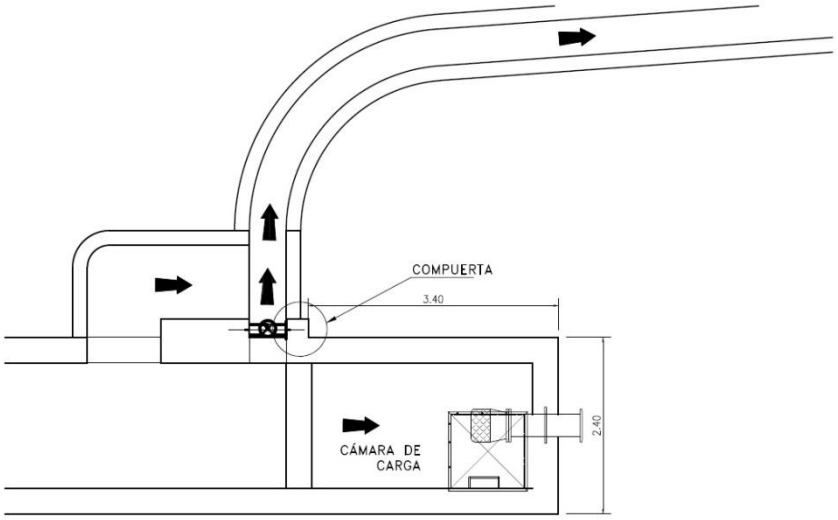


FIGURA 22.10.2.1-1
DESARENADOR Y CÁMARA DE CARGA

Fuente: Elaboración Propia

22.10.2.2. Maniobras Abrir-Cerrar

Las maniobras de Abrir y Cerrar se refieren a las operaciones realizadas en las compuertas durante las operaciones de limpieza del desarenador. Considerando que la limpieza se debe realizar en épocas de verano (antes de época de lluvia), la compuerta estará cerrada, por lo tanto, es necesario de abrir la compuerta para realizar la limpieza del desarenador.

La función de la compuerta es posibilitar evacuar los sedimentos del desarenador hacia el río Ranguintulelfu, por el canal de desarenación.

En la Figura 22.10.2.2-1 se indica la compuerta de limpieza del desarenador.

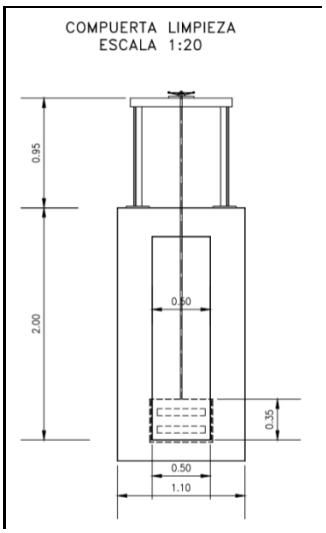


FIGURA 22.10.2.2-1
COMPUERTA DE DESARENADOR

Fuente: Elaboración Propia

22.10.2.3. Limpieza de Rejillas

Se recomienda que la limpieza de la rejilla ubicada a la entrada y salida de la cámara de carga se realice al menos una vez por semana. Esta limpieza la debe realizar un operador, en forma manual, utilizando las herramientas necesarias para la recolección de los elementos atrapados en las rejillas.

22.10.2.4. Recursos Necesarios

Participan la operación de la compuerta:

- 1 operador.
- 1 ayudante (solo si el jefe de operaciones lo estima conveniente).

El administrador debe facilitar las herramientas necesarias para la operación de la compuerta y la limpieza de la rejilla.

22.10.3. Cámara de Inicio

22.10.3.1. Aspectos Generales

El objetivo de la cámara de inicio es conducir las aguas del canal hacia la tubería y aforar el agua circulante.

Se proyecta la entrada a la cámara y luego una tubería doble, de tal manera que, cuando se haga la mantención en las piezas mecánicas, se corte el paso en la primera línea, para que entre a funcionar la segunda.

En la Figura 22.10.3.1-1 se presenta la disposición de los elementos de la cámara de inicio, donde se destacan los elementos que influyen en este manual, los que serán descritos en forma secuencial.

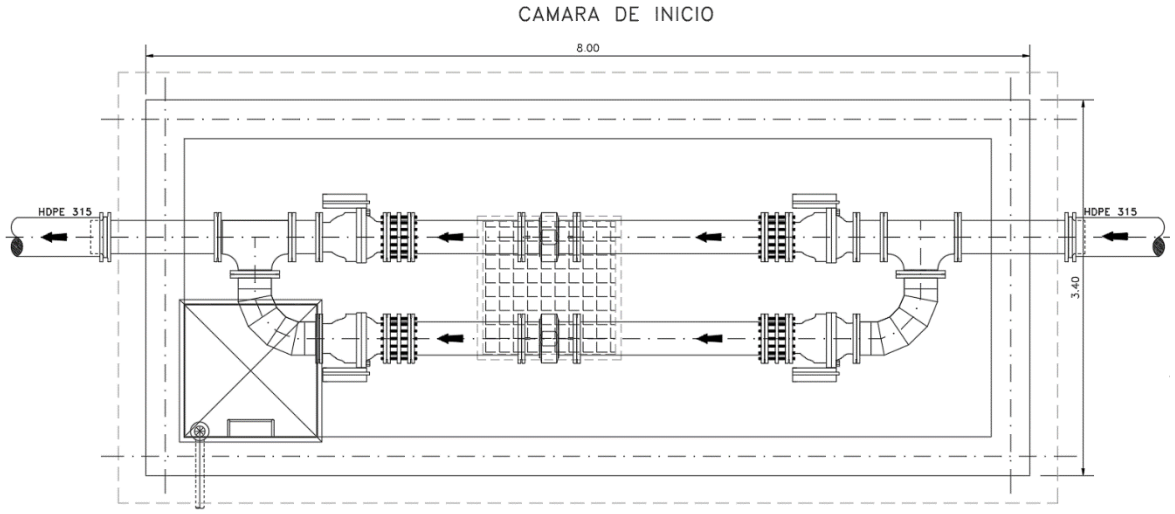


FIGURA 22.10.3.1-1
CÁMARA DE INICIO

Fuente: Elaboración Propia

22.10.3.2. Válvula de Mariposa

El objetivo de este tipo de válvulas es cortar el flujo entrante a la tubería cuando se requiera. Se necesita la autorización de la Administración y del Jefe de Operaciones para no interferir con la entrega de agua para riego.

Esta válvula operará 100% abierta.

La válvula se cerrará en caso de ser necesario cambiar alguna pieza, mantención, detener el flujo o cualquier otra circunstancia que así lo requiera.

Todas las operaciones se realizarán de acuerdo a las instrucciones especificadas por el fabricante.

	***Se exige que el cierre de la válvula de mariposa*** *se realice de manera lenta, gradual y pausada (en no menos de 60 s), para no provocar un golpe de ariete en exceso hacia aguas arriba, por lo que durante el proceso de cerrado se debe leer la presión en el*

	manómetro ubicado inmediatamente aguas arriba de la misma, de forma de ***cerrar la válvula a una velocidad que no produzca un aumento de la presión mayor a la presión nominal de la tubería de aguas arriba de la válvula.***

22.10.3.3. Maniobras Abrir-Cerrar

La válvula operará completamente abierta en forma normal, ya que el control de caudal de inicio, se realiza en la Cámara de Inicio.

Al ser una tubería doble, siempre se ha de mantener una línea abierta y la segunda cerrada. Si se produce una contingencia, se ha de cerrar esa línea, para mantener la segunda abierta, y no alterar el caudal aguas abajo.

	***La apertura de la válvula de mariposa se debe realizar de forma lenta***, en un tiempo no menor a 60 s.

22.10.3.4. Recursos necesarios

Participa para en la operación de la válvula solo 1 operador designado por el Jefe de Operaciones, los que durante la operación, deberán estar en permanente comunicación radial.

22.10.3.5. Medidor de Caudal Mecánico Clase 150 BB

El objetivo de esta unidad es medir el caudal que ingresa a la tubería, para poder tener registro diario, mensual, anual, etc. Operará automáticamente y los datos que entrega deberán ser anotados o descargados en la bitácora basándose en el programa que la Administración establezca. La lectura de mediciones la puede realizar el operador o su ayudante.

Se considera un solo medidor de caudal en cada cámara de inicio, el que en caso de emergencia, debe cambiarse a la línea paralela proyectada.

22.10.4. Cámaras Corta Presión

22.10.4.1. Aspectos Generales

Las cámaras de corta presión tienen la función de controlar la presión aguas abajo, disminuir la carga piezométrica a niveles cercanos a los 2 m.c.a. (de forma de evitar posibles daños en la cámara de disipación de la energía), impedir que se vacíe la tubería, e impedir que la velocidad del chorro de entrada a la cámara disipadora de energía de los estanques corta presión sobrepase los 15 m/s.

En la Figura 22.10.4.1-1 se presenta la cámara corta presión tipo del sistema de riego Tralcapulli.

La válvula que compone la habilitación de la cámara corta presión es la siguiente:

- Válvula de Mariposa

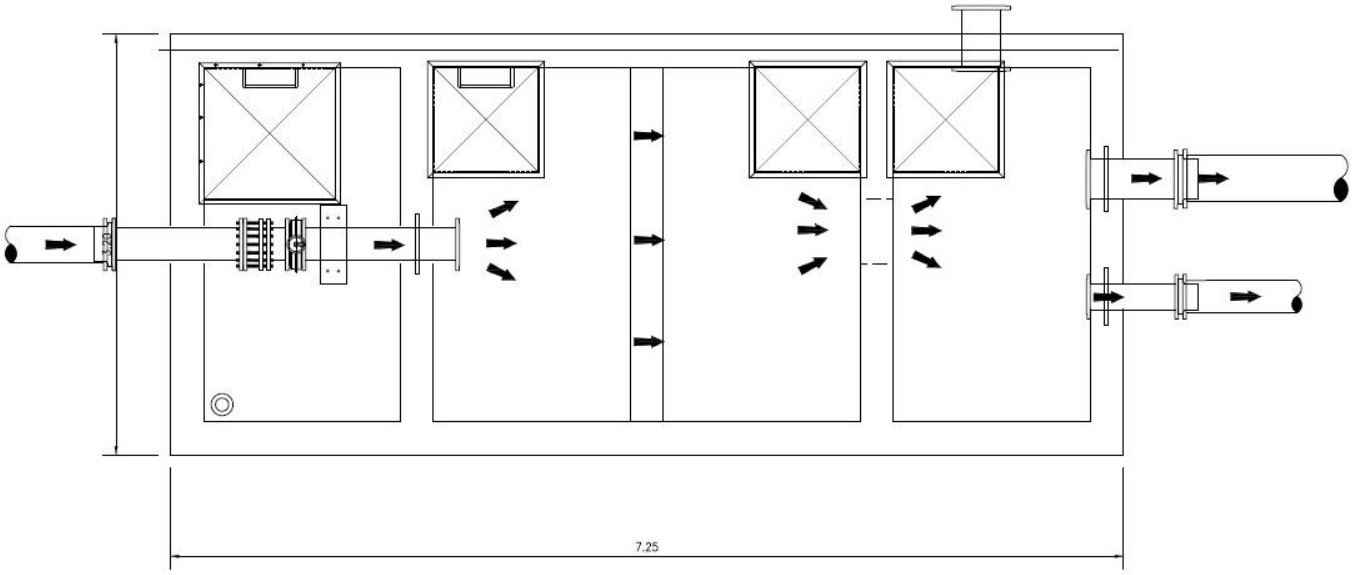


FIGURA 22.10.4.1-1
CÁMARA CORTA PRESIÓN

Fuente: Elaboración Propia

22.10.4.2. Válvula de Mariposa

El objetivo de este tipo de válvulas es cortar el flujo entrante a la tubería cuando se requiera. Se necesita la autorización de la Administración y del Jefe de Operaciones para no interferir con la entrega de agua para riego.

Esta válvula operará 100% abierta.

La válvula se cerrará en caso de ser necesario cambiar alguna pieza, mantención, detener el flujo o cualquier otra circunstancia que así lo requiera.

Todas las operaciones se realizarán de acuerdo a las instrucciones especificadas por el fabricante.

	***Se exige que el cierre de la válvula de mariposa*** *se realice de manera lenta, gradual y pausada (en no menos de 60 s), para no provocar un golpe de ariete en exceso hacia aguas arriba, por lo que durante el proceso de cerrado se debe leer la presión en el manómetro ubicado inmediatamente aguas arriba de la misma, de forma de* ***cerrar la válvula a una velocidad que no produzca un aumento de la presión mayor a la presión nominal de la tubería de aguas arriba de la válvula.***

22.10.4.3. Maniobras Abrir-Cerrar

La válvula operará completamente abierta en forma normal, ya que el control de caudal, se realiza con las válvulas de Mariposa ubicadas aguas arriba de la cámara corta presión.

Al ser una tuebría doble, siempre se ha de mantener una línea abierta y la segunda cerrada. Si se produce una contingencia, se ha de cerrar esa línea, para mantener la segunda abierta, y no alterar el caudal aguas abajo.

	***La apertura de la válvula de mariposa se debe realizar de forma lenta***, en un tiempo no menor a 60s.

22.10.4.4. Recursos Necesarios

Participa para en la operación de la válvula solo 1 operador designado por el Jefe de Operaciones, los que durante la operación, deberán estar en permanente comunicación radial.

22.10.5. Cámara Corte Operación y Emergencia

El objetivo de la cámara es poder operar las válvulas de cierre y abertura en operación normal y también en casos de emergencia poder cerrar la línea. Esta cámara se ubica en el tramo 2 junto al camino T-295 para una mayor facilidad de acceso.

En la Figura 22.10.55-1 se presenta la disposición de los elementos de la cámara de corte operación y emergencia, donde se destacan los elementos que influyen en este manual.

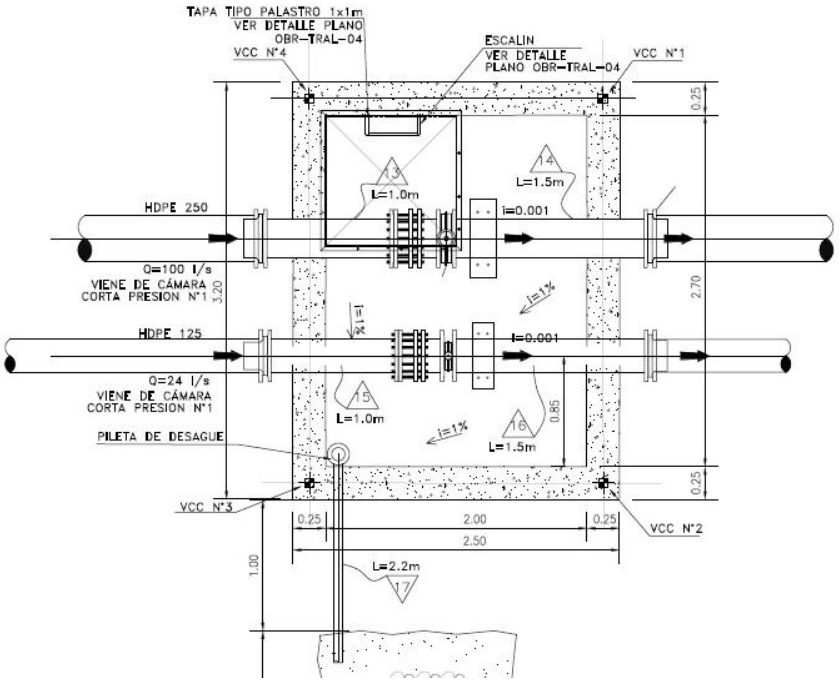


FIGURA 22.10.5-1
CÁMARA CORTE OPERCIÓN Y EMERGENCIA

Fuente: Elaboración Propia

22.10.6. Maniobras de Abrir, Cerrar y Reemplazo de Válvula de VENTEO

22.10.6.1. Aspectos Generales

Esta válvula debe operar siempre abierta. Solo se cerrará durante un pequeño lapso de tiempo, para el reemplazo, mantención y/o reparación de la válvula de venteo. Por lo que se exige que a no ser que el sector donde se encuentra la cámara no esté en uso, se cuente con una válvula de alivio en "stock" para realizar el reemplazo de la válvula defectuosa, con el fin que el tiempo que la válvula de compuerta permanezca cerrada sea el mínimo posible, dejando la válvula defectuosa en stock siempre y cuando esta tenga reparación.

	***Para cada tramo se requiere evitar el cierre de válvulas mientras se tenga cerrada la válvula de Mariposa**, ya que en ese momento no existirá un sistema de protección proporcionado por la válvula de alivio contra el golpe de ariete.*

Después de realizar el reemplazo de la válvula de alivio, se debe abrir lentamente la válvula de mariposa, de forma de probar el funcionamiento de la nueva válvula. En la Figura 22.10.6.1-1 se puede observar la cámara de venteo.

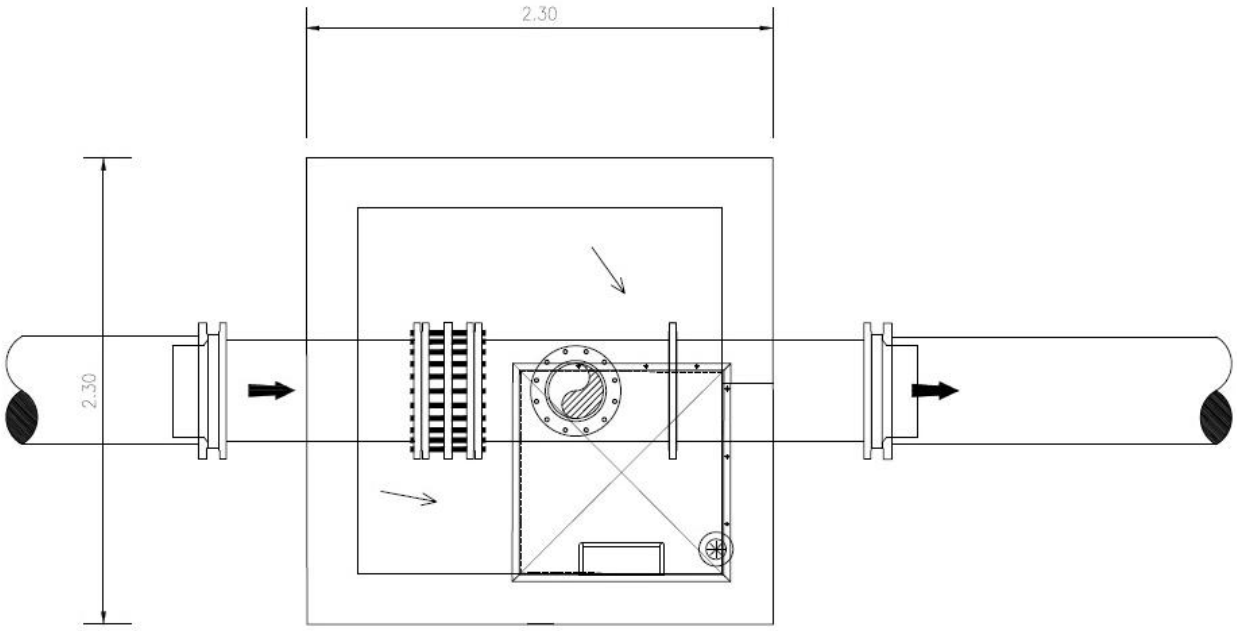


FIGURA 22.10.66.1-1
CÁMARA DE VENTEO

Fuente: Elaboración Propia

22.10.6.2. Instalación y Mantenimiento de las Válvulas de Venteo

La Válvula de Venteo se ha proyectado para aliviar el aire incorporado a la tubería en el sistema .

22.10.6.3. Maniobras

La maniobra es del tipo automática, permitiendo el flujo en las condiciones antes descritas. Solo se requiere que la válvula de mariposa que le sirve de cierre esté completamente abierta.

22.10.6.4. Recursos Necesarios

La maniobra es del tipo automática, por lo que no se requiere un operador.

Solo se requiere que la válvula de mariposa que le sirve de cierre esté abierta, y que las válvulas de alivio se encuentren perfectamente operacionales.

Debido que esta operación está asociada con el reemplazo de una válvula de venteo, participan en esta operación:

- 1 operador en directa comunicación radial con el Jefe de Operaciones.

- Como mínimo 2 ayudantes

22.10.7. Cámaras de Cruce de Camino (CCC)

Corresponden a cámaras que permiten cortar el flujo al interior de la tubería, y que están ubicadas inmediatamente aguas arriba de cada cruce de camino.

En las Figuras 22.10.7-1 y 22.10.7-2 se presenta la figura de la cámara de cruce tipo, donde se indica el elemento a maniobrar.

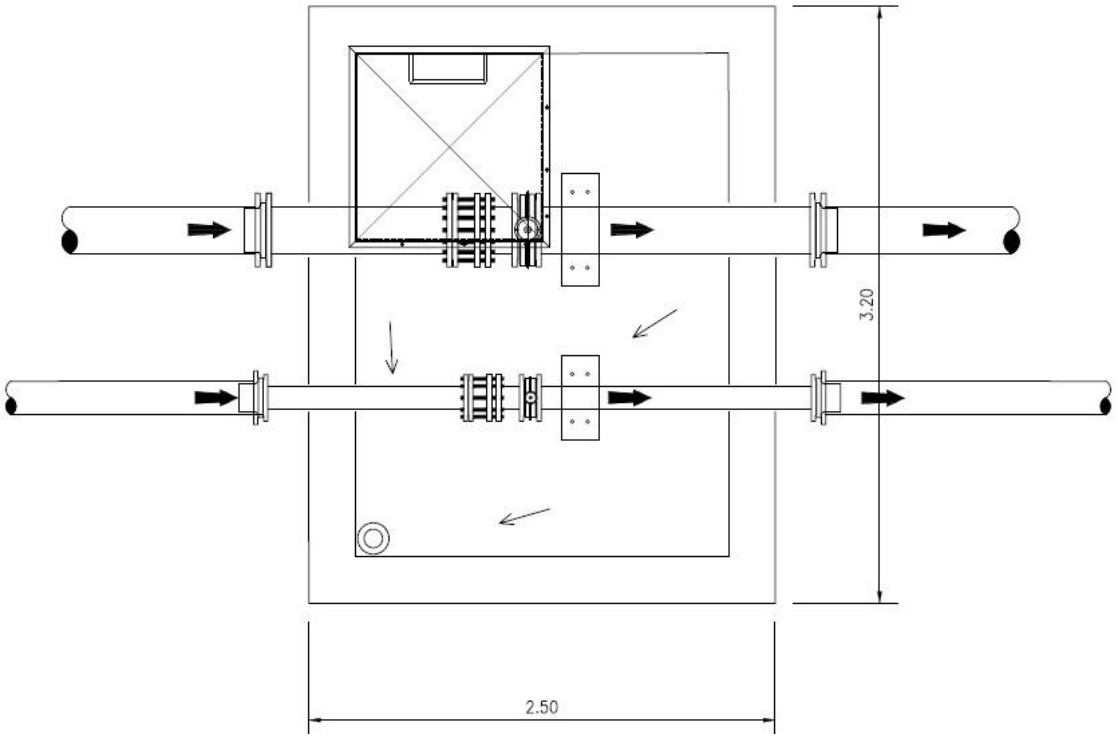


FIGURA 22.10.7-1
CÁMARA DE CRUCE DE CAMINO TIPO 1
Fuente: Elaboración Propia

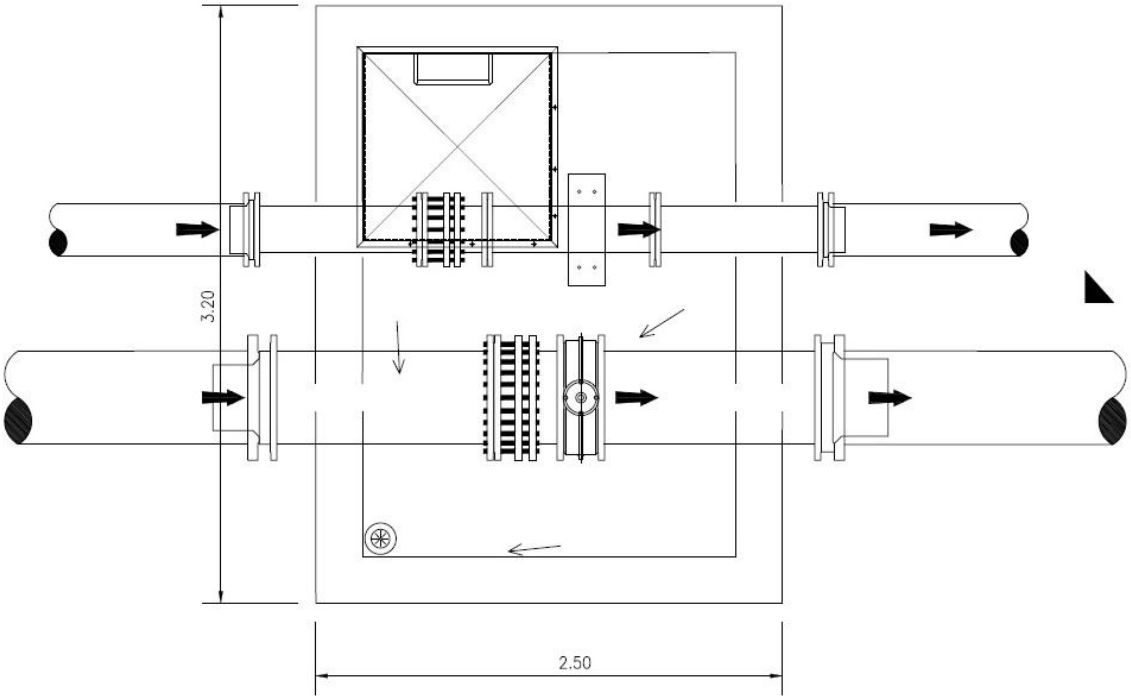


FIGURA 22.10.7-2
CÁMARA DE CRUCE DE CAMINO TIPO 2

Fuente: Elaboración Propia

Como se aprecia en ambas figuras, la cámara de cruce de camino tiene los mismos elementos que la cámara de salida corta presión. La diferencia entre ambas, es la ubicación de ellas.

22.10.8. Cámaras Entrada a Tranque

Corresponde a la cámara que permite el acceso al Tranque de Regulación ubicado inmediatamente aguas arriba del mismo.

En la Figura 22.10.8-1 se presenta la Figura de la cámara de entrada al Tranque, donde se indica el elemento a maniobrar.

Como se aprecia en la figura, la cámara de ingreso al Tranque, posee una válvula de corte, una unión autobloqueante.

	***La apertura de la válvula de mariposa se debe realizar de forma lenta***, en un tiempo no menor a 60s.

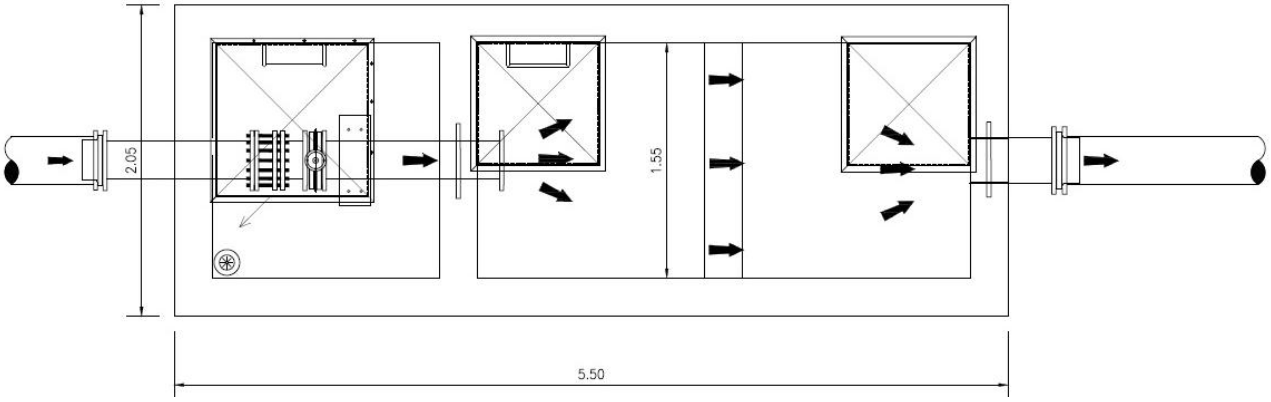


FIGURA 22.10.8-1
CÁMARA DE INGRESO AL TRANQUE

Fuente: Elaboración Propia

22.10.9. Tranque de Regulación

Corresponde al sistema de Regulación y control de caudales para el Sistema de Riego Tralcapulli.

En la Figura 22.10.9-1 se observa el Tranque de Regulación. Aguas Arriba de él, se encuentra la Cámara de Entrada y aguas abajo, se encuentra la Cámara de Salida.

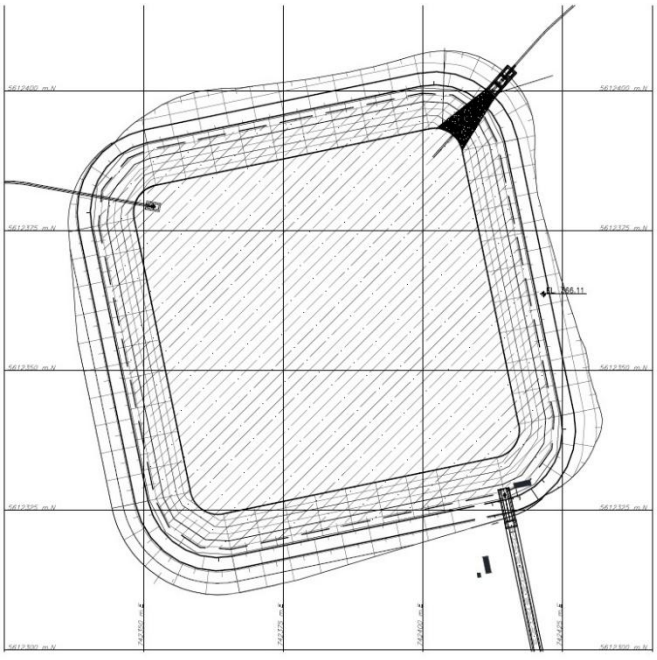


FIGURA 22.10.9-1
TRANQUE

Fuente: Elaboración Propia

22.10.10. Cámaras Salida del Tranque

Corresponde a la cámara saliente del Tranque de Regulación ubicado inmediatamente aguas abajo del mismo.

En la Figura 22.10.10-1 se presenta la Figura de ubicación de la cámara de salida, respecto de la ubicación del Tranque.

La descarga del Tranque a la cámara es gravitatoria.

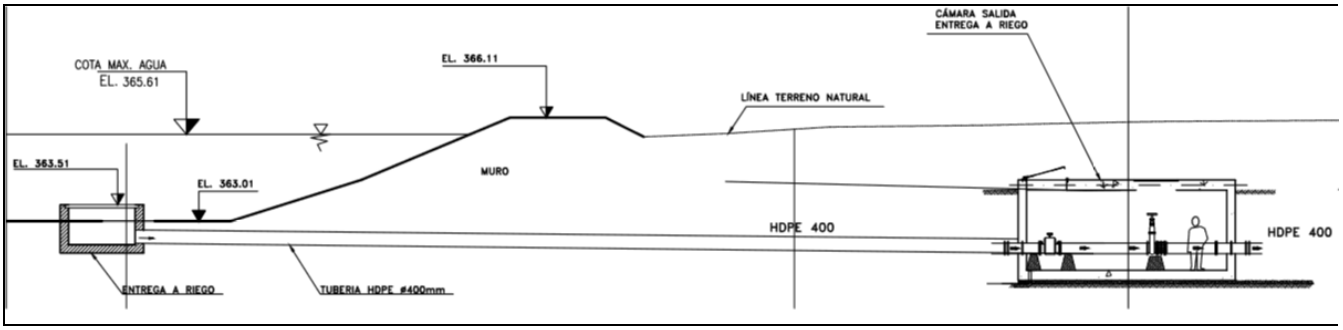


FIGURA 22.10.10-1
UBICACIÓN DE LA CÁMARA DE SALIDA

Fuente: Elaboración Propia

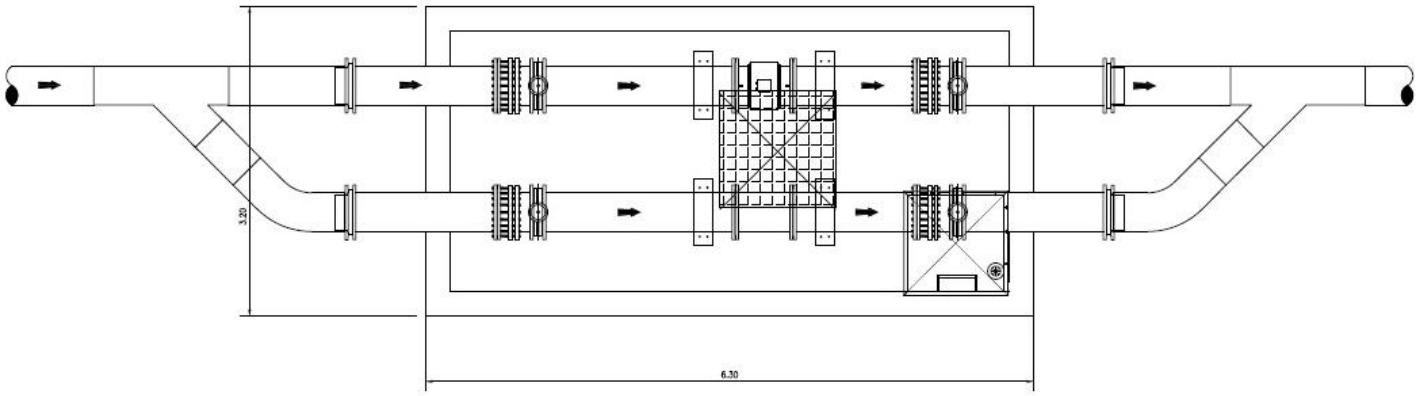


FIGURA 22.10.10-2
CÁMARA DE SALIDA DEL TRANQUE

Fuente: Elaboración Propia

	***La apertura de la válvula de mariposa se debe realizar de forma lenta***, en un tiempo no menor a 60s.

22.10.11. Entregas a Tramo

Las entregas puntuales están compuestas por tres partes: válvula de mariposa, válvula de regulación y medidor de caudal.

El objetivo de la cámara de entrega predial es llevar el registro de los caudales entregados y entregar agua de forma controlada.

En los casos de descargas con alta presión las descargas cuentan con reguladores de presión a la entrada del predio.

En la Figura 22.10.1111-1 a la 22.10.1111-3 se presenta la disposición de los elementos de las cámaras de entregas a los distintos tramos de la red.

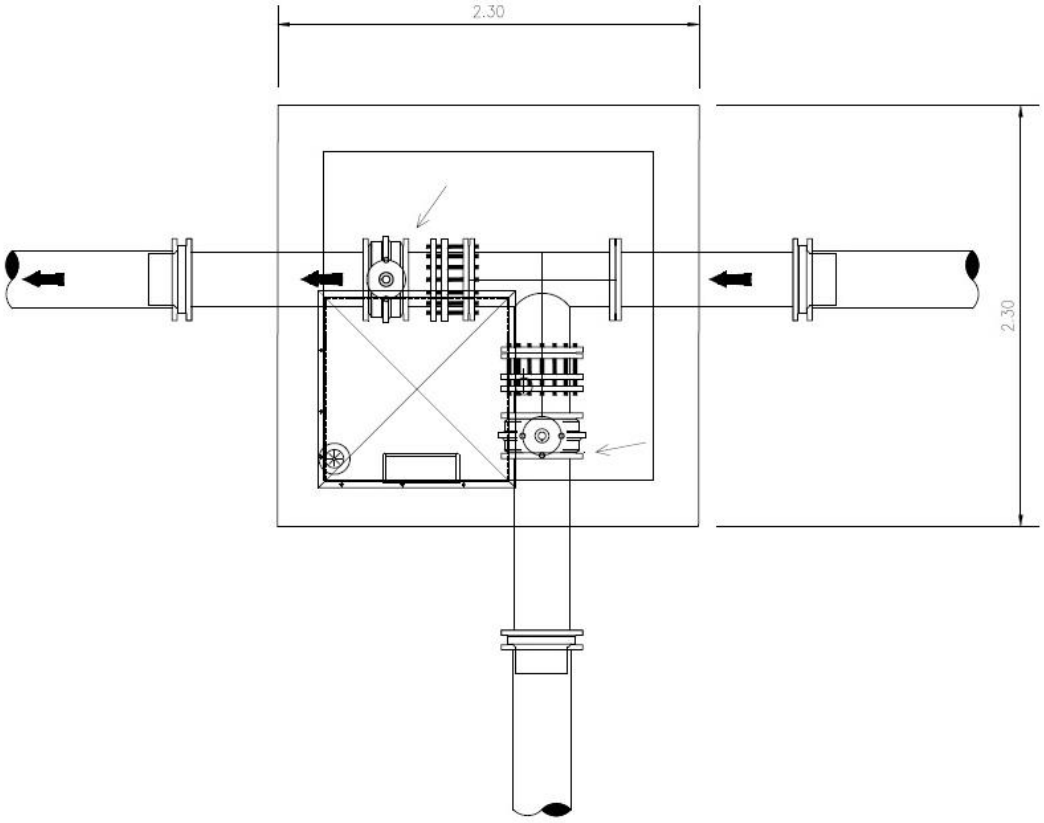


FIGURA 22.10.11-1
ENTREGA PREDIAL TRAMO 5-6

Fuente: Elaboración Propia

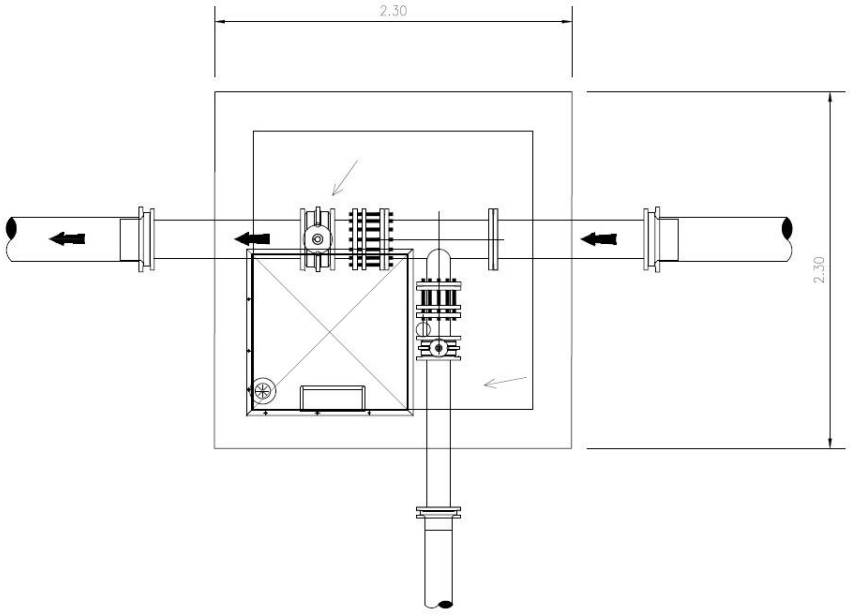


FIGURA 22.10.11-2
ENTREGA PREDIAL TRAMO 5-2 Y 7-1

Fuente: Elaboración Propia

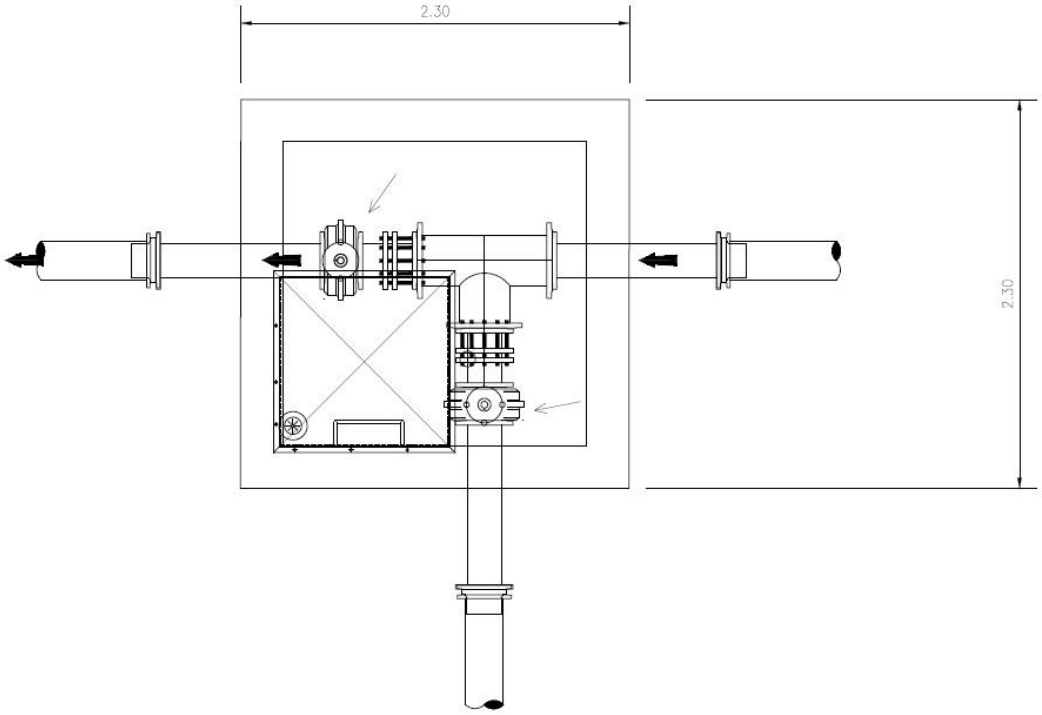


FIGURA 22.10.11-3
ENTREGA PREDIAL TRAMO 8 Y 8-1

Fuente: Elaboración Propia

22.10.11.1. Válvula de Mariposa

El objetivo de estas válvulas es servir de corta para aquellas entregas puntuales que no están en turno de riego, impidiendo el paso hacia la conexión del mismo predio.

22.10.11.2. Maniobras Abrir-Cerrar

Condición de Entrega: Cuando corresponda el tiempo de regadío del predio, dependiente del sector y el turno asignado en cuestión, estas válvulas operarán abiertas, permitiendo el paso de agua.

	En esta condición operará completamente abierta. Pero tomando en cuenta que el control del caudal se realiza con el hidrómetro, y que la válvula de mariposa sería un elemento de control de caudal de baja precisión, eventualmente se utilizarán las válvulas para regular caudal, utilizando un porcentaje de apertura distinto al 100%.

Condición de No Entrega: estas válvulas operarán cerradas en los tiempos que al beneficiario no le corresponda recibir agua.

Las maniobras que se deben realizar para su apertura y cierre son:

a.1)Maniobra de Abrir

Durante esta operación debe comprobarse el correcto funcionamiento del flujómetro. En caso de no funcionar correctamente debe volver a cerrarse, y se debe realizar una revisión del equipo.

22.10.11.3. Recursos Necesarios

Participan en la operación de estas válvulas un operador o un ayudante.

El administrador debe facilitar las herramientas necesarias para apertura y cierre de las válvulas del sistema, además de dotar con equipos de radios para la coordinación de los trabajos.

22.10.11.4. Flujómetros

Se ubica en las entregas prediales con una presión de trabajo en su mayoría superior a 20 m.c.a.

El objetivo de esta unidad es medir el caudal y volumen de entrega para poder tener registro. No sirve para limitar presión, ni caudal.

Operará automáticamente y los datos que entrega deberán ser anotados o descargados en la bitácora basándose en el programa que la Administración establezca.

22.10.11.5. Recursos Necesarios

La lectura de mediciones la puede realizar el operador o su ayudante.

22.10.12. Cámaras de Desagüe

El objetivo de esta cámara servir de punto de descarga para cuando se requiere vaciar la tubería, ya sea para hacer alguna reparación, mantención o cualquier otra actividad que así lo requiera.

Las cámaras de desagüe cuentan solamente con una válvula de mariposa para su operación. En las Figuras 22.10.12-1 y 22.10.12-2 se puede observar la cámara de desagüe.

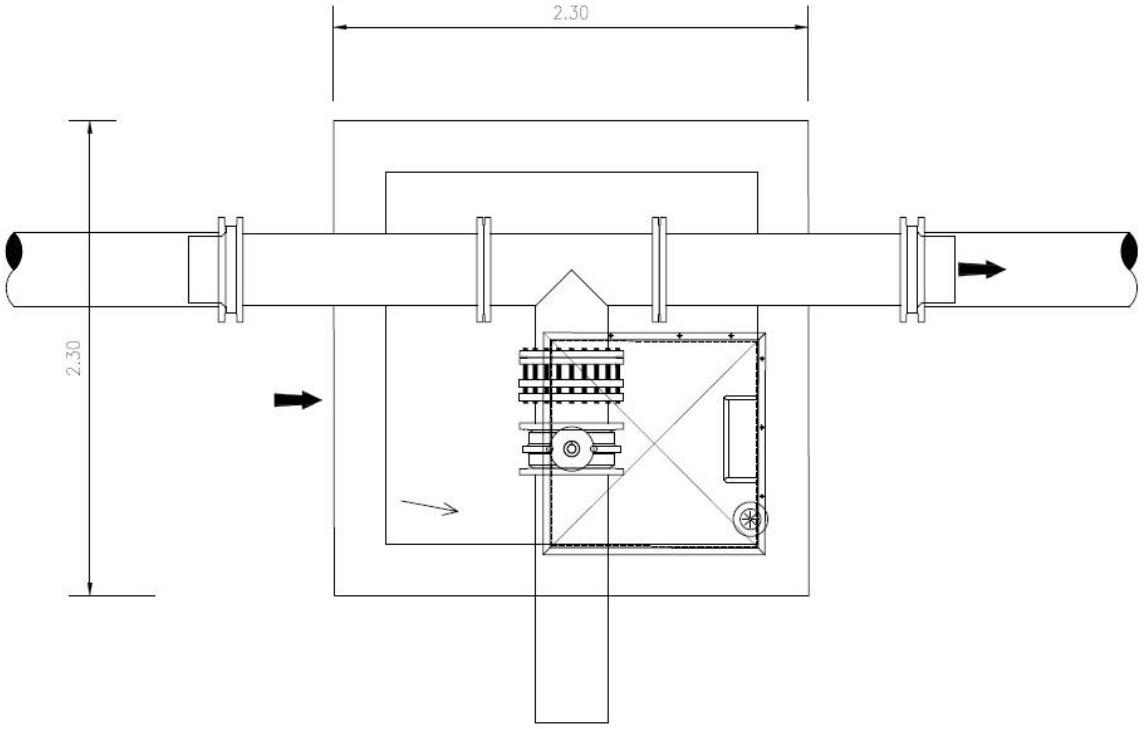


FIGURA 22.10.1212-1
CÁMARA DESAGUE TIPO 1

Fuente: Elaboración propia

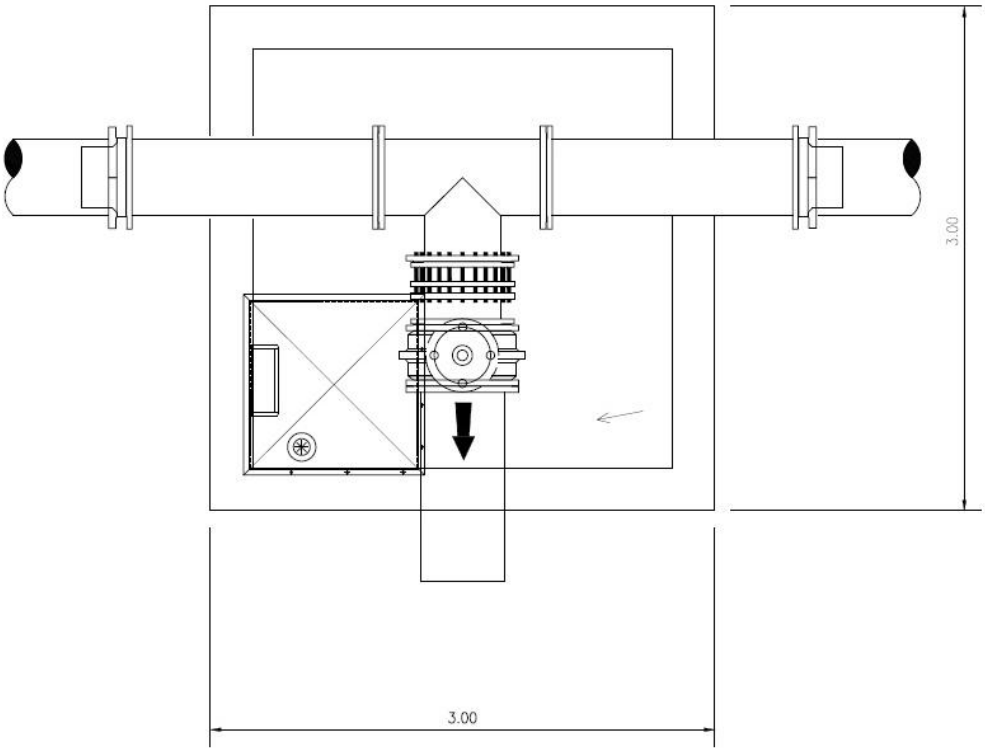


FIGURA 22.10.1212-2
CÁMARA DESAGUE TIPO 2
Fuente: Elaboración propia

22.11. PLAN DE MANTENCIÓN Y REEMPLAZO DE EQUIPOS

22.11.1. Generalidades

Objetivo: El mantenimiento incluye todas las actividades que tienen por finalidad asegurar un funcionamiento normal de todos los elementos hidráulicos, estructurales y de otra índole, incluida su infraestructura, que deben ser operados para mantener, permanentemente, un adecuado y oportuno servicio de riego.

La Administración será la responsable de dar cumplimiento al objetivo anterior.

Los beneficiarios del sistema de riego deben tener en cuenta que este está expuesto al deterioro y a la ocurrencia de daños. La Administración debe enfrentar esta situación mediante procedimientos de prevención y reparación, para lo cual se requiere una adecuada organización, una comunicación efectiva con los beneficiarios del sistema, como también contar con los recursos económicos para su normal funcionamiento.

El mantenimiento del sistema que requiera reparaciones de obras y que corten el abastecimiento de riego, debe ser programado por la comunidad y debe ejecutarse de preferencia en épocas en que estos cortes produzcan el menor daño posible a los usuarios.

Un aspecto primordial a tener en cuenta es que cuando se presentan daños en el sistema de riego y no se dispone de los materiales y piezas de reparación, el tiempo que tarda en restablecerse o normalizarse el servicio, causa perjuicios que pueden llegar a ser severos.

Hay que considerar que algunos elementos, como las tuberías de gran diámetro, sólo se suministran de acuerdo pedido y su entrega puede demorar más tiempo del que soportan los cultivos sin agua.

Por otra parte, las reparaciones improvisadas, realizadas sin los elementos apropiados, no son seguras y generalmente dan lugar a daños más graves. Un sistema de riego bien organizado debe disponer de un depósito de materiales, partes y accesorios para poder efectuar reparaciones con la debida agilidad.

Para garantizar la cantidad, continuidad y la calidad de agua para los usuarios, resulta indispensable realizar acciones que contribuyan a mantenerlo permanentemente en buen estado, las que se dan a conocer en el presente capítulo.

22.11.2. Tipos de Mantenimiento

Para asegurar una adecuada vida útil, preservación y estándar de funcionamiento de los materiales, equipos e instalaciones que conforman el Sistema de Riego, ellos estarán sometidos a un Plan de Mantenimiento, el que estará constituido por tres tipos de actividades principales:

- Mantenimiento Preventivo.
- Mantenimiento Predictivo.
- Mantenimiento Proactivo.

A continuación se entregan las características de estas tres actividades.

22.11.2.1. Mantenimiento Preventivo

Se entiende por Mantenimiento Preventivo todas aquellas acciones, realizadas en forma periódica, cuya finalidad es detectar y corregir oportunamente desviaciones que presenten los diferentes materiales, equipos e instalaciones, respecto de los estándares establecidos para su funcionamiento normal. Este tipo de actividades se caracterizan por ser dinámicas en el tiempo, las que deberán actualizarse permanentemente, conforme al comportamiento que presenten los distintos elementos que conforman el sistema, en la medida que estas envejecen.

Las frecuencias con que se realizarán las actividades del Mantenimiento Preventivo serán definidas, en un principio, de acuerdo a lo propuesto por los fabricantes y proveedores respectivos. Sin perjuicio de lo anterior, estas recomendaciones se deben ajustar en el tiempo a las condiciones particulares en las cuales opere el sistema, aumentando o disminuyendo su frecuencia en función de la experiencia que se irá obteniendo en el transcurso del tiempo.

En consecuencia, el funcionamiento del sistema de riego debe inspeccionarse y controlarse permanentemente.

22.11.2.2. Mantenimiento Predictivo

En este tipo de actividades se realizan acciones para detectar en forma temprana síntomas de falla futuras en los materiales, equipos e instalaciones del sistema. El objetivo perseguido es intervenir el o los elementos pertinentes con la debida anticipación y en forma oportuna y programada, para evitar la ocurrencia de alguna falla o interrupción no deseada del abastecimiento de agua.

22.11.2.3. Mantenimiento Proactivo

En estas actividades de mantenimiento se agrupan aquellas acciones que se realizan con el fin de mejorar el estándar de los materiales, equipos e instalaciones. Para tal efecto, se incorpora la experiencia y conocimiento que se va adquiriendo al operar y mantener el sistema de riego como también el adelanto e innovaciones que la industria y proveedores van logrando en el tiempo.

22.11.2.4. Información Técnica Inicial

Antes de iniciar la etapa de operación y mantención del Sistema de Riego, la Administración del mismo deberá contar con toda la información referida a la construcción del proyecto, la que deberá incluir, entre otras, las Especificaciones Técnicas, los Planos As Built, las fichas técnicas de las distintas piezas y equipos, y las fichas técnicas de las distintas clases de tubería utilizadas.

Adicionalmente, deberá contar con la información técnica de todos los materiales, principalmente tuberías, piezas especiales sin mecanismo y piezas especiales con mecanismo que recibirá como Stock inicial, para dar inicio sin problemas a la etapa de operación y mantención del Sistema de Riego.

22.11.2.5. Stock de repuestos, herramientas y otros

La Administración recibirá un Stock inicial de materiales y piezas especiales que le servirán de repuesto para dar inicio a la etapa de Operación y Mantención del Sistema de Riego, donde se considera 20% del valor total del proyecto en equipos de repuestos y 2 % para la prueba hidráulica. Estos insumos deberán ser incorporados a una bodega debidamente administrada, controlada y valorizada.

Los stocks críticos, corresponderán a los mínimos a tener físicamente en bodega de cada uno de los elementos recibidos. Estos deberán ser restituidos en la medida que sean usados durante la operación del sistema. La Administración deberá abastecerse de elementos de repuesto que sean necesarios y no se encuentren en el stock inicial. Por tanto, será responsabilidad de la Administración, abastecerse de todos los elementos necesarios nuevos y que cumplan con las especificaciones técnicas, de manera de tener permanentemente en bodega los elementos que sea necesario utilizar para cambiarlos por los que pudieran fallar.

Los valores de stock iniciales podrán ajustarse en el tiempo, aumentándolos o disminuyéndolos, en función del conocimiento que se irá adquiriendo en el tiempo. Para ello se deberá tener siempre presente, que el Sistema de Riego no deberá fallar por falta de elementos existentes en bodega.

La Administración deberá adquirir además las herramientas, elementos de seguridad, de protección personal y otros que sean necesarios para la operación normal del Sistema de Riego, los que se deberán almacenar en forma ordenada y de acuerdo a las recomendaciones de los respectivos fabricantes, debiendo mantenerse permanentemente el orden y la limpieza.

22.11.3. Mantenimiento Preventivo Tuberías y Piezas Especiales

22.11.3.1. Inspecciones Periódicas de Tuberías y Piezas Especiales Sin Mecanismo

Consiste en recorrer el trazado completo de la tubería a fin de detectar tempranamente posibles filtraciones.

Este tipo de actividades consideran también acciones de limpieza exterior y acondicionamiento de piezas. Como resultado de la ejecución de este tipo de actividades, se pueden programar acciones de: cambio de tuberías, cambio de uniones, reparaciones in situ de tuberías, etc.

Para este tipo de inspecciones se tienen que tener presente los siguientes puntos:

1. Si se detecta una filtración en un sector enterrado, en función de los planos As Built de dicho sector, deberá excavarse el tramo hasta encontrar la tubería, la que se descubrirá en una longitud suficiente para no forzarla durante la realización del trabajo. Previo a iniciar la reparación, se deberá determinar con precisión la naturaleza del daño, los repuestos y herramientas necesarios.
2. A continuación de identificar la filtración, reparando o cambiando el tramo de tubería y/o las piezas especiales según corresponda, se debe restituir el relleno estructural sobre la tubería, dando cumplimiento a las especificaciones de construcción respectivas.
3. El material proveniente de la excavación podrá utilizarse para efectuar el relleno, siempre que éste cumpla con las especificaciones de construcción, en especial con la condición que la humedad se encuentre cercana a la óptima en el momento de ser

realizado el relleno compactado. Esto es particularmente importante, pues el material proveniente de la excavación podría presentar una humedad baja o bien muy alta, debido a las filtraciones, en relación a su humedad óptima.

4. Informar a los usuarios del tramo afectado, avisar y coordinar con la debida anticipación antes de suspender el servicio.

5. No realizar reparaciones improvisadas que disminuyan el estándar del sistema y no realizar reparaciones sin la debida planificación.

6. La reparación debe ser dirigida por un especialista, con la supervisión del Jefe de Operaciones.

7. Se debe comprobar el buen resultado de la reparación antes de proceder a tapar las tuberías, realizando las respectivas pruebas hidráulicas (ver Especificaciones Técnicas Especiales).

8. El vaciado y llenado debe realizarse según las operaciones establecidas en el ítem 22.6.

22.11.3.2. Cambio Programado de Piezas Especiales Con Mecanismo

Estas actividades del plan consideran el reemplazo de piezas especiales con mecanismo de acuerdo a las recomendaciones del fabricante. Normalmente se utilizará como parámetro para el cambio, la información suministrada por el fabricante que corresponde a la vida útil esperada para la pieza de acuerdo a la función que cumple dentro del proceso. Esta vida útil está influenciada, principalmente, por las características del agua transportada, el tiempo de uso, y su adecuada operación y mantención. En Anexo 20-5 (de especificaciones técnicas), se adjunta el detalle los mecanismos y su vida útil.

La determinación final del cambio de la pieza con mecanismo la tiene el especialista respectivo, luego de las revisiones realizadas en el transcurso del tiempo.

22.11.4. Mantenimiento Preventivo de las Instalaciones e Infraestructura

El crecimiento de malezas junto a las estructuras de concreto y a los accesorios para la operación del Sistema, puede causar daños a las mismas y altos costos de reparación, además de que el funcionamiento normal del Sistema se puede ver seriamente afectado.

La limpieza de malezas se efectuará mediante el uso de herramientas manuales. Eventualmente, se puede también emplear productos químicos debidamente autorizados, siempre y cuando se extremen las precauciones en cuanto a su almacenamiento y aplicación, en especial su dosificación y cuidado de sus posibles efectos sobre el medio ambiente.

Las mantenciones preventivas serán las siguientes:

1. Observación rutinaria de la bocatoma en el río Ranguilelfú, efectuar su limpieza para que operen sin ramas y otros elementos arrastrados por la corriente. Retirar estos desechos y depositarlos en lugar autorizado.
2. Medir el embancamiento en el desarenador, y efectuar la limpieza de la batea de ser necesario. Cada 15 días.
3. Una vez que la batea se encuentra limpia, se procede a dejarla nuevamente operativa. Se deja constancia, con fecha y hora, de la limpieza efectuada. Verificar que las condiciones estructurales y de funcionamiento de la compuerta se encuentran en buen estado.
4. Limpiar las rejillas de la cámara de carga para asegurar que se encuentran libres de elementos extraños. Cada vez que se aprecie una acumulación excesiva de material.
5. También se debe eliminar la existencia de elementos flotantes y basura, los que se deben llevar a botadero autorizado.
6. Semestralmente, abrir las tapas de las cámaras y verificar el estado de las paredes interiores y de los accesorios. Detectar la existencia de olores, embancamiento u otros elementos contaminantes, incluida la existencia de aguas estancadas en los puntos bajos.
7. Efectuar la limpieza de todos los elementos extraños encontrados dentro de las cámaras.
8. Semestralmente, observar el estado estructural de las cámaras inspeccionadas, del estado de su tapa, escalera y resto de elementos que contiene, entre ellas las válvulas, piezas especiales e instrumentos que albergue.
9. Observar la existencia de elementos extraños y malezas que pueden dañar la estructura de la cámara exteriormente y extraerlas llevándolas a botadero u otro lugar autorizado. Proceder de igual forma para las restantes obras de hormigón del sistema.
10. Dejar constancia de las reparaciones o mantenciones hechas, indicando fecha, anomalías detectadas, limpieza y resto de actividades efectuadas.

22.11.5. Mantenimiento Predictivo

En el contexto del Plan de Mantenimiento del Sistema de Riego, el Mantenimiento Predictivo consiste en verificar el estado de las tuberías que se encuentran en contacto con el aire, y el de sus piezas especiales. La ejecución de esta actividad permite efectuar un seguimiento al comportamiento en el tiempo del estado de dichas tuberías y de todas sus piezas especiales, lo cual permite prevenir la ocurrencia de fallas, tales como rotura por desgaste excesivo, por exceso de presión en el agua transportada o por una razón diferente.

En cada oportunidad en que se efectúe esta actividad deberá registrarse toda la información respectiva, de manera que ella se pueda ir capitalizando. El análisis de los antecedentes recopilados en forma sistemática, permite estimar el comportamiento futuro de los elementos intervenidos y evitar la ocurrencia de una falla. Para tal efecto, se programa la intervención de las

tuberías afectadas o de la pieza especial respectiva que presenta probabilidad de falla en el mediano plazo, antes que ello ocurra.

Inspeccionar el estado de las obras de hormigón y planificar con anticipación la fecha en que se efectuará su reparación. Avisar de que se va a realizar su reparación, indicando si afectará el abastecimiento normal de agua para riego. Antes de proceder a su reparación, asegurar que se cuenta con todos los elementos y el personal idóneo para realizarla, estableciendo un protocolo y procedimiento seguro de trabajo.

Para la reparación de concretos, además de precisar las características y requerimientos de la reparación, informar a los usuarios y encargar la ejecución a una persona experta. Conviene tener en cuenta el uso de productos aditivos existentes en el comercio para algunos casos especiales, como la adherencia entre el concreto nuevo y el viejo, el sellado de fisuras en el concreto, la impermeabilización de estanques y el acelerado del fraguado, especialmente cuando se requiere restablecer rápidamente el servicio después de una reparación. En la aplicación de todos estos productos se deberán respetar las instrucciones de sus fabricantes.

Inspeccionar el estado de los rellenos y demás elementos constituyentes de la infraestructura del sistema y proceder de manera similar al establecido para las obras de hormigón.

22.11.6. Mantenimiento Proactivo

Con tal objeto, se instaura como prácticas permanentes la recopilación de antecedentes relacionados con el mantenimiento de tuberías (mejoras técnicas, mejoras tecnológicas), provenientes de la industria, como de las mejoras introducidas por los fabricantes de tuberías, de válvulas, piezas especiales, con y sin mecanismo, y resto de elementos.

Esta información deberá utilizarse para mejorar las prácticas de mantenimiento en uso y para incorporar las mejoras tecnológicas que tengan relación con el mantenimiento de las instalaciones.

22.11.7. Desarenador con Cámara de Carga

Como medida de carácter general, se deberán efectuar visitas periódicas a las estructuras del desarenador y de la cámara de carga, poniendo especial interés en la compuerta de limpieza, con el objeto de detectar cualquier anomalía en el estado de las obras.

Las partes metálicas de estos elementos, que se encuentran descubiertas, deberán mantenerse pintadas y limpias. Esta labor de pintura deberá efectuarse por lo menos una vez al año, oportunidad en que deberá anotarse la fecha en las fichas correspondientes.

Las partes mecánicas tales como hilos, manivelas y en general todas aquellas que tengan movimiento, deberán engrasarse, como mínimo una vez al mes.

Se deberá proceder a efectuar una limpieza completa del desarenador, así como también se debe realizar una revisión de las estructuras metálicas, sus guías y mecanismos. También se deberán revisar las pasarelas de acceso poniendo especial atención en el estado de conservación de las mismas. Se deberá reparar cualquier daño que se detecte con el fin de evitar la corrosión.

22.11.8. Equipos Mecánicos y Estructuras Metálicas

22.11.8.1. Generalidades

Las instrucciones de mantención que se detallan a continuación son de carácter mínimo, no eximen, ni impiden que si las condiciones reales de uso del equipo lo requieren, la mantención pueda ser ampliada y variada en los períodos y frecuencias indicadas, en beneficio de los equipos y/o de las instalaciones.

Estas instrucciones se refieren a la mantención preventiva de todos los equipos mecánicos del proyecto, es decir:

- Compuertas
- Válvulas
- Rejas y rejillas
- Medidores Electromagnéticos
- Etc.

Las mantenciones correctivas que con el transcurso del tiempo deban ejecutarse, se realizarán sin modificar el equipo con respecto al proyecto, o sea, empleando los mismos materiales contemplados originalmente, sin variar sus dimensiones, eliminar o agregar dispositivos o parte de ellos. En caso de que se desee variar algunos de estos aspectos, se deberá informar oportunamente a la Comisión Nacional de Riego, en el marco de la Ley 18.450. Las mantenciones las ejecutarán personas debidamente calificadas y autorizadas.

Dado que hay elementos metálicos en permanente contacto con el agua, se deben coordinar los trabajos de mantención con la comunidad de forma de permitir trabajar en seco en caso que sea necesario. Y en caso que se deba vaciar algún tramo, las operaciones de vaciado y de llenado deben realizarse según las operaciones definidas en el presente manual, Acápite 22.9.6.

El encargado de la mantención deberá mantener actualizada una bitácora de los equipos, en la que dejará constancia de la mantención efectuada y de las observaciones de funcionamiento. En la bitácora se dejará constancia de la mantención realizada, indicando fecha, partes intervenidas, trabajo efectuado, piezas reparadas o cambiadas, tipo, calidades y cantidades de lubricantes utilizados y características de las herramientas y elementos especiales usados y su finalidad, si los hubiera.

Si al efectuar la mantención hubiera trabajos, debidamente calificados por el personal responsable, que por su naturaleza se considerará conveniente efectuarlos en otra mantención ya sea programada, o parcial, deberá dejarse claramente establecida esta determinación en la planilla de "Control de la Mantención"

También se dejará constancia de las mantenciones que estaban programadas y que no se efectuaron y el motivo por el cual no se realizaron.

Una mantención adecuada y regular, evitará fallas y desgaste prematuro del equipo. El operador es el responsable directo por el buen servicio del equipo.

Si un equipo permanece un largo tiempo inactivo se debe efectuar, previo a la puesta en marcha, una mantención como la indicada para ser realizada anualmente.

Debido a la peligrosidad que significa el mal funcionamiento de las válvulas reductoras de presión, y caudalímetros, por su función de controlar el flujo del sistema y uso frecuente, su mantención deberá efectuarse 2 veces al año, y por especialistas calificados, de preferencia recomendados por la empresa proveedora. Por otro lado, las ventosas deben revisarse 1 vez al año.

Las herramientas a emplear deben ser las apropiadas para impedir que se dañen los elementos a intervenir.

Estas instrucciones y el control de mantención deberán estar a disposición de todo el personal encargado de la mantención.

Los trabajos de mantención deben ser efectuados acatando y cumpliendo las normas de seguridad establecidas por la legislación vigente. Debe prestarse la máxima atención a la señalización que evite la caída de personas y cosas.

22.11.8.2. Revisiones Especiales

En caso de ocurrir un movimiento sísmico o crecida de importancia se deberá proceder en forma inmediata a efectuar una revisión de todas las obras por parte del personal de la comunidad. Se deberá prestar especial atención a la eventual aparición de filtraciones, fisuras o deformaciones de las estructuras y de los anclajes de los elementos mecánicos.

22.11.8.3. Lubricación

Para obtener una buena lubricación del equipo es recomendable lo siguiente:

- Limpiar de polvo o suciedad la boca de entrada del lubricante o grasera.

- Si se observa, o estima que alguno de los dispositivos a engrasar están oxidados, se desarmarán y limpiarán las piezas individualmente. Después se armarán y lubricarán.
- En los engranajes abiertos, parcialmente cerrados o vástagos, en que se hubiere engrasado dos veces sobre restos de grasa antigua, deberán eliminarse estos residuos, limpiando con bencina y brocha, antes de volver a lubricar.

En caso de agrietamiento de alguna de las partes móviles de los mecanismos de elevación o ruedas se recomienda proceder como sigue;

- Desarmar el conjunto
- Lavar completamente con aceite delgado SAE 10 o petróleo Diesel.
- Comprobar el estado de la superficie de rodadura. Si el descanso es del tipo deslizante se alisará la superficie por medio de rapador, siempre que el grado de defecto lo permita. No es recomendable el uso de abrasivos como pulimento y si fuera necesario hacerlo, deberá efectuarse una limpieza total después de ejecutado el trabajo.

La frecuencia de lubricación se resume en el Cuadro 22.11.8.3-1.

CUADRO 22.11.8.3-1
FRECUENCIA DE LUBRICACIÓN

Elementos	Mensual	Anual	Cambio Total Cada 3 años
Guías de Compuertas	X		X
Pasadores		X	

Fuente: Elaboración Propia

22.11.8.4. Pintura

a) Reparación de Pintura

La pintura de protección colocada a los equipos, se reparará a los menos, cuando:

- Falten algunas o todas las capas de la pintura base y/o de terminación.
- Esté agrietada, ya sea por pérdida de elasticidad, desecamiento, descomposición, etc.
- Se suelta al pasar la mano o un paño con cierta presión sobre ella.
- Su resistencia mecánica es muy baja, es decir, se desprende con facilidad por golpes moderados de una herramienta o trozo de fierro.
- Está descolorida, dando aspecto antiestético

b) Preparación de la Superficie a Pintar

Para aplicar la pintura base o anticorrosivo, se requiere que el metal esté muy limpio, sin óxido, materia grasa o pintura en mal estado. La limpieza se puede efectuar con raspadores manuales y escobillas de acero trenzado, eléctricas o de aire comprimido. Después de lavar con solventes no inflamables, como tetracloruro de carbono, limpiar con paño limpio o escobilla de acero.

Si las piezas a limpiar pueden alejarse lo suficiente de las partes mecánicas deslizantes o rotatorias, como sellos, mecanismos, etc., se podrá hacer esta operación con chorro de arena.

c) Aplicación de Pintura Anticorrosivo

La superficie debe estar seca. La humedad ambiente no deberá ser superior a 80 %. Esta pintura base deberá tener un espesor en seco de 0,004" como mínimo.

d) Aplicación de la Pintura de Terminación

Para obtener buenos resultados con la pintura de terminación, es necesario que ésta esté de acuerdo con el tipo empleado en la pintura base.

Se deberá indicar claramente, por el personal responsable del trabajo, el tipo de calidad de limpieza que se exige y los procedimientos de limpieza a emplear.

El tipo de pintura será el recomendado por el fabricante de las pinturas, de reconocida calidad en el país y deberá cumplir con lo siguiente:

- Antióxido: Epoxi-Zinc
- Terminación: Esmalte epóxico-color

Se deberán tener presente y darse indicaciones precisas sobre:

- Secuencia de productos.
- Secuencia de colores.
- Intervalo entre mano y mano.
- Espesores de cada mano.
- Espesor mínimo final.
- Verificaciones de compatibilidad entre los productos, principalmente cuando se trata de repintado sin eliminación total de la pintura vieja y firme.
- Necesidad de lijado intermedio entre manos y en qué casos.
- Se deberá pintar bajo condiciones climatológicas estables, es decir, sin amenaza de llovizna, lluvia o nieve.

- La temperatura ambiente deberá ser superior a 5°C y la humedad relativa del aire inferior al 80%.
- Se deberán adoptar las normas de seguridad concernientes, cuando se pinta con pinturas de reacción.

Además, se darán indicaciones sobre los procedimientos de aplicación aceptados:

- Brocha
- Pistola Convencional
- Equipo Airless
- Rodillo

22.11.8.5. Sellos de Goma

a) Revisión

La cantidad de filtración de agua en compuertas cerradas, válvulas cerradas, uniones entre piezas especiales para la habilitación de las cámaras, es indicación del estado de los sellos y de las uniones.

Cuando existen filtraciones producidas por daños de los sellos de compuertas o válvulas, las filtraciones se mantienen con las mismas características y se producen en los mismos lugares, aunque la compuerta o válvula se abra y vuelva a cerrar varias veces. No sucede lo mismo cuando las filtraciones se deben a cuerpos extraños atascados.

Para el caso de compuertas, si al efectuar movimientos de subida y bajada de la hoja, no se sueltan los cuerpos extraños que no se han desprendido con los movimientos de apertura y cierre, indicados más arriba. En esta última posición quedan libres los sellos. Observar que no haya alambres sobresalientes del concreto, que rompan los sellos.

Para el caso de válvulas, si al efectuar los movimientos de abrir y cerrar siguen habiendo filtraciones, se debe revisar la válvula ver si los sellos de goma están en mal estado.

Para el caso de piezas especiales, estas llevan unión brida-brida, y una junta autobloqueante o similar, donde todas las uniones tienen sellos de goma, por lo que en caso de no poder parar las filtraciones a través del apriete con la junta autobloqueante, se debe proceder a revisar los sellos de goma.

b) Recambio y Reparación

Será necesario recambiar los sellos, en la primera oportunidad que se presente, cuando las filtraciones sobrepasen los 2 litros por minuto por metro lineal de sello, a menos que se considere que el caudal perdido no justifica la intervención en este equipo.

- En caso de reparación de los sellos se recomienda el siguiente procedimiento:
- Las zonas defectuosas se reemplazarán en trozos no inferiores a 15 cm comprometiendo por lo menos tres pernos de fijación.
- La junta de pega deberá quedar centrada entre dos perforaciones.
- El apriete de los pernos deberá ser parejo, controlado con llave de torque, y de tal manera que queden firmes, pero que no deformen los sellos. Considerar norma ASME-PCC-1 y ANSI B16.5.
- Cuando se justifique, colocar golillas de plomo en la cabeza o la tuerca de los pernos, para mejorar el sellado.
- No colocar láminas de metal bajo los sellos de goma, ya que pueden producir filtraciones por esas zonas; si es necesario, levantar los sellos y colocar láminas de goma debajo de ellos.

22.11.8.6. Baranda, rejas y rejillas, y otras estructuras metálicas

Se deberá hacer una inspección total de todas las estructuras metálicas anualmente, cuando el nivel de agua sea mínimo, en la cual se deberán chequear las uniones apernadas y realizar un estudio de corrosión, cada tres años se deberá limpiar reparar y pintar en su totalidad, según lo indicado anteriormente.

a) Rejas y Rejillas

Para asegurar el buen funcionamiento de Rejas y Rejillas, una vez al año, durante la época de caudal mínimo se deberá proceder a efectuar la limpieza y revisión del estado de:

- Grado de Colmatación. Eliminar los cuerpos extraños, si existen.
- Verificar que no hayan soldaduras quebradas. Si las hay repararlas, eliminando el metal de aporte quebrado o agrietado, preparando el bisel correspondiente con esmeril, torch o herramienta mecánica y soldar con electrodo AWS-7018.
- Verificar que la pintura esté en buen estado, sin corrosión. De no ser así, proceder como se indica en el punto “Pintura”
- Verificar si hay deformaciones en los paños de la reja y que la abertura entre platinas sea pareja y sea la indicada por los planos de diseño.
- Verificar que los asientos de los ejes de las rejas se encuentren en buen estado.

- Constatar el estado de la obra civil, y si hay desprendimiento, socavaciones o agrietaduras, proceder a repararlas.
- Revisar que los anclajes de los soportes de la reja estén embebidos en el concreto.
- Verificar espesores de las platinas; si están gastadas, es recomendable cambiar los paños de la reja.

b) Compuertas

Todas las compuertas del sistema deberán ser revisadas, según lo que se especifica a continuación:

- Mantención Mensual

En la mantención mensual se verificará el estado de la lubricación de los mecanismos reductores y del vástago.

Durante un período de dos años a partir de su puesta en servicio, es conveniente realizar movimientos parciales de abertura y cierre, teniendo la compuerta abierta por sobre el dintel, durante esta operación, poner atención al libre paso de las partes en movimiento.

- Mantención Anual

La mantención anual se efectuará en temporadas de poco riego, y definidas por la comunidad.

Esta mantención consiste en observar la compuerta en posición abierta, por sobre el dintel, realizando operaciones parciales de cierre y apertura de la hoja.

Se procederá a un cierre de la compuerta por un tiempo mínimo, de forma que sea posible verificar la condición del sellado y las posibles zonas de filtración.

Antes de proceder a estos movimientos y también después de haber estado sin usar por largo tiempo (6 meses o más) se debe inspeccionar lo siguiente:

- Revisión de apriete de pernos en general, de acuerdo a tabla que se incluye adelante.
- Verificar que no existan elementos extraños que interfieran el movimiento de la hoja.

c) Hoja

Efectuar una revisión general de la estructura, partes fijas y móviles, para observar si hay corrosión, abrasión, pernos sueltos, sellos rotos, soldaduras trizadas o quebradas, etc.

Se revisará el estado de la pintura, sobre todo en las zonas que queden en contacto con el agua. A los pernos y vástagos se les revisará el hilo.

Al estar la hoja fuera del agua, revisar el estado de los sellos.

d) Mecanismo

Verificar que los vástagos no estén dañados por oxidación, pandeo, hilos rotos, uniones en mal estado, pernos sueltos, etc.

Verificar que el funcionamiento sea suave, con un esfuerzo en la manivela no superior a 15 kg. Si es necesaria una mayor fuerza inspeccionar que la hoja no esté atascada o el mecanismo en mal estado. Inspeccionar la pintura y lubricación.

Esta operación debe ser realizada de forma cuidadosa, y deberá ser planificada y supervisada por el Jefe de Operaciones.

e) Marcos (Partes Fijas)

Revisar, dentro de lo posible, el estado de los sellos del radier, sellos laterales, y verificar que el plano inclinado de la hoja del dintel esté liso.

f) Soldaduras

En las uniones soldadas de acero ASTM A36, emplear electrodos E6010 o E6011 de la AWS-ASTM.

22.11.8.7. Válvulas de control de caudal

En lo siguiente se presentan las recomendaciones de instalación, puesta en funcionamiento y calibración, detección y reparación de averías, y mantenimiento preventivo de las Válvulas de Control de Caudal.

Esta válvula es de control de operación hidráulica, accionada por diafragma, que mantiene el caudal máximo predeterminado, sin que le afecten las fluctuaciones en la demanda o en la presión del sistema.

a) Instalación

Se presentan las recomendaciones de instalación, que tienen que ser seguidas para recambios posteriores:

1. Se debe dejar espacio suficiente alrededor del conjunto de la válvula para cualquier tipo de ajustes y trabajos de mantenimiento en el futuro.

2. Antes de instalar la válvula, lave la tubería para asegurar la limpieza del líquido que fluya por ella.

3. Para el mantenimiento en el futuro, instale llaves de corte (llaves de paso, grifos aislantes) aguas arriba y aguas abajo del hidrómetro.

4. Instale la válvula sobre la tubería con la flecha de dirección de flujo en el sentido correcto. Utilice el anillo de la tapa para instalarlo.

5. El conjunto de orificio debe estar adosado a la brida de salida de la válvula, con una junta flexible entre ellos. Defina la longitud de los tornillos de ajuste según el grosor de las bridas, juntas y el conjunto de orificio.

6. Instale el conjunto de orificio con la flecha de dirección de flujo en el sentido correcto y compruebe la conexión de las aberturas sensoras que llevan las marcas [+] y [-], de conformidad con el diagrama de control siguiente.

7. Para obtener un mejor funcionamiento, se recomienda instalar la válvula en posición horizontal y recta. Si se requiere una posición diferente, consulte con el proveedor.

8. Después de la instalación inspeccione cuidadosamente los accesorios, componentes y tuberías y repare lo que sea necesario.

b) Puesta en Funcionamiento y Calibración

En la Figura 22.11.8.7-1 se muestra el diagrama de control correspondiente en el que se identifican los elementos que lo conforman. Estas válvulas se deben calibrar de la siguiente forma:

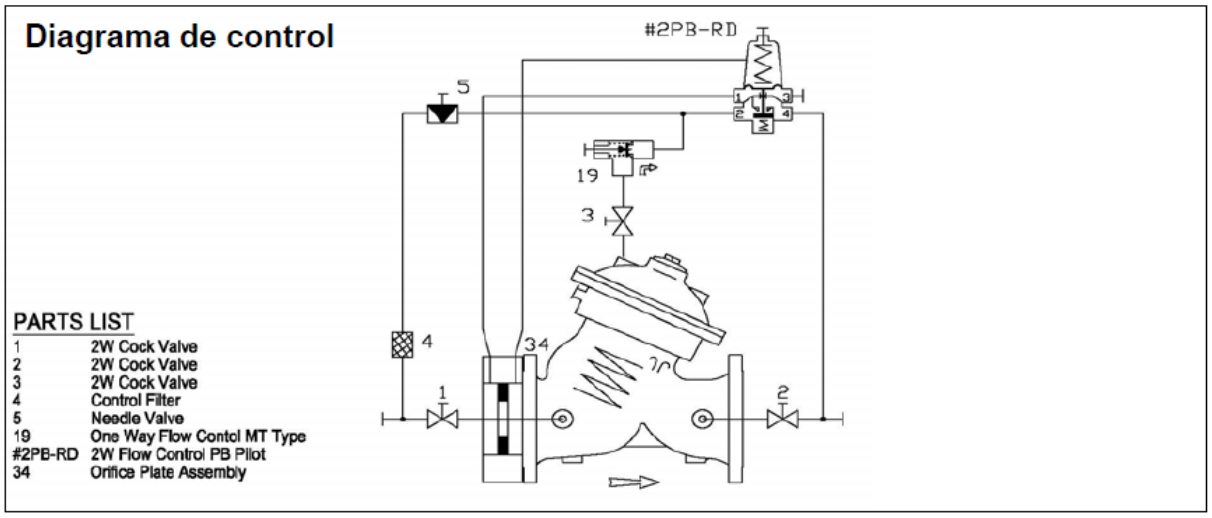


FIGURA 22.11.8.7-1
DIAGRAMA DE CONTROL

1. Confirme que las llaves [1], [2] y [3], [1H] y [1L] estén abiertas (la manija paralela al cuerpo de la válvula).

2. Abra la llave de corte de aguas arriba completamente y la de aguas abajo parcialmente, para ir llenando, lentamente y de forma controlada, la línea de abastecimiento aguas abajo de la válvula 770-U.

3. Confirme que la presión de suministro y el caudal, según los datos del medidor del sistema, sean típicos. Si es necesario, genere caudal abriendo un hidrante, o bien reduzca la presión y el caudal ajustando las llaves de corte de aguas arriba y aguas abajo.

4. Purgue el aire del circuito de control de la válvula aflojando el accesorio de la tapa y las cámaras sensoras del piloto en el punto más elevado. Reajuste el perno anular del accesorio.

5. La válvula está calibrada en fábrica según el caudal máximo especificado en el diseño. El caudal predefinido está marcado en la etiqueta del piloto. Deje que el caudal registrado por el medidor (contador) del sistema se estabilice y coincida con el caudal marcado.

6. Si el caudal es distinto del especificado en el diseño o se han modificado los requisitos, afloje la tuerca de cierre del piloto y haga girar lentamente el tornillo de ajuste en sentido horario para aumentar el caudal y en sentido antihorario para reducirlo. Deje que la válvula 770-U responda y que el caudal se estabilice.

7. Una vez estabilizado el caudal, ajuste la tuerca de cierre del piloto y abra completamente la llave de corte aguas abajo.

8. La válvula de aguja [5] está determinada en fábrica para un giro de 1 a 1.5.

9. Para disminuir la velocidad de cierre, haga girar la válvula de aguja en sentido antihorario

10. Para aumentar la velocidad de cierre, haga girar la válvula de aguja en sentido horario

11. El control de caudales unidireccional [19] está definido en fábrica como completamente abierto. Para reducir la velocidad de apertura o estabilizar la reacción de la válvula, haga girar la válvula de aguja en sentido horario.

12. Des puertos (taponados) [DH] y [DL] permiten la conexión a un manómetro de ΔP que permite medir la presión diferencial captada por el piloto.

c) Detección y Reparación de Averías

1. La válvula no se abre: Compruebe que la presión de entrada sea suficiente, genere demanda/caudal, confirme el valor prefijado en el piloto y revise la posición de las llaves y válvulas de aguja.

2. La válvula no se cierra: Compruebe que la presión de entrada sea suficiente, genere demanda/caudal, confirme el valor prefijado en el piloto, revise la posición de la válvula de aguja y las llaves, limpie el filtro de control y compruebe que no haya aberturas o accesorios obstruidos, ni residuos atrapados en la válvula principal, compruebe que el diafragma esté libre de fugas.

3. La válvula no regula: Revise la calibración de la válvula de aguja, compruebe que no haya aberturas o accesorios obstruidos (particularmente aberturas sensoras), purgue el aire atrapado en la cámara de control y en las cámaras sensoras del piloto.

d) Mantenimiento Preventivo

1. Es necesario examinar periódicamente las condiciones que influyen en el funcionamiento de la válvula para determinar el programa de mantenimiento que se requiere.

2. Se deben seguir las siguientes instrucciones para el mantenimiento:

- Herramientas:
  - ✓ Llaves con unidades de medida métrico-decimales y estadounidenses
  - ✓ Lubricante antibloqueo
- Inspección visual para comprobar la ausencia de fugas y daños externos
- Inspección funcional: cierre, apertura y regulación.
- Cerrar las llaves de corte (llaves de paso, grifos aislantes) aguas arribas y aguas abajo (y la presión externa de trabajo si se aplica).
- Una vez aislada la válvula, purgar la presión aflojando el tapón o accesorio correspondiente.
- Abrir las tuercas del pasador y retirar el actuador entero del cuerpo de la válvula. Desmontar los tubos de control correspondientes.

- Se recomienda tener en reserva un actuador completo de cada tamaño. Esto contribuye a minimizar el tiempo de trabajo en el terreno y el período de inactividad del sistema.
- Desmontar el actuador y examinar las piezas cuidadosamente para comprobar que no se observen signos de desgaste, corrosión u otros desperfectos.
- Reemplazar las piezas gastadas por nuevas y todos los elastómeros. Lubricar las roscas de pernos y tornillos con lubricante antibloqueo.

e) Piezas de Repuesto

En el caso que se necesite ordenar piezas de repuesto, referirse siempre directamente al proveedor.

22.11.8.8. Válvulas de corta

El mantenimiento de las Válvulas de Mariposa, debe ser definido de acuerdo a las condiciones particulares del servicio. Es de vital importancia para la durabilidad y correcto funcionamiento de los equipo. Es altamente recomendable operar la válvula al menos una vez al mes.

En general se debe comprobar que la válvula sigue conservando las características para su propósito y adecuación al servicio. En especial habrá que verificar el estado de la superficie de asiento para el correcto corte de paso, y la estanqueidad del eje.

Seguidamente incluimos un grupo de instrucciones que constituyen el mantenimiento básico que las válvulas de corta. La frecuencia de lubricación de la válvula debe basarse en la experiencia de los usuarios con el equipo instalado. Las siguientes indicaciones deben seguirse como guía hasta que la experiencia indique lo contrario:

1. Mínimo una vez al año.
2. Cada tres meses si la válvula es operada con poca frecuencia (una vez al día o menos).
3. Cada 1000 ciclos si la válvula se opera más de diez veces al día.
4. Cada 500 ciclos si la válvula es usada en condiciones severas o corrosivas y operada más de diez veces al día.
5. El lubricante dependerá de las condiciones de servicio de la válvula (temperatura, tipo fluido, etc.).
6. Las roscas del vástago deben mantenerse lubricadas, limpias y libres de polvo. Cuando la válvula va a permanecer abierta por un período de tiempo largo, debe protegerse la sección expuesta de la rosca del vástago y debe accionarse ocasionalmente para evitar torque excesivo (sobre todo en líneas que conducen fluidos a alta temperatura y en líneas donde haya tendencia a la formación de incrustaciones o sedimentos sólidos).

7. La frecuencia de cambio de esta empacadura CUERPO-BONETE se dejará a criterio del usuario basándose en sus experiencias basadas con el equipo.

22.11.8.9. Válvulas de Venteo

Las ventosas son consideradas uno de los más importantes equipos para la protección del Sistema de Riego, aparte de hacer funcionar las redes sin aire y evitar que colapse la tubería debido a las subpresiones que se pueden producir al vaciar la tubería.

La ventosa puede incorporar un sistema que ayuda al prevenir cierres bruscos de ésta, asegurando una presión que evite cualquier golpe de ariete.

Estas válvulas están dispuestas en las cámaras de cruce de camino y en las cámaras de venteo.

a) Funcionamiento

La ventosa realiza tres funciones:

1. Extrae el aire de las tuberías mientras se llenan. Cuando llega el aire al interior de la ventosa, sube el flotador y cierra el orificio de expulsión.
2. Mantiene de modo automático y continua su función de purgado sobre toda bolsa de aire que pueda llegar a la ventosa, pues éste provoca el descenso inmediato del flotador y la apertura parcial o total del orificio de cierre. La presión del agua no impide esta función.
3. Protege a la tubería del aplastamiento, pues con la mínima depresión baja el flotador, abriendo el cierre, con lo que el aire atmosférico penetra en la tubería de forma inmediata

b) Mantenimiento

Estas válvulas se consideran como equipo de funcionamiento automático, por lo que requieren un mantenimiento e inspección periódicos. Dicho mantenimiento consiste básicamente en la limpieza de las partes internas y comprobación del correcto estado del flotador y juntas de cierre, así como la comprobación del correcto funcionamiento de las válvulas en general.

Para realizar las actividades de mantenimiento de la ventosa, se debe cerrar la válvula de corta (de mariposa) que se encuentra bajo la ventosa, quitar la presión y asegurarla contra reconexiones involuntarias.

Todas las personas encargadas del servicio, mantenimiento, inspección y cambio de piezas deben tener la calificación correspondiente para estas tareas.

El equipo de protección como zapatos, cascos, ropa especial, guantes etc, debe usarse en todo momento durante la actividad.

22.11.8.10. Medidores de presión

a) Sensores de Presión

Los sensores forman parte del equipo completo de la tubería y sus piezas especiales, ya que con ellos se logra establecer los límites del funcionamiento del sistema y avisar los posibles errores o mal funcionamientos. Es por esto que estas piezas son muy importantes y se debe comprobar que estén siempre operativos y en correcto estado.

Para simplificar el mantenimiento del sistema, basta con recurrir al reemplazo de los sensores que ya hayan cumplido su tiempo de uso útil.

b) Mantenimiento Preventivo

Lo primero que debe establecerse el es programa de recambio de los sensores, este programa dependerá exclusivamente de la vida útil que indique el fabricante de sus piezas.

Como los sensores son piezas relativamente pequeñas y de bajo coste se pueden extraer y recambiar fácilmente, siguiendo las respectivas medidas de seguridad.

22.11.8.11. Manómetros

Se proyectan manómetros en los siguientes puntos

- En las cámaras de cruce de camino: ubicado aguas arriba de la válvula de mariposa excéntrica que se encuentra en las cámaras de cruce de camino.
- En las cámaras de descarga a estanques corta presión: Uno ubicado aguas arriba de la válvula mariposa y otro bajo la válvula anular.

a) Mantenimiento Preventivo

El programa de recambio de los manómetros dependerá exclusivamente de la vida útil que indique el fabricante de sus piezas.

Como los manómetros son piezas relativamente pequeñas y de bajo coste se pueden extraer y recambiar fácilmente, siguiendo las respectivas medidas de seguridad.

22.12. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE RIESGOS

Objetivo: En este capítulo se definen los principales requerimientos de seguridad para la operación y mantención del Sistema de Riego.

La Administración es responsable de disponer del personal idóneo y competente en cada cargo y labor, y de dirigir su accionar en pos de una adecuada operación y mantención del Sistema de Riego, teniendo en cuenta en su accionar el objetivo anteriormente señalado.

En este contexto debe implementar y controlar permanentemente prácticas de trabajo seguro, prevenir la ocurrencia de acciones inseguras, cuidar el medio ambiente e investigar e informar la ocurrencia de cada accidente laboral.

La Administración debe capacitar e instruir a su personal sobre estas materias, a través de un programa anual que incluya reuniones participativas, redacción y divulgación de procedimientos de trabajo seguro, charlas PERÍODICAS de Expertos en Prevención de Riesgos, entrenamiento y capacitación técnica, entre otros.

22.12.1. Definiciones Básicas

Peligro: Una fuente o situación con el potencial de causar daño en términos de lesiones a las personas o producir enfermedades laborales o de otra índole, daño a la propiedad, daño al ambiente o una combinación de éstos.

Identificación del peligro: El proceso de reconocer que el peligro existe y definir sus alcances y características.

Riesgo: Probabilidad y consecuencia asociadas a la materialización de un peligro.

Medidas de Control: Directrices que persiguen controlar, corregir o eliminar los riesgos identificados en las actividades a desarrollar.

Procedimiento: Modo ordenado, secuencial, sistemático y completo que establece las acciones a cumplir en el desarrollo de una determinada actividad.

Enfermedad Laboral: Dolencias o malestares persistentes, producto del ejercicio directo de la actividad laboral.

Emergencia: Situación que excede las capacidades operativas normales y que puede generar consecuencias graves a personas y/o daños a las instalaciones.

Incendio: Combustión de un material (madera, papel, cartón y otros), que se puede apagar y extinguir si se actúa con eficacia.

22.12.2. Almacenamientos en Bodega

Almacenamientos en bodega de acuerdo con las normas vigentes, los elementos inflamables acopiarlos en un lugar independiente, debidamente señalizados y lejos de zonas con alimentación eléctrica.

22.12.3. Elementos de Protección Personal:

El equipo de protección personal permite reducir el riesgo frente a una acción o condición insegura de trabajo, una vez agotadas las instancias técnicas tendientes al aislamiento o eliminación del riesgo en su fuente de origen.

Dependiendo de las actividades a realizar, el personal que desarrolle las labores de mantención, deberá contar y hacer uso de los elementos de protección adecuados.

Los principales elementos de protección personal a considerar son los siguientes: casco de seguridad con barbiquejo, lentes de seguridad, guantes de seguridad, zapatos de seguridad o botas.

En el Cuadro 22.12.3-1, se observa un resumen de los Elementos de protección personal básico.

CUADRO 22.12.3-1
ELEMENTOS DE PROTECCIÓN PERSONAL

Elemento		Protege	Condiciones
Casco		La cabeza de caída de rocas, herramientas o de golpes involuntarios.	Certificación de calidad. Alta resistencia para el tipo de trabajo. Fecha de vencimiento. No conductor de la electricidad.
Lentes		Los ojos de la proyección de partículas, exposición a rayos ultravioletas.	Certificación de calidad. Que sean antiempañante. Resistente a las ralladuras. Si está expuesto al sol sean anti UV.
Guantes		Las manos y eventualmente antebrazos (cuando son puños largos) de golpes o exposición a líquidos o sólidos agresivos.	Que no se pierda la sensibilidad de la mano, sobre todo para sostener o trabajar con herramientas o materiales. Que sean de cuero natural para sostener o trabajar con herramientas o materiales.
Zapatos y/o botas		Para proteger los pies de golpes. Para proteger los tobillos de torceduras (use caña larga).	Que tenga punta de acero o de fibra. Que sea de cuero cuando sólo transita en lugares secos; en caso contrario use de goma (botas o cubrecalzado) cerciorándose de que tengan puntas de acero.

Fuente: Elaboración Propia

23. TRAMITACIÓN DE MODIFICACIÓN DE CAUCE NATURAL

23.1. INTRODUCCIÓN

Las modificaciones a cauces naturales o artificiales están tratadas por los artículos 41, 171 y 130 del Código de Aguas.

En el Decreto Nº40 del año 2012 del Ministerio de Medio Ambiente, también hace alusión a la tramitación de modificación de cauce, indicando en su artículo 156 lo siguiente: "Artículo 156.- Permiso para efectuar modificaciones de cauce. El permiso para efectuar modificaciones de cauce, será el establecido en el artículo 41 e inciso 1º del artículo 171 del Decreto con Fuerza de Ley Nº 1.122, de 1981, del Ministerio de Justicia, Código de Aguas, siempre que no se trate de obras de regularización o defensa de cauces naturales. El requisito para su otorgamiento consiste en no afectar la vida o salud de los habitantes, mediante la no contaminación de las aguas. Los contenidos técnicos y formales que deben presentase para acreditar su cumplimiento son los siguientes: a) Descripción del lugar de emplazamiento de la obra. b) Descripción de la obra y sus fases. c) Estimación de los plazos y periodos de construcción de las obras. d) Medidas tendientes a minimizar los efectos sobre la calidad de las aguas, aguas abajo del lugar de construcción de las obras. e) Plan de seguimiento de la calidad de las aguas durante la fase de construcción.

No obstante lo anterior y dado que en primera instancia no se requeriría ingresar al sistema de evaluación Ambiental (SEA), este trámite consistiría en un permiso sectorial, cuyo Servicio competente es la Dirección General de Aguas (DGA). En este caso particular, dado que se realizará la toma del agua desde un cauce natural, corresponde solicitar ante la DGA la autorización para modificar cauce natural, toda vez que se tengan los diseños de obras de bocatomas consensuados previamente con la Comisión Nacional de Riego para evitar que lo entregado a la DGA sea distinto a lo que finalmente se realizará y que genere problemas futuros.

A continuación se indican los procedimientos requeridos por la DGA para la solicitud de las autorizaciones mencionadas en los párrafos precedentes.

A saber, con fecha 13 de marzo de 2017, se ingresó el expediente que respalda la solicitud de Modificación de Cauce Natural ante la Dirección General de Aguas, el cual, deberá ser revisado y aprobado por dicha entidad para poder iniciar los trabajos de construcción de las obras de bocatoma y aducción.

El documento presentado a la DGA se incluye en su totalidad en el Anexo Digital 23 y su contenido se detalla en el ítem siguiente.

23.2. CONTENIDO DEL INFORME

El informe consta de los siguientes elementos:

- Memoria Técnica; se incluye los datos del solicitante, ubicación del proyecto, alcances del proyecto, resumen del diseño de obras y programa de trabajo tentativo.

Los anexos que acompañan la memoria técnica son:

- Anexo 1: Estudios básicos
  - 1. Topografía
  - 2. Estudio Geotécnico
  - 3. Hidrología

Cada uno de los informes incluye sus anexos digitales

- Anexo 2: Modelación Hidráulica
  - 1. Modelación Topografía

    Incluye sus anexos digitales
- Anexo 3: Mecánica Fluvial
  - 1. Mecánica Fluvial

    Incluye sus anexos digitales
- Anexo 4: Diseño
  - 1. Diseño Hidráulico
  - 2. Diseño Estructural
  - 3. Defensas Fluviales

    Cada uno de los informes incluye sus anexos digitales
- Anexo 5: Especificaciones Técnicas
  - 1. Especificaciones Técnicas
- Anexo 6: Manual de Operación
  - 1. Manual de Operación
- Anexo 7: Plan de manejo de Cauce
  - 1. Manejo de Cauce
- Anexo 8: Planos

23.3. MODIFICACIÓN DE CAUCE NATURAL

23.3.1. Requisitos

La solicitud ha de contener los siguientes datos:

- Nombre o razón social del peticionario y su RUT. (Regantes del Valle de Tralcapulli SpA)
- Dado que el solicitante es una persona jurídica, se indicará el nombre de su representante legal. En este caso el Sr. Alberto Vivoras.
- Domicilio dentro de los límites urbanos del lugar en que funciona la oficina donde se efectuará la presentación.
- Descripción y ubicación de las obras, indicando nombre del cauce, ubicación de la obra de captación en UTM, indicando Huso y Datum.
- Firma del representante legal.
- Se incluirá datos del contacto como email, dirección y teléfono, de modo que facilite el contacto con la DGA y que permita dar respuesta a los requerimientos de antecedentes solicitados por el Servicio.

La solicitud será preparada por el Abogado y será remitida al representante legal de la Sociedad para que efectúe su ingreso.

23.3.2. Documentos Requeridos

Antecedentes Legales: Dado que el solicitante corresponde a persona jurídica, concierne entregar los documentos que se indican a continuación. Las siglas asociadas, corresponden a la sigla que tiene cada documento en el Anexo Digital 12-1.

- Certificado de vigencia de la Sociedad. (AL_01)
- Personería de su representante legal, con certificado de vigencia en el que conste las facultades con que está investido.(AL_02)
- Escritura pública de constitución de la Sociedad.(AL_03)

Antecedentes Técnicos: Las solicitudes de modificación de cauce, debe contener los antecedentes que se indican a continuación.

- Un croquis de ubicación general, georreferenciando las principales obras del proyecto, utilizando el sistema de coordenadas UTM indicando Huso y Datum.
- Un plano de planta del sector a modificar que comprenda por lo menos 100 m. antes y 100 m. después del sector modificado, siempre y cuando no exista alguna singularidad que condicione el escurrimiento que amerite extender estos límites. Lo

anterior, es válido tanto para la Condición Sin Proyecto como para la Condición Con Proyecto.

- Un perfil longitudinal de todo el tramo antes indicado, donde se muestre el eje hidráulico para la Condición Con y Sin Proyecto.
- Perfil transversal, donde se muestre el eje hidráulico para la condición Con y Sin Proyecto. Además, se deben mostrar las secciones representativas y críticas del tramo en estudio.
- Memoria descriptiva de las obras incluyendo aquellas de protección de las mismas.
- Memoria técnica que contenga los cálculos hidrológicos, hidráulicos y dinámica fluvial necesarios. Esta memoria contendrá, a lo menos, el cálculo de capacidad máxima del cauce sin la modificación y cálculo de capacidad máxima del cauce modificado.

Se adjuntará a la DGA dos copias del proyecto en papel, con su correspondiente archivo magnético.

23.3.3. De la Revisión Formal

En la revisión formal, corresponderá el chequeo de los siguientes tópicos:

- Los contenidos mínimos de la solicitud de acuerdo a lo prescrito en el artículo 140 del Código de Aguas. Cabe señalar que la falta de estos contenidos mínimos en la solicitud implicará su denegación, por infringir lo establecido en el artículo 140 del Código de Aguas.
- Si existe correspondencia entre lo señalado en la solicitud y lo publicado. Si existe discrepancia entre lo indicado en la solicitud y lo publicado, esta deberá ser denegada por no permitir la acertada inteligencia de la solicitud, toda vez que se infringe el artículo 131 inciso tercero del Código de Aguas.
- Plazos de publicación y aviso radial. Si no se cumplen los plazos de publicación o aviso radial la solicitud deberá ser denegada por infringir lo establecido en; el artículo 131 inciso tercero del Código de Aguas; en la Res Nº 3.464 de 2008.
- Memoria Explicativa, si corresponde.
- Replanteo de coordenadas de captación y/o restitución en Carta IGM, cuando corresponde.
- Los antecedentes técnicos.
- Los antecedentes legales del solicitante, si corresponde.
- Solicitud de autorización a la Dirección de Fronteras y Límites del Estado DIFROL, si la solicitud recae en algunas de las áreas definidas como tales.

23.3.4. Inspección a Terreno

Según el tipo de solicitud presentada, se realizarán inspecciones a terreno al menos en las siguientes etapas:

- Verificación del lugar donde se emplazará la obra de captación.
- Inspección en la Etapa de Construcción de la Obra, con el objetivo de verificar los antecedentes técnicos presentados (En esta etapa pueden realizarse más de 1 inspección ocular, dependiendo de la magnitud de la obra).
- Recepción definitiva de la Obra.

En el caso que se hicieran modificaciones al proyecto original se requerirán nuevas inspecciones oculares por parte del personal de la Dirección General de Aguas.

23.3.5. Informe Técnico

El objetivo del Informe Técnico es entregar en un documento el sustento técnico y legal a la autoridad para la toma de decisiones respecto a la forma en que se resolverá la solicitud en tramitación.

23.3.6. Resoluciones

En este tipo de solicitudes, corresponde al Director Regional de Aguas la aprobación del proyecto de "Autorización para Modifica un Cauce Natural".

23.3.7. Plazos del Proceso

Luego de la presentación de la solicitud ante la DGA, los procedimientos que siguen y los plazos tentativos esperados son la que se indican en el Cuadro 23.3.7-1.

CUADRO 23.3.7-1
PROCESOS QUE EMANAN DE INGRESO DE SOLICITUD DE MODIFICACIÓN DE CAUCE

Proceso a seguir una vez ingresada la solicitud a DGA.	Plazo para realización
Solicitante debe publicar extracto en: - Diario Oficial, - Diario de Santiago, - Diario Provincial **1 vez en cada diario**	Dentro de los **30 días** siguientes a la fecha de su presentación. El día 1 o 15 de cada mes, o el día hábil siguiente en caso que ellos fuesen feriados.

CUADRO 23.3.7-1
PROCESOS QUE EMANAN DE INGRESO DE SOLICITUD DE MODIFICACIÓN DE CAUCE

Proceso a seguir una vez ingresada la solicitud a DGA.	Plazo para realización
Solicitante debe realizar difusión radial: - 3 mensajes radiales en cualquier horario entre 8:00 a 20:00 horas **Radioemisoras que figuren en "Listado de Concesiones vigentes" de la Subtel**	Dentro de los **30 días** siguientes a la fecha de su presentación. El día 1 o 15 de cada mes, o el día hábil siguiente en caso que ellos fuesen feriados.
Solicitante debe: - Acreditar publicación - Acreditar difusión	En un plazo de **15 días** contados desde la fecha de la última publicación, se deberán hacer llegar al lugar en que se realizó la presentación de la solicitud, las hojas enteras originales de los diarios en que se realizaron las publicaciones y el certificado de difusión radial. **Importante:** La fecha de emisión del Certificado deberá ser posterior a la radiodifusión respectiva.
Formulación de Oposición; las acoge la Autoridad correspondiente (DGA)	Hasta **30 días** contados desde la última publicación o radiodifusión, mediante presentación escrita. Si no hubiere oposición, se emitirá un Certificado de No Oposición por parte de la Oficina donde se realiza el ingreso.
Oposición enviada a solicitante	**5 días** desde recibida la oposición.
Plazo para responder oposiciones por el solicitante	**15 días** contados desde que la Autoridad correspondiente las entregue al solicitante.
Solicitud de mas antecedentes si se requieren	Hasta **30 días** luego de recepcionar las respuesta a las oposiciones.
Solicitud de Fondos (Artículo 135 del Código de Aguas)	Hasta **30 días** luego de ser recepcionado oficio de DGA solicitando los fondos
Inspección de Terreno e Informe Técnico.	Una vez recepcionado los fondos por parte de la DGA.
DGA emite resolución	Plazo máximo **4 meses** toda vez que el Servicio cuente con todos los antecedentes técnicos, legales y cuente con los fondos monetarios para resolver este tipo de solicitud.
Con resolución favorable, el solicitante debe realizar los siguientes trámites en el orden que se indican: - Reducir resolución a Escritura Pública - Inscribir en CBR.	No tiene plazo establecido, no obstante, debe realizarse lo antes posible.

Fuente: Elaboración propia en base a Código de Aguas

23.4. RESULTADOS DEL PROCESO

Con fecha 13 de marzo de 2017 el Titular del derecho de agua ingresa solicitud de Modificación de Cauce a la DGA y con fecha 1 de abril de 2017 se realizan las publicaciones correspondientes a dicha solicitud, según consta en Anexo 23-12 y Anexo 23-13 respectivamente. No obstante lo anterior, el titular del Derecho de Agua recibe email, que se incluye en Anexo 23-14,

donde se indica que se sospecha se trata de la aprobación del Proyecto de Construcción de Bocatoma y no de Modificación de Cauce.

Consultado directamente a la DGA, se nos indica que dado que el Proyecto incluye una captación por bocatoma, el trámite que corresponde es solo Proyecto Construcción de Bocatoma, ya que en este caso las obras adicionales a la bocatoma (que pudieran necesitar solicitud de modificación de cauce), como son las obras fluviales, son parte de la misma y pueden ser aprobadas mediantes este mismo acto administrativo. Además indica que en resolución DGA.Nº 591 de fecha 30.12.2017, que aprueba traslado de punto de captación, se indica en el numeral 6 que el titular del derecho debe "[…] solicitar a la Dirección General de Aguas la autorización de construcción de bocatoma […]".

Si bien el proyecto en cuestión contemplaba el ingreso de Solicitud de Modificación de Cauce, el cual se realizó considerando lo indicado en el Código de Aguas, se toma contacto con los Titulares del proyecto para que realicen a la brevedad el trámite legal requerido por la DGA para obtener todos los antecedentes técnicos y legales para ingresar solicitud de Construcción de Bocatoma.

El antecedente legal principal, corresponde a la inscripción del derecho de agua en el conservador de bienes raíces y Catastro Público de Agua (CPA) por parte del Titular del derecho. Para la realización de este trámite correspondió a la Sociedad de Regantes realizar lo siguiente:

1. Reducir a Escritura Pública, en Notaría de Valdivia, la Resolución que aprueba el cambio de punto de captación. Con fecha 09.06.2017 se obtiene esta escritura. Anexo 23-15.
2. Inscribir escritura en el Conservador de Bienes Raíces de Panguipulli. Con fecha 04.08.2017 se inscribe, obteniendo copia con fecha 27.09.2017. Anexo 23-16.

Con Información obtenida por parte del Titular del derecho de agua, este Consultor realizará el proceso de Inscripción del traslado de punto de captación en el CPA de la DGA, para que en el momento que se estime conveniente, se ingresen los documentos a la DGA para solicitar lo indicado por la DGA, vale decir, solicitud de Proyecto de Construcción de Bocatoma.

Como se indicaba anteriormente, en el Anexo 23 digital se incluyen los documentos técnico, que corresponden a los mismos presentados para Solicitud de Modificación de Cauce y los documentos legales necesarios, con la salvedad que al momento de ingresar dichos documento, éstos deben tener vigencia menos a 60 días, por lo que se recomienda solicitar copia de los mismos al CBR de Panguipulli inmediatamente antes del ingreso de la solicitud y cuando el Titular del derecho obtenga el documento de la DGA que indique que el derecho de agua ya ha sido inscrito en el CPA.

24. CARPETAS DE PROYECTOS

24.1. INTRODUCCIÓN

En el presente acápite se presentan los avances de las carpetas que incluyen tanto la documentación legal como técnica de proyecto para su postulación a financiamiento al final del presente contrato.

24.2. ANTECEDENTES LEGALES

24.2.1. Aspectos Generales

Como se señala en los términos de referencia del estudio, el proyecto diseñado deberá contener todos los antecedentes administrativos necesarios que sirvan de base para la presentación a los distintos mecanismos que el Estado dispone para fomentar la pequeña agricultura (Ley 18.450, INDAP, Gobierno Regional, etc.).

Por ello, se debe abordar la factibilidad no sólo técnica sino también legal para la ejecución del proyecto, es decir, que el conjunto de agricultores cuenten con la documentación específica solicitada por la Ley 18.450. Se destaca que este proyecto será postulado de forma colectiva.

En el sistema de postulación electrónico de la Ley 18.450, la información legal y administrativa debe clasificarse tal como se muestra en el Cuadro 24.2.1-1.

CUADRO 24.2.1-1
ANTECEDENTES LEGALES Y ADMINISTRATIVOS REQUERIDOS

Nombre de Documentos
Carta de Aporte (formato FL-17)
AL 1 Formulario de postulación
AL-25 RUT solicitante
AL-26 RUT representante
AL-27 Poder representante
Certificado CONADI (para personas que no posean apellido indígena)
AL-3.3 Acreditación de Tipo de Beneficiario
AL-28 Acreditación Tenencia de Predios
AL-38 Certificado de Avalúo Vigente
AL-29 Acreditación de Derechos de Agua
AL-30 Certificado del Registro Público de Derechos de Aprovechamiento
AL-32 Certificado Consultor MOP

CUADRO 24.2.1-1
ANTECEDENTES LEGALES Y ADMINISTRATIVOS REQUERIDOS

Nombre de Documentos
AL-33 Servidumbres
AL-34 Permisos y autorizaciones (incluye medioambientales)
AL-35 Constitución Sociedades y documentos relacionados (8.1.2.b)
AL-38 Certificado de avalúo del SII
AL-39 Certificado Art. 19º del Reglamento (Obra Nueva Pozo)
AL-40 Certificado de Art. 4º de la Ley Nº 18.450 (Obra Nueva)
AL-41 Cambio consultor
AL-42 Acreditación de calidad de beneficiario
AL-43 Declaración de proyecto colectivo

Fuente: Sistema Electrónico de Postulación Ley 18.450.

24.2.2. Metodología

La recopilación de la documentación necesaria para la presentación de los proyectos, se ha dividido en tres etapas:

- **Elaboración del listado de documentos a solicitar**: Se consideró lo señalado por los documentos de la Comisión Nacional de Riego: Manual Legal Administrativo V4 2015 y Manual Técnico Conducción V3 03.03.2014.

- **Entrega del listado de antecedentes requeridos:** Este proyecto requiere antecedentes tanto del beneficiario como de documentos generados en el marco del mismo. Una vez definidos los antecedentes, estos les fueron solicitados telefónica y presencialmente a los Regantes del Valle de Tralcapulli, para su oportuna recopilación. La documentación que debe generarse en el marco del proyecto, en tanto, se debe tramitar ante diversas entidades.

- **Recolección de la documentación solicitada:** La documentación disponible del beneficiario fue recogida en terreno, en las diversas reuniones que se han sostenido.

24.2.3. Resultados

A la fecha se han obtenido varios de los antecedentes solicitados a los Regantes, sin embargo, aún quedan algunos pendientes, que se espera reunir en el corto plazo. Respecto a los documentos que deben obtenerse durante el desarrollo del proyecto, en su mayoría se encuentran en proceso de tramitación. Dentro de la Carpeta Legal, se presenta un archivo con el resumen del estado de la documentación requerida.

24.3. DISEÑO DEL PROYECTO

24.3.1. Aspectos Generales

Los resultados de los trabajos de terreno y el diseño estructural e hidráulico, así como el presupuesto, cubicaciones y especificaciones técnicas, entre otros, se presenta en la Carpeta Técnica. Esta carpeta, junto con los antecedentes legales, es el insumo para la postulación a futuros programas y concursos de fomento al riego y drenaje.

En forma análoga a la documentación legal, la información técnica requerida por los proyectos se encuentra clasificada en una serie de anexos, los que son ingresados en el sistema de postulación electrónico de la Ley 18.450 (Cuadro 24.3.1-1).

CUADRO 24.3.1-1
ANEXOS TÉCNICOS REQUERIDOS

Nombre Anexo
Anexo 8.1 Plano de Ubicación del Proyecto
Anexo 8.2 Identificación del Área de Riego
Anexo 8.4.1 Análisis Hidrológico
Anexo 8.5 Diseño y Cálculos Hidráulicos
Anexo 8.6 Estudios y Diseños Complementarios
Anexo 8.8 Especificaciones Técnicas de Construcción e Instalación
Anexo 8.9 Cubicaciones
Anexo 8.10.1 Presupuesto Detallado de Obras
Anexo 8.10.3 Cotizaciones y Facturas
Anexo 8.12.2 Planos de Obras Civiles

Fuente: Sistema Electrónico de Postulación Ley 18.450.

24.3.2. Metodología

La metodología utilizada se encuentra descrita en forma detallada en los Manuales, Instructivos y Documentos Técnicos disponibles por la CNR y actualizados cada año para tecnificación, obras civiles, acumulación, conducción, drenaje, ERNC y obras de arte. Este material bibliográfico presenta los pasos y resultados esperados para cada aspecto de un proyecto, dejando en algunos casos la opción de utilizar otros métodos cuando existan particularidades que lo ameriten y sean plenamente justificados.

Para el presente estudio se han utilizado los Manuales de Tecnificación 2015, Instructivos Técnicos de Conducción ITC 2014 y Documentos técnicos DT 2015 (Cuadros 24.3.2-1 y 24.3.2-2).

CUADRO 24.3.2-1
INSTRUCTIVOS TÉCNICOS DE CONDUCCIÓN ITC 2015

Instructivo Técnico
ITC-01 Disponibilidad de Aguas para Proyectos de Obras Civiles de Riego
ITC-02 Cálculo de Superficies para Obras de Civiles
ITC-03 Diseño de Proyectos de Obras Civiles de Conducción
ITC-04 Especificaciones Técnicas para Obras Civiles de Riego
ITC-05 Planos de Obras Civiles de Riego
ITC-06 Presupuesto de Obras Civiles de Riego
ITC-09 Aforos y Medición de Pérdidas

Fuente: CNR (2015)

CUADRO 24.3.2-2
DOCUMENTOS TÉCNICOS DT 2015

Documentos Técnicos (DT)
DT-01 Caudales 85% de seguridad
DT-02 Estaciones fluviométricas SIIR (ex AT-08)
DT-03 Pautas para estudios de suelo (ex AT-07)
DT-05 Rangos de valores de Kc (ex AT-13)
DT-06 Especificaciones técnicas generales y especiales
DT-15 Guía metodológica de evaluación social de proyectos
DT-16 Diagnóstico perfil agroeconómico mediante estándares de producción
DT-18 Precios Unitarios Mínimos y Máximos para todo el país
DT-20 Manual de especificaciones técnicas de buenas prácticas de manejo de suelos en laderas.

Fuente: CNR (2015)

24.3.3. Resultados

Las carpetas del proyecto a diseñar, se entregará de acuerdo a lo indicado, y en orden que se indica en Anexo 24-1 Digital.

25. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del trabajo anteriormente expuesto, se detalla a continuación algunas conclusiones y recomendaciones

- Las obras proyectadas requirieron que el punto de captación de las aguas fuese cambiado, por lo que se realizaron todos los trámites para realizarlo, obteniendo con fecha30 de diciembre de 2016 resolución favorable mediante documento DGA.Nº591.

- La Sociedad de Riego cuenta actualmente con un derecho de agua de 100 L/s y 120 beneficiarios inscritos con posibilidad de que en un futuro pueda ampliarse. La distribución del agua por beneficiario depende la superficie regable que tenga el predio. Es así como se calculó el agua necesaria para abastecer toda la superficie regable de cada predio (considerando demandas conservadoras) y se definió un límite mínimo de agua y uno máximo. El límite menor se estableció en 0,2 L/s por beneficiario para predios con superficie regable menores a 0,5 ha y un máximo de 1 L/s para predios superficie regable mayor a 3 ha. Lo anterior se condice con lo que inicialmente tenía pensado la Sociedad de Riego como máximo a repartir por cada beneficiario.

- Se establecen sistemas de turnos para operar el sistema, de modo que cada beneficiario pueda regar todos los días. Se fijan dos sectores de riego a los cuales se asocia turnos diarios de 6 h cada uno, otorgando el caudal diario correspondiente a cada beneficiario. Se considera que los turnos puedan intercambiarse cada mes entre sectores para que exista alternancia

- Dado lo anterior, se proyecta un tranque de regulación nocturna para lograr satisfacer las necesidades de cada turno.

- Para la operación del sistema se considera que el tranque se comienza a operar cuando éste se encuentre lleno, no obstante puede operar con la precaución de que no se vacíen las tuberías en las condiciones que se establecen en el manual de operaciones.

- En caso que no sea factible captar el total de derechos de aguas que tienen los regantes por sequia u otra razón que establezca el Servicio responsable, se propone que el sistema siga operando limitando la duración del turno y no el caudal, por tanto, si el caudal que ingresa a bocatoma es de 50 L/s, la duración del turno sea 3 h para cada sector. Por lo anterior, se propone se incluyan marcas en tranque que indique a los regantes en qué condiciones se encuentra el tranque cada día para operar.

- El Proyecto de Riego, permitirá sumar cerca de 248 ha, las cuales hoy están consideradas como secano o bien se riegan con muy poca seguridad de riego. Esto

permitirá incorporar cultivos más rentables y permanentes en la zona de Tralcapulli, dado que el agua llegará de forma segura y en el momento que los usuarios la requieren. Además, el Proyecto de Riego permitirá aumentar la superficie de invernaderos, en los cuales se podrán producir hortalizas que puedan ser vendidas al comercio local o ferias casi todo el año. Por lo anterior, el efecto positivo del proyecto se puede visualizar con fuerza en variables tales como el empleo agrícola permanente y eventual, con crecimientos anuales estimado por sobre el 10%, la rentabilidad de los terrenos y los beneficiarios, además de la obtención de impuestos por parte del Estado.

- Los resultados de la evaluación económica muestran que el proyecto es viable desde el punto de social, por lo que **se recomienda su construcción.** Dentro de los motivos para los resultados favorables destaca el cambio radical de los ingresos agrícolas del área de estudio, debido a la incorporación de áreas actualmente dedicadas a la ganadería y la agricultura de secano al riego localizado.

- Considerando que se ha dejado entrever en las distintas instancias de conversación que las personas que se verían afectas a servidumbres no quieren firmar compromisos legales antes de tener claridad si el proyecto va a ser construido o no, se han realizado los planos correspondientes y que serán necesarios al momento de solicitar y legalizar las servidumbres con los distintos propietarios. En el único caso en que ya se han iniciado gestiones al respecto y se ha generado un documento que puede ser utilizado, es en el caso del predio donde se ubicará la bocatoma y sus obras asociadas, ya que el propietario ha manifestado su voluntad al respecto dado que tiene intenciones de vender parte del predio.

- Respecto de la etapa de construcción, un futuro proceso de participación ciudadana vinculado al Proyecto, debe garantizar un adecuado flujo de información entre la CNR y los principales actores involucrados en él y que han sido identificado en este Estudio. Los integrantes de la actual Sociedad de Riego poseen una buena capacidad de vinculación y legitimación con los habitantes de Tralcapulli, por lo que deberían asumir algún rol la próxima etapa del proyecto, quizás con un nivel menor de intensidad pero no desapareciendo por completo del escenario del proyecto.

- Cabe señalar que la figura jurídica de la actual organización es una Sociedad por Acciones conformada por 5 socios, lo que dificulta el proceso de postulación a financiamiento estatal, ya que las organizaciones a las que se refiere la Ley 18.450, corresponden a aquellas definidas en el Código de Aguas, vale decir, Juntas de Vigilancia, Asociaciones de Canalistas y Comunidades de Agua o Drenaje, por lo que se recomienda que se apoye a los regantes a poder constituirse como una organización de las que han sido mencionadas, para que no se vea disminuida su participación en los concurso de la Ley.

- Para ese escenario descrito y por la expresa petición de los actuales dirigentes de la Sociedad “Regantes del Valle de Tralpulli SpA”, se propone la búsqueda de nuevos liderazgos que asuman algunas de las tareas que surjan en la próxima etapa de

construcción. Como se señaló en los términos de referencia del estudio, el proyecto diseñado cuenta con todos los antecedentes administrativos necesarios para la presentación a los distintos mecanismos que el Estado dispone para fomentar la pequeña agricultura (Ley 18.450, INDAP, Gobierno Regional, etc.). Con esa información disponible, se puede generar cursos de capacitación que involucre el desarrollo de las habilidades y conocimientos que requieren estos nuevos líderes locales.

- Para el cálculo de la bonificación, se ha considerado el actual funcionamiento de la Sociedad de Riego, el cual corresponde a una "Organización de Pequeños Agricultores", la cual aparece mencionada en el Artículo 4° del Reglamento de la Ley 18.450 y de acuerdo a la cual se han calculado los beneficios a los cuales podrían acceder con el Proyecto.

- Con respecto a la potencial bonificación (subsidio) de las obras, considerando que el máximo de bonificación al que pueden acceder es de 90% del total de las obras y que el monto no bonificado supera la capacidad de pago de muchos de los agricultores, se recomienda considerar los fondos que pudieran obtenerse a través de CONADI, ya que corresponde a una Sociedad de Regantes conformada en su mayoría por personas de etnia Mapuche, el Gobierno Regional (FNDR o convenios CNR-GORE), INDAP o Municipalidades.

- Cabe señalar que mientras no se adopte una decisión respecto de financiamiento de las obras, se recomienda reforzar en el discurso institucional de la CNR que la finalización del presente estudio no significa necesariamente la construcción inmediata del proyecto, aclarando que la decisión dependerá de la factibilidad de conseguir apoyo en los distintos mecanismos que dispone el Estado para subsidiar, bonificar o financiar este tipo de proyectos. Aquel discurso ya se encuentra internalizado (al menos entre los dirigentes), quienes han asumido una postura activa tendiente a sensibilizar a las autoridades regionales y comunales respecto a la necesidad apoyar esta obra.

- Se recomienda involucrar a la I. Municipalidad de Panguipulli, especialmente por el vínculo existente entre los distintos departamentos municipales (Oficina de Asuntos indígenas, Organizaciones Comunitarias, Prodesal, etc.) que tienen un contacto con los agricultores de Tralcapulli y son beneficiarios de sus programas. La información que este estudio logró reunir es un insumo muy relevante para la planificación municipal. Para la etapa de construcción y operación, se requerirá de cursos de capacitación, asesoría y acompañamiento, que la municipalidad puede brindar por su cercanía territorial y permanente contacto con los agricultores de Tralcapulli. Además del municipio, se recomienda también involucrar a los Servicio Públicos tales como, CONADI, INDAP, DGA, GORE, CORE entre otros, para profundizar las vinculaciones existentes ya que ellos también disponen de los recursos financieros y humanos que permitirían apoyar a los beneficiarios. En este contexto se sugiere repetir la experiencia del Taller Interinstitucional realizado, para mantener el flujo de información y facilitar la coordinación entre los distintos actores.

- Respecto a la componente ambiental, de acuerdo a la legislación vigente, el proyecto no ingresa al SEIA ya que no cumple con los requisitos establecidos en el artículo 3, Reglamento del SEIA, Decreto Supremo N°40 de 2013, debido a las envergaduras de las obras que se están evaluando. Sin embargo, sí aplica legislación específica asociada a acciones contempladas en el proyecto, tales como: Normativa asociada a Emisiones de Ruido (D.S. Nº 38/11), Recursos Naturales (Ley N° 20.283/08, sobre recuperación del bosque nativo y fomento forestal), Residuos líquidos y sólidos (D.F.L Nº 725/68 del Ministerio de Salud), Combustibles (D.S. Nº 160/09 del Ministerio de Economía, Fomento y Reconstrucción), Infraestructura y equipamiento: (D.F.L. N°850/97 del Ministerio de Obras Públicas), Patrimonio arqueológico y cultural (Ley Nº 17.288/70 del Ministerio de Educación. Ley de Monumentos Nacionales. D.S. N° 484/90 del Ministerio de Educación), Transporte de Materiales y residuos (Decreto Supremo Nº 75, de 1987) y algunos permisos ambientales sectoriales donde interesa destacar los PAS asociados a los componentes del medio biótico tales como el PAS 148 (Plan de Manejo de corta y reforestación de bosque), PAS 150 (Permiso para la intervención de especies vegetales nativas), PAS 151 (Corta de formaciones xerofíticas), 152 (Bosque nativo de preservación) y 156 (Modificación de cauce).