GOBIERNO DE CHILE
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCION GENERAL DE AGUAS
DIRECCION REGIONAL DE AGUAS - REGIÓN DE ATACAMA

INGENIERÍA DE DETALLES
ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA
CUENCA RÍO COPIAPÓ

VOLUMEN N° I-A

ESTACIÓN FLUVIOMÉTRICA
RÍO JORQUERA EN VERTEDERO

REALIZADO POR:

4C CONSULTORES EN INGENIERÍA CIVIL LTDA.

DIRECCIÓN REGIONAL DE AGUAS - REGIÓN DE ATACAMA

S.I.T. Nº 426

SANTIAGO, DICIEMBRE 2017

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

Ministro de Obras Públicas
Ingeniero Sr. Alberto Undurraga Vicuña

Director General de Aguas
Abogado Sr. Carlos Estévez Valencia

Dirección Regional de Aguas-Región de Atacama
Ingeniero Sr. Rodrigo Alegría Méndez

Inspector Fiscal
Ingeniero Sr. Patricio Luengo Ávalos

Profesionales Participantes
Ingeniero Sr. Alfonso Pinto Castillo

4C CONSULTORES EN INGENIERÍA CIVIL LTDA.:

Jefe de Proyecto
Ingeniero Sr. Pedro Kamann Ch.

Ingenieros de Proyecto:
Ingeniero Sra. Ana Cortés B.
Ingeniero Sr. Jorge Pavéz P.
Ingeniero Sr. Esteban Soto G.
Ingeniero Sr. José González T.
Proyectista Sr. Felipe Latorre H.
Proyectista Sra. Angélica Hidalgo M.
Proyectista Srta. Karina Jara C.

ÍNDICE GENERAL

VOLUMEN I-A	Informe Final y Anexos N°1-7. E. F. Río Jorquera en Vertedero
VOLUMEN I-B	Anexos N°8-9 (Planos). E. F. Río Jorquera en Vertedero
VOLUMEN II-A	Informe Final y Anexos N°1-7. E. F. Río Pulido en Vertedero
VOLUMEN II-B	Anexos N°8-9 (Planos). E. F. Río Pulido en Vertedero
VOLUMEN III-A	Informe Final y Anexos N°1-7. E. F. Río Copiapó en La Puerta
VOLUMEN III-B	Anexos N°8-9 (Planos). E. F. Río Copiapó en La Puerta
VOLUMEN IV-A	Informe Final y Anexos N°1-7. E. F. Río Copiapó en Angostura
VOLUMEN IV-B	Anexos N°8-9 (Planos). E. F. Río Copiapó en Angostura
VOLUMEN V-A	Informe Final y Anexos N°1-7. E. F. Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio
VOLUMEN V-B	Anexos N°8-9 (Planos). E. F. Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio
VOLUMEN VI-A	Informe Final y Anexos N°1-7. E. F. Río Copiapó en Mal Paso
VOLUMEN VI-B	Anexos N°8-9 (Planos). E. F. Río Copiapó en Mal Paso
VOLUMEN VII-A	Informe Final y Anexos N°1-7. E. F. Río Copiapó en San Antonio
VOLUMEN VII-B	Anexos N°8-9 (Planos). E. F. Río Copiapó en San Antonio

ÍNDICE INFORME FINAL E. F. RÍO JORQUERA EN VERTEDERO

1 INTRODUCCIÓN 1

1.1 Alcances del proyecto 1
1.2 Antecedentes generales 1

2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO 3

2.1 Descripción general 3
2.2 Ubicación 4

3 REVISIÓN DE ESTUDIOS E INFORMACIÓN BÁSICA 7

3.1 Mejoramiento Sistema de Información Hidrológica Cuenca Río Copiapó, Región de Atacama, desarrollado por AC Ingenieros Consultores Ltda. para la Dirección General de Aguas. Septiembre de 2014 7
3.2 Proyecto de Reposición de la Red Hidrométrica Cuenca Río Copiapó, Código BIP N°30101803-0, Diciembre de 2015 10
3.3 Proyecto y licitación D.G.A. para la construcción de la nueva estación fluviométrica Río Manflas en Vertedero, Agosto de 2016 12
3.4 Objetivos y contenidos de los manuales de diseño y operación, red hidrométrica nacional, División de Hidrología D.G.A. 12
3.5 Topografía geodésica actualizada de las estaciones D.G.A. existentes, con amarre de la red geodésica nacional, incluyendo datos crudos como nube de puntos y otros antecedentes topográficos para post proceso (2015) 14
3.6 Estudios de Caracterización del Fenómeno Climático de Marzo 2015 en la Región de Atacama, D.O.H. diciembre de 2016 16

4 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL 19

4.1 Descripción general de la estación 19
4.2 Descripción comportamiento hidráulico 19
4.3 Daño asociado a tormenta del 12 de mayo 2017 23
4.4 Descripción estado estructural 25
4.4.1 Características de la estructura 25
4.4.2 Daños observados 25
4.4.3 Diagnóstico Estructural 25

5 TOPOGRAFÍA 26

6 MECÁNICA DE SUELOS 27

7 ESTUDIO HIDROLÓGICO 28

7.1 Recopilación de antecedentes 28
7.1.1 Antecedentes bibliográficos 28
7.1.2 Antecedentes cartográficos 29
7.1.3 Antecedentes hidrometeorológicos 29
7.2 Datos geomorfológicos de la cuenca en estudio 31
7.3 Curvas de Variación Estacional y Curva de Duración 34
7.3.1 Curvas de Variación Estacional 35
7.3.2 Curva de Duración de Caudales Medios Diarios 36
7.4 Estudio de Crecidas 38
7.4.1 Método Directo 38
7.4.1.1 Análisis de estadística disponible 39
7.4.1.2 Análisis de frecuencia 40

7.4.1.3 Resultados y conclusiones del Método Directo 42
7.4.2 Método Indirecto 43
7.4.2.1 Análisis de Precipitaciones Máximas 43
7.4.2.2 Relación Precipitación Máxima vs Altura 47
7.4.2.3 Crecidas por método del Hidrograma Unitario Sintético – Línea de Nieve fija 50
7.4.2.3.1 Distribución de precipitación 57
7.4.2.3.2 Infiltración 62
7.4.2.3.3 Precipitación máxima media sobre la cuenca 63
7.4.2.3.4 Resultados de crecidas por método de hidrograma unitario 64
7.4.2.4 Crecidas por método de Verni y King Modificado 67
7.4.2.5 Crecidas por método de Seguel Stowhas – Línea de Nieve variable 68
7.4.2.5.1 Determinación de la posición de la línea de nieve y área aportante pluvial 68
7.4.2.5.2 Probabilidad conjunta de precipitación y área aportante 69
7.4.2.5.3 Obtención de crecidas pluviales por método Seguel-Stowhas 70
7.4.3 Crecidas líquidas recomendadas 71
7.4.4 Caudales detríticos 72
7.4.5 Caudal de diseño total 73

8 ESTUDIO HIDRÁULICO Y MECÁNICO FLUVIAL 74

8.1 Descripción situación actual del cauce y obras proyectadas 74
8.1.1 Geomorfología del cauce 74
8.1.2 Descripción de obras proyectadas 75
8.1.2.1 Estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero (nueva) 75
8.1.2.2 Canal de estiaje en estación fluviométrica 76
8.1.2.3 Reforzamiento de la ribera sur del cauce con gaviones 77
8.1.2.4 Revestimientos de Albañilería en Piedra (Zampeado) 77
8.2 Análisis hidráulico 77
8.2.1 Rugosidad del cauce 78
8.2.1.1 Situación actual 78
8.2.1.2 Situación proyectada 78
8.2.2 Cálculo de eje hidráulico 79
8.2.2.1 Modelación hidráulica del cauce 79
8.2.2.2 Esquema del modelo Hec-Ras 80
8.2.2.2.1 Situación Actual 81
8.2.2.2.2 Situación con Proyecto 81
8.2.3 Resultados de modelación 83
8.2.3.1 Situación Actual 83
8.2.3.2 Modelación de la situación con proyecto 84
8.2.3.2.1 Curva de descarga E. F. 85
8.2.3.2.2 Desempeño canal de estiaje 86
8.2.3.2.3 Verificación con otros caudales de operación 87
8.3 Análisis de socavación general 89
8.3.1 Métodos utilizados 90
8.3.1.1 Método USM 90
8.3.1.2 Método Lichtvan-Lebediev 92
8.3.1.3 Método de Froehlich 93
8.3.2 Datos básicos 93
8.3.3 Análisis de resultados 94

9 PRESUPUESTO ESTIMATIVO DE OBRAS 96

10 CONCLUSIONES 97
11 BIBLIOGRAFÍA 98

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO N°1 – CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

Anexo N°1.1 – Curva Hipsométrica Cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero
Anexo N°1.2 – Estadística Original de Caudales Medios Mensuales
Anexo N°1.3 – Estadística Rellenada de Caudales Medios Mensuales
Anexo N°1.4 – Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales
Anexo N°1.5 – Estadística Rellenada de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales
Anexo N°1.6 – Series de Caudales Instantáneos Máximos para Período de Invierno, Verano y Anual
Anexo N°1.7 – Análisis de Frecuencia Gráfico de Distribuciones de Probabilidad para Caudales Máximos Instantáneos
Anexo N°1.8 – Estadística de Precipitaciones Máximas en 24 y 48 horas
Anexo N°1.9 – Análisis de Frecuencia Gráfico de Distribuciones de Probabilidad para Precipitaciones Máximas en 24 y 48 horas
Anexo N°1.10 – Extracto de memoria usm: Variabilidad de la línea de nieves durante eventos de tormenta utilizando modelación probabilística. Covián (2012)
Anexo N°1.11 – Distribuciones de Precipitación para las Cuencas Analizadas
Anexo N°1.12 – Cálculo y análisis del método de la curva número para cuencas del país. Saavedra y Stowhas. XVI Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (2003)
Anexo N°1.13 – Determinación de la Precipitación Efectiva
Anexo N°1.14 – Determinación de Factores de Corrección por Precipitación-Altura
Anexo N°1.15 – Determinación de Hidrogramas de Crecida
Anexo N°1.16 – Estimación de crecidas de diseño en cuencas mixtas pluvio-nivales. Seguel y Stowhas. VII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (1985)
Anexo N°1.17 – Estimación de curvas de caudal sólido en suspensión en cuencas chilenas y comparación con expresiones empíricas de fleming y manual de presas pequeñas. Jiménez, Kamann y Stowhas. XXIII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (2017)

ANEXO N°2 – CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Anexo N°2.1 – Eje Hidráulico Q = 5 m^3/s (Capacidad) – Situación sin Proyecto
Anexo N°2.2 – Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación sin Proyecto
Anexo N°2.3 – Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación sin Proyecto
Anexo N°2.4 – Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación con Proyecto
Anexo N°2.5 – Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación con Proyecto
Anexo N°2.6 – Eje Hidráulico Q = 0.07 m^3/s (Caudal Mínimo Canalón) – Situación con Proyecto
Anexo N°2.7 – Eje Hidráulico Q = 1.2 m^3/s (Caudal Máximo Canalón) – Situación con Proyecto
Anexo N°2.8 – Modelación HEC-RAS: Secciones Transversales Situación sin Proyecto, T = 50 y 100 años
Anexo N°2.9 – Modelación HEC-RAS: Secciones Transversales Situación con Proyecto, T = 50 y 100 años
Anexo N°2.10 – Modelación HEC-RAS: Secciones Transversales Situación sin Proyecto, Capacidad Estación Existente

Anexo N°2.11 – Modelación HEC-RAS: Secciones Transversales Situación con Proyecto, Caudales Mínimo (Pexc=99%) y Máximo (Pexc=10%) Canalón de Estiaje
Anexo N°2.12 – Socavación general con acorazamiento. Stowhas, Kamann y Soto. XIV Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (1999)
Anexo N°2.13 – Armor-Limited Clear-Water Contraction Scour at Bridges. Froehlich (1995)
Anexo N°2.14 – Parámetros del Análisis de Socavación
Anexo N°2.15 – Resultados del Análisis de Socavación
Anexo N°2.16 – Eje Hidráulico Q = 9.03 m^3/s (0.05%) – Situación con Proyecto
Anexo N°2.17 – Eje Hidráulico Q = 3.16 m^3/s (1.00%) – Situación con Proyecto
Anexo N°2.18 – Eje Hidráulico Q = 1.44 m^3/s (5.00%) – Situación con Proyecto
Anexo N°2.19 – Eje Hidráulico Q = 0.54 m^3/s (50.0%) – Situación con Proyecto
Anexo N°2.20 – Modelación Hec-Ras: Secciones Transversales Situación con Proyecto, Q = 9.03 m^3/s
Anexo N°2.21 – Modelación Hec-Ras: Secciones Transversales Situación con Proyecto, Q = 3.16 m^3/s
Anexo N°2.22 – Modelación Hec-Ras: Secciones Transversales Situación con Proyecto, Q = 1.44 m^3/s
Anexo N°2.23 – Modelación Hec-Ras: Secciones Transversales Situación con Proyecto, Q = 0.54 m^3/s
Anexo N°2.24 (Digital) – Archivos de Modelación HEC-RAS

ANEXO N°3 – TOPOGRAFÍA

ANEXO N°4 – MECÁNICA DE SUELOS

ANEXO N°5 – ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES – ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ESPECIALES

ANEXO N°6 – PRESUPUESTO ESTIMATIVO DE OBRAS

ANEXO N°7 – MEMORIA ESTRUCTURAL

ANEXO N°8 – PLANOS TIPO

ANEXO N°9 – PLANOS DE PROYECTO

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2—1 E. F. Río Jorquera en Vertedero, Fecha Archivo: 08-Mayo-2017 3
Figura 2—2 E. F. Río Jorquera en Vertedero, Fecha Archivo: 14-Mayo-2017 4
Figura 2—3 Ubicación general de E. F. Río Jorquera en Vertedero 5
Figura 2—4 Ubicación local de E. F. Río Jorquera en Vertedero 5
Figura 4—1 Estado general de E. F. Río Jorquera en Vertedero 19
Figura 4—2 Vista lateral de regla limnimétrica 20
Figura 4—3 Traza de la crecida de marzo 2015 20
Figura 4—4 Vista general de los equipos de medición 21
Figura 4—5 Vista de la nueva ubicación propuesta de la E. F. Río Jorquera en Vertedero 21
Figura 4—6 Vista general de los equipos de medición 22
Figura 4—7 Vista de la E. F. Río Jorquera en Vertedero desde aguas arriba 22
Figura 4—8 Vista de la E. F. Río Jorquera en Vertedero desde aguas abajo 23
Figura 4—9 Ruta C-459 inundada (vía de acceso a E. F. Río Jorquera en Vertedero) 23
Figura 4—10 Estado post-crecida 12 de mayo de 2017 de la E. F. Río Jorquera en Vertedero 24
Figura 4—11 Estado de los pretiles del río Jorquera aguas arriba de la E. F. existente ... 24
Figura 4—12 Sector del pretil de tierra socavado post-crecida del 12 de mayo de 2017 (ubicado en la curva señalada en párrafos anteriores) 25
Figura 7—1 Ubicación estaciones fluviométricas DGA 30
Figura 7—2 Ubicación estaciones meteorológicas DGA 31
Figura 7—3 Ubicación de la cuenca de E. F. Río Jorquera en Vertedero (regional) 33
Figura 7—4 Cuenca de E. F. Río Jorquera en Vertedero 34
Figura 7—5 Curvas de variación estacional para E. F. Río Jorquera en Vertedero 36
Figura 7—6 Curva de duración de caudales medios diarios para E. F. Río Jorquera en Vertedero 37
Figura 7—7 Ubicación de las estaciones fluviométricas del estudio 38
Figura 7—8 Ubicación de E. F. Río Jorquera en Vertedero y E. M. Jorquera en La Guardia, y cuencas aportantes 44
Figura 7—9 Relación Precipitación máxima en 24 hrs - Altura 48
Figura 7—10 Estaciones meteorológicas consideradas e isoyetas en la zona de estudio . 49
Figura 7—11 Ubicación de cuencas aportantes 52
Figura 7—12 Hidrograma Unitario Sintético para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Abr-Sep 56
Figura 7—13 Hidrograma Unitario Sintético para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Oct-Mar 56
Figura 7—14 Hidrograma Unitario Sintético para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Evento 25/mar/15 57
Figura 7—15 Hidrograma Unitario Sintético para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Evento 12/may/17 57
Figura 7—16 Hietograma Estación DGA Río Copiapó en Pastillo, para Evento 25/mar/15 58
Figura 7—17 Hietograma Estación DGA Río Copiapó en Pastillo, para Evento 12/may/1760
Figura 7—18 Variación de K vs Precipitación Total 62
Figura 7—19 Hidrograma de crecida para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Período: Abr-Sep, T = 25, 50 y 100 años 65
Figura 7—20 Hidrograma de crecida para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Período: Oct-Mar, T = 25, 50 y 100 años 66
Figura 7—21 Hidrograma de crecida para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Evento: 25/mar/15 66

Figura 7—22 Hidrograma de crecida para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Evento: 12/may/17 67
Figura 8—1 Resultado modelación 2D en estación existente. 75
Figura 8—2 Nueva Ubicación de estación fluviométrica 76
Figura 8—3 Esquema canal de estiaje 76
Figura 8—4 Estación proyectada 77
Figura 8—5 Esquema de secciones transversales en situación actual 81
Figura 8—6 Esquema de secciones transversales en situación con proyecto 82
Figura 8—7 Secciones transversales en estación 82
Figura 8—8 Eje hidráulico para Q = 5 m^3/s, Situación Sin Proyecto 84
Figura 8—9 Eje hidráulico para Q = 23 m^3/s, Situación Con Proyecto 85
Figura 8—10 Eje hidráulico para Q = 40 m^3/s, Situación Con Proyecto 85
Figura 8—11 Curva de Descarga E. F. 86
Figura 8—12 Eje hidráulico para en E. F. con caudales 99%-10% 86
Figura 8—13 Curva de Descarga Canal de Estiaje 87
Figura 8—14 Eje hidráulico para Q = 9.03 m^3/s (0.05%), Situación Con Proyecto 87
Figura 8—15 Eje hidráulico para Q = 3.16 m^3/s (1.00%), Situación Con Proyecto 88
Figura 8—16 Eje hidráulico para Q = 1.44 m3/s (5.00%), Situación Con Proyecto 88
Figura 8—17 Eje hidráulico para Q = 0.54 m^3/s (50.0%), Situación Con Proyecto 89
Figura 8—18 Curva granulométrica E. F. Río Jorquera en Vertedero 94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3—1 Curva de frecuencia de caudales máximos instantáneos 8
Tabla 3—2 Capacidad máxima operacional de las estaciones 8
Tabla 3—3 Caudales líquidos y detríticos estimados para sitios amagados 17
Tabla 3—4 Resumen estimación períodos de retorno 18
Tabla 7—1 Estaciones fluviométricas DGA 29
Tabla 7—2 Estaciones meteorológicas DGA 30
Tabla 7—3 Datos geomorfológicos de la cuenca de E. F. Río Jorquera en Vertedero 32
Tabla 7—4 Curvas de variación estacional en (m^3/s) para E. F. Río Jorquera en Vertedero 36
Tabla 7—5 Curva de duración de caudales medios diarios para E. F. Río Jorquera en Vertedero 37
Tabla 7—6 Estaciones fluviométricas DGA 39
Tabla 7—7 Parámetros de test de bondad de ajuste Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov para E. F. Río Jorquera en Vertedero 40
Tabla 7—8 Resultados de test de bondad de ajuste Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov para E. F. Río Jorquera en Vertedero 41
Tabla 7—9 Distribución de probabilidad ajustada en E. F. Río Jorquera en Vertedero 41
Tabla 7—10 Resultado de análisis de frecuencia para E. F. Río Jorquera en Vertedero ... 42
Tabla 7—11 Crecidas representativas por método directo para E. F. Río Jorquera en Vertedero 42
Tabla 7—12 Parámetros de test de bondad de ajuste Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov para estación Jorquera en La Guardia 45
Tabla 7—13 Resultados de test de bondad de ajuste Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov para estación Jorquera en La Guardia 46
Tabla 7—14 Distribución de mejor ajuste para Precipitación Máxima en 24 y 48 horas para estación Jorquera en La Guardia 46
Tabla 7—15 Precipitaciones máximas en 24 horas para estación Jorquera en La Guardia 47
Tabla 7—16 Precipitaciones máximas en 48 horas para estación Jorquera en La Guardia 47
Tabla 7—17 Precipitaciones máximas en 24 hrs en estaciones cercanas, T = 10 años 48
Tabla 7—18 Parámetros de la cuenca 50
Tabla 7—19 Parámetros cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero 51
Tabla 7—20 Parámetros Hidrograma Unitario E. F. Río Jorquera en Vertedero 53
Tabla 7—21 Hidrograma Unitario Adimensional 54
Tabla 7—22 Hidrogramas Unitarios Cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero para Períodos Abr-Sep y Oct-Mar 54
Tabla 7—23 Hidrogramas Unitarios Cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero para Eventos del 25-Marzo-2015 (25/mar/15) y 12-Mayo-2017 (12/may/17) 55
Tabla 7—24 Distribución Centrada de Endesa 58
Tabla 7—25 Distribución de Precipitaciones obtenida del Hietograma estación Río Copiapó En Pastillo, Evento 25/mar/15 59
Tabla 7—26 Distribución de Precipitaciones obtenida del Hietograma estación Río Copiapó En Pastillo, Evento 12/may/17 61
Tabla 7—27 Factor de Corrección por Precipitación-Altura para E. F. Río Jorquera en Vertedero 63
Tabla 7—28 Precipitaciones máximas en 24 y 48 horas para E. F. Río Jorquera en Vertedero en Abr-Sep y Oct-Mar 64
Tabla 7—29 Precipitaciones máximas en 24 y 48 horas para E. F. Río Jorquera en Vertedero en Eventos 25/mar/15 y 12/may/17 64

Tabla 7—30 Crecidas por método de Hidrograma Unitario para E. F. Río Jorquera en Vertedero, períodos Abr-Sep y Oct-Mar 64
Tabla 7—31 Crecidas por método de Hidrograma Unitario para E. F. Río Jorquera en Vertedero, en Eventos 25/mar/15 y 12/may/17..... 65
Tabla 7—32 Coeficientes empíricos de período de retorno T años para Verni y King Modificado 68
Tabla 7—33 Crecidas por método de Verni y King Modificado para E. F. Río Jorquera en Vertedero 68
Tabla 7—34 Distribución de frecuencia de altura de línea de nieve para E. F. Río Jorquera en Vertedero 69
Tabla 7—35 Distribución de frecuencia de área aportante para E. F. Río Jorquera en Vertedero 69
Tabla 7—36 Crecidas por método Seguel-Stowhas para E. F. Río Jorquera en Vertedero 70
Tabla 7—37 Resumen de crecidas para E. F. Río Jorquera en Vertedero..... 71
Tabla 7—38 Crecidas líquidas para E. F. Río Jorquera en Vertedero..... 71
Tabla 7—39 Crecidas por método de Hidrograma Unitario para E. F. Río Jorquera en Vertedero, en Eventos 25/mar/15 y 12/may/17..... 72
Tabla 7—40 Coeficiente de amplificación P obtenido para estaciones del norte de Chile . 73
Tabla 7—41 Caudales detríticos para E. F. Río Jorquera en Vertedero..... 73
Tabla 7—42 Caudal de diseño para E. F. Río Jorquera en Vertedero 73
Tabla 7—43 Caudal de diseño para defensas fluviales en E. F. Río Jorquera en Vertedero 73
Tabla 8—1 Rugosidad del cauce para E. F. Río Jorquera en Vertedero (Sin proyecto) 78
Tabla 8—2 Rugosidad del cauce para E. F. Río Jorquera en Vertedero (Con proyecto) ... 79
Tabla 8—3 Pendientes adoptadas A. Arriba y A. Abajo (condición de borde h_n) para modelar E. F. Río Jorquera en Vertedero..... 80
Tabla 8—4 Condiciones de modelación situación actual 83
Tabla 8—5 Granulometría E. F. Río Jorquera en Vertedero 94
Tabla 8—6 Socavación E. F. Río Jorquera en Vertedero 95
Tabla 9—1 Presupuesto estimativo de obras - E. F. Río Jorquera en Vertedero 96

ÍNDICE DE PLANOS TIPO

Plano N°01-04	Plano Tipo Caseta DGA – Caseta Fluviométrica Estándar
Plano N°02-04	Plano Tipo Cerrojo DGA – Detalle Cerrojo Seguridad
Plano N°03-04	Plano Tipo General Compuerta Mural DN600
Plano N°04-04	Plano Tipo de Montaje Compuerta Mural DN600

ÍNDICE DE PLANOS DE PROYECTO

Plano N°01-13	Planta y Longitudinal – Situación Actual y Proyectada T = 50 Años
Plano N°02-13	Perfiles Transversales – Situación Actual y Proyectada T = 50 Años
Plano N°03-13	Planta y Longitudinal – Situación Actual y Proyectada T = 100 Años
Plano N°04-13	Perfiles Transversales – Situación Actual y Proyectada T = 100 Años
Plano N°05-13	Diseño Estación Fluviométrica – Planta, Corte B-B y Geometría Canal
Plano N°06-13	Diseño Estación Fluviométrica – Corte A-A y Detalles
Plano N°07-13	Diseño Estación Fluviométrica – Elevaciones Oriente y Poniente
Plano N°08-13	Diseño Estación Fluviométrica – Cortes C, D, E y Detalles
Plano N°09-13	Detalle de Dispositivo Autolavado
Plano N°10-13	Losa y Muros – Planta y Elevación – Proyecto Estructural – Lámina 1 de 4 (ES-01)
Plano N°11-13	Pasarela Metálica – Planta, Elevación y Planta De Piso – Proyecto Estructural – Lámina 2 de 4 (ES-02)
Plano N°12-13	Losa y Elevaciones de Armaduras – Proyecto Estructural – Lámina 3 de 4 (ES-03)
Plano N°13-13	Losa y Muros – Planta y Cuadro De Armaduras – Proyecto Estructural – Lámina 4 de 4 (ES-04)

1 INTRODUCCIÓN

La Dirección General de Aguas, región de Atacama, ha llamado a licitación el estudio **"INGENIERÍA DE DETAL**LES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPÓ**"**; estudio que ha sido adjudicado con fecha 26 de abril de 2017 a la empresa Cuatro C Consultores en Ingeniería Civil Ltda. Este estudio tiene por finalidad realizar el Diagnóstico y Diseño de Detalles de las Estaciones Fluviométricas que la DGA considera prioritarias para el funcionamiento de la red hidrométrica de la cuenca del río Copiapó, la cual debido a los eventos de tormenta ocurridos en marzo de 2015 y mayo de 2017 sufrieron daños de diversa consideración.

Para efectos de ejecución del estudio las estaciones se han agrupado en 2 etapas, las cuales se indican a continuación:

Etapa 1

- E. F. Río Jorquera en Vertedero
- E. F. Río Pulido en Vertedero
- E. F. Río Copiapó en La Puerta

Etapa 2

- E. F. Río Copiapó en Angostura
- E. F. Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio
- E. F. Río Copiapó en Mal Paso
- E. F. Río Copiapó en San Antonio

El presente informe incluye el proyecto de Ingeniería de Detalles para la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero.

1.1 Alcances del proyecto

Los alcances del proyecto son los siguientes:

- Levantamiento topográfico-geodésico, considerando a lo menos 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas debajo de cada estación.
- Análisis hidrológico del área aportante a la estación.
- Análisis de mecánica de suelos.
- Análisis hidráulico del área influyente en la sección de aforo, considerando a lo menos 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo.
- Proyecto de Ingeniería de Detalles para la estación fluviométrica del estudio, incluyendo lo anteriormente descrito, además de Especificaciones Técnicas, Planos, Presupuestos y Cronograma.

1.2 Antecedentes generales

Como antecedente al estudio presente, se dispone de:

- Antecedentes técnicos aportados en el proceso de Licitación.
- Informaciones entregadas en reuniones y visitas a terreno con personal de la Dirección General de Aguas, Región de Atacama.

- Antecedentes varios entregados por Dirección General de Aguas, Región de Atacama.

2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

2.1 Descripción general

Al margen de las condiciones semiáridas de la región, los efectos del cambio climático global, expresados durante los últimos eventos hidrometeorológicos de marzo del 2015 y mayo del 2017 en la región, provocaron que varias estaciones fluviométricas de la Dirección General de Aguas sufrieran daños de diversas características.

En particular, en la estación Río Jorquera en Vertedero, el evento ocurrido en mayo de 2017 no provocó daños de consideración a la estación, sólo se derribaron un par de señaléticas, quedando la estructura del puente intacta. Sin embargo, el río desbordó en un punto 150 m aguas arriba de la estación, en una curva, inundando el camino y destruyendo parte de los cultivos adyacentes al camino pero no a la estación.

Figura 2—1 E. F. Río Jorquera en Vertedero, Fecha Archivo: 08-Mayo-2017



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2—2 E. F. Río Jorquera en Vertedero, Fecha Archivo: 14-Mayo-2017



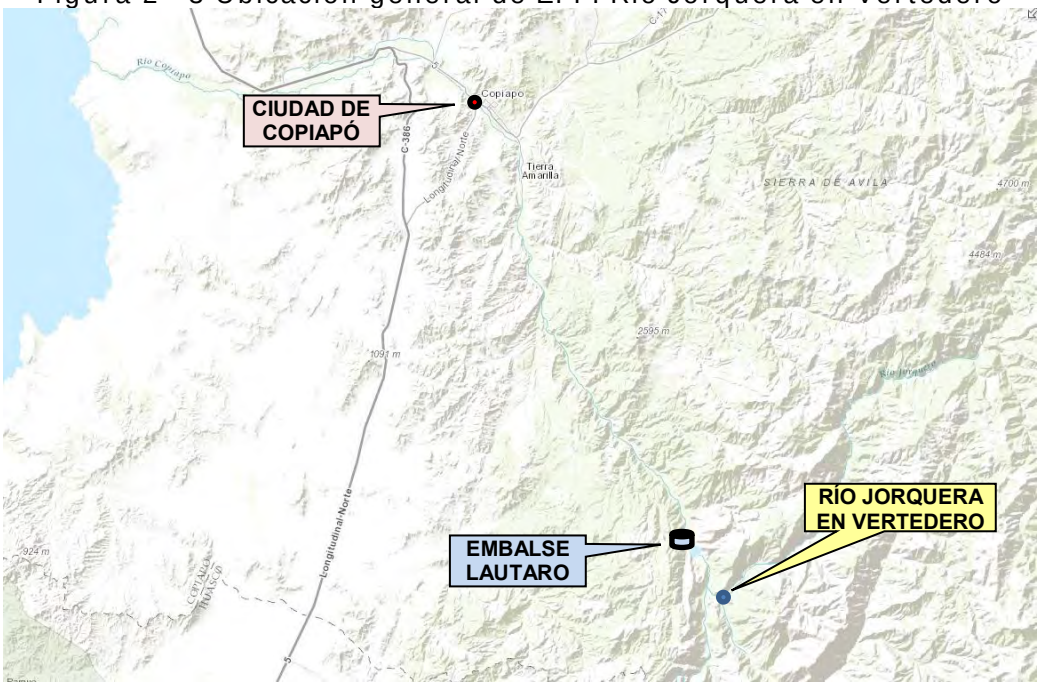
Fuente: Elaboración propia.

El proyecto a realizar comprende la Ingeniería de Detalles de la nueva estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero.

2.2 Ubicación

La estación fluviométrica actual Río Jorquera en Vertedero se encuentra ubicada en la Región de Atacama, en la comuna de Tierra Amarilla, cerca de la ruta C-459, a 300 m de la intersección con esta misma ruta. Sus coordenadas UTM son 6897284 m N y 405766 m E, referidas al Datum WGS84. Las siguientes figuras señalan la ubicación satelital de la estación.

Figura 2—3 Ubicación general de E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2—4 Ubicación local de E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

En los capítulos siguientes se presenta la revisión de estudios e información básica, y el diagnóstico de la situación actual de la E. F. Río Jorquera en Vertedero. Luego, se señala la Topografía realizada en la zona de la estación fluviométrica, así como también la Mecánica de Suelos.

Posteriormente, se presenta el Estudio Hidrológico realizado, el cual comprende el análisis de la estadística fluviométrica en la estación, además de análisis mediante otros métodos indirectos para estimar la escorrentía. Luego del análisis de los resultados obtenidos, esto permitirá obtener los caudales de diseño de la estación fluviométrica a diseñar.

Luego, se incluye el estudio hidráulico para la sección de aforo, estudiando la capacidad de porteo del cauce actual, proponiendo un diseño de la estación fluviométrica en función al caudal de diseño obtenido del estudio hidrológico. Además, se analiza también la socavación en la zona. Se verifica que el diseño propuesto de la estación cumpla con los parámetros de diseño requeridos. Se incluyen obras proyectadas.

Finalmente, se incluyen Especificaciones Técnicas, Planos de detalle, Presupuestos y Cronogramas.

3 REVISIÓN DE ESTUDIOS E INFORMACIÓN BÁSICA

En el siguiente capítulo se realiza una discusión bibliográfica de los estudios y antecedentes recopilados.

- Mejoramiento Sistema de Información Hidrológica Cuenca Río Copiapó, Región de Atacama, desarrollado por AC Ingenieros Consultores Ltda. para la Dirección General de Aguas. Septiembre de 2014.
- Proyecto de Reposición de la Red Hidrométrica Cuenca Río Copiapó, Código BIP N°30101803-0, Diciembre de 2015.
- Proyecto y licitación D.G.A. para la construcción de la nueva estación fluviométrica Río Manflas en Vertedero, Agosto de 2016.
- Objetivos y contenidos de los manuales de diseño y operación, red hidrométrica nacional, División de Hidrología D.G.A.
- Topografía geodésica actualizada de las estaciones D.G.A. existentes, con amarre de la red geodésica nacional, incluyendo datos crudos como nube de puntos y otros antecedentes topográficos para post proceso (2015).
- Estudios de Caracterización del Fenómeno Climático de Marzo 2015 en la Región de Atacama, D.O.H. diciembre de 2016.
-

3.1 Mejoramiento Sistema de Información Hidrológica Cuenca Río Copiapó, Región de Atacama, desarrollado por AC Ingenieros Consultores Ltda. para la Dirección General de Aguas. Septiembre de 2014

Estudio desarrollado para la DGA donde se evaluó, planificó y propuso mejoras de infraestructura y de mantención de las instalaciones existentes de la red hidrométrica de la hoya del río Copiapó operada por la DGA del MOP.

Para lo anterior se revisó en terreno la condición de la infraestructura en la red de estaciones fluviométricas, se analizó su cobertura de acuerdo a estándares OMM, de acuerdo a perfil de proyecto y según metodología del Ministerio de Desarrollo Social (ex MIDEPLAN) definió y evaluó técnica y económicamente alternativas de solución; para la mejor alternativa, elaboró anteproyecto planificando futura implementación.

En la tabla siguiente se muestran los caudales obtenidos para distintas probabilidades de excedencia o períodos de retorno (obteniéndose la curva de frecuencia de crecidas), para las 10 estaciones fluviométricas analizadas en este estudio.

Tabla 3—1 Curva de frecuencia de caudales máximos instantáneos

Estación	Periodo de Retorno (años)						
	2	5	10	20	50	100	200
	Caudal en Crecida (m3/s)						
Copiapó en Angostura	0,06	2,46	7,53	14,78	26,54	36,54	47,19
Copiapó en Copiapó	1,22	7,49	14,31	22,12	33,38	42,37	51,65
Copiapó en Mal Paso	1,83	4,82	6,91	8,99	11,79	13,97	16,22
Copiapó en la Puerta	3,26	9,53	15,08	21,49	31,5	40,36	50,47
Copiapó en Lautaro	3,1	5,34	6,95	8,59	10,82	12,6	14,45
Copiapó en Pastillo	5,07	10,09	13,89	17,87	23,5	28,08	32,98
Jorquera en Vertedero	1,15	2,79	4,22	5,85	8,35	10,55	13,03
Pulido en Vertedero	5,01	11,54	16,59	21,94	29,6	35,9	42,69
Manflas en Vertedero	0,23	2,57	5,76	9,68	15,58	20,39	25,42

Fuente: AC Ingenieros Consultores Ltda., DGA.

A partir de la tabla anterior se obtuvieron las siguientes conclusiones y comentarios:

- En las cuencas que no están afectadas a regulación, como son Manflas en Vertedero, Pulido en Vertedero, Jorquera en Vertedero y Copiapó en Pastillo, se observa una alta variabilidad en las magnitudes de los caudales extremos. En general, al comparar las magnitudes de los caudales extremos, se puede ver que para un mismo periodo de retorno, las crecidas son mayores en Pastillo y Pulido, que en Manflas y Jorquera.
- En las cuencas afectadas por la regulación, entregas de riego y bocatomas como Copiapó en Lautaro, Copiapó en La Puerta y Copiapó en Mal Paso, se observa una menor variabilidad de la magnitud de los caudales extremos con respecto a las estaciones aguas arriba. Por lo tanto, su variación está directamente relacionada a la oferta y demanda del recurso para riego y generación de energía.
- En Copiapó en Copiapó y en Copiapó en Angostura, se aprecia una alta variabilidad de la magnitud de los caudales extremos. Al compararse los caudales en crecida para un mismo período de retorno se puede ver que las magnitudes de Copiapó en Angostura siempre están por debajo de los valores de Copiapó en Copiapó.

Se definió en este informe también la capacidad máxima operacional de las estaciones analizadas en la zona.

Tabla 3—2 Capacidad máxima operacional de las estaciones

Estación	Q	T
	(m³/s)	(años)
Copiapó en Angostura	17,8	28
Copiapó en Copiapó	36,7	60
Copiapó en Mal Paso	28,3	>200
Copiapó en la Puerta	5.0	3
Copiapó en Pastillo	23,5	40
Jorquera en Vertedero	12,3	168
Pulido en Vertedero	13,5	8
Manflas en Vertedero	10,4	30

Fuente: AC Ingenieros Consultores Ltda., DGA.

Aceptando que los resultados de la tabla reflejan, por lo menos en términos relativos la capacidad para medir caudales máximos de las estaciones (la extrapolación de las curvas de descarga conduce a caudales máximos inciertos lo que también afectaría las curvas de frecuencia y las probabilidades de excedencia), se observa lo siguiente:

- Las estaciones con potencial para medir crecidas importantes (periodo de retorno 50 años o más) serían Copiapó en Copiapó, Copiapó en Mal Paso y Jorquera en Vertedero.
- En las estaciones Copiapó en La Puerta, y Pulido en Vertedero los caudales máximos de operación son menores, no superando los 10 años de periodo de retorno lo cual se debe a condiciones locales que reducen la capacidad de operación de las estaciones. En la estación Copiapó en La Puerta la bocatoma La Turbina y la barrera artesanal para desviar el cauce, desaceleran el flujo generando embancamientos que han reducido la capacidad del cauce. Mientras que en la estación Pulido en Vertedero, el cambio de la pendiente en el tramo donde se encuentra la estación y el angostamiento del cauce disminuye la capacidad de medición.
- En las estaciones Copiapó en Angostura y Manflas en Vertedero, los caudales máximos de operación son del orden de 30 años, por lo que salvo problemas de desbordamiento aguas arriba, podría ampliarse su capacidad sin mayores inversiones llevándolos a niveles de 50 años.
- La estación de Copiapó en Copiapó tiene una capacidad máxima de operación para un período de retorno mayor a 50 años por lo que tampoco requeriría de modificaciones, además que en este caso se mantiene seca la mayor parte del tiempo, sin perjuicio que después de la reciente construcción del puente vehicular aguas arriba se ha generado una situación nueva que implica eventualmente afectar su funcionamiento, como lo ha señalado el análisis realizado en el presente estudio.
- Si se acepta que el criterio es alcanzar al menos una capacidad equivalente a 50 años de periodo de retorno en todas las estaciones de la red del río Copiapó, sería necesario aumentar la capacidad de las restantes 5 estaciones, teniendo mayor prioridad las situadas aguas arriba del embalse, es decir, Copiapó en Pastillo, Pulido en Vertedero y Manflas en Vertedero, siguiéndole en orden de importancia, Copiapó en La Puerta y finalmente Copiapó en Angostura.

Finalmente, las recomendaciones de mejoramiento a las que se llegó en este estudio, para las estaciones de la Etapa I y II del presente proyecto, son:

<u>Copiapó en Angostura</u>

Realizar limpieza del cauce aguas arriba y aguas abajo de la estación, también se recomienda peraltar los muros de la estación para aumentar su capacidad hidráulica de modo que puede medir crecidas hasta de 50 años de periodo de retorno. La planificación del mantenimiento se puede programar para los meses de primavera, cuando transitan los menores caudales. Se recomienda instalar un sistema de telemetría de datos, que permita transmitir información en línea a la DGA, dada la distancia y relativa dificultad de acceso que tiene la estación.

Copiapó en Mal Paso

A fin de obtener datos confiables cuando ocurra un eventual crecida, se recomienda hacer un mantenimiento preventivo en la estación y al tramo de aguas arriba y aguas abajo, eliminando malezas, basura y matorrales.

Copiapó en La Puerta

Considerando la presencia de la bocatoma La Turbina, aguas abajo de la estación, se sugiere construir una grada o barrera que independice el escurrimiento en la estación de las condiciones de aguas abajo y proteger el pie con enrocado, y peraltar al mismo tiempo los muros para mejorar la capacidad de medición de crecidas. Alternativamente se podría desplazar la estación hacia aguas arriba o realizar diferentes obras de mejoramiento en la bocatoma para aislar el flujo de las condiciones aguas abajo y aumentar la capacidad de la estación.

Jorquera en Vertedero

Considerando que cumple con los criterios de capacidad hidráulica, se sugiere evaluar la transmisión satelital alimentada con paneles solares para abarcar toda la información asociada a las entradas del embalse.

Pulido en Vertedero

Considerando que la estación mide uno de los tres aportes al embalse, se propone evaluar la instalación de un sistema telemétrico de información y cambiar la batería por un sistema de paneles solares. Para amortiguar el efecto de la socavación y sus posibles consecuencias, se recomienda reforzar el lecho aguas abajo con enrocado y re-perfilar aguas arriba de la estación, para alinear el flujo con la regleta. Además para aumentar su capacidad hidráulica se podría considerar peraltar los muros laterales.

3.2 Proyecto de Reposición de la Red Hidrométrica Cuenca Río Copiapó, Código BIP N°30101803-0, Diciembre de 2015

El "Proyecto de Reposición de la Red Hidrométrica de la Cuenca del Río Copiapó", consta de información recabada en terreno y gabinete por la Dirección General de Aguas, con posterioridad al evento hidrometeorológico ocurrido el día 25 de marzo de 2015, el cual dejó fuera de operación y con serios daños estructurales a gran parte de dicha red de medición. Cabe mencionar que la red hidrométrica regional está compuesta por las redes Fluviométrica, Meteorológica, Piezométrica y una Plataforma de Información Hidrométrica.

El objetivo general del estudio es reconstruir y modernizar la red hidrométrica de la cuenca del río Copiapó, implementar el uso de instrumentos digitales, transmisión de datos en tiempo real, y desarrollo de sistemas computacionales. Dentro de los objetivos más específicos, se encuentran la reposición de la red hidrométrica y el desarrollo de modelos de gestión temprana de riesgos naturales.

Se realizó un catastro de la infraestructurada dañada, evaluación de danos y solución técnica de reposición para la red hidrométrica de la cuenca del río Copiapó. En cuanto a la red fluviométrica, que es lo relevante para el presente estudio, fue la que mayores daños

presentó, afectando a 8 de las 9 estaciones actualmente en operación. Los trabajos de reposición en esta red van en la línea de:

- La etapa de emergencia con ejecución año 2015, enfocada a recuperar su operatividad mediante el retiro de sedimentos, desembanque y recuperación de sensores si es posible.
- La etapa de reconstrucción con ejecución año 2016-2017, enfocada a la ejecución de soluciones definitivas mediante obras civiles, instalación de equipos, y respectivas asesorías a inspección fiscal.

Para las estaciones fluviométricas del presente estudio, se determinó en cuanto a aspectos de reconstrucción lo siguiente:

Río Copiapó en Angostura

Se debe reconstruir un nuevo carro de aforo que permita medir caudales mayores y reponer toda la instrumentación que hace posible la medición, registro y envío de los datos de forma remota, considerando además el remplazo y reubicación en altura de la caseta metálica que los contiene. Así mismo, se requiere peraltar los muros de la estación para aumentar su capacidad hidráulica de modo que puede medir crecidas hasta de 100 años de periodo de retorno.

Río Copiapó en Mal Paso

No se observan alteraciones en la sección de aforo, sin embargo deberá reponerse en totalidad todo el equipamiento que contaba dicha estación de monitoreo. Se deberán ejecutar obras civiles de sección de aforo e implementación de transmisión remota de datos.

Río Copiapó en La Puerta

Reacondicionamiento completo de la estación, incluyendo el encauzamiento y protección de las riberas 50 m aguas arriba y 50 m aguas abajo de la regla limnigráfica, reconstrucción del puente de aforo, reforzamiento y peraltado de gaviones, y reposición de radier de sección de aforo.

Río Jorquera en Vertedero

Se deberá realizar peralte de los muros de la estación y relleno detrás de estos, para aumentar su capacidad hidráulica, además de perfilamiento de cauce aguas arriba y aguas abajo con protección de riberas mediante enrocado. Así mismo, se requiere implementar sistema de transmisión satelital, al no existir en el sector cobertura de celular.

Río Pulido en Vertedero

En esta estación es necesario construir un piedraplen que permita una disminución de la pendiente existente en la sección de aforo, además de realizar un reperfilamiento de la ribera 50 metros aguas arriba en ambos lados y reforzamiento del lado derecho, por medio de gaviones, el cual permitirá alinear el flujo del agua con la regla limnimétrica. Así mismo, se requiere implementar sistema de transmisión Satelital de datos.

3.3 Proyecto y licitación D.G.A. para la construcción de la nueva estación fluviométrica Río Manflas en Vertedero, Agosto de 2016

De acuerdo a las disposiciones establecidas en el Código de Aguas, la Dirección General de Aguas Región de Atacama realizó la "Reconstrucción de la estación fluviométrica Río Manflas en Vertedero", con el objetivo de relocalizar la estación fluviométrica Río Manflas en Vertedero, mejorando con ello la calidad de los registros hidrométricos.

El traslado proyectado de la estación se debe a que en la ubicación actual donde se encuentra emplazada, se forman dos brazos en el río, lo que lleva a tener registros de caudal que no se relacionan con la regla limnimétrica instalada en uno de sus brazos.

La obra, a grandes rasgos, consiste en la construcción de una sección de control en hormigón armado. La sección de aforo corresponde a una sección mixta y muros en ambas riberas, localizándose en la ribera derecha la sección de caudales medios y bajos, de 1 m de ancho. Además, se consulta la construcción de un puente de aforo de estructura mixta de madera y perfiles de acero, según planos de detalles y especificaciones técnicas. El puente debe cruzar ambas riberas, inmediatamente aguas abajo de la regla limnimétrica, la cual se dispondrá al inicio del último tercio de la longitud revestida.

Completa también obras de encauzamiento del río aguas arriba de la sección de control, mediante la prolongación de los muros y la instalación de gaviones en ambas riberas, y obras de protección del lecho tanto aguas arriba como aguas abajo, con la instalación de albañilería en piedra consolidada (30 cm espesor, longitud 3 m). Considera construcción de una cámara en ribera derecha, donde se instalarán dispositivos de medición de caudales e instalación de una caseta de instrumentos (equipos almacenadores de datos y de transmisión).

Se presentan planos de ingeniería de detalle de acuerdo a lo estipulado en los párrafos anteriores.

3.4 Objetivos y contenidos de los manuales de diseño y operación, red hidrométrica nacional, División de Hidrología D.G.A.

El "Manual Básico para Instrucción de Hidromensores" de la D.G.A. (1991), entrega una visión de los tipos de estaciones que maneja la institución, además del instrumental con que cuentan, la función que estos desempeñan, las normas de operación y los procedimientos de revisión y cálculo de la información generada en dichas redes.

El "Manual Básico para Instrucción de Hidromensores" comprende:

- Normas y procedimientos hidrométricos.
- Cálculos de estadísticas fluviométricas.
- Determinación indirecta de caudales de crecidas por el método de área pendiente.
- Hidrometeorología.
- Hidrogeología.
- Determinación de calidad de agua y sedimento.
- Proyectos de estaciones fluviométricas.

En cuanto a las redes hidrométricas, se indica que deben planificarse al menos por cuencas, para lo cual se tendrán en cuenta los fines para los cuales se diseña, que pueden ser:

- Netamente hidrológicos, para determinar los recursos hídricos y régimen hidrológico de los ríos.
- Para efectuar la planificación de la cuenca y el diseño de los anteproyectos y proyectos que van a realizarse en ellas.
- Para estudios específicos.

La red a su vez puede comprender estaciones hidrométricas de primer, segundo y tercer orden, y para fines especiales. Las características principales de las de primer orden o básicas son que son estaciones bases o permanentes que deben ser observadas continua e indefinidamente para proporcionar la base estadística de cualquier estudio hidrológico que se realice en la cuenca o zona y poder caracterizar así el régimen de escorrentía fundamental de la cuenca. Deben estar dotadas de un limnígrafo, un sistema que permita la ejecución de aforos durante las crecidas; y generalmente estar ubicadas en la desembocadura al mar de un río principio, en su propio curso o en sus afluentes mayores.

En una estación fluviométrica corriente se deben considerar las siguientes partes:

- Sección limnimétrica y/o limnigráfica: El nivel del agua es una medida puntual que se realiza en el limnímetro y representa solamente la altura de la superficie del agua en la sección del río en que es realizada. El limnímetro por ende debe estar referido a un punto fijo llamada punto de referencia topográfico que fija su cota 0 m. La sección limnimétrica debe cumplir con las condiciones de estabilidad, sensibilidad, ausencia de oleaje, niveles no afectados por obras hidráulicas y estar alejada de confluencias.
- Sección de aforos: El método usual de aforo es con molinete. Entre otras condiciones ideales, la sección de aforo debe cumplir con estar situada sobre un tramo recto del río de sección uniforme y pendiente constante (se recomienda que el tramo recto tenga un largo de por lo menos tres veces el ancho de la sección hacia aguas arriba y abajo), la dirección de la corriente debe ser paralela a la del río, de fácil acceso, tener distribución pareja de velocidades de escurrimiento, evitar la excesiva vegetación, etc.
- Control: Las alturas de una corriente con escurrimiento de río dependen de las condiciones aguas abajo y quedan influenciada a partir de una sección o control donde se produce el escurrimiento crítico, el que puede ser producido por angostamiento del cauce, o un reborde natural o artificial que va a lo largo de la sección transversal del río. Esta última condición se define como control de la estación, y de su estabilidad y permanencia depende la estabilidad de la relación caudal función de altura de agua.

En general no existe una sección ideal en terreno que cumpla con todas las condiciones tanto hidráulicas como de forma para la instalación de una estación fluviométrica y a veces deben desecharse algunas consideraciones importantes en beneficio de otras.

Terminada la construcción de una estación deberá procederse a la recepción, debiéndose revisar principalmente aspectos como por ejemplo que todas las estructuras e instalaciones estén pintadas de acuerdo a los colores oficiales, el camino de acceso a la estación sea seguro, limnímetros instalados correctamente, buen funcionamiento del sistema de lavado, etc. Los trabajos de mantención consistirán en una revisión general de

la estructura; nivelar limnímetro al menos 1 vez al año y después de una gran crecida y limpiarlo; arreglar y despejar los accesos y vegetación, entre otras.

En cuanto a proyectos de estaciones fluviométricas, indica:

- Antecedentes básicos de terreno, a tener en cuenta: El aspecto más relevante a tener en cuenta es el lugar de emplazamiento, donde el cauce debe ser recto, no deberá existir un afluente de importancia, tener buena sección de aforo, el lecho del río deberá ser estable (lecho rocoso preferentemente con vegetación mínimo), río con régimen subcrítico (velocidad del flujo menor a la crítica), etc.
- Especificaciones generales para el anteproyecto y proyecto: Deberá contar con estudios topográficos, de mecánica de suelos, hidráulico, constructivos, legales.
- Especificaciones generales de construcción: Considerar aspectos como programación de obras, instalación de faenas, replanto, roce y despeje, excavaciones, y rellenos.
- Materiales especificados para las estaciones fluviométricas: Especificaciones para acero, fierro, albañilería, mampostería de piedra, mortero, cables, estrobos, tensor, mordazas, hormigón, madera y otros.
- Criterios de diseño estructural: Criterios en cuanto a cargas, combinaciones de cargas, deformaciones admisibles, acero estructural, hormigón armado, y fundaciones.

En "Normas Hidrométricas" Tomo I y II (1978), del Departamento de Hidrología de la Dirección General de Aguas y del MOP, se detallan normas para los procedimientos hidrométricos, teniéndose presente la forma en como se ha trabajado durante años la hidrometría en Chile.

Se detallan aspectos como criterios de selección de estaciones fluviométricas, elementos y controles de éstas, mediciones hidrométricas, recepción, operación y mantención de la red hidrométrica. Además se señalan métodos de cálculo de estadísticas fluviométricas, como cálculo de aforos, de la curva de descarga y de niveles y caudales; y su revisión.

En general, los aspectos cubiertos por este documento son tratados en el Manual Básico para Instrucción de Hidromensores, de 1991, ya señalado.

3.5 Topografía geodésica actualizada de las estaciones D.G.A. existentes, con amarre de la red geodésica nacional, incluyendo datos crudos como nube de puntos y otros antecedentes topográficos para post proceso (2015)

Se recibió de parte de la D.G.A. Atacama un informe con el levantamiento topográfico de seis estaciones fluviométricas denominado "LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO-GEODÉSICO PARA DISEÑO DE ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS EN LA CUENCA DEL RÍO COPIAPÓ, REGIÓN DE ATACAMA AÑO 2016", realizado por Humberto Maldonado en el año 2016.

Este trabajo fue desarrollado debido a la tormenta acaecida en marzo del 2015 que provocó daños en varias estaciones de la red hidrométrica de la DGA en la región de Atacama, las estaciones consideradas son:

- Río Copiapó en Angostura
- Río Copiapó en Mal Paso
- Río Copiapó en La Puerta
- Río Copiapó en San Antonio

- Río Jorquera en Vertedero
- Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio

En relación a los proyectos asociados a la Etapa I (E. F. Río Jorquera en Vertedero, E. F. Río Pulido en Vertedero y E. F. Río Copiapó en La Puerta), se puede comentar lo siguiente:

E. F. Río Jorquera en Vertedero: Los levantamientos acá señalados fueron considerados como referenciales, procediendo la consultora a realizar sus propios levantamientos teniendo en consideración los nuevos requerimientos de la D.G.A. asociados a nuevas ubicaciones de algunas de las estaciones, en este caso específicamente la E. F. Río Jorquera en Vertedero que fue reubicada aproximadamente a 100 m aguas arriba de su actual ubicación.

E. F. Río Pulido en Vertedero y E. F. Río Copiapó en La Puerta: En cuanto a E. F. Río Pulido en Vertedero y E. F. Río Copiapó en La Puerta, la tormenta de mayo de 2017 cambió drásticamente el sector en que se emplazan ambas estaciones, debiéndose dejar obsoleto incluso el primer levantamiento realizado por la consultora debido a que los trabajos fueron ejecutados antes del 12 de mayo de 2017.

En relación a los proyectos asociados a la Etapa II, los levantamientos acá señalados fueron considerados como referenciales para E. F. Río Copiapó en Angostura, E. F. Río Copiapó en Mal Paso, E. F. Río Copiapó en San Antonio y E. F. Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio, procediendo la consultora a realizar sus propios levantamientos teniendo en consideración los nuevos requerimientos de la DGA y los cambios producidos por los eventos de la tormenta del 12 de mayo de 2017. En específico para cada estación se puede comentar lo siguiente:

E. F. Río Copiapó en Angostura: La ubicación de la E. F. permanece en el mismo lugar, solicitando la DGA aumentar un poco el detalle de las interferencias naturales del cauce. En este caso específicamente se solicitó levantar un par de rocas de gran tamaño ubicadas aguas abajo de la E. F. que para el caso de caudales importantes podían producir algún tipo de interferencia al flujo. Debido a la conformación rocosa de la zona de emplazamiento de la E. F. no hubo mayores cambios debido a la tormenta del 12 de mayo.

E. F. Río Copiapó en Mal Paso: En esta estación se debió realizar una segunda campaña de topografía ya que la primera fue realizada antes del 12 de mayo y debido a la tormenta, el área de emplazamiento de la E. F. sufrió cambios importantes, por lo que la topografía quedó obsoleta. Esta segunda campaña permitió levantar algunas obras que no estaban presentes en la primera campaña. Por ejemplo, los canalistas del canal Mal Paso, que corre paralelo al río Copiapó, instalaron una compuerta de alivio a la altura de la E. F. proyectada, obra que fue levantada en la segunda campaña.

E. F. Río Copiapó en San Antonio: En este caso debido a consideraciones de la DGA la ubicación de la E. F. fue movida 630 m aguas arriba del puente San Antonio, motivo por el cual la topografía realizada se descartó. En este caso DGA Atacama proporcionó topografía del nuevo lugar de emplazamiento de la E. F. San Antonio.

E. F. Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio: En este caso se levantó el mismo lugar del área de emplazamiento de la E. F. Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio,

la que permanece en el mismo lugar indicado por la DGA. En este lugar no hubo grandes cambios debido a la tormenta del 12 de mayo.

Finalmente, el aporte más importante del informe topográfico entregado fue el uso de los PRs monumentados en terreno, que se encuentran georreferenciados, y a los cuales fueron amarrados los nuevos trabajos realizados para este proyecto.

3.6 Estudios de Caracterización del Fenómeno Climático de Marzo 2015 en la Región de Atacama, D.O.H. diciembre de 2016

En el estudio "Caracterización y levantamiento de información debido a las crecidas aluvionales en la cuenca del río Copiapó. Región de Atacama para el temporal del 25 y 26 de marzo de 2015", por EIC Ingenieros para la D.O.H., se caracterizó el fenómeno climático de Marzo de 2015, lo que se presenta en los siguientes acápites.

Caracterización del fenómeno hidrológico

El fenómeno ocurrido entre los días 24 y 26 de Marzo del 2015 en la cuenca del río Copiapó, que originó los aluviones y crecidas líquidas en las cercanías de éste, es el mismo fenómeno que afectó en menor medida a la región de Antofagasta. El fenómeno incluso avanzó hasta la Región de Valparaíso, aunque mucho más amortiguado.

Durante la madrugada del día 25 de Marzo (en adelante 25/mar/15), en toda la cuenca del río Copiapó, y en general en grande parte del norte chico del país, se produjo una serie de lluvias del tipo convectivas de gran intensidad, que recorrieron gran parte de esa cuenca, especialmente entre las cotas 2000 a la 3500 msnm, siendo esta última cota en la que se estima que se ubicó la línea de nieves. El tipo de temporal fue atípico, ya que se produjo con altas temperaturas y fuertes intensidades en las alturas mencionadas, lo que generó gran escorrentía hacia zonas urbanas ubicadas a menor altura, en las que las precipitaciones fueron relativamente escasas.

El temporal no fue el frente típico que entra desde el Pacífico, sino que un sistema de lluvias convectivas asimilable a las lluvias altiplánicas, que avanzan de Oriente a Poniente, cuya intensidad máxima abarca áreas que en general no son mayores a los 10 km^2. Lo anterior hace difícil la simultaneidad del peak de intensidad en una extensión amplia de la cuenca, y por lo tanto, es difícil saber en qué lugares llovió o no, salvo por la escorrentía detectada aguas abajo.

La lluvia del 25/mar/15 descargó las cuencas altas y quebradas importantes caudales detríticos al cauce del río Copiapó, no siendo esto habitual para la zona. La presencia de empresas agrícolas y de otro tipo que bloqueaban las salidas naturales de las quebradas influyó negativamente. El flujo detrítico arrastró todo elemento presente en las quebradas, causando incluso muertes.

El análisis del fenómeno se realizó a través de la información de estaciones fluviométricas y pluviométricas disponible, además de una calibración de la cuenca del embalse Lautaro, permitiendo establecer a partir de qué intensidad de lluvia se producía escurrimiento.

Línea de nieves

Se estimó mediante registros de temperatura durante la tormenta, resultando en torno a los 3500 msnm, siendo esta información consistente con la información de temperaturas

de estaciones ubicadas en altura. Debido a la naturaleza del fenómeno, con altas temperaturas, hace que el valor de cota alcanzado para la línea de nieves en el 25/mar/15 sea un hecho inédito.

Comportamiento de estaciones pluviométricas y fluviométricas

Las estaciones pluviométricas en general tuvieron un comportamiento adecuado, con la salvedad de aquellas emplazadas en sectores donde el aluvión arrasó (estación Copiapó en Lautaro).

En relación a las estaciones fluviométricas, de las 9 estaciones existentes, 4 están aguas arriba del embalse Lautaro y 5 aguas abajo. Todas están ubicadas en secciones de aforo insuficientes frente a la gran sección que presenta el cauce natural, por lo que en crecidas poco frecuentes el caudal medido por la estación no representa el total escurrido. Por lo tanto, sus curvas de descarga sólo son válidas para caudales asociados a bajos períodos de retorno (frecuentes).

Caudales estimados en quebradas y río Copiapó

La escasa información que se logró registrar en las estaciones pluviométricas y fluviométricas llevó a la necesidad de utilizar métodos indirectos para lograr estimar los caudales que bajaron por las quebradas y/o circularon por el cauce del río Copiapó. Esos valores fueron contrastados por caudales estimados por trazas de las crecidas, valores que en general no coincidieron como esperaba.

La tabla siguiente indica los caudales líquidos y detríticos estimados para los principales sitios amagados.

Tabla 3—3 Caudales líquidos y detríticos estimados para sitios amagados

Hoya	Ribera	Cota mínima	Línea de Nieves	Área 3500 (km²)	Área 3500-1000 (km²)	Tc (hrs)	Pendiente Media (%)	Q asumido	
								Líquido	Mezcla
Ríos Cordilleranos									
Manflas	Izquierda	1190	3,500	593	593	7.23	2.9%	17	22
Jorquera	Derecha	1230	3,500	1,243	1,243	12.15	1.7%	33	41
Pulido	Izquierda	1232	3,500	971	971	7.45	2.9%	28	35
Copiapó en Pastillo	cauce	1100	3,500		2,807	15.25	1.6%	58	72
Copiapó en Embalse Lautaro	cauce	1110	3,500	2,908	2,908	15.27	1.6%	58	72
Amolanas	Izquierda	1104	2,928	49.52	50	1.41	11%	26	30
Quebradas CopiapóMedio									
Vizcachas	Derecha	1200	2,710	5.91	6	0.72	17%	12	15
Calquis	Derecha	1051	3,500	140.03	140	1.79	11%	38	47
San Antonio	Derecha	1020	2,989	21.59	22	0.75	19%	22	28
Los Loritos	Derecha	1005	2,027	8.89	8.9	0.89	11%	24	30
Lomas Bayas + El Peñón	Derecha	933	3,500	211	209	3.67	8%	25	31
Majadita	Izquierda	936	3,043	211.40	211	3.21	6%	33	41
Copiapó en La Puerta desde Lautaro		885	3,500	784	784	5.74	4.9%	50	62
Copiapó en Aforo 1 desde Lautaro		825	3,500	826	826	5.08	4.5%	61	76
Los Mates (El Sauce o Q.Bs.Aires)	Derecha	721	2,590	49.68	50	1.63	14%	15	19
Cerrillos	Derecha	583	3,500	1,062	1,018	7.82	4%	80	100
Copiapó en Nantoco desde Lautaro		545	3,500	2,543	2,299	10.20	4.6%	116	145
Copiapó en Mal Paso desde Lautaro		523	3,500	2,562	2,317	7.99	4.4%		
Paipote	Derecha	433	3,500	5,286	4,923	11.52	2%	99	124
Río Copiapó bajo									
Copiapó en Viñita Azul desde Lautaro		418	3,500	2,692	2,351	8.53	4.0%	190	209
Copiapó en Ciudad desde Lautaro		378	3,500	2,747	2,366	8.77	3.9%	200	220
Copiapó en Hacienda Toledo		274	3,500	6,632	6,132	13.67	2.1%	248	273
Copiapó en puente María Isabel		100	3,500	9,030	8,530	17.73	1.8%	215	237
Copiapó en Angostura		66	3,500	9,428	8,928	18.64	1.7%	223	242
Copiapó en puente Puerto Viejo		15	3,500	9,700	9,200	19.61		235	258

Fuente: EIC Ingenieros, DOH.

Períodos de retorno

La determinación del período de retorno se realizó aplicando 3 metodologías, 2 de las cuales consideran a su vez dos variantes, de modo que se puede considerar que el análisis consultó 5 métodos. La tabla siguiente muestra cada metodología y los resultados alcanzados.

Tabla 3—4 Resumen estimación períodos de retorno

Ítem	Metodología de estimación	Período de Retorno T (años)
1	Fluviometría	107
2	Pluviometría 24 horas	25
3	Pluviometría 24 horas verano	175
4	Precipitaciones históricas 1850	25
5	Historia de Atacama	95
	Promedio	85
	Período de retorno asumido	**100**

Fuente: EIC Ingenieros, DOH.

De acuerdo al análisis realizado, se concluye que el período de retorno inicialmente estimado estaba sobredimensionado.

Proposición de mejoramientos en la red de instrumentación

La red fluviométrica del río Copiapó es relativamente ambiciosa en cuanto a cantidad, sin embargo, está más orientada a registrar caudales normales que a registrar crecidas. Por esta razón, muchas no encauzaron su escurrimiento por la sección de aforo, otras destruyeron las instalaciones y algunas obstruyeron la conexión entre el flujo y la cámara de medición. Se proponen 3 nuevas estaciones fluviométricas, dos en la quebrada Paipote y una en Cerrillos.

En particular, la estación Copiapó en La Puerta falló debido a que el río, con gran arrastre, tomó un brazo de escurrimiento por fuera de la sección de medición. Se considera difícil reubicarla en ese mismo punto, de modo que se propone una localización alternativa, donde el curso del río es más estrecho (aguas arriba). Debido a la cercanía respecto de la ubicación actual, se prevé utilizar el mismo camino de acceso, extendiendo el trazado vial y eléctrico hacia dirección oeste.

La estación de Copiapó en Mal Paso quedó fuera de uso y su ubicación es poco recomendable, debido a la falta de capacidad del cauce del río. Durante este evento, el golpe aluvional de la quebrada Carrizalillo barrió temporalmente con esta estación.

La estación de Copiapó en Angostura es ideal para medir, sin embargo falló el sistema de medición. No queda claro si debido a que se superó la altura de la cámara de medición o a que se taparon los ductos de conexión. Sin embargo, la sola marca reciente de la crecida en las paredes rocosas del sector permitió estimar el caudal de crecidas a partir de su curva de descarga.

4 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

El día 8 de mayo de 2017 se visitó la actual E. F. Río Jorquera en Vertedero, en compañía de Rodrigo Alegría, Director Regional DGA y Patricio Luengo, Inspector Fiscal del estudio. Posterior a la crecida del 12 de mayo de 2017, se realizó una nueva visita el día 14 de mayo de 2017, en la cual se pudo constatar los efectos producidos por ésta.

A continuación se realiza un diagnóstico de la situación actual de la estación existente E. F. Río Jorquera en Vertedero.

4.1 Descripción general de la estación

La estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero se ubica a un costado de la ruta C-459, por lo que su acceso es expedito a través de esta vía.

La estación está constituida por un puente utilizado para realizar los aforos, y una cámara de hormigón donde se encuentra el sensor de presión junto a una batería que energiza los equipos. Las riberas de la sección de aforo están protegidas por muros de mampostería de piedra. Se aprecia regla limnimétrica en el muro con una altura total de medición de 1.0 m. En la siguiente figura se muestra el estado general de la estación fluviométrica en cuestión.

Figura 4—1 Estado general de E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

4.2 Descripción comportamiento hidráulico

Durante la visita se pudo apreciar que el escurrimiento se mantenía confinado a la sección de aforo construida y delimitada bajo el puente con las fundaciones con un muro corto, estimándose una altura de escurrimiento cercano a 0.52 m aproximadamente, siendo la

altura máxima de medida 1.0 m. Las velocidades de escurrimiento observadas durante la visita son moderadas, no afectando las riberas ni los elementos estructurales de la sección de aforo. Sin embargo, esta estación está ubicada en una curva, como se puede observar en la Figura 4—7, por lo cual personal de la DGA está solicitando estudiar la posibilidad de desplazarla unos 200 metros aguas arriba, en un sector donde el cauce se presenta recto.

Figura 4—2 Vista lateral de regla limnimétrica



Fuente: Elaboración propia.

Según las trazas dejadas por el evento del 25 de marzo de 2015 en los apoyos del puente, se puede estimar que el escurrimiento alcanzó una altura de 1.60 m, inundando el camino y gran parte de los cultivos aledaños.

Figura 4—3 Traza de la crecida de marzo 2015



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4—4 Vista general de los equipos de medición



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4—5 Vista de la nueva ubicación propuesta de la E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4—6 Vista general de los equipos de medición



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4—7 Vista de la E. F. Río Jorquera en Vertedero desde aguas arriba



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4—8 Vista de la E. F. Río Jorquera en Vertedero desde aguas abajo



Fuente: Elaboración propia.

4.3 Daño asociado a tormenta del 12 de mayo 2017

En general esta estación no presenta daños de consideración, sólo se derribaron un par de señaléticas, pero la estructura del puente permanece intacta. El río desbordó en una curva que se sitúa en un punto 150 m aguas arriba de la estación fluviométrica existente, inundando el camino y destruyendo parte de los cultivos adyacentes al camino, pero no así la estación fluvial.

El pretil de tierra que contiene al río Jorquera en el tramo de la estación fluviométrica permaneció intacto, sólo evidenciando socavamiento en la curva antes señalada.

Figura 4—9 Ruta C-459 inundada (vía de acceso a E. F. Río Jorquera en Vertedero)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4—10 Estado post-crecida 12 de mayo de 2017 de la E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4—11 Estado de los pretiles del río Jorquera aguas arriba de la E. F. existente



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4—12 Sector del pretil de tierra socavado post-crecida del 12 de mayo de 2017 (ubicado en la curva señalada en párrafos anteriores)



Fuente: Elaboración propia.

4.4 Descripción estado estructural

4.4.1 Características de la estructura

Los muros de contención de mampostería se aprecian con desgaste superficial. Se aprecia también losa de hormigón en el fondo. En cuanto a la cámara de inspección, se considera pequeña, no apta para labores de limpieza interior. La sección de aforo no tiene canal para caudal de estiaje.

Todo el sector del río presenta problemas de desbordamiento durante una posible crecida, por lo cual se estudia el traslado de la estación aguas arriba, aproximadamente a 80 m de su posición actual.

El puente de conexión se encuentra en buen estado de conservación, aun cuando no está acorde a los estándares de diseño actuales. El puente de conexión está formado por piso de madera, con vigas metálicas de soporte.

4.4.2 Daños observados

a) Puente de madera no acorde a estándares de diseño actuales de DGA.
b) Regla de medición sobresaliente respecto de muro, lo cual origina errores en las mediciones.
c) Cámara de inspección pequeña.
d) Sección cercana a camino de interconexión, en zona inundable en crecidas.

4.4.3 Diagnóstico Estructural

Se debe estudiar reubicación de la estación hacia aguas arriba debido a requerimientos de la DGA, en una posición que permita disponer de muros de contención y una protección de taludes adecuada.

5 TOPOGRAFÍA

Se realizó un levantamiento topográfico y batimétrico con la extensión y alcance necesarios para realizar los cálculos hidráulicos que permitan dimensionar y establecer la capacidad de los cauces en estudio.

La topografía geodésica se ejecutó a partir de los datos geodésicos de PR (puntos de referencias) construidos y definidos en cada una de las estaciones fluviométricas existentes o por proyectar, por la empresa "H Y H TOPOGRAFÍA Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L", el año 2016, proporcionados por la DGA Copiapó.

Dichos PR están debidamente vinculados a 3 vértices geodésicos, certificados en su oportunidad por el IGM, de la Red de Vértices en WGS de la zona, del año 2016. Los vértices utilizados fueron: IGM Imán, IGM La Guardia e IGM Pastos Largos.

La topografía fue realizada con coordenadas de proyección UTM, referidas al Elipsoide Internacional WGS-84 (World Geodetic System 1984). Para la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero cuenta con una extensión de 430 m en total, siendo 230 m aguas arriba de la estación y 200 m aguas abajo de ésta.

Los perfiles transversales han sido trazados en puntos específicos de importancia y a no más de 25 metros de separación.

Tanto la planta topográfica como los perfiles transversales pueden consultarse en planos. En el Anexo N°3 se presenta el Informe de Topografía, generado por el especialista geomensor.

6 MECÁNICA DE SUELOS

Para cada sector (estación fluviométrica) se realizó un estudio de mecánica de suelos, el cual está orientado a definir las características de resistencia y capacidad de soporte para el diseño de las fundaciones superficiales para el diseño de muros de contención, cámaras y otras obras civiles del proyecto de la referencia.

Como parte del estudio, se realizó una calicata superficial, en un sector característico del suelo de fundación de las obras proyectadas, con el objetivo de identificar y clasificar los suelos del sector, y así poder evaluar las características resistentes geomecánicas del suelo para utilizar en el desarrollo del proyecto estructural de las obras que se proyectan. A partir de los resultados obtenidos, se darán recomendaciones para definir empujes, tensiones admisibles de suelo procedimientos para excavaciones, dimensionamiento de taludes, especificaciones técnicas de rellenos estructurales y eventuales mejoramientos de suelo.

La ejecución de la calicata y toma de muestras fue efectuada por personal de la consultora, mientras que los ensayos fueron efectuados por el Laboratorio de Ensayes de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (LEPUCV).

En la calicata se tomaron dos muestras a 1.0 m y 2.0 m de profundidad, dependiendo de los estratos encontrados. La primera muestra se utiliza para determinar las características del material superficial del lecho del río para efectos de estudios hidráulicos de socavación y arrastre de sedimentos. La segunda muestra se utiliza para determinar las características del suelo de fundación de las obras civiles proyectadas.

Para el estudio se consideran se consideran las siguientes exploraciones:

- Recinto Río Jorquera en Vertedero : Calicata Jorquera (JO1, JO2)

En la exploración se efectuó estratigrafía mediante inspección visual para identificar los estratos de suelo y su composición. A la muestra JO1 se le realizó análisis granulométrico. A la muestra JO2, se le realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometría
- Límites de consistencia
- Densidad Máxima / Mínima
- Relación Humedad / Densidad (Proctor)
- Humedad
- Razón de Soporte de California CBR
- Clasificación de suelos U.S.C.S.

En el Anexo N°4 se incluye el Informe de Mecánica de Suelos para el sector de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero.

7 ESTUDIO HIDROLÓGICO

En el presente capítulo se presenta el análisis asociado al estudio hidrológico del sector de interés, el cual comprende la cuenca asociada a la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero.

Se realizarán análisis de caudales medios mensuales, para obtener curvas de variación estacional; obtención de curva de duración de caudales medios diarios y análisis de caudales instantáneos máximos, lo que permitirá realizar un estudio de crecidas con el fin de obtener el caudal de diseño de la estación fluviométrica.

7.1 Recopilación de antecedentes

En el presente acápite se presenta la recopilación de antecedentes realizada para el proyecto.

7.1.1 Antecedentes bibliográficos

Los estudios y bibliografía disponibles utilizados de antecedente para el desarrollo de los cálculos y análisis en estudio se detallan a continuación.

- PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 1, 2 Y 3 DÍAS. Dirección General de Aguas (DGA).
- MANUAL DE CÁLCULO DE CRECIDAS Y CAUDALES MÍNIMOS EN CUENCAS SIN INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA. Dirección General de Aguas (1995).
- CÁLCULO Y ANÁLISIS CRÍTICO DEL MÉTODO DE LA CURVA NÚMERO PARA CUENCAS DEL PAÍS. Saavedra y Stowhas. XVI Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (2003).
- ESTIMACIÓN DE CRECIDAS DE DISEÑO EN CUENCAS MIXTAS PLUVIO-NIVALES. Seguel y Stowhas. VII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (1985).
- VARIABILIDAD DE LA LÍNEA DE NIEVES DURANTE EVENTOS DE TORMENTA UTILIZANDO MODELACIÓN PROBABILÍSTICA. Covián. Memoria USM (2012).
- HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS. Ven Te Chow.
- SOCAVACIÓN GENERAL CON ACORAZAMIENTO. Stowhas, Kamann y Soto. XIV Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (1999).
- ARMOR-LIMITED CLEAR-WATER CONTRACTION SCOUR AT BRIDGES. Froehlich (1995).
- DISEÑO OBRAS FLUVIALES RÍO COPIAPÓ EN SECTOR URBANO Y OBRAS DE CONTROL ALUVIONAL QUEBRADA CERRILLOS, COMUNA DE TIERRA AMARILLA, REGIÓN DE ATACAMA, realizado por CONIC-BF Ingenieros Civiles Consultores Ltda, para la DOH.
- CARACTERIZACIÓN Y LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DEBIDO A LAS CRECIDAS ALUVIONALES EN LA CUENCA DEL RÍO COPIAPÓ, REGIÓN DE ATACAMA PARA EL TEMPORAL DEL 25 Y 26 DE MARZO DE 2015. EIC. 2015.
- ESTIMACIÓN DE CURVAS DE CAUDAL SÓLIDO EN SUSPENSIÓN EN CUENCAS CHILENAS Y COMPARACIÓN CON EXPRESIONES EMPÍRICAS DE FLEMING Y MANUAL DE PRESAS PEQUEÑAS. Jiménez, Kamann y Stowhas. XXIII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (2017).
- DISEÑO OBRAS FLUVIALES RÍO COPIAPÓ URBANO Y MANEJO DE CAUCE EN SECTOR RURAL, COMUNA DE COPIAPÓ, realizado por GSI Ingeniería para la DOH.

7.1.2 Antecedentes cartográficos

Se recopiló cartografía del sector, con la cual se configuraron las curvas hipsométricas de las cuencas de interés donde se realizarán los análisis. La cartografía fue obtenida del proyecto ASTER, desarrollado por el Ministerio de Economía, Comercio e Industria de Japón y la NASA, con la finalidad de construir un modelo de elevación digital de toda la superficie terrestre, liberado mediante imágenes DEM. La curva hipsométrica de la cuenca de estudio (E. F. Río Jorquera en Vertedero) se presenta en el Anexo N°1.1.

7.1.3 Antecedentes hidrometeorológicos

Se recopiló estadística hidrometeorológica de estaciones dependientes de la Dirección General de Aguas ubicadas en la cercanía de la zona de estudio.

Se dispone de datos de estadística de Caudales Instantáneos Máximos Diarios y Caudales Medios Mensuales de las siguientes estaciones fluviométricas (DGA) en la zona de estudio.

Tabla 7—1 Estaciones fluviométricas DGA

N°	Nombre Estación	Coordenadas UTM [m] (1)		Elevación [msnm]	Período de registro
		Este	Norte		
1	Río Copiapó en Angostura	317929	6976461	48	1963-2014
2	Río Copiapó en Ciudad de Copiapó	367349	6972197	385	1983-2014
3	Río Copiapó en Mal Paso Aguas Abajo Canal	374884	6955380	431	1988-1990 y 1998-2015
4	Río Copiapó en La Puerta	388784	6923570	915	1947-1968 y 1973-2015
5	Río Copiapó en San Antonio	394783	6916729	850	1968-1988
6	Río Copiapó en Lautaro	401663	6904815	1200	1931-1938 y 1947-2015
7	Río Copiapó en Pastillo	403953	6902003	1300	1952-1987 y 1991-2016
8	Río Jorquera en Vertedero	405765	6897277	1250	1964-2016
9	Río Pulido en Vertedero	407358	6892551	1310	1964-2016

(1) Coordenadas UTM Huso 19 Zona J, Datum WGS84.

Nota: La ubicación de las estaciones se ha obtenido de la Mapoteca digital de la DGA.

Fuente: Mapoteca digital y Estadística Hidrológica en línea de la Dirección General de Aguas (DGA).

Se dispone de datos de estadística de Precipitaciones Diarias de las siguientes estaciones meteorológicas (DGA) en la zona de estudio.

Tabla 7—2 Estaciones meteorológicas DGA

N°	Nombre Estación	Coordenadas UTM [m] (1)		Elevación [msnm]	Período de registro (2)
		Este	Norte		
1	Copiapó	368189	6970697	385	1971-2016
2	Elibor Campamento	381958	6933229	750	1978-2016
3	Los Loros	390289	6920567	940	1967-1972 y 1975-2016
4	Lautaro Embalse	401119	6904410	1110	1930-1938 y 1966-2016
5	Manflas Hacienda	404044	6887231	1410	1966-1969 y 1971-2016
6	Iglesia Colorada	413310	6884686	1550	1988-2016
7	Jorquera en La Guardia	425446	6920311	2000	1966-2016
8	Pastos Grandes	443874	7000412	2260	1966-2016
9	Torín en El Potro	426429	6871541	2800	1990-1992

(1) Coordenadas UTM Huso 19 Zona J, Datum WGS84.

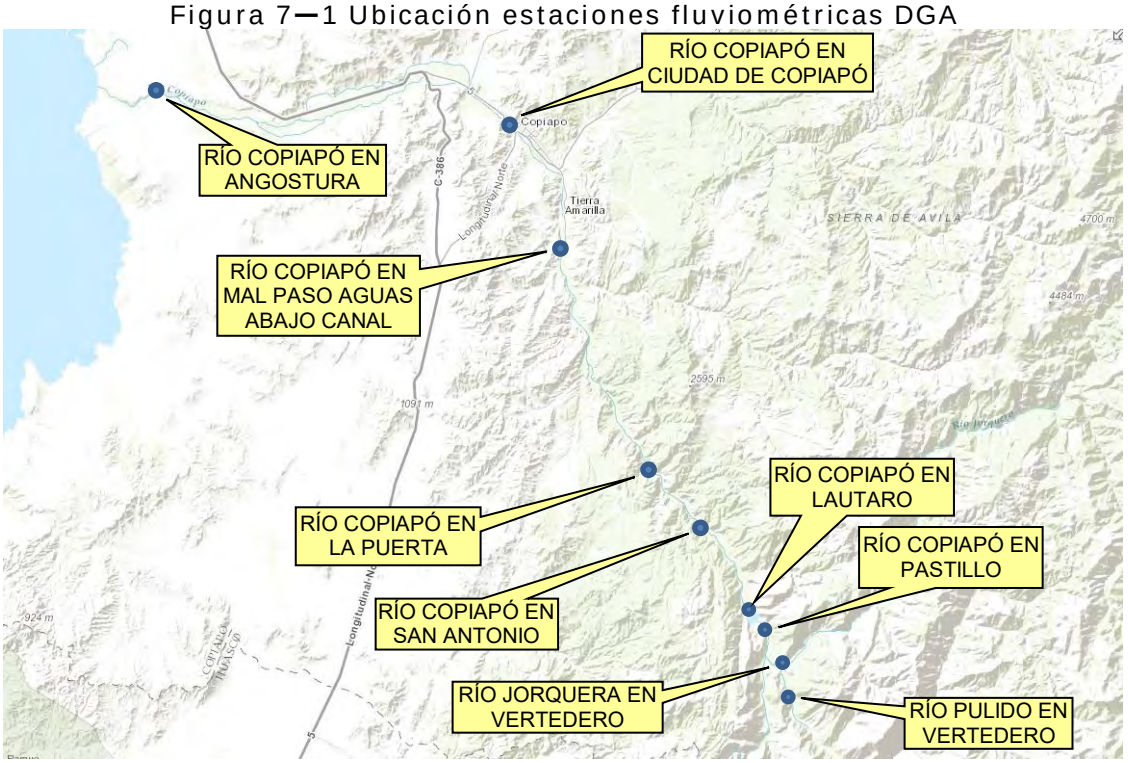
(2) Período en el cual hay estadística disponible según la Estadística Hidrológica en Línea de la DGA.

Nota: La ubicación de las estaciones se ha obtenido de la Mapoteca digital de la DGA.

Fuente: Mapoteca digital y Estadística Hidrológica en línea de la Dirección General de Aguas (DGA).

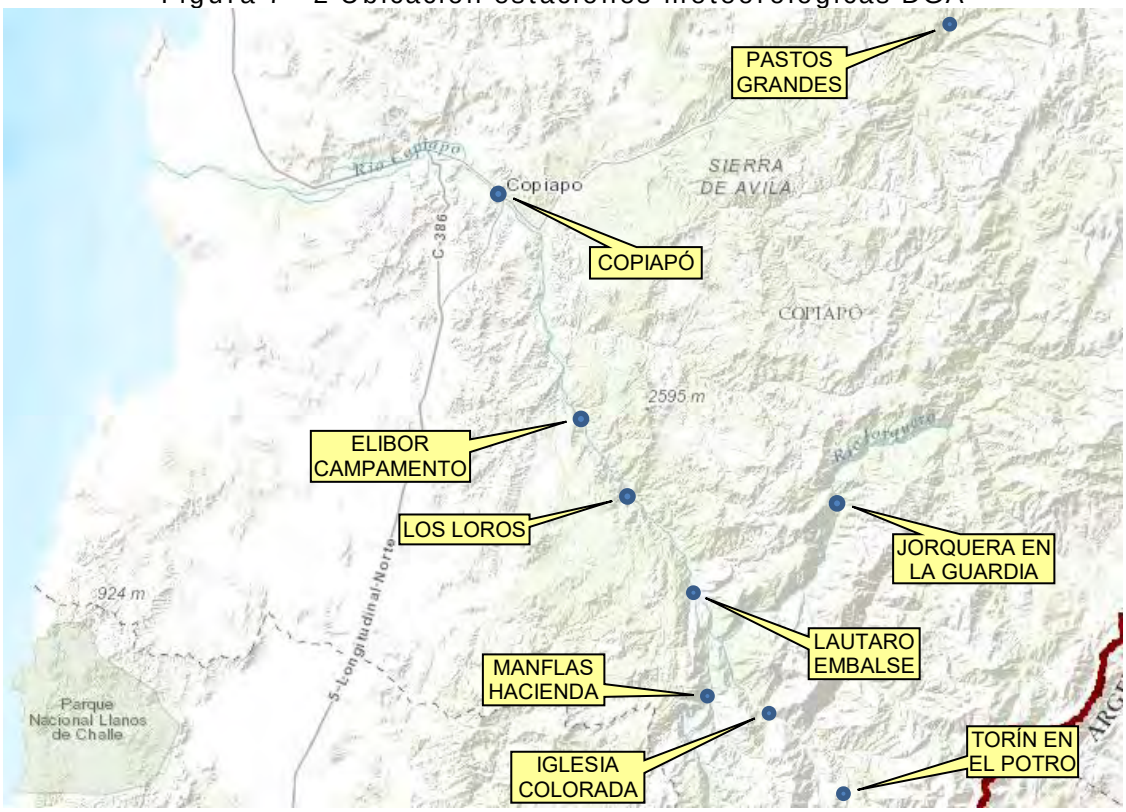
En las siguientes figuras se presenta la ubicación de las estaciones fluviométricas y meteorológicas señaladas.

Figura 7—1 Ubicación estaciones fluviométricas DGA



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—2 Ubicación estaciones meteorológicas DGA



Fuente: Elaboración propia.

7.2 Datos geomorfológicos de la cuenca en estudio

La cuenca de la E. F. Río Jorquera en Vertedero tiene un área nivo-pluvial total de 4196 km^2. En la siguiente tabla se detallan los parámetros relevantes de la cuenca, la cual se obtuvo utilizando la cartografía existente y el programa WMS 8.1. Los parámetros presentados son:

A : Área total de la cuenca, en km^2.
S : Pendiente de la cuenca, en m/m.
L_{cp} : Largo del cauce principal, en m.
L_{cg} : Largo desde el centro de gravedad a la sección de salida, en m.
$H_{máx}$: Cota máxima de la cuenca, en m.
$H_{mín}$: Cota mínima de la cuenca, en m.
H_{media} : Cota media de la cuenca, en m.
$LN_{Abr-Sep}$: Línea de nieve promedio en Abr-Sep, en m (ver Punto 7.4.2.3).
$LN_{Oct-Mar}$: Línea de nieve promedio en Oct-Mar, en m (ver Punto 7.4.2.3).

Tabla 7—3 Datos geomorfológicos de la cuenca de E. F. Río Jorquera en Vertedero

A [km^2]	4196.42
S [m/m]	0.3524
L_{cp} [m]	179054.1
L_{cg} [m]	90753.8
$H_{máx}$ [m]	5996
$H_{mín}$ [m]	1219
ΔH [m]	4777
H_{medio} [m]	3793
$LN_{Abr-Sep}$	2750
$LN_{Oct-Mar}$	3261

Fuente: Elaboración propia.

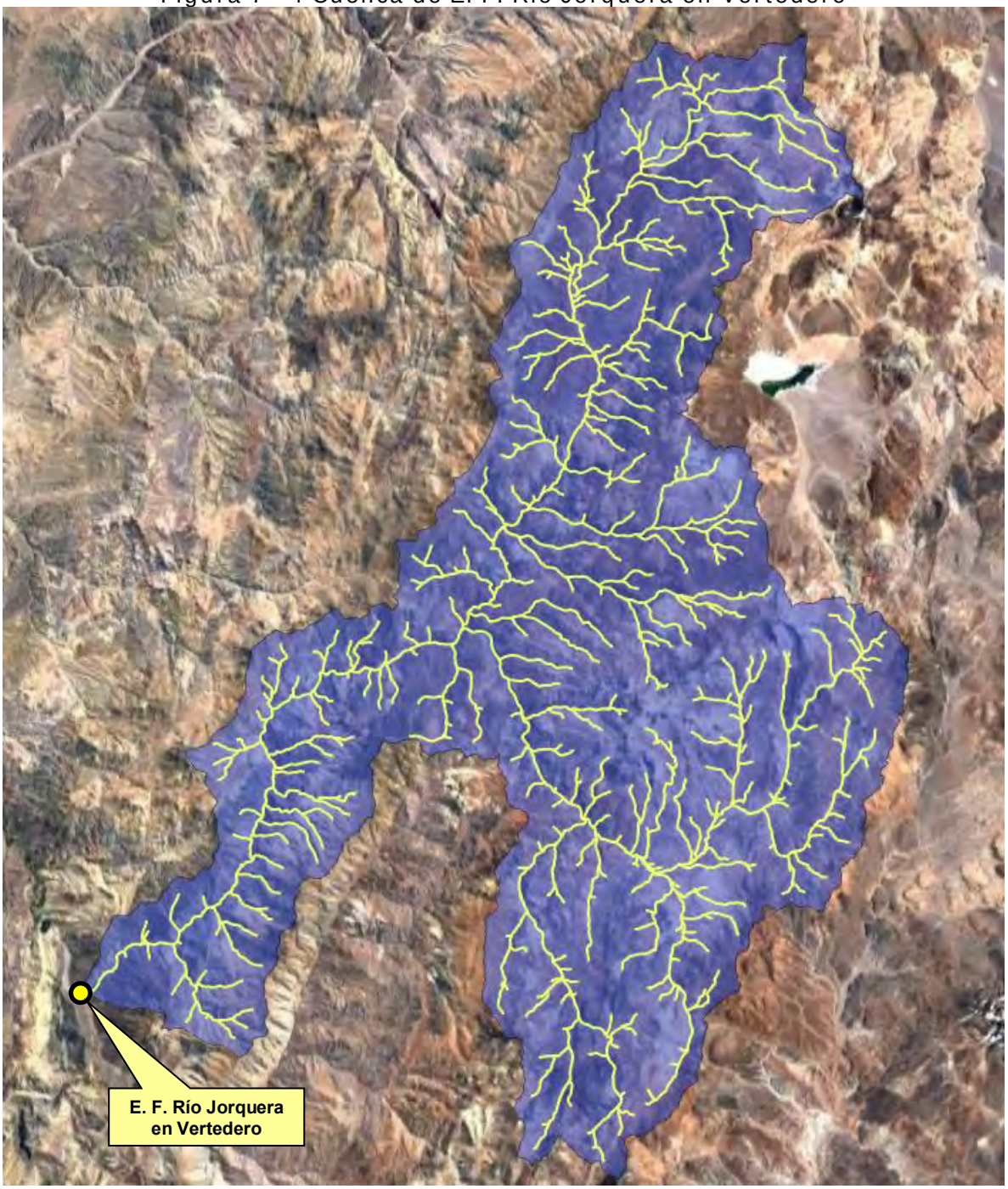
En las siguientes figuras se muestra la forma y ubicación de la cuenca de la E. F. Río Jorquera en Vertedero, y su red de drenaje.

Figura 7—3 Ubicación de la cuenca de E. F. Río Jorquera en Vertedero (regional)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—4 Cuenca de E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

7.3 Curvas de Variación Estacional y Curva de Duración

En esta sección se desarrolla el análisis de caudales medios mensuales de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, con el fin de obtener las curvas de variación estacional para ésta. Además, se obtiene la curva de duración de caudales medios diarios.

7.3.1 Curvas de Variación Estacional

Se dispone de datos de estadística de Caudales Medios Mensuales de las estaciones fluviométricas (DGA) señaladas en la Tabla 7—1.

El análisis considera usar año hidrológico (desde abril a marzo). En relación a la cantidad de años de estadística disponible para cada estación fluviométrica, se considera para el análisis la estadística disponible desde el año 1974/1975 al 2014/2015, es decir, 41 años de estadística.

En el Anexo N°1.2 se presenta la estadística original de Caudales Medios Mensuales de la E. F. Río Jorquera en Vertedero. Para el relleno y/o extensión de la estadística se realizan correlaciones mensuales con las estaciones vecinas, considerando aceptable un factor de correlación de mínimo R^2=0.7, debido a las lluvias de tipo convectivas características de la zona.

De acuerdo a lo anterior, en el Anexo N°1.3 se presenta la estadística rellenada de Caudales Medios Mensuales de la estación.

Con la serie de caudales medios mensuales rellenada de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, que se detalla en el Anexo N°1.3, se procede a la determinación de la probabilidad de excedencia de 5%, 10% (año húmedo), 20%, 30%, 40%, 50% (año normal), 60%, 70%, 80%, 85% (año seco), 90% y 95% (año muy seco); por medio de la aplicación de fórmula de Weibull.

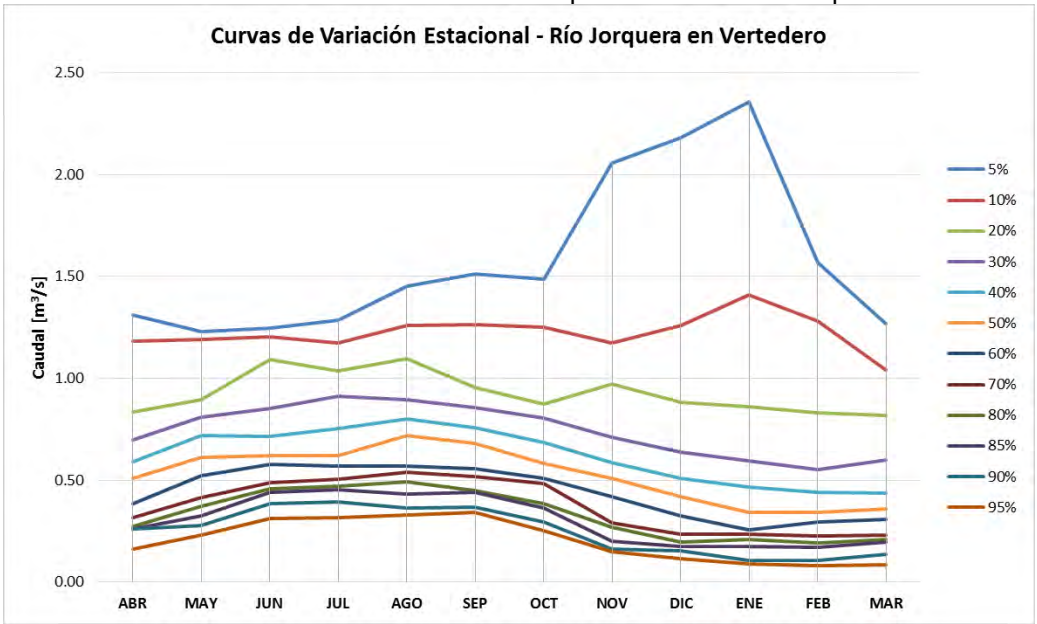
$$p_{exc} = \frac{m}{N+1}$$

Donde:

p_{exc} : Probabilidad de excedencia de Weibull.
m : Número de orden (descendente).
N : Número total de datos.

En el gráfico y tabla siguientes se presentan las curvas de variación estacional para la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero.

Figura 7—5 Curvas de variación estacional para E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7—4 Curvas de variación estacional en (m^3/s) para E. F. Río Jorquera en Vertedero

p_{exc}	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
5%	1.31	1.23	1.25	1.29	1.45	1.51	1.49	2.06	2.18	2.36	1.57	1.27
10%	1.18	1.19	1.20	1.17	1.26	1.26	1.25	1.17	1.26	1.41	1.28	1.04
20%	0.84	0.90	1.09	1.04	1.10	0.96	0.87	0.97	0.88	0.86	0.83	0.82
30%	0.70	0.81	0.85	0.91	0.89	0.86	0.80	0.71	0.64	0.59	0.55	0.60
40%	0.59	0.72	0.72	0.75	0.80	0.76	0.69	0.59	0.51	0.47	0.44	0.44
50%	0.51	0.61	0.62	0.62	0.72	0.68	0.58	0.51	0.42	0.34	0.34	0.36
60%	0.38	0.52	0.58	0.57	0.57	0.56	0.51	0.42	0.32	0.26	0.30	0.31
70%	0.32	0.42	0.49	0.51	0.54	0.52	0.48	0.29	0.23	0.24	0.23	0.23
80%	0.27	0.37	0.46	0.47	0.49	0.45	0.39	0.27	0.19	0.21	0.19	0.21
85%	0.26	0.33	0.44	0.45	0.43	0.44	0.36	0.20	0.17	0.17	0.17	0.20
90%	0.26	0.28	0.38	0.39	0.36	0.37	0.30	0.16	0.15	0.11	0.11	0.14
95%	0.16	0.23	0.31	0.32	0.33	0.34	0.25	0.15	0.11	0.09	0.08	0.08

Fuente: Elaboración propia.

7.3.2 Curva de Duración de Caudales Medios Diarios

Con la serie de caudales medios diarios de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, se procede a la determinación de la curva de duración de caudales medios diarios, la cual se obtiene por medio de la aplicación de fórmula de California.

$$p_{exc} = \frac{m}{N}$$

Donde:

p_{exc} : Probabilidad de excedencia de Weibull.
m : Número de orden (descendente).
N : Número total de datos.

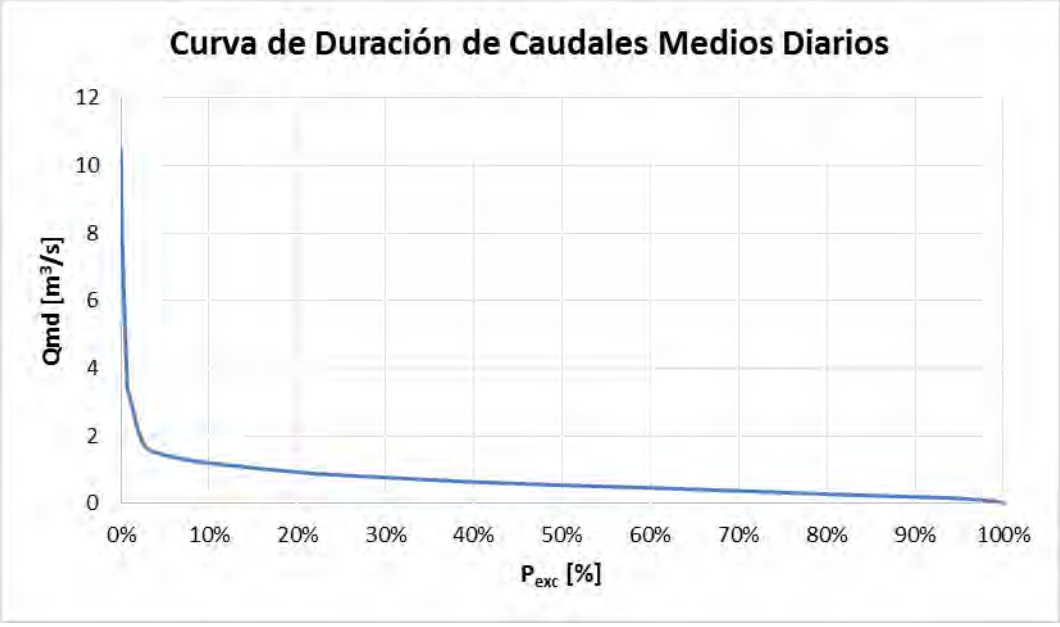
En la tabla y gráfico siguiente se presenta la curva de duración de caudales medios diarios obtenida para la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero.

Tabla 7—5 Curva de duración de caudales medios diarios para E. F. Río Jorquera en Vertedero

P_{exc}	Qmd [m^3/s]
0.01%	10.50
0.05%	9.03
0.10%	8.49
0.25%	6.85
0.50%	4.99
0.75%	3.37
1.0%	3.16
2.5%	1.79
5.0%	1.44
10.0%	1.20
20.0%	0.93
25.0%	0.84
30.0%	0.77
40.0%	0.64
50.0%	0.54
60.0%	0.47
70.0%	0.37
80.0%	0.28
85.0%	0.24
90.0%	0.20
95.0%	0.15
99.0%	0.07
100.0%	0.02

Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—6 Curva de duración de caudales medios diarios para E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

7.4 Estudio de Crecidas

En esta sección se desarrolla el análisis de eventos extremos, destinado a obtener las crecidas asociadas a distintos períodos de retorno. Se empleará tanto métodos directos como indirectos con el objetivo de comparar los resultantes y así tener un grado de confianza mayor.

7.4.1 Método Directo

En esta sección se desarrolla el análisis de la estadística fluviométrica de caudales instantáneos diarios máximos (CIDM) registrados en las estaciones fluviométricas del proyecto, que para efectos de ejecución del estudio se han agrupado en 2 etapas, las cuales se indican a continuación:

Etapa 1

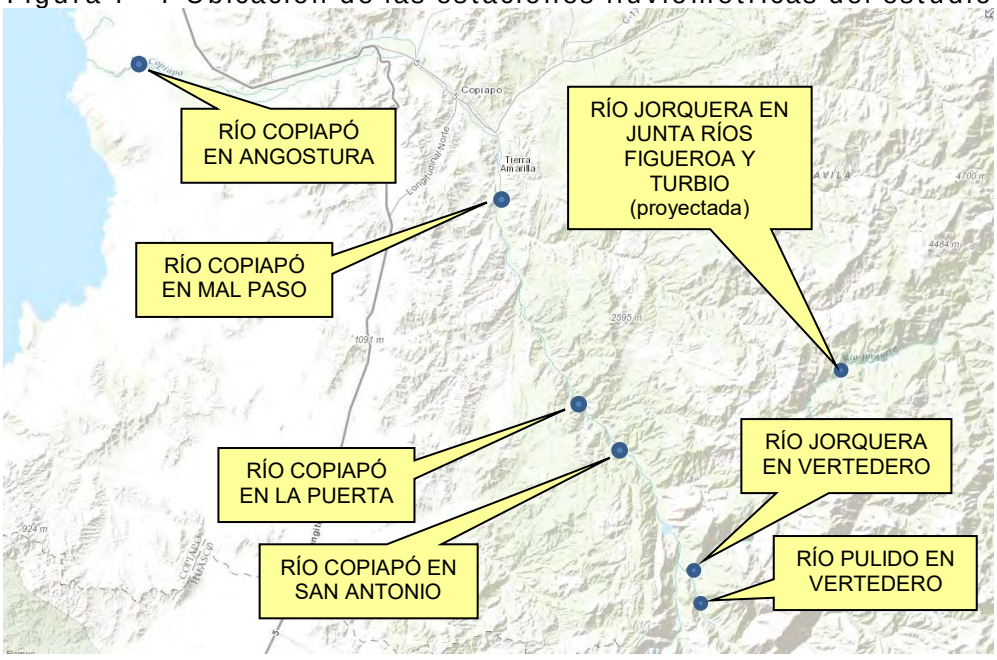
- E. F. Río Jorquera en Vertedero
- E. F. Río Pulido en Vertedero
- E. F. Río Copiapó en La Puerta

Etapa 2

- E. F. Río Copiapó en Angostura
- E. F. Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio
- E. F. Río Copiapó en Mal Paso
- E. F. Río Copiapó en San Antonio

En la siguiente figura se muestra la ubicación de las estaciones fluviométricas del presente estudio.

Figura 7—7 Ubicación de las estaciones fluviométricas del estudio



Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.1 Análisis de estadística disponible

Se dispone de datos de estadística de Caudales Instantáneos Máximos Diarios de las siguientes estaciones fluviométricas (DGA) en la zona de estudio, las que ya han sido presentadas con anterioridad en la Tabla 7—1.

Tabla 7—6 Estaciones fluviométricas DGA

N°	Nombre Estación	Coordenadas UTM [m] (1)		Elevación [msnm]	Período de registro
		Este	Norte		
1	Río Copiapó en Angostura	317929	6976461	48	1963-2014
2	Río Copiapó en Ciudad de Copiapó	367349	6972197	385	1983-2014
3	Río Copiapó en Mal Paso Aguas Abajo Canal	374884	6955380	431	1988-1990 y 1998-2015
4	Río Copiapó en La Puerta	388784	6923570	915	1947-1968 y 1973-2015
5	Río Copiapó en San Antonio	394783	6916729	850	1968-1988
6	Río Copiapó en Lautaro	401663	6904815	1200	1931-1938 y 1947-2015
7	Río Copiapó en Pastillo	403953	6902003	1300	1952-1987 y 1991-2016
8	Río Jorquera en Vertedero	405765	6897277	1250	1964-2016
9	Río Pulido en Vertedero	407358	6892551	1310	1964-2016

(1) Coordenadas UTM Huso 19 Zona J, Datum WGS84.

Nota: La ubicación de las estaciones se ha obtenido de la Mapoteca digital de la DGA.

Fuente: Mapoteca digital y Estadística Hidrológica en línea de la Dirección General de Aguas (DGA).

El análisis considera usar año hidrológico (desde abril a marzo). Además, debido al carácter nivo-pluvial de algunas estaciones en la zona de estudio, la estadística se divide entre eventos ocurridos en período de Invierno, entre los meses de Abril y Septiembre, y período de Verano, entre los meses de Octubre y Marzo.

En relación a la cantidad de años de estadística disponible para cada estación fluviométrica, se considera para el análisis la estadística disponible desde el año 1964/1965 al 2014/2015, es decir, 51 años de estadística.

En el Anexo N°1.4 se presenta la estadística original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales de las estaciones de la Tabla 7—6.

A continuación se realizan correlaciones entre las series obtenidas para las estaciones, con el objetivo de extender y rellenar las series de las estaciones que corresponden a este estudio (Río Copiapó en Angostura, Río Copiapó en Mal Paso, Río Copiapó en La Puerta, Río Copiapó en San Antonio, Río Jorquera en Vertedero y Río Pulido en Vertedero). Para las correlaciones se considera aceptable un factor de correlación de mínimo $R^2=0.7$, debido a las lluvias de tipo convectivas características de la zona.

El relleno de los datos faltantes se realiza mediante correlaciones mensuales, si existe al menos un mes del período (Invierno o Verano) sin información. De lo contrario, el relleno del dato de ese período es obtenido directamente mediante correlaciones con las series Invierno, Verano o Anual según corresponda.

En el Anexo N°1.5 se presenta la estadística rellenada de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales de la estación Río Jorquera en Vertedero, y en el Anexo N°1.6 se presentan las series de Invierno, Verano y Anuales obtenidas.

7.4.1.2 Análisis de frecuencia

Se efectúa un análisis de frecuencia a las series de Caudales Instantáneos Máximos para período de Invierno, Verano y Anual obtenidas en el punto anterior.

Se realizan los test de bondad de ajuste de Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov, testeando las distribuciones de frecuencia Gumbel, Normal, Log-Normal, Pearson III y Log-Pearson III, cuyos resultados se muestran en tablas siguientes. Además, se indica el criterio utilizado para determinar si de acuerdo a los resultados de los tests se rechaza la distribución planteada (se rechaza cuando el valor arrojado por el test es mayor al criterio respectivo).

Se incluye también una tabla donde se señalan los parámetros utilizados por cada test de bondad de ajuste, los cuales son:

N : Tamaño de la muestra de datos.
P : Parámetros de la función de densidad de frecuencia en análisis.
v_{ks} : Grados de libertad de la distribución Kolmogorov-Smirnov, igual a $N - P - 1$.
v_{ch} : Grados de libertad de la distribución Chi-cuadrado, igual a $K - P - 1$ (con $K = 5$ igual al número de intervalos de clase).
α : Nivel de significancia, igual al 5% (nivel de confianza igual a 95%).

Tabla 7‒7 Parámetros de test de bondad de ajuste Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov para E. F. Río Jorquera en Vertedero

	Parámetros Test de Bondad				
	N	**P**	**v_{ks}**	**v_{ch}**	**α**
Normal Gumbel Log-Normal	51	2	48	2	0.05
Pearson III Log-Pearson III	51	3	47	1	0.05

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7—8 Resultados de test de bondad de ajuste Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov para E. F. Río Jorquera en Vertedero

Río Jorquera en Vertedero - Período Abr-Sep

	CHI-CUADRADO		KOLMOGOROV-SMIRNOV	
	X^2_m	CRITERIO	T	CRITERIO
NORMAL	41.65	RECHAZA	0.20	RECHAZA
GUMBEL	26.35	RECHAZA	0.20	RECHAZA
PEARSON	6.94	RECHAZA	0.09	S/A
LOG-NORMAL	5.96	S/A	0.07	S/A
LOG-PEARSON	5.37	RECHAZA	0.05	S/A

CRITERIO	CHI-C	K-S
	X^2_m	T
NORMAL	5.99	0.20
GUMBEL	5.99	0.20
PEARSON	3.84	0.20
LOG-NORMAL	5.99	0.20
LOG-PEARSON	3.84	0.20

Río Jorquera en Vertedero - Período Oct-Mar

	CHI-CUADRADO		KOLMOGOROV-SMIRNOV	
	X^2_m	CRITERIO	T	CRITERIO
NORMAL	54.20	RECHAZA	0.30	RECHAZA
GUMBEL	55.37	RECHAZA	0.20	RECHAZA
PEARSON	28.51	RECHAZA	0.29	RECHAZA
LOG-NORMAL	1.65	S/A	0.07	S/A
LOG-PEARSON	5.57	RECHAZA	0.11	S/A

CRITERIO	CHI-C	K-S
	X^2_m	T
NORMAL	5.99	0.20
GUMBEL	5.99	0.20
PEARSON	3.84	0.20
LOG-NORMAL	5.99	0.20
LOG-PEARSON	3.84	0.20

Río Jorquera en Vertedero - Período Anual

	CHI-CUADRADO		KOLMOGOROV-SMIRNOV	
	X^2_m	CRITERIO	T	CRITERIO
NORMAL	48.12	RECHAZA	0.26	RECHAZA
GUMBEL	51.25	RECHAZA	0.24	RECHAZA
PEARSON	28.51	RECHAZA	0.23	RECHAZA
LOG-NORMAL	1.25	S/A	0.06	S/A
LOG-PEARSON	6.55	RECHAZA	0.09	S/A

CRITERIO	CHI-C	K-S
	X^2_m	T
NORMAL	5.99	0.20
GUMBEL	5.99	0.20
PEARSON	3.84	0.20
LOG-NORMAL	5.99	0.20
LOG-PEARSON	3.84	0.20

Nota: S/A: Sin Argumentos para rechazar la hipótesis (No implica aceptación).

Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, se realiza un análisis gráfico (ver Anexo N°1.7), llegando a que, para la estación Río Jorquera en Vertedero, en todas las series analizadas (Abr-Sep, Oct-Mar y Anual), la distribución de mejor ajuste es la Log-Pearson III (ver Tabla 7—9).

Tabla 7—9 Distribución de probabilidad ajustada en E. F. Río Jorquera en Vertedero

Estación	Distribución de probabilidad ajustada		
	Abr-Sep (Invierno)	Oct-Mar (Verano)	Anual
Río Jorquera en Vertedero	Log-PearsonIII	Log-PearsonIII	Log-PearsonIII

Fuente: Elaboración propia.

El análisis gráfico de la estación Río Jorquera en Vertedero se presenta en el Anexo N°1.7. En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos del análisis de frecuencia.

Tabla 7—10 Resultado de análisis de frecuencia para E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	Caudal Instantáneo Máximo [m^3/s]		
	Río Jorquera en Vertedero		
	Abr-Sep	Oct-Mar	Anual
5	2	1	2
10	2	2	3
25	3	4	5
50	5	5	7
100	6	7	10

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.3 Resultados y conclusiones del Método Directo

De acuerdo a los resultados presentados en la Tabla 7—10, se escogió como crecida representativa el mayor valor de los tres períodos analizados (Invierno, Verano y Anual). En la siguiente tabla se presentan los resultados.

Tabla 7—11 Crecidas representativas por método directo para E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	Caudal Instantáneo Máximo [m^3/s]
	Río Jorquera en Vertedero
5	2
10	3
25	5
50	7
100	10

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados de la tabla anterior han sido obtenidos del análisis de frecuencia, donde en todos los casos analizados, la distribución de mejor ajuste fue la Log-Pearson III. Sin embargo, se puede observar del análisis gráfico (ver Anexo N°1.7) que los valores extremos superiores se alejan de la tendencia de los demás datos. Se cree que lo anterior se debe principalmente a datos outliers que se alejan de la tendencia principal, detectados en la estadística de caudales instantáneos diarios.

En el caso de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, los datos que se alejan de la tendencia corresponden a los registrados los días:

- 21 de noviembre de 1987: Se midió un caudal instantáneo de 12.7 m^3/s.
- 18 de agosto de 1997: Se midió un caudal instantáneo de 7.5 m^3/s.

En general, como ya se ha mencionado, las grandes crecidas generan puntos anómalos en las estadísticas analizadas, lo que puede deberse a diversos factores. En particular, en las visitas a terreno se pudo constatar que en las grandes crecidas, como en el evento del 25 de marzo de 2015, el río tiende a desbordarse por su cauce de inundación, existiendo incerteza en sus valores, dado que se requiere utilizar una extrapolación en la curva de descarga.

En cuanto al evento del 25 de marzo de 2015, la estación Río Jorquera en Vertedero sólo midió datos hasta el 23 de marzo a las 23:00 hrs., por lo que no se tienen datos medidos del evento.

En cuanto al evento del 12 de mayo de 2017, no se dispone de mediciones durante el evento. Sin embargo, es conocido que este evento provocó desbordes del río en la zona de la estación fluviométrica, desbordando éste en un punto 150 m aguas arriba de la estación, en una curva.

Lo anterior afecta a los resultados obtenidos, pues tanto el evento del 25 de marzo de 2015 como el del 12 de mayo de 2017 fueron eventos de gran relevancia en la zona por sus altos caudales, y por lo tanto debieran ser considerados de alguna forma en la estimación de los caudales máximos.

7.4.2 Método Indirecto

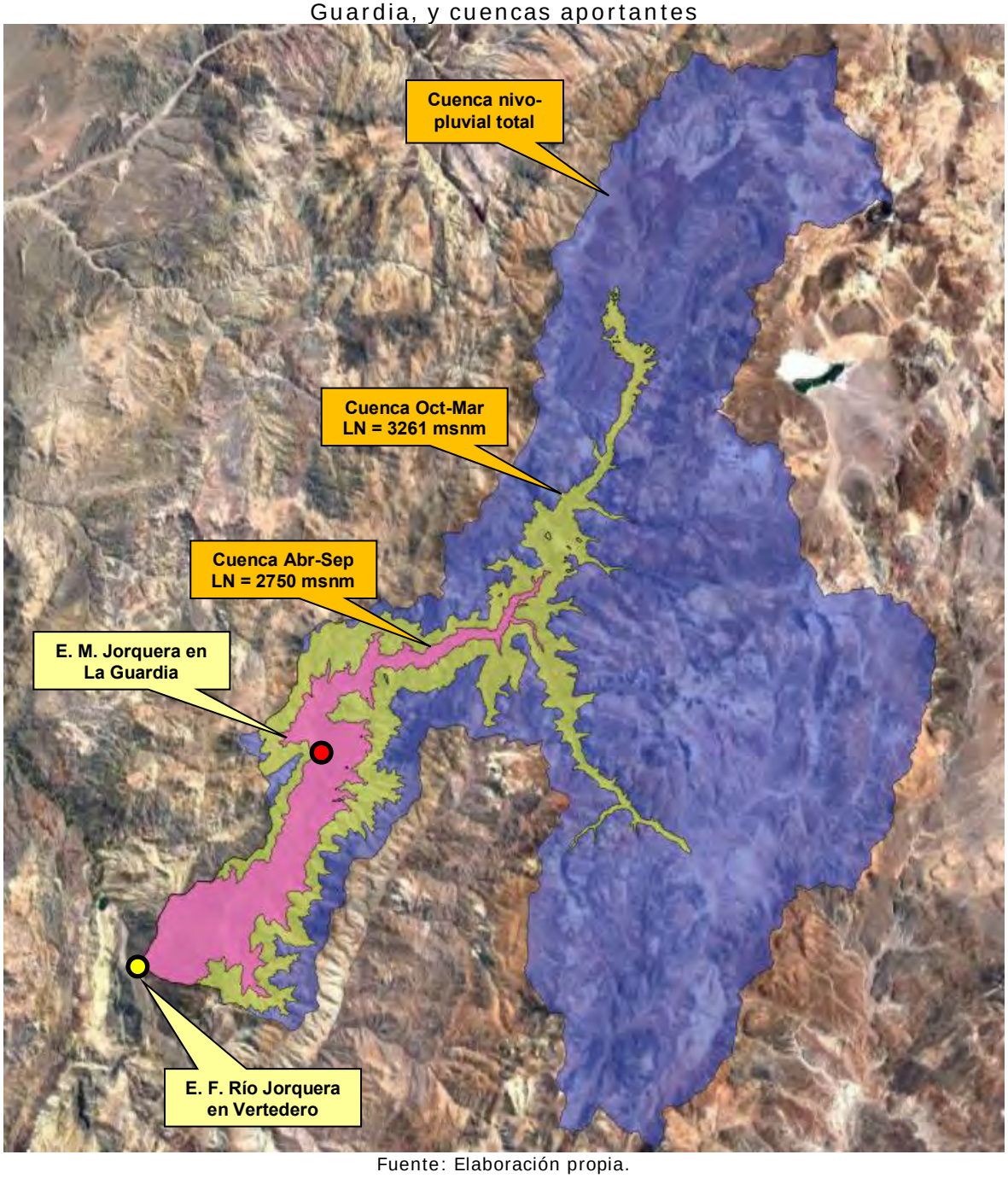
7.4.2.1 Análisis de Precipitaciones Máximas

Para obtener la estadística de precipitaciones máximas en 24 y 48 horas se utilizan los registros de precipitaciones diarias de las estaciones meteorológicas de la DGA presentadas en la Tabla 7—2.

En particular, se obtienen las precipitaciones máximas en 24 y 48 horas para la estación más cercana a la estación Río Jorquera en Vertedero, la cual es Jorquera en La Guardia. Se escoge esta estación meteorológica por ser la única estación que se encuentra dentro de la cuenca aportante a la E. F. Río Jorquera en Vertedero, como se puede ver en la Figura 7—8.

En la figura siguiente se puede ver la ubicación de la estación Jorquera en La Guardia y la E. F. Río Jorquera en Vertedero, además de su cuenca aportante total, y pluvial tanto para Abr-Sep (invierno) como para Oct-Mar (verano). Las líneas de nieve de invierno y verano señaladas son las de la Tabla 7—19.

Figura 7—8 Ubicación de E. F. Río Jorquera en Vertedero y E. M. Jorquera en La Guardia, y cuencas aportantes



Fuente: Elaboración propia.

Para el análisis, se utiliza la estadística desde el año hidrológico 1967/68 al 2016/2017. Además, las precipitaciones máximas en 24 y 48 horas se obtuvieron para dos períodos: Abril-Septiembre (Invierno) y Octubre-Marzo (Verano).

A continuación se realizó el test de bondad de ajuste de Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov, testeando las distribuciones de frecuencia Gumbel, Normal, Log-Normal, Pearson III y Log-Pearson III, cuyos resultados se muestran en tablas siguientes.

Además, se indica el criterio utilizado para determinar si de acuerdo a los resultados de los tests se rechaza la distribución planteada (se rechaza cuando el valor arrojado por el test es mayor al criterio respectivo).

Se incluye también una tabla donde se señalan los parámetros utilizados por cada test de bondad de ajuste, los cuales son:

N : Tamaño de la muestra de datos (no incluye valores nulos).
P : Parámetros de la función de densidad de frecuencia en análisis.
v_{ks} : Grados de libertad de la distribución Kolmogorov-Smirnov, igual a $N - P - 1$.
v_{ch} : Grados de libertad de la distribución Chi-cuadrado, igual a $K - P - 1$ (con $K = 5$ igual al número de intervalos de clase).
α : Nivel de significancia, igual al 5% (nivel de confianza igual a 95%).

Tabla 7—12 Parámetros de test de bondad de ajuste Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov para estación Jorquera en La Guardia

	Parámetros Test de Bondad									
	Abr-Sep					**Oct-Mar**				
	N	**P**	**v_{ks}**	**v_{ch}**	**α**	**N**	**P**	**v_{ks}**	**v_{ch}**	**α**
Normal Gumbel Log-Normal	44	2	41	2	0.05	29	2	26	2	0.05
Pearson III Log-Pearson III	44	3	40	1	0.05	29	3	25	1	0.05

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7—13 Resultados de test de bondad de ajuste Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov para estación Jorquera en La Guardia

Jorquera en La Guardia - Pmáx24hrs - Período Abr-Sep

	CHI-CUADRADO		KOLMOGOROV-SMIRNOV	
	X^2_m	CRITERIO	T	CRITERIO
NORMAL	1.00	S/A	0.06	S/A
GUMBEL	0.77	S/A	0.06	S/A
PEARSON	2.14	S/A	0.06	S/A
LOG-NORMAL	6.23	RECHAZA	0.12	S/A
LOG-PEARSON	3.50	S/A	0.08	S/A

CRITERIO	CHI-C	K-S
	X^2_m	T
NORMAL	5.99	0.21
GUMBEL	5.99	0.21
PEARSON	3.84	0.22
LOG-NORMAL	5.99	0.21
LOG-PEARSON	3.84	0.22

Jorquera en La Guardia - Pmáx24hrs - Período Oct-Mar

	CHI-CUADRADO		KOLMOGOROV-SMIRNOV	
	X^2_m	CRITERIO	T	CRITERIO
NORMAL	6.00	RECHAZA	0.12	S/A
GUMBEL	10.48	RECHAZA	0.13	S/A
PEARSON	4.62	RECHAZA	0.08	S/A
LOG-NORMAL	4.28	S/A	0.08	S/A
LOG-PEARSON	4.28	RECHAZA	0.08	S/A

CRITERIO	CHI-C	K-S
	X^2_m	T
NORMAL	5.99	0.26
GUMBEL	5.99	0.26
PEARSON	3.84	0.26
LOG-NORMAL	5.99	0.26
LOG-PEARSON	3.84	0.26

Jorquera en La Guardia - Pmáx48hrs - Período Abr-Sep

	CHI-CUADRADO		KOLMOGOROV-SMIRNOV	
	X^2_m	CRITERIO	T	CRITERIO
NORMAL	2.14	S/A	0.08	S/A
GUMBEL	2.36	S/A	0.06	S/A
PEARSON	1.00	S/A	0.04	S/A
LOG-NORMAL	0.32	S/A	0.03	S/A
LOG-PEARSON	0.77	S/A	0.03	S/A

CRITERIO	CHI-C	K-S
	X^2_m	T
NORMAL	5.99	0.21
GUMBEL	5.99	0.21
PEARSON	3.84	0.22
LOG-NORMAL	5.99	0.21
LOG-PEARSON	3.84	0.22

Jorquera en La Guardia - Pmáx48hrs - Período Oct-Mar

	CHI-CUADRADO		KOLMOGOROV-SMIRNOV	
	X^2_m	CRITERIO	T	CRITERIO
NORMAL	29.10	RECHAZA	0.20	S/A
GUMBEL	15.31	RECHAZA	0.20	S/A
PEARSON	4.28	RECHAZA	0.08	S/A
LOG-NORMAL	2.90	S/A	0.08	S/A
LOG-PEARSON	2.90	S/A	0.08	S/A

CRITERIO	CHI-C	K-S
	X^2_m	T
NORMAL	5.99	0.26
GUMBEL	5.99	0.26
PEARSON	3.84	0.26
LOG-NORMAL	5.99	0.26
LOG-PEARSON	3.84	0.26

Nota: S/A: Sin Argumentos para rechazar la hipótesis (No implica aceptación).

Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente se analizó gráficamente, llegando a las siguientes distribuciones de mejor ajuste.

Tabla 7—14 Distribución de mejor ajuste para Precipitación Máxima en 24 y 48 horas para estación Jorquera en La Guardia

Estación	Distribución de probabilidad ajustada			
	Pmáx24hrs		Pmáx48hrs	
	Abr-Sep (INV)	Oct-Mar (VER)	Abr-Sep (INV)	Oct-Mar (VER)
Jorquera en La Guardia	Log-PearsonIII	Log-Normal	Log-PearsonIII	Log-PearsonIII

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se obtuvieron las precipitaciones máximas en 24 y 48 horas asociadas a diferentes períodos de retorno, las cuales se muestran en los cuadros siguientes. La

estadística de precipitaciones máximas en 24 y 48 horas, y sus análisis de frecuencia se presentan en el Anexo N°1.8 y Anexo N°1.9 respectivamente.

Tabla 7—15 Precipitaciones máximas en 24 horas para estación Jorquera en La Guardia

T [años]	Pmáx24hrs [mm] Jorquera en La Guardia	
	Abr-Sep	Oct-Mar
5	26	7
10	37	12
25	52	21
50	65	29
100	78	40

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7—16 Precipitaciones máximas en 48 horas para estación Jorquera en La Guardia

T [años]	Pmáx48hrs [mm] Jorquera en La Guardia	
	Abr-Sep	Oct-Mar
5	32	8
10	47	16
25	67	30
50	84	45
100	102	63

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, de acuerdo a datos estadísticos obtenidos de la DGA, las precipitaciones máximas en 24, 48 y 72 horas en la estación pluviométrica Copiapó para la lluvia del 25 de marzo de 2015 (en adelante 25/mar/15) fueron: Pmáx24 = 12 mm, Pmáx48 = 16 mm y Pmáx72 = 23 mm. De acuerdo a un análisis de frecuencia de precipitaciones máximas realizado para esta misma estación, detallado en el estudio hidrológico realizado por esta misma consultora en el proyecto "DISEÑO OBRAS FLUVIALES RÍO COPIAPÓ URBANO Y MANEJO DE CAUCE EN SECTOR RURAL, COMUNA DE COPIAPÓ" desarrollado para la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH), los períodos de retorno asociados a estas lluvias son 4, 5, y 7 años respectivamente.

Además de la tormenta para el 25 de marzo de 2015, también se analizaron las precipitaciones para el evento del 12 de mayo de 2017 (en adelante 12/may/17) obtenidas en la misma estación Copiapó (43.2 mm en 3 días) obteniéndose un período de retorno para la precipitación máxima en 48 hrs de 18 años y para la de 72 hrs de 17 años.

7.4.2.2 Relación Precipitación Máxima vs Altura

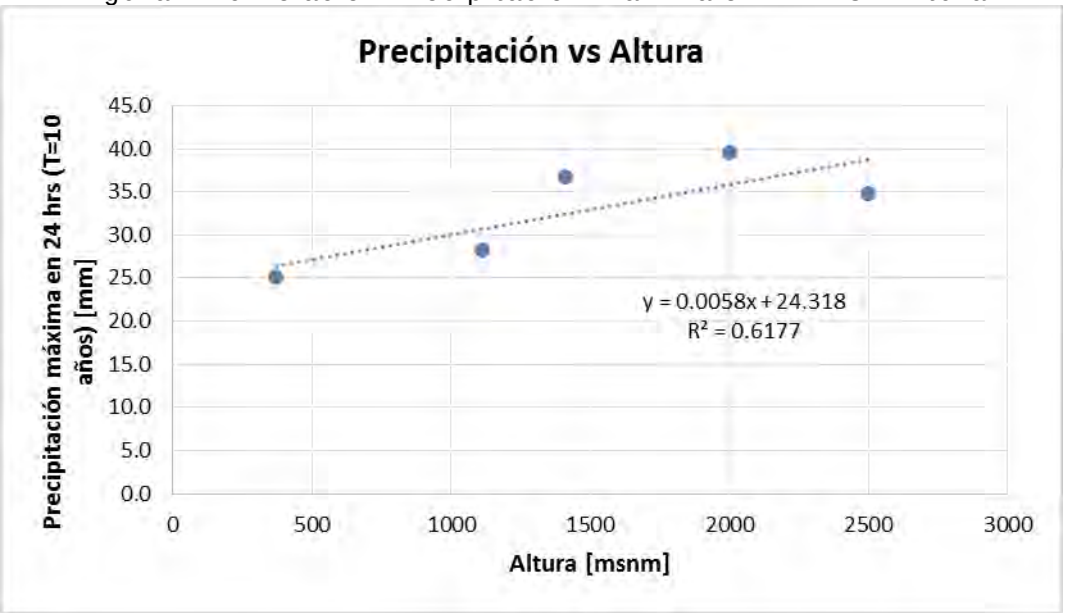
Del estudio de "PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 1, 2 Y 3 DÍAS", de la DGA, se obtuvo las precipitaciones máximas en 24 horas para un período de retorno de 10 años en las estaciones pluviométricas cercanas a la zona en estudio, con el propósito de conocer cómo varía la precipitación máxima en 24 horas con la altura. Los datos obtenidos del estudio y los resultados de su análisis se presentan en la Tabla 7—17 y en la Figura 7—9.

Tabla 7—17 Precipitaciones máximas en 24 hrs en estaciones cercanas, T = 10 años

Estación	Altura [msnm] (1)	$P_{máx24}^{10}$ [mm] (2)
Copiapó	370	25.1
Pastos Grandes	2000	39.6
Lautaro Embalse	1110	28.2
Manflas Hda	1410	36.7
Jorquera en la Guardia	2500	34.8

Fuente: (1) Balance Hídrico, DGA. (2) Precipitaciones Máximas en 1, 2 y 3 Días, DGA.

Figura 7—9 Relación Precipitación máxima en 24 hrs - Altura



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a lo anterior, la relación precipitación máxima en 24 horas v/s altura utilizada será la siguiente:

$$P_{máx24}^{10} = 0.0058 \cdot H + 24.318$$

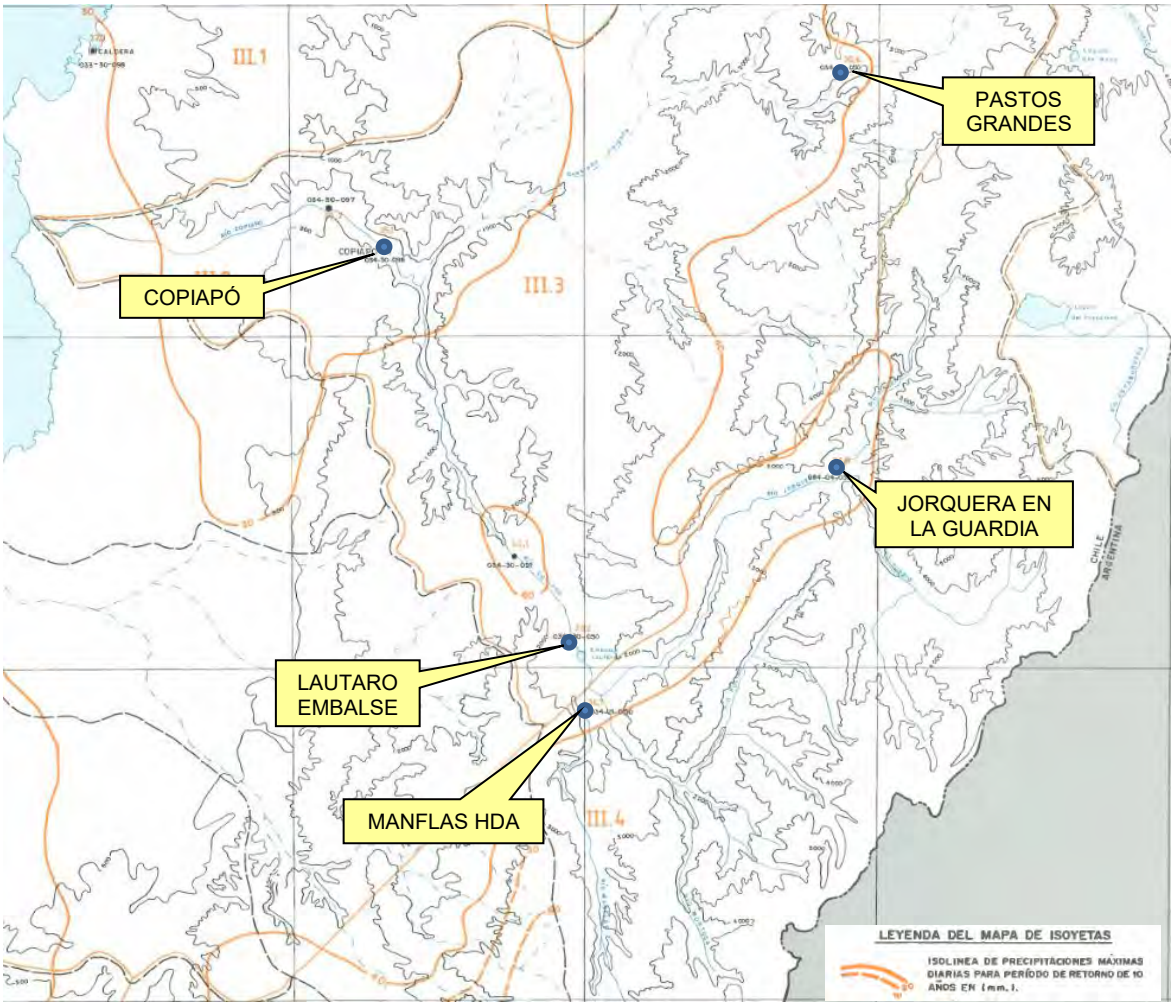
Donde:

$P_{máx24}^{10}$: Precipitación máxima anual en 24 horas para período de retorno T = 10 años, en mm.

H : Altura, en msnm.

En la figura siguiente se muestra la ubicación de las estaciones meteorológicas consideradas.

Figura 7—10 Estaciones meteorológicas consideradas e isoyetas en la zona de estudio



Fuente: Precipitaciones Máximas en 1, 2 y 3 Días, DGA.

Para obtener la relación precipitación máxima en 48 horas v/s altura en la zona de estudio, se utiliza el coeficiente de duración para 2 días (o 48 horas) para Río Cachitos (CD = 1.169), el cual también es obtenido del estudio de "PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 1, 2 Y 3 DÍAS", de la DGA. Multiplicando la relación obtenida anteriormente para precipitación máxima en 24 horas v/s altura, se obtiene:

$$P_{máx48}{}^{10} = 0.0068 \cdot H + 28.428$$

Donde:

$P_{máx48}{}^{10}$: Precipitación máxima anual en 48 horas para período de retorno T = 10 años, en mm.

H : Altura, en msnm.

7.4.2.3 Crecidas por método del Hidrograma Unitario Sintético – Línea de Nieve fija

La creación del hidrograma unitario a partir del método indicado requiere la medición de ciertas características geomorfológicas de la cuenca en estudio, las cuales se obtuvieron utilizando la cartografía existente y el programa WMS 8.1.

Los parámetros de las cuencas son los siguientes:

Tabla 7—18 Parámetros de la cuenca

Parámetro	Descripción
A	Área total de la cuenca a la cota de la línea de nieve
S	Pendiente de la cuenca
L_{cp}	Largo del cauce principal
L_{cg}	Largo desde el centro de gravedad a la sección de salida

Fuente: Elaboración propia.

En este caso, se utilizará este método para las cuencas de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero en los períodos de Abr-Sep (Invierno) y Oct-Mar (Verano).

La línea de nieve para los períodos de Abr-Sep y Oct-Mar se ha obtenido de la memoria USM, "VARIABILIDAD DE LA LÍNEA DE NIEVES DURANTE EVENTOS DE TORMENTA UTILIZANDO MODELACIÓN PROBABILÍSTICA", en la cual se señalan expresiones para obtener la línea de nieve para distintas probabilidades de excedencia y períodos estacionales. Cabe señalar que estas fueron obtenidas a partir de un análisis de temperaturas índices y están tabuladas para diferentes latitudes a lo largo del país.

Se utilizarán las expresiones obtenidas en ese documento para los períodos invierno y primavera-otoño, para los períodos Abr-Sep y Oct-Mar presentados en este estudio, respectivamente. Además, se utilizarán las expresiones para una probabilidad de excedencia del 50%.

Las expresiones para el cálculo de la línea de nieve en invierno y otoño-primavera para la línea de nieve son:

- Abr- Sep: Se usará "Línea de Nieve en Invierno":

$$L.N. = 19119 \cdot e^{-0.07 \cdot Lat}$$

- Oct-Mar: Se usará "Línea de Nieve en Otoño-Primavera":

$$L.N. = 1.2346 \cdot Lat^3 - 126.57 \cdot Lat^2 + 4137.5 \cdot Lat - 40472$$

Donde $L.N.$ es la línea de nieve en [m] y Lat es la latitud sur del centro de gravedad de la cuenca nivo-pluvial en estudio en [°]. En el Anexo N°1.10 se incluye un pequeño extracto de la memoria USM mencionada.

Además, se analizarán los eventos del 25 de Marzo de 2015 (25/mar/15) y del 12 de Mayo de 2017 (12/may/17), que según información entregada por la DGA tuvieron una línea de nieve ubicada a 3500 m y 2236 m respectivamente.

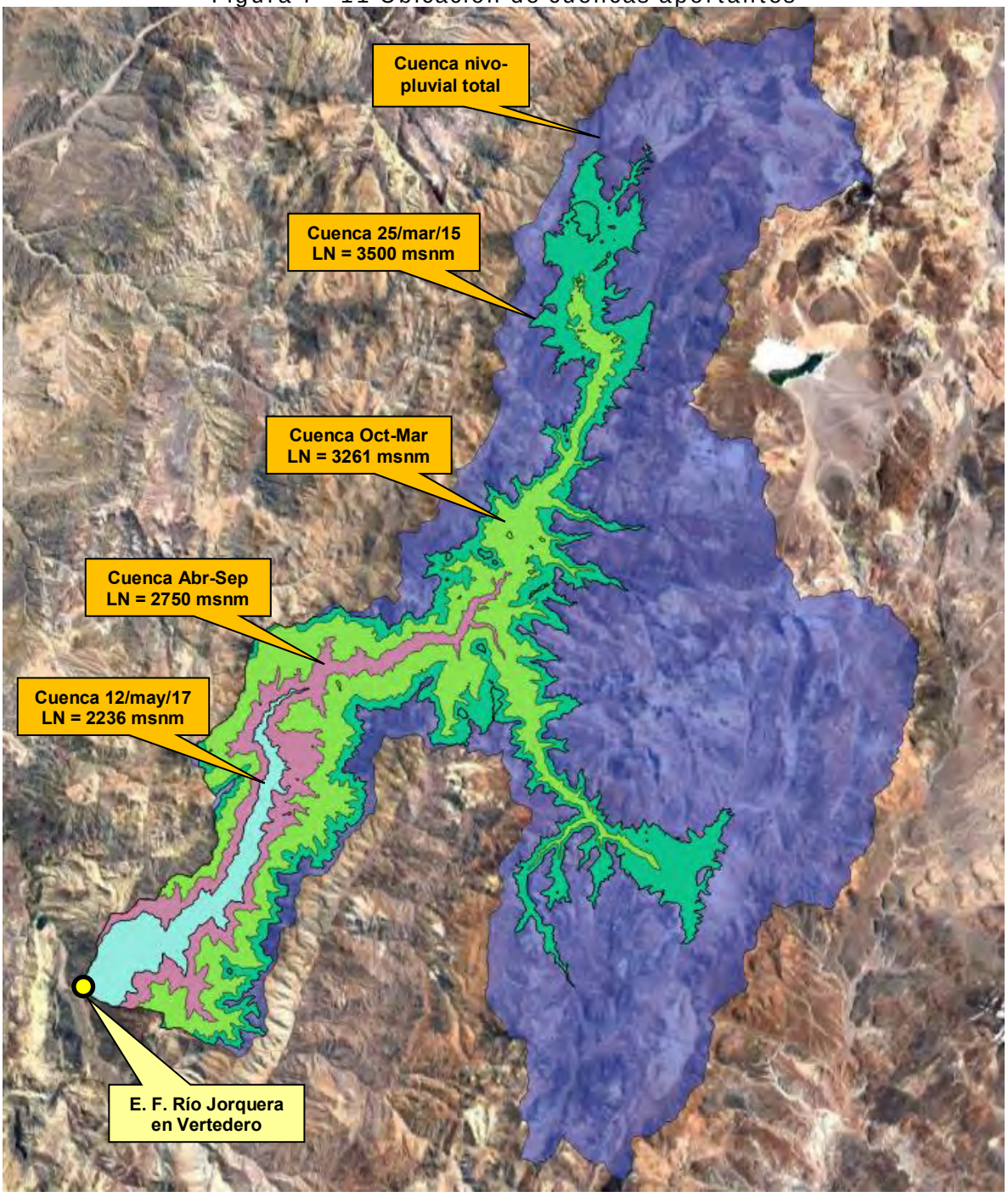
Tabla 7—19 Parámetros cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero

Parámetros Cuenca				
	Abr-Sep	**Oct-Mar**	**25/mar/15**	**12/may/17**
A_p [km^2]	294.52	787.96	1286.89	111.43
S [m/m]	0.4803	0.4269	0.3900	0.4774
L_{cp} [m]	83238.2	125453.1	143992.2	52047.5
L_{cg} [m]	31137.7	49355.3	82218.9	17305.9
LN [msnm]	2750	3261	3500	2236

Fuente: Elaboración propia.

En la figura siguiente se muestran las cuencas aportantes de los casos analizados.

Figura 7—11 Ubicación de cuencas aportantes



Fuente: Elaboración propia.

La obtención de los parámetros del hidrograma unitario se hizo utilizando las relaciones entregadas por el "MANUAL DE CÁLCULO DE CRECIDAS Y CAUDALES MÍNIMOS EN CUENCAS SIN INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA", DGA (1995), para la Zona I (Regiones III a VI):

- Tiempo peak (t_p):

$$t_p = 0.323 \cdot \left(\frac{L_{cp} \cdot L_{cg}}{\sqrt{S}}\right)^{0.422} \quad en\ [hr]$$

- Tiempo base (t_b):

$$t_b = 5.377 \cdot {t_p}^{0.805} \qquad en\ [hr]$$

- Caudal peak (q_p):

$$q_p = \frac{144.141}{{t_p}^{0.796}} \quad en\ [lt/s/mm/km^2]$$

Donde:

t_p : Tiempo al peak, desfase o tiempo transcurrido entre el centro gravedad del hietograma y el momento en que se produce el caudal máximo en el H.U.S., en hr.
t_b : Tiempo base del hidrograma unitario, en hr.
q_p : Caudal máximo del H.U. para una lluvia de 1 mm, en l/s/mm/km^2.

El método del hidrograma unitario sintético, está definido para una precipitación efectiva de duración igual a 0.18 veces el tiempo al peak ($t_u = t_p/5.5$) y magnitud igual a 1 mm.

Cuando el valor de t_u no es un valor conveniente se modifica según los siguientes criterios.

- La corrección del valor t_u, o sea t_r, no deberá ser superior al 50% de t_u.
- Si el valor corregido queda dentro del intervalo $t_u - 10\% < t_r < t_u + 10\%$, el hidrograma unitario no se modifica.
- Si el valor corregido queda fuera del intervalo anterior, se modifica t_p de la forma: $t_{pr} = t_p + 0.25 \cdot (t_r - t_u)$.

A continuación se presentan los valores de los parámetros del hidrograma unitario para las cuencas en estudio.

Tabla 7‒20 Parámetros Hidrograma Unitario E. F. Río Jorquera en Vertedero

Parámetros H.U.				
	Abr-Sep	**Oct-Mar**	**25/mar/15**	**12/may/17**
t_p [hr]	10.40	15.39	20.63	6.66
t_b [hr]	35.41	48.57	61.47	24.76
q_p [l/s/mm/km^2]	22.35	16.36	12.96	31.85
t_u [hr]	1.89	2.80	3.75	1.21
Corrección				
t_r [hr]	2.00	3.00	4.00	1.00
t_{pr} [hr]	10.40	15.39	20.63	6.61
t_{br} [hr]	35.41	48.57	61.47	24.60
q_{pr} [l/s/mm/km^2]	22.35	16.36	12.96	32.05

Fuente: Elaboración propia.

De los cuadros anteriores se desprende que sólo en el caso de la cuenca de E. F. Río Jorquera en Vertedero en el 12/may/17 se debió corregir los parámetros del hidrograma unitario.

Para definir la forma del hidrograma unitario se emplea el hidrograma unitario adimensional presentado a continuación.

Tabla 7—21 Hidrograma Unitario Adimensional

t/t_p	q/q_p
0.00	0.00
0.30	0.20
0.50	0.40
0.60	0.60
0.75	0.80
1.00	1.00
1.30	0.80
1.50	0.60
1.80	0.40
2.30	0.20
2.70	0.10

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a lo anterior, los hidrogramas unitarios de volumen unitario para las cuencas en estudio son:

Tabla 7—22 Hidrogramas Unitarios Cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero para Períodos Abr-Sep y Oct-Mar

ABRIL-SEPTIEMBRE		OCTUBRE-MARZO	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]	t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00	0.0	0.00
2.0	2.68	3.0	1.85
4.0	5.96	6.0	4.13
6.0	11.60	9.0	8.12
8.0	17.07	12.0	11.74
10.0	20.29	15.0	13.97
12.0	18.78	18.0	12.65
14.0	15.77	21.0	10.49
16.0	12.02	24.0	7.99
18.0	9.33	27.0	6.14
20.0	7.34	30.0	4.85
22.0	5.73	33.0	3.74
24.0	4.14	36.0	2.71
26.0	3.14	39.0	2.02
28.0	2.13	42.0	1.34
30.0	1.54	45.0	0.73
32.0	0.97	48.0	0.12
34.0	0.40	51.0	0.00
36.0	0.00		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7—23 Hidrogramas Unitarios Cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero para Eventos del 25-Marzo-2015 (25/mar/15) y 12-Mayo-2017 (12/may/17)

EVENTO 25/mar/15	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
4.0	1.39
8.0	3.08
12.0	6.04
16.0	8.79
20.0	10.45
24.0	9.55
28.0	7.96
32.0	6.06
36.0	4.68
40.0	3.69
44.0	2.86
48.0	2.07
52.0	1.55
56.0	1.01
60.0	0.27
64.0	0.00

EVENTO 12/may/17	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
1.0	3.29
2.0	6.60
3.0	11.52
4.0	19.76
5.0	26.23
6.0	30.17
7.0	31.31
8.0	28.02
9.0	24.07
10.0	19.28
11.0	15.99
12.0	12.84
13.0	10.87
14.0	8.90
15.0	6.93
16.0	5.54
17.0	4.31
18.0	3.19
19.0	2.70
20.0	2.22
21.0	1.74
22.0	1.25
23.0	0.77
24.0	0.29
25.0	0.00

Fuente: Elaboración propia.

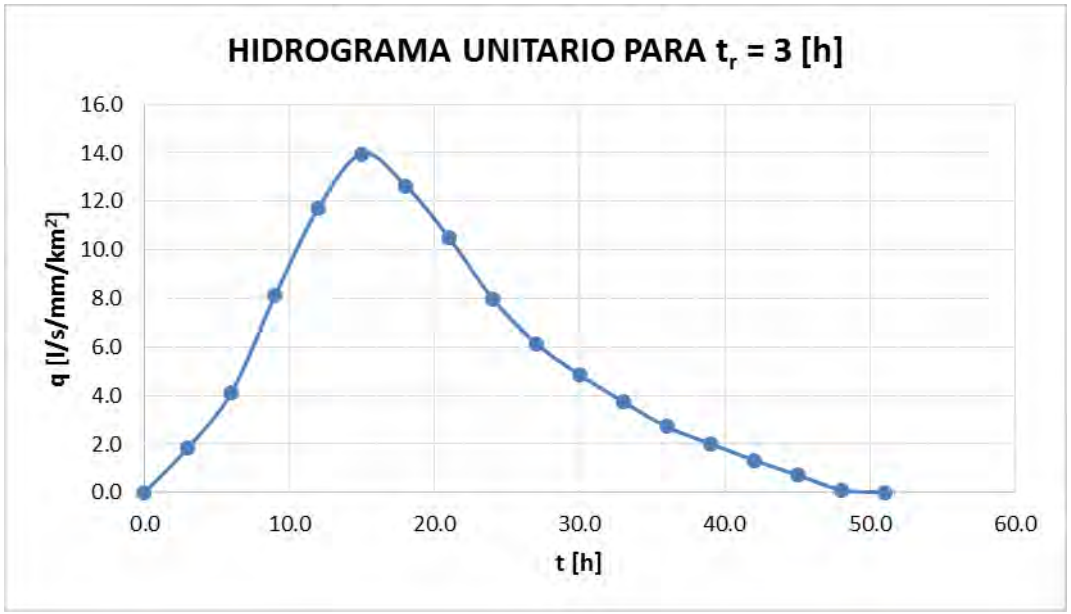
Se presentan a continuación los hidrogramas unitarios de las cuencas de interés.

Figura 7—12 Hidrograma Unitario Sintético para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Abr-Sep



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—13 Hidrograma Unitario Sintético para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Oct-Mar



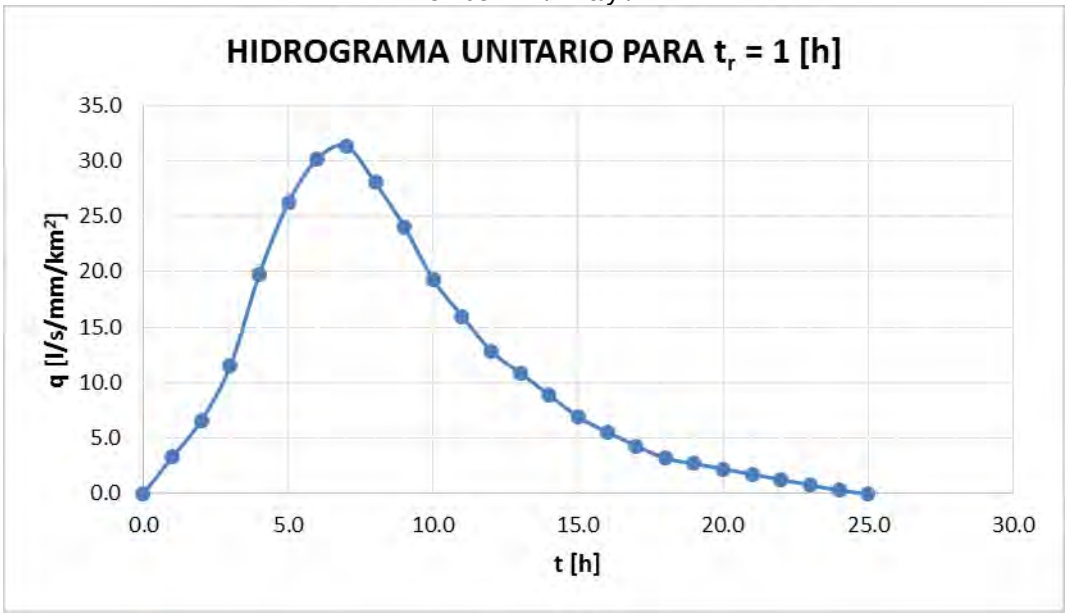
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—14 Hidrograma Unitario Sintético para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Evento 25/mar/15



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—15 Hidrograma Unitario Sintético para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Evento 12/may/17



Fuente: Elaboración propia.

7.4.2.3.1 Distribución de precipitación

Como distribución de diseño, en el caso del análisis de las cuencas de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero para los períodos Abril-Septiembre y Octubre-Marzo, se utiliza la denominada Distribución Centrada de Endesa (Benítez, 1969), que se basa en distribuciones de tormenta históricas en Chile.

Tabla 7—24 Distribución Centrada de Endesa

t [%]	P_{acum} [%]
0%	0.0%
10%	6.9%
20%	15.2%
30%	25.6%
40%	38.2%
50%	51.9%
60%	66.1%
70%	77.7%
80%	87.2%
90%	94.7%
100%	100.0%

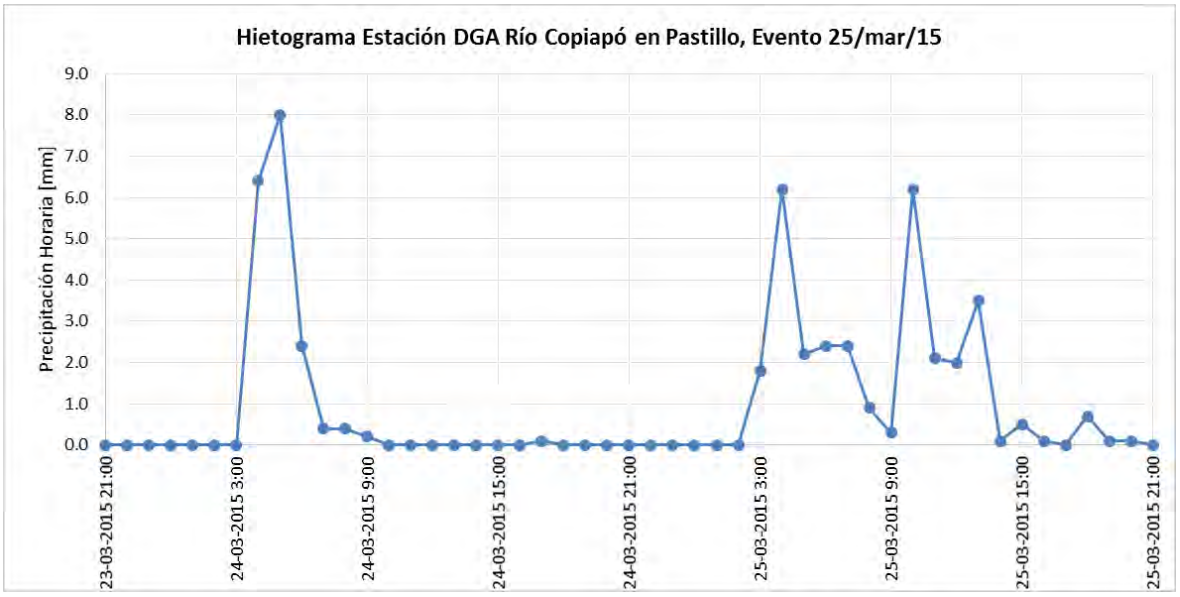
Fuente: Benítez, 1969.

Al usarse como precipitación total una lluvia de duración 48 horas, se deben corregir las distribuciones de precipitación para cada caso analizado, con el objetivo de que la parte central de la distribución sea equivalente a la lluvia de duración 24 horas.

En el Anexo N°1.11 se presenta la distribución ensayada en este estudio para una lluvia de duración 48 horas para las cuencas de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero para los períodos Abril-Septiembre y Octubre-Marzo, y distintos períodos de retorno.

En el caso del Evento del 25 de Marzo de 2017, se utilizará la distribución de precipitación obtenida del hietograma de la estación Río Copiapó en Pastillo durante la tormenta, dada su cercanía con la cuenca de interés. Los datos se han obtenido de la base online de Datos Hidrológicos en Tiempo Real de la DGA.

Figura 7—16 Hietograma Estación DGA Río Copiapó en Pastillo, para Evento 25/mar/15



Fuente: Dirección General de Aguas (DGA).

Se considerará un evento de 48 horas con Inicio el 23-03-2015 a las 21:00 hrs y Término el 25-03-2015 a las 21:00 hrs. La distribución de precipitaciones obtenida de esta misma figura se presenta en la tabla siguiente.

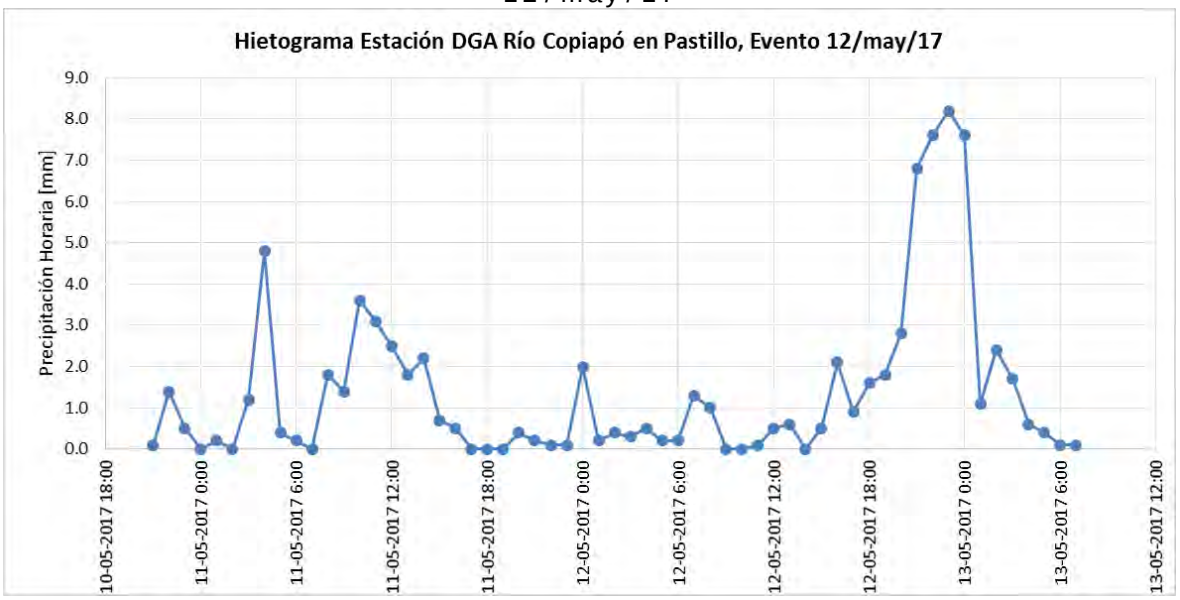
Tabla 7—25 Distribución de Precipitaciones obtenida del Hietograma estación Río Copiapó En Pastillo, Evento 25/mar/15

t [h]	P_{acum} [%]
0	0.00%
1	0.00%
2	0.00%
3	0.00%
4	0.00%
5	0.00%
6	0.00%
7	12.93%
8	29.09%
9	33.94%
10	34.75%
11	35.56%
12	35.96%
13	35.96%
14	35.96%
15	35.96%
16	35.96%
17	35.96%
18	35.96%
19	35.96%
20	36.16%
21	36.16%
22	36.16%
23	36.16%
24	36.16%
25	36.16%
26	36.16%
27	36.16%
28	36.16%
29	36.16%
30	39.80%
31	52.32%
32	56.77%
33	61.62%
34	66.46%
35	68.28%
36	68.89%
37	81.41%
38	85.66%
39	89.70%
40	96.77%
41	96.97%
42	97.98%
43	98.18%
44	98.18%
45	99.60%
46	99.80%
47	100.00%
48	100.00%

Fuente: Elaboración propia.

En el caso del Evento del 12 de Mayo de 2017, se utilizará la distribución de precipitación obtenida del hietograma de la estación Río Copiapó en Pastillo durante la tormenta, dada su cercanía con la cuenca de interés. Los datos se han obtenido de la base online de Datos Hidrológicos en Tiempo Real de la DGA.

Figura 7—17 Hietograma Estación DGA Río Copiapó en Pastillo, para Evento 12/may/17



Fuente: Dirección General de Aguas (DGA).

Se considerará un evento de 48 horas con Inicio el 11-05-2017 a las 03:00 hrs y Término el 13-05-2017 a las 03:00 hrs, período en donde se concentra la mayor parte de la lluvia caída. La distribución de precipitaciones obtenida de esta misma figura se presenta en la tabla siguiente.

Tabla 7—26 Distribución de Precipitaciones obtenida del Hietograma estación Río Copiapó En Pastillo, Evento 12/may/17

t [h]	Pacum [%]
0	0.00%
1	6.30%
2	6.82%
3	7.09%
4	7.09%
5	9.45%
6	11.29%
7	16.01%
8	20.08%
9	23.36%
10	25.72%
11	28.61%
12	29.53%
13	30.18%
14	30.18%
15	30.18%
16	30.18%
17	30.71%
18	30.97%
19	31.10%
20	31.23%
21	33.86%
22	34.12%
23	34.65%
24	35.04%
25	35.70%
26	35.96%
27	36.22%
28	37.93%
29	39.24%
30	39.24%
31	39.24%
32	39.37%
33	40.03%
34	40.81%
35	40.81%
36	41.47%
37	44.23%
38	45.41%
39	47.51%
40	49.87%
41	53.54%
42	62.47%
43	72.44%
44	83.20%
45	93.18%
46	94.62%
47	97.77%
48	100.00%

Fuente: Elaboración propia.

7.4.2.3.2 Infiltración

Con el propósito de establecer un criterio para definir las condiciones de infiltración de la cuenca, se adoptó de entre los distintos procedimientos existentes, el denominado Método de la Curva Número, propuesto por el Soil Conservation Service de los EE.UU.

De acuerdo a este método, la relación entre precipitación efectiva y precipitación total puede representarse por la expresión:

$$P_{ef} = \frac{(P_T - I_0)^2}{(P_T - I_0 + S)} \quad , \quad I_0 \leq P_T$$

$$P_{ef} = 0 \quad , \quad I_0 \geq P_T$$

Con $I_0 = 0.2 \cdot S$

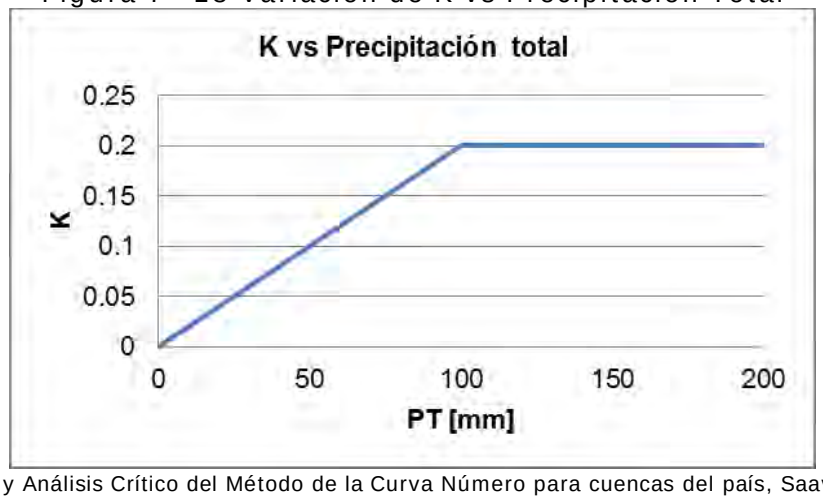
$$S = 25.4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10\right)$$

Donde:

P_{ef} : Precipitación efectiva, en mm.
P_T : Precipitación total que cae sobre la cuenca, en mm.
I_0 : Infiltración inicial, en mm.
S : Infiltración potencial, en mm.
CN : Curva Número. Para CN = 0, todo se infiltra (completamente permeable), para CN = 100, la cuenca es impermeable.

Sin embargo, para la Infiltración Inicial I_0, se considera en este caso usar el método Saavedra y Stowhas, detallado en la publicación "CÁLCULO Y ANÁLISIS CRÍTICO DEL MÉTODO DE LA CURVA NÚMERO PARA CUENCAS DEL PAÍS", Saavedra y Stowhas (XVI Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, 2003), donde la Infiltración inicial se puede calcular como $I_0 = k \cdot s$, y k varía según el gráfico que se muestra en la Figura 7—18.

Figura 7—18 Variación de K vs Precipitación Total



Fuente: Cálculo y Análisis Crítico del Método de la Curva Número para cuencas del país, Saavedra y Stowhas (2003).

El concepto de variación de k con la precipitación total (método de la curva número en forma incremental), se debe a que en la zona semiárida se presentaban escorrentías que el cálculo de la curva número tradicional no podía reproducir, por tal motivo y como consecuencia de los trabajos de investigación, se tuvo que modificar el parámetro de infiltración inicial para ser más consecuente con los caudales medidos.

De este modo, se utilizará el método de la curva número en forma incremental. El documento señalado se incluye en el Anexo N°1.12.

Se ha decidido utilizar CN=50. Cabe indicar que con motivo de la realización del embalse Santa Juana, ubicado en la cuenca colindante sur del río Huasco, se utilizó como CN de diseño el valor 49.

En Anexo N°1.13 se incluyen las tablas de precipitación efectiva para todos los casos analizados, junto a su gráfico para mejor visualización. Además, se señala el resultado obtenido para la infiltración potencial e infiltración inicial para cada caso.

7.4.2.3.3Precipitación máxima media sobre la cuenca

La precipitación de diseño utilizada debe ser corregida por un factor de precipitación-altura, para esto se estima una precipitación máxima media de la cuenca de interés utilizando la relación precipitación máxima-altura presentada anteriormente y la curva hipsométrica, tanto para Abril-Septiembre (Invierno), Octubre-Marzo (Verano) y Eventos 25/mar/15 y 12/may/17.

Para la E. F. Río Jorquera en Vertedero en período Abril-Septiembre y Octubre-Marzo se utilizará de base la estación meteorológica Jorquera en La Guardia. En el caso de los Eventos 25/mar/15 y 12/may/17, se usará de base la estación Río Copiapó en Pastillo. Los factores de corrección calculados para cada cuenca son los siguientes:

Tabla 7—27 Factor de Corrección por Precipitación-Altura para E. F. Río Jorquera en Vertedero

	Abr-Sep	Oct-Mar	25/mar/15	12/may/17
FPH Río Jorquera en Vertedero	1.044	1.121	1.344	1.131

Fuente: Elaboración propia.

La determinación de estos factores de corrección por precipitación-altura se detalla en el Anexo N°1.14.

A continuación se presentan finalmente las precipitaciones de diseño utilizadas para cada cuenca bajo estudio.

Tabla 7—28 Precipitaciones máximas en 24 y 48 horas para E. F. Río Jorquera en Vertedero en Abr-Sep y Oct-Mar

T [años]	Pmáx24hrs [mm]	
	Río Jorquera en Vertedero	
	Abr-Sep	Oct-Mar
5	27	7
10	38	13
25	55	23
50	68	33
100	81	44

T [años]	Pmáx48hrs [mm]	
	Río Jorquera en Vertedero	
	Abr-Sep	Oct-Mar
5	34	9
10	49	18
25	70	34
50	88	50
100	107	71

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7—29 Precipitaciones máximas en 24 y 48 horas para E. F. Río Jorquera en Vertedero en Eventos 25/mar/15 y 12/may/17

Evento	Pmáx24hrs [mm]
	Río Jorquera en Vertedero
25/mar/15	42
12/may/17	56

Evento	Pmáx48hrs [mm]
	Río Jorquera en Vertedero
25/mar/15	67
12/may/17	86

Fuente: Elaboración propia.

7.4.2.3.4Resultados de crecidas por método de hidrograma unitario

En base a los análisis anteriormente desarrollados, respecto del hidrograma unitario de la cuenca, precipitación total, distribución de precipitación y precipitación efectiva, se procedió a evaluar el hidrograma de crecida correspondiente a lluvias de distinto período de retorno (T = 25, 50 y 100 años), obteniéndose los resultados presentados a continuación:

Tabla 7—30 Crecidas por método de Hidrograma Unitario para E. F. Río Jorquera en Vertedero, períodos Abr-Sep y Oct-Mar

T [años]	$Q_{máx,inst}$ [m^3/s]	
	Abr-Sep	Oct-Mar
25	15	8
50	22	18
100	35	35

Fuente: Elaboración propia.

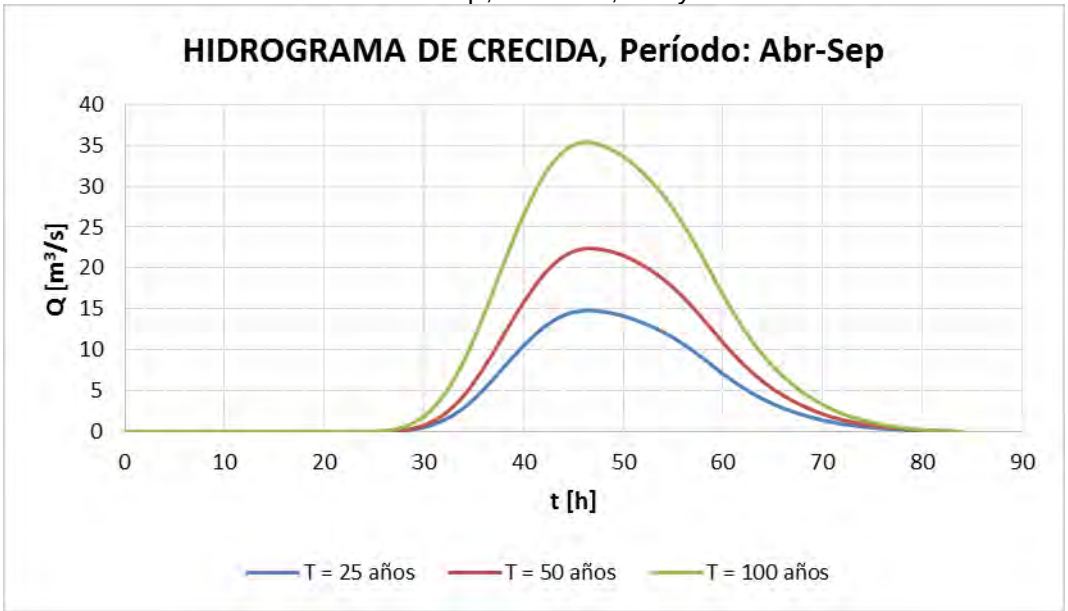
Tabla 7—31 Crecidas por método de Hidrograma Unitario para E. F. Río Jorquera en Vertedero, en Eventos 25/mar/15 y 12/may/17

Estación	$Q_{máx,inst}$ [m^3/s]	
	25/mar/15	12/may/17
Río Jorquera en Vertedero	48	18

Fuente: Elaboración propia.

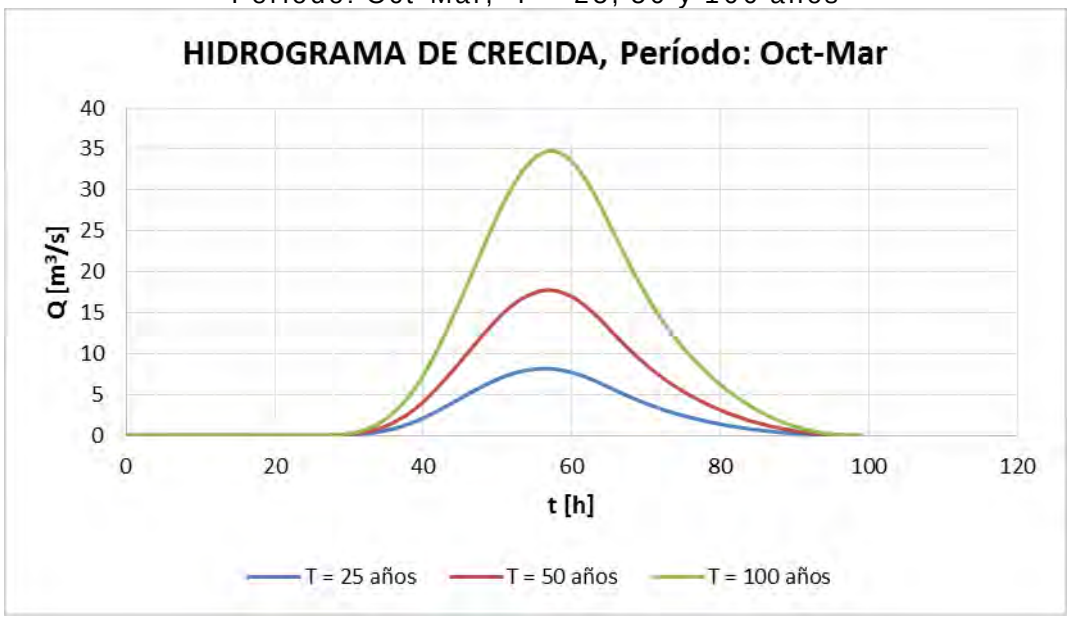
Los hidrogramas de crecida para cada uno de los casos analizados se presentan en los gráficos siguientes. En el Anexo N°1.15 se detalla la obtención de los mismos.

Figura 7—19 Hidrograma de crecida para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Período: Abr-Sep, T = 25, 50 y 100 años



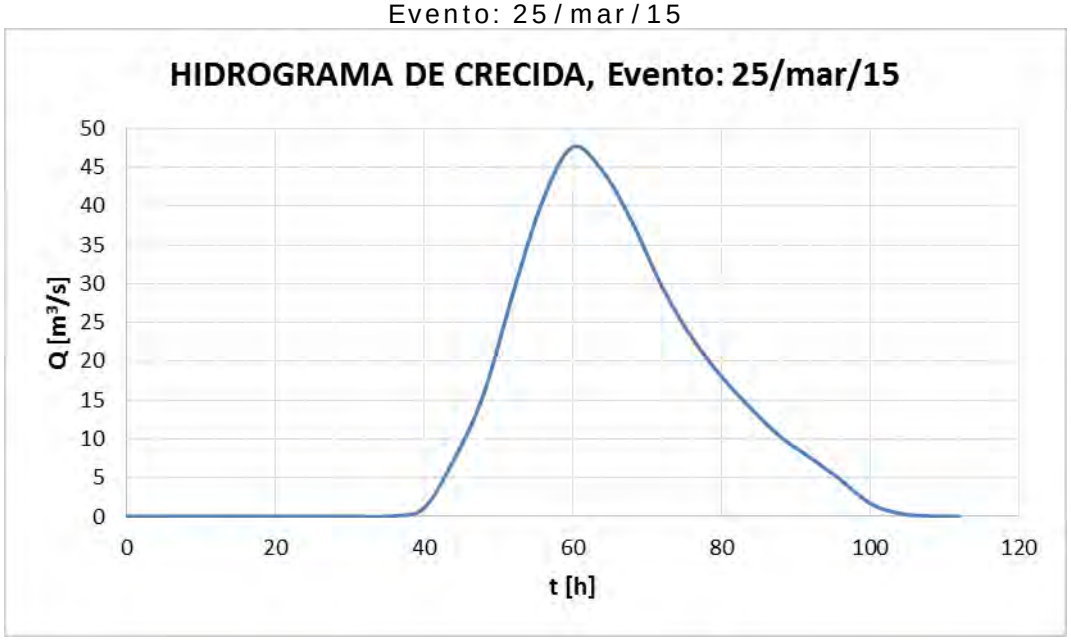
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—20 Hidrograma de crecida para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Período: Oct-Mar, T = 25, 50 y 100 años



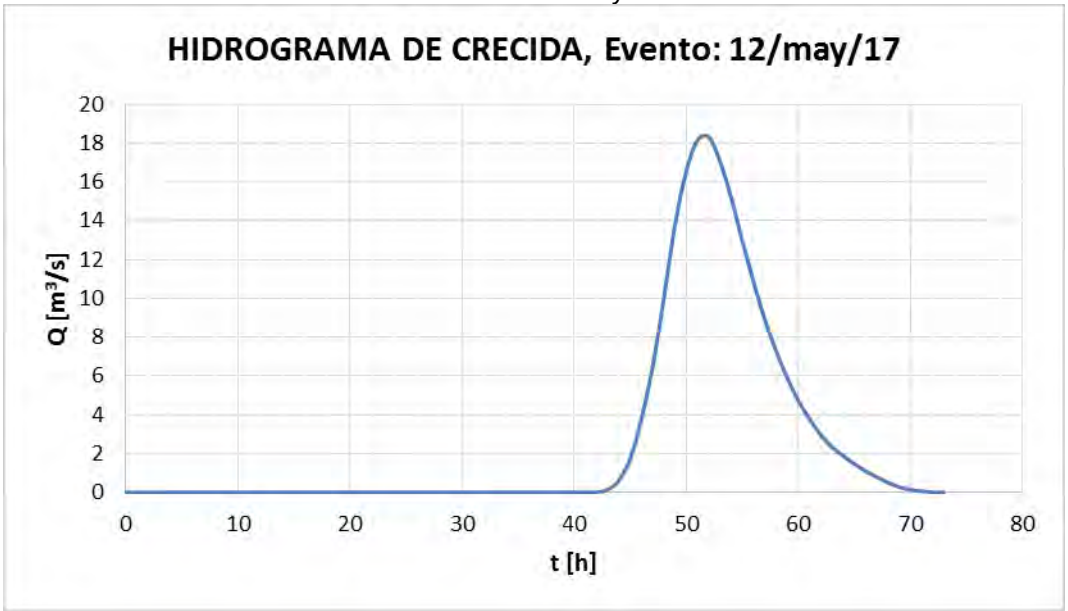
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—21 Hidrograma de crecida para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Evento: 25/mar/15



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7—22 Hidrograma de crecida para E. F. Río Jorquera en Vertedero, Evento: 12/may/17



Fuente: Elaboración propia.

7.4.2.4 Crecidas por método de Verni y King Modificado

La metodología planteada para el método de Verni y King Modificado, que figura en el "MANUAL DE CÁLCULO DE CRECIDAS Y CAUDALES MÍNIMOS EN CUENCAS SIN INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA", DGA (1995), relaciona el caudal instantáneo máximo de una crecida con la precipitación diaria máxima y el área pluvial a través de una relación de potencias. El método tiene validez para cuencas de régimen pluvial o nivopluvial, con áreas comprendidas entre 20 y 10000 km^2. Su uso se limita a estimaciones de caudales de períodos de retorno menores a 100 años.

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

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

Donde:

Q : Caudal instantáneo máximo asociado al período de retorno T años, en m^3/s.
$C(T)$: Coeficiente empírico de período de retorno de T años.
P_{24} : Precipitación diaria máxima asociada al período de retorno de T años, en mm.
A_p : Área pluvial de la cuenca, en km^2.

El coeficiente empírico de período de retorno T años se obtiene a base del correspondiente asociado a un período de retorno T=10 años C(T=10), que para la III Región, tiene un valor de 0.027. Luego este valor se debe multiplicar por el valor del factor de frecuencia C(T)/C(T=10), obteniéndose C(T) para los períodos de retorno buscados. En la Tabla 7—32 se muestran los valores de C(T) obtenidos.

Tabla 7—32 Coeficientes empíricos de período de retorno T años para Verni y King Modificado

T [años]	C(T)/C(T=10)	C(T)
5	0.95	0.026
10	1.00	0.027
25	1.14	0.031
50	1.23	0.033
100	1.32	0.036

Fuente: Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica, DGA.

Usando los valores obtenidos en el punto anterior para el área pluvial en las cuencas analizadas, en período Abr-Sep y Oct-Mar (ver Tabla 7—19); además de los valores obtenidos de precipitación máxima en 24 horas para varios períodos de retorno (Ver Tabla 7—28), se obtienen los caudales instantáneos máximos asociados a varios períodos de retorno en las cuencas analizadas.

Tabla 7—33 Crecidas por método de Verni y King Modificado para E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	$Q_{máx,inst}$ [m^3/s]	
	Abr-Sep	Oct-Mar
5	1.4	0.7
10	2.3	1.4
25	4.0	3.3
50	5.7	5.5
100	7.7	8.6

Fuente: Elaboración propia.

7.4.2.5 Crecidas por método de Seguel Stowhas – Línea de Nieve variable

Dado que las cuencas bajo estudio corresponden a cuencas mixtas nivo-pluvial, el área aportante de cada cuenca será variable dependiendo de la ubicación de la línea de nieves, con lo cual la aplicación rutinaria de cualquier método precipitación-escorrentía queda conceptualmente indeterminada a menos que se tenga información respecto a la ubicación de la línea de nieves, situación que no se da en la práctica.

Ante la alternativa de adoptar un valor promedio constante, tal vez, arbitrario, se optó por incorporar en el análisis la variabilidad de la línea de nieve, adoptando un modelo basado en experiencias e información recogida en la zona central del país, de acuerdo a la metodología presentada por Ricardo Seguel y Ludwig Stowhas en el trabajo "ESTIMACIÓN DE CRECIDAS DE DISEÑO EN CUENCAS MIXTAS PLUVIO-NIVALES", Seguel y Stowhas (VII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, 1985) (ver Anexo N°1.16).

7.4.2.5.1 Determinación de la posición de la línea de nieve y área aportante pluvial

De la memoria USM, "VARIABILIDAD DE LA LÍNEA DE NIEVES DURANTE EVENTOS DE TORMENTA UTILIZANDO MODELACIÓN PROBABILÍSTICA", se ha obtenido la línea de nieve para distintas probabilidades de excedencia y para ambos períodos en análisis. Cabe señalar que estas fueron obtenidas a partir de un análisis de temperaturas índices y están tabuladas para diferentes latitudes a lo largo del país. En el Anexo N°1.10 se incluye un pequeño extracto de la memoria USM mencionada.

En la tabla siguiente se presentan los valores de la altura de línea de nieve obtenidos para cada cuenca, con su correspondiente probabilidad de excedencia, para cada uno de los períodos analizados (Abr-Sep y Oct-Mar).

Tabla 7—34 Distribución de frecuencia de altura de línea de nieve para E. F. Río Jorquera en Vertedero

P_{exc} [%]	Altura de Línea de Nieve [msnm]	
	Abr-Sep	Oct-Mar
90.0%	2191	3111
75.0%	2406	3195
50.0%	2750	3261
20.0%	3296	4062
10.0%	3543	4537
5.0%	3978	4777
4.0%	4055	4834
2.0%	4282	5133
1.0%	4492	5406
0.4%	5417	5748
0.2%	5746	5989
0.1%	6070	6220

Fuente: Elaboración propia.

Luego, utilizando la curva hipsométrica de cada cuenca aportante en los puntos de interés se logró obtener la distribución de frecuencia de área aportante, la cual se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 7—35 Distribución de frecuencia de área aportante para E. F. Río Jorquera en Vertedero

Área [%]	Probabilidad de excedencia [%]	
	Abr-Sep	Oct-Mar
0%	100.00%	100.00%
10%	41.27%	100.00%
20%	20.67%	49.15%
30%	12.28%	41.56%
40%	8.69%	35.20%
50%	6.75%	28.88%
60%	4.77%	22.49%
70%	2.93%	17.61%
80%	1.49%	13.12%
90%	0.90%	7.75%
100%	0.12%	0.20%

Fuente: Elaboración propia.

7.4.2.5.2Probabilidad conjunta de precipitación y área aportante

Si se postula que el caudal máximo instantáneo de crecidas pluviales puede presentarse por una relación funcional del tipo.

$$Q = Q(P, A)$$

Donde P = precipitación y A = área aportante de la cuenca, son variables aleatorias, la probabilidad de excedencia de una magnitud de caudal Q_0 puede evaluarse a través de la expresión.

$$pr(Q > Q_0) = \int_{P=P(A,Q_0)}^{P=\infty} \int_{A=0}^{A=Amáx} g(P,A)dPdA$$

Donde $g(P,A)$ es la función de densidad de frecuencia conjunta de la precipitación y el área aportante.

Estudios anteriores indican que no existe relación aparente entre ambas variables, por lo que la expresión anterior se simplifica a:

$$pr(Q > Q_0) = \int_{P=P(A,Q_0)}^{P=\infty} f(P) \int_{A=0}^{A=Amáx} f(A)dPdA$$

Donde $f(P)$ y $f(A)$ son las funciones de densidad de frecuencia de la magnitud de la precipitación y del área aportante respectivamente.

La integral anterior puede ser resuelta numéricamente utilizando la siguiente expresión:

$$pr(Q > Q_0) = \sum_{i=1}^{i=N} pr\big(P > P(A,Q_0)\big) \cdot \Delta F(A)_i$$

Donde F es un intervalo discreto de la curva de frecuencia acumulada del área aportante y $pr\big(P > P(A,Q_0)\big)$ es la probabilidad de excedencia de la precipitación que genera un caudal Q_0 sobre un área aportante A.

La función $Q = Q(P,A)$ utilizada en este caso fue la del método de Verni y King Modificado, la cual ya ha sido presentada en el punto 7.4.2.4, donde en este caso, el factor C(T) se considerará como el promedio de los C(T) para T = 25, 50 y 100 años, es decir, C(T) = 0.033.

7.4.2.5.3Obtención de crecidas pluviales por método Seguel-Stowhas

Usando la metodología Seguel-Stowhas se obtienen los siguientes caudales pluviales, usando como función de transferencia $Q = Q(P,A)$, la fórmula de Verni y King Modificado.

Tabla 7—36 Crecidas por método Seguel-Stowhas para E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	$Q_{máx,inst}$ [m^3/s]	
	Abr-Sep	Oct-Mar
25	12	7
50	18	12
100	26	18

Fuente: Elaboración propia.

7.4.3 Crecidas líquidas recomendadas

A continuación se presenta un cuadro resumen con los resultados obtenidos tanto del método directo como de los métodos indirectos, referente a la estimación de las crecidas de caudal líquido.

Como se puede observar en la Tabla 7—37, en el caso de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, el método de Hidrograma Unitario es el que arroja los caudales más altos, tanto en el período de Invierno (Abr-Sep) como de Verano (Oct-Mar). Este resultado dista bastante de los resultados mediante el método de Verni y King Modificado y del método Directo. En particular, es conocido que esta estación no mide correctamente los datos de caudal de grandes crecidas.

Tabla 7—37 Resumen de crecidas para E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	Caudal de Crecida $Q_{máx,inst}$ [m^3/s]								
	Abr-Sep				Oct-Mar				Anual
	Método Directo	Métodos Indirectos			Método Directo	Métodos Indirectos			Método Directo
		Hidrograma Unitario	Verni y King Modif.	Seguel-Stowhas		Hidrograma Unitario	Verni y King Modif.	Seguel-Stowhas	
25	3	15	4	12	4	8	3	7	5
50	5	22	6	18	5	18	5	12	7
100	6	35	8	26	7	35	9	18	10

Fuente: Elaboración propia.

Las crecidas líquidas o caudal líquido para períodos de retorno 25, 50 y 100 años escogidas fueron estimadas considerando un valor que fuera representativo de los resultados obtenidos mediante los métodos analizados, tomando en general un criterio conservador. El método directo presenta resultados de caudales máximos muy bajos, dado que la sección existente no registra adecuadamente los caudales importantes. Por lo anterior, se evaluaron métodos indirectos, dándole mayor preponderancia al método de hidrograma unitario, pero tomando en cuenta a su vez, los resultados obtenidos mediante los otros métodos.

En la siguiente tabla se muestran los caudales líquidos para la estación fluviométrica analizada.

Tabla 7—38 Crecidas líquidas para E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	Caudal Líquido [m^3/s]
	E. F. Río Jorquera en Vertedero
25	14
50	20
100	35

Fuente: Elaboración propia.

Además del análisis por períodos Abr-Sep, Oct-Mar y Anual, se estimaron las crecidas por medio del método de Hidrograma Unitario para los eventos del 25 de marzo de 2015 (25/mar/15) y 12 de mayo de 2017 (12/may/17), las que se señalan en la Tabla 7—39. Se puede observar que la crecida ocurrida el 25 de marzo de 2015, la cual tuvo una línea de nieve a 3500 msnm, es de 48 m^3/s, valor mayor a los obtenidos para período de retorno 100 años, usando tanto método directo como métodos indirectos.

En cambio, para la crecida del 12 de mayo de 2017, la cual tuvo una línea de nieve a 2236 msnm, es de 18 m^3/s, la que de acuerdo a los resultados presentados en la Tabla 7—38, se sitúa con un período de retorno entre los 25 y 50 años.

Tabla 7—39 Crecidas por método de Hidrograma Unitario para E. F. Río Jorquera en Vertedero, en Eventos 25/mar/15 y 12/may/17

Estación	$Q_{máx,inst}$ [m^3/s]	
	25/mar/15	12/may/17
Río Jorquera en Vertedero	48	18

Fuente: Elaboración propia.

7.4.4 Caudales detríticos

En el estudio "DISEÑO OBRAS FLUVIALES RÍO COPIAPÓ EN SECTOR URBANO Y OBRAS DE CONTROL ALUVIONAL QUEBRADA CERRILLOS, COMUNA DE TIERRA AMARILLA, REGIÓN DE ATACAMA", realizado por CONIC-BF Ingenieros Civiles Consultores Ltda., se realizó una estimación de los caudales detríticos del Río Copiapó para el evento del 25 de Marzo de 2015, tomando los datos entregados en el informe de "CARACTERIZACIÓN Y LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DEBIDO A LAS CRECIDAS ALUVIONALES EN LA CUENCA DEL RÍO COPIAPÓ, REGIÓN DE ATACAMA PARA EL TEMPORAL DEL 25 Y 26 DE MARZO DE 2015", EIC (2015) respecto a las características hidráulicas del evento (radio hidráulico, pendiente, etc) en las secciones de la quebrada Cerrillos y de Río Copiapó en Canal Mal Paso (considerando ésta como la suma de la quebrada Cerrillos y Río Copiapó antes de la junta con la quebrada Cerrillos).

En el estudio mencionado, se busca un factor P utilizado para determinar los caudales detríticos para distintos períodos de retorno de acuerdo a la expresión $Q_d = Q_0 \cdot P$, basándose en los caudales líquidos determinados. El valor de P obtenido en el estudio de CONIC-BF para el Río Copiapó es el siguiente:

$$P_{Río\ Copiapó} = 1.13$$

Por otro lado, en el documento "ESTIMACIÓN DE CURVAS DE CAUDAL SÓLIDO EN SUSPENSIÓN EN CUENCAS CHILENAS Y COMPARACIÓN CON EXPRESIONES EMPÍRICAS DE FLEMING Y MANUAL DE PRESAS PEQUEÑAS", Jiménez, Kamann y Stowhas (XXIII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, 2017) se han obtenido relaciones entre el caudal líquido (en m^3/s) y caudal sólido (en kg/s) para diversas estaciones a lo largo de Chile, usando datos medios diarios. Usando un $\gamma = 1.3\ [Ton/m^3]$, se puede obtener una relación entre ambos caudales en m^3/s, y obtener un coeficiente de amplificación P, considerando que esta vez P está dado por:

$$P = \frac{Q_s + Q_l}{Q_l}$$

Donde Q_s es el caudal sólido en m^3/s (usando el γ mencionado) y Q_l el caudal líquido en m^3/s, siendo la suma de ambos el caudal detrítico. En la Tabla 7—40 se presentan los valores obtenidos para algunas estaciones cercanas a la zona de estudio, para período de retorno 100 años.

Tabla 7—40 Coeficiente de amplificación P obtenido para estaciones del norte de Chile

Estación	Región	Q_l [m^3/s]	Q_s [kg/s]	Q_s [m^3/s]	(Q_s + Q_l) [m^3/s]	P
Río Salado en Sifón Ayquina	II	25.03	544.97	0.42	25.45	1.02
Río Huasco en Algodones	III	449.95	6092.02	4.69	454.64	1.01
Río Jorquera en Vertedero	III	10.50	204.89	0.16	10.66	1.02
Río Cogotí entrada Embalse Cogotí	IV	291.80	26614.39	20.47	312.27	1.07

Fuente: Elaboración propia, y Estimación de Curvas de Caudal Sólido en Suspensión en Cuencas Chilenas y Comparación con Expresiones Empíricas de Fleming y Manual de Presas Pequeñas; Jiménez, Kamann y Stowhas (2017).

De la tabla anterior se obtiene un P máximo del orden de 1.07. En el Anexo N°1.17 se incluye el documento señalado.

Siendo conservador, se decide considerar un valor de P = 1.13 para el coeficiente de amplificación señalado. Luego, los caudales detríticos para la E. F. Río Jorquera en Vertedero son los de la tabla siguiente.

Tabla 7—41 Caudales detríticos para E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	Caudal Detrítico [m^3/s]
	E. F. Río Jorquera en Vertedero
25	16
50	23
100	40

Fuente: Elaboración propia.

7.4.5 Caudal de diseño total

El caudal de diseño de la E. F. Río Jorquera en Vertedero es el caudal total correspondiente a 50 años de período de retorno.

Tabla 7—42 Caudal de diseño para E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	Caudal de Diseño [m^3/s] - E. Fluviométrica
	E. F. Río Jorquera en Vertedero
50	23

Fuente: Elaboración propia.

El caudal de diseño para las defensas fluviales es el caudal total correspondiente a 100 años de período de retorno.

Tabla 7—43 Caudal de diseño para defensas fluviales en E. F. Río Jorquera en Vertedero

T [años]	Caudal de Diseño [m^3/s] - Defensas fluviales
	E. F. Río Jorquera en Vertedero
100	40

Fuente: Elaboración propia.

8 ESTUDIO HIDRÁULICO Y MECÁNICO FLUVIAL

En el presente capítulo se presenta el análisis asociado al estudio de eje hidráulico y socavación general; con la finalidad de establecer los parámetros de dimensionamiento que aseguren el buen funcionamiento de la estación fluviométrica a diseñar. Se presentan a su vez las obras proyectadas.

8.1 Descripción situación actual del cauce y obras proyectadas

8.1.1 Geomorfología del cauce

Los sedimentos del río Jorquera, en el sector bajo estudio son eminentemente Aluviales, es decir los sedimentos depositados en el fondo del valle fueron realizados por la propia acción del río. Los materiales predominantes, son gruesos, compuestos principalmente de gravas y arenas. Asimismo se presentan quebradas laterales, cuyos aportes sedimentológicos coluviales producen conos de deyección con presencia de bloques en los que se encuentran arenas, limos y clastos angulosos y subangulosos.

En el sector de interés, en río fue encajonado artificialmente hacia la ladera norte, con el fin de evitar que el cauce se emplazara por los terrenos agrícolas existentes. El ancho medio del valle en este sector, es del orden de 6 metros y la caja del cauce desviado es del orden de 450 metros y una pendiente media del orden del 1%.

Cabe indicar que de acuerdo a visita inspectiva realizada a terreno después del evento del 12 de mayo del 2017, el cauce desbordo aguas arriba, aproximadamente 200 metros aguas arriba de la sección de aforo actual, en un sector de curva. Asimismo se observó tanto en visita a terreno como de análisis de fotos satelitales que el río Jorquera en su emplazamiento actual, por la ladera norte, está sujeto a posibles acarreos de material detrítico de quebradas afluentes, podrían obstruir su libre escurrimiento produciendo desbordes aguas arriba, por su talud sur, tanto en la sección actual como del nuevo sitio propuesto.

En la situación actual, el caudal máximo que podría transcurrir por la estación fluviométrica actual, es del orden de 5 (m^3/s), ya que caudales mayores producirían desbordes en este sector. Cabe indicar adicionalmente que la estación actual se emplaza en un sector de curva.

La ubicación de esta estación, presenta las siguientes características:

- Se ubica en uno de los afluentes importantes al embalse Lautaro, por lo que es necesario la cuantificación del recurso.
- Permitiría emplearse como estación de alarma en tiempo real, en caso de la ocurrencia de crecidas de importancia, ya que se podría monitorear el hidrograma de caudal que llegaría por unos de los afluentes principales al embalse Lautaro.
- Se observa que el emplazamiento actual, por la ribera norte del valle, está sujeta a desbordes por su talud sur, que corresponde a un relleno artificial del orden de 2.0 metros de altura, de acuerdo a visita inspectiva realizada a terreno. Estos desbordes se producen por falta de capacidad del cauce para crecidas de importancia, además de obstrucciones de sedimentos provenientes de las quebradas laterales que interceptan la corriente principal del río Jorquera.

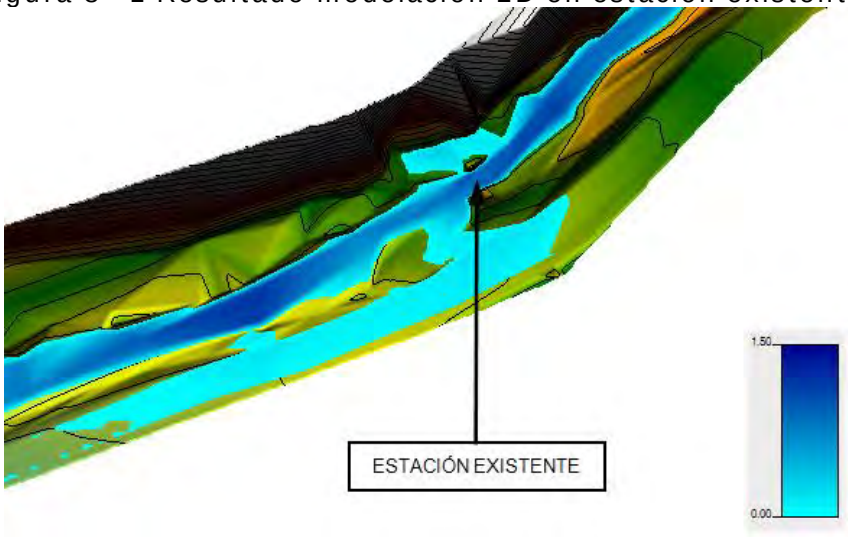
8.1.2 Descripción de obras proyectadas

En el presente punto se incluye el detalle de las obras realizadas, en base a los análisis de los capítulos anteriores.

Como se mencionó en el punto 2.1, la estación existente sobrevivió sin problema las crecidas de mayo de 2017, salvo la destrucción de parte del terraplén que separa el cauce aguas abajo de la ruta C-459, sin embargo, se decidió ubicar una nueva estación proyectada aproximadamente 110 metros aguas arriba de la ubicación actual.

La razón para reubicar la estación fluviométrica corresponde a que en el diagnóstico en terreno se determinó que la sección del río en el lugar existente no es suficiente para conducir la totalidad del agua en crecidas importantes, y parte del caudal escapa alrededor de la estación. Por ejemplo, en la siguiente figura se muestra la inundación en la zona de la estación existente para un caudal de 5 m^3/s, se observa que parte del flujo escapa por una zona al norte de la misma.

Figura 8—1 Resultado modelación 2D en estación existente.



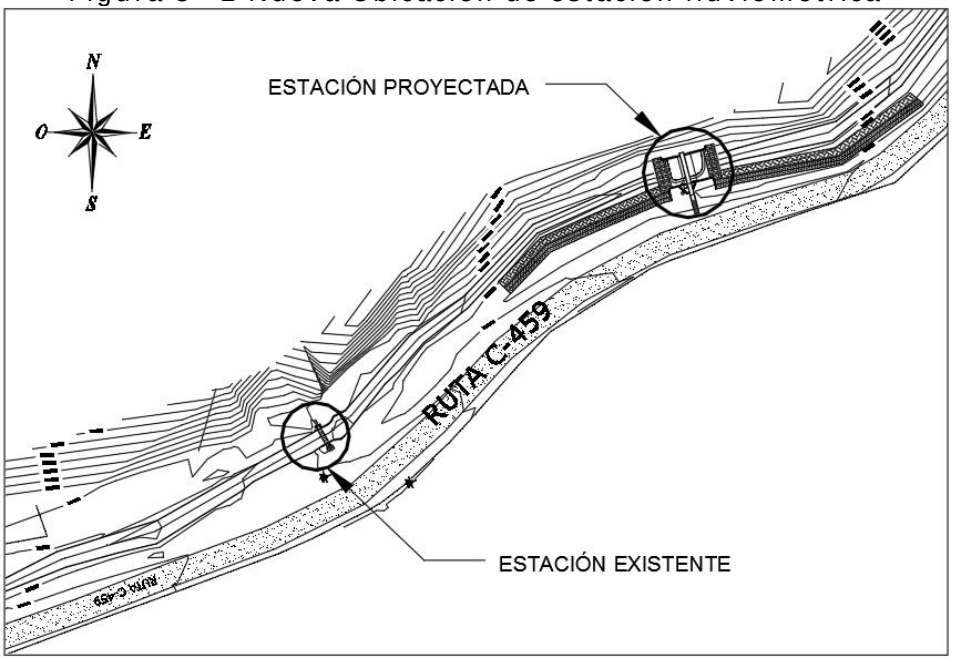
Fuente: Elaboración propia.

8.1.2.1 Estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero (nueva)

La nueva estación fluviométrica se proyectó para emplazarse unos 110 m aguas arriba de la estación fluviométrica antigua. El sector elegido está bien confinado hacia el norte por la ladera de cerro y hacia el sur por el talud existente en buenas condiciones, que separa el río de la ruta C-459. La nueva ubicación permite una sección recta antes de llegar el flujo a la estación, situación que no se cumple en la actualidad en la ubicación actual.

A continuación, se muestra el lugar donde se emplaza la nueva estación:

Figura 8—2 Nueva Ubicación de estación fluviométrica



Fuente: Elaboración propia.

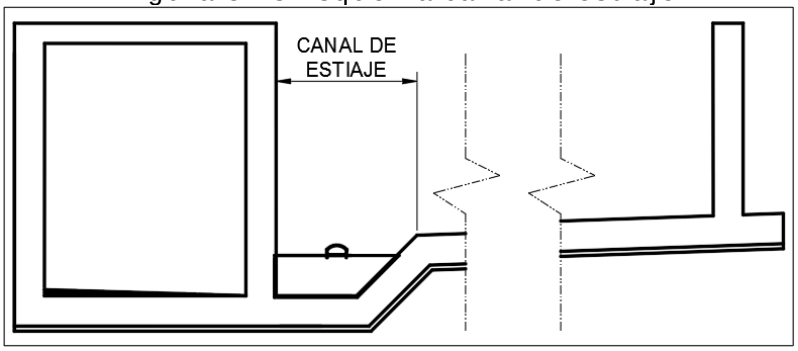
La nueva estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero se encuentra ubicada en 6897470 m N y 405982 m E, en datum WGS84. Se proyectó con un ancho de sección de 7 m y un largo de 10 m.

La Memoria Estructural se incluye en Anexo N°7, Especificaciones Técnicas en Anexo N°5, y Planos en Anexo N°8 y N°9.

8.1.2.2 Canal de estiaje en estación fluviométrica

Con motivo de registrar adecuadamente los caudales en periodo de estiaje, se diseñó la sección transversal de la estación fluviométrica con un canal para aforar pequeños caudales. A continuación, se muestra un corte en la sección fluviométrica donde se ve la sección compuesta del canal de estiaje y la sección total para aforo de caudales de hasta 50 años de periodo de retorno.

Figura 8—3 Esquema canal de estiaje



Fuente: Elaboración propia.

El canal de estiaje corresponde a una sección trapezoidal de ancho 0.8 m, un lado recto y el opuesto con una pendiente transversal de 1:1 con una altura de 0.6 m. El dimensionamiento del ancho está dado para las siguientes condiciones:

- Mantener un mínimo de 12 cm de altura de escurrimiento con un caudal de 99% de probabilidad de excedencia.
- Mantener el caudal dentro del canal (60 cm sobre el fondo) para un caudal de 10% de probabilidad de excedencia.

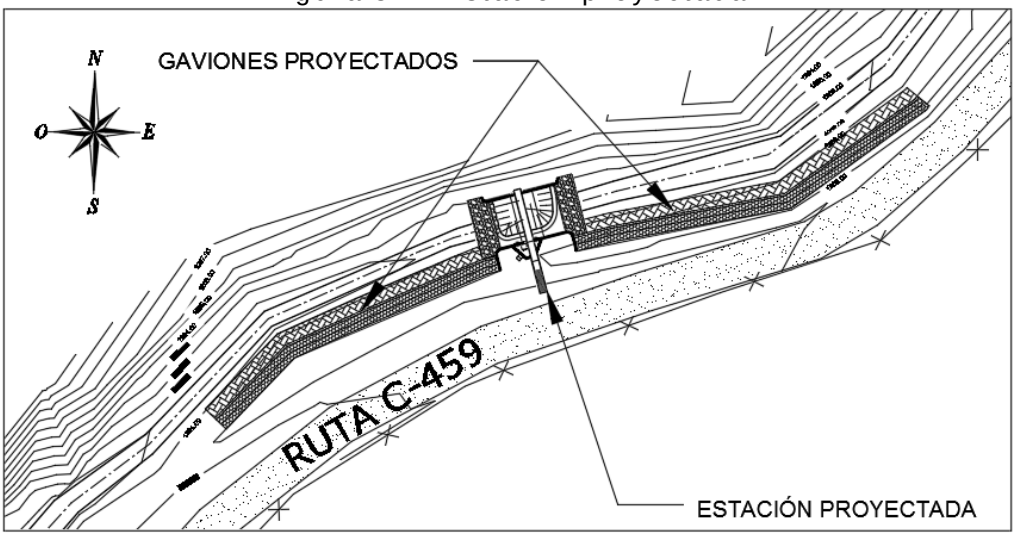
El ancho total de la estación, que permite medir los caudales mayores a los mencionados hasta aquel definido por el periodo de retorno de 50 años, corresponde a 7 m.

8.1.2.3 Reforzamiento de la ribera sur del cauce con gaviones

Se proyectan gaviones en la ribera sur del cauce, desde la estación fluviométrica tanto hacia aguas arriba como aguas abajo, con el fin de evitar desbordes del río en las grandes crecidas. Los gaviones son 1x1x2m y se extienden aproximadamente 63 m aguas abajo (Dm inicio 0+190.00 y Dm término 0+250.00) y 73 m aguas arriba (Dm inicio 0+100.00 y Dm término 0+175.00) de la estación fluviométrica proyectada.

En la siguiente figura se muestran los gaviones junto con la nueva estación fluviométrica proyectada.

Figura 8—4 Estación proyectada



Fuente: Elaboración propia.

8.1.2.4 Revestimientos de Albañilería en Piedra (Zampeado)

Se proyecta zampeado en piedra a ambos lados de la losa proyectada, con una longitud de aprox. 3 m aguas arriba y 3 m aguas abajo, con la finalidad de brindar protección contra la socavación del lecho.

8.2 Análisis hidráulico

A continuación, se realizará un análisis hidráulico del río Jorquera en el punto de control deseado, que viene a ser la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero. El estudio

se realiza con el fin de determinar la capacidad de porteo de la estación y diseñar la nueva estación en base al caudal de diseño definido.

De acuerdo a los requerimientos establecidos por la DGA para la presentación de proyectos de este tipo, se realizará el análisis para la condición con y sin proyecto. En la condición sin proyecto se estimará el eje hidráulico del cauce en la condición actual, y en la situación con proyecto se incorporará lo estimado para cumplir con los caudales de diseño obtenidos.

8.2.1 Rugosidad del cauce

Un elemento importante en la determinación del eje hidráulico de un cauce es la rugosidad de éste, representada por el coeficiente de Manning (n). Para la determinación de éste coeficiente tanto en la situación actual y proyectada se refirió a la bibliografía aceptada sobre canales abiertos, correspondiente a "HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS", Ven Te Chow.

Debido a que en el mejor de los casos el resultado de contrastar la información de la bibliografía con las observaciones en terreno corresponde a un rango de valores aceptables, se estudió el comportamiento del eje hidráulico en modelaciones previas de tanteo para definir un valor final. Este ejercicio arrojó que para los rangos de caudal en estudio el cauce alterna en numerosas ocasiones entre régimen de río y régimen torrencial, por lo que se decidió optar por la cota superior de los valores obtenidos. De acuerdo a bibliografía de la Oficina Federal de Agua y Geología suiza ("Rauheiten in ausgesuchten schweizerischen Fliessgewässern", OFEG 2001), los valores de Manning en régimen de torrente tienen a ser mayores a los de régimen en río, para un mismo tipo de lecho, por lo que se justifica la adopción del valor superior de Manning cuando el Froude es cercano a 1 o superior.

8.2.1.1 Situación actual

En la situación actual se eligió un valor de Manning adecuado para un lecho pedregoso con bancos con vegetación. Se eligió una cota superior del rango recomendado para esta situación, obedeciendo a la sinuosidad del cauce y al punto mencionado en el párrafo anterior.

Tabla 8—1 Rugosidad del cauce para E. F. Río Jorquera en Vertedero (Sin proyecto)

Sección	n
Cauce Jorquera en Vertedero	0.040

Fuente: Elaboración propia.

8.2.1.2 Situación proyectada

En la situación con proyecto la intervención sobre el cauce existente es mínima, por lo que además del cauce existente se considera la rugosidad de la sección de hormigón en la estación fluviométrica.

Tabla 8—2 Rugosidad del cauce para E. F. Río Jorquera en Vertedero (Con proyecto)

Sección	n
Cauce Jorquera en vertedero	0.040
Sección en estación	0.015

Fuente: Elaboración propia.

8.2.2 Cálculo de eje hidráulico

8.2.2.1 Modelación hidráulica del cauce

Con el fin de estimar las alturas de aguas en el sector de interés se procedió a calcular el eje hidráulico utilizando el programa HEC-RAS 5.0.3 del U.S Army Corps of Engineers.

Este utiliza como base de cálculo el método Estándar por pasos, el cual iguala la energía entre dos secciones consecutivas, según la siguiente expresión:

$$z_i + \alpha_i \cdot \frac{{v_i}^2}{2\,g} = z_{i+1} + \alpha_{i+1} \cdot \frac{{v_{i+1}}^2}{2\,g} - J_m \cdot L - K \cdot \left| \frac{{v_{i+1}}^2}{2\,g} - \frac{{v_i}^2}{2\,g} \right|$$

Donde:

z_i, z_{i+1} : Cota geométrica en las secciones $i, i+1$ respectivamente.
v_i, v_{i+1} : Velocidades medias en las secciones $i, i+1$ respectivamente.
α_i, α_{i+1} : Coeficientes de Coriolis en las secciones $i, i+1$ respectivamente.
K : Coeficiente de pérdidas de carga por expansión o estrechamientos, adoptándose los valores de 0.3 y 0.1 respectivamente.
L : Longitud entre secciones.

El coeficiente de Coriolis (α) está dado por la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{\sum \frac{{K_n}^3}{{S_n}^2}}{\frac{K^3}{A^2}}$$

Donde:

$$K_n = \frac{A_n {R_n}^{2/3}}{N_n}$$

K_n : Coeficiente de transporte de sección n.
A_n : Área subsección n.
R_n : Radio hidráulico subsección n.
N_n : Coeficiente de Manning subsección n.

A su vez:

A : Área total de escurrimiento.
K : Suma de todos los coeficientes de transporte de las diferentes subsecciones.

Por último:

J_m : Pérdida de carga unitaria media entre las secciones $i, i+1$, la cual se evalúa por la fórmula de Manning.

$$J_m = \frac{J_i + J_{i+1}}{2}$$

$$J_i = \left(\frac{Q_n + Q_{n+1}}{K_n + K_{n+1}}\right)^2$$

Donde:

Q_n : Caudal en la subdivisión n de la sección transversal.
K_n : Coeficiente de transporte de la subdivisión n de la sección transversal.

Para el cálculo del eje hidráulico, el método consulta partir desde una sección de condiciones hidráulicas conocidas (altura de aguas, radios hidráulicos, pérdida de carga, etc.) y posteriormente, mediante un proceso iterativo, se va calculando el eje hidráulico hacia aguas arriba, determinando la altura de aguas que satisfaga la ecuación de energía, con un mínimo de error aceptable.

Cabe señalar que la ecuación de igualdad energética, indicada anteriormente, es válida para régimen hidráulico de río. En caso que el régimen esté condicionado por aguas arriba (régimen de torrente) el término relacionado con las pérdidas de carga, cambia de signo. Finalmente, en caso que el régimen sea mixto, el programa calcula internamente la presencia del punto de control hidráulico (crisis) y/o del resalto hidráulico, este último determinado en base a la comparación de momenta.

El método reseñado se encuentra incorporado al programa de computación HEC-RAS, el cual, utilizando la información topográfica (secciones transversales), hidrológica (caudales), e hidráulica (rugosidades), procesa en forma automática los ejes hidráulicos para caudales dados, entregando además, las alturas y velocidades tanto críticas como normales para el caudal considerado.

Como condición de borde se establece que en el primer y último perfil se produzca altura normal de escurrimiento, es decir, aguas arriba y aguas abajo del tramo de análisis. Para calcular esta altura normal el software solicita ingresar la pendiente del cauce en dichos perfiles; siendo las pendientes adoptadas aguas arriba y abajo las que se muestran en la Tabla 8—3, las que se estiman de acuerdo a la topografía levantada.

Tabla 8—3 Pendientes adoptadas A. Arriba y A. Abajo (condición de borde h_n) para modelar E. F. Río Jorquera en Vertedero

i [m/m]	
Aguas Arriba	**Aguas Abajo**
0.014	0.014

Fuente: Elaboración propia.

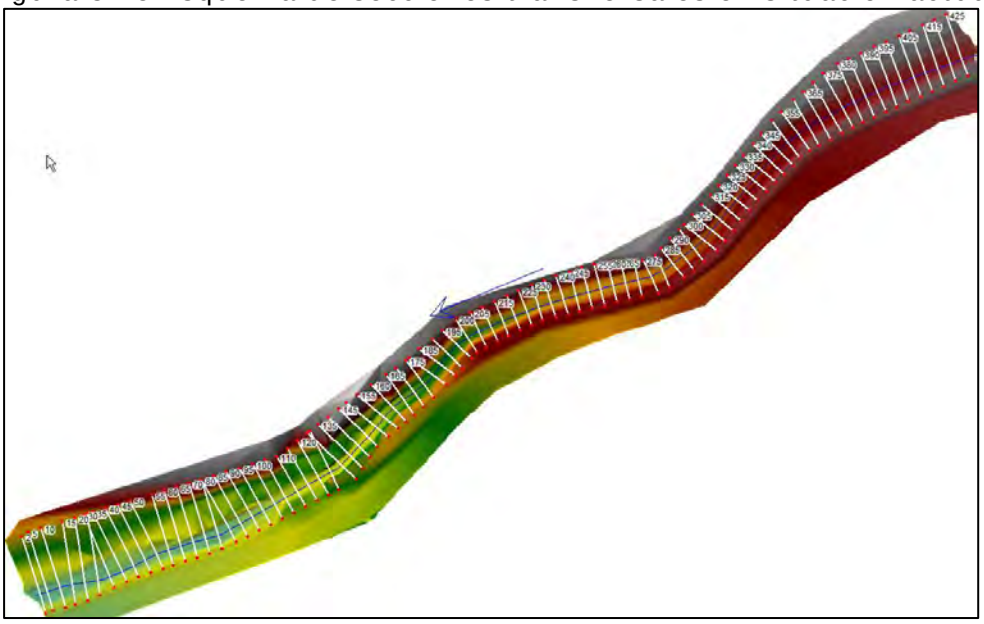
8.2.2.2 Esquema del modelo Hec-Ras

A continuación, se presentan esquemas de los modelos Hec-Ras en situación actual y situación con proyecto. De fondo se incluye la topografía representada en un gradiente colorizado. La numeración de las secciones transversales corresponde al metraje a lo largo del eje existente. En este caso el límite aguas abajo corresponde al metraje 0 m.

8.2.2.2.1Situación Actual

El esquema de la ubicación de las secciones transversales se muestra a continuación, la estación fluviométrica existente se encuentra en el metraje 130. La simulación realizada corresponde a flujo permanente. En los Anexos N°2.8 y 2.10 se incluyen secciones transversales elegidas cada 25 m, la totalidad se incluye en el archivo digital de la modelación.

Figura 8—5 Esquema de secciones transversales en situación actual

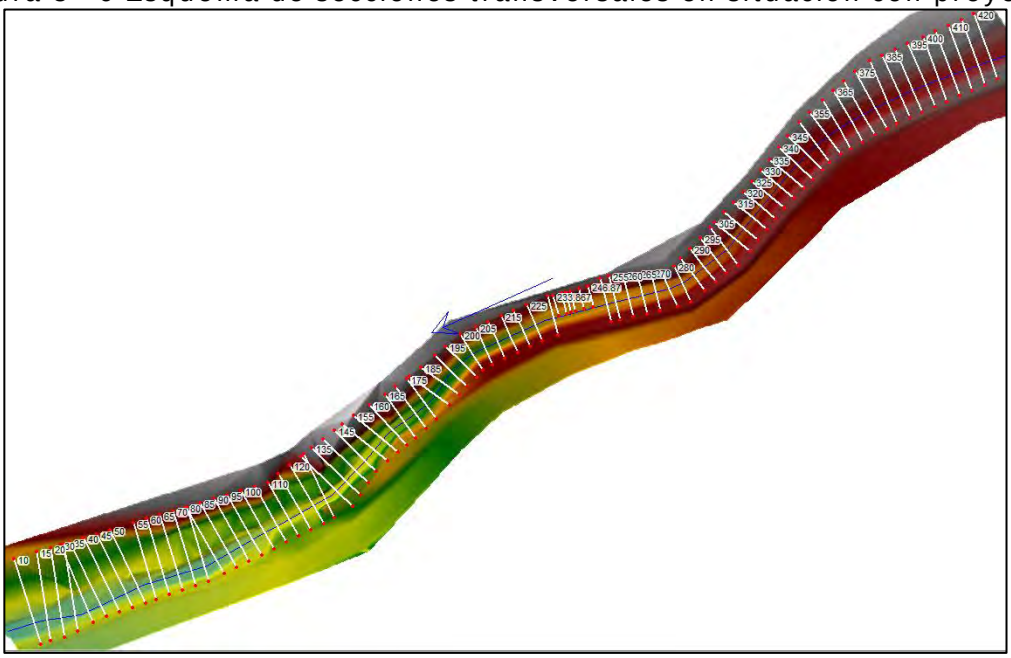


Fuente: Elaboración propia.

8.2.2.2.2Situación con Proyecto

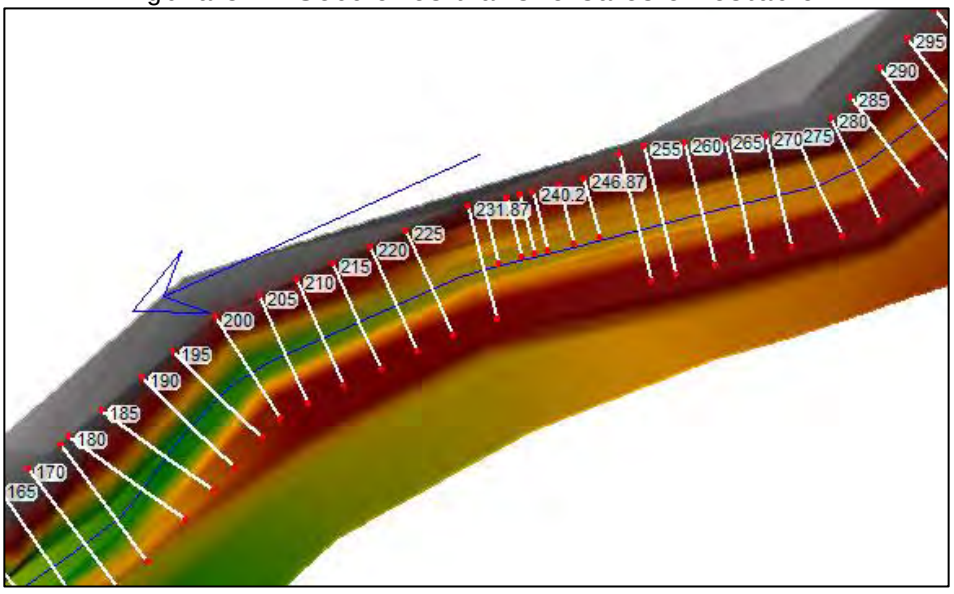
En este caso la estación proyectada se ubica aproximadamente en el metraje 240. En los Anexos N°2.9 y 2.11 se incluyen secciones transversales elegidas cada 25 m, la totalidad se incluye en el archivo digital de la modelación.

Figura 8—6 Esquema de secciones transversales en situación con proyecto



Fuente: Elaboración propia.

Figura 8—7 Secciones transversales en estación



Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presenta un resumen de las condiciones de modelación consideradas para la situación actual y con proyecto:

Tabla 8—4 Condiciones de modelación situación actual

Tipo de Modelación	Régimen Permanente
Longitud de la modelación	425 m
Modelo energético	Transporte promedio (Average Conveyance)
Condiciones de borde aguas arriba	Altura normal
Pendiente aguas arriba	0.014
Condiciones de borde aguas abajo	Altura normal
Pendiente aguas abajo	0.014
Coeficiente de Manning Cauce Principal	0.040
Modo de cálculo	Régimen Mixto
Coeficientes de Contracción	0.1
Coeficientes Expansión	0.3
Espaciamiento medio entre secciones transversales	5 m

Fuente: Elaboración propia.

8.2.3 Resultados de modelación

Como fue mencionado con anterioridad, se realiza el análisis para la situación con y sin proyecto. En la situación sin proyecto se obtiene el eje hidráulico del cauce en la condición actual, con su máxima capacidad de porteo. En la situación con proyecto se incorpora lo estimado para cumplir con los caudales de diseño obtenidos en el estudio hidrológico.

8.2.3.1 Situación Actual

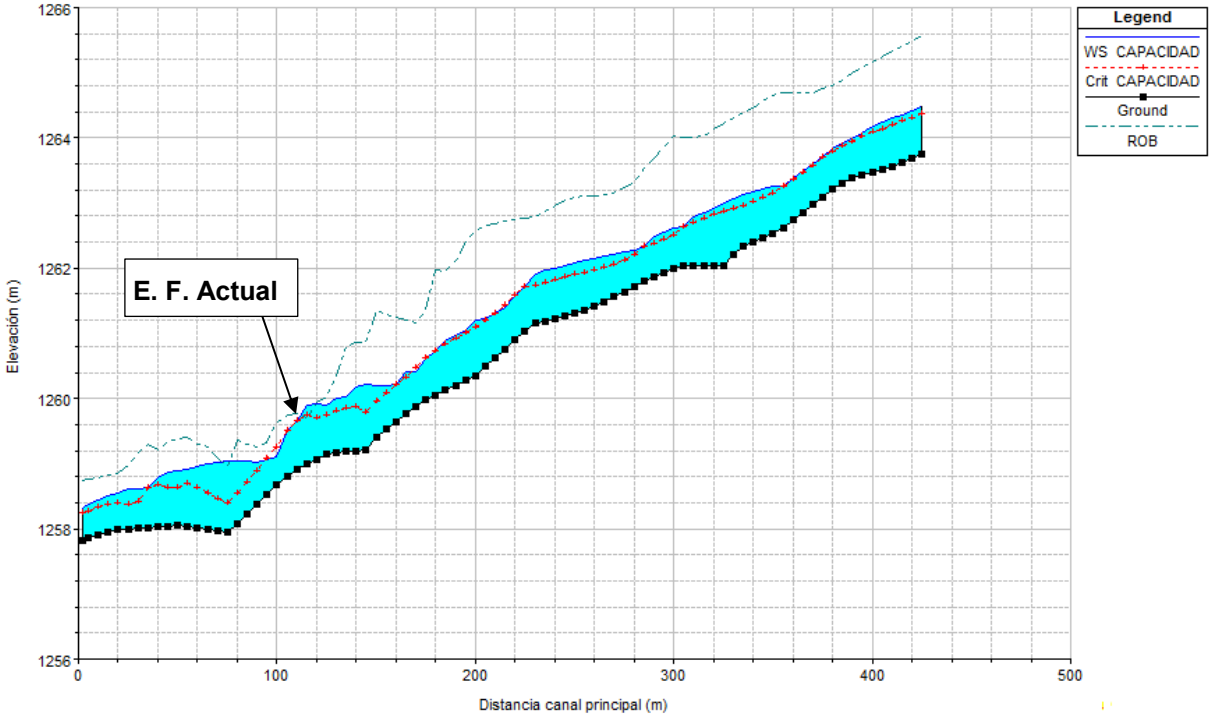
Usando la información topográfica actual (perfiles transversales), la rugosidad mencionada en 8.2.1 y pendientes adoptadas de la Tabla 8—3, se modela con distintos valores de caudales dentro de los rangos obtenidos en el estudio hidrológico, con el objetivo de encontrar el caudal con el cual la estación fluviométrica actual alcanza su máxima capacidad de porteo (considerando una revancha de 20 cm).

Realizando este análisis para la estación actual, se llega finalmente a que este caudal máximo es igual a 5 m^3/s. En el Anexo N°2.1 se presenta el eje hidráulico (tabla) obtenido para este caudal.

En la Figura 8—8 se puede ver el perfil longitudinal con el eje hidráulico (trazo azul), altura crítica (trazo en rojo), fondo del cauce (trazo en negro) y ribera oriente (trazo en morado) del escenario analizado (5 m^3/s).

De esta figura se puede apreciar que inmediatamente aguas abajo de la estación fluviométrica actual se produce régimen supercrítico, vale decir, régimen de torrente (la altura crítica es mayor al eje hidráulico). Este comportamiento hidráulico no es aconsejable para el diseño de una estación fluviométrica, donde se prefiere siempre mantener un régimen de río, además para éste nivel de caudal el eje comienza a sobrepasar el talud oriente que confina el cauce, desbordando hacia la ruta colindante.

Figura 8—8 Eje hidráulico para Q = 5 m^3/s, Situación Sin Proyecto



Fuente: Elaboración propia.

8.2.3.2 Modelación de la situación con proyecto

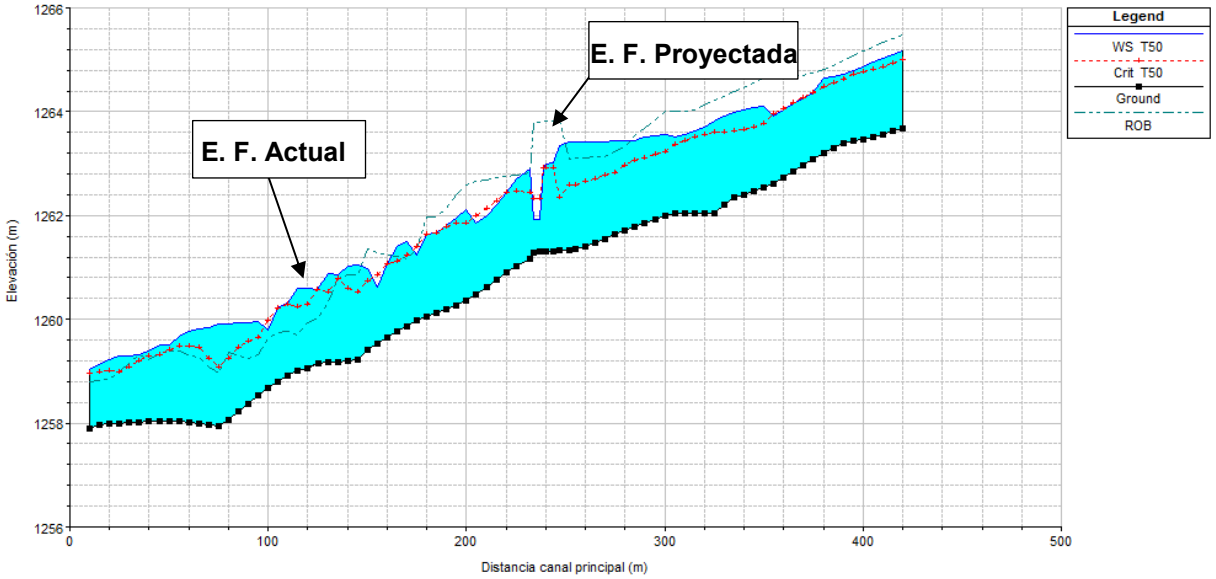
En el siguiente punto se modeló en HEC-RAS la situación proyectada, incluyendo todas las modificaciones al cauce que se detallaron en el punto anterior.

En el Anexo N°2.4 se presenta el eje hidráulico (tabla) obtenido para un caudal de 23 m^3/s, que es el máximo caudal que la estación fluviométrica proyectada es capaz de medir (caudal de diseño), considerando una revancha de 20 cm. En la Figura 8—9 se puede ver el perfil longitudinal con el eje hidráulico (trazo azul), altura crítica (trazo en rojo), fondo del cauce (trazo en negro) y ribera oriente (trazo en morado) del escenario analizado (23 m^3/s).

De la figura se puede ver que en la nueva ubicación de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, la capacidad de porteo es cerca de cinco veces mayor a la capacidad de porteo de ésta en su ubicación anterior. Del análisis de los resultados se observa que el régimen es mixto, presentándose una altura crítica a la salida de la sección. Las velocidad máximas son del orden de 3 m/s, y se presentan desbordes hacia aguas abajo en el sector de las estación existente.

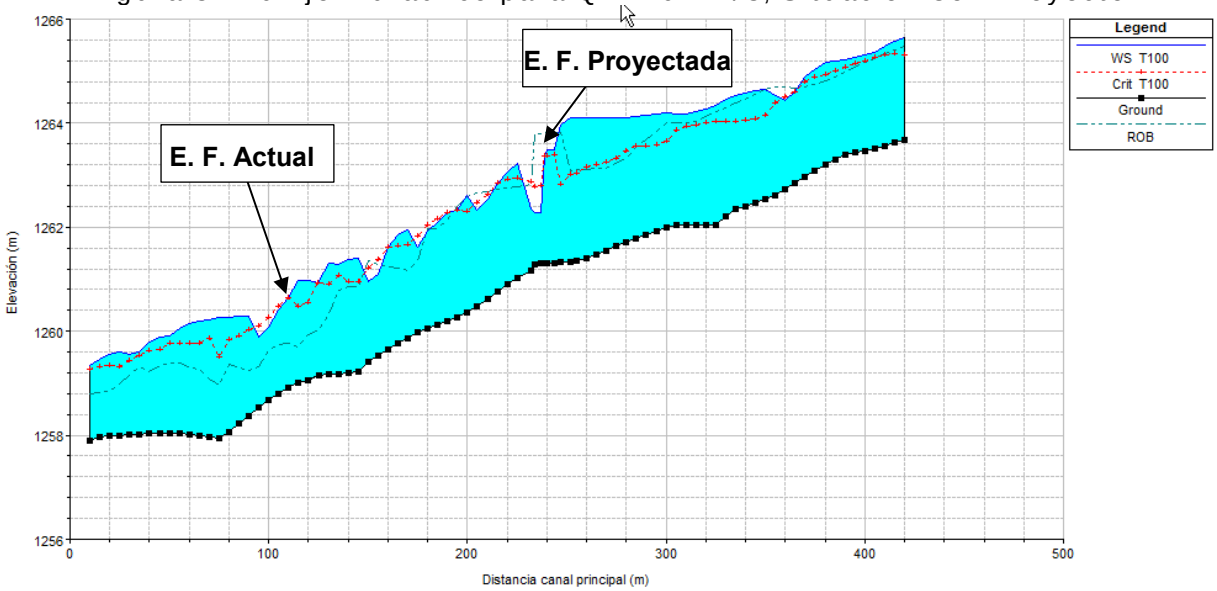
Asimismo, en Figura 8—10 se presenta la crecida para 100 años (40 m^3/s) de período de retorno en la situación con proyecto. Cabe indicar que bajo este caudal se presentan desbordes tanto aguas arriba como aguas abajo de la sección proyectada. Estos desbordes aguas arriba evitarían que la sección proyectada pueda presentar daños por caudales superiores a su caudal de diseño.

Figura 8—9 Eje hidráulico para Q = 23 m^3/s, Situación Con Proyecto



Fuente: Elaboración propia.

Figura 8—10 Eje hidráulico para Q = 40 m^3/s, Situación Con Proyecto

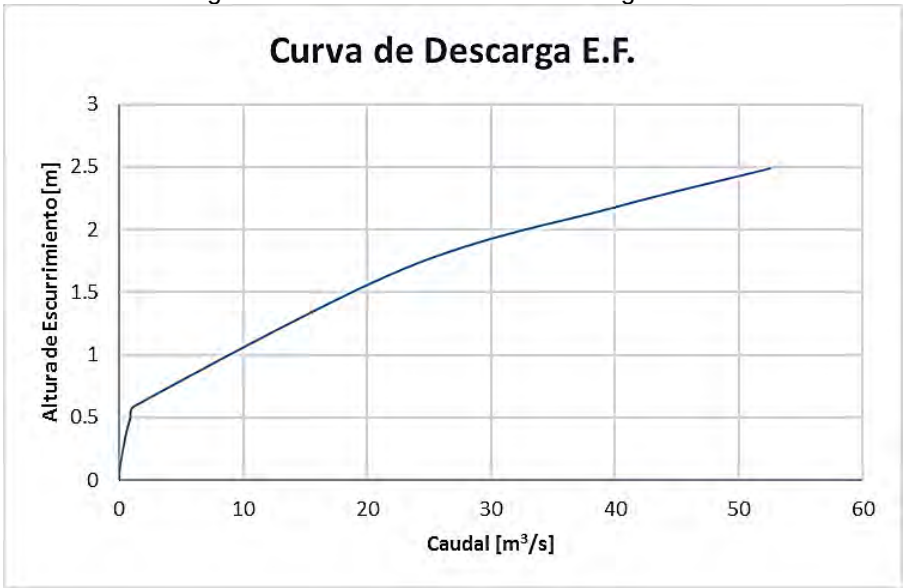


Fuente: Elaboración propia.

8.2.3.2.1Curva de descarga E. F.

En la siguiente figura se presenta la curva de descarga de la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, es decir, la altura de escurrimiento de agua para diferentes caudales ingresados al modelo.

Figura 8—11 Curva de Descarga E. F.



Fuente: Elaboración propia.

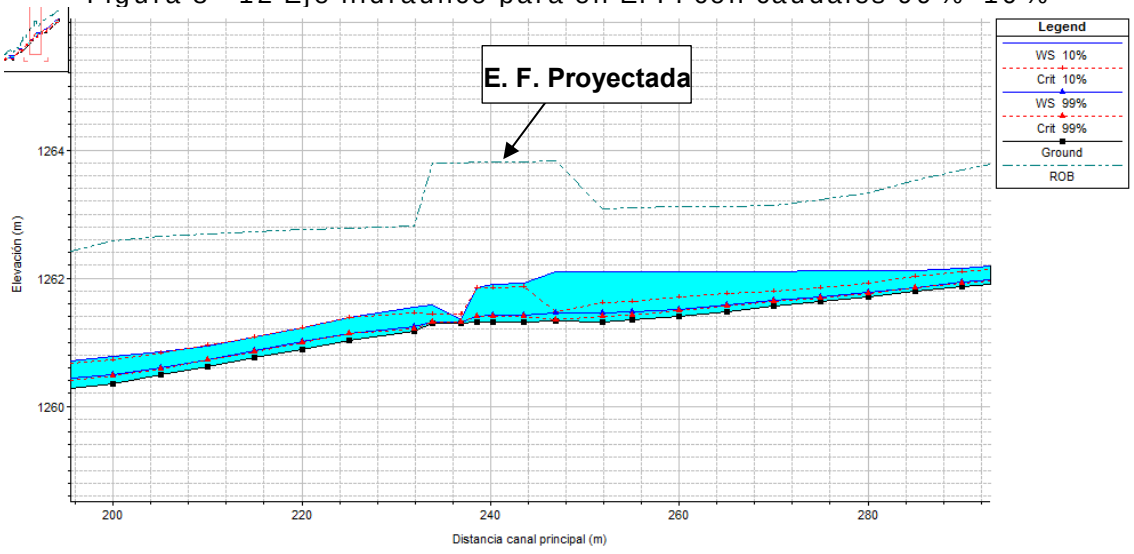
8.2.3.2.2 Desempeño canal de estiaje

Para la dimensiones del canal de estiaje indicadas en 8.1.2.2 el diseño satisface la condición de mantener una altura de escurrimiento mínimo de 12 cm y un máximo de 60 cm para los caudales determinados por el 99% y 10% de excedencia respectivamente (0.069 m^3/s y 1.2 m^3/s).

Además, el régimen del cauce permanece subcrítico en todo el rango de caudales en la sección de aforo.

A continuación, se muestra una imagen con la salida del programa para los caudales comentados:

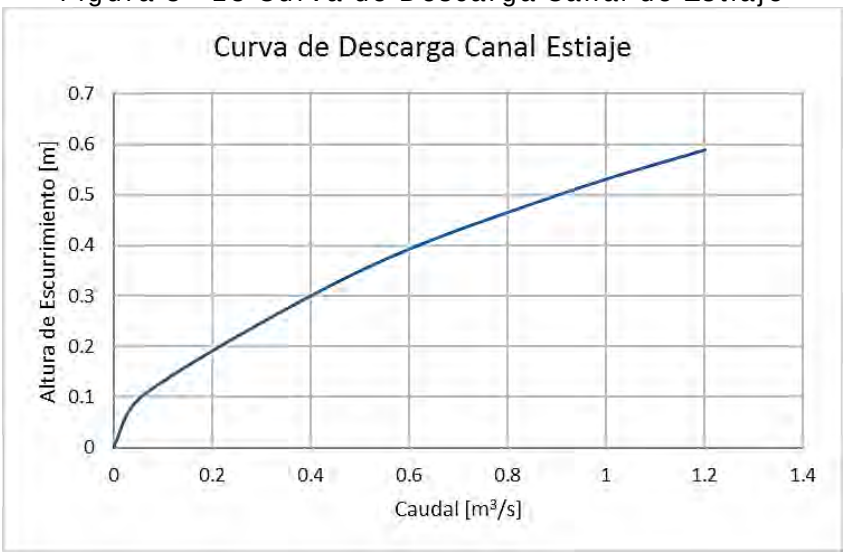
Figura 8—12 Eje hidráulico para en E. F. con caudales 99%-10%



Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se muestra a continuación la Curva de Descarga solamente del canalón de estiaje.

Figura 8—13 Curva de Descarga Canal de Estiaje

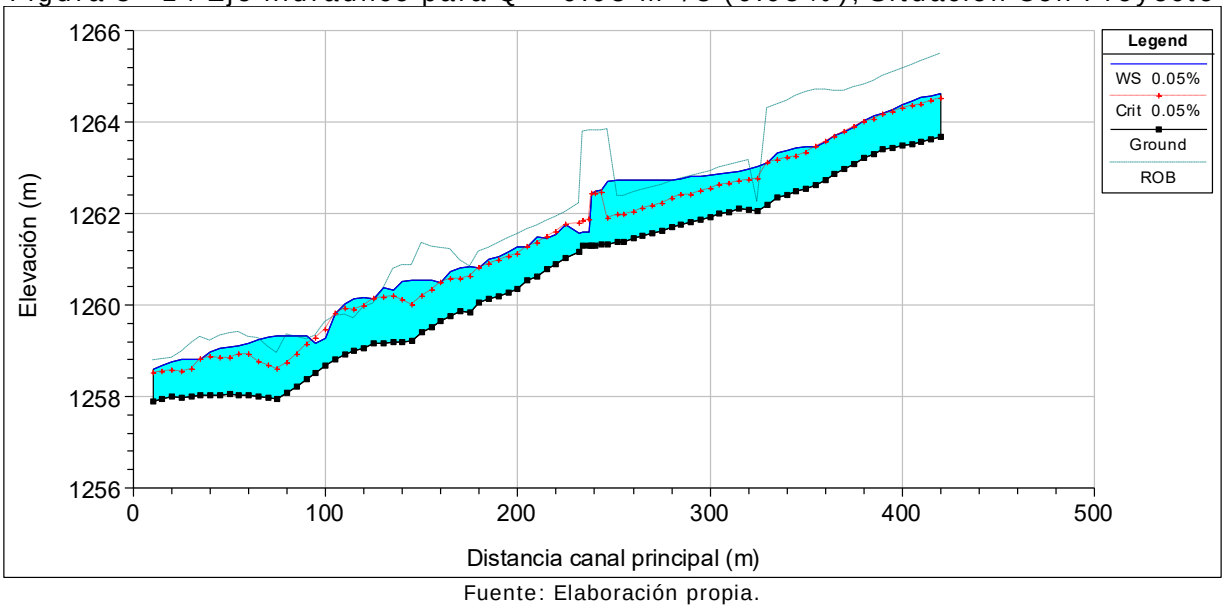


Fuente: Elaboración propia.

8.2.3.2.3Verificación con otros caudales de operación

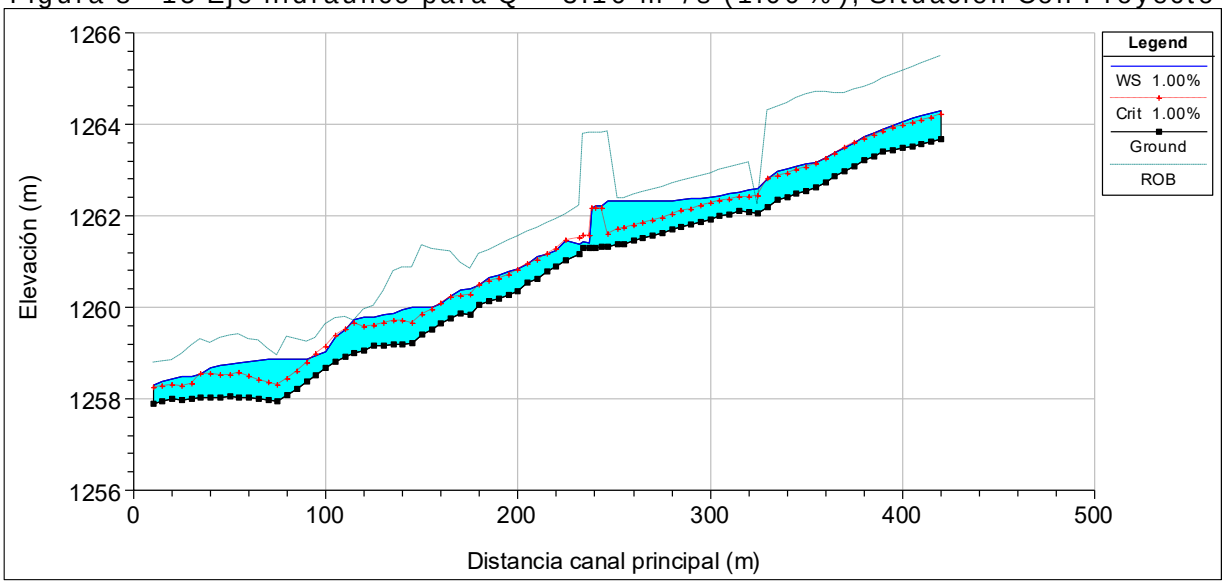
Se procede a verificar el funcionamiento hidráulico del proyecto con otros caudales intermedios. Los caudales son los asociados a la Curva de Duración de Caudales Medios Diarios para las probabilidades de excedencia de 0.05%, 1.00%, 5.00% y 50.0%.

Figura 8—14 Eje hidráulico para Q = 9.03 m³/s (0.05%), Situación Con Proyecto



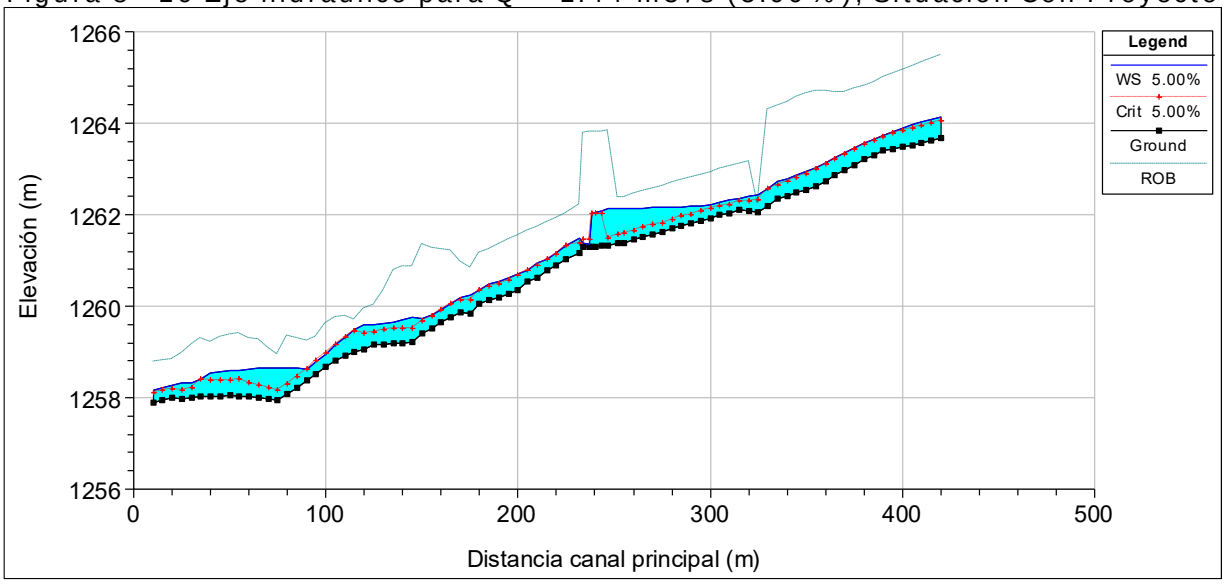
Fuente: Elaboración propia.

Figura 8—15 Eje hidráulico para Q = 3.16 m^3/s (1.00 %), Situación Con Proyecto



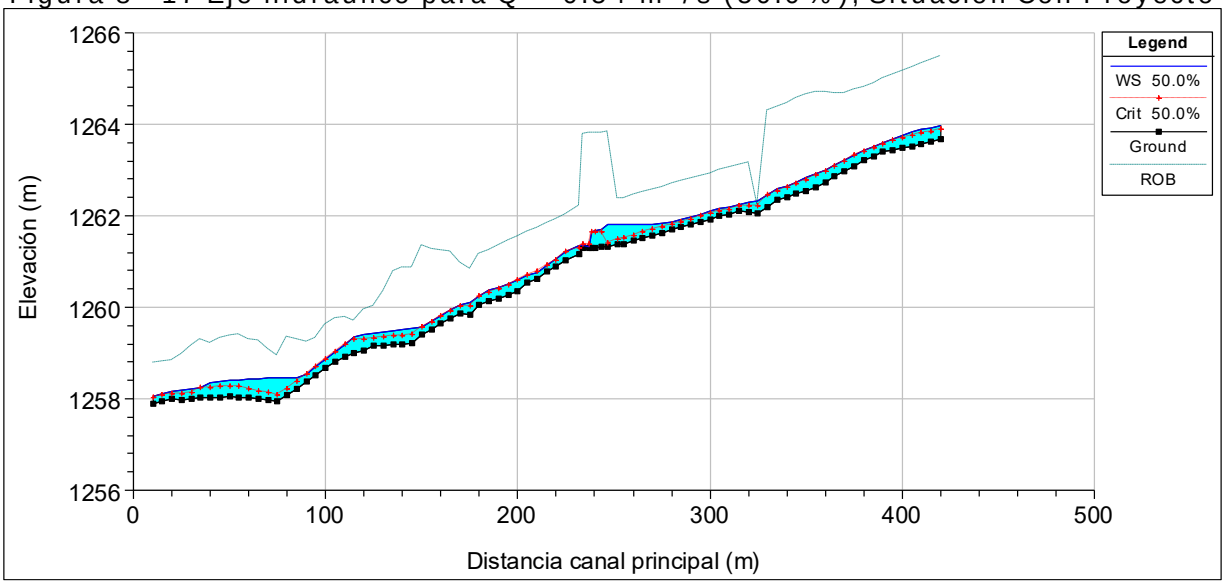
Fuente: Elaboración propia.

Figura 8—16 Eje hidráulico para Q = 1.44 m3/s (5.00 %), Situación Con Proyecto



Fuente: Elaboración propia.

Figura 8—17 Eje hidráulico para Q = 0.54 m^3/s (50.0 %), Situación Con Proyecto



Fuente: Elaboración propia.

8.3 Análisis de socavación general

La socavación general se estima a partir de los resultados de los ejes hidráulicos, como las velocidades de escurrimiento, junto con una granulometría representativa. La condición analizada corresponde a una crecida de 40 m^3/s, es decir, la crecida de diseño de las defensas fluviales de la estación proyectada (T = 100 años).

Para modelar la socavación general posible de ocurrir, se utilizaron los criterios USM, Litchvan-Lebediev y Froehlich. Todos los métodos, en definitiva, se basan en establecer la profundidad de socavación que debe producirse hasta lograr alturas de aguas y/o sus respectivas velocidades, que logren llegar a la condición de equilibrio o de inicio de socavación incipiente de acuerdo a los criterios de Shields, según los cuales la socavación cesa y se establece una condición de equilibrio entre fuerzas de arrastre y resistentes del material del lecho, cuando los esfuerzos tangenciales alcanzan el valor umbral:

$$T = f \cdot d \cdot (G_S - G)$$

Donde:

T : Esfuerzos tangenciales.
d : Diámetro representativo de las partículas del lecho.
G_S : Peso específico de los sólidos (2.65 Ton/m^3).
G : Peso específico del agua (1.0 Ton/m^3).
f : Factor de Shields, función del número de Reynolds de las partículas.

Los esfuerzos tangenciales a su vez se evalúan como:

$$T = G \cdot R \cdot J$$

Donde:

R : Radio hidráulico.

J : Pendiente de equilibrio de la línea de energía, que debe ser compatible con la fórmula de Manning, u otra para evaluar pérdidas de carga.

Para la aplicación de estos métodos se utilizan los resultados de la modelación en HEC-RAS y la granulometría como datos de entrada, éstos son luego procesados por una aplicación en Turbo Basic.

A continuación, se presenta una explicación de los métodos utilizados para el cálculo de la socavación.

8.3.1 Métodos utilizados

8.3.1.1 Método USM

Este método de estimación de la socavación generalizada fue presentado en el XIV Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica en "SOCAVACIÓN GENERAL CON ACORAZAMIENTO" (1999) (ver Anexo N°2.12).

La expresión de la socavación deducida basada en los esfuerzos tangenciales críticos de Shields está dada por:

$$\frac{S}{H} = 2.78 \cdot \left(\frac{J_0 \cdot H_0}{d}\right)^{3/7} \cdot \left(\frac{n_f}{n}\right)^{3/7} - 1$$

La ecuación anterior queda definida para una granulometría uniforme. En presencia de una granulometría extendida se iniciará la formación de una coraza, cuando la condición de equilibrio se cumpla para el diámetro máximo existente en el lecho ($d = d_{100}$).

Inicialmente existirá una socavación inicial S_0 antes del inicio del acorazamiento, dada por la relación:

$$\frac{S_0}{H_0} = 2.78 \cdot \left(\frac{J_0 \cdot H_0}{d_{100}}\right)^{3/7} - 1$$

Despreciando el efecto de algún cambio de rugosidad.

A medida que la profundidad de la socavación progresa, con disminución progresiva de la velocidad y la pérdida de carga, partículas cada vez menores se incorporarán a la formación de la coraza.

Para un volumen de control que ocupe un área superficial A, la tasa de variación del volumen de material no arrastrado, en función del avance de la profundidad de socavación, se puede expresar mediante la relación:

$$\frac{dV_n}{dS} = p(d > d_c(S)) \cdot A$$

Donde d_c es el diámetro crítico correspondiente a la profundidad de socavación S, dado por la ecuación:

$$d_c(S) = 10.9 \cdot J_S \cdot (H_0 + S)$$

Planteando la continuidad de caudal a través de la ecuación de Manning se obtiene la relación aproximada:

$$J_S = J \cdot \left(\frac{H}{H_S}\right)^{10/3}$$

Reemplazando, resulta:

$$d_c(S) = 10.9 \cdot J_0 \cdot H_0 \cdot \left(\frac{H_0}{H_0 + S}\right)^{7/3}$$

Pero el volumen no socavado V_n se puede expresar como:

$$V_n = H_n \cdot A$$

Donde H_n es el espesor medio de la coraza.

De lo anterior:

$$\frac{dH_n}{dS} = p(d > d_c(S))$$

Lo anterior bajo la hipótesis de igual peso específico de todas las partículas.

Integrando esta ecuación se obtiene:

$$H_n = \int_{S_0}^{D} p(d > d_c(S)) \cdot dS = \sum_{i+1}^{N} p_i(d > d_c(S_i)) \cdot \Delta S_i$$

Donde el límite de integración D es la profundidad involucrada en la formación de la coraza de espesor medio H_n, correspondiente a la socavación inicial más la socavación neta adicional S_1 requerida para formar la coraza, más el espesor medio de la misma, es decir:

$$D = S_0 + S_1 + H_n$$

El intervalo de la discretización de la integral ΔS resulta por definición:

$$\Delta S = \frac{D - S_0}{N} = \frac{S_1 + H_n}{N}$$

Si se acepta por último que el acorazamiento se completa cuando el espesor de la coraza alcanza precisamente una magnitud igual al diámetro crítico mismo, se tiene:

$$d_c(S_1) = \frac{\left(S_1 + d_c(S_1)\right)}{N} \cdot \sum_{i+1}^{N} p_i(d > d_c(S_i))$$

De donde, en definitiva, la socavación adicional para formar la coraza resulta:

$$S_1 = d_c(S_1) \cdot \left[\frac{N}{\sum_{i+1}^{N} p_i(d > d_c(S_i))} - 1\right]$$

Donde:

$$d_c(S_i) = 10.9 \cdot J_0 \cdot H_0 \cdot \left(\frac{H_0}{H_0 + S_0 + S_i}\right)^{7/3}$$

Siendo la incógnita del problema el límite superior de integración D, el problema práctico se reduce a encontrar, dado un intervalo de discretización, ΔS, el límite de sumatoria N para el cual se satisfacen en forma simultánea la ecuación que cuantifica la magnitud de la socavación requerida para formar la coraza y la ecuación que representa la condición de equilibrio.

$$d_c(S_1) = 10.9 \cdot J_0 \cdot H_0 \cdot \left(\frac{H_0}{H_0 + S_0 + S_1}\right)^{7/3}$$

La socavación total en la sección, será finalmente la suma de la socavación previa al inicio del acorazamiento, S_0, más la socavación adicional requerida para formar la coraza, S_1.

$$S_T = S_0 + S_1$$

En definitiva conociendo para la condición de caudal dado, la pendiente de la línea de energía J_0, la profundidad hidráulica H_0 y la curva granulométrica del material del lecho, para la geometría original del cauce no perturbado, es posible estimar en forma directa, la socavación inicial S_0.

Dándose en seguida un intervalo de discretización, ΔS, se procede a incrementar un índice i, para el cual $S_i = i\Delta S$, hasta alcanzar el valor N para el cual $S_n = S_1 = N\Delta S$, que satisfaga simultáneamente las ecuaciones antes mencionadas.

Debe hacerse hincapié en que para la correcta aplicación del método propuesto debe conocerse la pendiente real de la línea de energía en la sección de análisis, J_0. Por lo anterior, si no existe en ella condiciones de escurrimiento normal, que permitan estimar J_0 mediante la pendiente de fondo, ésta debe evaluarse a través del cálculo del eje hidráulico en el tramo bajo análisis, que permita la adecuada determinación de la velocidad, altura hidráulica H_0 y real pérdida de carga J_0.

8.3.1.2 Método Lichtvan-Lebediev

Se utilizó la expresión simplificada de esta fórmula, que calcula una socavación media en el cauce.

$$S = \left(\frac{q}{b \cdot 0.68 \cdot d^{0.28}}\right)^{\left(\frac{1}{x+1}\right)} - h$$

Donde:

S : Profundidad de socavación, en m.
q : Caudal por unidad de ancho, en m^3/s/m.
h : Profundidad de escurrimiento, en m.
d : Diámetro medio, en mm. $d = \sum p_i d_i$
x : Función tabulada de d.
b : Coeficiente que depende del período de retorno.

8.3.1.3 Método de Froehlich

El método de Froehlich (ver Anexo N°2.13) implica encontrar en forma iterativa el valor del diámetro crítico que satisfaga simultáneamente las siguientes ecuaciones:

$$S = d_a \cdot \left(\frac{1}{p_a} - 1\right)$$

$$S = \left(\frac{Q}{\frac{W}{n}\sqrt{\theta \cdot d_a \cdot (G-1)}}\right)^{6/7} - h$$

Donde:

S	: Socavación.
d_a	: Diámetro crítico.
p_a	: % en peso de d_a.
n	: Rugosidad de Manning.
θ	: Esfuerzo tangencial crítico de Shields.
G	: Peso específico.
W	: Ancho sección.

Para la utilización de estas ecuaciones se utilizaron los siguientes parámetros.

Según Strickler:

$$n = d^{1/6}/21.1$$

Según Andrews:

$$\theta = 0.0834 \cdot (d_a/d_{50})^{-0.872}$$

G = 2.65 [Ton/m^3].

Para el cálculo de los porcentajes en pesos que pasan los respectivos diámetros se integra numéricamente la curva granulométrica del material del lecho.

8.3.2 Datos básicos

El análisis de profundidad de socavación por los distintos métodos, vale decir, USM, Litchvan-Lebediev y Froehlich, requiere conocer tanto las características del flujo como del material del lecho.

Los datos que caracterizan el flujo fueron extraídos de la modelación de ejes hidráulicos en HEC-RAS para la crecida de 40 m^3/s, que se presenta en el Anexo N°2.5. Con estos, se obtienen los datos de entrada a la aplicación en Turbo Basic utilizada, los cuales son caudal por unidad de ancho q en m^3/s/m, pérdida de carga unitaria J en m/m, y altura media Hmedio en m; y se detallan en el Anexo N°2.14.

Las características del material del lecho requeridas corresponden a la granulometría del sector, la cual se presenta en el Anexo N°3. Para el sector de la estación fluviométrica se obtuvieron dos muestras; la primera (JO1) ubicada a aprox. 1 m de profundidad y la

segunda (JO2) ubicada a aprox. 2 m de profundidad. Se analizará la profundidad de socavación usando sólo la muestra tipo 2 (JO2).

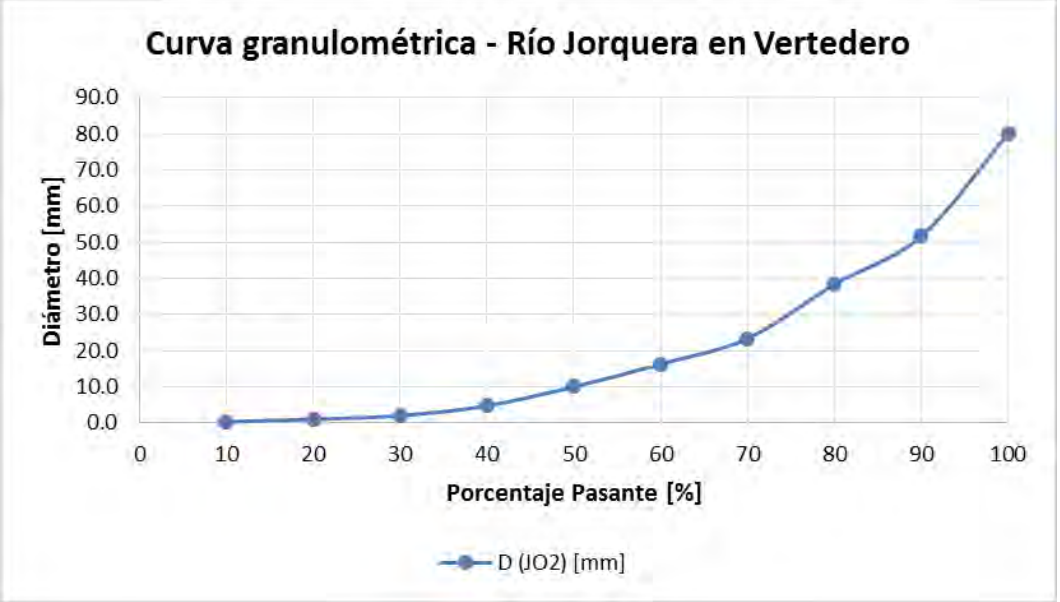
En la tabla y figura siguientes se muestran la curva granulométrica utilizada para el cálculo de socavación.

Tabla 8—5 Granulometría E. F. Río Jorquera en Vertedero

Pasante [%]	D (JO2) [mm]
100	80.0
90	51.6
80	38.3
70	23.3
60	16.3
50	10.0
40	4.7
30	2.0
20	1.0
10	0.3

Fuente: Elaboración propia.

Figura 8—18 Curva granulométrica E. F. Río Jorquera en Vertedero



Fuente: Elaboración propia.

8.3.3 Análisis de resultados

En el Anexo N°2.15 se muestran los resultados del cálculo de socavación mediante los métodos explicados anteriormente en los perfiles de la zona analizada y adicionalmente se entrega un valor promedio entre los métodos de USM, Lichtvan-Lebediev y Froehlich.

En particular, los perfiles que son de mayor interés son los perfiles comprendidos en la zona del proyecto, desde el Perfil 20 (aguas arriba de la estación) hasta el Perfil 53 (aguas abajo de la estación), estando la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero

ubicada en el Perfil 38. Por otro lado, en los perfiles 37, 39 y 40, no se considera socavación pues el lecho del cauce está protegido. La socavación en los perfiles relevantes se indica en la tabla siguiente.

Tabla 8—6 Socavación E. F. Río Jorquera en Vertedero

Perfil	Dist Acumulada [m]	q [m^3/s/m]	J [m/m]	Hmedio [m]	Socavación [m]				
					USM	LICHTVAN-LEBEDIEV	FROEHLICH	PROMEDIO (USM, L-L y F)	
Perfil 29	280.000	3.36	0.00449	1.62	0.57	0.18	0.54	0.43	
Perfil 30	275.000	3.26	0.00320	1.77	0.40	0.00	0.40	0.27	
Perfil 31	270.000	3.33	0.00304	1.83	0.39	0.00	0.38	0.26	
Perfil 32	265.000	3.18	0.00281	1.82	0.33	0.00	0.31	0.21	
Perfil 33	260.000	2.97	0.00240	1.81	0.24	0.00	0.11	0.12	
Perfil 34	255.000	2.79	0.00189	1.86	0.15	0.00	0.00	0.05	
Perfil 35	251.870	2.81	0.00187	1.88	0.16	0.00	0.00	0.05	
Perfil 36	246.870	5.26	0.00065	2.43	0.04	0.10	0.67	0.27	
Perfil 37	243.530	5.71	0.00275	1.60	0.23	1.09	1.50	0.94	
Perfil 38	240.200	5.71	0.00277	1.60	0.23	1.09	1.50	0.94	(*)
Perfil 39	238.530	5.71	0.00338	1.49	0.29	1.20	1.60	1.03	
Perfil 40	236.870	5.71	0.01096	0.98	0.63	1.71	2.07	1.47	
Perfil 41	233.867	5.71	0.01041	1.00	0.62	1.69	2.05	1.45	
Perfil 42	231.870	4.11	0.07497	0.75	1.67	1.35	1.58	1.53	
Perfil 43	225.000	3.13	0.00814	1.27	0.74	0.44	0.70	0.63	
Perfil 44	220.000	3.26	0.01308	1.13	0.95	0.63	0.87	0.82	
Perfil 45	215.000	3.59	0.01751	1.09	1.14	0.81	1.05	1.00	

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Fuente: Elaboración propia.

Se ha considerado usar como profundidad de socavación un valor promedio entre los tres método utilizados.

En los perfiles aguas arriba de la estación fluviométrica (Perfil 29 al 36), se ha calculado una profundidad de socavación máxima de 0.43 m, por lo que se decide adoptar una profundidad de socavación de diseño superior al valor máximo estimado, considerándose razonable un valor mínimo de 1 m.

En los perfiles aguas abajo de la estación fluviométrica (Perfil 41 al 45), se ha calculado una profundidad de socavación máxima de 1.53 m, por lo que se decide adoptar una profundidad de socavación de diseño levemente inferior al valor máximo estimado, considerándose razonable un valor de 1.5 m.

9 PRESUPUESTO ESTIMATIVO DE OBRAS

En Anexo N°6 se presenta un detalle del presupuesto de obras definitivas de la estación fluviométrica proyectada, el cual asciende en total a un monto estimado del orden de $180.459.678 pesos (sin IVA), mientras que con IVA el total asciende a $214.747.016 pesos.

En la tabla siguiente se muestra un resumen del presupuesto señalado en el Anexo N°6.

Tabla 9—1 Presupuesto estimativo de obras - E. F. Río Jorquera en Vertedero

ITEM	DESIGNACIÓN			P. TOTAL ($)
1	**OBRAS PREVIAS**			
		TOTAL CAPITULO 1	**$**	**8,250,000**
2	**Movimiento de Tierra**			
		TOTAL CAPITULO 2	**$**	**71,730,500**
3	**Obras de Hormigon y Acero**			
		TOTAL CAPITULO 3	**$**	**42,154,450**
4	**Obras Varias**			
		TOTAL CAPITULO 4	**$**	**2,320,000**
	RESUMEN OBRAS EF RIO JORQUERA EN VERTEDERO			
	COSTO DIRECTO		**$**	**124,454,950**
	COSTO INDIRECTO (GG UU 45%)		**$**	**56,004,728**
	PRESUPUESTO TOTAL SIN IVA		**$**	**180,459,678**
	IVA (19%)		**$**	**34,287,339**
	PRESUPUESTO TOTAL CON IVA		**$**	**214,747,016**
	OG=OBRA GENERAL; EF=ESTACION FLUVIOMETRICA; DF=DEFENSA FLUVIAL			dic-17

Fuente: Elaboración propia.

En el Anexo N°6 también se incluye el cronograma de construcción y la curva de ocupación de mano de obra.

10 CONCLUSIONES

De acuerdo al diagnóstico de la situación actual, la estación fluviométrica resistió de buena forma la crecida del 12 de Mayo de 2017, sólo se derribaron un par de señaléticas, pero la estructura del puente permanece intacta. Eso sí, el río desbordó en una curva que se sitúa 150 metros aguas arriba de la estación existente, inundando el camino y destruyendo parte de los cultivos adyacentes.

Se decidió ubicar una nueva estación proyectada aproximadamente 110 metros aguas arriba de la ubicación actual, ya que la sección existente no es capaz de conducir la totalidad del agua en crecidas importantes.

La estación fluviométrica tiene nuevas dimensiones de 7 metros de ancho por 10 metros de largo, lo que permite medir caudales hasta un período de retorno de 50 años. Adicionalmente, se aumentó la capacidad de la estación fluviométrica de 5 m^3/s a 23 m^3/s (Q para T = 50 años)

Se proyecta zampeado en piedra a ambos lados de la losa proyectada, con una longitud de aprox. 3 m aguas arriba y 3 m aguas abajo, con la finalidad de brindar protección contra la socavación del lecho.

En forma adicional se realiza el reforzamiento de la ribera sur del cauce con gaviones de 1x1x2, los cuales se extienden aproximadamente 63 metros aguas abajo y 73 metros aguas arriba de la estación fluviométrica proyectada.

El costo total de lo descrito anteriormente es de aproximadamente $214.747.016 pesos (IVA incluido).

11 BIBLIOGRAFÍA

1. AC INGENIEROS CONSULTORES LTDA. Mejoramiento Sistema de Información Hidrológica Cuenca Copiapó. Región de Atacama, DGA, 2014.
2. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS. Proyecto de Reposición de la Red Hidrométrica Cuenca Río Copiapó – ID: 30101803-0. Región de Atacama, DGA, 2015.
3. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS. Proyecto y licitación DGA para la construcción de la nueva estación fluviométrica Río Manflas en Vertedero. Región de Atacama, DGA, 2016.
4. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS. Manual Básico para Instrucción de Hidromensores. Santiago, DGA, 1991.
5. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS. Normas Hidrométricas (Tomo I y II). Santiago, DGA, 1978.
6. MALDONADO, Humberto. Levantamiento Topográfico-Geodésico para Diseño de Estaciones Fluviométricas en la Cuenca del Río Copiapó, Región de Atacama Año 2016. Región de Atacama, DGA, 2016.
7. EIC INGENIEROS. Caracterización y levantamiento de información debido a las crecidas aluvionales en la cuenca del río Copiapó. Región de Atacama para el temporal del 25 y 26 de marzo de 2015. Región de Atacama, DOH, 2016.
8. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS. Precipitaciones Máximas en 1, 2, y 3 Días. Santiago, DGA, 1991.
9. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS. Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica. Santiago, DGA, 1995.
10. SAAVEDRA, Carlos; STOWHAS, Ludwig. Cálculo y Análisis Crítico del Método de la Curva Número para Cuencas del País. En: XVI Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, Santiago, Octubre. 2003.
11. SEGUEL, Ricardo; STOWHAS, Ludwig. Estimación de Crecidas de Diseño en Cuencas Mixtas Pluvio-nivales. En: VII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, Concepción, Noviembre, 1985.
12. COVIÁN, Fernando. Variabilidad de la Línea de Nieves Durante Eventos de Tormenta Utilizando Modelación Probabilística. En: Memoria USM, Valparaíso, 2011.
13. CHOW, Ven Te. Hidráulica de los Canales Abiertos. México, 1982.
14. STOWHAS, Ludwig; KAMANN Pedro; SOTO Cristian. Socavación General con Acorazamiento. En: XIV Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, Santiago, Octubre. 1999.
15. FROEHLICH, David C. Armor-Limited Clear-Water Contraction Scour at Bridges. En: Journal of Hydraulic Engineering 121(6), New York, Junio. 1995.
16. CONIC-BF INGENIEROS CIVILES CONSULTORES LTDA. Diseño Obras Fluviales Río Copiapó en Sector Urbano y Obras de Control Aluvional Quebrada Cerrillos, Comuna de Tierra Amarilla, Región de Atacama. Región de Atacama, DOH, 2017.
17. JIMÉNEZ, Iris; KAMANN Pedro; STOWHAS, Ludwig. Estimación de Curvas de Caudal Sólido en Suspensión en Cuencas Chilenas y Comparación con Expresiones Empíricas de Fleming y Manual de Presas Pequeñas. En: XXIII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, Valparaíso, Octubre, 2017.
18. GSI INGENIERÍA. Diseño de Obras Fluviales Río Copiapó Urbano y Manejo de Cauce en Sector Rural, Comuna de Copiapó. Región de Atacama, DOH, 2017.

ANEXO N°1

CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

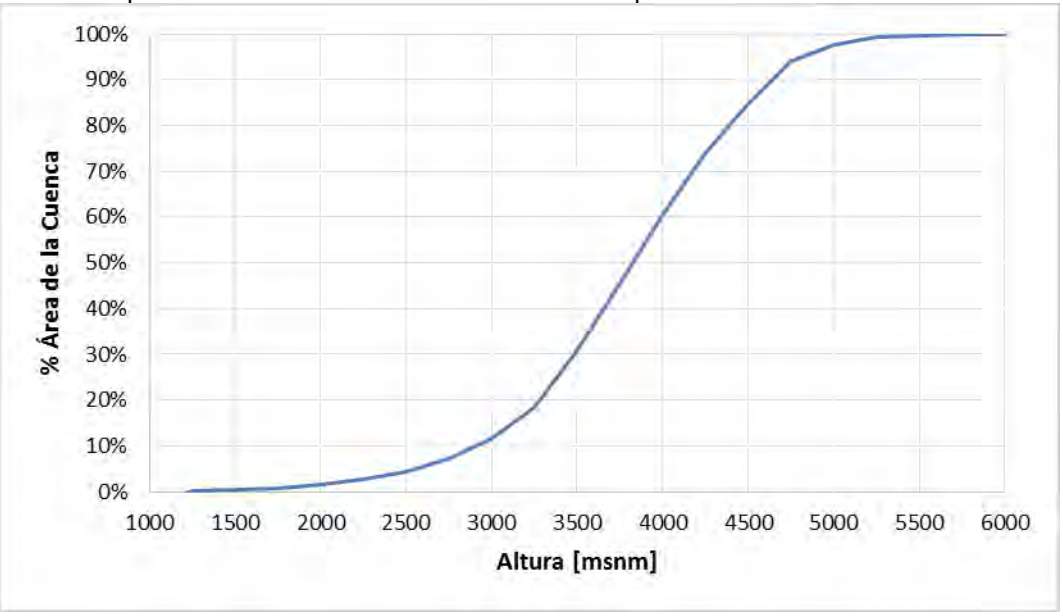
ANEXO N°1.1

CURVA HIPSOMÉTRICA CUENCA E. F. RÍO JORQUERA EN VERTEDERO

Tabla Curva Hipsométrica – Cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero

H [m]	Área [km^2]	Área [%]
1219	0	0.00%
1250	0.73	0.02%
1500	15.69	0.37%
1750	34.82	0.83%
2000	67.09	1.60%
2250	114.58	2.73%
2500	181.32	4.32%
2750	294.68	7.02%
3000	491.17	11.70%
3250	769.71	18.34%
3500	1287.06	30.67%
3750	1913.65	45.60%
4000	2528.55	60.25%
4250	3110.69	74.13%
4500	3553.25	84.67%
4750	3939.01	93.87%
5000	4098.64	97.67%
5250	4162.89	99.20%
5500	4183.23	99.69%
5750	4195.45	99.98%
5996	4196.42	100.00%

Curva Hipsométrica – Cuenca E. F. Río Jorquera en Vertedero



ANEXO N°1.2

ESTADÍSTICA ORIGINAL DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES

Estadística de Caudales Medios Mensuales – Estación Río Jorquera en Vertedero

AÑO	Qmmensual [m^3/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1974/1975	0.39	0.57	0.54	0.47	0.42	0.44	0.46	0.29	0.17	0.23	0.40	0.41
1975/1976	0.34	0.37	0.40	0.40	0.36	0.35	0.26	0.18	0.15	0.24	0.22	0.21
1976/1977	0.30	0.37	0.44	0.38	0.37	0.40	0.36	0.26	0.21	0.23	0.30	0.42
1977/1978	0.52	0.59	0.61	0.51	0.33	0.36	0.28	0.17	0.16	0.24	0.30	0.30
1978/1979	0.28	0.30	0.31	0.31	0.33	0.34	0.25	0.16	0.11	0.18	0.28	0.31
1979/1980	0.26	0.24	0.25	0.24	0.22	0.21	0.17	0.15	0.10	0.10	0.21	0.23
1980/1981	0.33	0.41	0.44	0.48	0.50	0.52	0.50	0.51	0.59	0.73	0.84	0.87
1981/1982	0.82	0.81	0.78	0.75	0.76	0.75	0.71	0.58	0.45	0.38	0.34	0.34
1982/1983	0.39	0.47	0.53	0.56	0.57	0.58	0.58	0.56	0.61	0.66	0.63	0.55
1983/1984	0.56	0.61	0.63	0.58	0.72	0.80	0.86	0.95	1.14	1.49	1.33	1.27
1984/1985	1.24	1.23	1.11	1.02	1.28	1.34	1.50	2.11	1.93	1.61	1.38	1.25
1985/1986	1.19	1.19	1.21	1.11	1.16	1.15	1.27	1.06	0.88	0.74	0.69	0.66
1986/1987	0.74	0.82	0.89	0.89	0.96	0.84	0.81	0.69	0.58	0.46	0.48	0.52
1987/1988	0.60	0.69	0.71	0.62	0.85	0.94	1.15	4.34	8.48	7.14	5.50	4.47
1988/1989	3.19	3.11	3.06	2.43	2.51	2.39	2.08	1.56	1.27	1.08	0.78	1.05
1989/1990	1.16	1.19	1.25	1.29	1.37	1.29	1.36	1.20	0.88	0.77	0.83	0.88
1990/1991	0.98	1.04	1.21	1.19	1.18	1.00	0.83	0.67	0.60	0.55	0.50	0.56
1991/1992	0.61	0.72	0.62	0.79	0.87	0.78	0.68	0.57	0.43	0.34	0.36	0.37
1992/1993	0.51	0.62	0.74	0.99	0.93	0.87	0.80	0.86	0.94	1.08	0.83	0.74
1993/1994	0.83	0.92	1.07	1.05	1.09	0.99	0.88	0.61	0.42	0.25	0.19	0.29
1994/1995	0.36	0.54	0.62	0.72	0.72	0.68	0.51	0.29	0.19	0.25		0.21
1995/1996	0.26	0.23	0.32	0.39	0.49	0.44	0.37	0.25	0.18	0.17	0.10	0.12
1996/1997	0.26	0.34	0.47	0.45	0.52	0.54	0.36	0.10	0.14	0.09	0.05	0.04
1997/1998	0.08	0.20	0.49	0.63	0.85	0.63	0.61	0.99	2.21	2.44	1.59	1.00
1998/1999	1.32	1.22	1.17	1.25	1.46	1.53	1.18	1.01	0.68	0.55	0.45	0.68
1999/2000	0.84	0.86	1.18	1.01	0.87	0.90	0.80	0.80	0.77	0.50	0.44	0.36
2000/2001	0.64	0.74	0.65	0.62	0.66	0.56	0.37	0.15	0.29	0.26	0.23	0.40
2001/2002	0.59	0.72	0.61	0.50	0.57	0.66	0.58	0.47	0.48	0.32	0.23	0.21
2002/2003	0.53	0.69	0.81	0.76	0.79	0.85	0.81	1.04	1.22	1.07	1.08	0.96
2003/2004	0.94	1.03	1.17	1.10	1.11	0.96	0.79	0.74	0.49	0.54	0.49	0.51
2004/2005	0.80	0.81	0.99	1.07	1.10	0.68	0.61	0.48	0.40	0.37	0.19	0.34
2005/2006	0.49	0.73	0.83	0.81	0.72	0.72	0.51	0.43	0.37	0.39	0.30	0.32
2006/2007	0.41	0.46	0.56	0.57	0.63	0.54	0.51	0.28	0.20	0.08	0.08	0.13
2007/2008	0.19	0.27	0.38	0.47	0.58	0.68	0.59	0.67	0.77	0.92	0.91	0.74
2008/2009	0.67	0.82	0.91	0.94	0.97	0.95	0.91	0.58	0.39	0.26	0.31	0.23
2009/2010	0.34	0.53	0.64	0.60	0.55	0.46	0.52	0.38	0.30	0.21	0.24	0.23
2010/2011	0.30	0.48	0.58	0.59	0.57	0.49	0.45	0.28	0.21	0.13	0.13	0.16
2011/2012	0.27	0.37	0.48	0.51	0.56	0.44	0.51	0.38	0.33	0.30	0.16	0.19
2012/2013	0.26	0.40	0.47	0.47	0.49	0.52	0.57	0.47	0.20	0.09	0.09	0.08
2013/2014	0.16	0.32	0.45	0.46	0.46	0.46	0.41	0.36	0.26	0.21	0.19	0.22
2014/2015	0.29	0.42	0.47	0.51	0.52	0.51	0.43	0.29	0.25	0.23	0.19	0.23

N° datos	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	40	41
Máximo	3.19	3.11	3.06	2.43	2.51	2.39	2.08	4.34	8.48	7.14	5.50	4.47
Mínimo	0.08	0.20	0.25	0.24	0.22	0.21	0.17	0.10	0.10	0.08	0.05	0.04
Promedio	0.62	0.69	0.76	0.74	0.78	0.74	0.69	0.68	0.74	0.68	0.60	0.56
Rango	3.11	2.91	2.81	2.19	2.29	2.18	1.91	4.24	8.38	7.06	5.45	4.43
Desv.Est.	0.52	0.48	0.47	0.39	0.41	0.39	0.38	0.72	1.32	1.14	0.88	0.70

ANEXO N°1.3

ESTADÍSTICA RELLENADA DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES

En la siguiente tabla se presenta la estadística rellenada de Caudales Medios Mensuales para la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, en donde la simbología de colores siguiente indica la estación con la cual se rellenaron los datos faltantes de la estación.

Simbología Relleno
RÍO COPIAPÓ EN ANGOSTURA
RÍO COPIAPÓ EN CIUDAD DE COPIAPÓ
RÍO COPIAPÓ EN MAL PASO AGUAS ABAJO CANAL
RÍO COPIAPÓ EN LA PUERTA
RÍO COPIAPÓ EN SAN ANTONIO
RIO COPIAPÓ EN LAUTARO
RIO COPIAPÓ EN PASTILLO
RIO JORQUERA EN VERTEDERO
RIO PULIDO EN VERTEDERO

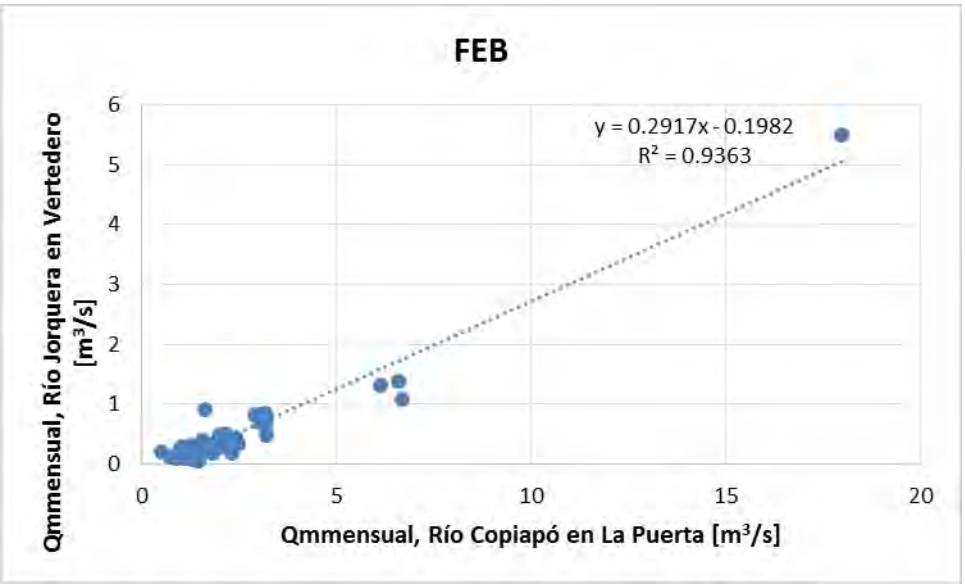
Estadística Rellenada de Caudales Medios Mensuales – Estación Río Jorquera en Vertedero

AÑO	Qmmensual [m^3/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1974/1975	0.39	0.57	0.54	0.47	0.42	0.44	0.46	0.29	0.17	0.23	0.40	0.41
1975/1976	0.34	0.37	0.40	0.40	0.36	0.35	0.26	0.18	0.15	0.24	0.22	0.21
1976/1977	0.30	0.37	0.44	0.38	0.37	0.40	0.36	0.26	0.21	0.23	0.30	0.42
1977/1978	0.52	0.59	0.61	0.51	0.33	0.36	0.28	0.17	0.16	0.24	0.30	0.30
1978/1979	0.28	0.30	0.31	0.31	0.33	0.34	0.25	0.16	0.11	0.18	0.28	0.31
1979/1980	0.26	0.24	0.25	0.24	0.22	0.21	0.17	0.15	0.10	0.10	0.21	0.23
1980/1981	0.33	0.41	0.44	0.48	0.50	0.52	0.50	0.51	0.59	0.73	0.84	0.87
1981/1982	0.82	0.81	0.78	0.75	0.76	0.75	0.71	0.58	0.45	0.38	0.34	0.34
1982/1983	0.39	0.47	0.53	0.56	0.57	0.58	0.58	0.56	0.61	0.66	0.63	0.55
1983/1984	0.56	0.61	0.63	0.58	0.72	0.80	0.86	0.95	1.14	1.49	1.33	1.27
1984/1985	1.24	1.23	1.11	1.02	1.28	1.34	1.50	2.11	1.93	1.61	1.38	1.25
1985/1986	1.19	1.19	1.21	1.11	1.16	1.15	1.27	1.06	0.88	0.74	0.69	0.66
1986/1987	0.74	0.82	0.89	0.89	0.96	0.84	0.81	0.69	0.58	0.46	0.48	0.52
1987/1988	0.60	0.69	0.71	0.62	0.85	0.94	1.15	4.34	8.48	7.14	5.50	4.47
1988/1989	3.19	3.11	3.06	2.43	2.51	2.39	2.08	1.56	1.27	1.08	0.78	1.05
1989/1990	1.16	1.19	1.25	1.29	1.37	1.29	1.36	1.20	0.88	0.77	0.83	0.88
1990/1991	0.98	1.04	1.21	1.19	1.18	1.00	0.83	0.67	0.60	0.55	0.50	0.56
1991/1992	0.61	0.72	0.62	0.79	0.87	0.78	0.68	0.57	0.43	0.34	0.36	0.37
1992/1993	0.51	0.62	0.74	0.99	0.93	0.87	0.80	0.86	0.94	1.08	0.83	0.74
1993/1994	0.83	0.92	1.07	1.05	1.09	0.99	0.88	0.61	0.42	0.25	0.19	0.29
1994/1995	0.36	0.54	0.62	0.72	0.72	0.68	0.51	0.29	0.19	0.25	0.41	0.21
1995/1996	0.26	0.23	0.32	0.39	0.49	0.44	0.37	0.25	0.18	0.17	0.10	0.12
1996/1997	0.26	0.34	0.47	0.45	0.52	0.54	0.36	0.10	0.14	0.09	0.05	0.04
1997/1998	0.08	0.20	0.49	0.63	0.85	0.63	0.61	0.99	2.21	2.44	1.59	1.00
1998/1999	1.32	1.22	1.17	1.25	1.46	1.53	1.18	1.01	0.68	0.55	0.45	0.68
1999/2000	0.84	0.86	1.18	1.01	0.87	0.90	0.80	0.80	0.77	0.50	0.44	0.36
2000/2001	0.64	0.74	0.65	0.62	0.66	0.56	0.37	0.15	0.29	0.26	0.23	0.40
2001/2002	0.59	0.72	0.61	0.50	0.57	0.66	0.58	0.47	0.48	0.32	0.23	0.21
2002/2003	0.53	0.69	0.81	0.76	0.79	0.85	0.81	1.04	1.22	1.07	1.08	0.96
2003/2004	0.94	1.03	1.17	1.10	1.11	0.96	0.79	0.74	0.49	0.54	0.49	0.51
2004/2005	0.80	0.81	0.99	1.07	1.10	0.68	0.61	0.48	0.40	0.37	0.19	0.34
2005/2006	0.49	0.73	0.83	0.81	0.72	0.72	0.51	0.43	0.37	0.39	0.30	0.32
2006/2007	0.41	0.46	0.56	0.57	0.63	0.54	0.51	0.28	0.20	0.08	0.08	0.13
2007/2008	0.19	0.27	0.38	0.47	0.58	0.68	0.59	0.67	0.77	0.92	0.91	0.74
2008/2009	0.67	0.82	0.91	0.94	0.97	0.95	0.91	0.58	0.39	0.26	0.31	0.23
2009/2010	0.34	0.53	0.64	0.60	0.55	0.46	0.52	0.38	0.30	0.21	0.24	0.23
2010/2011	0.30	0.48	0.58	0.59	0.57	0.49	0.45	0.28	0.21	0.13	0.13	0.16
2011/2012	0.27	0.37	0.48	0.51	0.56	0.44	0.51	0.38	0.33	0.30	0.16	0.19
2012/2013	0.26	0.40	0.47	0.47	0.49	0.52	0.57	0.47	0.20	0.09	0.09	0.08
2013/2014	0.16	0.32	0.45	0.46	0.46	0.46	0.41	0.36	0.26	0.21	0.19	0.22
2014/2015	0.29	0.42	0.47	0.51	0.52	0.51	0.43	0.29	0.25	0.23	0.19	0.23

N° datos	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
Máximo	3.19	3.11	3.06	2.43	2.51	2.39	2.08	4.34	8.48	7.14	5.50	4.47
Mínimo	0.08	0.20	0.25	0.24	0.22	0.21	0.17	0.10	0.10	0.08	0.05	0.04
Promedio	0.62	0.69	0.76	0.74	0.78	0.74	0.69	0.68	0.74	0.68	0.59	0.56
Rango	3.11	2.91	2.81	2.19	2.29	2.18	1.91	4.24	8.38	7.06	5.45	4.43
Desv.Est.	0.52	0.48	0.47	0.39	0.41	0.39	0.38	0.72	1.32	1.14	0.87	0.70

Los gráficos siguientes muestran la correlación usada en cada mes.

Correlación Mes de Febrero – E. F. Río Jorquera en Vertedero vs E. F. Río Copiapó en La Puerta



Para una correlación tipo Q1 = a*Q2 + b, con un factor de correlación R^2, el resumen de los parámetros de correlación obtenidos son los de la tabla siguiente.

Parámetros de correlación mensual para E. F. Río Jorquera en Vertedero

	FEB
E. F. usada para el relleno	Río Copiapó en La Puerta
a	0.2917
b	-0.1982
R^2	0.9363

ANEXO N°1.4

ESTADÍSTICA ORIGINAL DE CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS MENSUALES

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Copiapó en Angostura

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965	0.202	0.163	0.187	0.203	0.258	0.264	0.275	0.149	0.130	0.149	0.186	0.131
1965/1966	0.134	0.146	0.208	0.637	0.216	0.194	0.205	0.154	0.142	0.154	0.322	0.128
1966/1967	0.158	0.171	0.194	0.195	0.197	0.267	0.194	0.150	0.179	0.374	0.110	0.114
1967/1968	0.174	0.186	0.194	0.222	0.234	0.205	0.222	0.176	0.131	0.123	0.387	0.290
1968/1969	0.339	0.203	0.226	0.218	0.246	0.213	0.227	0.179	0.154	0.136	0.152	0.116
1969/1970	0.181	0.189	0.203	0.226	0.358	0.258	0.219	0.190	0.357	0.338	0.294	0.452
1970/1971	0.166	0.210	0.211	0.246	0.246	0.328	0.186	0.181	0.157	0.102	0.242	0.136
1971/1972	0.186	0.210	0.224	0.258	0.312	0.264	0.218	0.173	0.142	0.119	0.342	0.122
1972/1973	0.383	0.245	0.208	0.242	0.262	0.291	0.182	0.186	0.123	0.150	0.106	0.392
1973/1974	0.157	0.171	0.218	0.195	0.298	0.173	0.168	0.171	0.150	0.123	0.128	0.115
1974/1975	0.149	0.190	0.211	0.256	0.261	0.227	0.230	0.200	0.346	0.256	0.090	0.103
1975/1976	0.126	0.184	0.283	0.218	0.284	0.243	0.170	0.180	0.148	0.459	0.102	
1976/1977		0.132	0.211	0.223	0.275	0.245	0.174	0.146	0.132	0.102	0.122	0.111
1977/1978	0.138	0.161	0.131	0.235	0.216	0.173	0.222	0.171	0.138	0.114	0.106	0.163
1978/1979	0.171	0.187	0.211	0.227	0.242	0.191	0.189	0.205	0.138	0.146	0.095	0.138
1979/1980	0.168	0.197	0.286	0.250	0.226	0.216	0.219	0.306	0.126	0.238	0.119	0.131
1980/1981	0.136	0.174	0.186	0.208	0.322	0.320	0.208	0.186	0.136	0.163	0.090	0.100
1981/1982	0.130	0.162	0.202	0.234	0.235	0.285	0.218	0.176	0.232	0.090	0.187	0.080
1982/1983	0.354	0.209	0.202	0.335	0.229	0.240	0.150	0.364	0.166	0.166	0.101	0.122
1983/1984	0.142	0.159	0.197	0.542	0.192	0.187	0.160	0.146	0.115	0.072	0.068	0.114
1984/1985	0.155	0.141	0.174	1.812	1.484	1.882	2.891	3.266	4.763	4.427	3.336	2.868
1985/1986	2.260	4.182	6.460	5.780	1.840	1.418	0.550	0.240	0.352	0.216	0.118	0.170
1986/1987	0.155	0.230	0.307	0.272	0.275	0.248	0.233	0.197	0.162	0.232	0.234	0.232
1987/1988	0.139	0.166	0.206	15.666	1.854	1.399	2.915	5.202	21.904	20.900	16.678	11.800
1988/1989	9.536	11.520	8.384	6.911	5.624	3.960	2.854	1.488	0.810	0.650	0.384	0.624
1989/1990	0.619	1.378	1.632	1.860	1.944	1.127	0.507	0.254	0.222	0.143	0.209	0.211
1990/1991	0.207	0.240	0.286	0.349	0.470	0.260	0.397	0.344	0.252	0.179	0.215	0.211
1991/1992	0.240	0.318	2.360	3.114	3.062	0.502	0.227	0.187	0.212	0.138	0.294	0.238
1992/1993	0.323	0.314	0.367	0.292	0.268	0.292	0.254	0.232	0.137	0.153	0.214	0.182
1993/1994	0.690	0.241	0.246	0.377	0.302	0.252	0.238	0.186	0.192	0.151	0.158	0.170
1994/1995	0.246	0.252	0.278	0.281	0.295	0.300	0.206	0.191	0.216	0.071	0.121	0.125
1995/1996	0.178	0.213	0.241	0.274	0.318	0.268	0.382	0.422	0.121	0.481	0.564	0.581
1996/1997	0.182	0.245	0.249	0.250	0.230	0.267	0.113	0.131	0.119	0.116	0.183	0.107
1997/1998	0.185	0.203	41.776	0.196	0.858		0.137	0.184	0.145	8.894	16.237	5.532
1998/1999	3.326	4.434	3.188	3.510	1.826	0.986	0.247	0.125	0.077	0.107	0.075	0.154
1999/2000	0.263	0.321	0.146	0.181	0.273	0.227	0.275	0.236	0.035	0.035	0.080	0.076
2000/2001	0.130	0.206	0.622	0.543	0.208	0.190	0.179	0.152	0.146	0.108	0.073	0.156
2001/2002	0.109	0.162	0.195	0.202	0.244	0.203	0.216	0.213	0.219	0.146	0.078	0.088
2002/2003	0.224	0.162	0.225	0.274	0.236	0.223	0.263	0.204	0.134	0.109	0.426	0.101
2003/2004	0.185	0.248	0.204	0.193	0.210	0.242	0.229	0.197	0.103	0.086	0.091	0.127
2004/2005	0.158	0.184	0.230	0.210	0.252	0.219	0.197	0.146	0.126	0.078	0.112	0.073
2005/2006	0.086	0.149	0.163	0.297	0.232	0.194	0.163	0.149	0.131	0.096	0.205	0.155
2006/2007	0.145	0.176	0.168	0.208	0.191	0.188	0.177	0.157	0.153	0.189	0.126	0.115
2007/2008	0.218	0.208	0.228	0.223	0.295	0.203	0.188	0.155	0.159	0.105	0.070	0.050
2008/2009	0.212	0.405	0.188	0.264	0.144		0.211	0.211	0.133	0.102	0.049	0.013
2009/2010	0.077	0.203	0.175	0.217	0.175	0.236	0.226	0.276	0.162	0.122	0.072	0.092
2010/2011	0.158	0.490	0.299	0.327	0.354	0.442	0.201	0.184	0.105	0.154	0.053	0.051
2011/2012	0.051	0.085	0.268	0.773	0.630	0.284	0.350	0.132	0.067	0.076		0.197
2012/2013	0.110	0.296	0.237	0.327	0.182	0.334	0.197	0.175	0.085	0.093	0.030	0.071
2013/2014	0.078	0.234	0.203	0.234	0.203	0.234	0.234	0.123	0.107		0.065	0.140
2014/2015												

N° datos	49	50	50	50	50	48	50	50	50	49	49	49
Máximo	9.536	11.520	41.776	15.666	5.624	3.960	2.915	5.202	21.904	20.900	16.678	11.800
Mínimo	0.051	0.085	0.131	0.181	0.144	0.173	0.113	0.123	0.035	0.035	0.030	0.013
Promedio	0.495	0.625	1.478	1.016	0.592	0.445	0.390	0.383	0.698	0.856	0.896	0.567
Rango	9.485	11.435	41.645	15.485	5.480	3.787	2.802	5.079	21.869	20.865	16.648	11.787
Desv.Est.	1.426	1.776	6.009	2.506	0.943	0.632	0.642	0.840	3.130	3.232	3.277	1.850

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Copiapó en Ciudad de Copiapó

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965												
1965/1966												
1966/1967												
1967/1968												
1968/1969												
1969/1970												
1970/1971												
1971/1972												
1972/1973												
1973/1974												
1974/1975												
1975/1976												
1976/1977												
1977/1978												
1978/1979												
1979/1980												
1980/1981												
1981/1982												
1982/1983												
1983/1984	0.142	0.400	0.400	1.748	0.930	0.860				1.090	1.378	2.590
1984/1985	3.110	3.520	3.660	5.800	3.750	4.600	4.900	6.310	7.800	9.520	5.850	6.750
1985/1986	6.150	7.450	10.100	7.444	3.870	2.542	2.442	2.266	1.818	3.070	1.450	1.784
1986/1987	1.789	2.094	2.547	2.598	2.261	2.210	2.455	2.050	1.866	1.575	1.064	1.262
1987/1988	1.422	1.568	1.489	34.532	5.068	3.980	4.639	7.366	25.580	29.744	28.262	16.260
1988/1989	7.752	8.608	4.975	7.752	7.472	4.650	3.406	2.446		1.574		1.996
1989/1990	1.973	2.930	3.113	2.600	2.725	2.702	1.380	1.380	1.329	1.585	1.166	1.145
1990/1991	1.278	1.360	1.196	1.437	1.268	1.237	1.217	1.156	0.901	0.972	1.043	0.787
1991/1992	0.824	0.833	17.448	3.124	3.079	0.778	0.861	0.796	0.732	1.893	0.741	0.704
1992/1993	0.576	0.861	1.074	0.686	0.631	0.576	0.576	0.474	0.502	0.456	0.474	0.520
1993/1994	0.530	0.557	0.557	0.778	0.576	0.392	0.401	0.386	0.398	0.695	0.732	0.241
1994/1995	0.244	0.314	0.299	0.332	0.338	0.484	0.269	0.241	0.153	0.137		0.134
1995/1996	0.131	0.089	0.086	0.124	0.108	0.076	0.060	0.057	0.039			
1996/1997												
1997/1998							0.406	0.485		14.868		8.940
1998/1999	6.820	6.752	4.508	4.850	2.798	1.064	0.604	1.088	0.896	0.730	0.350	0.562
1999/2000	1.544	2.494	3.380	4.482	3.190	0.389	0.596	0.748				
2000/2001								0.132	0.118	0.100		
2001/2002												
2002/2003									0.012	0.016	1.886	4.482
2003/2004	1.766	5.884	0.810	0.908	0.797	0.296	0.388	0.243	0.241	0.253	0.080	0.053
2004/2005	0.062	0.044	0.077	0.155	0.112	0.091	0.090	0.010	0.001	0.001	0.001	0.001
2005/2006	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016
2006/2007	0.014	0.001	0.001	0.003	0.002	0.002	0.000	0.001	0.000		0.003	0.002
2007/2008	0.002	0.002	0.002	0.003	0.001	0.001	0.003					
2008/2009		0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.000
2009/2010	0.000	0.000			0.000	0.000		0.000	0.000	0.003	0.002	0.001
2010/2011	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2011/2012	0.000	0.001	0.001	2.052	0.000	0.000	0.000	0.000				
2012/2013	0.000	0.000	0.004	0.004	0.004	0.003	0.004	0.003				
2013/2014		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2014/2015												

N° datos	24	26	25	25	26	26	25	26	22	23	20	23
Máximo	7.752	8.608	17.448	34.532	7.472	4.650	4.900	7.366	25.580	29.744	28.262	16.260
Mínimo	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Promedio	1.505	1.760	2.229	3.256	1.499	1.036	0.988	1.063	1.927	2.969	2.224	2.097
Rango	7.752	8.608	17.448	34.532	7.472	4.650	4.900	7.366	25.580	29.744	28.262	16.260
Desv.Est.	2.259	2.586	3.949	6.936	1.961	1.474	1.450	1.859	5.541	6.801	6.269	3.858

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Copiapó en Mal Paso Aguas Abajo Canal

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965												
1965/1966												
1966/1967												
1967/1968												
1968/1969												
1969/1970												
1970/1971												
1971/1972												
1972/1973												
1973/1974												
1974/1975												
1975/1976												
1976/1977												
1977/1978												
1978/1979												
1979/1980												
1980/1981												
1981/1982												
1982/1983												
1983/1984												
1984/1985												
1985/1986												
1986/1987												
1987/1988												
1988/1989					6.565	5.083	4.427	2.452	2.184	1.514	1.685	2.301
1989/1990	2.284	3.556	3.556	2.469	3.663	4.684	1.322	1.406	1.465	1.457	1.060	1.775
1990/1991	0.910	0.904	0.585	0.509	0.514							
1991/1992												
1992/1993												
1993/1994												
1994/1995												
1995/1996												
1996/1997												
1997/1998										11.084	11.084	6.043
1998/1999	9.617	11.084	11.084	11.084	3.952	0.966	0.278	0.652	0.062	0.028	0.028	
1999/2000			0.305	0.297	1.255	1.986	1.971	0.658	0.002	0.002	0.438	0.004
2000/2001	0.004	1.048	2.063	1.493	1.652	0.002	1.255	1.448		0.002	0.900	1.089
2001/2002	1.130	0.042	0.370	1.312	0.002	1.081				0.001	0.002	0.003
2002/2003	0.003	0.004		0.003	2.185	2.459	0.006	0.006	0.003	10.100	7.896	2.672
2003/2004	1.493	1.402	3.156	4.737	4.528	0.842	0.001	0.002	0.002	0.175	0.003	0.002
2004/2005	0.482	0.675	0.004	4.685	3.664	3.236	0.462	0.000	0.000		0.001	0.001
2005/2006	0.001	0.001	0.001	0.001	0.012	0.011	0.007				0.001	0.002
2006/2007	0.002	0.001	0.001	0.001				0.001	0.002	0.002	0.002	0.001
2007/2008	0.002	0.002	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001	0.003		0.374
2008/2009	0.254	0.001	0.001	0.001	0.001		0.001	0.002	0.002	0.003	0.002	0.001
2009/2010	0.001	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
2010/2011		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
2011/2012	0.001	0.001	0.001	1.064	0.001	0.001	0.001	0.001		0.001	0.002	0.003
2012/2013	0.003	0.004	0.004	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002
2013/2014	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
2014/2015	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

N° datos	17	18	18	19	19	17	17	17	15	18	19	19
Máximo	9.617	11.084	11.084	11.084	6.565	5.083	4.427	2.452	2.184	11.084	11.084	6.043
Mínimo	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001
Promedio	0.952	1.041	1.174	1.456	1.474	1.198	0.573	0.390	0.249	1.354	1.216	0.751
Rango	9.616	11.083	11.083	11.083	6.564	5.082	4.426	2.452	2.184	11.083	11.083	6.042
Desv.Est.	2.331	2.661	2.717	2.774	2.029	1.708	1.160	0.723	0.654	3.398	3.001	1.540

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Copiapó en La Puerta

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965	2.301	2.008	2.136	2.362	2.124	1.973	2.325	1.783	1.372	1.513	1.459	1.664
1965/1966	1.811	2.031	2.031	2.521	2.228	2.089	2.325	2.813	4.187	4.134	3.975	3.474
1966/1967	3.110	2.941	2.850	2.850	2.980	3.035	2.666	1.957	1.766	1.788	2.358	1.742
1967/1968	1.912	2.110	2.246	2.284	2.197	2.135	1.800	1.822	1.834	1.744	1.822	1.979
1968/1969	1.744	2.234	2.298									
1969/1970												
1970/1971												
1971/1972												
1972/1973												
1973/1974									2.010	2.438	2.635	2.438
1974/1975	2.255	2.362	2.346	2.182	1.966	2.053	2.182	1.966	1.750	1.779	1.765	1.837
1975/1976	1.808	1.563	1.779	1.779	1.822	1.779	2.301	1.635	1.750	1.635	1.846	1.741
1976/1977	1.495	1.506	1.683	1.799	1.649	1.594	1.572	1.495	1.506	1.583	1.528	1.528
1977/1978	1.506	1.275	0.988	1.242	1.305	1.215	1.140	1.275	1.518	1.758	1.592	1.410
1978/1979	1.592	1.440	1.215	1.350	1.020	1.065	1.050	0.960	1.080	1.305	1.305	1.275
1979/1980	1.290	1.365	1.200	1.230	1.230	1.260	1.080	0.870	0.723	0.862	0.747	0.824
1980/1981	1.232	1.133	1.117	1.742	1.199	1.644	1.673	1.932	3.393	4.300	4.170	3.263
1981/1982	2.643	2.721	2.378	2.549	2.643	2.502	2.955	3.436	3.285	2.799	2.877	2.830
1982/1983	2.736	2.658	2.390	2.006	2.279	2.279	2.279	2.471	2.955	3.436	3.652	3.566
1983/1984	3.328	2.643	2.471	6.232	3.173	3.033	4.944	4.888	6.428	6.988	7.400	7.940
1984/1985	6.624	6.344	5.476	8.420	8.000	8.330	8.150	9.920	12.700	10.584	8.280	8.020
1985/1986	6.150	8.540	10.580	3.850	5.690	4.310	4.310	4.218	3.470	3.210	3.430	3.630
1986/1987	2.890	2.722	2.850	3.096	3.476	3.438	3.176	3.064	3.208	3.666	3.438	3.256
1987/1988	3.128	2.728	2.840	11.700	5.902	7.165	8.495	11.040	54.864	31.292	21.972	15.578
1988/1989	13.488	13.664	11.936	8.332	8.046	6.512	6.174	4.354	3.444	3.600	3.730	3.626
1989/1990	3.470	4.744	4.796	4.198	5.030	4.822	3.964	3.922	5.084	4.834	3.448	3.048
1990/1991	2.567	2.647	2.298	2.314	2.346	2.425	2.567	2.488	2.519	2.583	2.440	2.598
1991/1992	2.235	1.982	2.839	5.146	4.564	4.172	2.734	2.235	1.872	1.951	2.203	1.966
1992/1993	2.124	2.519	2.647	1.397	1.562	1.748	1.844	1.952	2.333	2.947	3.418	3.508
1993/1994	2.715	2.532	2.132	2.333	2.366	2.400	2.549	2.549	2.682	2.108	30.440	3.022
1994/1995	1.988	1.760	1.696	1.608	1.776	1.616	1.520	1.026	1.212	2.274	2.581	1.578
1995/1996	1.690	1.620	1.312	1.377	1.442	1.156	1.557	1.518	1.496	1.606	1.373	1.000
1996/1997	1.184	1.381	1.151	1.013	0.857	1.505	1.348	1.348	1.250	1.754	1.709	1.204
1997/1998	1.192	1.017	17.200	2.475	38.376	1.678	7.396	5.198	2.931	27.640	16.604	9.428
1998/1999	6.944	7.330	6.692	6.188	4.712	4.100	3.076	3.960	3.680	3.520	2.788	2.914
1999/2000	3.400	3.004	3.310	3.328	3.400	2.950	3.292	3.238	3.040	2.486	2.444	3.040
2000/2001	2.572	1.940	5.980	2.292	2.148	2.776	2.363	2.318	2.164	2.236	1.996	1.865
2001/2002	1.908	1.948	1.840	1.952	1.927	1.902	1.853	1.986	2.112	2.188	2.028	2.213
2002/2003	2.179	1.961	1.961	2.104	3.619	2.188	2.592	2.880	7.620	5.566	8.482	5.935
2003/2004	4.775	4.522	4.560	4.699	4.471	2.557	2.670	2.608	2.495	2.567	2.223	2.307
2004/2005	2.242	2.288	2.297	2.335	2.629	2.372	2.074	2.139	2.444	2.094	2.063	2.073
2005/2006	1.943	1.639	1.617	1.718	1.718	1.696	1.696	1.833	2.069	2.086	2.659	2.406
2006/2007	2.532	1.934	1.909	1.993	1.850	2.136	1.756	1.622	1.548	1.607	1.564	1.527
2007/2008	1.470	1.266	1.112	1.095	1.214	1.070	1.498	1.603	1.815	1.697	1.879	2.161
2008/2009	1.870	1.743	1.688	1.833	1.861	1.843	1.833	1.924	1.879	1.706	1.561	1.499
2009/2010	1.333	1.284	1.260	1.057	1.057	1.468	2.106	1.299	1.329	1.841	1.525	1.389
2010/2011	0.677	0.725	0.634	0.901	0.810	0.995	1.430	1.498	0.839	0.780	1.250	1.838
2011/2012	1.032	1.063	2.217	0.752	3.281	1.178	1.253	1.634	2.569	2.676	2.861	2.179
2012/2013	3.331	1.545	1.162	0.675	0.699	0.930	1.048	1.042	1.054	2.573	1.893	1.054
2013/2014	0.936	1.063	1.262	0.558	0.513	1.196	1.816	2.240	3.327			1.341
2014/2015	1.281	0.952	0.764	0.497	0.514	1.133	1.595	0.659	0.554	1.358	3.386	3.933
N° datos	46	46	46	45	45	45	45	45	46	45	45	46
Máximo	13.488	13.664	17.200	11.700	38.376	8.330	8.495	11.040	54.864	31.292	30.440	15.578
Mínimo	0.677	0.725	0.634	0.497	0.513	0.930	1.048	0.659	0.554	0.780	0.747	0.824
Promedio	2.666	2.617	3.025	2.741	3.415	2.476	2.667	2.636	3.808	3.891	4.107	3.014
Rango	12.811	12.939	16.566	11.203	37.863	7.400	7.447	10.381	54.310	30.512	29.693	14.754
Desv.Est.	2.131	2.300	3.113	2.291	5.620	1.620	1.775	2.018	7.962	5.846	5.569	2.628

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Copiapó en San Antonio

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965												
1965/1966												
1966/1967												
1967/1968												
1968/1969			1.407	1.389	1.008	1.104	0.952	0.716	0.856	1.443	1.072	1.160
1969/1970	1.032	1.308	1.227	1.104	1.088	1.072	1.000	0.695	0.639	0.695	0.688	0.562
1970/1971	0.404	0.576	0.716	0.618	0.590	0.590	0.541	0.492	0.317	0.409	0.363	0.363
1971/1972	0.485	0.513	0.936	0.709	0.888	0.779	0.625	0.562	0.513	1.632	1.685	0.960
1972/1973	0.590	0.688	2.205	0.744	1.200	1.353	2.678	4.040	4.800	3.219	3.236	2.634
1973/1974	2.063	1.560	1.605	2.839	1.641	1.709	1.697	1.614	1.479	1.733	2.028	1.815
1974/1975	1.874	1.980	1.632	1.533	1.515	1.709	1.827	1.488	1.344	1.815	1.605	1.815
1975/1976	1.685	1.933	1.018	1.105	1.095	1.226	1.278	1.324	1.685	1.024	1.326	1.040
1976/1977	0.952	1.040	0.992	1.088	1.048	1.032	0.976	0.824	0.888	0.992	0.840	0.856
1977/1978	0.856	0.709	0.576	0.590	0.688	1.299	0.744	1.032	1.533	0.824	0.952	0.808
1978/1979	1.032	0.856	0.751	1.200	0.674	0.723	0.772	0.639	0.625	0.695	0.800	0.737
1979/1980	0.848	0.779	0.639	0.597	0.716	0.716	0.527	0.646	0.485	0.346	0.212	0.212
1980/1981	0.848	0.583	0.583	0.800	0.548	1.032	1.308	1.448	3.009	3.661	3.605	2.747
1981/1982	2.100	2.180	1.706	1.738	1.789	1.729	1.798	2.270	2.180	2.115	1.998	1.888
1982/1983	1.793	1.697	1.560	1.256	1.215	1.370	1.633	2.100	2.362	2.626	2.848	2.722
1983/1984	2.504	1.846	2.006	5.399	2.248	2.675	3.813	5.242	5.466	5.388	6.766	6.838
1984/1985	5.744	4.746	4.286	6.874	7.320	7.456	7.444	7.530	9.340	8.997	8.044	8.328
1985/1986	5.424	8.476	8.180	5.988	4.140	3.340	3.520	3.700	2.306	2.142	2.181	2.162
1986/1987	1.902		2.046	2.200	2.682	2.578	2.578	2.406	2.644	2.738	2.860	2.262
1987/1988	1.928	1.840	1.882	11.058	3.737	5.804	10.079	14.160	59.672	28.236		
1988/1989												
1989/1990												
1990/1991												
1991/1992												
1992/1993												
1993/1994												
1994/1995												
1995/1996												
1996/1997												
1997/1998												
1998/1999												
1999/2000												
2000/2001												
2001/2002												
2002/2003												
2003/2004												
2004/2005												
2005/2006												
2006/2007												
2007/2008												
2008/2009												
2009/2010												
2010/2011												
2011/2012												
2012/2013												
2013/2014												
2014/2015												

N° datos	19	18	20	20	20	20	20	20	20	20	19	19
Máximo	5.744	8.476	8.180	11.058	7.320	7.456	10.079	14.160	59.672	28.236	8.044	8.328
Mínimo	0.404	0.513	0.576	0.590	0.548	0.590	0.527	0.492	0.317	0.346	0.212	0.212
Promedio	1.793	1.851	1.798	2.441	1.791	1.965	2.289	2.646	5.107	3.537	2.269	2.100
Rango	5.340	7.963	7.604	10.468	6.772	6.866	9.552	13.668	59.355	27.890	7.832	8.116
Desv.Est.	1.474	1.929	1.723	2.762	1.642	1.766	2.442	3.267	13.024	6.153	2.062	2.107

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Copiapó en Lautaro

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965	0.954	1.026	1.168	1.122	1.034	1.418	0.810	0.834	0.754	0.978	0.826	0.866
1965/1966	0.986	1.418	1.514	1.838	2.198	1.565	4.038	5.231	4.317	5.011	4.266	2.807
1966/1967	3.838	2.886	2.733	6.722	2.629	4.250	1.760	1.313	1.073	1.562	2.036	1.058
1967/1968	1.448	2.475	1.614	1.531	2.795	3.150	2.744	3.354	2.156	1.531	1.808	2.603
1968/1969	1.510	3.803	3.163	2.324	1.225	4.677	1.220	1.012	1.019	2.688	1.240	1.610
1969/1970	1.108	2.334	1.440	1.280	1.784	1.660	1.460	0.737	0.864	0.750	4.388	1.995
1970/1971	0.704	0.842	1.430	2.484	0.770	0.717	0.770	0.678	0.552	0.827	0.731	0.691
1971/1972	0.671	0.704	7.653	1.480	0.953	0.916	0.770	0.592	0.764	2.974	2.131	1.821
1972/1973	0.797	0.797	2.989	1.460	1.620	1.933	3.334	2.742	5.282	7.576	4.204	2.974
1973/1974	2.168	1.520	1.370	5.098	1.160	1.070	1.370	1.500	1.122	1.660	2.156	1.672
1974/1975	1.610	1.747	1.170	1.128	1.051	1.102	1.170	0.974	1.958	3.320	1.370	1.310
1975/1976	1.040	0.901	0.864	0.937	0.864	0.875	0.859	0.864	0.958	2.005	3.098	1.063
1976/1977	0.974	1.162	0.968	0.932	0.942	0.937	0.833	4.300	0.818	0.974	1.000	1.124
1977/1978	0.968	0.838	0.875	0.755	0.890	0.900	0.950	1.090	1.837	1.424	1.377	1.150
1978/1979	1.120	1.240	1.320	0.900	0.807				1.180	1.050	1.200	1.240
1979/1980	1.100	1.230	0.799	0.752	0.752	0.760	0.814	0.791	0.890	0.471	0.429	0.424
1980/1981	3.114	1.220	0.674	0.604	0.752	1.637	1.401	2.232	6.966	5.798	4.447	3.096
1981/1982	2.180	1.074	1.133	0.900	1.730	1.390	1.518	2.428	1.595	1.441	1.469	1.378
1982/1983	1.186	1.210	0.960	0.800	1.043	0.973	1.240	1.518	2.272	2.543	2.553	2.480
1983/1984	1.823	0.495	0.566	0.203	0.188	1.455	2.201	3.528	3.796	3.970	5.400	5.172
1984/1985	3.890	3.004	2.324	5.384	5.770	5.515		7.210	8.002	7.606	6.110	6.110
1985/1986	3.434	7.024	7.408	4.670	3.434	1.858	2.034	2.314	1.360	1.360	1.360	1.366
1986/1987	0.638	0.290	0.350	0.255	1.132	1.651	1.665	1.595	1.840	1.902	2.034	1.574
1987/1988	1.240	0.704	0.395	3.930	3.186	5.217	7.309	8.326	9.733	9.526	9.595	9.802
1988/1989	12.996	12.776	7.685	6.336	6.059	3.528	3.186	2.043	1.348	1.342	1.324	1.228
1989/1990	1.144	1.972	1.920	1.276	0.826	2.647	1.434	1.686	2.220	2.192	1.990	1.402
1990/1991	0.758	0.450	0.638	0.390	0.435	0.890	1.330	1.240	1.162	1.132	2.008	1.011
1991/1992	0.500	0.219	0.232	4.432	3.541	6.373	2.878	1.665	1.101	2.844	1.796	1.270
1992/1993	1.234	1.372	0.910	0.830	0.824	2.850	1.128	2.067	2.771	2.403	2.336	2.326
1993/1994	1.227	1.713	1.134	1.250	0.306	0.890	0.890	1.167	1.141	1.055	1.088	1.055
1994/1995	0.388	0.060	0.150	0.134	0.274	0.290	0.956	0.258	0.412	1.828	1.420	0.650
1995/1996		0.132	0.218	0.274	0.266	0.214	1.494	0.890	0.884	0.878	0.910	0.360
1996/1997	0.330	0.087	0.222	0.206	0.118	1.538	1.412	1.134	0.949	1.568	1.442	0.943
1997/1998	0.728	0.355	0.127	0.146	6.391	1.015	2.362	2.471	2.517	13.021	0.147	0.137
1998/1999	0.073	0.088	0.094	4.262	0.094	0.975	2.351	1.782	2.680	1.055	0.581	0.533
1999/2000	0.272	0.060	0.070	0.055	0.056	0.062	1.094	1.041	1.008	0.802	1.196	0.836
2000/2001	0.233	0.160	0.431	0.134	0.145	1.348	1.452	1.308	0.949	0.975	0.671	0.574
2001/2002	0.249	0.132	0.160	3.950	3.950	3.950	0.361	1.147	1.094	0.774	0.903	0.854
2002/2003	0.544	0.109	1.190	0.121	0.100	0.177	1.328	1.335	2.922	2.823	2.606	0.427
2003/2004	0.081	0.069	0.314	0.111	0.011	0.554	1.425	0.944	0.903	1.044	0.771	0.653
2004/2005	0.246	0.153	0.206	0.195	0.181	0.278	1.203	1.044	1.071	1.071	1.057	1.017
2005/2006	0.854	0.044	1.011	0.123	0.153	0.151	1.183	1.137	1.017	1.071	1.537	1.537
2006/2007	0.678	0.129	0.307	0.176	0.138	1.455	1.440	1.051	0.838	1.544	1.174	0.014
2007/2008	0.017	0.018	0.016	0.015	0.146	1.859	1.859	1.809	1.942	1.660	1.619	1.544
2008/2009	0.993	0.195	0.118	0.146	0.094	0.195	1.336	1.522	1.167	0.867	1.044	1.037
2009/2010	0.018	0.011	0.013	0.013	0.018	1.515	1.232	1.174	1.087	1.597	1.073	0.838
2010/2011	0.274	0.262	0.016	0.014	0.011	1.123	1.087	1.174	1.283	1.298	2.097	1.145
2011/2012	1.867	0.300	0.814	0.315	0.382	1.917	1.776	2.566	2.033	1.619	1.619	2.586
2012/2013	1.395	1.544	1.395	1.138	0.011	2.008	2.000	1.403	1.029	1.950	1.029	0.767
2013/2014	0.485	0.589	0.434	0.019	0.011	0.957	1.102	1.102	5.189		1.395	1.321
2014/2015	1.102	0.957	0.808	0.024	0.025	0.844	0.808	0.899	0.731	3.266	1.328	

N° datos	50	51	51	51	51	50	49	50	51	50	51	50
Máximo	12.996	12.776	7.685	6.722	6.391	6.373	7.309	8.326	9.733	13.021	9.595	9.802
Mínimo	0.017	0.011	0.013	0.013	0.011	0.062	0.361	0.258	0.412	0.471	0.147	0.014
Promedio	1.344	1.253	1.285	1.443	1.241	1.705	1.640	1.845	2.011	2.413	1.988	1.629
Rango	12.979	12.765	7.672	6.708	6.380	6.311	6.948	8.068	9.321	12.550	9.448	9.788
Desv.Est.	1.910	2.050	1.759	1.800	1.588	1.459	1.105	1.548	1.928	2.431	1.664	1.627

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Copiapó en Pastillo

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965	1.792	1.964	2.082	2.334	2.267	1.700	1.570	1.420	1.146	1.560	1.340	1.766
1965/1966	2.135	2.162	2.016	2.122	2.280	1.524	5.625	6.235	7.410	6.322	4.788	3.448
1966/1967	3.100	2.848	2.624	2.680	2.722	2.164	1.759	1.572	1.252	1.738	2.988	1.260
1967/1968	1.343	1.437	1.792	1.759	1.738	1.842	1.582	1.332	1.526	1.803	1.939	2.252
1968/1969	1.681	1.762	1.640	1.654	1.378	1.150	1.138	1.070	1.173	2.866	2.089	2.810
1969/1970	1.275	1.321	1.275	1.332	1.776	1.366	1.063	0.912	0.912	1.048	1.218	0.955
1970/1971	0.854	1.116	1.123	1.082	1.031	0.967	0.967	0.818	0.748	0.795	0.935	0.818
1971/1972	0.857	0.896	1.133	1.163	1.225	1.214	1.010	0.834	0.967	2.852	2.403	1.968
1972/1973	0.803	1.225	5.528	2.554	2.101	2.426	4.204	4.358	8.242	8.973	6.982	6.492
1973/1974	4.676	3.824	3.505	3.180	2.873	2.308	2.114	1.596	1.368	3.576	3.387	1.987
1974/1975	1.838	1.838	2.019	2.040	1.944	2.167	1.997	1.378	1.085	2.072	2.907	2.850
1975/1976	1.648	1.722	2.061	1.690	1.628	1.607	1.524	1.222	1.669	2.827	1.472	1.316
1976/1977	1.222	1.409	1.607	1.513	1.565	1.503	1.378	1.232	1.420	1.711	1.669	1.690
1977/1978	1.817	1.617	1.503	1.472	1.420	1.284	1.305	1.088	1.504	1.867	1.719	1.780
1978/1979	1.270	1.290	1.362	1.566	1.372	1.321	1.059	1.088	1.136	1.504	1.474	1.362
1979/1980	1.351	1.382	1.474	1.464	1.351	1.290	1.059	0.886	0.702	0.628	0.734	0.702
1980/1981	8.763	1.474	1.606	2.065	1.845	2.109	4.368	2.792	7.035	8.826		
1981/1982		4.309	4.141	3.683	5.375	2.858	2.125	1.813	1.844	2.560	2.585	1.629
1982/1983	1.537	1.730	1.782	2.000	1.886	2.032	2.125	2.709	4.078	5.025	5.100	4.309
1983/1984	20.840	5.150	6.918	31.806	3.683	3.698	6.266	8.581	9.480	18.222	9.800	
1984/1985				5.462	5.147	6.726	9.166	9.880	13.708			
1985/1986					4.830	4.000	3.550	8.192	13.708	5.987	5.672	2.841
1986/1987	2.392	2.841	2.919	2.815	2.919	2.716	2.280	1.857	3.730	4.201	4.150	3.880
1987/1988	3.231	3.387	3.205	16.300								
1988/1989												
1989/1990												
1990/1991												
1991/1992	1.775	1.868	3.318	1.762			0.886	0.839	1.398	2.270	2.205	2.642
1992/1993	4.399	5.148	4.168	3.096	2.727	2.149	1.955	2.727	4.401	6.912	9.086	4.694
1993/1994	3.744	3.482	3.167	2.774	2.305	1.772	1.572	0.908	0.865	3.403	2.958	2.349
1994/1995	1.550	1.794	1.972	2.060	2.327	1.483	3.022	0.648	4.936	6.749	2.234	1.163
1995/1996	1.171	1.543	1.405	1.433	1.695	1.860	1.433	0.991	1.929	1.915	1.042	0.788
1996/1997	0.841	1.207	1.248	1.043	0.986	1.289	1.035	0.821	1.478	3.950	3.336	3.292
1997/1998	1.100	1.141	5.800	2.266	8.575	6.198	7.155	7.573	23.044	23.105		
1998/1999	4.806	6.460	5.720	5.580	4.788	4.320	3.816	3.978	3.708	3.924	4.770	3.870
1999/2000	5.256	3.090	3.834	3.708	3.360	2.985	2.360	2.080	2.052	1.870	1.856	1.814
2000/2001	2.668	2.865	3.708	3.510	3.120	1.898	2.080	1.235	2.416	2.766	9.282	7.180
2001/2002	4.086	3.636	3.540	3.015	2.970	2.822	1.758	1.373	1.968	2.374	3.420	2.598
2002/2003	2.940	12.850	6.280	3.672	5.520	4.680	6.660	9.512	11.849	8.714	14.335	6.397
2003/2004	5.376	4.383	4.146	3.909	3.866	2.796	1.887	2.258	2.471	6.031	7.095	3.958
2004/2005	2.825	3.111	2.521	3.477	2.940	1.894	1.365	0.861	1.017	5.262	1.372	1.372
2005/2006	3.529	3.229	2.256	2.715	2.105	2.105	1.534	1.955	3.529	7.885	7.514	3.544
2006/2007	2.229	2.229	2.229	2.229	2.090	1.209	0.905	0.622	1.812	5.355	0.905	0.999
2007/2008	0.890	3.042	4.021	1.927	2.003	1.725	1.750	2.922	5.329	6.331	4.365	3.214
2008/2009	2.559	2.691	2.790	2.625	2.509	2.212	1.439	0.847	0.763	1.321	1.250	1.019
2009/2010	1.160	1.179	1.646	1.993	1.574	1.477					1.759	1.199
2010/2011	0.995	1.983	1.634	1.466	1.199	1.242	0.829	0.627	0.888	1.275	3.821	2.953
2011/2012	1.529	1.840	2.302	5.936	1.529	1.252	0.990	0.705	4.816	3.825	4.176	2.743
2012/2013	3.758	1.988	1.314	1.414	1.630	1.422	0.863	0.668	1.302	2.935	2.626	0.932
2013/2014	1.149	6.835	7.122	7.122	1.345	1.345	1.058	0.955	4.551		5.150	1.845
2014/2015	1.526	2.939	2.493	1.440	1.373	1.373	0.935	0.935	1.662	8.707	6.623	39.514

N° datos	45	46	46	47	46	46	46	46	46	44	44	43
Máximo	20.840	12.850	7.122	31.806	8.575	6.726	9.166	9.880	23.044	23.105	14.335	39.514
Mínimo	0.803	0.896	1.123	1.043	0.986	0.967	0.829	0.622	0.702	0.628	0.734	0.702
Promedio	2.806	2.766	2.868	3.487	2.541	2.206	2.316	2.367	3.783	4.633	3.785	3.400
Rango	20.037	11.954	5.999	30.763	7.589	5.760	8.337	9.258	22.343	22.477	13.601	38.813
Desv.Est.	3.186	2.061	1.605	4.855	1.494	1.252	1.894	2.518	4.439	4.316	2.903	5.850

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Jorquera en Vertedero

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965	0.950		1.194	1.302	1.468	1.281	1.174	0.839	0.596	0.699	0.552	0.584
1965/1966	0.740	0.751	0.988	1.071	1.039	0.982	1.058	1.367	1.432	1.167	1.116	1.078
1966/1967	1.129	1.090	1.071	1.135	0.818	1.403	1.071	0.860	0.766	0.544	0.484	0.524
1967/1968	0.610	0.720	1.014	0.879	0.930	0.930	0.829	0.730	0.580	0.548	0.516	0.588
1968/1969	0.673	0.709	0.751	0.803	0.772	0.813	0.683	0.626	0.476	0.404	0.400	0.394
1969/1970	0.420	0.524	0.647	0.694	0.694	0.584	0.548	0.460	0.388	0.242	0.504	0.319
1970/1971	0.235	0.346	0.394	0.397	0.472	0.504	0.460	0.319	0.231	0.358	0.385	0.286
1971/1972	0.298	0.378	0.257	0.445	0.281	0.479	0.505	0.454	0.298	0.345	0.645	0.260
1972/1973	0.260	0.382	1.550	0.807	1.020	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550
1973/1974	1.550	1.550	1.550	1.393	1.320	1.218	1.156	0.750	0.500	1.244	1.192	0.420
1974/1975	0.565	0.700	0.890	0.974	0.781	0.833	0.735	0.776	0.690	0.700	0.655	0.685
1975/1976	0.441	0.475	0.630	0.700	0.750	0.560	0.399	0.242	0.565	0.505	0.475	0.336
1976/1977	0.395	0.715	0.610	0.615	0.630	0.645	0.535	0.328	0.424	0.315	0.395	0.496
1977/1978	0.585	0.655	0.745	0.750	0.525	0.540	0.366	0.218	0.462	0.403	0.387	0.408
1978/1979	0.328	0.445	0.570	0.496	0.520	0.605	0.525	0.570	0.188	0.307	0.395	0.395
1979/1980	0.395	0.456	0.358	0.367	0.448	0.456	0.230	0.397	0.248	0.245	0.236	0.256
1980/1981	0.484	0.492	0.512	0.792	0.621	0.600	0.552	0.532	0.678	0.803	1.103	1.110
1981/1982	0.860	0.844	0.866	0.844	0.873	0.839	0.813	0.694	0.532	0.428	0.370	0.388
1982/1983	0.448	0.540	0.572	0.600	0.647	0.647	0.621	0.600	0.683	0.720	0.699	0.587
1983/1984	0.634	0.656	0.688	2.398	0.829	0.838	0.912	1.004	1.214	1.614	1.565	1.477
1984/1985	1.284	1.428	1.326	1.949	1.467	1.467	1.896	2.411	2.490	1.684	1.586	1.322
1985/1986	1.254	1.254	1.390	1.322	1.322	1.390	1.488	1.254	1.050	0.905	1.216	0.726
1986/1987	0.805	0.955	1.114	1.135	1.150	1.063	1.099	0.854	0.831	0.690	0.695	0.651
1987/1988	0.660	0.770	0.765	2.644	1.865	1.186	1.727	12.740	12.460	10.054	6.576	5.939
1988/1989	3.563	3.638	3.790	3.894	3.962	2.986	2.567	2.070	1.659	1.536	1.193	1.328
1989/1990	1.288	1.610	1.669	1.914	2.419	1.776	1.708	1.727	1.164	1.006	0.998	1.135
1990/1991	1.240	1.280	1.629	1.688	1.504	1.288	1.049	0.854	0.721	0.682	0.606	0.620
1991/1992	0.704	0.822	1.528	1.256	1.312	0.941	0.905	0.682	0.591	0.419	0.800	0.534
1992/1993	0.704	1.767	1.288	1.392	1.216	1.142	0.962	1.121	1.157	1.288	1.034	0.905
1993/1994	0.977	1.200	1.312	1.392	1.352	1.224	1.200	0.948	0.588	0.422	0.365	0.498
1994/1995	0.595	0.726	0.847	0.847	0.897	0.816	0.703	0.424	0.380	0.387		0.295
1995/1996	0.336	0.283	0.682	0.804	0.710	0.597	0.544	0.422	0.382	0.250	0.218	0.226
1996/1997	0.341	0.515	0.606	0.569	0.691	0.729	0.559	1.050	0.672	1.320	0.192	0.120
1997/1998	0.200	0.252	4.963	0.794	7.485	0.935	0.813	1.661	2.818	2.956	2.808	1.340
1998/1999	1.567	1.661	2.457	2.074	1.710	1.646	1.498	1.240	1.110	1.816	0.804	0.970
1999/2000	1.170	1.350	1.540	1.264	1.120	1.149	1.021	1.006	1.052	0.748	0.655	0.676
2000/2001	0.938	1.067	1.762	0.983	0.953	0.877	0.683	0.449	0.499	0.499	0.428	0.801
2001/2002	0.801	0.945	0.824	0.816	1.341	1.014	0.862	0.662	0.612	0.527	0.340	0.381
2002/2003	0.669	2.106	1.074	1.059	1.235	1.293	1.067	1.389	1.504	1.466	1.302	1.158
2003/2004	1.158	1.187	1.427	1.341	1.341	1.245	1.245	1.040	0.891	0.821	0.632	0.761
2004/2005	1.283	1.235	1.331	1.302	1.671	1.235	0.911	0.751	0.616	0.562	0.461	0.508
2005/2006	0.771	0.971	0.981	1.060	1.020	0.951	0.891	0.580	0.568	0.562	0.722	0.478
2006/2007	0.568	0.568	0.692	0.704	0.853	0.823	0.744	0.466	0.294	0.166	0.146	0.207
2007/2008	0.250	0.360	0.499	0.565	0.754	0.942	0.704	0.754	0.902	1.041	1.070	0.942
2008/2009	0.853	0.971	1.120	1.264	1.206	1.168	1.041	0.724	0.612	0.426	0.724	0.327
2009/2010	0.479	0.833	0.892	0.803	0.704	0.612	0.618	0.552	0.506	0.275	0.453	0.380
2010/2011	0.413	0.714	0.773	0.714	0.684	0.599	0.546	0.645	0.373	0.546	1.702	0.426
2011/2012	0.559	0.962	0.635	0.873	0.734	0.655	0.612	0.526	1.021	1.120	0.236	0.267
2012/2013	0.932	0.532	0.579	0.559	0.625	0.625	0.724	0.625	0.360	0.197	0.173	0.129
2013/2014	0.246	0.559	0.493	0.559	0.559	0.625	0.559	0.559	0.294	0.294	0.221	0.246
2014/2015	0.360	0.625	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559	0.426	0.360	0.270	0.246	0.270

N° datos	51	50	51	51	51	51	51	51	51	51	50	51
Máximo	3.563	3.638	4.963	3.894	7.485	2.986	2.567	12.740	12.460	10.054	6.576	5.939
Mínimo	0.200	0.252	0.257	0.367	0.281	0.456	0.230	0.218	0.188	0.166	0.146	0.120
Promedio	0.764	0.912	1.106	1.089	1.174	0.978	0.906	1.057	1.001	0.943	0.844	0.720
Rango	3.363	3.386	4.706	3.527	7.204	2.530	2.337	12.522	12.272	9.889	6.430	5.819
Desv.Est.	0.537	0.576	0.807	0.640	1.076	0.440	0.441	1.730	1.719	1.410	0.971	0.833

Estadística Original de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Pulido en Vertedero

AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965	1.341	1.104	1.702	1.244	1.218	0.880	0.843	0.751	0.636	0.970	0.848	1.181
1965/1966	1.411	1.306	1.040	1.096	1.350	1.508	2.866	4.720	6.162	4.680	3.776	2.334
1966/1967	2.118	1.682	1.578	1.473	1.411	1.040	0.794	0.767	0.691	1.647	2.492	0.843
1967/1968	0.782	0.763	1.087	0.948	1.201	1.299	0.744	0.849	1.334	1.476	1.772	1.902
1968/1969	1.250	1.299	1.236	1.124	0.901	0.744	0.733	0.782	0.971	2.584	2.005	2.194
1969/1970	0.843	0.890	0.924	0.782	0.895	0.657	0.590	0.481	0.895	0.820	0.959	0.710
1970/1971	0.618	0.734	0.743	0.657	0.681	0.580	0.662	0.508	0.557	0.924	0.710	0.614
1971/1972	0.700	0.633	1.087	0.734	0.657	0.690	0.527	0.474	0.782	2.574	2.602	1.910
1972/1973	0.942	0.890	3.457	1.647	1.069	1.026	1.336	1.261	5.795	10.393	12.266	5.160
1973/1974	3.474	2.264	2.195	1.882	1.584	1.217	1.144	0.652	0.937	3.524	2.888	1.266
1974/1975	1.145	1.110	1.180	0.995	1.025	1.253	1.010	0.773	0.611	1.796	2.470	2.490
1975/1976	1.145	1.114	1.570	1.239	1.167	1.100	1.215	0.804	2.044	2.570	1.175	1.110
1976/1977	0.922	0.903	1.097	0.985	0.929	0.796	0.746	0.750	0.915	1.318	1.495	1.534
1977/1978	1.406	1.034	1.048	1.090	0.936	0.813	0.788	0.880	1.357	1.732	1.661	1.475
1978/1979	1.020	0.985	1.097	1.020	0.880	0.783	0.629	0.691	0.887	1.642	1.632	1.446
1979/1980	1.299	1.076	1.076	0.992	0.825	0.646	0.609	0.490	0.457	0.612	0.817	0.595
1980/1981	7.902	0.901	0.992	1.931	0.708	0.880	2.911	0.936	5.158	9.997	10.252	8.110
1981/1982	3.948	2.802	2.278	2.018	2.367	1.534	1.357	0.809	1.602	2.306	2.534	1.159
1982/1983	1.021	1.069	0.983	0.934	1.048	0.999	1.069	1.887	3.680	5.618	5.330	4.525
1983/1984	30.436	3.487	9.342	19.310	2.288	2.182	2.435	4.785	10.662	13.708	7.993	6.680
1984/1985	3.804	2.934	2.850	8.037	2.733	3.157	4.045	6.617	9.457	6.763	4.936	4.768
1985/1986	3.210	2.386	2.190	2.288	2.106	1.630	1.188	1.080	2.106	2.386		
1986/1987	1.379	1.812	1.804	1.721	1.921	1.483	1.252	0.990	3.580	4.118	3.857	2.797
1987/1988	2.165	2.288	2.190	19.610	7.612	3.313	5.592	23.124	29.820	28.920		
1988/1989	5.116	5.009	3.982	3.440	2.921	2.520	2.135	1.407	1.420	1.535	2.719	1.879
1989/1990	1.674	1.770	1.688	1.583	2.160	1.775	1.171	1.028	1.394	1.936	1.890	1.693
1990/1991	1.416	1.504	1.607	1.588	1.093	0.860	0.635	0.597	1.556	1.850	2.339	1.682
1991/1992	1.018	1.060	1.828	1.417	1.321	0.965	0.894	0.500	0.943	1.532	1.532	1.610
1992/1993	1.834	2.525	2.216	1.623	1.494	1.296	1.114	1.577	4.053	6.466	5.626	3.633
1993/1994	3.035	2.527	2.376	1.885	1.769	1.908	1.338	0.813	1.008	2.705	2.180	2.004
1994/1995	1.075	1.036	0.997	0.946	0.986	0.703	0.562	0.658	3.098	5.782	2.467	1.104
1995/1996	0.832	0.736	0.766	0.819	0.786	0.826	0.712	0.608	0.978	1.063	0.938	0.951
1996/1997	0.852	1.165	1.165	0.951	0.644	0.852	0.859	0.612	1.665	5.332	4.580	3.188
1997/1998	0.852	0.696	2.500	1.511	12.420	3.300	2.938	5.520	10.759	14.977	9.947	5.510
1998/1999	3.481	2.931	2.538	2.574	2.232	1.854	1.518	1.385	2.544	4.902	4.030	4.318
1999/2000	3.270	1.685	1.745	1.754	1.421	1.219	1.437	1.437	1.754	2.685	2.566	1.944
2000/2001	2.089	2.012	3.045	1.625	1.346	1.070	1.010	1.428	2.272	2.903	6.155	6.625
2001/2002	2.728	2.556	1.876	1.840	2.031	1.582	1.152	1.062	1.771	2.642	4.108	2.224
2002/2003	1.814	29.859	2.048	2.074	3.089	1.610	1.830	4.810	6.367	7.903	10.324	4.780
2003/2004	2.946	3.570	2.315	2.101	2.057	1.775	1.162	1.996	1.894	3.777	3.454	1.988
2004/2005	1.555	1.464	1.367	1.980	1.485	1.029	0.849	0.789	1.113	5.986	1.705	1.610
2005/2006	3.091	1.919	1.394	1.757	0.992	1.105	0.778	1.550	2.706	5.994	5.291	2.414
2006/2007	1.789	1.756	1.771	1.488	1.265	0.981	0.727	0.653	2.368	3.510	1.243	0.969
2007/2008	0.866	2.469	2.825	1.140	1.060	1.074	0.848	2.533	4.660	6.460	3.833	2.432
2008/2009	1.797	1.718	1.595	1.542	1.420	0.955	0.673	0.575	0.637	1.146	1.010	0.786
2009/2010	0.717	0.879	0.846	0.830	0.748	0.700	0.673	0.682	0.852	2.395	1.692	1.271
2010/2011	0.880	1.485	1.138	1.229	0.774	0.915	0.575	0.575	0.943	1.387	3.007	1.171
2011/2012	0.830	0.943	1.287	5.405	1.304	0.894	0.668	0.655	4.183	3.007	3.801	2.291
2012/2013	5.046	1.426	1.376	1.259	1.091	0.830	0.700	0.506	1.276	3.179	2.605	1.120
2013/2014	0.830	5.953	1.276	1.047	0.975	0.902	0.700	0.700	3.677	4.069	4.338	1.359
2014/2015	0.902	1.359	1.120	0.902	0.700	0.902	0.506	0.506	0.506	2.291	4.472	36.487

N° datos	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	49	49
Máximo	30.436	29.859	9.342	19.610	12.420	3.313	5.592	23.124	29.820	28.920	12.266	36.487
Mínimo	0.618	0.633	0.743	0.657	0.644	0.580	0.506	0.474	0.457	0.612	0.710	0.595
Promedio	2.483	2.303	1.832	2.354	1.708	1.267	1.240	1.785	3.088	4.323	3.517	3.099
Rango	29.818	29.226	8.599	18.953	11.776	2.733	5.086	22.650	29.363	28.308	11.556	35.892
Desv.Est.	4.238	4.078	1.291	3.688	1.863	0.655	0.960	3.353	4.557	4.700	2.687	5.171

ANEXO N°1.5

ESTADÍSTICA RELLENADA DE CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS MENSUALES

En la siguiente tabla se presenta la estadística rellenada de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales para la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero, en donde la simbología de colores siguiente indica la estación con la cual se rellenaron los datos faltantes de la estación.

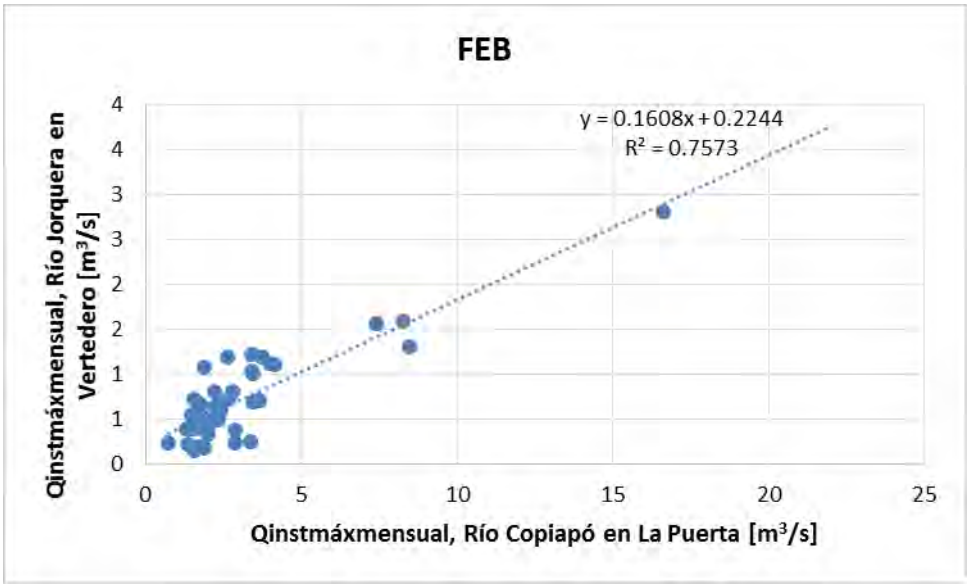
Simbología Relleno
RÍO COPIAPÓ EN ANGOSTURA
RÍO COPIAPÓ EN CIUDAD DE COPIAPÓ
RÍO COPIAPÓ EN MAL PASO AGUAS ABAJO CANAL
RÍO COPIAPÓ EN LA PUERTA
RÍO COPIAPÓ EN SAN ANTONIO
RIO COPIAPÓ EN LAUTARO
RIO COPIAPÓ EN PASTILLO
RIO JORQUERA EN VERTEDERO
RIO PULIDO EN VERTEDERO

Estadística Rellenada de Caudales Instantáneos Máximos Mensuales – Estación Río Jorquera en Vertedero

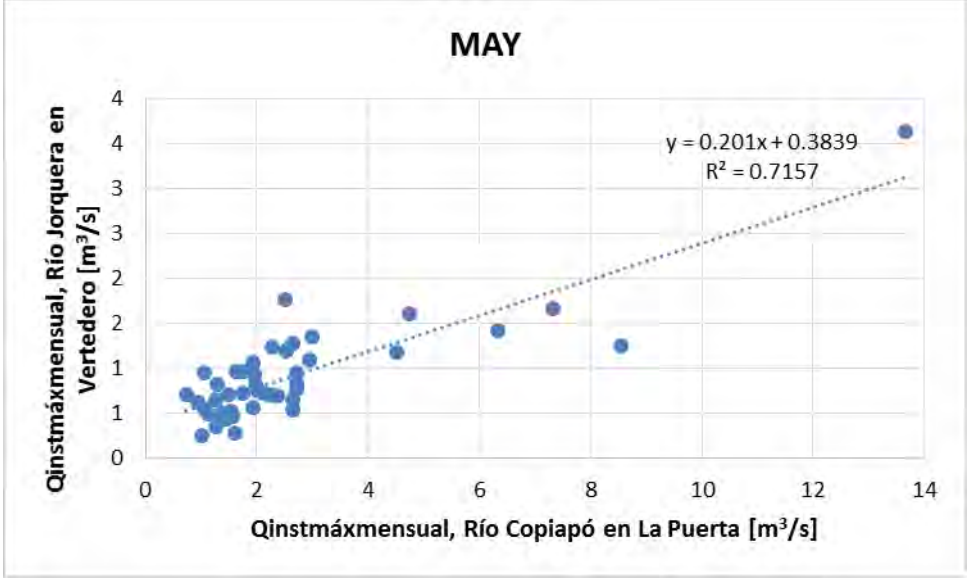
AÑO	Qinstmáxmensual [m³/s]											
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1964/1965	0.950	0.788	1.194	1.302	1.468	1.281	1.174	0.839	0.596	0.699	0.552	0.584
1965/1966	0.740	0.751	0.988	1.071	1.039	0.982	1.058	1.367	1.432	1.167	1.116	1.078
1966/1967	1.129	1.090	1.071	1.135	0.818	1.403	1.071	0.860	0.766	0.544	0.484	0.524
1967/1968	0.610	0.720	1.014	0.879	0.930	0.930	0.829	0.730	0.580	0.548	0.516	0.588
1968/1969	0.673	0.709	0.751	0.803	0.772	0.813	0.683	0.626	0.476	0.404	0.400	0.394
1969/1970	0.420	0.524	0.647	0.694	0.694	0.584	0.548	0.460	0.388	0.242	0.504	0.319
1970/1971	0.235	0.346	0.394	0.397	0.472	0.504	0.460	0.319	0.231	0.358	0.385	0.286
1971/1972	0.298	0.378	0.257	0.445	0.281	0.479	0.505	0.454	0.298	0.345	0.645	0.260
1972/1973	0.260	0.382	1.550	0.807	1.020	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550	1.550
1973/1974	1.550	1.550	1.550	1.393	1.320	1.218	1.156	0.750	0.500	1.244	1.192	0.420
1974/1975	0.565	0.700	0.890	0.974	0.781	0.833	0.735	0.776	0.690	0.700	0.655	0.685
1975/1976	0.441	0.475	0.630	0.700	0.750	0.560	0.399	0.242	0.565	0.505	0.475	0.336
1976/1977	0.395	0.715	0.610	0.615	0.630	0.645	0.535	0.328	0.424	0.315	0.395	0.496
1977/1978	0.585	0.655	0.745	0.750	0.525	0.540	0.366	0.218	0.462	0.403	0.387	0.408
1978/1979	0.328	0.445	0.570	0.496	0.520	0.605	0.525	0.570	0.188	0.307	0.395	0.395
1979/1980	0.395	0.456	0.358	0.367	0.448	0.456	0.230	0.397	0.248	0.245	0.236	0.256
1980/1981	0.484	0.492	0.512	0.792	0.621	0.600	0.552	0.532	0.678	0.803	1.103	1.110
1981/1982	0.860	0.844	0.866	0.844	0.873	0.839	0.813	0.694	0.532	0.428	0.370	0.388
1982/1983	0.448	0.540	0.572	0.600	0.647	0.647	0.621	0.600	0.683	0.720	0.699	0.587
1983/1984	0.634	0.656	0.688	2.398	0.829	0.838	0.912	1.004	1.214	1.614	1.565	1.477
1984/1985	1.284	1.428	1.326	1.949	1.467	1.467	1.896	2.411	2.490	1.684	1.586	1.322
1985/1986	1.254	1.254	1.390	1.322	1.322	1.390	1.488	1.254	1.050	0.905	1.216	0.726
1986/1987	0.805	0.955	1.114	1.135	1.150	1.063	1.099	0.854	0.831	0.690	0.695	0.651
1987/1988	0.660	0.770	0.765	2.644	1.865	1.186	1.727	12.740	12.460	10.054	6.576	5.939
1988/1989	3.563	3.638	3.790	3.894	3.962	2.986	2.567	2.070	1.659	1.536	1.193	1.328
1989/1990	1.288	1.610	1.669	1.914	2.419	1.776	1.708	1.727	1.164	1.006	0.998	1.135
1990/1991	1.240	1.280	1.629	1.688	1.504	1.288	1.049	0.854	0.721	0.682	0.606	0.620
1991/1992	0.704	0.822	1.528	1.256	1.312	0.941	0.905	0.682	0.591	0.419	0.800	0.534
1992/1993	0.704	1.767	1.288	1.392	1.216	1.142	0.962	1.121	1.157	1.288	1.034	0.905
1993/1994	0.977	1.200	1.312	1.392	1.352	1.224	1.200	0.948	0.588	0.422	0.365	0.498
1994/1995	0.595	0.726	0.847	0.847	0.897	0.816	0.703	0.424	0.380	0.387	0.639	0.295
1995/1996	0.336	0.283	0.682	0.804	0.710	0.597	0.544	0.422	0.382	0.250	0.218	0.226
1996/1997	0.341	0.515	0.606	0.569	0.691	0.729	0.559	1.050	0.672	1.320	0.192	0.120
1997/1998	0.200	0.252	4.963	0.794	7.485	0.935	0.813	1.661	2.818	2.956	2.808	1.340
1998/1999	1.567	1.661	2.457	2.074	1.710	1.646	1.498	1.240	1.110	1.816	0.804	0.970
1999/2000	1.170	1.350	1.540	1.264	1.120	1.149	1.021	1.006	1.052	0.748	0.655	0.676
2000/2001	0.938	1.067	1.762	0.983	0.953	0.877	0.683	0.449	0.499	0.499	0.428	0.801
2001/2002	0.801	0.945	0.824	0.816	1.341	1.014	0.862	0.662	0.612	0.527	0.340	0.381
2002/2003	0.669	2.106	1.074	1.059	1.235	1.293	1.067	1.389	1.504	1.466	1.302	1.158
2003/2004	1.158	1.187	1.427	1.341	1.341	1.245	1.245	1.040	0.891	0.821	0.632	0.761
2004/2005	1.283	1.235	1.331	1.302	1.671	1.235	0.911	0.751	0.616	0.562	0.461	0.508
2005/2006	0.771	0.971	0.981	1.060	1.020	0.951	0.891	0.580	0.568	0.562	0.722	0.478
2006/2007	0.568	0.568	0.692	0.704	0.853	0.823	0.744	0.466	0.294	0.166	0.146	0.207
2007/2008	0.250	0.360	0.499	0.565	0.754	0.942	0.704	0.754	0.902	1.041	1.070	0.942
2008/2009	0.853	0.971	1.120	1.264	1.206	1.168	1.041	0.724	0.612	0.426	0.724	0.327
2009/2010	0.479	0.833	0.892	0.803	0.704	0.612	0.618	0.552	0.506	0.275	0.453	0.380
2010/2011	0.413	0.714	0.773	0.714	0.684	0.599	0.546	0.645	0.373	0.546	1.702	0.426
2011/2012	0.559	0.962	0.635	0.873	0.734	0.655	0.612	0.526	1.021	1.120	0.236	0.267
2012/2013	0.932	0.532	0.579	0.559	0.625	0.625	0.724	0.625	0.360	0.197	0.173	0.129
2013/2014	0.246	0.559	0.493	0.559	0.559	0.625	0.559	0.559	0.294	0.294	0.221	0.246
2014/2015	0.360	0.625	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559	0.426	0.360	0.270	0.246	0.270
Nº datos	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51
Máximo	3.563	3.638	4.963	3.894	7.485	2.986	2.567	12.740	12.460	10.054	6.576	5.939
Mínimo	0.200	0.252	0.257	0.367	0.281	0.456	0.230	0.218	0.188	0.166	0.146	0.120
Promedio	0.764	0.909	1.106	1.089	1.174	0.978	0.906	1.057	1.001	0.943	0.840	0.720
Rango	3.363	3.386	4.706	3.527	7.204	2.530	2.337	12.522	12.272	9.889	6.430	5.819
Desv.Est.	0.537	0.570	0.807	0.640	1.076	0.440	0.441	1.730	1.719	1.410	0.961	0.833

Los gráficos siguientes muestran la correlación usada en cada mes.

Correlación Mes de Febrero – E. F. Río Jorquera en Vertedero vs E. F. Río Copiapó en La Puerta



Correlación Mes de Mayo – E. F. Río Jorquera en Vertedero vs E. F. Río Copiapó en La Puerta



Para una correlación tipo Q1 = a*Q2 + b, con un factor de correlación R^2, el resumen de los parámetros de correlación obtenidos son los de la tabla siguiente.

Parámetros de correlación mensual para E. F. Río Jorquera en Vertedero

	FEB	MAY
E. F. usada para el relleno	Río Copiapó en La Puerta	Río Copiapó en La Puerta
a	0.1608	0.2010
b	0.2244	0.3839
R^2	0.7573	0.7157

ANEXO N°1.6

SERIES DE CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS PARA PERÍODO DE INVIERNO, VERANO Y ANUAL

En la siguiente tabla se presentan las series de Caudales Instantáneos Máximos para período de Invierno, Verano y Anual, en donde la simbología de colores siguiente indica la estación con la cual se rellenaron los datos faltantes de la estación, o si la estadística fue rellenada mensualmente.

Simbología Relleno
RÍO COPIAPÓ EN ANGOSTURA
RÍO COPIAPÓ EN CIUDAD DE COPIAPÓ
RÍO COPIAPÓ EN MAL PASO AGUAS ABAJO CANAL
RÍO COPIAPÓ EN LA PUERTA
RÍO COPIAPÓ EN SAN ANTONIO
RIO COPIAPÓ EN LAUTARO
RIO COPIAPÓ EN PASTILLO
RIO JORQUERA EN VERTEDERO
RIO PULIDO EN VERTEDERO
ESTADÍSTICA RELLENADA MENSUALMENTE (ver Anexo anterior)
ESTADÍSTICA RELLENADA CON PERÍODO INVIERNO O VERANO

Series de Caudales Máximos Instantáneos para Período de Invierno, Verano y Anual – Estación Río Jorquera en Vertedero

AÑO	ABR-SEP	OCT-MAR	ANUAL
	Qinstmáx [m^3/s]	Qinstmáx [m^3/s]	Qinstmáx [m^3/s]
1964/1965	1.468	1.174	1.468
1965/1966	1.071	1.432	1.432
1966/1967	1.403	1.071	1.403
1967/1968	1.014	0.829	1.014
1968/1969	0.813	0.683	0.813
1969/1970	0.694	0.548	0.694
1970/1971	0.504	0.460	0.504
1971/1972	0.479	0.645	0.645
1972/1973	1.550	1.550	1.550
1973/1974	1.550	1.244	1.550
1974/1975	0.974	0.776	0.974
1975/1976	0.750	0.565	0.750
1976/1977	0.715	0.535	0.715
1977/1978	0.750	0.462	0.750
1978/1979	0.605	0.570	0.605
1979/1980	0.456	0.397	0.456
1980/1981	0.792	1.110	1.110
1981/1982	0.873	0.813	0.873
1982/1983	0.647	0.720	0.720
1983/1984	2.398	1.614	2.398
1984/1985	1.949	2.490	2.490
1985/1986	1.390	1.488	1.488
1986/1987	1.150	1.099	1.150
1987/1988	2.644	12.740	12.740
1988/1989	3.962	2.567	3.962
1989/1990	2.419	1.727	2.419
1990/1991	1.688	1.049	1.688
1991/1992	1.528	0.905	1.528
1992/1993	1.767	1.288	1.767
1993/1994	1.392	1.200	1.392
1994/1995	0.897	0.703	0.897
1995/1996	0.804	0.544	0.804
1996/1997	0.729	1.320	1.320
1997/1998	7.485	2.956	7.485
1998/1999	2.457	1.816	2.457
1999/2000	1.540	1.052	1.540
2000/2001	1.762	0.801	1.762
2001/2002	1.341	0.862	1.341
2002/2003	2.106	1.504	2.106
2003/2004	1.427	1.245	1.427
2004/2005	1.671	0.911	1.671
2005/2006	1.060	0.891	1.060
2006/2007	0.853	0.744	0.853
2007/2008	0.942	1.070	1.070
2008/2009	1.264	1.041	1.264
2009/2010	0.892	0.618	0.892
2010/2011	0.773	1.702	1.702
2011/2012	0.962	1.120	1.120
2012/2013	0.932	0.724	0.932
2013/2014	0.625	0.559	0.625
2014/2015	0.625	0.559	0.625
N° datos	51	51	51
Máximo	7.485	12.740	12.740
Mínimo	0.456	0.397	0.456
Promedio	1.383	1.304	1.647
Rango	7.029	12.343	12.284
Desv.Est.	1.101	1.722	1.917

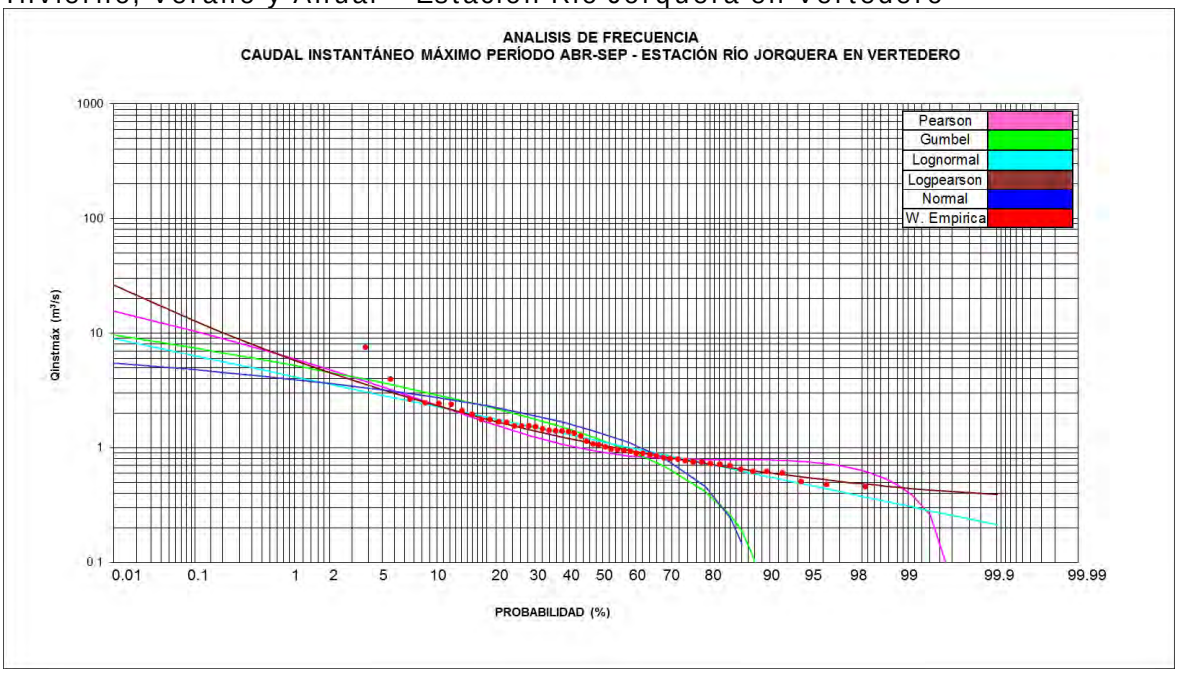
Los datos de la tabla anterior corresponden a los caudales instantáneos máximos por período, los cuales se obtienen determinando el máximo valor del caudal instantáneo máximo mensual durante ese período. Los datos rellenados (que se muestran con color

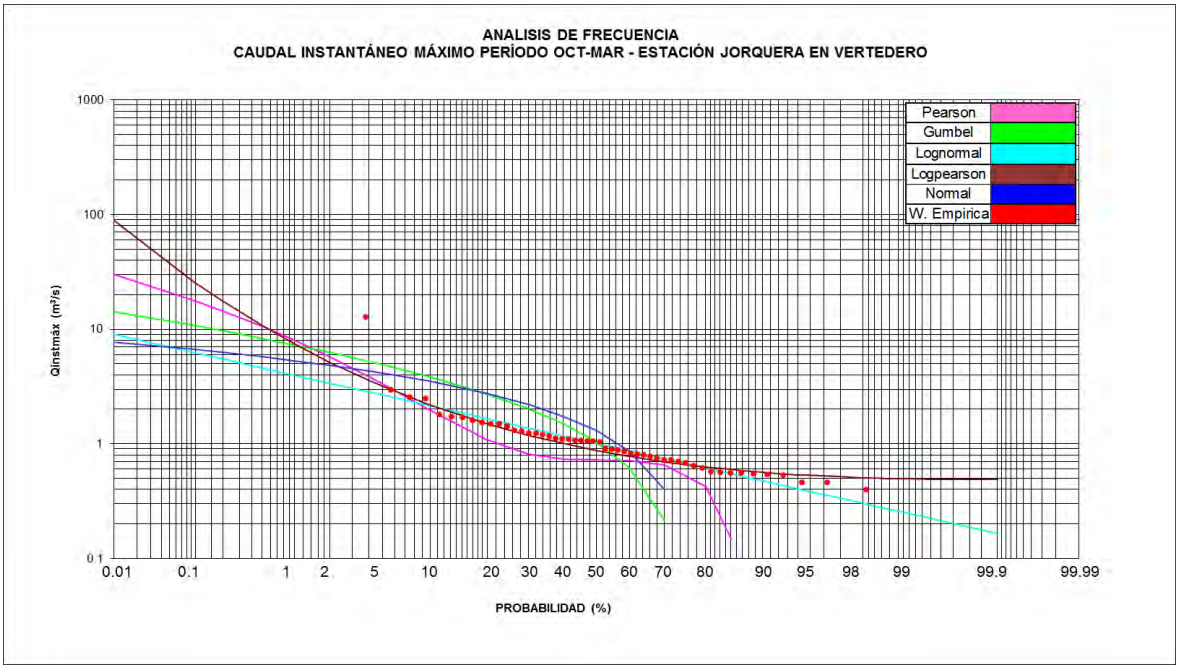
en la tabla anterior) fueron obtenidos de la misma manera, con la diferencia de que uno o más de los meses del período fueron rellenados mediante correlación de las series mensuales, por lo que los gráficos de correlación correspondientes y parámetros obtenidos de correlación se muestran en el Anexo N°1.4.

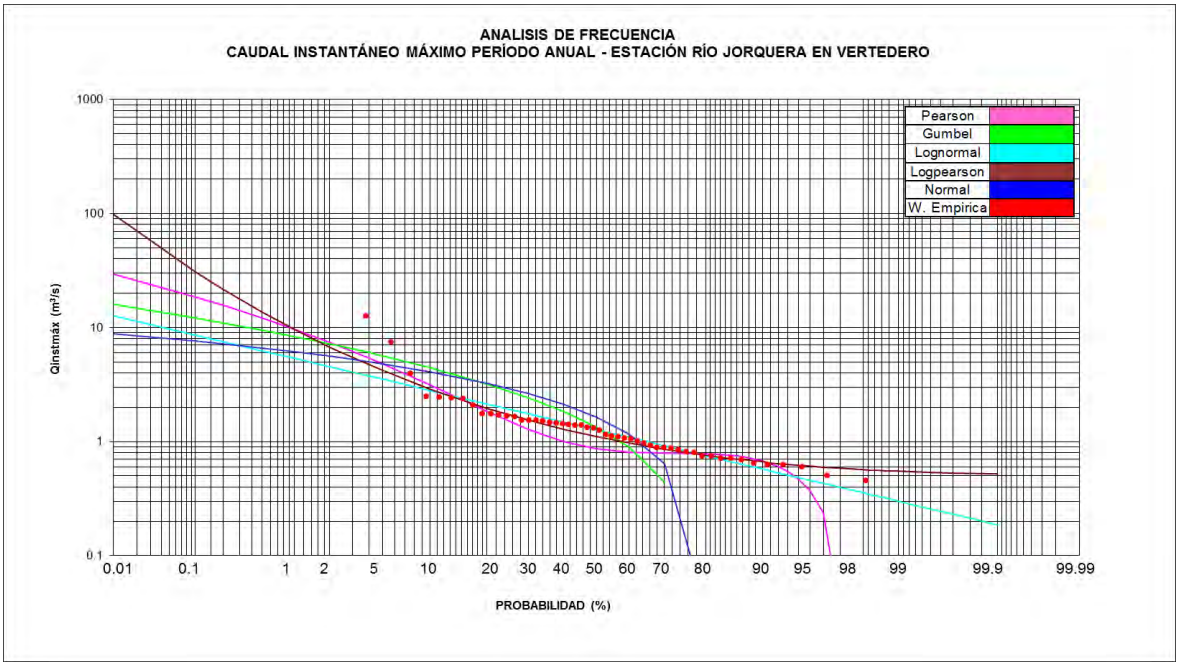
ANEXO N°1.7

ANÁLISIS DE FRECUENCIA GRÁFICO DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD PARA CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS

Análisis Gráfico de Series de Caudales Máximos Instantáneos para Período de Invierno, Verano y Anual – Estación Río Jorquera en Vertedero






ANALISIS DE FRECUENCIA
CAUDAL INSTANTÁNEO MÁXIMO PERÍODO ANUAL - ESTACIÓN RÍO JORQUERA EN VERTEDERO
Pearson
Gumbel
Lognormal
Logpearson
Normal
W. Empirica
Qinstmáx (m³/s)
1000
100
10
1
0.1
0.01
0.1
1
2
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
98
99
99.9
99.99
PROBABILIDAD (%)

ANEXO N°1.8

ESTADÍSTICA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 Y 48 HORAS

Estadística de Precipitaciones Máximas en 24 horas para períodos Abr-Sep (Invierno) y Oct-Mar (Verano) – Estación Jorquera en La Guardia

AÑO	Pmáx24hrs (Abr-Sep) [mm]	Pmáx24hrs (Oct-Mar) [mm]
	Jorquera en La Guardia	Jorquera en La Guardia
1967/1968	0.00	0.00
1968/1969	0.00	0.00
1969/1970	0.00	6.00
1970/1971	0.00	0.00
1971/1972	0.00	0.00
1972/1973	31.00	0.00
1973/1974	12.00	0.00
1974/1975	2.50	18.00
1975/1976	29.00	3.00
1976/1977	28.00	0.00
1977/1978	7.00	0.00
1978/1979	10.00	12.00
1979/1980	2.00	2.50
1980/1981	34.00	12.00
1981/1982	42.00	0.00
1982/1983	25.00	0.00
1983/1984	48.30	12.00
1984/1985	33.50	0.90
1985/1986	5.20	3.50
1986/1987	18.00	6.20
1987/1988	36.30	0.00
1988/1989	9.20	0.00
1989/1990	35.30	0.00
1990/1991	17.20	0.00
1991/1992	23.10	9.30
1992/1993	19.20	0.00
1993/1994	9.20	2.50
1994/1995	3.50	0.00
1995/1996	16.20	0.00
1996/1997	8.30	8.30
1997/1998	72.50	14.20
1998/1999	6.40	8.50
1999/2000	0.00	15.40
2000/2001	17.40	12.00
2001/2002	5.40	1.00
2002/2003	26.50	0.00
2003/2004	4.00	0.50
2004/2005	11.00	6.20
2005/2006	10.00	1.50
2006/2007	5.00	5.00
2007/2008	19.00	2.00
2008/2009	3.50	3.00
2009/2010	7.00	1.00
2010/2011	17.20	2.00
2011/2012	21.00	0.00
2012/2013	5.50	2.20
2013/2014	22.20	0.00
2014/2015	19.00	29.00
2015/2016	25.50	2.00
2016/2017	7.50	0.00

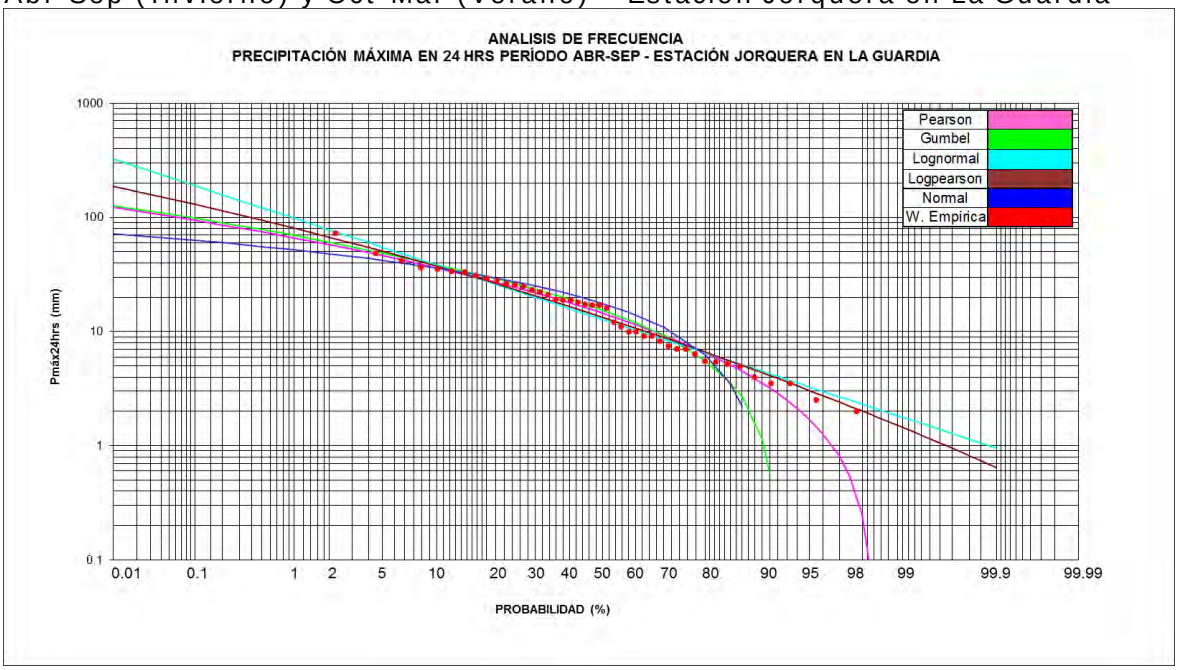
Estadística de Precipitaciones Máximas en 48 horas para períodos Abr-Sep (Invierno) y Oct-Mar (Verano) – Estación Jorquera en La Guardia

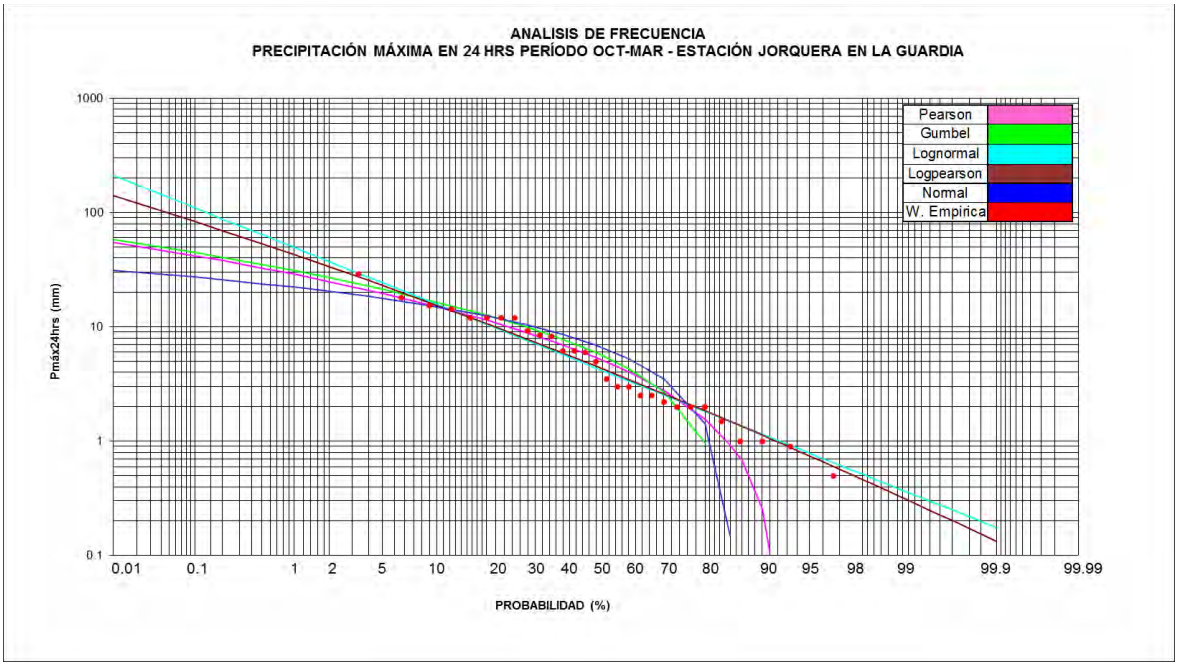
AÑO	Pmáx48hrs (Abr-Sep) [mm]	Pmáx48hrs (Oct-Mar) [mm]
	Jorquera en La Guardia	Jorquera en La Guardia
1967/1968	0.00	0.00
1968/1969	0.00	0.00
1969/1970	0.00	12.00
1970/1971	0.00	0.00
1971/1972	0.00	0.00
1972/1973	31.00	0.00
1973/1974	12.00	0.00
1974/1975	4.00	18.00
1975/1976	29.00	3.00
1976/1977	33.00	0.00
1977/1978	13.00	0.00
1978/1979	10.00	12.00
1979/1980	2.00	2.50
1980/1981	34.00	18.00
1981/1982	56.00	0.00
1982/1983	25.00	0.00
1983/1984	69.50	20.00
1984/1985	35.50	0.90
1985/1986	5.20	5.50
1986/1987	34.00	6.20
1987/1988	54.00	0.00
1988/1989	9.20	0.00
1989/1990	35.30	0.00
1990/1991	18.50	0.00
1991/1992	34.30	17.30
1992/1993	19.20	0.00
1993/1994	16.50	2.50
1994/1995	3.50	0.00
1995/1996	16.70	0.00
1996/1997	8.30	8.30
1997/1998	84.30	20.20
1998/1999	6.40	9.00
1999/2000	0.00	15.40
2000/2001	17.40	23.50
2001/2002	5.40	1.00
2002/2003	41.10	0.00
2003/2004	4.00	0.50
2004/2005	19.00	6.20
2005/2006	10.80	1.50
2006/2007	5.00	5.00
2007/2008	27.00	2.00
2008/2009	3.50	3.00
2009/2010	8.00	1.00
2010/2011	21.30	2.00
2011/2012	36.00	0.00
2012/2013	9.90	2.20
2013/2014	39.00	0.00
2014/2015	19.00	57.50
2015/2016	25.50	2.00
2016/2017	7.50	0.00

ANEXO N°1.9

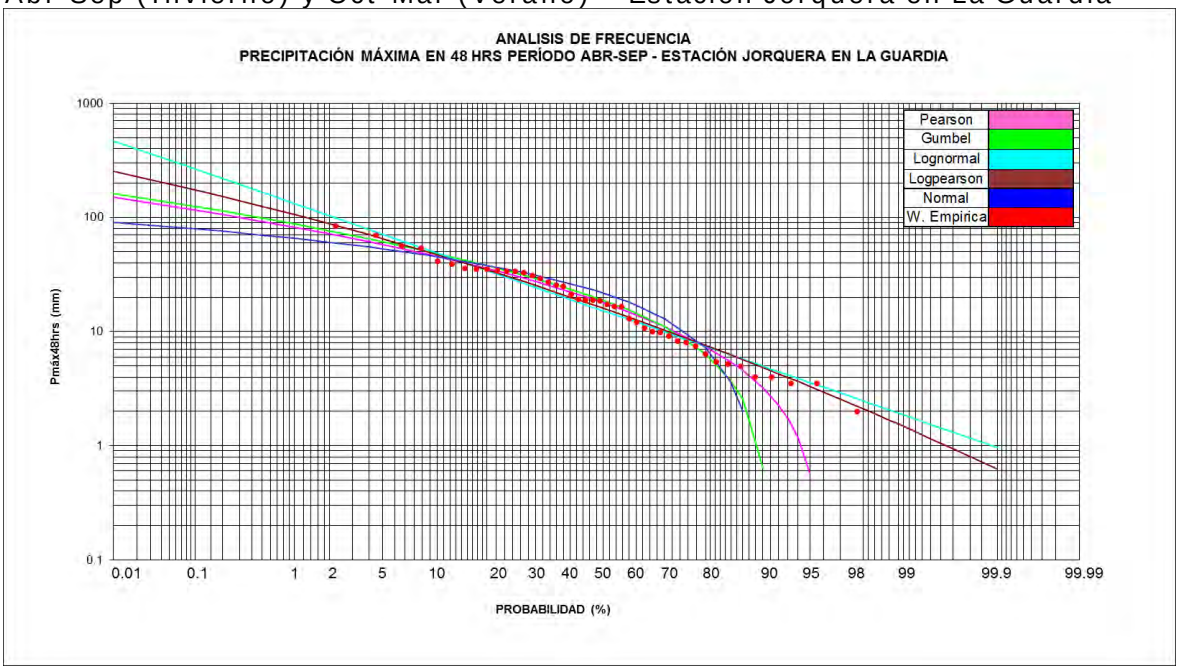
ANÁLISIS DE FRECUENCIA GRÁFICO DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD PARA PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 Y 48 HORAS

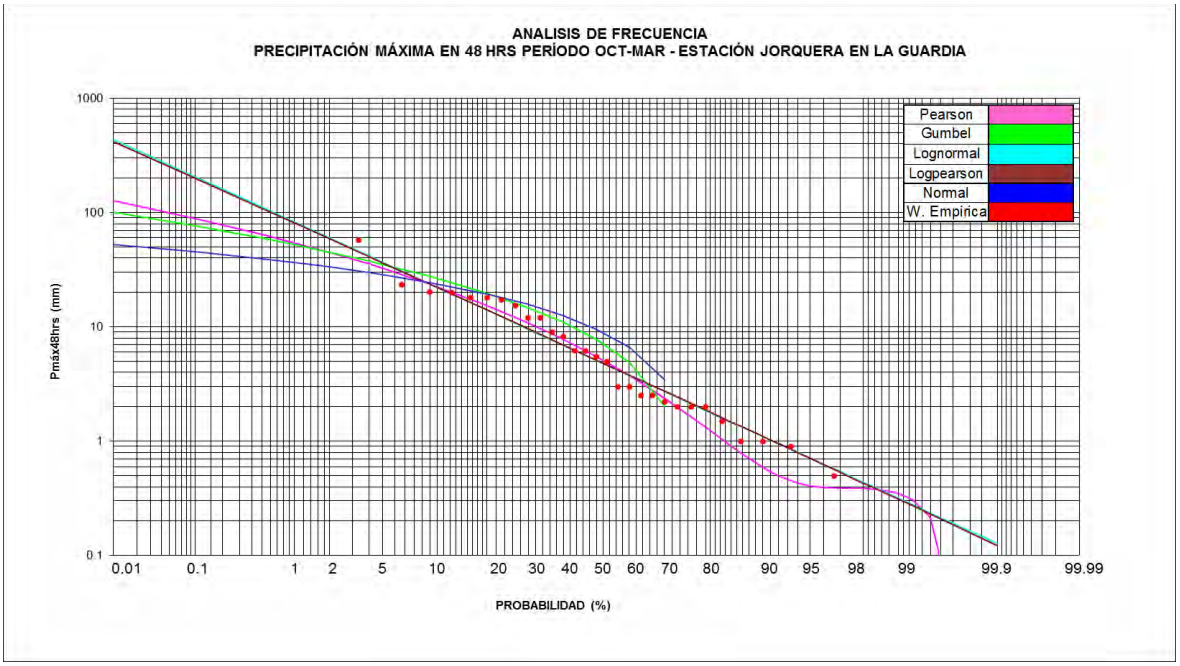
Análisis Gráfico de Series de Precipitaciones Máximas en 24 horas para Período Abr-Sep (Invierno) y Oct-Mar (Verano) – Estación Jorquera en La Guardia





Análisis Gráfico de Series de Precipitaciones Máximas en 48 horas para Período Abr-Sep (Invierno) y Oct-Mar (Verano) – Estación Jorquera en La Guardia





ANEXO N°1.10

EXTRACTO DE MEMORIA USM: VARIABILIDAD DE LA LÍNEA DE NIEVES DURANTE EVENTOS DE TORMENTA UTILIZANDO MODELACIÓN PROBABILÍSTICA. COVIÁN (2012)

5.2.1 Modelación matemática de la Línea de Nieves en Invierno.

Probabilidad de Excedencia	Curva de Regresión de Modelación de Línea de Nieves	Coeficiente Pearson r^2
0.90	$LN = 46.120 * e^{-0,11 * Lat}$	0.8435
0.80	$LN = 28.550 * e^{-0,09 * Lat}$	0.8780
0.75	$LN = 25.339 * e^{-0,085 * Lat}$	0.8880
0.50	$LN = 19.119 * e^{-0,07 * Lat}$	0.9132
0.33	$LN = 17.554 * e^{-0,063 * Lat}$	0.9226
0.25	$LN = 16.695 * e^{-0,06 * Lat}$	0.9203
0.20	$LN = 16.894 * e^{-0,059 * Lat}$	0.9260
0.10	$LN = 16.711 * e^{-0,056 * Lat}$	0.9235
0.067	$LN = 1.961.199 * Lat^{-1,875}$	0.9221
0.05	$LN = 1.836.046 * Lat^{-1,847}$	0.9201
0.04	$LN = 1.751.294 * Lat^{-1,827}$	0.9184
0.033	$LN = 1.704.537 * Lat^{-1,814}$	0.9165
0.025	$LN = 1.634.687 * Lat^{-1,795}$	0.9133
0.02	$LN = 1.592.653 * Lat^{-1,782}$	0.9107
0.0167	$LN = 1.560.718 * Lat^{-1,772}$	0.9078
0.0133	$LN = 1.518.757 * Lat^{-1,759}$	0.9042
0.01	$LN = 1.477.524 * Lat^{-1,745}$	0.8989
0.008	$LN = 1.451.990 * Lat^{-1,735}$	0.8947
0.0067	$LN = 1.430.077 * Lat^{-1,727}$	0.8908
0.0057	$LN = 1.421.895 * Lat^{-1,723}$	0.8875
0.005	$LN = 1.407.066 * Lat^{-1,717}$	0.8844
0.004	$LN = -1,9512 * Lat^3 + 218 * Lat^2 - 8.204,1 * Lat + 106.872$	0.8822
0.002	$LN = -2,2989 * Lat^3 + 256,43 * Lat^2 - 9.612,9 * Lat + 124.128$	0.8745
0.0013	$LN = -2,5099 * Lat^3 + 279,77 * Lat^2 - 10.469 * Lat + 134.606$	0.8696
0.001	$LN = -2,6524 * Lat^3 + 295,57 * Lat^2 - 11.050 * Lat + 141.741$	0.8661

Tabla 29: *Modelación matemática de la Línea de Nieves en Invierno. Fuente: Elaboración Propia.*

Donde:

LN: Línea de nieves para la época de invierno, expresada en [m. s. n. m. m.]

Lat: Latitud Sur del centro de gravedad de la cuenca pluvio – nival en estudio, expresada en [º]

5.2.2 Modelación matemática de la Línea de Nieves en Otoño - Primavera.

Probabilidad de Excedencia	Curva de Regresión de Modelación de Línea de Nieves	Coeficiente Pearson r^2
0.90	$LN = 53.956 * e^{-0,103 * Lat}$	0.9237
0.80	$LN = 36.932 * e^{-0,088 * Lat}$	0.9435
0.75	$LN = 4,1406 * Lat^2 - 443,91 * Lat + 12.314$	0.9468
0.50	$LN = 1,2346 * Lat^3 - 126,57 * Lat^2 + 4.137,5 * Lat - 40.472$	0.9497
0.33	$LN = 1,0534 * Lat^3 - 107,53 * Lat^2 + 3.474,1 * Lat - 32.555$	0.9317
0.25	$LN = 20.712 * e^{-0,059 * Lat}$	0.9240
0.20	$LN = 20.253 * e^{-0,058 * Lat}$	0.9193
0.10	$LN = 2.223.451 * Lat^{-1,865}$	0.9065
0.067	$LN = 1.944.742 * Lat^{-1,816}$	0.9053
0.05	$LN = 1.800.481 * Lat^{-1,786}$	0.9033
0.04	$LN = 1.716.347 * Lat^{-1,768}$	0.9022
0.033	$LN = 1.654.642 * Lat^{-1,753}$	0.9005
0.025	$LN = 1.572.852 * Lat^{-1,733}$	0.8984
0.02	$LN = 9,9791 * Lat^2 - 871,66 * Lat + 21.621$	0.8982
0.0167	$LN = 10,548 * Lat^2 - 912,64 * Lat + 22.393$	0.8989
0.0133	$LN = 11,203 * Lat^2 - 959,84 * Lat + 23.286$	0.8998
0.01	$LN = 12,114 * Lat^2 - 1.025,3 * Lat + 24.512$	0.9006
0.008	$LN = 12,859 * Lat^2 - 1.078,7 * Lat + 25.507$	0.9011
0.0067	$LN = 13,175 * Lat^2 - 1.100,5 * Lat + 25.913$	0.8974
0.0057	$LN = 13,928 * Lat^2 - 1.155,4 * Lat + 26.938$	0.9013
0.005	$LN = 14,327 * Lat^2 - 1.184 * Lat + 27.470$	0.9011
0.004	$LN = 15,03 * Lat^2 - 1.234,5 * Lat + 28.411$	0.9007
0.002	$LN = 17,176 * Lat^2 - 1.388,2 * Lat + 31.263$	0.8968
0.0013	$LN = 18,392 * Lat^2 - 1.475,2 * Lat + 32.874$	0.8932
0.001	$LN = 19,275 * Lat^2 - 1.538,4 * Lat + 34.044$	0.8891

Tabla 30: *Modelación matemática de la Línea de Nieves en Otoño - primavera. Fuente: Elaboración Propia.*

Donde:

LN: Línea de nieves para la época de otoño - primavera, expresada en [m. s. n. m. m.]

Lat: Latitud Sur del centro de gravedad de la cuenca pluvio – nival en estudio, expresada en [º]

5.2.3 Modelación matemática de la Línea de Nieves en Verano.

Probabilidad de Excedencia	Curva de Regresión de Modelación de Línea de Nieves	Coeficiente Pearson r^2
0.90	$LN = 172.539.668 * Lat^{-3,207}$	0.9270
0.80	$LN = 43.645.474 * Lat^{-2,786}$	0.9480
0.75	$LN = 27.933.214 * Lat^{-2,649}$	0.9530
0.50	$LN = -0,5393 * Lat^3 + 68,669 * Lat^2 - 2.992,4 * Lat + 46.350$	0.9715
0.33	$LN = -0,5393 * Lat^3 + 68,669 * Lat^2 - 2.992,4 * Lat + 46.350$	0.9537
0.25	$LN = 2.712.649 * Lat^{-1,9108}$	0.9497
0.20	$LN = 2.310.008 * Lat^{-1,8568}$	0.9466
0.10	$LN = 0,1138 * Lat^3 - 1,3491 * Lat^2 - 504,29 * Lat + 17.766$	0.9402
0.067	$LN = 11,748 * Lat^2 - 1.002 * Lat + 24.133$	0.9275
0.05	$LN = 1.446.980 * Lat^{-1,6859}$	0.9280
0.04	$LN = 1.415.474 * Lat^{-1,6748}$	0.9253
0.033	$LN = 1.387.442 * Lat^{-1,6654}$	0.9226
0.025	$LN = 1.368.803 * Lat^{-1,6560}$	0.9183
0.02	$LN = 1.364.713 * Lat^{-1,6509}$	0.9147
0.0167	$LN = 1.365.820 * Lat^{-1,6479}$	0.9112
0.0133	$LN = 1.373.366 * Lat^{-1,6456}$	0.9071
0.01	$LN = 1.399.945 * Lat^{-1,6463}$	0.9018
0.008	$LN = 1.419.135 * Lat^{-1,6466}$	0.8973
0.0067	$LN = 1.437.960 * Lat^{-1,6475}$	0.8931
0.0057	$LN = 1.463.169 * Lat^{-1,6502}$	0.8901
0.005	$LN = 1.479.127 * Lat^{-1.6513}$	0.8866
0.004	$LN = 1.516.944 * Lat^{-1,6552}$	0.8812
0.002	$LN = 1.663.734 * Lat^{-1,6720}$	0.8640
0.0013	$LN = 1.774.193 * Lat^{-1,6850}$	0.8529
0.001	$LN = 26,712 * Lat^2 - 2.099,8 * Lat + 45.040$	0.9264

Tabla 31: *Modelación matemática de la Línea de Nieves en Verano. Fuente: Elaboración Propia.*

Donde:

LN: Línea de nieves para la época de verano, expresada en [m. s. n. m. m.]

Lat: Latitud Sur del centro de gravedad de la cuenca pluvio – nival en estudio, expresada en [º]

ANEXO N°1.11

DISTRIBUCIONES DE PRECIPITACIÓN DE PARA LAS CUENCAS ANALIZADAS

Distribución de Precipitaciones – E. F. Río Jorquera en Vertedero, Período Abr-Sep para T=25, 50 y 100 años

	P [mm]		
t [h]	T = 25	T = 50	T = 100
0	0.00	0.00	0.00
2	1.34	1.73	2.15
4	1.34	1.73	2.15
6	1.50	1.94	2.42
8	1.61	2.08	2.59
10	1.69	2.19	2.72
12	3.56	4.42	5.32
14	3.56	4.42	5.32
16	4.16	5.16	6.22
18	4.31	5.35	6.44
20	4.47	5.54	6.67
22	4.69	5.82	7.01
24	4.69	5.82	7.01
26	4.86	6.03	7.26
28	4.86	6.03	7.26
30	4.33	5.37	6.47
32	3.97	4.93	5.93
34	3.83	4.75	5.72
36	3.25	4.03	4.86
38	1.84	2.38	2.97
40	1.53	1.98	2.47
42	1.45	1.88	2.34
44	1.28	1.66	2.07
46	1.03	1.33	1.66
48	1.03	1.33	1.66
P_{total} [mm]	70.17	87.86	106.69

Distribución de Precipitaciones – E. F. Río Jorquera en Vertedero, Período Oct-Mar para T=25, 50 y 100 años

	P [mm]		
t [h]	T = 25	T = 50	T = 100
0	0.00	0.00	0.00
3	1.44	2.36	3.60
6	1.56	2.55	3.89
9	1.73	2.84	4.33
12	2.11	2.99	4.06
15	2.29	3.24	4.41
18	2.66	3.77	5.13
21	2.80	3.97	5.40
24	2.89	4.10	5.58
27	3.00	4.25	5.78
30	2.78	3.94	5.36
33	2.45	3.47	4.72
36	2.09	2.97	4.04
39	1.90	3.11	4.75
42	1.57	2.57	3.91
45	1.29	2.11	3.23
48	1.11	1.81	2.77
P_{total} [mm]	33.66	50.04	70.96

ANEXO N°1.12

CÁLCULO Y ANÁLISIS CRÍTICO DEL MÉTODO DE LA CURVA NÚMERO PARA CUENCAS DEL PAÍS. SAAVEDRA Y STOWHAS. XVI CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA (2003)

CALCULO Y ANALISIS CRITICO DEL METODO DE LA CURVA NUMERO PARA CUENCAS DEL PAIS

CARLOS SAAVEDRA L. y LUDWIG STOWHAS B.
Ingeniero Civil, 4C Ingenieros Ltda, Ingeniero Civil, Profesor Depto. Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María.
2 Norte 1260, Viña del Mar, Chile.
Teléfono: 32-686262; Fax: 32-685366
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

RESUMEN

Se analizó un total de 193 tormentas entre las cuencas del Río Huasco y Bio Bio, estableciendo valores de precipitación total y escorrentía directa, que permitió evaluar las pérdidas por infiltración y el valor de la Curva Número, de acuerdo al método propuesto por el Soil Conservation Service.

Del análisis de los resultados se estableció la existencia de una dependencia decreciente entre el valor de la Curva Número y la magnitud de la precipitación mientras ésta no alcance un valor umbral mínimo. La aparente variabilidad de la Curva Número se atribuye a la rigidez del método al establecer la no existencia de escorrentía para precipitaciones inferiores a un nivel de infiltración inicial constante, mientras en la realidad esta infiltración es variable en el caso de cuencas heterogéneas. Se propone una modificación a la aplicación del método, introduciendo un nivel de infiltración inicial variable dependiente de la precipitación, que extiende la aplicabilidad del método a tormentas de magnitud menor al valor umbral.

ABSTRACT

A total of 193 storms were analysed, for watersheds located between the Huasco and Bio-Bio basin, computing the total and effective precipitation, in order to establish the corresponding Curve Number of the basins, according to the S.C.S. Method. The results showed a decreasing relationship of the Curve Number figures in terms of the total precipitation magnitude, until a threshold value is achieved. This apparent variability is explained by the fact that the method renders no runoff for precipitation magnitudes less than a constant initial abstraction value, while in actual heterogeneous watersheds, this initial abstraction depends on the magnitude of the precipitation. A modification of the method is proposed, in order to extend its applicability to storms with precipitation magnitudes less tan the threshold value.

CALCULO Y ANALISIS CRITICO DEL METODO DE LA CURVA NUMERO PARA CUENCAS DEL PAIS

1 Introducción

Uno de los métodos de uso más frecuente para la estimación de la precipitación efectiva o escorrentía directa, corresponde al denominado Método de la Curva Número, propuesto por el Soil Conservation Service de EE. UU.(1)

Este método se basa en postular una igualdad entre la fracción de la precipitación que escurre (Q) respecto a la total caída menos la abstracción inicial, ($P-I_o$), y la fracción entre la precipitación infiltrada en exceso a la abstracción inicial,(F), respecto a la máxima capacidad de infiltración del suelo (S).

Como la precipitación infiltrada en exceso sobre la precipitación inicial, F, se expresa por la relación,

$$F = P - I_o - Q \qquad (1)$$

la igualdad entre estas fracciones se representa por la relación,

$$\frac{Q}{P - I_o} = \frac{P - I_o - Q}{S} \qquad (2)$$

a partir de la cual se puede despejar la precipitación efectiva, según la ecuación,

$$Q = \frac{(P - I_o)^2}{P - I_o + S} \qquad (3)$$

La abstracción inicial I_o es a su vez una fracción de la capacidad máxima de infiltración S,

$$I_o = m * S \qquad (4)$$

Para el valor de m se ha propuesto el valor m=0.2, con lo que la fórmula (3) se expresa normalmente por la relación,

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \qquad (5)$$

En definitiva, conociendo la magnitud total de la tormenta, P, es posible estimar la precipitación efectiva o escorrentía directa, si se conoce la capacidad potencial máxima de infiltración del suelo S. Esta capacidad depende de las características de textura y estructura de los suelos y de las condiciones iniciales o antecedentes de humedad en la cuenca, cuantificándosele a través de un parámetro denominado la

Curva Número (CN), definido entre los valores 0 y 100, mediante la relación,

$$S = 25.4\left(\frac{1000}{CN} - 10\right) \qquad (6)$$

con S expresado en (mm).

Una cuenca con CN=100, es en consecuencia una cuenca absolutamente impermeable, en que nada infiltra, mientras una cuenca con CN=0 es una cuenca que infiltra toda la precipitación que cae sobre ella, independientemente de su magnitud. Las cuencas reales, obviamente, se ubican entre ambos extremos.

De lo anteriormente expuesto se deduce que el éxito a lograr mediante la aplicación de este método depende del conocimiento que se tenga del Número de Curva que caracterice apropiadamente a una cuenca específica.

Por depender de las condiciones iniciales de humedad, el Número de Curva de una cuenca no es constante, estableciendo el método tres valores en función de condiciones antecedentes calificadas como secas, normales o húmedas, en función de un índice basado en la precipitación ocurrida en los 5 días anteriores a la tormenta. En general, la cuenca se clasifica según su CN para la condición normal, existiendo tablas o ecuaciones de ajuste, para pasar a los otros dos estados de humedad.(2)

En Chile, aún cuando hay recomendaciones oficiales para la asignación de Números de Curva (3), no existe la información empírica suficiente para la adecuada caracterización de las cuencas, lo que significa una gran incertidumbre en la asignación de este parámetro.

En el presenta trabajo se resumen los resultados de esfuerzos realizados para caracterizar diversas cuencas de Chile (4,5), determinando empíricamente su CN a través del análisis de tormentas históricas para las que se determinó su precipitación total y su escorrentía directa o precipitación efectiva.

El trabajo comprendió principalmente a las cuencas de la zona del Norte Chico y Centro Sur del país, básicamente las comprendidas entre las cuencas del Río Huasco y Río Choapa por una parte y del Río Maule y Río Bio Bío por la otra; teniendo especial cuidado con aquellas cuencas que estuviesen afectadas por regulaciones artificiales como embalses, centrales hidroeléctricas, etc.

Se eligieron estas zonas de estudio debido a que, en el caso del Norte Chico, por ser una zona semiárida, la infiltración, parámetro básico en el método de la Curva Número, cobra una vital importancia en cualquier cálculo hidrológico que se quiera realizar. En el caso de las cuencas del Centro Sur, se eligieron básicamente por la cantidad de información disponible en comparación con otras zonas del país.

Aplicando ese criterio de selección, se consideraron las siguientes cuencas para analizarlas en este estudio: Cuenca del Río Huasco, Cuenca del Río Elqui, Cuenca del Río Limarí, Cuenca del Río Choapa, Cuenca del Río Maule, Cuenca del Río Itata, Cuenca del Río Bio Bio.

2 Metodología Utilizada

La metodología utilizada se resume de la siguiente forma:

i). Recopilación de Información respecto a estadística fluviométrica y pluviométrica fundamentalmente caudales horarios, precipitaciones máximas diarias y en lo posible, precipitaciones horarias para todas las cuencas analizadas, la que se obtuvo de diversas fuentes(BNA, DMC, privadas).

ii) Se seleccionaron tormentas y crecidas de origen pluvial en las que se pudiera asociar claramente crecidas con precipitaciones. De esa forma, dependiendo de la estación fluviométrica utilizada, se establecieron subcuencas en las cuales se tuvo los elementos para fabricar los hidrogramas de crecida y la precipitación asociada.

iii) Se calcularon las precipitaciones medias de cada cuenca y subcuenca mediante métodos tradicionales como Polígonos de Thiessen y Promedios Aritméticos.

iv) Se analizaron las características que presentaban los hidrogramas de crecida, separando el flujo base de la escorrentía directa.

v) En cuencas mixtas se calculó el área pluvial de cada cuenca seleccionada, determinando la cota de la línea de nieves según lo propuesto por la DGA (6).

vi) Conociendo la precipitación media (P) de cada subcuenca analizada y el volumen de escorrentía directa o Precipitación Efectiva (Pe), se calculó la capacidad potencial de infiltración y la CN para esa tormenta en esa subcuenca, a partir de las ecuaciones (5) y (6).

vii) Para cada tormenta se establecieron además las condiciones antecedentes de humedad, siguiendo los procedimientos del método.

3 Aplicación del Método

Se aplicó la metodología descrita en el punto anterior para las siete cuencas seleccionadas. En total se analizaron cerca de 190 tormentas con sus hidrogramas de crecida asociado, obteniendo para cada una de las tormentas el vector P v/s Q requerido para el cálculo de la Curva Número, en distintas secciones de aforo dentro de cada una de las cuencas.

De los resultados obtenidos se observa que para todas las cuencas no existe un valor único de Curva Número, independientemente de las condiciones iniciales de humedad, sino que la variación de los valores de Curva Número decrece en forma exponencial a medida que aumenta la precipitación.

Lo anterior se explica por la restricción del método, que supone cuencas homogéneas, no generando escorrentía para valores de precipitación menores a (Io= 0.2 * S) y es consistente con la demostración (7) de que en cuencas heterogéneas la CN equivalente es decreciente con la magnitud de la precipitación. También se observa de los resultados obtenidos, que el valor de CN se estabiliza a medida que se incrementa la precipitación, nuevamente en forma concordante con la teoría.

Como ejemplo, en las figuras N°.1 y Nº2 se muestra lo anteriormente mencionado para el caso de las cuencas del Río Huayco y Río Maule.

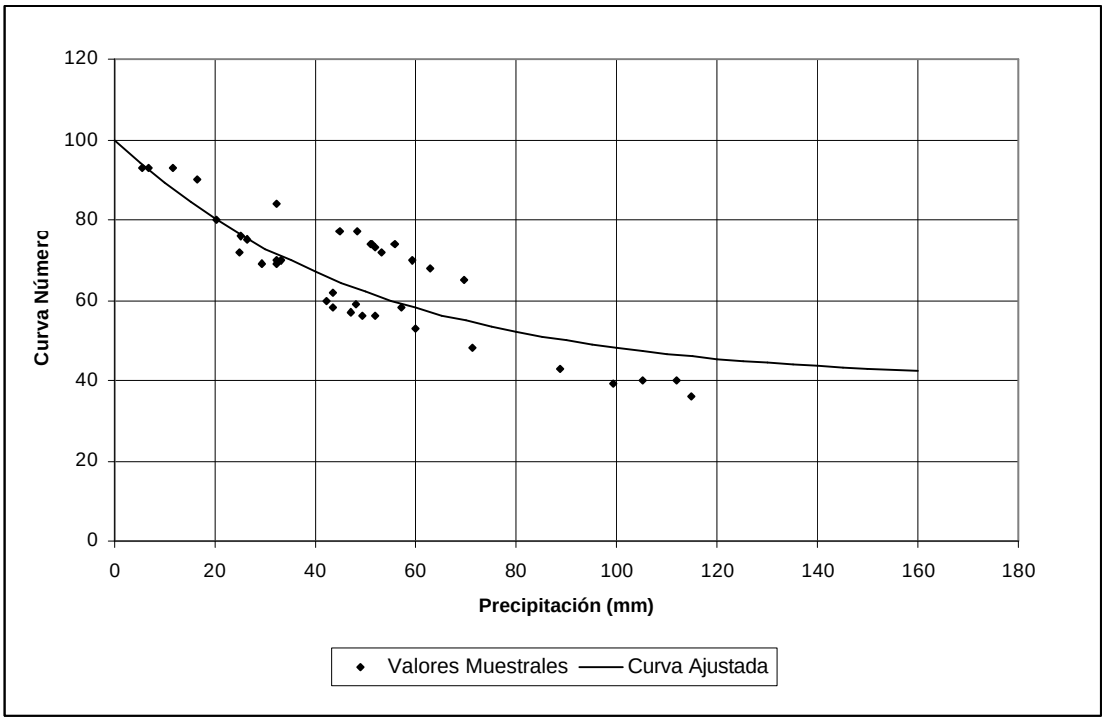


Figura 1 Curva Número v/s Precipitación – Cuenca Río Huasco.

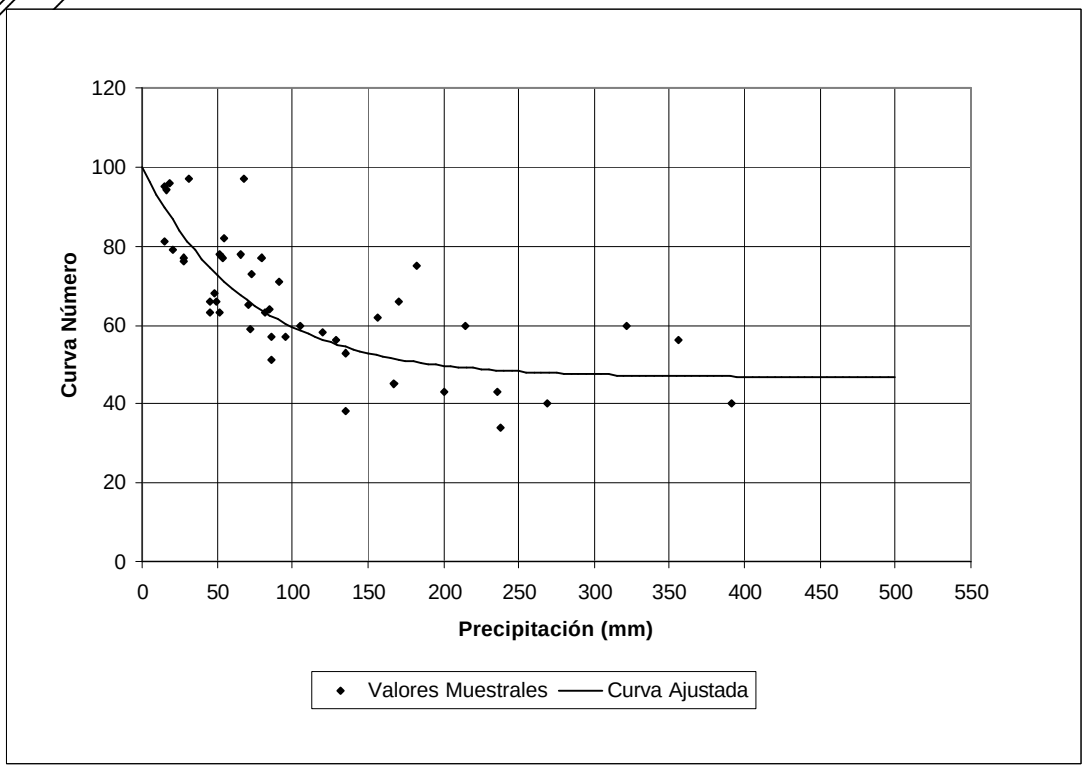


Figura 2 Curva Número v/s Precipitación – Cuenca Río Maule.

A los puntos calculados, llevados todos a una misma condición antecedente de humedad, se les ajustó una función analítica del tipo:

$$CN = CNo + (CNc - CNo) * \exp(-a * P) \quad (7)$$

donde :
CNo = Valor de CN en el cual se estabiliza.
P = Precipitación total de cada tormenta en milímetros.
CNc = Valor máximo posible de CN (CN=100).
a = constante.

A continuación se presentan las ecuaciones ajustadas para cada una de las cuencas estudiadas:

Tabla N° 1 Curva Número equivalente en función de la precipitación

CUENCA	EXPRESIÓN	CONDIC. ANTECEDENTE DE HUMEDAD
Río Huasco	CN=40.0+60.0 * EXP(-0.0200 *P):	II Normal
Río Elqui	CN=64.0+36.0 * EXP(-0.0280*P)	II Normal
Río Limarí	CN=70.0+30.0 * EXP(-0.0240*P)	II Normal
Río Choapa	CN=68.0+32.0 * EXP(-0.0448 *P):	II Normal
Río Maule	CN=46.7+53.3 * EXP(-0.0144 *P)	I Seca
Río Itata	CN=41.0+59.0 * EXP(-0.0083 *P)	I Seca
Río Bio Bio	CN=49.4+50.6 * EXP(-0.0107 *P):	I Seca

La tendencia observada revela un déficit en el método tradicional de la Curva Número, el cual no considera crecidas para precipitaciones menores a (0.2 * S).

Esto, en la realidad no ocurre debido a que las cuencas reales son heterogéneas, existiendo incluso áreas impermeables (cauces, ciudades, etc.) cuyo escurrimiento siempre va a llegar al río produciendo crecidas por más pequeñas que éstas sean.

Con el propósito de corregir esta deficiencia, sin violar la hipótesis del método de que el valor de la CN debe permanecer constante, se propone una alternativa al método tradicional, que lo haga aplicable a cualquier magnitud de precipitación, por la vía de levantar la imposición de que I_o=0.2S.

La modificación propuesta considera un modelo en que el valor equivalente de I_o varía linealmente con la magnitud de la precipitación mientras ésta sea menor a una Precipitación Umbral correspondiente al valor a partir del cual toda la superficie de la cuenca heterogénea está aportando a la escorrentía. Para precipitaciones mayores, I_o vuelve a su expresión original, es decir, una constante (m), no necesariamente 0.2, multiplicada por la infiltración potencial máxima (S). De esa forma, la expresión general del método vuelve a su forma general dada por la ecuación (3), pero en la cual I_0 toma los valores:

$$I_o = k * P * S \qquad \text{para } (kPS) < (mS) \qquad (8)$$

$$I_o = m * S \qquad \text{para } (kPS) > (mS) \qquad (9)$$

Consecuentemente con lo anterior, la precipitación umbral queda dada por la expresión,

$$P_{lim} = m/k \qquad (10)$$

4 Modificación Propuesta

Para materializar la modificación propuesta, se procedió a calibrar los parámetros de la ecuación de la Curva Número de tal manera de maximizar el coeficiente de correlación entre la precipitación efectiva medida para cada una de las tormentas analizadas y las calculadas a partir de los parámetros calibrados.

Los parámetros calibrados fueron la infiltración potencial máxima (S) definida como valor constante para tener un valor único de curva número, la abstracción inicial máxima (I_o =m*S) y la constante de proporcionalidad k. Con esto, para el uso posterior del método, el número de parámetros aumenta de dos a tres; k, m y S.

5 Resultados Obtenidos

Definida como función objetivo la maximización del coeficiente de correlación entre la precipitación efectiva medida para cada una de las tormentas analizadas y las calculadas a partir de los parámetros calibrados, se utilizó un algoritmo simple de búsqueda por barrido lineal, que va variando los parámetros y calculando el coeficiente de correlación para cada tormenta, quedándose, finalmente, con el mayor coeficiente calculado y definiendo los parámetros asociados a ese coeficiente de correlación como los óptimos.

Además se determinó el valor de la precipitación límite (Plim) para la cual son válidas las distintas expresiones de la infiltración inicial (Io). Todas las variables involucradas en el análisis, precipitación media sobre la cuenca, volumen de escorrentía directa durante crecidas y cota de la línea de nieves en cuencas mixtas, involucran una gran incertidumbre asociada a errores tanto de medición como de estimación, lo que implica poca precisión en los resultados. De hecho, el procedimiento propuesto no logró resultados adecuados en las cuencas de Itata y Bio Bio. Para el resto de las cuencas se lograron resultados que se estiman aceptables, los que se presentan en la Tabla N°2.

Tabla N°2
Resultados obtenidos de la calibración

Cuenca	Parámetros					
	K (1/mm)	m	S (mm)	R	Plim	CN
Río Huasco	$2.72*10^{-3}$	0.30	476	0.85	110	35
Río Elqui	$2.40*10^{-3}$	0.26	337	0.85	108	43
Río Limarí	$1.97*10^{-3}$	0.12	267	0.83	61	49
Río Choapa	$2.56*10^{-3}$	0.22	292	0.95	86	47
Río Maule	$1.10*10^{-3}$	0.26	244	0.89	238	51

De los resultados obtenidos se observa que el coeficiente (m) postulado con un valor igual a (0.2) por el método tradicional resulta para las cuencas analizadas con un valor promedio de (0.23) y una desviación estándar de (0.069) sin un aparente efecto regional. Cabe señalar, que los valores de correlación obtenidos en estas cuencas son

aceptables a pesar de la fuerte incertidumbre respecto de las estimaciones efectuadas, anteriormente señaladas.

En cuanto al coeficiente (k), se observa una cierta dependencia regional con un promedio de ($2.4*10^{-3}$) en la zona norte y un valor de ($1.10*10^{-3}$) en la cuenca del Maule. Con respecto a la infiltración potencial máxima (S), se obtiene un promedio de 323 (mm) con un rango de variación de 244 a 476 (mm), lo que es equivalente a un rango de variación de la CN, entre 35 y 51, con un promedio de CN=45.

Este valor que aparece sorprendentemente bajo se explica porque en la gran mayoría de las ocasiones las Condiciones Antecedente de Humedad eran del Tipo I o seco, lo que corrobora los resultados obtenidos por Barrientos (8). Al llevar la Curva Número a condición “normal” se obtiene el valor CN=66.

En el caso de las cuencas de Itata y Bio Bio resulta mas preciso utilizar una Curva Número equivalente variable con la magnitud de la precipitación, según las expresiones presentadas en la Tabla N°1.

6 Referencias

1.- BUREAU OF RECLAMATION, Diseño de Presas Pequeñas, United States Department of the Interior, 1972.

2.- CHOW, V., MAIDMENT, D., MAYS, L. (1993). Hidrología Aplicada. Ed. McGraw-Hill, Colombia.

3.- MOP, Dirección de Vialidad,(2001) ”Manual de Carreteras, Volumen 2.

4.- SAAVEDRA,C., (1999). Cálculo y análisis crítico del Método de la Curva Número para cuencas semiáridas de Chile. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil.

5.- GONZALEZ, A., (2000). Cálculo y análisis crítico del Método de la Curva Número para cuencas semi-húmedas de Chile. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil.

6.- DIRECCION GENERAL DE AGUAS (1995). Manual de cálculos de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas.

7.- STOWHAS, L., (2003), Uso del Método de la Curva Número en Cuencas Heterogéneas, XVI Congreso Chileno Hidráulica, Santiago

8.- BARRIENTOS, M.,STOWHAS, L. (2001). Condiciones Antecedentes de Humedad de Tormentas Chilenas, XV Congreso Chileno Hidráulica, Concepción.

ANEXO N°1.13

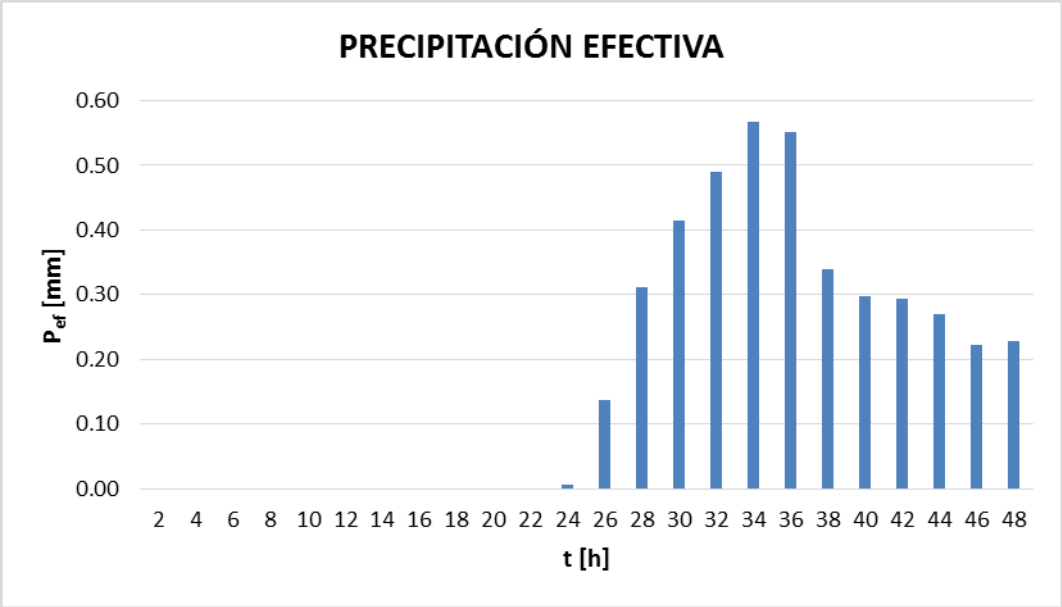
DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

Determinación de la Precipitación Efectiva, Período Abr-Sep, T = 25 años

CN	50.00
S	254.00 mm
I_0	35.65 mm

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
0	0.0	0.0	0.00	0.00
2	1.3	1.3	0.00	0.00
4	1.3	2.7	0.00	0.00
6	1.5	4.2	0.00	0.00
8	1.6	5.8	0.00	0.00
10	1.7	7.5	0.00	0.00
12	3.6	11.0	0.00	0.00
14	3.6	14.6	0.00	0.00
16	4.2	18.8	0.00	0.00
18	4.3	23.1	0.00	0.00
20	4.5	27.5	0.00	0.00
22	4.7	32.2	0.00	0.00
24	4.7	36.9	0.01	0.01
26	4.9	41.8	0.14	0.14
28	4.9	46.6	0.46	0.31
30	4.3	51.0	0.87	0.42
32	4.0	54.9	1.36	0.49
34	3.8	58.8	1.93	0.57
36	3.3	62.0	2.48	0.55
38	1.8	63.9	2.82	0.34
40	1.5	65.4	3.12	0.30
42	1.5	66.8	3.41	0.29
44	1.3	68.1	3.68	0.27
46	1.0	69.1	3.90	0.22
48	1.0	70.2	4.13	0.23

Gráfico de la Precipitación Efectiva, Período Abr-Sep, T = 25 años

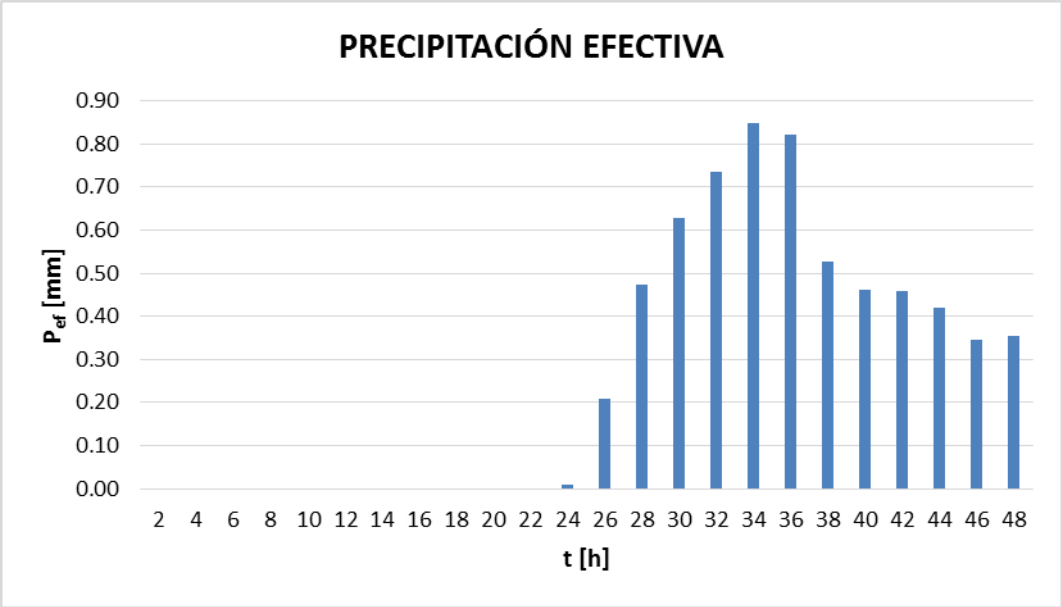


Determinación de la Precipitación Efectiva, Período Abr-Sep, T = 50 años

CN	50.00
S	254.00 mm
I_0	44.64 mm

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
0	0.0	0.0	0.00	0.00
2	1.7	1.7	0.00	0.00
4	1.7	3.5	0.00	0.00
6	1.9	5.4	0.00	0.00
8	2.1	7.5	0.00	0.00
10	2.2	9.7	0.00	0.00
12	4.4	14.1	0.00	0.00
14	4.4	18.5	0.00	0.00
16	5.2	23.7	0.00	0.00
18	5.3	29.0	0.00	0.00
20	5.5	34.5	0.00	0.00
22	5.8	40.4	0.00	0.00
24	5.8	46.2	0.01	0.01
26	6.0	52.2	0.22	0.21
28	6.0	58.2	0.69	0.47
30	5.4	63.6	1.32	0.63
32	4.9	68.5	2.05	0.74
34	4.7	73.3	2.90	0.85
36	4.0	77.3	3.72	0.82
38	2.4	79.7	4.25	0.53
40	2.0	81.7	4.71	0.46
42	1.9	83.5	5.17	0.46
44	1.7	85.2	5.59	0.42
46	1.3	86.5	5.93	0.35
48	1.3	87.9	6.29	0.35

Gráfico de la Precipitación Efectiva, Período Abr-Sep, T = 50 años

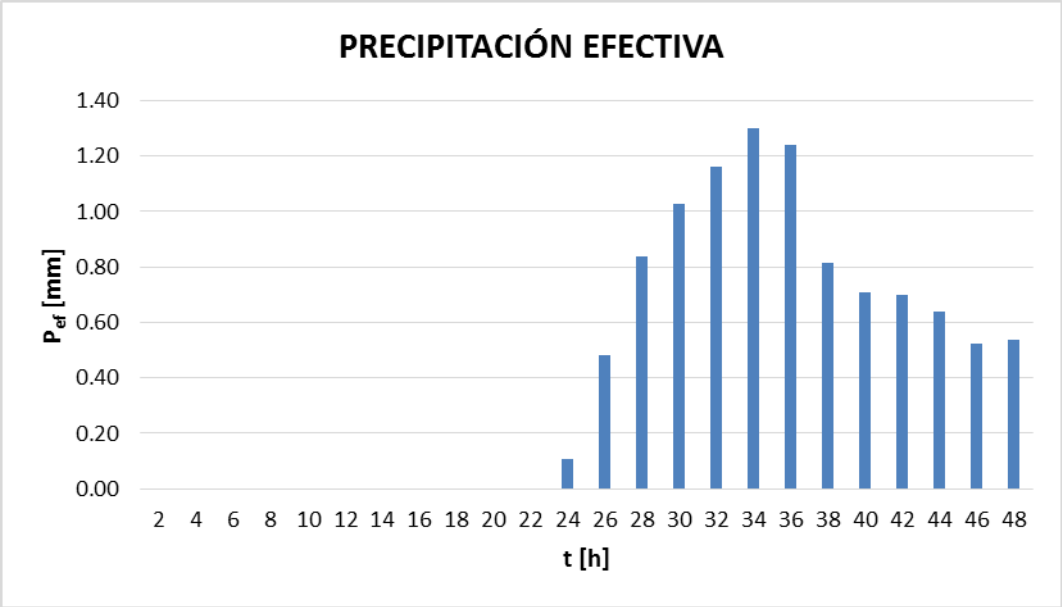


Determinación de la Precipitación Efectiva, Período Abr-Sep, T = 100 años

CN	50.00
S	254.00 mm
I_0	50.80 mm

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
0	0.0	0.0	0.00	0.00
2	2.2	2.2	0.00	0.00
4	2.2	4.3	0.00	0.00
6	2.4	6.7	0.00	0.00
8	2.6	9.3	0.00	0.00
10	2.7	12.0	0.00	0.00
12	5.3	17.4	0.00	0.00
14	5.3	22.7	0.00	0.00
16	6.2	28.9	0.00	0.00
18	6.4	35.3	0.00	0.00
20	6.7	42.0	0.00	0.00
22	7.0	49.0	0.00	0.00
24	7.0	56.0	0.11	0.11
26	7.3	63.3	0.59	0.48
28	7.3	70.6	1.43	0.84
30	6.5	77.0	2.45	1.03
32	5.9	83.0	3.61	1.16
34	5.7	88.7	4.91	1.30
36	4.9	93.5	6.15	1.24
38	3.0	96.5	6.97	0.81
40	2.5	99.0	7.68	0.71
42	2.3	101.3	8.38	0.70
44	2.1	103.4	9.02	0.64
46	1.7	105.0	9.54	0.53
48	1.7	106.7	10.08	0.54

Gráfico de la Precipitación Efectiva, Período Abr-Sep, T = 100 años

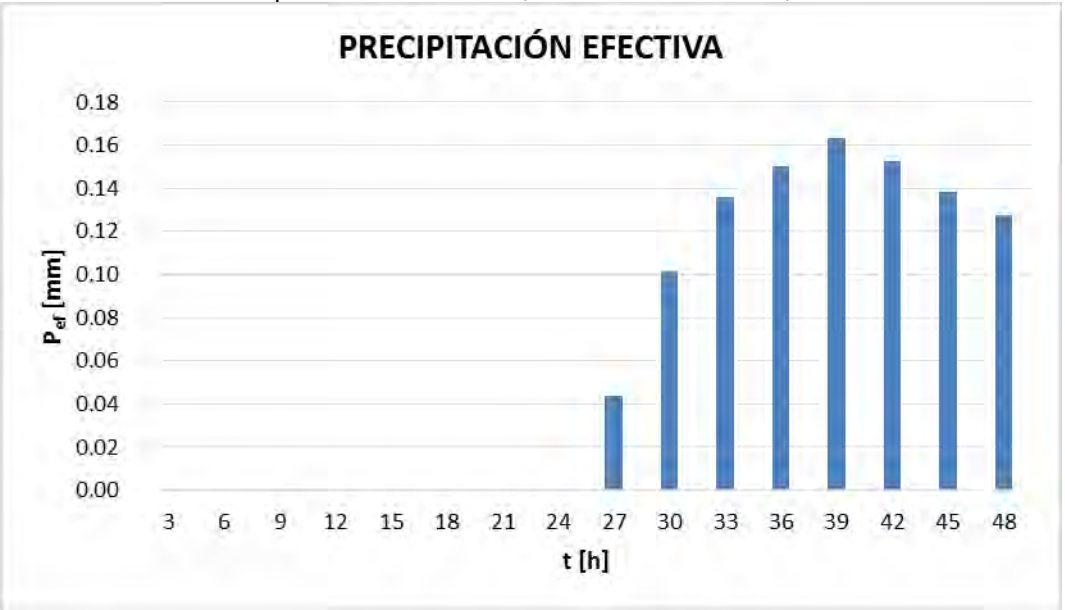


Determinación de la Precipitación Efectiva, Período Oct-Mar, T = 25 años

CN	50.00
S	254.00 mm
I_0	17.10 mm

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
0	0.0	0.0	0.00	0.00
3	1.4	1.4	0.00	0.00
6	1.6	3.0	0.00	0.00
9	1.7	4.7	0.00	0.00
12	2.1	6.8	0.00	0.00
15	2.3	9.1	0.00	0.00
18	2.7	11.8	0.00	0.00
21	2.8	14.6	0.00	0.00
24	2.9	17.5	0.00	0.00
27	3.0	20.5	0.04	0.04
30	2.8	23.2	0.15	0.10
33	2.4	25.7	0.28	0.14
36	2.1	27.8	0.43	0.15
39	1.9	29.7	0.59	0.16
42	1.6	31.3	0.75	0.15
45	1.3	32.6	0.89	0.14
48	1.1	33.7	1.01	0.13

Gráfico de la Precipitación Efectiva, Período Oct-Mar, T = 25 años

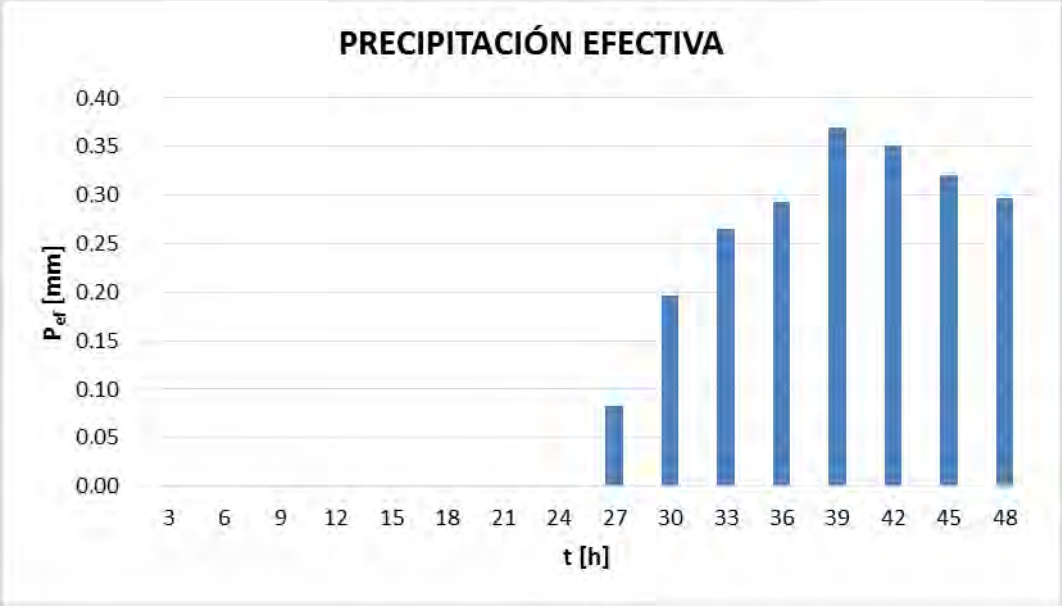


Determinación de la Precipitación Efectiva, Período Oct-Mar, T = 50 años

CN	50.00
S	254.00 mm
I_0	25.42 mm

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
0	0.0	0.0	0.00	0.00
3	2.4	2.4	0.00	0.00
6	2.6	4.9	0.00	0.00
9	2.8	7.8	0.00	0.00
12	3.0	10.7	0.00	0.00
15	3.2	14.0	0.00	0.00
18	3.8	17.7	0.00	0.00
21	4.0	21.7	0.00	0.00
24	4.1	25.8	0.00	0.00
27	4.2	30.1	0.08	0.08
30	3.9	34.0	0.28	0.20
33	3.5	37.5	0.55	0.27
36	3.0	40.4	0.84	0.29
39	3.1	43.5	1.21	0.37
42	2.6	46.1	1.56	0.35
45	2.1	48.2	1.88	0.32
48	1.8	50.0	2.18	0.30

Gráfico de la Precipitación Efectiva, Período Oct-Mar, T = 50 años

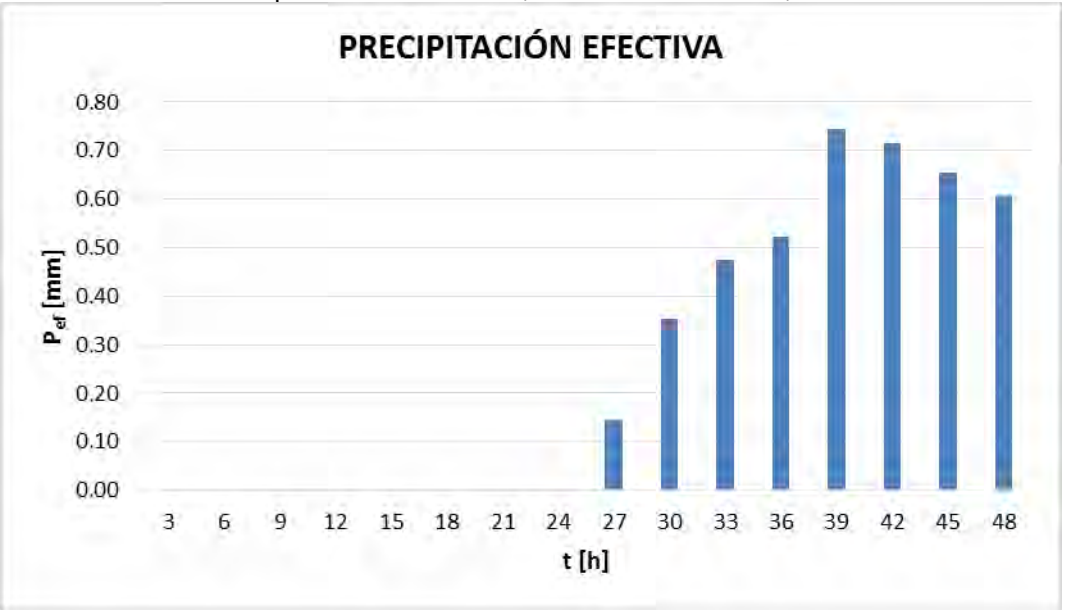


Determinación de la Precipitación Efectiva, Período Oct-Mar, T = 100 años

CN	50.00
S	254.00 mm
I_0	36.05 mm

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
0	0.0	0.0	0.00	0.00
3	3.6	3.6	0.00	0.00
6	3.9	7.5	0.00	0.00
9	4.3	11.8	0.00	0.00
12	4.1	15.9	0.00	0.00
15	4.4	20.3	0.00	0.00
18	5.1	25.4	0.00	0.00
21	5.4	30.8	0.00	0.00
24	5.6	36.4	0.00	0.00
27	5.8	42.2	0.14	0.14
30	5.4	47.5	0.50	0.35
33	4.7	52.3	0.97	0.48
36	4.0	56.3	1.50	0.52
39	4.7	61.1	2.24	0.74
42	3.9	65.0	2.96	0.72
45	3.2	68.2	3.61	0.65
48	2.8	71.0	4.22	0.61

Gráfico de la Precipitación Efectiva, Período Oct-Mar, T = 100 años

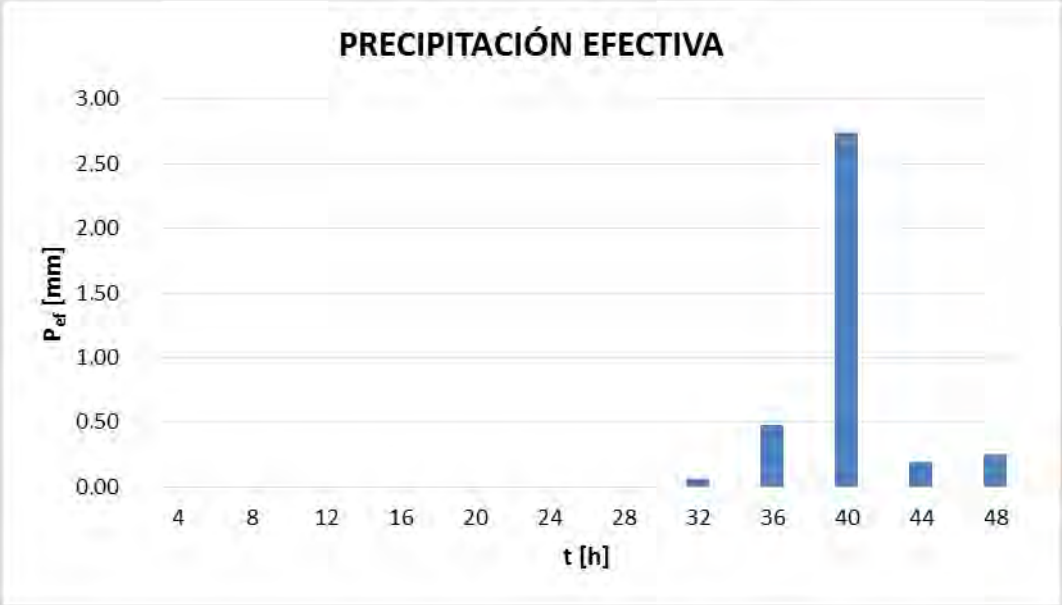


Determinación de la Precipitación Efectiva, Evento 25/mar/15

CN	50.00
S	254.00 mm
I_0	33.79 mm

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
0	0.0	0.0	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.00	0.00
8	19.3	19.3	0.00	0.00
12	4.6	23.9	0.00	0.00
16	0.0	23.9	0.00	0.00
20	0.1	24.1	0.00	0.00
24	0.0	24.1	0.00	0.00
28	0.0	24.1	0.00	0.00
32	13.7	37.8	0.06	0.06
36	8.1	45.8	0.54	0.48
40	18.5	64.4	3.28	2.74
44	0.9	65.3	3.48	0.19
48	1.2	66.5	3.73	0.26

Gráfico de la Precipitación Efectiva, Evento 25/mar/15



Determinación de la Precipitación Efectiva, Evento 12/may/17

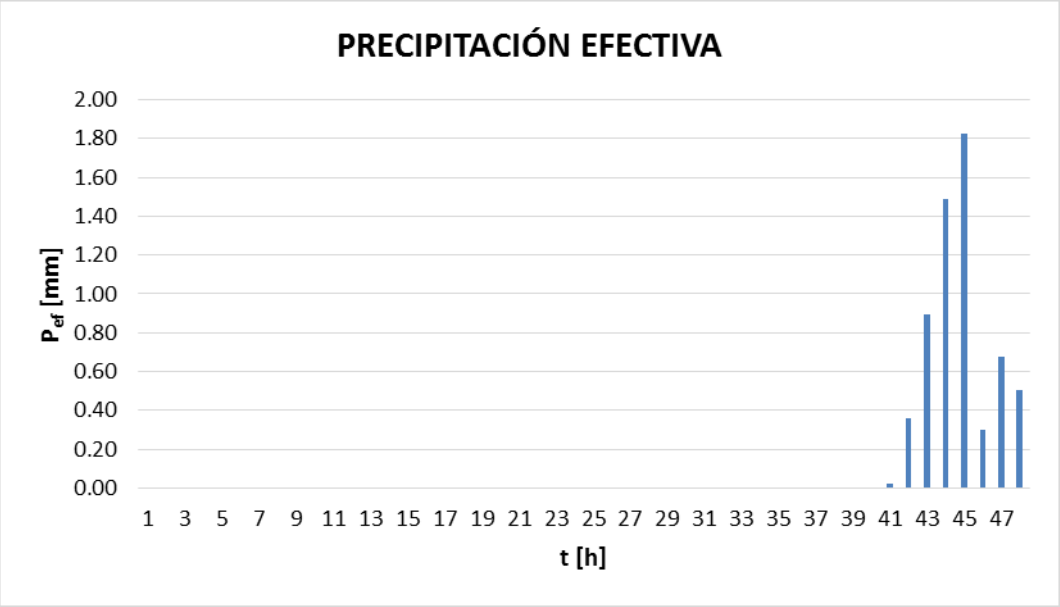
CN	50.00
S	254.00 mm
I_0	43.79 mm

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
0	0.0	0.0	0.00	0.00
1	5.4	5.4	0.00	0.00
2	0.5	5.9	0.00	0.00
3	0.2	6.1	0.00	0.00
4	0.0	6.1	0.00	0.00
5	2.0	8.1	0.00	0.00
6	1.6	9.7	0.00	0.00
7	4.1	13.8	0.00	0.00
8	3.5	17.3	0.00	0.00
9	2.8	20.1	0.00	0.00
10	2.0	22.2	0.00	0.00
11	2.5	24.7	0.00	0.00
12	0.8	25.5	0.00	0.00
13	0.6	26.0	0.00	0.00
14	0.0	26.0	0.00	0.00
15	0.0	26.0	0.00	0.00
16	0.0	26.0	0.00	0.00
17	0.5	26.5	0.00	0.00
18	0.2	26.7	0.00	0.00
19	0.1	26.8	0.00	0.00
20	0.1	26.9	0.00	0.00
21	2.3	29.2	0.00	0.00
22	0.2	29.4	0.00	0.00
23	0.5	29.9	0.00	0.00
24	0.3	30.2	0.00	0.00
25	0.6	30.8	0.00	0.00
26	0.2	31.0	0.00	0.00
27	0.2	31.2	0.00	0.00
28	1.5	32.7	0.00	0.00
29	1.1	33.8	0.00	0.00
30	0.0	33.8	0.00	0.00
31	0.0	33.8	0.00	0.00
32	0.1	33.9	0.00	0.00
33	0.6	34.5	0.00	0.00
34	0.7	35.2	0.00	0.00
35	0.0	35.2	0.00	0.00
36	0.6	35.8	0.00	0.00
37	2.4	38.1	0.00	0.00
38	1.0	39.1	0.00	0.00

Determinación de la Precipitación Efectiva, Evento 12/may/17 (Continuación)

t [h]	P [mm]	P_{acum} [mm]	$P_{ef\ acum}$ [mm]	P_{ef} [mm]
39	1.8	41.0	0.00	0.00
40	2.0	43.0	0.00	0.00
41	3.2	46.2	0.02	0.02
42	7.7	53.9	0.38	0.36
43	8.6	62.5	1.28	0.89
44	9.3	71.7	2.77	1.49
45	8.6	80.3	4.59	1.83
46	1.2	81.6	4.89	0.30
47	2.7	84.3	5.57	0.68
48	1.9	86.2	6.07	0.50

Gráfico de la Precipitación Efectiva, Evento 12/may/17



ANEXO N°1.14

DETERMINACIÓN DE FACTORES DE CORRECCIÓN POR PRECIPITACIÓN-ALTURA

Determinación de factor de corrección por precipitación-altura – Período Abr-Sep, Pmáx24hrs

Banda Cota [msnm]		Cota Media [msnm]	ΔÁrea	Δ%Área	$P_{máx24}$ [mm/año]	$P_{máx24}$*Δ%Área [mm/año]	Acum Δ%Área
		1219					0
1219	1250	1234	0.73	0.0025	31.5	0.1	0
1250	1500	1375	14.96	0.0508	32.3	1.6	5
1500	1750	1625	19.13	0.0650	33.7	2.2	12
1750	2000	1875	32.27	0.1096	35.2	3.9	23
2000	2250	2125	47.49	0.1612	36.6	5.9	39
2250	2500	2375	66.74	0.2266	38.1	8.6	62
2500	2750	2625	113.20	0.3844	39.5	15.2	100
		2750					100
					$P_{m,máx24}$ cuenca [mm/año]	**37.5**	

Cálculo factor Pm,máx24 cuenca / Pmáx24 Jorquera en La Guardia T = 10 años

$P_{máx24}^{10}$ Jorquera en La Guardia [mm/año]	35.9
$P_{m,máx24}^{10}$ Cuenca [mm/año]	37.5
Factor 24 Invierno	1.04

Determinación de factor de corrección por precipitación-altura – Período Abr-Sep, Pmáx48hrs

Banda Cota [msnm]		Cota Media [msnm]	ΔÁrea	Δ%Área	$P_{máx48}$ [mm/año]	$P_{máx48}$*Δ%Área [mm/año]	Acum Δ%Área
		1219					0
1219	1250	1234	0.73	0.0025	32.2	0.1	0
1250	1500	1375	14.96	0.0508	33.0	1.7	5
1500	1750	1625	19.13	0.0650	34.5	2.2	12
1750	2000	1875	32.27	0.1096	36.0	3.9	23
2000	2250	2125	47.49	0.1612	37.4	6.0	39
2250	2500	2375	66.74	0.2266	38.9	8.8	62
2500	2750	2625	113.20	0.3844	40.4	15.5	100
		2750					100
					$P_{m,máx48}$ cuenca [mm/año]	**38.3**	

Cálculo factor Pm,máx48 cuenca / Pmáx48 Jorquera en La Guardia T = 10 años

$P_{máx48}^{10}$ Jorquera en La Guardia [mm/año]	36.7
$P_{m,máx48}^{10}$ Cuenca [mm/año]	38.3
Factor 48 Invierno	1.04

Determinación de factor de corrección por precipitación-altura – Período Oct-Mar, Pmáx24hrs

Banda Cota [msnm]		Cota Media [msnm]	ΔÁrea	Δ%Área	$P_{máx24}$ [mm/año]	$P_{máx24}$*Δ%Área [mm/año]	Acum Δ%Área
		1219					0
1219	1250	1234	0.73	0.0009	31.5	0.0	0
1250	1500	1375	14.96	0.0190	32.3	0.6	2
1500	1750	1625	19.13	0.0243	33.7	0.8	4
1750	2000	1875	32.27	0.0409	35.2	1.4	9
2000	2250	2125	47.49	0.0603	36.6	2.2	15
2250	2500	2375	66.74	0.0847	38.1	3.2	23
2500	2750	2625	113.36	0.1439	39.5	5.7	37
2750	3000	2875	196.49	0.2494	41.0	10.2	62
3000	3250	3125	278.48	0.3534	42.4	15.0	98
3250	3261	3256	18.31	0.0232	43.2	1.0	100
		3261					100
					$P_{m,máx24}$ cuenca [mm/año]	**40.3**	

Cálculo factor Pm,máx24 cuenca / Pmáx24 Jorquera en La Guardia T = 10 años

$P_{máx24}^{10}$ Jorquera en La Guardia [mm/año]	35.9
$P_{m,máx24}^{10}$ Cuenca [mm/año]	40.3
Factor 24 Verano	1.12

Determinación de factor de corrección por precipitación-altura – Período Oct-Mar, Pmáx48hrs

Banda Cota [msnm]		Cota Media [msnm]	ΔÁrea	Δ%Área	$P_{máx48}$ [mm/año]	$P_{máx48}$*Δ%Área [mm/año]	Acum Δ%Área
		1219					0
1219	1250	1234	0.73	0.0009	32.2	0.0	0
1250	1500	1375	14.96	0.0190	33.0	0.6	2
1500	1750	1625	19.13	0.0243	34.5	0.8	4
1750	2000	1875	32.27	0.0409	36.0	1.5	9
2000	2250	2125	47.49	0.0603	37.4	2.3	15
2250	2500	2375	66.74	0.0847	38.9	3.3	23
2500	2750	2625	113.36	0.1439	40.4	5.8	37
2750	3000	2875	196.49	0.2494	41.9	10.4	62
3000	3250	3125	278.48	0.3534	43.4	15.3	98
3250	3261	3256	18.31	0.0232	44.2	1.0	100
		3261					100
					$P_{m,máx48}$ cuenca [mm/año]	**41.1**	

Cálculo factor Pm,máx48 cuenca / Pmáx48 Jorquera en La Guardia T = 10 años

$P_{máx48}^{10}$ Jorquera en La Guardia [mm/año]	36.7
$P_{m,máx48}^{10}$ Cuenca [mm/año]	41.1
Factor 48 Verano	1.12

Determinación de factor de corrección por precipitación-altura – Evento 25/mar/15, Pmáx24hrs

Banda Cota [msnm]		Cota Media [msnm]	ΔÁrea	Δ%Área	$P_{máx24}$ [mm/año]	$P_{máx24}$*Δ%Área [mm/año]	Acum Δ%Área
		1219					0
1219	1250	1234	0.73	0.0006	31.5	0.0	0
1250	1500	1375	14.96	0.0116	32.3	0.4	1
1500	1750	1625	19.13	0.0149	33.7	0.5	3
1750	2000	1875	32.27	0.0251	35.2	0.9	5
2000	2250	2125	47.49	0.0369	36.6	1.4	9
2250	2500	2375	66.74	0.0519	38.1	2.0	14
2500	2750	2625	113.36	0.0881	39.5	3.5	23
2750	3000	2875	196.49	0.1527	41.0	6.3	38
3000	3250	3125	278.53	0.2164	42.4	9.2	60
3250	3500	3375	517.18	0.4019	43.9	17.6	100
		3500					100
					$P_{m,máx24}$ cuenca [mm/año]	**41.7**	

Cálculo factor Pm,máx24 cuenca / Pmáx24 Río Copiapó en Pastillo T = 10 años

$P_{máx24}^{10}$ Río Copiapó en Pastillo [mm/año]	31.0
$P_{m,máx24}^{10}$ Cuenca [mm/año]	41.7
Factor 24 25/mar/15	1.34

Determinación de factor de corrección por precipitación-altura – Evento 25/mar/15, Pmáx48hrs

Banda Cota [msnm]		Cota Media [msnm]	ΔÁrea	Δ%Área	$P_{máx48}$ [mm/año]	$P_{máx48}$*Δ%Área [mm/año]	Acum Δ%Área
		1219					0
1219	1250	1234	0.73	0.0006	32.2	0.0	0
1250	1500	1375	14.96	0.0116	33.0	0.4	1
1500	1750	1625	19.13	0.0149	34.5	0.5	3
1750	2000	1875	32.27	0.0251	36.0	0.9	5
2000	2250	2125	47.49	0.0369	37.4	1.4	9
2250	2500	2375	66.74	0.0519	38.9	2.0	14
2500	2750	2625	113.36	0.0881	40.4	3.6	23
2750	3000	2875	196.49	0.1527	41.9	6.4	38
3000	3250	3125	278.53	0.2164	43.4	9.4	60
3250	3500	3375	517.18	0.4019	44.9	18.0	100
		3500					100
					$P_{m,máx48}$ cuenca [mm/año]	**42.6**	

Cálculo factor Pm,máx48 cuenca / Pmáx48 Río Copiapó en Pastillo T = 10 años

$P_{máx48}^{10}$ Río Copiapó en Pastillo [mm/año]	31.7
$P_{m,máx48}^{10}$ Cuenca [mm/año]	42.6
Factor 48 25/mar/15	1.34

Determinación de factor de corrección por precipitación-altura – Evento 12/may/17, Pmáx24hrs

Banda Cota [msnm]		Cota Media [msnm]	ΔÁrea	Δ%Área	$P_{máx24}$ [mm/año]	$P_{máx24}$*Δ%Área [mm/año]	Acum Δ%Área
		1219					0
1219	1250	1234	0.73	0.0065	31.5	0.2	1
1250	1500	1375	14.96	0.1343	32.3	4.3	14
1500	1750	1625	19.13	0.1717	33.7	5.8	31
1750	2000	1875	32.27	0.2896	35.2	10.2	60
2000	2236	2118	44.34	0.3979	36.6	14.6	100
		2236					100
					$P_{m,máx24}$ cuenca [mm/año]	**35.1**	

Cálculo factor Pm,máx24 cuenca / Pmáx24 Río Copiapó en Pastillo T = 10 años

$P_{máx24}^{10}$ Río Copiapó en Pastillo [mm/año]	31.0
$P_{m,máx24}^{10}$ Cuenca [mm/año]	35.1
Factor 24 12/may/17	1.13

Determinación de factor de corrección por precipitación-altura – Evento 12/may/17, Pmáx48hrs

Banda Cota [msnm]		Cota Media [msnm]	ΔÁrea	Δ%Área	$P_{máx48}$ [mm/año]	$P_{máx48}$*Δ%Área [mm/año]	Acum Δ%Área
		1219					0
1219	1250	1234	0.73	0.0065	32.2	0.2	1
1250	1500	1375	14.96	0.1343	33.0	4.4	14
1500	1750	1625	19.13	0.1717	34.5	5.9	31
1750	2000	1875	32.27	0.2896	36.0	10.4	60
2000	2236	2118	44.34	0.3979	37.4	14.9	100
		2236					100
					$P_{m,máx48}$ cuenca [mm/año]	**35.9**	

Cálculo factor Pm,máx48 cuenca / Pmáx48 Río Copiapó en Pastillo T = 10 años

$P_{máx48}^{10}$ Río Copiapó en Pastillo [mm/año]	31.7
$P_{m,máx48}^{10}$ Cuenca [mm/año]	35.9
Factor 48 12/may/17	1.13

ANEXO N°1.15

DETERMINACIÓN DE HIDROGRAMAS DE CRECIDA

Determinación de Hidrograma de Crecida, Período Abr-Sep, T = 25 años

H.U. de 2 [h]	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
2.0	2.68
4.0	5.96
6.0	11.60
8.0	17.07
10.0	20.29
12.0	18.78
14.0	15.77
16.0	12.02
18.0	9.33
20.0	7.34
22.0	5.73
24.0	4.14
26.0	3.14
28.0	2.13
30.0	1.54
32.0	0.97
34.0	0.40
36.0	0.00

	PRECIPITACIÓN EFECTIVA [mm]												
	0.01	0.14	0.31	0.42	0.49	0.57	0.55	0.34	0.30	0.29	0.27	0.22	0.23
t [hr]	H*P13	H*P14	H*P15	H*P16	H*P17	H*P18	H*P19	H*P20	H*P21	H*P22	H*P23	H*P24	H*P25
24	0.00												
26	0.02	0.00											
28	0.04	0.37	0.00										
30	0.07	0.82	0.84	0.00									
32	0.11	1.60	1.86	1.11	0.00								
34	0.13	2.36	3.61	2.48	1.32	0.00							
36	0.12	2.80	5.32	4.82	2.92	1.52	0.00						
38	0.10	2.59	6.32	7.09	5.69	3.38	1.48	0.00					
40	0.08	2.18	5.85	8.43	8.37	6.58	3.29	0.91	0.00				
42	0.06	1.66	4.91	7.80	9.95	9.68	6.40	2.02	0.80	0.00			
44	0.05	1.29	3.74	6.55	9.21	11.50	9.42	3.94	1.77	0.79	0.00		
46	0.04	1.01	2.91	4.99	7.73	10.65	11.19	5.80	3.45	1.75	0.72	0.00	
48	0.03	0.79	2.29	3.88	5.89	8.94	10.36	6.89	5.07	3.41	1.61	0.60	0.00
50	0.02	0.57	1.78	3.05	4.58	6.81	8.70	6.38	6.03	5.02	3.13	1.32	0.61
52	0.01	0.43	1.29	2.38	3.60	5.29	6.63	5.36	5.58	5.97	4.60	2.58	1.36
54	0.01	0.29	0.98	1.72	2.81	4.16	5.15	4.08	4.69	5.53	5.47	3.79	2.64
56	0.01	0.21	0.66	1.30	2.03	3.25	4.05	3.17	3.57	4.64	5.06	4.51	3.89
58	0.00	0.13	0.48	0.89	1.54	2.35	3.16	2.49	2.77	3.54	4.25	4.18	4.63
60	0.00	0.06	0.30	0.64	1.04	1.78	2.29	1.94	2.18	2.75	3.24	3.51	4.28
62		0.00	0.13	0.40	0.76	1.21	1.73	1.41	1.70	2.16	2.52	2.67	3.60
64			0.00	0.17	0.48	0.88	1.18	1.07	1.23	1.69	1.98	2.07	2.74
66				0.00	0.20	0.55	0.85	0.72	0.93	1.22	1.54	1.63	2.13
68					0.00	0.23	0.54	0.52	0.63	0.92	1.12	1.27	1.67
70						0.00	0.22	0.33	0.46	0.63	0.85	0.92	1.31
72							0.00	0.14	0.29	0.45	0.57	0.70	0.94
74								0.00	0.12	0.29	0.42	0.47	0.72
76									0.00	0.12	0.26	0.34	0.49
78										0.00	0.11	0.22	0.35
80											0.00	0.09	0.22
82												0.00	0.09
84													0.00

q [l/s/km^2]
0.00
0.02
0.41
1.73
4.68
9.89
17.49
26.64
35.67
43.27
48.26
50.24
49.75
48.01
45.08
41.32
36.36
30.41
24.01
18.28
13.47
9.78
6.91
4.71
3.10
2.01
1.21
0.68
0.31
0.09
0.00

t [h]	Q [m^3/s]
24.0	0.00
26.0	0.00
28.0	0.12
30.0	0.51
32.0	1.38
34.0	2.91
36.0	5.15
38.0	7.85
40.0	10.51
42.0	12.75
44.0	14.21
46.0	14.80
48.0	14.65
50.0	14.14
52.0	13.28
54.0	12.17
56.0	10.71
58.0	8.96
60.0	7.07
62.0	5.38
64.0	3.97
66.0	2.88
68.0	2.04
70.0	1.39
72.0	0.91
74.0	0.59
76.0	0.36
78.0	0.20
80.0	0.09
82.0	0.03
84.0	0.00

Nota: Se han omitido las columnas desde H*P1 hasta H*P12 pues sus valores son igual a cero.

Determinación de Hidrograma de Crecida, Período Abr-Sep, T = 50 años

H.U. de 2 [h]	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
2.0	2.68
4.0	5.96
6.0	11.60
8.0	17.07
10.0	20.29
12.0	18.78
14.0	15.77
16.0	12.02
18.0	9.33
20.0	7.34
22.0	5.73
24.0	4.14
26.0	3.14
28.0	2.13
30.0	1.54
32.0	0.97
34.0	0.40
36.0	0.00

	PRECIPITACIÓN EFECTIVA [mm]												
	0.01	0.21	0.47	0.63	0.74	0.85	0.82	0.53	0.46	0.46	0.42	0.35	0.35
t [hr]	H*P13	H*P14	H*P15	H*P16	H*P17	H*P18	H*P19	H*P20	H*P21	H*P22	H*P23	H*P24	H*P25
24	0.00												
26	0.03	0.00											
28	0.06	0.56	0.00										
30	0.11	1.25	1.27	0.00									
32	0.16	2.43	2.81	1.68	0.00								
34	0.19	3.58	5.47	3.73	1.98	0.00							
36	0.17	4.26	8.06	7.27	4.39	2.28	0.00						
38	0.15	3.94	9.58	10.70	8.54	5.05	2.21	0.00					
40	0.11	3.31	8.87	12.72	12.57	9.83	4.90	1.41	0.00				
42	0.09	2.52	7.45	11.77	14.94	14.47	9.53	3.14	1.24	0.00			
44	0.07	1.96	5.67	9.88	13.83	17.20	14.03	6.11	2.75	1.23	0.00		
46	0.05	1.54	4.41	7.53	11.61	15.92	16.67	9.00	5.35	2.72	1.12	0.00	
48	0.04	1.20	3.46	5.85	8.85	13.37	15.43	10.70	7.88	5.30	2.49	0.93	0.00
50	0.03	0.87	2.70	4.60	6.87	10.19	12.96	9.90	9.36	7.80	4.85	2.06	0.95
52	0.02	0.66	1.96	3.59	5.40	7.91	9.88	8.31	8.67	9.27	7.14	4.00	2.11
54	0.01	0.45	1.48	2.60	4.22	6.22	7.67	6.33	7.28	8.58	8.49	5.89	4.10
56	0.01	0.32	1.01	1.97	3.05	4.86	6.03	4.92	5.55	7.21	7.86	7.00	6.04
58	0.00	0.20	0.73	1.34	2.31	3.51	4.71	3.87	4.31	5.49	6.60	6.48	7.18
60	0.00	0.08	0.46	0.97	1.57	2.66	3.41	3.02	3.39	4.27	5.03	5.44	6.65
62		0.00	0.19	0.61	1.14	1.81	2.58	2.18	2.64	3.35	3.91	4.15	5.58
64			0.00	0.25	0.72	1.31	1.75	1.65	1.91	2.62	3.07	3.22	4.25
66				0.00	0.30	0.83	1.27	1.12	1.45	1.89	2.40	2.53	3.30
68					0.00	0.34	0.80	0.81	0.98	1.43	1.73	1.98	2.60
70						0.00	0.33	0.51	0.71	0.97	1.31	1.43	2.03
72							0.00	0.21	0.45	0.71	0.89	1.08	1.47
74								0.00	0.19	0.45	0.65	0.74	1.11
76									0.00	0.18	0.41	0.53	0.75
78										0.00	0.17	0.34	0.55
80											0.00	0.14	0.34
82												0.00	0.14
84													0.00

q [l/s/km^2]
0.00
0.03
0.62
2.63
7.09
14.96
26.42
40.16
53.71
65.14
72.73
75.93
75.50
73.15
68.92
63.33
55.82
46.73
36.93
28.14
20.76
15.09
10.68
7.30
4.81
3.12
1.88
1.05
0.48
0.14
0.00

t [h]	Q [m^3/s]
24.0	0.00
26.0	0.01
28.0	0.18
30.0	0.77
32.0	2.09
34.0	4.40
36.0	7.78
38.0	11.83
40.0	15.82
42.0	19.19
44.0	21.42
46.0	22.36
48.0	22.24
50.0	21.54
52.0	20.30
54.0	18.65
56.0	16.44
58.0	13.76
60.0	10.88
62.0	8.29
64.0	6.11
66.0	4.44
68.0	3.15
70.0	2.15
72.0	1.42
74.0	0.92
76.0	0.55
78.0	0.31
80.0	0.14
82.0	0.04
84.0	0.00

Nota: Se han omitido las columnas desde H*P1 hasta H*P12 pues sus valores son igual a cero.

Determinación de Hidrograma de Crecida, Período Abr-Sep, T = 100 años

H.U. de 2 [h]	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
2.0	2.68
4.0	5.96
6.0	11.60
8.0	17.07
10.0	20.29
12.0	18.78
14.0	15.77
16.0	12.02
18.0	9.33
20.0	7.34
22.0	5.73
24.0	4.14
26.0	3.14
28.0	2.13
30.0	1.54
32.0	0.97
34.0	0.40
36.0	0.00

	PRECIPITACIÓN EFECTIVA [mm]												
	0.11	0.48	0.84	1.03	1.16	1.30	1.24	0.81	0.71	0.70	0.64	0.53	0.54
t [hr]	H*P13	H*P14	H*P15	H*P16	H*P17	H*P18	H*P19	H*P20	H*P21	H*P22	H*P23	H*P24	H*P25
24	0.00												
26	0.28	0.00											
28	0.63	1.29	0.00										
30	1.22	2.86	2.25	0.00									
32	1.80	5.57	5.01	2.76	0.00								
34	2.14	8.20	9.74	6.12	3.11	0.00							
36	1.98	9.74	14.34	11.92	6.91	3.49	0.00						
38	1.66	9.02	17.05	17.55	13.45	7.75	3.33	0.00					
40	1.27	7.57	15.78	20.86	19.79	15.09	7.39	2.19	0.00				
42	0.99	5.77	13.25	19.30	23.53	22.21	14.37	4.85	1.90	0.00			
44	0.77	4.48	10.10	16.21	21.78	26.40	21.16	9.44	4.23	1.88	0.00		
46	0.60	3.52	7.84	12.35	18.29	24.44	25.15	13.90	8.23	4.17	1.71	0.00	
48	0.44	2.75	6.17	9.59	13.93	20.52	23.28	16.52	12.11	8.12	3.81	1.41	0.00
50	0.33	1.99	4.81	7.54	10.82	15.64	19.55	15.30	14.39	11.95	7.41	3.13	1.44
52	0.22	1.51	3.48	5.89	8.51	12.14	14.89	12.85	13.32	14.20	10.90	6.09	3.20
54	0.16	1.02	2.64	4.26	6.64	9.55	11.57	9.79	11.19	13.14	12.96	8.96	6.23
56	0.10	0.74	1.79	3.22	4.80	7.45	9.10	7.60	8.53	11.04	11.99	10.65	9.17
58	0.04	0.47	1.30	2.19	3.64	5.39	7.10	5.98	6.62	8.41	10.07	9.86	10.90
60	0.00	0.19	0.82	1.59	2.47	4.08	5.14	4.67	5.21	6.53	7.67	8.28	10.09
62		0.00	0.34	1.00	1.79	2.77	3.89	3.37	4.06	5.14	5.96	6.31	8.47
64			0.00	0.41	1.13	2.01	2.64	2.55	2.94	4.01	4.69	4.90	6.45
66				0.00	0.47	1.27	1.91	1.74	2.23	2.90	3.66	3.85	5.01
68					0.00	0.52	1.21	1.26	1.51	2.20	2.65	3.01	3.94
70						0.00	0.50	0.79	1.10	1.49	2.00	2.18	3.08
72							0.00	0.33	0.69	1.08	1.36	1.65	2.23
74								0.00	0.29	0.68	0.99	1.12	1.68
76									0.00	0.28	0.62	0.81	1.14
78										0.00	0.26	0.51	0.83
80											0.00	0.21	0.52
82												0.00	0.22
84													0.00

q [l/s/km^2]
0.00
0.28
1.92
6.34
15.14
29.32
48.39
69.80
89.93
106.18
116.45
120.21
118.65
114.30
107.21
98.11
86.19
71.97
56.73
43.11
31.74
23.03
16.29
11.13
7.33
4.76
2.86
1.60
0.73
0.22
0.00

t [h]	Q [m^3/s]
24.0	0.00
26.0	0.08
28.0	0.56
30.0	1.87
32.0	4.46
34.0	8.63
36.0	14.25
38.0	20.56
40.0	26.49
42.0	31.27
44.0	34.30
46.0	35.40
48.0	34.94
50.0	33.66
52.0	31.57
54.0	28.89
56.0	25.39
58.0	21.20
60.0	16.71
62.0	12.70
64.0	9.35
66.0	6.78
68.0	4.80
70.0	3.28
72.0	2.16
74.0	1.40
76.0	0.84
78.0	0.47
80.0	0.22
82.0	0.06
84.0	0.00

Nota: Se han omitido las columnas desde H*P1 hasta H*P12 pues sus valores son igual a cero.

Determinación de Hidrograma de Crecida, Período Oct-Mar, T = 25 años

H.U. de 3 [h]	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
3.0	1.85
6.0	4.13
9.0	8.12
12.0	11.74
15.0	13.97
18.0	12.65
21.0	10.49
24.0	7.99
27.0	6.14
30.0	4.85
33.0	3.74
36.0	2.71
39.0	2.02
42.0	1.34
45.0	0.73
48.0	0.12
51.0	0.00

	PRECIPITACIÓN EFECTIVA [mm]								
	0.00	0.04	0.10	0.14	0.15	0.16	0.15	0.14	0.13
t [hr]	H*P9	H*P10	H*P11	H*P12	H*P13	H*P14	H*P15	H*P16	H*P17
24	0.00								
27	0.00	0.00							
30	0.00	0.08	0.00						
33	0.00	0.18	0.19	0.00					
36	0.01	0.35	0.42	0.25	0.00				
39	0.01	0.51	0.82	0.56	0.28	0.00			
42	0.01	0.61	1.19	1.10	0.62	0.30	0.00		
45	0.01	0.55	1.41	1.60	1.22	0.67	0.28	0.00	
48	0.00	0.46	1.28	1.90	1.77	1.32	0.63	0.26	0.00
51	0.00	0.35	1.06	1.72	2.10	1.91	1.24	0.57	0.24
54	0.00	0.27	0.81	1.43	1.90	2.28	1.80	1.12	0.53
57	0.00	0.21	0.62	1.09	1.58	2.06	2.14	1.62	1.03
60	0.00	0.16	0.49	0.84	1.20	1.71	1.93	1.93	1.50
63	0.00	0.12	0.38	0.66	0.92	1.30	1.60	1.75	1.78
66	0.00	0.09	0.27	0.51	0.73	1.00	1.22	1.45	1.61
69	0.00	0.06	0.20	0.37	0.56	0.79	0.94	1.11	1.34
72	0.00	0.03	0.14	0.27	0.41	0.61	0.74	0.85	1.02
75	0.00	0.01	0.07	0.18	0.30	0.44	0.57	0.67	0.78
78		0.00	0.01	0.10	0.20	0.33	0.41	0.52	0.62
81			0.00	0.02	0.11	0.22	0.31	0.38	0.48
84				0.00	0.02	0.12	0.20	0.28	0.35
87					0.00	0.02	0.11	0.18	0.26
90						0.00	0.02	0.10	0.17
93							0.00	0.02	0.09
96								0.00	0.01
99									0.00

q [l/s/km^2]
0.00
0.00
0.08
0.37
1.03
2.18
3.83
5.75
7.62
9.20
10.13
10.36
9.77
8.52
6.89
5.37
4.07
3.03
2.19
1.50
0.97
0.57
0.29
0.11
0.01
0.00

t [h]	Q [m^3/s]
24.0	0.00
27.0	0.00
30.0	0.07
33.0	0.29
36.0	0.81
39.0	1.72
42.0	3.02
45.0	4.53
48.0	6.00
51.0	7.25
54.0	7.98
57.0	8.16
60.0	7.70
63.0	6.71
66.0	5.43
69.0	4.23
72.0	3.21
75.0	2.39
78.0	1.73
81.0	1.19
84.0	0.76
87.0	0.45
90.0	0.23
93.0	0.09
96.0	0.01
99.0	0.00

Nota: Se han omitido las columnas desde H*P1 hasta H*P8 pues sus valores son igual a cero.

Determinación de Hidrograma de Crecida, Período Oct-Mar, T = 50 años

H.U. de 3 [h]	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
3.0	1.85
6.0	4.13
9.0	8.12
12.0	11.74
15.0	13.97
18.0	12.65
21.0	10.49
24.0	7.99
27.0	6.14
30.0	4.85
33.0	3.74
36.0	2.71
39.0	2.02
42.0	1.34
45.0	0.73
48.0	0.12
51.0	0.00

	PRECIPITACIÓN EFECTIVA [mm]								
	0.00	0.08	0.20	0.27	0.29	0.37	0.35	0.32	0.30
t [hr]	H*P9	H*P10	H*P11	H*P12	H*P13	H*P14	H*P15	H*P16	H*P17
24	0.00								
27	0.00	0.00							
30	0.00	0.15	0.00						
33	0.00	0.34	0.36	0.00					
36	0.01	0.67	0.81	0.49	0.00				
39	0.01	0.97	1.60	1.10	0.54	0.00			
42	0.01	1.15	2.31	2.15	1.21	0.68	0.00		
45	0.01	1.05	2.75	3.12	2.37	1.53	0.65	0.00	
48	0.00	0.87	2.49	3.71	3.43	3.00	1.45	0.59	0.00
51	0.00	0.66	2.07	3.36	4.08	4.34	2.85	1.32	0.55
54	0.00	0.51	1.57	2.78	3.70	5.16	4.13	2.60	1.22
57	0.00	0.40	1.21	2.12	3.07	4.67	4.91	3.76	2.41
60	0.00	0.31	0.96	1.63	2.34	3.88	4.44	4.47	3.48
63	0.00	0.22	0.74	1.29	1.80	2.95	3.69	4.05	4.14
66	0.00	0.17	0.53	0.99	1.42	2.27	2.81	3.36	3.75
69	0.00	0.11	0.40	0.72	1.09	1.79	2.16	2.56	3.11
72	0.00	0.06	0.26	0.54	0.79	1.38	1.71	1.97	2.37
75	0.00	0.01	0.14	0.35	0.59	1.00	1.31	1.55	1.82
78		0.00	0.02	0.19	0.39	0.75	0.95	1.20	1.44
81			0.00	0.03	0.21	0.49	0.71	0.87	1.11
84				0.00	0.03	0.27	0.47	0.65	0.80
87					0.00	0.04	0.26	0.43	0.60
90						0.00	0.04	0.23	0.40
93							0.00	0.04	0.22
96								0.00	0.03
99									0.00

q [l/s/km^2]
0.00
0.00
0.16
0.71
1.98
4.22
7.52
11.47
15.55
19.23
21.68
22.55
21.51
18.88
15.30
11.94
9.08
6.79
4.94
3.43
2.22
1.32
0.67
0.25
0.03
0.00

t [h]	Q [m^3/s]
24.0	0.00
27.0	0.00
30.0	0.12
33.0	0.56
36.0	1.56
39.0	3.32
42.0	5.93
45.0	9.04
48.0	12.25
51.0	15.16
54.0	17.08
57.0	17.77
60.0	16.95
63.0	14.87
66.0	12.06
69.0	9.41
72.0	7.15
75.0	5.35
78.0	3.90
81.0	2.70
84.0	1.75
87.0	1.04
90.0	0.53
93.0	0.20
96.0	0.03
99.0	0.00

Nota: Se han omitido las columnas desde H*P1 hasta H*P8 pues sus valores son igual a cero.

Determinación de Hidrograma de Crecida, Período Oct-Mar, T = 100 años

H.U. de 3 [h]	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
3.0	1.85
6.0	4.13
9.0	8.12
12.0	11.74
15.0	13.97
18.0	12.65
21.0	10.49
24.0	7.99
27.0	6.14
30.0	4.85
33.0	3.74
36.0	2.71
39.0	2.02
42.0	1.34
45.0	0.73
48.0	0.12
51.0	0.00

	PRECIPITACIÓN EFECTIVA [mm]								
	0.00	0.14	0.35	0.48	0.52	0.74	0.72	0.65	0.61
t [hr]	H*P9	H*P10	H*P11	H*P12	H*P13	H*P14	H*P15	H*P16	H*P17
24	0.00								
27	0.00	0.00							
30	0.00	0.27	0.00						
33	0.00	0.60	0.65	0.00					
36	0.01	1.17	1.46	0.88	0.00				
39	0.01	1.70	2.86	1.96	0.97	0.00			
42	0.01	2.02	4.14	3.86	2.16	1.38	0.00		
45	0.01	1.83	4.93	5.58	4.24	3.08	1.32	0.00	
48	0.00	1.51	4.46	6.64	6.14	6.05	2.95	1.21	0.00
51	0.00	1.15	3.70	6.02	7.30	8.75	5.80	2.71	1.13
54	0.00	0.89	2.82	4.99	6.61	10.40	8.40	5.32	2.51
57	0.00	0.70	2.17	3.80	5.48	9.42	9.99	7.69	4.93
60	0.00	0.54	1.71	2.92	4.18	7.82	9.04	9.15	7.13
63	0.00	0.39	1.32	2.31	3.21	5.95	7.50	8.28	8.48
66	0.00	0.29	0.96	1.78	2.54	4.57	5.72	6.87	7.68
69	0.00	0.19	0.71	1.29	1.96	3.62	4.39	5.24	6.37
72	0.00	0.10	0.47	0.96	1.42	2.79	3.47	4.02	4.86
75	0.00	0.02	0.26	0.64	1.06	2.02	2.68	3.18	3.73
78		0.00	0.04	0.35	0.70	1.50	1.94	2.45	2.95
81			0.00	0.06	0.38	1.00	1.44	1.78	2.27
84				0.00	0.06	0.54	0.96	1.32	1.65
87					0.00	0.09	0.52	0.88	1.23
90						0.00	0.08	0.48	0.81
93							0.00	0.08	0.44
96								0.00	0.07
99									0.00

q [l/s/km^2]
0.00
0.00
0.27
1.25
3.52
7.50
13.57
20.99
28.98
36.56
41.94
44.19
42.49
37.46
30.41
23.77
18.09
13.57
9.93
6.93
4.53
2.71
1.37
0.52
0.07
0.00

t [h]	Q [m^3/s]
24.0	0.00
27.0	0.00
30.0	0.21
33.0	0.99
36.0	2.77
39.0	5.91
42.0	10.69
45.0	16.54
48.0	22.83
51.0	28.81
54.0	33.04
57.0	34.82
60.0	33.48
63.0	29.51
66.0	23.96
69.0	18.73
72.0	14.26
75.0	10.69
78.0	7.82
81.0	5.46
84.0	3.57
87.0	2.13
90.0	1.08
93.0	0.41
96.0	0.06
99.0	0.00

Nota: Se han omitido las columnas desde H*P1 hasta H*P8 pues sus valores son igual a cero.

Determinación de Hidrograma de Crecida, Evento 25/mar/15

H.U. de 4 [h]	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
4.0	1.39
8.0	3.08
12.0	6.04
16.0	8.79
20.0	10.45
24.0	9.55
28.0	7.96
32.0	6.06
36.0	4.68
40.0	3.69
44.0	2.86
48.0	2.07
52.0	1.55
56.0	1.01
60.0	0.27
64.0	0.00

	PRECIPITACIÓN EFECTIVA [mm]				
	0.06	0.48	2.74	0.19	0.26
t [hr]	H*P9	H*P10	H*P11	H*P12	H*P13
32	0.00				
36	0.08	0.00			
40	0.19	0.67	0.00		
44	0.37	1.49	3.80	0.00	
48	0.54	2.92	8.45	0.27	0.00
52	0.64	4.25	16.55	0.60	0.35
56	0.58	5.05	24.09	1.17	0.79
60	0.49	4.61	28.65	1.70	1.55
64	0.37	3.84	26.16	2.02	2.25
68	0.29	2.93	21.80	1.85	2.68
72	0.23	2.26	16.61	1.54	2.45
76	0.17	1.78	12.81	1.17	2.04
80	0.13	1.38	10.11	0.91	1.55
84	0.09	1.00	7.83	0.71	1.20
88	0.06	0.75	5.67	0.55	0.95
92	0.02	0.49	4.25	0.40	0.73
96	0.00	0.13	2.78	0.30	0.53
100		0.00	0.75	0.20	0.40
104			0.00	0.05	0.26
108				0.00	0.07
112					0.00

q [l/s/km^2]
0.00
0.08
0.86
5.65
12.17
22.38
31.68
36.99
34.65
29.54
23.08
17.98
14.07
10.84
7.98
5.89
3.74
1.34
0.31
0.07
0.00

t [h]	Q [m^3/s]
32.0	0.00
36.0	0.11
40.0	1.10
44.0	7.28
48.0	15.66
52.0	28.80
56.0	40.77
60.0	47.61
64.0	44.59
68.0	38.02
72.0	29.70
76.0	23.14
80.0	18.11
84.0	13.95
88.0	10.27
92.0	7.58
96.0	4.81
100.0	1.72
104.0	0.40
108.0	0.09
112.0	0.00

Nota: Se han omitido las columnas desde H*P1 hasta H*P8 pues sus valores son igual a cero.

Determinación de Hidrograma de Crecida, Evento 12/may/17

H.U. de 2 [h]	
t [h]	q [l/s/mm/km^2]
0.0	0.00
1.0	3.29
2.0	6.60
3.0	11.52
4.0	19.76
5.0	26.23
6.0	30.17
7.0	31.31
8.0	28.02
9.0	24.07
10.0	19.28
11.0	15.99
12.0	12.84
13.0	10.87
14.0	8.90
15.0	6.93
16.0	5.54
17.0	4.31
18.0	3.19
19.0	2.70
20.0	2.22
21.0	1.74
22.0	1.25
23.0	0.77
24.0	0.29
25.0	0.00

	PRECIPITACIÓN EFECTIVA [mm]							
	0.02	0.36	0.89	1.49	1.83	0.30	0.68	0.50
t [hr]	H*P42	H*P43	H*P44	H*P45	H*P46	H*P47	H*P48	H*P49
41	0.00							
42	0.07	0.00						
43	0.14	1.19	0.00					
44	0.25	2.38	2.93	0.00				
45	0.43	4.16	5.89	4.90	0.00			
46	0.57	7.14	10.30	9.84	6.00	0.00		
47	0.66	9.48	17.66	17.18	12.05	0.98	0.00	
48	0.68	10.90	23.43	29.47	21.04	1.96	2.22	0.00
49	0.61	11.31	26.95	39.10	36.09	3.43	4.46	1.65
50	0.53	10.12	27.97	44.98	47.89	5.88	7.80	3.31
51	0.42	8.70	25.04	46.68	55.09	7.80	13.37	5.78
52	0.35	6.97	21.51	41.78	57.16	8.97	17.74	9.92
53	0.28	5.78	17.22	35.89	51.16	9.31	20.41	13.16
54	0.24	4.64	14.29	28.75	43.95	8.33	21.18	15.14
55	0.19	3.93	11.47	23.85	35.20	7.16	18.96	15.71
56	0.15	3.21	9.71	19.14	29.20	5.73	16.29	14.06
57	0.12	2.50	7.95	16.20	23.44	4.76	13.04	12.08
58	0.09	2.00	6.19	13.26	19.84	3.82	10.82	9.67
59	0.07	1.56	4.95	10.33	16.24	3.23	8.69	8.03
60	0.06	1.15	3.85	8.26	12.65	2.65	7.35	6.44
61	0.05	0.98	2.85	6.42	10.12	2.06	6.02	5.45
62	0.04	0.80	2.42	4.75	7.87	1.65	4.69	4.46
63	0.03	0.63	1.98	4.03	5.82	1.28	3.75	3.48
64	0.02	0.45	1.55	3.31	4.94	0.95	2.91	2.78
65	0.01	0.28	1.12	2.59	4.06	0.80	2.16	2.16
66	0.00	0.10	0.69	1.87	3.17	0.66	1.83	1.60
67		0.00	0.26	1.15	2.29	0.52	1.50	1.36
68			0.00	0.43	1.41	0.37	1.18	1.11
69				0.00	0.53	0.23	0.85	0.87
70					0.00	0.09	0.52	0.63
71						0.00	0.20	0.39
72							0.00	0.15
73								0.00

q [l/s/km^2]
0.00
0.07
1.33
5.57
15.39
33.84
58.00
89.71
123.61
148.47
162.87
164.40
153.22
136.52
116.47
97.50
80.10
65.70
53.09
42.41
33.94
26.67
20.99
16.91
13.17
9.93
7.08
4.50
2.48
1.24
0.58
0.15
0.00

t [h]	Q [m^3/s]
41.0	0.00
42.0	0.01
43.0	0.15
44.0	0.62
45.0	1.71
46.0	3.77
47.0	6.46
48.0	10.00
49.0	13.77
50.0	16.54
51.0	18.15
52.0	18.32
53.0	17.07
54.0	15.21
55.0	12.98
56.0	10.86
57.0	8.93
58.0	7.32
59.0	5.92
60.0	4.73
61.0	3.78
62.0	2.97
63.0	2.34
64.0	1.88
65.0	1.47
66.0	1.11
67.0	0.79
68.0	0.50
69.0	0.28
70.0	0.14
71.0	0.06
72.0	0.02
73.0	0.00

Nota: Se han omitido las columnas desde H*P1 hasta H*P41 pues sus valores son igual a cero.

ANEXO N°1.16

ESTIMACIÓN DE CRECIDAS DE DISEÑO EN CUENCAS MIXTAS PLUVIO-NIVALES. SEGUEL Y STOWHAS. VII CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA (1985)

Gambolati G. y G. Volpi, 1979a. Groundwater Contour Mapping in Venice by Stochastics Interpolators. 1 Theory. Water Resources Research, Vol. 15, Nº 2 Abril, pág 281-290.

Gambolati G. y G. Volpi, 1979b. A Conceptual Deterministic Analysis of the Kriging Technique in Hydrology. Water Resources Research, Vol. 15, Nº 3 Abril, pág 281-290.

Hardy, R. L. 1971. Multiquadric Equations of Topography and Other Irreglar Surfaces. Journal of Geophysical Research, 76, pag 1905-1915.

Matheron, G. 1971. The Theory of Regionalized Variables and its Applications. Cahiers du Centre de Morphologie Mathematique, Ecole des Mines, Fontainenbleu, France, 211 págs.

Tabios, G. y Salas, J.D. 1984. A comparative Analysis of Techniques for Spatial Interpolation of Precipitation. Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 51 págs.

Virdee, T.S. y Kottegoda, N.T. 1984. A brief review of kriging and its applications to optimal interpolation and observation well selection. Journal of Hydrological Sciences, Vol. 29, Nº 4 Diciembre.

Volpi, G. y Gambolati, G. 1979. Groundwater Contour Mapping in Venice by Stochastic Interpolators. 2 Results. Water Resources Research, Vol. 15, Nº 2 Abril, pág 291-297.

Yevjevich, V. y Karplus, A.K. 1973. Area-Time Structure of the Monthly Precipitation Process. Hydrology Paper Nº 64. Colorado State University, Fort Collins, Colorado, Agosto, 45 pág.

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

VII CONGRESO NACIONAL

ESTIMACION DE CRECIDAS DE DISEÑO EN CUENCAS MIXTAS PLUVIO-NIVALES

Ricardo Seguel G. † (1)

Ludwig Stowhas B. (2)

Resumen.- El análisis de las estadísticas de temperatura del aire en superficie indica que esta variable es un muy buen indice para distinguir la forma de la precipitación entre lluvias y nieve.

El análisis probabilístico de esta información permite, en consecuencia, establecer la variabilidad de la línea de nieves e incorporar su efecto en la estimación de crecidas pluviales en cuencas mixtas pluvio-nivales.

Se desarrolla una metodología para estimar probabilísticamente la magnitud de crecidas considerando este efecto y se comparan los resultados con datos medidos y conlos que resultan de suponer una línea de nieves o area efectiva aportante constante.

(1) Ingeniero Civil, U.S.M. , M.Nenadovich Ingenieros
(2) Ingeniero Civil, Depto. Obras Civiles, U.S.M.

Después de 17 años dedicado a la docencia en el campo de la Hidrología e Hidráulica, al pensar en los alumnos mas brillantes que he tenido, considerando sus cualidades intelectuales y humanas, acude a mi memoria la imagen de Ricardo Seguel Gutiérrez. Permítaseme esta página para dejar un testimonio de tan imborrable recuerdo.

L.S.B.

ESTIMACION DE CRECIDAS DE DISEÑO EN CUENCAS MIXTAS PLUVIO - NIVALES.

1. INTRODUCCION .

La determinación de crecidas de diseño en cuencas mixtas pluvio-nivales requiere efectuar estudios hidrológicos independientes y en paralelo con el propósito de evaluar los caudales máximos instantaneos y la forma de las ondas de crecida resultantes, tanto de los procesos de derretimiento de las nieves acumuladas en la cuenca o crecidas nivales, como de las crecidas pluviales originadas por tormentas con precipitación líquida que ocurran sobre el total o parte de la cuenca.

La experiencia existente en el país, resultante tanto del análisis de registros fluviográficos históricos de cuencas pluvio-nivales, como de estimaciones indirectas de crecidas, indican que si bien las crecidas nivales pueden ser las más críticas en cuanto a la magnitud de los volúmenes de crecida resultantes, en lo que se refiere a caudales máximos instantáneos, suelen ser las crecidas pluviales las que definen los valores críticos de diseño.

Para eventos de alto período de retorno o en términos de la crecida máxima probable, esta aseveración puede ser válida incluso para cuencas de alta montaña, de típico régimen nival o nivo-glacial, donde podrían originarse aluviones producto de intensas precipitaciones líquidas de verano, cuyos gastos máximos instantáneos superen a los de deshielo.

En aquellas cuencas no controladas, o cuando se desea cotejar el resultado de los análisis de frecuencia de registros históricos con algún otro procedimiento, deben efectuarse evaluaciones indirectas de las crecidas de diseño tanto nivales como pluviales.

Para las primeras, existen diversos procedimientos o metodologías que se han desarrollado para estos propósitos (Stowhas, 1984), mientras que para las crecidas pluviales se recurre a relaciones precipitación-escorrentía

en base a hidrogramas unitarios sintéticos, fórmulas empíricas u otros procedimientos descritos en textos y manuales de hidrología.

En cuencas pluvio-nivales, sin embargo,se presenta la dificultad de que si la precipitación sobre la cuenca es mixta, el área efectiva de la cuenca aportante suele ser desconocida y la crecida resultante de la aplicación de los métodos habituales de cálculo pasa a ser una variable aleatoria bivariada, en función del hietograma de precipitación efectiva(o del derretimiento unitario neto) y de la ubicación de la línea de nieves o área efectiva aportante de la cuenca.

Esta situación provoca que el período de retorno de la crecida de diseño pierda bastante relación con el período de retorno de la tormenta o derretimiento de diseño a menos que se considere en el cálculo la variabilidad de la línea de nieves.

En los capítulos siguientes se describe un procedimiento desarrollado para el cálculo probabilístico de crecidas de diseño pluviales en cuencas mixtas considerando tanto la variabilidad de las precipitaciones como del área aportante, introduciendo la temperatura del aire como variable índice de la ubicación de la línea de nieves. El procedimiento es aplicado a la zona cordillerana de la cuenca del río Aconcagua (MN Ingenieros, 1984).

2. ANTECEDENTES TEORICOS.

Bajo un enfoque sistémico, el caudal de escorrentía directa en un instante t producto de una tormenta con hietograma de precipitación efectiva i(t) queda dado por la integral de convolución

$$Q(t) = \int_0^t i(t)\ h(t-\tau)\ d\tau$$

donde h(t) es la función de transferencia del sistema o hidrograma unitario instantáneo de la cuenca. El caudal máximo de la crecida, será en consecuencia

$$Q_{mx} = \int_0^{t(Q_{mx})} i(t)\ h(t-\tau)\ d\tau$$

En la imposibilidad de evaluar, para cuencas no controladas, tanto la función de transferencia h(t) como el tiempo al máximo $t(Q_{max})$, se recurre normalmente a procedimientos sintéticos o empíricos para evaluar este caudal máximo. Entre otros, puede recurrirse a hidrogramas unitarios sintéticos como los propuestos por Benítez y Rodríguez (1974), al uso de fórmulas empíricas, como la propuesta por Verni y King (1977); ó la conocida fórmula racional.

Cualquiera que sea la expresión utilizada, el caudal máximo instantáneo puede expresarse en forma genérica como

$Q_{max} = Q(i, A)$; donde i= intensidad de la precipitación efectiva , y
A= área aportante de la cuenca.

Si el área efectiva de la cuenca aportante es variable, como en el caso de una cuenca mixta pluvio nival, puede plantearse en términos probabilísticos que

$$p(Q_{max} > Q_0) = \int_{A=0}^{A=A_T} \int_{i=i^*}^{i=\infty} g(i, A)\ di\ dA$$

donde $i^* = i(Q_0, A)$ es el valor de la intensidad efectiva i que arroja un valor de $Q_{max} = Q_0$ para un determinado valor de A, y g(i, A) es la función de densidad de frecuencia conjunta de i y A.

2.1. Temperatura del aire como índice del área efectiva aportante.

El área efectiva aportante a una crecida dependerá básicamente de la ubicación de la líneas de nieves o cota umbral que separa la precipitación líquida de la precipitación sólida.

Siendo la forma de la precipitación una función de su temperatura, aparece lógico el uso de la temperatura ambiente como un buen índice de la línea de nieves o del área de la cuenca sujeta a precipitación líquida. Valores bibliográficos (U.S. Corps of Engineers, 1956), recomiendan el uso de una temperatura ambiente umbral de 1,2° C como índice para distinguir entre precipitación líquida y precipitación sólida. Para investigar la bondad y aplicabilidad de este índice en Chile, y considerando que en la mayoría

de las estaciones termométricas sólo se dispone de información sobre temperaturas máximas y mínimas diarias, se utilizó el siguiente procedimiento:

Considérese el universo de las temperaturas del aire durante días con precipitación significativa; por ejemplo días con precipitación diaria mayor que 10 mm u otro valor umbral que permita una muestra de tamaño aceptable.

Sean T_o y T_1 las temperaturas mínimas y máximas diarias respectivamente ; luego, en cualquier instante t la temperatura del aire T (t) cumplirá la relación

$$T_o \leq T(t) \leq T_1 \qquad 1$$

Si se considera el subconjunto de los días en que ha existido precipitación sólida y T_c es la temperatura umbral que separa la forma de la precipitación en lluvia o nieve, deberá cumplirse que

$$T(t) < T_c \qquad \text{para por lo menos algún instante } t.$$

En virtud de 1,

$$(T_o)_N < T_c$$

donde $(T_o)_N$ es la temperatura mínima en días con nieves.

Considerando los días en que ha existido precipitación líquida, deberá cumplirse que

$$T(t) > T_c \qquad \text{para por lo menos algún instante } t.$$

En virtud de 1,

$$(T_1)_{LL} > T_c$$

donde $(T_1)_{LL}$ es la temperatura máxima en días con lluvia.

En otras palabras, el valor de T_c está en un entorno definido por

$$(T_o)_N < T_c < (T_1)_{LL}$$

o $T_c = (T_o)_N + \delta$

donde $\delta = (T_1)_{LL} - (T_o)_N$

Como se dispone de una estadística de valores de $(T_1)_{LL}$ y $(T_o)_N$, el entorno δ puede minimizarse buscando la magnitud

$$\delta_{min} = (T_1)^{LL}_{min} - (T_o)^{N}_{max}$$

En la situación límite, $\delta \to 0$ y debiera cumplirse

$$(T_1)^{LL}_{min} = T_c = (T_o)^{N}_{max}$$

sujeto a que T_c exista.

Este procedimiento se aplicó a las estadísticas termométricas de Lagunitas, de Codelco, División Andina, y Sewell y Colón, de Codelco División El Teniente.

En la figura 1 se han graficado las temperaturas extremas registradas en la estación Lagunitas utilizándose diferente nomenclatura para distinguir eventos con precipitación sólida líquida o mixta.

Se aprecia que la mayor temperatura mínima registrada en Lagunitas, simultáneamente con precipitación sólida es de 1° C y la menor temperatura máxima registrada simultáneamente con precipitación líquida es de 0.8° C. Esto define una estrecha banda entre 0,8 y 1,0° C, como banda umbral para diferenciar la forma de la precipitación.

La estadística de Sewell (Stowhas, 1984,b), entrega una banda umbral idéntica a la de Lagunitas; la estadística de Colón indica una banda entre 0.6 y 0.8° C. Si se considera el error de medición de las observaciones, puede concluirse que la temperatura del aire es un excelente índice para definir la forma de la precipitación.

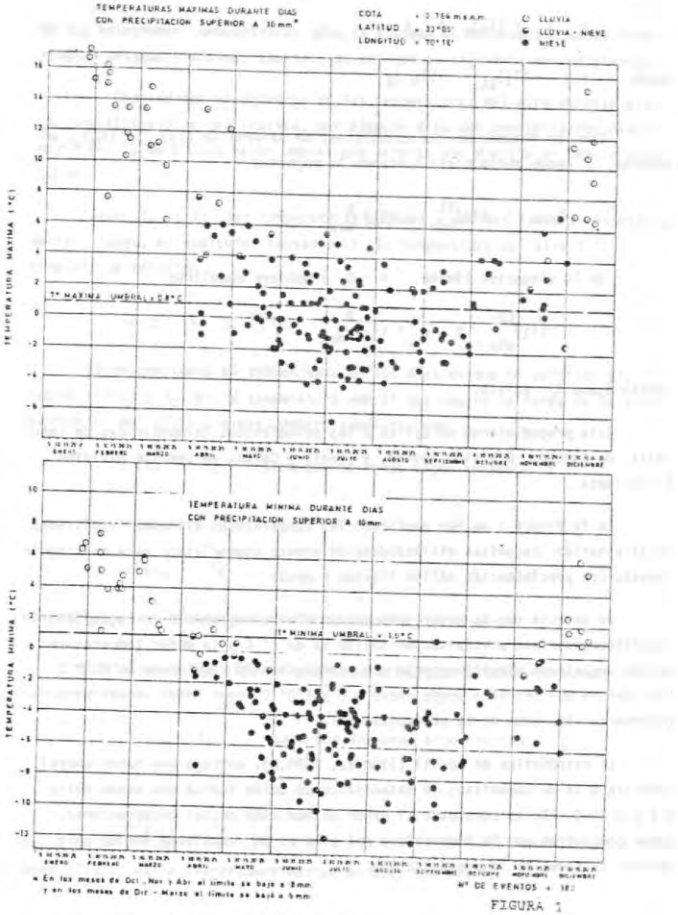
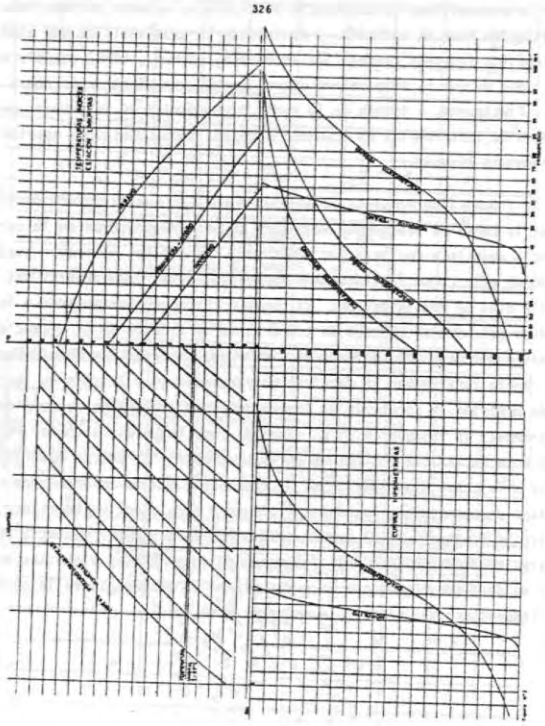


FIGURA 1

2.2. Función de densidad de frecuencia del área aportante.

De acuerdo a los resultados anteriores, un análisis de frecuencia de las estadísticas de temperaturas durante días con precipitación permitiría determinar la probabilidad de excedencia de distintos valores de temperatura en la estación base de medición, y postulando la existencia de una atmósfera pseudo-adiabática saturada durante las tormentas, (W.M.O., 1973) establecer la probabilidad de que la temperatura umbral exceda una cierta cota sobre la cuenca. Finalmente, a través de la curva hipsométrica de la cuenca quedará definida la distribución de frecuencia de las áreas efectivas aportantes durante tormentas líquidas.

En la figura 2 se presenta un ábaco de gráficos coaxiales que permite transformar la curva de frecuencia acumulada de las temperaturas en la curva de frecuencia acumulada de las áreas efectivas. En efecto, el primer cuadrante corresponde a la curva de frecuencia acumulada de las temperaturas del aire durante días de precipitación. El segundo cuadrante corresponde a las líneas pseudo-adiabáticas húmedas de temperatura en función de la elevación sobre el nivel del mar; en consecuencia, entrando en ordenadas con temperatura dada hasta interceptar la vertical correspondiente a la cota de la estación de medición, y siguiendo la línea pseudo-adiabática correspondiente hasta interceptar la isoterma 0.9° C, adoptada como temperatura umbral, se obtiene la cota de la línea de nieves correspondiente. El tercer cuadrante corresponde a la curva hipsométrica de la cuenca que define en ordenadas el porcentaje de cuenca bajo la línea de nieves o área efectiva aportante, lo cual permite construir en el cuarto cuadrante la curva de frecuencia acumulada del área aportante mediante la intercepción en ordenadas y abcisas del porcentaje de área resultante con la probabilidad de excedencia de la correspondiente temperatura del aire en la estación base.



En estricto rigor, el anterior análisis debería efectuarse con temperaturas instantáneas variables durante la tormenta. Para fines prácticos, sin embargo, deberá adoptarse una temperatura índice única representativa de las temperaturas del aire durante el fenómeno mismo de la tormenta. Para estos propósitos se sugiere un valor índice diario definido como

$$T_I = 1/K \left(T_{mx} + (K-1)\, T_{min} \right) \qquad \text{con } K > 2$$

basado en los siguientes argumentos:

i) Normalmente no se registra precipitación en forma continua durante todo el día, sino sólo durante una parte de él.

ii) En general la precipitación ocurre durante el período más frío del día, siendo ya sea causa o consecuencia de ello.

Aún cuando un valor K=4 es el que reproduce mejor la proporción entre eventos pluviales y nivales en la estación Lagunitas, un valor K =7, equivalente a una temperatura índice más cercana a la mínima produce mejores resultados. Esto al parecer, por representar mejor a la temperatura de punto de rocío durante la tormenta y la hipótesis de atmósfera saturada pseudo-adiabática.

Siendo la temperatura del aire (y también la magnitud de las precipitaciones diarias) una variable que muestra un ciclo estacional, su tratamiento en base a análisis de frecuencia, queda sujeto a la eliminación previa de sus componentes determinísticos. Un análisis de las características termo-pluviométricas de las estaciones Lagunitas, Sewell y Colón indica que con el propósito de eliminar el efecto de la variación cíclica estacional, parece prudente dividir el año hidrológico al menos en los siguientes períodos relativamente homogéneos en cuanto a su comportamiento termo-pluviométrico:

i) "Verano", incluye los meses de Diciembre a Marzo.
ii) "Otoño-Primavera "; incluye los meses de Abril, Octubre y Noviembre.
iii) "Invierno", incluye los meses de Mayo a Septiembre.

La determinación de la curva de frecuencia acumulada, en consecuencia, tanto de la distribución del área efectiva como de la magnitud de las precipitaciones debe efectuarse independientemente para cada uno de los períodos homogéneos determinados.

2.3. Función de densidad de frecuencias de las precipitaciones efectivas.

La información normalmente disponible respecto a precipitaciones son las series de precipitaciones máximas diarias anuales para cada uno de los períodos estacionales homogéneos, en una estación base.

Para definir la precipitación efectiva sobre la cuenca habrá que corregir esta información en base a coeficientes precipitación-área y precipitación - altura para cada ubicación posible de la línea de nieves. Finalmente, dependiendo del método de estimación de crecidas que se adopte habrá que utilizar coeficientes de duración o fórmulas empíricas para evaluar intensidades máximas en diversas duraciones y utilizar coeficientes de escorrentía ó procedimientos tales como el método de la curva número o índices de infiltración para evaluar el deficit de escorrentía.

Con este procedimiento u otro similar se podrá en consecuencia relacionar la curva de frecuencia acumulada de las precipitaciones diarias con la precipitación efectiva de diseño, de igual probabilidad.

2.4. Función de densidad de frecuencia conjunta de precipitación y área efectiva.

Si las variables precipitación y área efectiva fuesen independientes, su función de densidad de frecuencia conjunta sería simplemente el producto de las funciones de densidad de cada variable. Esta situación sería altamente conveniente desde el punto de vista práctico, ya que facilita enormemente el cálculo de dicha función.

Para analizar la dependencia entre ambas variables, se correlacionaron las estadísticas de precipitaciones diarias y temperaturas del aire en las distintas temporadas del año. Los resultados del análisis no muestran correlación aparente ninguna, obteniéndose coeficientes de correlación lineales que, aún cuando son sistemáticamente negativos, varían en magnitud entre -0.03 y - 0.21 . La más alta correlación corresponde a períodos de "Verano"; sin embargo, test estadísticos demuestran que esta cifra no es significativamente distinta de cero, por lo que los coeficientes de correlación obtenidos no pueden considerarse relevantes.

De lo anterior se desprende que aparece lícito estimar la función de densidad de frecuencia conjunta de ambas variables como

$$g(i, A) = f(i) \cdot f(A)$$

en cuyo caso la probabilidad de excedencia de un cierto caudal Q_o puede evaluarse por integración numérica , dividiendo las curvas de frecuencia acumulada de las áreas aportantes en n intervalos $\Delta F(A)$, mediante la expresión

$$p(Q > Q_o) = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta F(A)_i \int_{i_*}^{i=\infty} f(i)\, di \qquad 2$$

$$p(Q > Q_o) = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta F(A)_I \cdot P(i > i_*)) \qquad 3$$

3. APLICACION DEL PROCEDIMIENTO.

Con el propósito de establecer la incidencia de considerar la variabilidad del área de la cuenca respecto a un criterio de adoptar una línea de nieves representativa constante, se aplicó el método propuesto a la sección Aconcagua en Chacabuquito, la cual cuenta con información medida y cuyas características físicas y crecidas pluviales históricas habían sido determinadas con anterioridad (CICA, 1979).

En un segundo caso, se aplicó el procedimiento a una pequeña cuenca nival de alta montaña, Cerro Monolito, afluente al Río Blanco, a fin de evaluar la posibilidad de ocurrencia y la correspondiente magnitud de crecidas de origen pluvial. (M.N. Ings. , 1984).

3.1. Información termo-pluviométrica.

La estación base para la obtención de la información termométrica y pluviométrica, para los tres períodos estacionales homogeneos determinados, fue la estación Lagunitas de Codelco, División Andina (M.N. Ings. 1982, 1984). La figura N° 2 incluye las curvas de frecuencia acumulada de las temperaturas índices en invierno y verano, las curvas hipsométricas de las cuencas Monolito y Chacabuquito y las curvas de frecuencia acumulada de áreas aportantes en verano e invierno, respectivamente.

Se verificó la extrapolación de las curvas de frecuencia acumulada de las precipitaciones estacionales, de manera que se respetará la relación

$$P_{ex\,T} = 1 - (1 - P_{exp\,P})(1 - P_{exp\,V})(1 - P_{ex\,I})$$

donde $P_{ext\,T}$ = probabilidad de excedencia de serie anual.

P_{exP} $P_{ex\,V}$, $P_{exp\,I}$ = probabilidades de excedencia de las series estacionales de primavera-otoño, verano e invierno respectivamente.

Esta misma expresión se utilizó para evaluar crecidas anuales a partir de las crecidas estacionales.

3.2. Alternativas de Cálculo.

Para la cuantificación de los caudales máximos instantáneos se utilizaron dos procedimientos alternativos:

i) Método 1.

En este caso se utilizó una fórmula equivalente a la fórmula racional con la expresión genérica dada por la ecuación 2, donde la función de densidad de frecuencia de la intensidad de precipitación efectiva f(i) se relacionó con las precipitaciones máximas diarias para

cada tiempo de concentración utilizando la fórmula de Grunsky, y relacionando precipitación efectiva con precipitación total a través del llamado método de la Curva Número.

Las precipitaciones de diseño para cada área aportante se corrigieron por factores precipitación -altura anuales determinados para la región (CICA, 1979) y por factores precipitación-área.

ii) Método 2.

En este caso se utilizó la fórmula empírica propuesta por Verni y King (1977)

$$Q_{max} = 0.00615\ P^{1.24}\ A^{0.88}\ (m^3/seg)$$

donde P es la precipitación máxima diaria.

En este caso, la probabilidad de excedencia de un caudal Q_O se reduce a

$$p(Q > Q_O) = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta F(A)_i \equiv p(P > P_i^*)$$

donde $P^*_i = 60.7 \dfrac{Q_O^{0.806}}{A_i^{0.71}}$

3.3. Resultados obtenidos.

La figura N° 3 muestra las curvas de frecuencia acumulada de los gastos máximos instantáneos de crecidas pluviales sintetizadas para el período de invierno en Aconcagua en Chacabuquito, considerando tanto un área aportante variable como una línea de nieves constante durante el invierno en un valor promedio de 1.950 m.s.n.m. , utilizando los dos métodos de estimación descritos. En el caso del método 1, que evalúa sólo escorrentía directa, se ha agregado un caudal base de 15 m^3/seg.

Se incluye en la figura el análisis de frecuencia de las crecidas pluviales históricas ploteadas con la fórmula de Weibull y la curva de frecuencia teórica

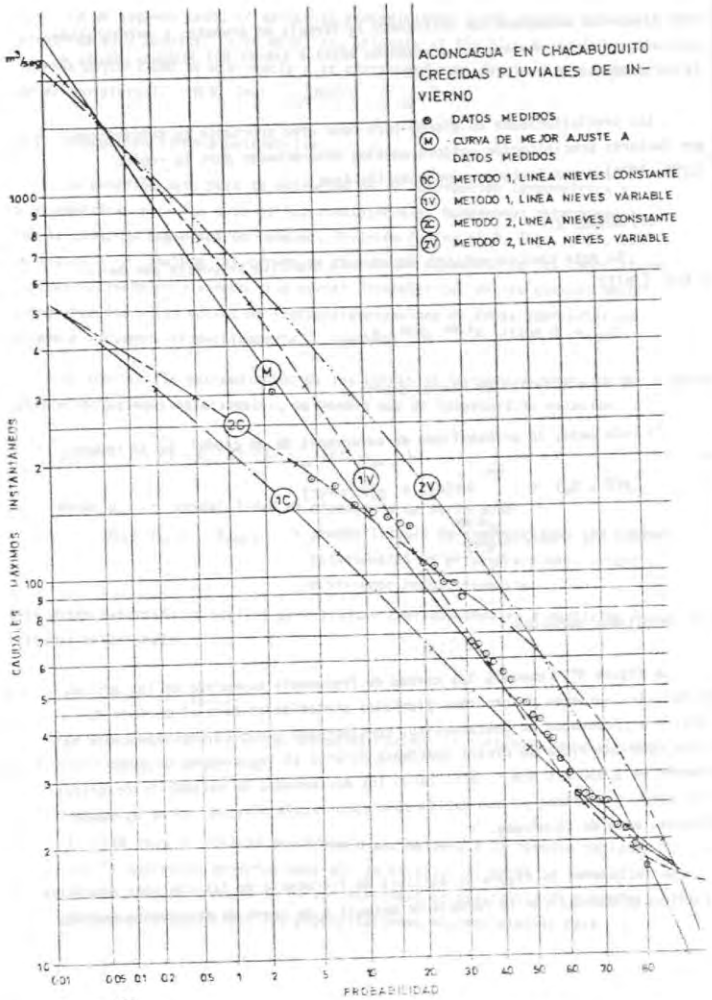


Figura N°3

de mejor ajuste; en este caso , una log-normal de 3 parámetros (CICA 1979).

El análisis de los resultados revela que para períodos medianos o bajos, la fórmula de Verni y King da resultados, para este caso particular, algo mayores, tendiendo a coincidir ambos métodos para períodos de retorno altos en que el déficit de escorrentía se hace proporcionalmente menor.

Con respecto a la incidencia de la variabilidad de la línea de nieves, se observa, como era de esperarse, que su consideración produce una función de densidad de frecuencia de caudales máximos instántaneos con mayor dispersión. Para crecidas menores, aún cuando el mejor ajuste depende del método de estimación que se utilice, la tendencia de las curvas de frecuencia sintetizadas al considerar la variación de la línea de nieves coincide mejor con los valores históricos.

Para las grandes crecidas, la diferencia entre ambos criterios se hace ostencible, y la no consideración de la variabilidad de la línea de nieves produce estimaciones peligrosamente inferiores. Le asigna un período de retorno entre 200 y 500 años al mayor valor medido en 44 años y declara absolutamente improbable un caudal sobre 1000 m3/seg. que de acuerdo a estimaciones indirectas se habría registrado en 1912, previo al período de medición.

Al considerar la variabilidad de las líneas de nieves se obtienen valores de crecidas milenarias bastante concordantes con los valores que se obtendrían del análisis de frecuencia directo de los datos medidos.

Los resultados que se obtienen para los períodos de Primavera-Otoño y Verano indican que la probabilidad de crecidas pluviales es fuertemente decreciente en ese orden y que la magnitud de la crecida pluvial total anual no es significativamente mayor que la obtenida para el período de invierno.

Al aplicar el método a la cuenca cordillerana del Cerro Monolito, los resultados que se obtienen son los opuestos al caso anterior, en el sentido de que a esta altura (sobre 3.640 m.s.n.m.) la probabilidad de crecidas pluviales en los períodos de otoño-invierno y primavera es despreciable o nula, y sólo serían factibles crecidas pluviales por efecto de tormentas de vera-

no. La consideración de la variabilidad del área aportante resulta también en este caso de enorme trascendencia.

La tabla #1 muestra los caudales máximos instantáneos resultantes para distintos períodos de retorno, mediante la fórmula racional considerando el área variable, un área aportante constante igual al valor promedio (línea de nieves a la cota 3.600 mts.) y un area constante con una probabilidad de 1 en 50 (línea de nieves sobre la cota 4.400 m.s.n.m.).

T A B L A #1
CUENCA CERRO MONOLITO
CRECIDAS PLUVIALES DE VERANO [m3/seg]

PERIODO DE RETORNO	AREA VARIABLE	AREA CTE. PROMEDIO	AREA 1 EN 50
10	0.20	0.04	1.25
50	1.75	0.15	4.50
100	2.90	0.22	5.60
500	5.80	0.33	8.40
1000	7.40	0.43	9.20

Aceptando como más representativos los valores resultantes de considerar un area variable, dados los resultados obtenidos en Aconcagua en Chacabuquito, se observa que al utilizar una línea de nieves promedio resultan caudales despreciables frente a los primeros. Adoptando arbitrariamente una línea de nieves mas alta (1 en 50) pueden reproducirse las ordenes de magnitud de las crecidas milenarias a costa de sobre evaluar las crecidas de períodos de retorno mas bajo.

3.4. Conclusiones

Aún cuando en caracter preliminar, porque el procedimiento debiera verificarse en un mayor número de estaciones, puede concluirse que la temperatura ambiente es un excelente índice para distinguir la forma de la precipitación entre lluvias y nieve. Este hecho permite, analizando probabilísticamente las estadísticas de temperatura de una cuenca, determinar la variabilidad de la línea de nieves e incorporar su efecto en la estimación de crecidas pluviales en cuencas mixtas.

Mediante el uso de relaciones empíricas simples que desprecian efectos tales como lluvia sobre nieve, y cota de la nieve preexistente se obtienen estimaciones indirectas de crecidas en bastante mejor concordancia con los resultados del análisis de frecuencia directo de estadísticas medidas, lo que permite reducir en algún grado la enorme incertidumbre asociada a la estimación de crecidas en cuencas pluvio nivales no controladas.

BIBLIOGRAFIA

1. Stowhas, L. 1984 "Crecidas de Deshielo", Jornadas de Hidrología de Nieves y Hielos en América del Sur, P.H.I. Unesco,Vol. I, Santiago, Chile.
2. M.Nenadovich Ings. 1984 " Saneamiento y drenaje Sector Alto Valle de Río Blanco", CODELCO, Chile, División Andina.
3. Benítez A. y C. Rodríguez, 1974, "Determinación de Hidrogramas Unitarios Sintéticos en Chile ", ENDESA, Depto. Ing. Civil.
4. Verni F. y H. King, 1977, " Estimación de crecidas en Cuencas no Controladas", 3er. Coloquio Nacional de Ingeniería Hidráulica, Santiago, Chile.
5. U.S.Army, Corps of Engineers, 1956, "Snow Hidrology", Portland, Oregon" U.S.A.
6. World Meteorological Organization (W.M.O.), 1973, "Manual for the Estimation of Maximum Probable Precipitation ". Operational Hidrology Report N° 1, W.M.O N° 332, Geneve, Switzerland.
7. Stowhas L., 1984b, "Fundamentos de Hidrología Aplicada" D.G.D.C y T., Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
8. CICA, Binnie & Partners, Hunting Tec., 1979, "Estudio Integral de Riego de los Valles de Aconcagua, Ligua y Petorca, Estudio Hidrológico", Comisión Nacional de Riego, Santiago.
9. M.Nenadovich Ings., 1982, " Estudio Glacio-Hidrológico Sector Sur-Sur", CODELCO Chile, División Andina.

ANEXO N°1.17

ESTIMACIÓN DE CURVAS DE CAUDAL SÓLIDO EN SUSPENSIÓN EN CUENCAS CHILENAS Y COMPARACIÓN CON EXPRESIONES EMPÍRICAS DE FLEMING Y MANUAL DE PRESAS PEQUEÑAS. JIMÉNEZ, KAMANN Y STOWHAS. XXIII CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA (2017)

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

XXIII CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

ESTIMACIÓN DE CURVAS DE CAUDAL SÓLIDO EN SUSPENSIÓN EN CUENCAS CHILENAS Y COMPARACIÓN CON EXPRESIONES EMPÍRICAS DE FLEMING Y MANUAL DE PRESAS PEQUEÑAS

IRIS JIMÉNEZ P.[1]
PEDRO KAMANN CH.[2]
LUDWIG STOWHAS B.[3]

RESUMEN

El estudio de la cantidad y el tipo de sedimentos que transporta un cauce es de vital importancia en proyectos de obras hidráulicas, no sólo para su diseño propiamente tal, sino también para evaluar su interacción con otras alteraciones del entorno producto de la actividad humana. En particular para el país, se presenta el problema de estimar la cantidad de sedimentos en suspensión transportados en un cauce en el cual no se realicen mediciones sedimentométricas.

En este trabajo se desarrolla un análisis comparativo entre estimaciones de la curva de descarga del caudal sólido en suspensión para cuencas chilenas, obtenidas a partir de la información disponible de las estaciones sedimentométricas analizadas; y modelos empíricos que estiman el caudal sólido en suspensión de una cuenca en función del caudal líquido promedio (Curvas de Fleming) o el área de drenaje de ésta (modelo del Manual de Presas Pequeñas). Posteriormente, y en base a los resultados del análisis comparativo, se realizan ajustes de tipo Fleming y Manual de Presas Pequeñas a los datos estimados de las estaciones chilenas, lográndose obtener ajustes más representativos de éstos. Finalmente, en base a los errores obtenidos para los ajustes propuestos, se concluye que estos permiten obtener una buena aproximación de los datos reales de caudal sólido en suspensión promedio de las estaciones analizadas, por lo cual el método propuesto puede usarse para estimar sedimentos en cuencas no controladas.

[1]Ingeniero Civil, Universidad Santa María. 4C Ingenieros Ltda. – irisjimenezp@gmail.com
[2]Profesor, Departamento de Obras Civiles, Universidad Santa María – pedro.kamann@usm.cl
[3]Profesor, Departamento de Obras Civiles, Universidad Santa María – ludwig.stowhas@usm.cl

1. INTRODUCCIÓN

El estudio de la cantidad y el tipo de sedimentos que transporta un cauce es de vital importancia en proyectos de obras hidráulicas, no sólo para su diseño propiamente tal, sino también para evaluar su interacción con otras alteraciones del entorno producto de la actividad humana, como es por ejemplo la disposición de terreno para uso urbano, agrícola y/o ganadero, entre otros.

En particular, para el país de Chile, se presenta el problema de determinar la cantidad de sedimentos en suspensión (o caudal sólido en suspensión) transportados en un cauce en el cual no se realicen mediciones sedimentométricas. Lo anterior se puede resolver obteniendo el caudal sólido en suspensión promedio en función de otra variable conocida, como por ejemplo, el caudal líquido promedio o el área de drenaje de la cuenca en estudio. Obteniendo relaciones como las mencionadas para varios ríos del país, se pueden crear modelos empírico-analíticos que permitan interpolar y extrapolar estos resultados a los cauces del país donde no se realicen mediciones de sedimentos.

Para realizar lo mencionado en el párrafo anterior, se utilizan los antecedentes estadísticos de 45 estaciones sedimento-fluviométricas que la Dirección General de Aguas tiene bajo tuición, desde la Región de Antofagasta (II Región) hasta la Región de Magallanes y de la Antártica (XII Región). Una vez realizado el análisis de éstas, se comparan los resultados obtenidos con modelos empíricos desarrollados en el extranjero, con el objetivo de verificar si éstos son o no representativos del comportamiento de las cuencas del país, y reajustarlos a la realidad país en caso de ser necesario. Se utilizan para el análisis comparativo dos modelos empíricos: el Modelo de las Curvas de Fleming y el Modelo del Manual de Presas Pequeñas. Las Curvas de Fleming relacionan el caudal sólido en suspensión promedio y el caudal líquido promedio mediante constantes que dependen del tipo de cubierta de la cuenca; en cambio, el Modelo del Manual de Presas Pequeñas, relaciona el caudal sólido en suspensión promedio con sólo el área de drenaje de la cuenca.

El presente trabajo está organizado de la siguiente manera: en la sección 2 se presenta un marco teórico de los modelos empíricos analizados. La sección 3 describe la metodología de trabajo para el análisis de datos sedimento-fluviométricos. Los resultados de este análisis se presentan en la sección 4 y su comparación con los modelos empíricos se presenta en la sección 5. En la sección 6 se realiza la proposición de modelos. En la sección 7 se muestra un resumen de las expresiones obtenidas, para finalizar con la sección 8 donde se presentan las conclusiones.

2. MARCO TEÓRICO: MODELOS EMPÍRICOS

Método de las Curvas de Fleming

Fleming (1969) utilizó datos de más de 250 cuencas alrededor del mundo para obtener las relaciones que permiten determinar la tasa media anual de transporte en suspensión (o caudal sólido en suspensión promedio) en unidades de toneladas por año, en función del caudal líquido promedio o medio anual, en unidades de pies cúbicos por segundo. Esta relación depende del tipo de cobertura vegetal de la cuenca.

La expresión obtenida por Fleming se puede expresar en términos de que el caudal líquido medio anual ingresado esté en unidades de metros cúbicos por segundo. Efectuando esta conversión, la ecuación (1) es la relación o fórmula obtenida por Fleming en su análisis, y la Tabla 1 tabula los parámetros a utilizar dependiendo del tipo de cobertura vegetal de la cuenca.

$$G_s = a \cdot Q^n \tag{1}$$

Donde G_s es el gasto o caudal sólido en suspensión promedio, en [ton/año]; Q es el caudal líquido promedio o medio anual, en [m^3/s]; y los parámetros a y n están definidos por la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros de la ecuación (1), para Q en [m^3/s].

Cobertura vegetal	n	a (Para Qs en ton/año)
Variada, de hoja ancha y coníferas	1.02	4437
Floresta conífera y pastos altos	0.82	65499
Pastos bajos y arbustos	0.65	195356
Desierto y arbustos	0.72	491150

Método del Manual de Presas Pequeñas

En el Manual de Presas Pequeñas (Design of Small Dams, citado con título en inglés en referencias) (1987), se presenta un gráfico de donde se ha obtenido una relación entre la tasa de producción de sedimento promedio y el tamaño del área de drenaje de la cuenca (ver Figura 1). El estudio fue desarrollado con una selección de datos recopilados de embalses en el suroeste de Estados Unidos, donde el clima es semiárido.

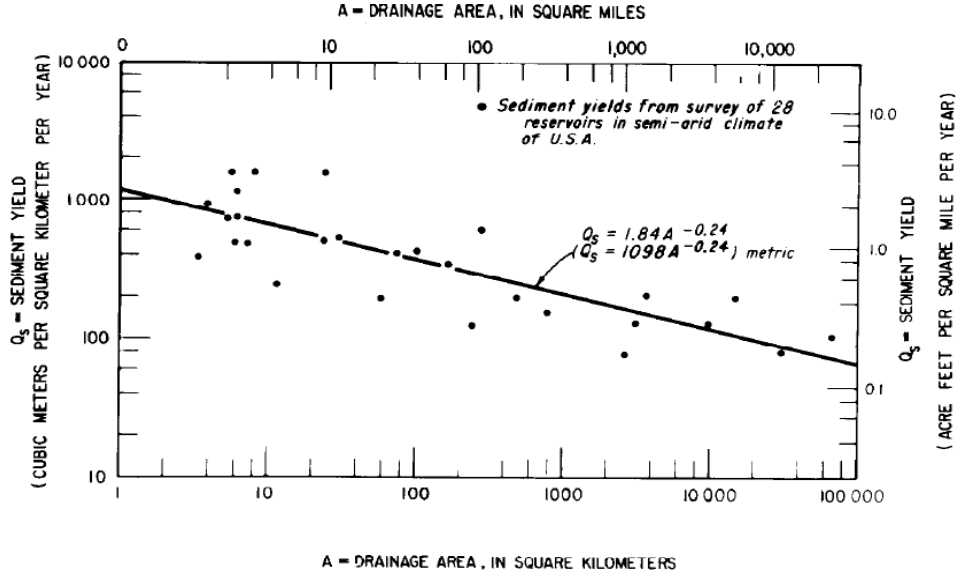


Figura 1. Tasa de producción de sedimento promedio anual vs tamaño del área de drenaje.

En la ecuación (2) se indica la relación obtenida del gráfico, donde A es el área de drenaje en [km^2] y Q_s es la tasa de producción de sedimento promedio en [m^3/km^2/año].

$$Q_s = 1098 \cdot A^{-0.24} \tag{2}$$

La ecuación (2) se puede expresar en unidades de toneladas por año considerando una densidad aparente de la suspensión de aproximadamente 1.3 [ton/m^3] y multiplicando por el área de drenaje de la cuenca, obteniéndose así la ecuación (3).

$$Q_s = 1427.4 \cdot A^{0.76} \quad (3)$$

3. METODOLOGÍA DE TRABAJO PARA EL ANÁLISIS DE DATOS SEDIMENTO-FLUVIOMÉTRICOS

En la siguiente sección se detalla la metodología de trabajo a seguir para el análisis de los datos de las 45 estaciones sedimento-fluviométricas de la Dirección General de Aguas (en adelante, DGA), con el fin de obtener el caudal sólido en suspensión promedio en cada una de ellas.

Obtención de Datos Estadísticos

Los datos requeridos de cada estación comprenden datos fluviométricos y sedimentométricos, los que se han obtenido mediante solicitud de datos a la DGA vía e-mail, o bien mediante descarga directa de su página. La obtención de los datos está avalada por la "Ley de Transparencia": Ley N°20.285, sobre Acceso a la Información Pública.

Obtención del Área de Drenaje

Para la obtención del área de drenaje que corresponde a cada estación sedimento-fluviométrica, se utilizan los programas de computadora Global Mapper, para obtener imágenes georreferenciadas; y WMS, para delinear la cuenca hidrográfica. Por otra parte, Vicencio (2012) determinó el área de drenaje para varias de las estaciones sedimento-fluviométricas que se incluyen en este trabajo. Las áreas de drenaje ya obtenidas por Vicencio no se calculan nuevamente mediante el uso de los programas mencionados, sino que se utilizan los valores obtenidos en aquel documento.

Correlación Muestreo Integrado vs Muestreo Rutinario

Con la estadística de muestreo integrado (*CI*) y muestreo rutinario (*CR*) de la estación, se obtiene la correlación entre ambas. Como los datos rutinarios se registran generalmente de manera diaria, y en cambio, los integrados cada uno o más meses, se desea obtener una ecuación donde a partir de los primeros puedan obtenerse los segundos. La correlación obtenida para *CI* vs *CR* es una ecuación potencial de la forma:

$$CI = a \cdot CR^b \quad (4)$$

En la mayoría de los casos, la correlación es evidente. En caso contrario, se ha optado por ajustar los datos a una línea de 45°, es decir, ajustar a un valor equivalente para ambos muestreos (*CI* = *CR*). A la concentración obtenida mediante la ecuación (4) se le llama "concentración media".

Curva de Duración de Caudales Medios Diarios

Para la obtención de la curva de duración de caudales medios diarios, se ordena de mayor a menor valor la estadística de caudales medios diarios de la estación, y a cada uno de estos valores, se le asigna la probabilidad de excedencia de Weibull, dada por la ecuación (5). Además, a esta lista se agregan el caudal máximo diario anual asociado a 50 y 100 años de período de retorno, según corresponda. A éstos se les asocia la probabilidad de excedencia (P_{exc}) determinada de acuerdo a la ecuación (6), donde T_R es el período de retorno en años.

$$P_{exc} = \frac{n}{(N+1)} \tag{5}$$

$$P_{exc} = \frac{1}{(365 \cdot T_R)} \tag{6}$$

El caudal máximo diario anual asociado a 50 y 100 años de período de retorno se obtiene realizando un análisis de caudales máximos diarios. Lo anterior se realiza con dos motivos: uniformizar el largo de las series de caudales medios diarios, e incluir los caudales que presentan las mayores tasas de arrastre.

Correlación Caudal Sólido vs Caudal Líquido

Para obtener la correlación entre el caudal sólido (Q_s) y el caudal líquido (Q_l), se obtiene primero el valor de caudal sólido para los datos de estadística disponibles, usando la ecuación (7):

$$Q_{si} = \overline{C}_i \cdot Q_{li} \tag{7}$$

Donde $\overline{C}$ es la concentración media, y Q_l es el caudal líquido (que en este caso, corresponde al caudal medio diario). Esta operación se realiza para toda la estadística disponible.

Una vez obtenidos los valores de caudal sólido para la estadística disponible, se obtiene la correlación entre caudal sólido y caudal líquido. La correlación obtenida para Q_s vs Q_l es una ecuación potencial de la forma:

$$Q_s = a \cdot Q_l^{\,b} \tag{8}$$

En la mayoría de los casos, la correlación es evidente. En algunos casos, es necesario obtener dos rectas, cuando la tendencia de los valores inferiores de las variables difiere de la de los superiores. En este caso se obtienen dos ecuaciones para rangos de caudal diferente.

Obtención del Caudal Sólido en Suspensión Promedio y Caudal Líquido Promedio

En primera instancia, se debe obtener los caudales sólidos asociados a la curva de duración de caudales medios diarios líquidos (caudal medio diario). A su vez, éstos tendrán también asociado el valor de probabilidad de excedencia que corresponda. Luego, se debe integrar la curva de

duración de caudales medios diarios sólidos, formada con los caudales sólidos obtenidos del párrafo anterior, obteniéndose así el caudal sólido en suspensión promedio ($\overline{Q}_{s,prom}$). Para datos discretos, lo anterior se resume en la ecuación (9):

$$\overline{Q}_{s,prom} = \sum_{i=1}^{M} Q_{si} \Delta p_i \tag{9}$$

Donde p es la probabilidad de excedencia; e $i = 1,...,M$, siendo M el número de datos que se hayan tomado como representativos de la muestra total N, siendo aproximadamente veinte. Asimismo se ha considerado en la curva de duración los caudales medios diarios asociados a los periodos de retorno de 50 y 100 años.

El procedimiento es similar para la obtención del caudal líquido promedio ($\overline{Q}_{l,prom}$), donde se debe integrar la curva de duración de caudales medios diarios líquidos (caudal medio diario). Para datos discretos, lo anterior se resume en la ecuación (10):

$$\overline{Q}_{l,prom} = \sum_{i=1}^{M} Q_{li} \Delta p_i \tag{10}$$

4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE DATOS SEDIMENTO-FLUVIOMÉTRICOS EN CUENCAS CHILENAS

Usando la metodología señalada en la sección 3, los resultados obtenidos del análisis de datos sedimento-fluviométricos de las 45 cuencas chilenas se señalan en la Tabla 2.

Tabla 2. Resumen de resultados del análisis de las 45 estaciones sedimento-fluviométricas

N°	Estación	$A_{drenaje}$ [km^2]	$Q_s\,[kg/s] = A_1 \cdot (Q_l\,[m^3/s])^{A_2}$	$\overline{Q}_{s,prom}$ [Ton/año]	$\overline{Q}_{l,prom}$ [m^3/s]
1	Río Loa antes Represa Lequena	2 010.00	- Para $Q_l < 0.95\ [m^3/s]$ $Q_s = 0.16 \cdot Q_l^{5.79}$ - Para $Q_l > 0.9506\ [m^3/s]$ $Q_s = 0.13 \cdot Q_l^{1.92}$	1 282.34	0.56
2	Río Salado en Sifón Ayquina	770.00	$Q_s = 0.04 \cdot Q_l^{2.96}$	8 840.57	0.51
3	Río Huasco en Algodones	7 187.00	$Q_s = 0.01 \cdot Q_l^{2.22}$	96 249.05	6.26
4	Río Jorquera en Vertedero	4 150.00	$Q_s = 0.62 \cdot Q_l^{2.47}$	28 869.74	0.68
5	Río Cogotí entrada Embalse Cogotí	735.00	- Para $Q_l < 0.68\ [m^3/s]$ $Q_s = 0.01 \cdot Q_l^{1.33}$ - Para $Q_l > 0.68\ [m^3/s]$ $Q_s = 0.01 \cdot Q_l^{2.58}$	173 449.85	2.33
6	Río Choapa en Cuncumén	1 176.00	$Q_s = 1.93 \cdot 10^{-4} \cdot Q_l^{3.21}$	198 175.46	9.65
7	Río Grande en Puntilla San Juan	3 512.00	- Para $Q_l < 4.01\ [m^3/s]$ $Q_s = 0.01 \cdot Q_l^{1.26}$ - Para $Q_l > 4.01\ [m^3/s]$ $Q_s = 1.00 \cdot 10^{-3} \cdot Q_l^{2.76}$	522 152.50	9.36
8	Río Hurtado en Angostura de Pangue	1 772.00	- Para $Q_l < 1.85\ [m^3/s]$ $Q_s = 0.01 \cdot Q_l^{1.36}$ - Para $Q_l > 1.85\ [m^3/s]$ $Q_s = 3.54 \cdot 10^{-3} \cdot Q_l^{2.83}$	236 772.62	3.27

Tabla 2. Resumen de resultados del análisis de las 45 estaciones sedimento-fluviométricas (Continuación)

N°	Estación	$A_{drenaje}$ [km^2]	$Q_s\ [kg/s] = A_1 \cdot (Q_l\ [m^3/s])^{A_2}$	$\bar{Q}_{s,prom}$ [Ton/año]	$\bar{Q}_{l,prom}$ [m^3/s]
9	Río Turbio en Varillar	4 148.00	$Q_s = 0.01 \cdot {Q_l}^{2.79}$	351 820.84	7.86
10	Río Aconcagua en Chacabuquito	2 400.00	$Q_s = 2.90 \cdot 10^{-5} \cdot {Q_l}^{3.16}$	515 449.38	33.09
11	Río Blanco en Río Blanco	382.00	$Q_s = 0.01 \cdot {Q_l}^{2.42}$	112 914.70	7.86
12	Río Putaendo en Resguardo Los Patos	927.00	$Q_s = 1.14 \cdot 10^{-3} \cdot {Q_l}^{3.02}$	380 956.75	8.27
13	Río Colorado antes Junta Río Maipo	1 713.00	$Q_s = 1.05 \cdot 10^{-5} \cdot {Q_l}^{3.97}$	2 009 286.97	30.40
14	Río Maipo en El Manzano	4 968.00	$Q_s = 1.97 \cdot 10^{-7} \cdot {Q_l}^{4.12}$	23 359 734.81	108.55
15	Río Mapocho en Los Almendros	620.00	$Q_s = 0.01 \cdot {Q_l}^{2.61}$	239 934.74	6.52
16	Río Mapocho Rinconada de Maipú	4068.00	$Q_s = 2.78 \cdot 10^{-6} \cdot {Q_l}^{4.44}$	648 691 583.44	28.61
17	Río Tinguiririca bajo Los Briones	1 441.00	$Q_s = 6.16 \cdot 10^{-5} \cdot {Q_l}^{3.16}$	3 022 922 10	50.44
18	Río Loncomilla en Las Brisas	10 046.00	$Q_s = 6.21 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{1.72}$	842 075.81	276.43
19	Río Purapel en Sauzal	680.31	$Q_s = 0.02 \cdot {Q_l}^{1.83}$	76 958.26	4.86
20	Río Teno después de Junta con Claro	1 188.00	$Q_s = 6.81 \cdot 10^{-6} \cdot {Q_l}^{3.33}$	1 708 972.18	56.91
21	Río Biobío en Desembocadura	21 255.67	$Q_s = 1.51 \cdot 10^{-5} \cdot {Q_l}^{2.09}$	1 988 318.65	1 002.15
22	Río Chillán en Camino a Confluencia	811.13	$-\ Para\ Q_l < 6.28\ [m^3/s]$ $Q_s = 0.01 \cdot {Q_l}^{1.05}$ $-\ Para\ Q_l > 6.28\ [m^3/s]$ $Q_s = 4.82 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{2.44}$	289 312.20	21.23
23	Río Diguillín en Longitudinal	726.12	$-\ Para\ Q_l < 42.89\ [m^3/s]$ $Q_s = 0.01 \cdot {Q_l}^{0.94}$ $-\ Para\ Q_l > 42.89\ [m^3/s]$ $Q_s = 8.42 \cdot 10^{-6} \cdot {Q_l}^{2.72}$	154 533.63	49.76
24	Río Itata en Balsa Nueva Aldea	4 491.12	$Q_s = 1.33 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{2.25}$	1 435 518.93	137.73
25	Río Itata en Cholguán	854.29	$Q_s = 3.27 \cdot 10^{-5} \cdot {Q_l}^{2.42}$	45 038.03	45.07
26	Río Itata en Coelemu	10 353.13	$-\ Para\ Q_l < 141.82\ [m^3/s]$ $Q_s = 3.51 \cdot 10^{-3} \cdot {Q_l}^{1.19}$ $-\ Para\ Q_l > 141.82\ [m^3/s]$ $Q_s = 1.20 \cdot 10^{-6} \cdot {Q_l}^{2.80}$	7 963 239.15	353.29
27	Río Laja en Puente Perales	3 598.59	$Q_s = 9.35 \cdot 10^{-6} \cdot {Q_l}^{2.90}$	3 191 891.46	153.41
28	Río Ñuble en San Fabián	1 709.00	$Q_s = 2.30 \cdot 10^{-6} \cdot {Q_l}^{2.84}$	380 358.30	111.03
29	Río Allipén en Los Laureles	1 717.95	$Q_s = 4.12 \cdot 10^{-15} \cdot {Q_l}^{6.92}$	266 342 569.21	142.23
30	Río Cautín en Rari-Ruca	1 252.44	$Q_s = 5.27 \cdot 10^{-8} \cdot {Q_l}^{3.89}$	1 582 687.53	105.23
31	Río Cholchol en Cholchol	4 880.40	$Q_s = 2.90 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{1.79}$	119 641.14	130.00
32	Río Dónguil en Gorbea	741.34	$Q_s = 2.68 \cdot 10^{-3} \cdot {Q_l}^{1.43}$	16 231.70	31.95
33	Río Lumaco en Lumaco	1 036.30	$Q_s = 0.01 \cdot {Q_l}^{1.71}$	65 911.73	18.21
34	Río Quepe en Quepe	1 620.76	$Q_s = 2.42 \cdot 10^{-5} \cdot {Q_l}^{2.69}$	622 221.12	88.36
35	Río Trancura antes Río Llafenco	1 418.58	$Q_s = 1.46 \cdot 10^{-5} \cdot {Q_l}^{2.45}$	140 783.87	114.69
36	Río Vergara en Tijeral	2 333.13	$Q_s = 2.25 \cdot 10^{-3} \cdot {Q_l}^{1.57}$	66 686.17	54.93
37	Río Cruces en Rucaco	1 828.49	$Q_s = 2.19 \cdot 10^{-5} \cdot {Q_l}^{2.37}$	106 502.70	88.08
38	Río Rahue en Forrahue	5 593.58	$Q_s = 2.20 \cdot 10^{-7} \cdot {Q_l}^{2.93}$	238 846.20	244.75
39	Río Grande en Tierra del Fuego	2 797.01	$Q_s = 2.78 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{2.22}$	25 126.72	28.74
40	Río Las Minas en BT. Sendos	35.16	$Q_s = 0.09 \cdot {Q_l}^{2.37}$	19 430.69	0.93
41	Río Oro en Bahía San Felipe	565.81	$Q_s = 3.77 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{3.85}$	15 083.10	3.24
42	Río Penitente en Morro Chico	1 499.42	$Q_s = 1.78 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{2.50}$	18 020.35	14.25
43	Río Pérez en Desembocadura	323.57	$Q_s = 1.30 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{3.85}$	578 545.92	8.19
44	Río San Juan en Desembocadura	861.20	$Q_s = 5.62 \cdot 10^{-4} \cdot {Q_l}^{2.50}$	82 292.06	18.49
45	Río Tres Brazos antes BT. Sendos	97.46	$Q_s = 0.01 \cdot {Q_l}^{2.00}$	3 897.43	2.06

5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE DATOS SEDIMENTO-FLUVIOMÉTRICOS DE CUENCAS CHILENAS CON MODELOS EMPÍRICOS

Usando los resultados obtenidos del análisis de datos sedimento-fluviométricos para cada estación analizada (ver Tabla 2); se realiza un análisis comparativo con los modelos empíricos presentados en la sección 2.

Para el análisis, se han agrupado las 45 estaciones analizadas en tres zonas (la numeración de las estaciones es la misma que la de Tabla 2).

- Zona norte: Desde la Región de Antofagasta (II) hasta la Región de Atacama (III).
- Zona centro: Desde la Región de Coquimbo (IV) hasta la Región del Maule (VII).
- Zona sur: Desde la Región del Biobío (VIII) hasta la Región de Magallanes y la Antártica (XII).

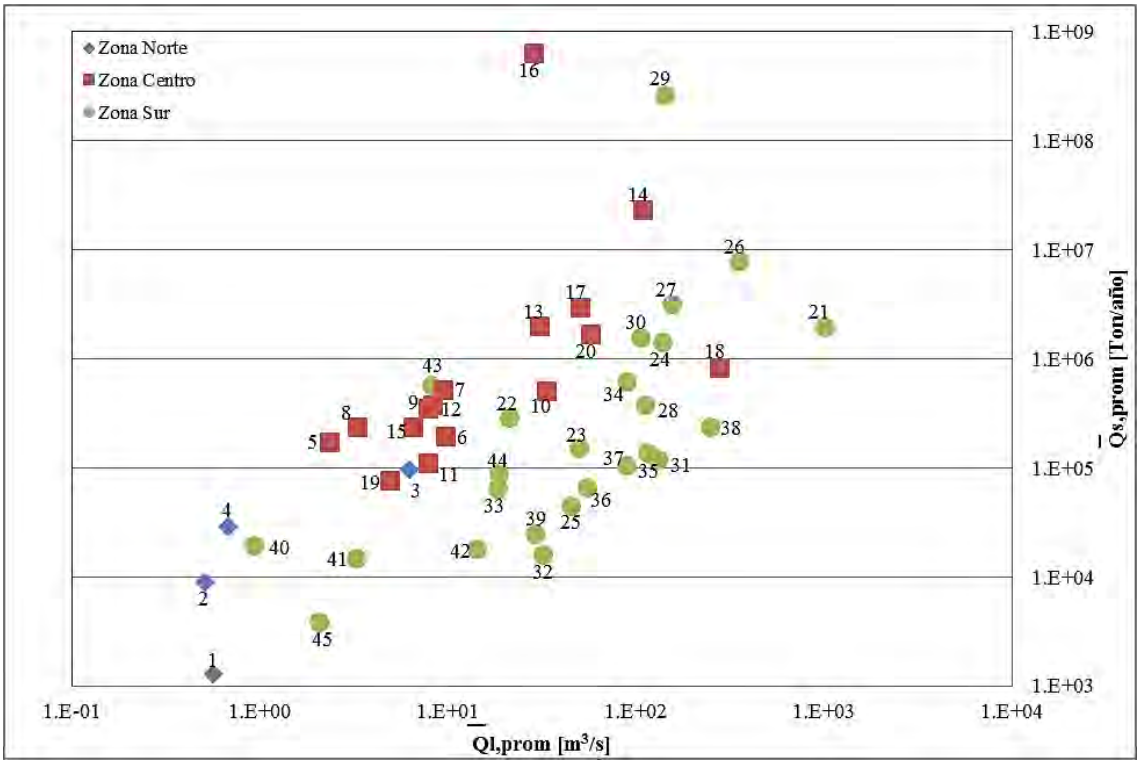


Figura 2. Caudal Sólido en Suspensión Promedio vs Caudal Líquido Promedio

Análisis Comparativo con Curvas de Fleming

Utilizando el modelo empírico de Curvas de Fleming (ver sección 2), se ha obtenido la Figura 3, donde se contrastan los resultados obtenidos usando este modelo y los obtenidos mediante el análisis de estaciones chilenas.

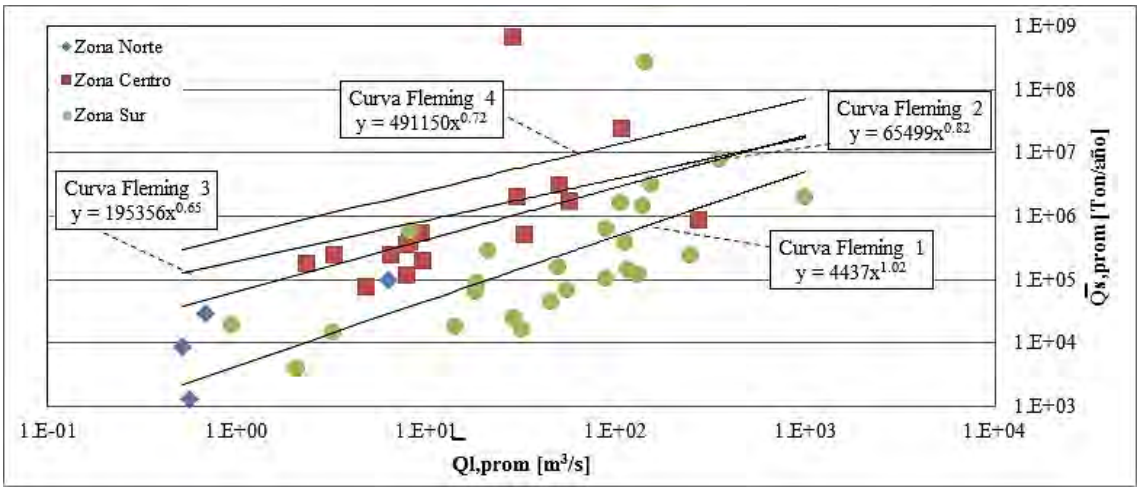


Figura 3. Caudal Sólido en Suspensión Promedio vs Caudal Líquido Promedio (Medido), y Curvas de Fleming.

Las Curvas de Fleming que presentan un mejor ajuste con los datos de cuencas chilenas son las Curvas de Fleming 1, 2 y 3. Es decir, los modelos que más se ajustan a la realidad del país son aquellos donde el tipo de cobertura corresponde a: vegetación variada, de hoja ancha y coníferas (Curva de Fleming 1), floresta coníferas y pastos altos (Curva de Fleming 2), y pastos bajos y arbustos (Curva de Fleming 3).

Esto concuerda con el tipo de vegetación presente dentro del país, pues la zona centro del país posee un clima mediterráneo donde la vegetación dominante es de tipo matorral (cobertura de Curva de Fleming 3), pasando a coníferas a medida que se avanza hacia el sur (cobertura de Curva de Fleming 2). la zona sur por su parte, posee vegetación variada, principalmente bosques de coníferas como la zona del Bosque o Selva Valdiviana; y pastizales al sur en sectores más australes como la Patagonia Magallánica (Curva de Fleming 1). La Curva de Fleming 4 es para cobertura vegetal de tipo desierto y arbustos, lo que concuerda con la vegetación del norte del país. Sin embargo, los datos que se poseen de la zona norte (Norte Grande, desde Arica hasta Atacama) son sólo seis, y no es posible establecer una correcta relación entre éstos y la Curva de Fleming 4.

Los errores de ajuste obtenidos para las Curvas de Fleming, con su zona correspondiente de acuerdo a la vegetación de la cuenca, son mayores al 100%. Esto puede deberse a valores extremos que se alejen del promedio y/o de la tendencia, haciendo que el error sea mayor. Luego de analizar los datos, se determina que son tres las estaciones que se alejan de la tendencia; dos de la zona centro y una de la zona sur. Calculando nuevamente los errores de ajuste, los resultados son los de la Tabla 3.

Tabla 3. Error relativo de ajuste, Curvas de Fleming.

	Curva Fleming 1	Curva Fleming 2	Curva Fleming 3	Curva Fleming 4
Zona	**E. Relativo %**	**E. Relativo %**	**E. Relativo %**	**E. Relativo %**
Norte	-	-	-	2706.76%
Centro	-	67.66%	79.30%	-
Sur	43.30%	-	-	-

En lo posterior, las tres estaciones que se alejan de la tendencia, que son las estaciones Río Maipo en El Manzano, Río Mapocho Rinconada de Maipú y Río Allipén en Los Laureles, no se incluirán en el análisis comparativo ni en la proposición de modelos.

Análisis Comparativo con Manual de Presas Pequeñas

Utilizando el método del Manual de Presas Pequeñas (ver sección 2), se ha obtenido la Figura 4, donde se contrastan los resultados obtenidos usando este modelo y los obtenidos mediante el análisis de estaciones chilenas, sin incluir las tres estaciones que se alejan de la tendencia (ver subsección anterior). Los errores de ajuste entre el método del Manual de Presas Pequeñas y los datos obtenidos de cuencas chilenas, son los de la Tabla 4.

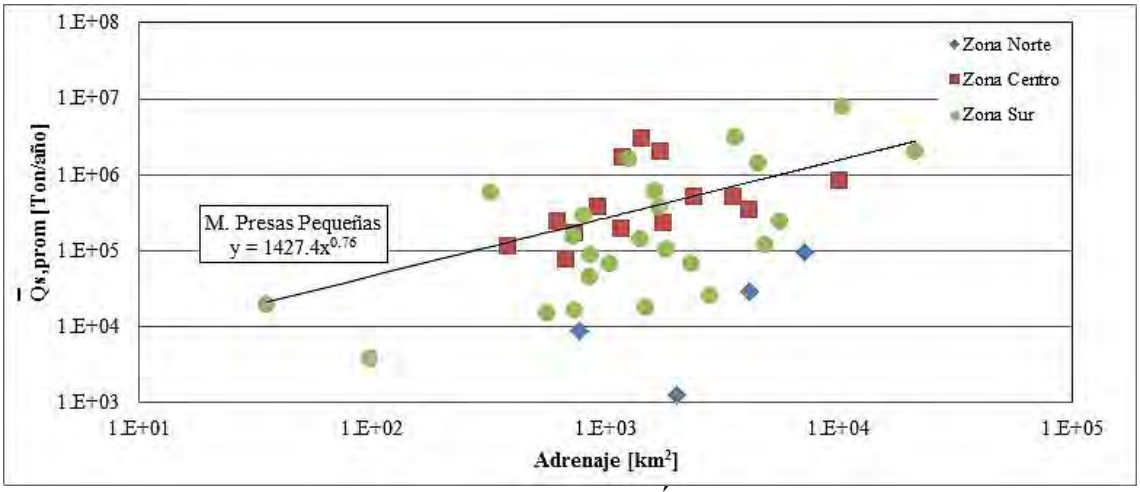


Figura 4. Caudal Sólido en Suspensión Promedio vs Área de Drenaje (Medido), y Manual de Presas Pequeñas.

Tabla 4. Error relativo de ajuste, Manual de Presas Pequeñas.

	E. Relativo %
Zona Norte, Centro y Sur	28.06%
Zona Norte	1433.43%
Zona Centro	36.58%
Zona Sur	39.10%

Los errores de ajuste obtenidos verían entre 28.1% y un 39.1%; esto sin contar el alto error de 1433% de la zona norte, debido probablemente a los pocos datos con los que se cuenta. se observa que para todos los datos de las estaciones (zona norte, centro y sur) el error es de 28.1%, arrojando un mejor ajuste que en el caso de la zona centro y zona sur por separado, con un 36.6% y 39.1% respectivamente.

6. PROPOSICIÓN DE MODELOS

Debido a que los modelos empíricos con los que se ha realizado el análisis comparativo, Modelo de Curvas de Fleming y Modelo del Manual de Presas Pequeñas, se ajustan parcialmente a los

valores obtenidos para las cuencas chilenas, se proponen modelos similares que se ajusten de mejor manera a los datos medidos.

Ajuste de Modelo tipo Curvas de Fleming

Se ajustan los datos obtenidos de las estaciones a una curva de tipo potencial, como es en el modelo de Curvas de Fleming, dejando el caudal sólido en suspensión promedio en función del caudal líquido promedio o medio anual. Se han realizado ajustes a los datos en su totalidad (zona norte, centro y sur; sumando 42 estaciones), y a la zona centro (14 estaciones) y zona sur (24 estaciones) por separado. La cantidad de datos que se poseen de la zona norte (4 estaciones) se considera insuficiente para ajustar un modelo que represente la zona a estudio.

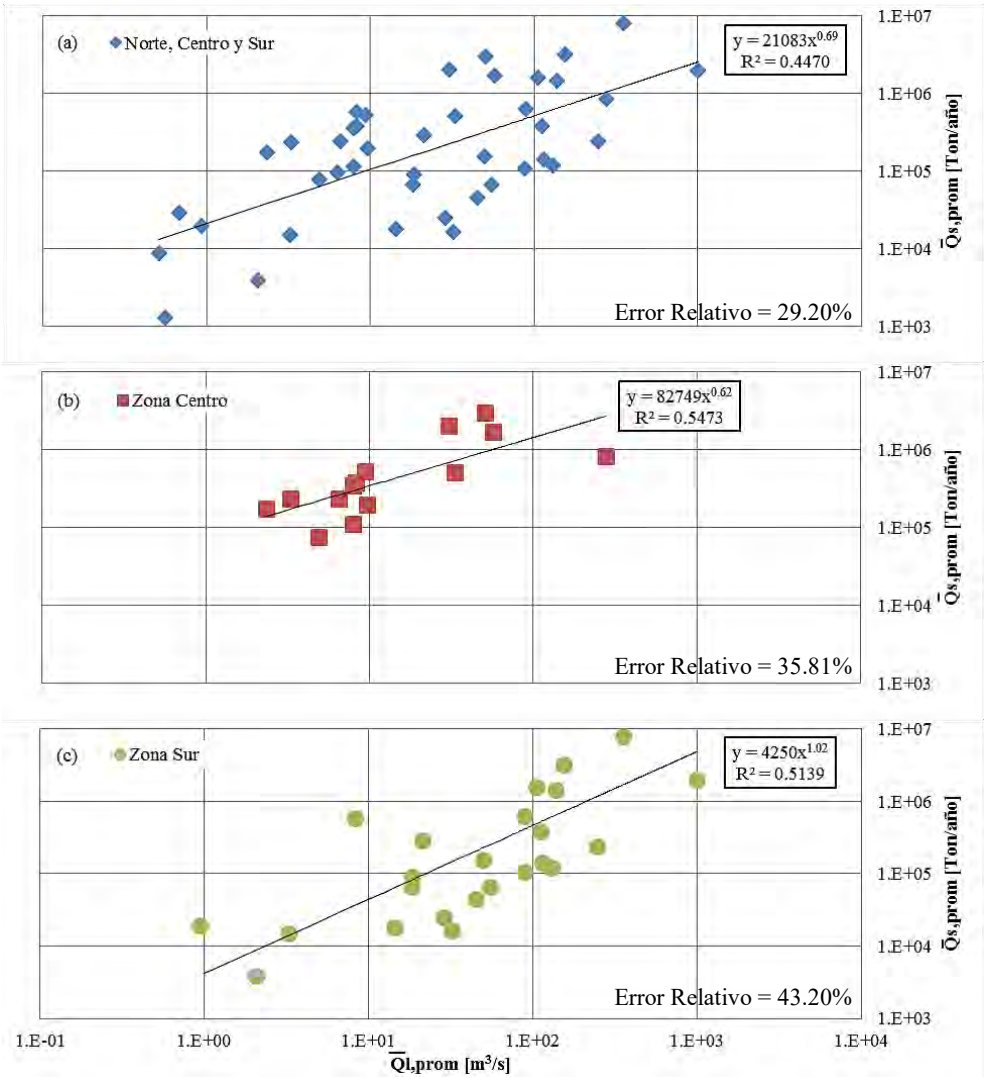


Figura 5. Caudal sólido en suspensión promedio vs caudal líquido promedio (medido), y ajustes de tipo potencial Fleming. (a) Zona norte, centro y sur. (b) Zona centro. (c) Zona sur.

Ajuste de Modelo tipo Manual de Presas Pequeñas

Se ajustan los datos obtenidos de las estaciones a una curva de tipo potencial, como es en el modelo del Manual de Presas Pequeñas, dejando el caudal sólido en suspensión promedio en función del área de drenaje de la cuenca. Se han realizado ajustes a los datos en su totalidad (zona norte, centro y sur; sumando 42 estaciones), y a la zona centro (14 estaciones) y zona sur (24 estaciones) por separado. La cantidad de datos que se poseen de la zona norte (4 estaciones) se considera insuficiente para ajustar un modelo que represente la zona a estudio.

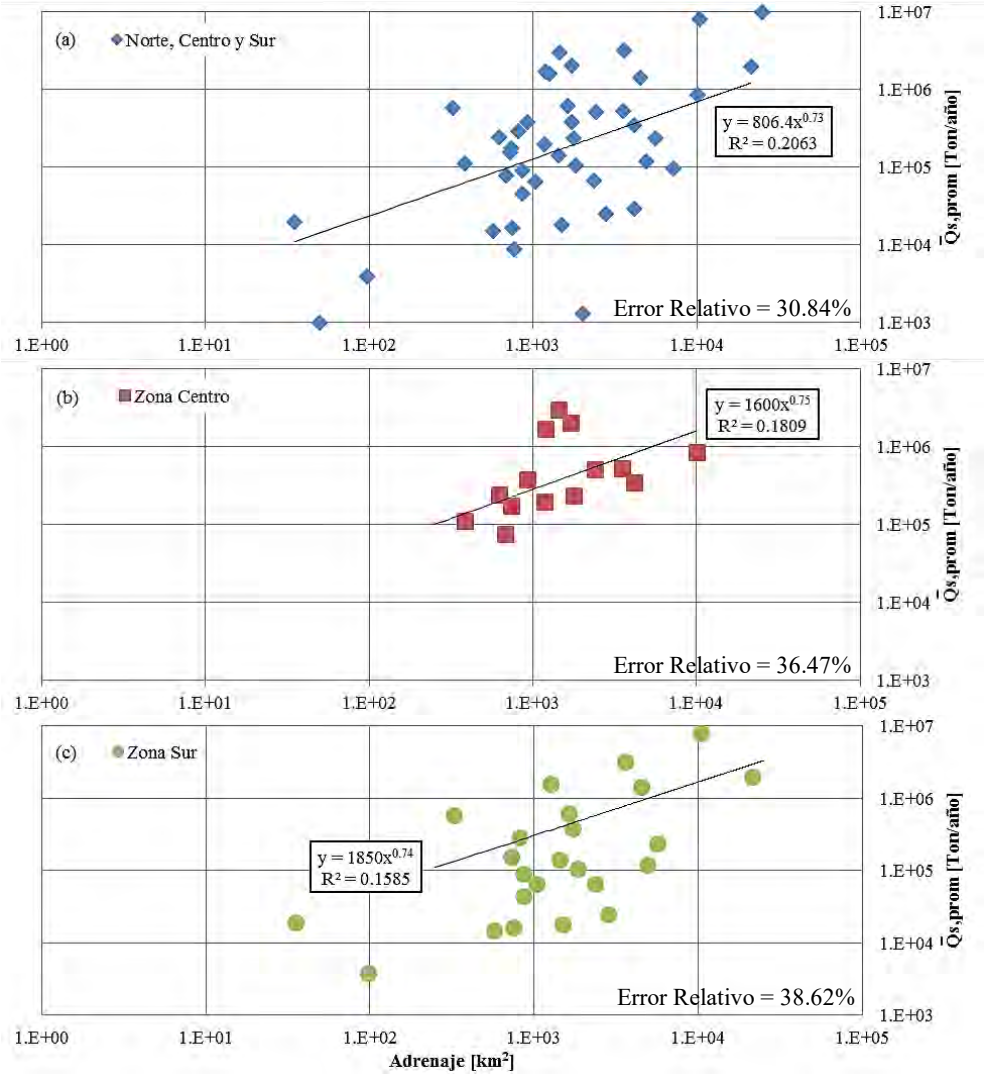


Figura 6. Caudal sólido en suspensión promedio vs área de drenaje, y ajustes de tipo potencial M. Presas Pequeñas. (a) Zona norte, centro y sur. (b) Zona centro. (c) Zona sur.

7. RESUMEN DE RESULTADOS

Resumen de Ajuste de Modelo tipo Fleming

En la Tabla 5 se presenta la comparación de los errores obtenidos para el Modelo de Curvas de Fleming y el Ajuste de Modelo tipo Curvas de Fleming.

Tabla 5. Comparación de errores obtenidos: Modelo Curvas de Fleming y Ajuste Propuesto

	E. Relativo %		
Zona	**Modelo de Curvas de Fleming**		**Ajuste de Modelo tipo Fleming**
Norte, Centro y Sur	-	-	29.20%
Centro	**Curva 3 Fleming**	79.30%	35.81%
	Curva 2 Fleming	67.66%	
Sur	**Curva 1 Fleming**	43.30%	43.20%

En el caso de todo el país (zona norte, centro y sur), no se analizó con las Curvas de Fleming, puesto que la vegetación es diferente a lo largo del país, por lo que ajustar una sola curva de Fleming no es posible; sin embargo, de todos modos se intentó un Ajuste de Modelo tipo Fleming, obteniendo un 29% de error, por lo que se acepta esta expresión como ajuste para todo el país. Para la zona centro se analizaron las Curvas de Fleming 2 y 3, arrojando errores del 68% y 79% respectivamente; sin embargo, con el Ajuste de Modelo tipo Fleming, se obtuvo un error de sólo 36%, por lo que se acepta esta expresión como ajuste para la zona centro. Para la zona sur se analizó la Curva de Fleming 1, arrojando un error de 43%, obteniendo lo mismo con el Ajuste de Modelo tipo Fleming. Debido a que el error prácticamente no varía, se considera mantener la expresión dada por la Curva de Fleming 1. Respetando lo mencionado, las expresiones de ajuste para cada zona del país, con $Q_{s,prom}$ en [Ton/año] y $Q_{l,prom}$ en [m^3/s], son:

Expresiones obtenidas de Ajuste de Modelo tipo Fleming

- Para todo el país (Zona Norte, Centro y Sur):

$$Q_{s,prom} = 21083 \cdot Q_{l,prom}^{0.69} \quad (11)$$

- Para Zona Centro - Desde la Región de Coquimbo (IV) hasta la Región del Maule (VII):

$$Q_{s,prom} = 82749 \cdot Q_{l,prom}^{0.62} \quad (12)$$

- Para Zona Sur - Desde la Región del Biobío (VIII) hasta la Región de Magallanes y la Antártica (XII) (Expresión original de la Curva de Fleming 1):

$$Q_{s,prom} = 4437 \cdot Q_{l,prom}^{1.02} \quad (13)$$

-

Resumen de Ajuste de Modelo tipo Manual de Presas Pequeñas

En la Tabla 5 se presenta la comparación de los errores obtenidos para el Modelo del Manual de Presas Pequeñas y el Ajuste de Modelo tipo Manual de Presas Pequeñas.

Tabla 5. Comparación de errores obtenidos: Modelo de M. Presas Pequeñas y Ajuste Propuesto

	E. Relativo %	
Zona	**Modelo de M. Presas Pequeñas**	**Ajuste de Modelo tipo M. Presas Pequeñas**
Norte, Centro y Sur	28.06%	30.84%
Centro	36.58%	36.47%
Sur	39.10%	38.62%

De la tabla anterior, se observa que tanto para el análisis de todo el país (zona norte, centro y sur), como para la zona centro y zona sur por separado, los errores entre el Modelo del M. Presas Pequeñas y el Ajuste de Modelo tipo M. Presas Pequeñas son aproximadamente los mismos. Dado que el Modelo del M. Presas Pequeñas considera una sola ecuación que relaciona el área de drenaje con el caudal sólido en suspensión promedio, se mantiene esta expresión para todas las zonas del país. Respetando lo mencionado, la expresión de ajuste para todas las zonas del país, con $Q_{s,prom}$ en [Ton/año] y $A_{drenaje}$ en [km^2], es:

Expresión obtenida de Ajuste de Modelo tipo Manual de Presas Pequeñas

- Para todas las zonas del país (Expresión original del Manual de Presas Pequeñas)

$$Q_{s,prom} = 1427.4 \cdot A_{drenaje}^{\ 0.76} \tag{14}$$

8. CONCLUSIONES

El trabajo realizado entrega una buena aproximación sobre la cantidad de sedimentos en suspensión medio anual que transporta un cauce en el país de Chile. Al compararse los resultados obtenidos para cuencas chilenas con los modelos empíricos de Curvas de Fleming y del Manual de Presas Pequeñas, se concluye que éstos se ajustan parcialmente en las cuencas chilenas de las que se tiene información sedimento-fluviométrica. Esto puede ser debido a múltiples factores como el tipo de suelo, de terreno, cobertura vegetal, uso del suelo, etc., por lo que los altos errores obtenidos al comparar con ambos modelos no son inusuales. Buscando disminuir el error de ajuste de estos modelos, se realizaron ajustes de tipo Fleming y Manual de Presas Pequeñas a los datos obtenidos de las estaciones, lográndose así obtener en algunas zonas un ajuste un poco más representativo de éstas.

En particular, en el caso del Ajuste de Modelo tipo Curvas de Fleming, que relaciona caudal líquido promedio y cobertura vegetal de cuenca con caudal sólido en suspensión promedio, los errores disminuyeron de un 43-79% a un 36-43% para la zona centro y sur; además de obtenerse una expresión para todo el país con un error del 29%. En el caso del Ajuste de Modelo tipo Manual de Presas Pequeñas, que relaciona área de drenaje de la cuenca con caudal sólido en suspensión promedio, los errores no variaron considerablemente, manteniéndose aproximadamente entre un 30-40%, por lo que se decidió mantener la ecuación original del Manual de Presas Pequeñas, por ser representativa de todo el país.

REFERENCIAS

Fleming, G. 1969. Design curves for suspended load estimation. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 43(1):1-9.

Jiménez, I. 2016. Estimación de curvas de caudal sólido en suspensión y comparación con expresiones empíricas de Fleming y Manual de Presas Pequeñas. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Técnica Federico Santa María.

Strand, R.I. y E.L. Pemberton. 1987. Reservoir sedimentation. En: United States Departament of the Interior, Bureau of Reclamation. Design of Small Dams, Water Resources Technical Publication Series. 3° ed. Estados Unidos, U.S. Government Printing Office, 529-564.

Vicencio, M. 2012. Estimación de curvas de caudal sólido en suspensión y comparación con expresiones empíricas de Fleming; Dendy y Bolton. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Valparaíso.

ANEXO N°2

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

ANEXO N°2.1

EJE HIDRÁULICO Q = 5 M^3/S (CAPACIDAD) – SITUACIÓN SIN PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 5 m^3/s (Capacidad) – Situación sin proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
1	425	5	1263.75	1264.47	1264.38	1264.60	0.0124	1.57	7.19	0.76
2	420	5	1263.69	1264.41	1264.32	1264.53	0.0115	1.54	7.19	0.73
3	415	5	1263.63	1264.36	1264.26	1264.48	0.0108	1.50	7.28	0.71
4	410	5	1263.57	1264.31	1264.20	1264.42	0.0103	1.47	7.39	0.69
5	405	5	1263.52	1264.26	1264.15	1264.37	0.0105	1.50	7.27	0.70
6	400	5	1263.48	1264.17	1264.10	1264.31	0.0136	1.64	7.01	0.79
7	395	5	1263.44	1264.08	1264.03	1264.23	0.0157	1.73	6.79	0.85
8	390	5	1263.39	1264.00	1263.95	1264.15	0.0163	1.76	6.75	0.86
9	385	5	1263.31	1263.93	1263.87	1264.07	0.0148	1.69	6.89	0.82
10	380	5	1263.21	1263.84	1263.80	1263.99	0.0165	1.75	6.92	0.87
11	375	5	1263.09	1263.70	1263.70	1263.90	0.0221	1.94	6.63	1.00
12	370	5	1262.97	1263.60	1263.59	1263.79	0.0212	1.93	6.52	0.98
13	365	5	1262.86	1263.49	1263.48	1263.68	0.0215	1.95	6.39	0.98
14	360	5	1262.74	1263.39	1263.37	1263.57	0.0202	1.92	6.30	0.95
15	355	5	1262.62	1263.26	1263.26	1263.46	0.0228	1.99	6.22	1.00
16	350	5	1262.54	1263.25	1263.15	1263.36	0.0108	1.45	7.89	0.70
17	345	5	1262.48	1263.21	1263.09	1263.30	0.0091	1.35	8.23	0.64
18	340	5	1262.41	1263.17	1263.03	1263.26	0.0086	1.35	7.82	0.62
19	335	5	1262.34	1263.12	1262.97	1263.22	0.0084	1.36	7.39	0.62
20	330	5	1262.20	1263.07	1262.92	1263.17	0.0088	1.41	6.91	0.63
21	325	5	1262.05	1263.00	1262.87	1263.12	0.0106	1.53	6.37	0.68
22	320	5	1262.03	1262.93	1262.82	1263.06	0.0125	1.63	6.15	0.74
23	315	5	1262.03	1262.86	1262.76	1263.00	0.0130	1.67	6.13	0.76
24	310	5	1262.04	1262.80	1262.70	1262.94	0.0121	1.66	5.96	0.74
25	305	5	1262.04	1262.64	1262.64	1262.85	0.0222	2.02	5.86	0.99
26	300	5	1262.00	1262.62	1262.52	1262.75	0.0116	1.59	6.67	0.74
27	295	5	1261.94	1262.55	1262.45	1262.69	0.0118	1.63	6.33	0.74

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 5 m^3/s (Capacidad) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
28	290	5	1261.86	1262.49	1262.39	1262.63	0.0118	1.63	6.30	0.75
29	285	5	1261.79	1262.34	1262.33	1262.54	0.0213	2.01	5.81	0.98
30	280	5	1261.71	1262.28	1262.21	1262.44	0.0146	1.78	5.86	0.82
31	275	5	1261.64	1262.26	1262.12	1262.37	0.0090	1.46	6.64	0.65
32	270	5	1261.56	1262.22	1262.07	1262.32	0.0086	1.44	6.71	0.64
33	265	5	1261.49	1262.18	1262.02	1262.28	0.0079	1.39	6.85	0.61
34	260	5	1261.41	1262.15	1261.98	1262.24	0.0075	1.36	6.99	0.60
35	255	5	1261.35	1262.12	1261.94	1262.20	0.0069	1.29	7.56	0.57
36	250	5	1261.31	1262.08	1261.90	1262.17	0.0070	1.30	7.45	0.58
37	245	5	1261.27	1262.04	1261.87	1262.13	0.0074	1.34	7.25	0.59
38	240	5	1261.23	1262.00	1261.83	1262.09	0.0074	1.35	7.10	0.60
39	235	5	1261.19	1261.97	1261.77	1262.06	0.0070	1.33	6.95	0.58
40	230	5	1261.15	1261.92	1261.74	1262.02	0.0076	1.41	6.44	0.60
41	225	5	1261.03	1261.73	1261.73	1261.95	0.0221	2.09	5.44	1.00
42	220	5	1260.89	1261.57	1261.59	1261.83	0.0236	2.25	4.65	1.04
43	215	5	1260.76	1261.40	1261.45	1261.70	0.0299	2.41	4.73	1.16
44	210	5	1260.62	1261.31	1261.32	1261.56	0.0233	2.20	4.88	1.03
45	205	5	1260.49	1261.23	1261.20	1261.44	0.0183	2.02	5.05	0.92
46	200	5	1260.35	1261.20	1261.09	1261.35	0.0118	1.69	5.64	0.75
47	195	5	1260.28	1261.06	1261.02	1261.27	0.0182	2.05	4.79	0.92
48	190	5	1260.20	1260.96	1260.93	1261.18	0.0186	2.06	4.84	0.93
49	185	5	1260.13	1260.88	1260.84	1261.08	0.0180	2.02	4.91	0.91
50	180	5	1260.05	1260.74	1260.74	1260.98	0.0224	2.18	4.78	1.01
51	175	5	1259.98	1260.60	1260.63	1260.86	0.0272	2.27	5.11	1.11
52	170	5	1259.87	1260.41	1260.47	1260.71	0.0337	2.40	5.26	1.22
53	165	5	1259.76	1260.42	1260.33	1260.57	0.0132	1.76	5.57	0.79
54	160	5	1259.64	1260.23	1260.23	1260.48	0.0237	2.23	4.51	1.01

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 5 m^3/s (Capacidad) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude	
55	155	5	1259.52	1260.21	1260.08	1260.34	0.0107	1.64	5.64	0.71	
56	150	5	1259.41	1260.20	1259.96	1260.29	0.0058	1.31	6.29	0.54	
57	145	5	1259.22	1260.21	1259.79	1260.26	0.0025	0.94	7.66	0.36	
58	140	5	1259.20	1260.17	1259.88	1260.24	0.0051	1.14	7.88	0.49	
59	135	5	1259.18	1260.03	1259.86	1260.19	0.0119	1.81	4.06	0.70	
60	130	5	1259.17	1260.00	1259.81	1260.13	0.0095	1.61	4.98	0.65	
61	125	5	1259.15	1259.91	1259.74	1260.07	0.0121	1.80	3.90	0.68	(*)
62	120	5	1259.06	1259.92	1259.70	1259.99	0.0087	1.20	10.44	0.61	
63	115	5	1259.00	1259.89	1259.75	1259.95	0.0070	1.10	11.55	0.56	
64	110	5	1258.92	1259.65	1259.65	1259.88	0.0223	2.10	5.42	1.01	
65	105	5	1258.80	1259.51	1259.52	1259.76	0.0242	2.23	4.87	1.05	
66	100	5	1258.68	1259.11	1259.25	1259.55	0.0697	2.93	5.57	1.69	
67	95	5	1258.53	1259.07	1259.09	1259.27	0.0281	1.98	7.50	1.09	
68	90	5	1258.37	1259.02	1258.89	1259.14	0.0103	1.57	6.05	0.69	
69	85	5	1258.22	1259.03	1258.71	1259.10	0.0037	1.11	6.76	0.43	
70	80	5	1258.07	1259.04	1258.54	1259.08	0.0017	0.84	7.45	0.30	
71	75	5	1257.95	1259.04	1258.40	1259.07	0.0010	0.68	8.30	0.23	
72	70	5	1257.98	1259.02	1258.46	1259.06	0.0015	0.82	6.98	0.28	
73	65	5	1258.00	1258.99	1258.54	1259.05	0.0026	1.01	6.25	0.36	
74	60	5	1258.02	1258.95	1258.64	1259.03	0.0055	1.24	6.77	0.51	
75	55	5	1258.04	1258.91	1258.70	1258.99	0.0066	1.33	6.69	0.56	
76	50	5	1258.05	1258.89	1258.63	1258.96	0.0051	1.22	6.88	0.50	
77	45	5	1258.04	1258.86	1258.64	1258.93	0.0056	1.19	7.96	0.52	
78	40	5	1258.03	1258.79	1258.68	1258.89	0.0109	1.44	8.16	0.70	
79	35	5	1258.02	1258.63	1258.63	1258.81	0.0249	1.84	8.13	1.02	
80	30	5	1258.01	1258.62	1258.43	1258.70	0.0061	1.21	7.98	0.54	
81	25	5	1257.98	1258.61	1258.38	1258.66	0.0047	1.06	9.30	0.48	

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 5 m^3/s (Capacidad) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
82	20	5	1257.99	1258.56	1258.40	1258.63	0.0072	1.23	8.99	0.58
83	15	5	1257.96	1258.50	1258.38	1258.59	0.0091	1.33	8.76	0.65
84	10	5	1257.91	1258.44	1258.33	1258.54	0.0107	1.40	8.64	0.70
85	5	5	1257.86	1258.38	1258.27	1258.49	0.0107	1.48	7.45	0.70
86	2	5	1257.83	1258.31	1258.25	1258.45	0.0140	1.64	7.13	0.80

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.2

EJE HIDRÁULICO Q = 23 M^3/S (T = 50 AÑOS) – SITUACIÓN SIN PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación sin proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
1	425	23	1263.75	1265.25	1265.06	1265.45	0.0088	2.00	14.02	0.70
2	420	23	1263.69	1265.18	1265.00	1265.40	0.0094	2.09	13.10	0.73
3	415	23	1263.63	1265.11	1264.94	1265.36	0.0100	2.19	12.16	0.75
4	410	23	1263.57	1265.04	1264.87	1265.30	0.0103	2.29	11.20	0.77
5	405	23	1263.52	1264.96	1264.81	1265.25	0.0112	2.39	10.67	0.80
6	400	23	1263.48	1264.87	1264.77	1265.19	0.0130	2.50	10.66	0.86
7	395	23	1263.44	1264.78	1264.71	1265.12	0.0141	2.57	10.66	0.89
8	390	23	1263.39	1264.72	1264.64	1265.05	0.0137	2.53	10.76	0.88
9	385	23	1263.31	1264.68	1264.55	1264.97	0.0118	2.40	10.96	0.82
10	380	23	1263.21	1264.64	1264.48	1264.91	0.0107	2.29	11.53	0.78
11	375	23	1263.09	1264.38	1264.38	1264.83	0.0178	2.96	8.70	1.00
12	370	23	1262.97	1264.24	1264.27	1264.73	0.0200	3.09	8.49	1.06
13	365	23	1262.86	1264.15	1264.17	1264.63	0.0197	3.08	8.48	1.05
14	360	23	1262.74	1264.05	1264.07	1264.53	0.0196	3.07	8.45	1.04
15	355	23	1262.62	1263.91	1263.96	1264.42	0.0217	3.18	8.38	1.09
16	350	23	1262.54	1264.10	1263.78	1264.30	0.0067	1.99	11.03	0.62
17	345	23	1262.48	1264.08	1263.69	1264.27	0.0059	1.94	10.53	0.58
18	340	23	1262.41	1264.04	1263.66	1264.24	0.0061	1.98	10.30	0.60
19	335	23	1262.34	1263.99	1263.63	1264.20	0.0066	2.04	9.95	0.61
20	330	23	1262.20	1263.93	1263.61	1264.17	0.0077	2.17	9.58	0.66
21	325	23	1262.05	1263.82	1263.59	1264.12	0.0103	2.42	8.94	0.75
22	320	23	1262.03	1263.71	1263.56	1264.06	0.0122	2.58	8.67	0.81
23	315	23	1262.03	1263.64	1263.50	1263.99	0.0126	2.63	8.59	0.83
24	310	23	1262.04	1263.57	1263.44	1263.93	0.0128	2.66	8.50	0.84
25	305	23	1262.04	1263.37	1263.37	1263.84	0.0184	3.04	8.15	1.01
26	300	23	1262.00	1263.45	1263.22	1263.71	0.0092	2.27	10.29	0.73
27	295	23	1261.94	1263.38	1263.18	1263.66	0.0096	2.34	9.77	0.74

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
28	290	23	1261.86	1263.32	1263.11	1263.61	0.0097	2.39	9.34	0.75
29	285	23	1261.79	1263.13	1263.06	1263.54	0.0147	2.84	8.21	0.91
30	280	23	1261.71	1263.05	1262.96	1263.47	0.0145	2.87	7.65	0.90
31	275	23	1261.64	1263.09	1262.82	1263.37	0.0091	2.35	8.94	0.72
32	270	23	1261.56	1263.05	1262.77	1263.32	0.0084	2.31	8.84	0.69
33	265	23	1261.49	1263.03	1262.71	1263.28	0.0077	2.22	9.09	0.66
34	260	23	1261.41	1263.00	1262.67	1263.23	0.0072	2.13	9.76	0.65
35	255	23	1261.35	1263.00	1262.60	1263.19	0.0057	1.91	10.93	0.58
36	250	23	1261.31	1262.97	1262.57	1263.16	0.0057	1.91	11.08	0.58
37	245	23	1261.27	1262.95	1262.55	1263.13	0.0057	1.90	11.16	0.58
38	240	23	1261.23	1262.92	1262.53	1263.10	0.0055	1.87	11.31	0.57
39	235	23	1261.19	1262.90	1262.47	1263.07	0.0058	1.81	12.75	0.58
40	230	23	1261.15	1262.86	1262.47	1263.04	0.0065	1.87	12.67	0.61
41	225	23	1261.03	1262.72	1262.47	1262.99	0.0101	2.32	10.36	0.76
42	220	23	1260.89	1262.43	1262.43	1262.90	0.0184	3.04	8.15	1.01
43	215	23	1260.76	1262.20	1262.27	1262.79	0.0223	3.40	7.01	1.10
44	210	23	1260.62	1262.00	1262.13	1262.66	0.0262	3.59	6.91	1.19
45	205	23	1260.49	1261.87	1262.00	1262.53	0.0272	3.61	7.09	1.22
46	200	23	1260.35	1262.10	1261.87	1262.40	0.0093	2.41	8.74	0.73
47	195	23	1260.28	1261.95	1261.85	1262.33	0.0134	2.73	8.32	0.87
48	190	23	1260.20	1261.81	1261.77	1262.26	0.0166	2.97	7.95	0.96
49	185	23	1260.13	1261.68	1261.67	1262.16	0.0178	3.09	7.50	0.99
50	180	23	1260.05	1261.63	1261.63	1262.05	0.0184	2.87	9.46	1.00
51	175	23	1259.98	1261.23	1261.41	1261.90	0.0326	3.63	8.23	1.32
52	170	23	1259.87	1261.49	1261.23	1261.74	0.0097	2.21	11.05	0.73
53	165	23	1259.76	1261.41	1261.11	1261.69	0.0101	2.35	9.58	0.74
54	160	23	1259.64	1261.08	1261.08	1261.60	0.0195	3.18	7.16	1.01

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude	
55	155	23	1259.52	1260.63	1260.86	1261.44	0.0383	3.98	7.23	1.42	
56	150	23	1259.41	1260.98	1260.73	1261.25	0.0103	2.30	10.79	0.76	
57	145	23	1259.22	1261.05	1260.54	1261.18	0.0042	1.60	13.57	0.50	
58	140	23	1259.20	1261.03	1260.60	1261.16	0.0049	1.61	14.88	0.53	
59	135	23	1259.18	1260.87	1260.79	1261.11	0.0146	2.18	15.74	0.85	
60	130	23	1259.17	1260.89	1260.53	1261.03	0.0067	1.67	16.61	0.58	
61	125	23	1259.15	1260.58	1260.58	1260.95	0.0252	2.70	11.50	1.00	(*)
62	120	23	1259.06	1260.61	1260.29	1260.72	0.0049	1.48	18.47	0.51	
63	115	23	1259.00	1260.60	1260.23	1260.69	0.0039	1.35	19.97	0.47	
64	110	23	1258.92	1260.30	1260.28	1260.63	0.0180	2.54	12.85	0.97	
65	105	23	1258.80	1260.22	1260.22	1260.53	0.0211	2.46	15.92	1.02	
66	100	23	1258.68	1259.79	1259.98	1260.37	0.0342	3.38	10.27	1.32	
67	95	23	1258.53	1259.95	1259.65	1260.15	0.0086	2.00	13.05	0.68	
68	90	23	1258.37	1259.93	1259.58	1260.10	0.0088	1.82	17.16	0.68	
69	85	23	1258.22	1259.93	1259.46	1260.05	0.0058	1.54	19.04	0.55	
70	80	23	1258.07	1259.91	1259.24	1260.02	0.0047	1.41	20.02	0.50	
71	75	23	1257.95	1259.90	1259.08	1259.99	0.0039	1.31	20.59	0.46	
72	70	23	1257.98	1259.83	1259.25	1259.96	0.0072	1.59	20.33	0.60	
73	65	23	1258.00	1259.81	1259.45	1259.93	0.0053	1.48	19.65	0.53	
74	60	23	1258.02	1259.76	1259.49	1259.89	0.0063	1.60	18.37	0.58	
75	55	23	1258.04	1259.68	1259.49	1259.85	0.0090	1.84	17.00	0.69	
76	50	23	1258.05	1259.52	1259.41	1259.79	0.0138	2.28	13.78	0.85	
77	45	23	1258.04	1259.52	1259.32	1259.71	0.0091	1.97	15.02	0.71	
78	40	23	1258.03	1259.40	1259.30	1259.65	0.0126	2.22	13.98	0.83	
79	35	23	1258.02	1259.35	1259.21	1259.59	0.0113	2.20	13.25	0.79	
80	30	23	1258.01	1259.33	1259.07	1259.53	0.0083	2.02	12.75	0.68	
81	25	23	1257.98	1259.34	1258.98	1259.48	0.0054	1.68	14.64	0.56	

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
82	20	23	1257.99	1259.29	1259.01	1259.45	0.0070	1.75	16.27	0.62
83	15	23	1257.96	1259.25	1258.99	1259.41	0.0077	1.80	16.33	0.65
84	10	23	1257.91	1259.22	1258.96	1259.37	0.0071	1.75	16.42	0.63
85	5	23	1257.86	1259.13	1258.96	1259.33	0.0100	1.98	15.64	0.73
86	2	23	1257.83	1259.03	1258.95	1259.29	0.0140	2.24	14.86	0.86

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.3

EJE HIDRÁULICO Q = 40 M^3/S (T = 100 AÑOS) – SITUACIÓN SIN PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación sin proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
1	425	40	1263.75	1265.70	1265.37	1265.93	0.0076	2.13	18.48	0.68
2	420	40	1263.69	1265.64	1265.32	1265.89	0.0081	2.22	17.54	0.70
3	415	40	1263.63	1265.57	1265.34	1265.85	0.0088	2.32	16.65	0.73
4	410	40	1263.57	1265.48	1265.30	1265.80	0.0101	2.47	15.74	0.78
5	405	40	1263.52	1265.37	1265.26	1265.73	0.0121	2.66	15.04	0.85
6	400	40	1263.48	1265.31	1265.21	1265.67	0.0122	2.65	15.30	0.85
7	395	40	1263.44	1265.26	1265.14	1265.61	0.0119	2.61	15.63	0.84
8	390	40	1263.39	1265.22	1265.08	1265.54	0.0112	2.51	16.24	0.81
9	385	40	1263.31	1265.19	1265.01	1265.48	0.0098	2.37	16.88	0.76
10	380	40	1263.21	1265.17	1264.93	1265.42	0.0085	2.24	17.54	0.71
11	375	40	1263.09	1265.02	1264.89	1265.37	0.0119	2.59	15.50	0.83
12	370	40	1262.97	1264.90	1264.80	1265.30	0.0147	2.80	14.94	0.91
13	365	40	1262.86	1264.61	1264.61	1265.20	0.0167	3.41	9.95	1.00
14	360	40	1262.74	1264.45	1264.50	1265.11	0.0193	3.59	9.73	1.07
15	355	40	1262.62	1264.53	1264.39	1265.01	0.0124	3.06	10.39	0.87
16	350	40	1262.54	1264.65	1264.16	1264.90	0.0056	2.22	12.65	0.59
17	345	40	1262.48	1264.62	1264.08	1264.87	0.0061	2.23	13.16	0.61
18	340	40	1262.41	1264.57	1264.06	1264.84	0.0064	2.27	12.86	0.62
19	335	40	1262.34	1264.53	1264.04	1264.80	0.0068	2.33	12.68	0.64
20	330	40	1262.20	1264.45	1264.04	1264.76	0.0079	2.46	12.38	0.68
21	325	40	1262.05	1264.34	1264.04	1264.71	0.0105	2.71	11.97	0.78
22	320	40	1262.03	1264.24	1264.01	1264.65	0.0120	2.84	11.79	0.83
23	315	40	1262.03	1264.17	1263.97	1264.59	0.0121	2.87	11.64	0.84
24	310	40	1262.04	1263.95	1263.95	1264.50	0.0173	3.28	11.00	1.00
25	305	40	1262.04	1263.87	1263.87	1264.41	0.0173	3.27	11.36	1.01
26	300	40	1262.00	1263.97	1263.63	1264.28	0.0083	2.49	13.17	0.72
27	295	40	1261.94	1263.90	1263.59	1264.24	0.0091	2.56	13.08	0.75

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
28	290	40	1261.86	1263.85	1263.57	1264.19	0.0092	2.59	12.66	0.75
29	285	40	1261.79	1263.65	1263.57	1264.12	0.0139	3.03	11.60	0.91
30	280	40	1261.71	1263.51	1263.48	1264.04	0.0162	3.20	11.02	0.96
31	275	40	1261.64	1263.57	1263.33	1263.93	0.0093	2.64	11.73	0.74
32	270	40	1261.56	1263.52	1263.26	1263.88	0.0092	2.64	11.47	0.74
33	265	40	1261.49	1263.49	1263.20	1263.83	0.0085	2.58	11.49	0.71
34	260	40	1261.41	1263.47	1263.14	1263.78	0.0077	2.45	12.30	0.68
35	255	40	1261.35	1263.48	1263.03	1263.73	0.0059	2.22	13.17	0.60
36	250	40	1261.31	1263.45	1263.00	1263.70	0.0058	2.22	12.89	0.60
37	245	40	1261.27	1263.42	1262.97	1263.67	0.0058	2.22	12.95	0.60
38	240	40	1261.23	1263.40	1262.92	1263.64	0.0056	2.18	13.07	0.59
39	235	40	1261.19	1263.38	1262.90	1263.61	0.0052	2.12	13.17	0.57
40	230	40	1261.15	1263.34	1262.90	1263.58	0.0056	2.16	13.07	0.58
41	225	40	1261.03	1263.24	1262.95	1263.54	0.0080	2.45	12.82	0.69
42	220	40	1260.89	1263.06	1262.93	1263.48	0.0129	2.86	12.49	0.86
43	215	40	1260.76	1262.85	1262.85	1263.39	0.0175	3.27	11.21	1.00
44	210	40	1260.62	1262.53	1262.63	1263.28	0.0207	3.82	8.47	1.10
45	205	40	1260.49	1262.32	1262.48	1263.16	0.0245	4.06	8.30	1.19
46	200	40	1260.35	1262.62	1262.31	1263.00	0.0110	2.74	12.49	0.81
47	195	40	1260.28	1262.33	1262.33	1262.92	0.0161	3.39	9.61	0.98
48	190	40	1260.20	1262.28	1262.28	1262.82	0.0180	3.25	11.74	1.01
49	185	40	1260.13	1262.09	1262.17	1262.71	0.0217	3.49	11.36	1.11
50	180	40	1260.05	1261.93	1262.03	1262.60	0.0231	3.62	11.01	1.15
51	175	40	1259.98	1261.61	1261.83	1262.44	0.0322	4.03	10.62	1.33
52	170	40	1259.87	1261.96	1261.67	1262.28	0.0086	2.51	12.25	0.70
53	165	40	1259.76	1261.85	1261.64	1262.22	0.0107	2.71	11.80	0.77
54	160	40	1259.64	1261.62	1261.62	1262.14	0.0189	3.18	12.23	1.00

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude	
55	155	40	1259.52	1261.10	1261.39	1261.98	0.0300	4.17	9.26	1.31	
56	150	40	1259.41	1260.96	1261.21	1261.82	0.0332	4.12	10.50	1.37	
57	145	40	1259.22	1261.41	1260.95	1261.63	0.0051	2.08	13.70	0.56	
58	140	40	1259.20	1261.39	1260.96	1261.60	0.0054	2.03	15.04	0.57	
59	135	40	1259.18	1261.28	1261.06	1261.56	0.0095	2.34	15.92	0.72	
60	130	40	1259.17	1261.31	1260.89	1261.49	0.0055	1.92	16.96	0.55	
61	125	40	1259.15	1260.94	1260.94	1261.41	0.0247	3.05	13.84	1.00	(*)
62	120	40	1259.06	1260.99	1260.54	1261.14	0.0046	1.76	19.35	0.52	
63	115	40	1259.00	1260.99	1260.48	1261.12	0.0036	1.60	20.95	0.47	
64	110	40	1258.92	1260.64	1260.64	1261.05	0.0187	2.84	17.29	1.01	
65	105	40	1258.80	1260.42	1260.49	1260.94	0.0253	3.19	16.19	1.16	
66	100	40	1258.68	1260.07	1260.26	1260.76	0.0409	3.68	16.53	1.45	
67	95	40	1258.53	1259.89	1260.10	1260.59	0.0281	3.70	11.77	1.23	
68	90	40	1258.37	1260.28	1260.03	1260.50	0.0079	2.08	19.26	0.67	
69	85	40	1258.22	1260.29	1259.90	1260.45	0.0053	1.82	20.00	0.55	
70	80	40	1258.07	1260.28	1259.83	1260.42	0.0043	1.69	20.73	0.50	
71	75	40	1257.95	1260.27	1259.51	1260.40	0.0038	1.59	21.23	0.47	
72	70	40	1257.98	1260.21	1259.85	1260.37	0.0055	1.79	21.16	0.56	
73	65	40	1258.00	1260.19	1259.77	1260.34	0.0046	1.72	20.93	0.52	
74	60	40	1258.02	1260.14	1259.76	1260.31	0.0057	1.85	20.54	0.57	
75	55	40	1258.04	1260.06	1259.78	1260.28	0.0076	2.05	19.70	0.66	
76	50	40	1258.05	1259.92	1259.77	1260.22	0.0123	2.44	18.33	0.83	
77	45	40	1258.04	1259.90	1259.64	1260.15	0.0084	2.21	18.09	0.71	
78	40	40	1258.03	1259.80	1259.62	1260.10	0.0108	2.44	16.97	0.79	
79	35	40	1258.02	1259.66	1259.54	1260.04	0.0119	2.70	14.03	0.84	
80	30	40	1258.01	1259.63	1259.43	1259.97	0.0103	2.60	13.49	0.78	
81	25	40	1257.98	1259.66	1259.31	1259.90	0.0064	2.16	15.11	0.62	

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación sin proyecto (Continuación)

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	N° Froude
82	20	40	1257.99	1259.64	1259.34	1259.86	0.0073	2.08	18.87	0.66
83	15	40	1257.96	1259.60	1259.32	1259.82	0.0078	2.11	18.95	0.68
84	10	40	1257.91	1259.56	1259.26	1259.78	0.0074	2.07	19.11	0.66
85	5	40	1257.86	1259.46	1259.27	1259.74	0.0100	2.32	18.18	0.76
86	2	40	1257.83	1259.34	1259.26	1259.69	0.0140	2.62	17.22	0.89

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.4

EJE HIDRÁULICO Q = 23 M^3/S (T = 50 AÑOS) – SITUACIÓN CON PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación con proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	Nº Froude
Perfil 1	420.00	23.00	1263.69	1265.18	1265.00	1265.40	0.0094	2.09	13.08	0.73
Perfil 2	415.00	23.00	1263.63	1265.11	1264.94	1265.35	0.0100	2.20	12.15	0.75
Perfil 3	410.00	23.00	1263.57	1265.04	1264.87	1265.30	0.0103	2.29	11.19	0.77
Perfil 4	405.00	23.00	1263.52	1264.96	1264.81	1265.25	0.0112	2.39	10.68	0.80
Perfil 5	400.00	23.00	1263.48	1264.87	1264.77	1265.19	0.0131	2.51	10.65	0.86
Perfil 6	395.00	23.00	1263.43	1264.78	1264.71	1265.12	0.0142	2.57	10.67	0.89
Perfil 7	390.00	23.00	1263.39	1264.72	1264.64	1265.05	0.0138	2.53	10.76	0.88
Perfil 8	385.00	23.00	1263.30	1264.68	1264.55	1264.97	0.0118	2.40	10.96	0.82
Perfil 9	380.00	23.00	1263.21	1264.64	1264.48	1264.91	0.0109	2.30	11.53	0.79
Perfil 10	375.00	23.00	1263.09	1264.37	1264.37	1264.82	0.0179	2.97	8.70	1.00
Perfil 11	370.00	23.00	1262.97	1264.24	1264.27	1264.73	0.0200	3.09	8.49	1.06
Perfil 12	365.00	23.00	1262.85	1264.14	1264.17	1264.63	0.0197	3.08	8.48	1.05
Perfil 13	360.00	23.00	1262.73	1264.04	1264.07	1264.53	0.0197	3.07	8.45	1.04
Perfil 14	355.00	23.00	1262.62	1263.90	1263.96	1264.42	0.0217	3.18	8.38	1.09
Perfil 15	350.00	23.00	1262.54	1264.04	1263.77	1264.26	0.0078	2.11	10.84	0.67
Perfil 16	345.00	23.00	1262.48	1264.01	1263.69	1264.22	0.0071	2.07	10.37	0.64
Perfil 17	340.00	23.00	1262.41	1263.95	1263.65	1264.19	0.0077	2.14	10.04	0.66
Perfil 18	335.00	23.00	1262.34	1263.88	1263.63	1264.14	0.0087	2.25	9.66	0.70
Perfil 19	330.00	23.00	1262.20	1263.61	1263.61	1264.06	0.0192	2.99	8.60	1.01
Perfil 20	325.00	23.00	1262.05	1263.67	1263.23	1263.88	0.0053	2.06	8.93	0.58
Perfil 21	320.00	23.00	1262.08	1263.64	1263.21	1263.85	0.0061	2.07	8.88	0.58
Perfil 22	315.00	23.00	1262.11	1263.59	1263.20	1263.82	0.0066	2.13	8.81	0.60
Perfil 23	310.00	23.00	1262.04	1263.57	1263.13	1263.79	0.0059	2.07	8.77	0.58
Perfil 24	305.00	23.00	1261.99	1263.54	1263.11	1263.76	0.0063	2.08	9.13	0.59
Perfil 25	300.00	23.00	1261.93	1263.55	1263.03	1263.71	0.0047	1.83	10.37	0.52
Perfil 26	295.00	23.00	1261.87	1263.52	1263.00	1263.69	0.0045	1.83	9.98	0.51
Perfil 27	290.00	23.00	1261.81	1263.53	1262.86	1263.66	0.0031	1.60	10.56	0.43

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación con proyecto (Continuación)

Perfil 28	285.00	23.00	1261.75	1263.43	1262.92	1263.63	0.0051	2.00	8.54	0.54
Perfil 29	280.00	23.00	1261.69	1263.41	1262.84	1263.61	0.0049	2.00	7.84	0.52
Perfil 30	275.00	23.00	1261.63	1263.42	1262.69	1263.57	0.0032	1.71	8.71	0.43
Perfil 31	270.00	23.00	1261.57	1263.42	1262.64	1263.55	0.0029	1.64	8.87	0.41
Perfil 32	265.00	23.00	1261.51	1263.42	1262.56	1263.54	0.0024	1.54	9.18	0.38
Perfil 33	260.00	23.00	1261.45	1263.42	1262.49	1263.52	0.0021	1.42	10.25	0.35
Perfil 34	255.00	23.00	1261.39	1263.42	1262.41	1263.50	0.0015	1.26	11.66	0.31
Perfil 35	251.87	23.00	1261.39	1263.42	1262.40	1263.50	0.0015	1.25	11.54	0.31
Perfil 36	246.87	23.00	1261.33	1263.36	1262.36	1263.49	0.0004	1.62	7.00	0.36
Perfil 37	243.53	23.00	1261.32	1263.01	1262.92	1263.46	0.0027	2.96	7.00	0.90
Perfil 38	240.20	23.00	1261.31	1263.00	1262.92	1263.45	0.0027	2.97	7.00	0.90 *
Perfil 39	238.53	23.00	1261.31	1262.91	1262.91	1263.44	0.0034	3.20	7.00	1.01
Perfil 40	236.87	23.00	1261.30	1261.93	1262.33	1263.34	0.0145	5.26	7.00	2.12
Perfil 41	233.87	23.00	1261.29	1261.94	1262.32	1263.28	0.0134	5.13	7.00	2.05
Perfil 42	231.87	23.00	1261.17	1261.84	1262.26	1263.21	0.1047	5.18	7.84	2.20
Perfil 43	225.00	23.00	1261.03	1262.35	1262.26	1262.74	0.0145	2.77	8.39	0.88
Perfil 44	220.00	23.00	1260.90	1262.15	1262.15	1262.65	0.0193	3.14	7.50	0.99
Perfil 45	215.00	23.00	1260.79	1261.90	1262.00	1262.53	0.0264	3.50	7.22	1.15
Perfil 46	210.00	23.00	1260.62	1262.03	1261.86	1262.39	0.0118	2.67	7.77	0.79
Perfil 47	205.00	23.00	1260.54	1261.83	1261.81	1262.31	0.0179	3.07	7.52	0.96
Perfil 48	200.00	23.00	1260.35	1261.94	1261.62	1262.18	0.0075	2.21	8.93	0.64
Perfil 49	195.00	23.00	1260.28	1261.83	1261.60	1262.14	0.0099	2.47	8.33	0.73
Perfil 50	190.00	23.00	1260.20	1261.57	1261.54	1262.05	0.0179	3.08	7.35	0.96
Perfil 51	185.00	23.00	1260.13	1261.54	1261.43	1261.95	0.0143	2.86	7.41	0.86
Perfil 52	180.00	23.00	1260.05	1261.46	1261.35	1261.88	0.0147	2.90	7.34	0.87
Perfil 53	175.00	23.00	1259.84	1261.50	1261.17	1261.79	0.0083	2.38	7.91	0.68
Perfil 54	170.00	23.00	1259.87	1261.49	1261.11	1261.74	0.0069	2.20	8.37	0.62

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación con proyecto (Continuación)

Perfil 55	165.00	23.00	1259.76	1261.41	1261.11	1261.69	0.0101	2.35	9.58	0.74
Perfil 56	160.00	23.00	1259.64	1261.08	1261.08	1261.60	0.0195	3.18	7.16	1.01
Perfil 57	155.00	23.00	1259.52	1260.63	1260.86	1261.44	0.0383	3.98	7.23	1.42
Perfil 58	150.00	23.00	1259.41	1260.98	1260.73	1261.25	0.0103	2.30	10.79	0.76
Perfil 59	145.00	23.00	1259.22	1261.05	1260.54	1261.18	0.0042	1.60	13.57	0.50
Perfil 60	140.00	23.00	1259.20	1261.03	1260.60	1261.16	0.0049	1.61	14.88	0.53
Perfil 61	135.00	23.00	1259.18	1260.87	1260.79	1261.11	0.0146	2.18	15.74	0.85
Perfil 62	130.00	23.00	1259.17	1260.89	1260.53	1261.03	0.0067	1.67	16.61	0.58
Perfil 63	125.00	23.00	1259.15	1260.58	1260.58	1260.95	0.0252	2.70	11.50	1.00
Perfil 64	120.00	23.00	1259.06	1260.61	1260.29	1260.72	0.0049	1.48	18.47	0.51
Perfil 65	115.00	23.00	1259.00	1260.60	1260.23	1260.69	0.0039	1.35	19.97	0.47
Perfil 66	110.00	23.00	1258.92	1260.30	1260.28	1260.63	0.0180	2.54	12.85	0.97
Perfil 67	105.00	23.00	1258.80	1260.22	1260.22	1260.53	0.0211	2.46	15.92	1.02
Perfil 68	100.00	23.00	1258.68	1259.79	1259.98	1260.37	0.0342	3.38	10.27	1.32
Perfil 69	95.00	23.00	1258.53	1259.95	1259.65	1260.15	0.0086	2.00	13.05	0.68
Perfil 70	90.00	23.00	1258.37	1259.93	1259.58	1260.10	0.0088	1.82	17.16	0.68
Perfil 71	85.00	23.00	1258.22	1259.93	1259.46	1260.05	0.0058	1.54	19.04	0.55
Perfil 72	80.00	23.00	1258.07	1259.91	1259.24	1260.02	0.0047	1.41	20.02	0.50
Perfil 73	75.00	23.00	1257.95	1259.90	1259.08	1259.99	0.0039	1.32	20.59	0.46
Perfil 74	70.00	23.00	1257.98	1259.83	1259.25	1259.96	0.0072	1.59	20.31	0.60
Perfil 75	65.00	23.00	1258.00	1259.81	1259.45	1259.92	0.0053	1.48	19.65	0.53
Perfil 76	60.00	23.00	1258.02	1259.76	1259.49	1259.89	0.0063	1.60	18.36	0.58
Perfil 77	55.00	23.00	1258.04	1259.68	1259.49	1259.85	0.0090	1.85	17.00	0.69
Perfil 78	50.00	23.00	1258.05	1259.52	1259.41	1259.79	0.0141	2.30	13.71	0.86
Perfil 79	45.00	23.00	1258.04	1259.51	1259.32	1259.71	0.0094	1.98	14.97	0.72
Perfil 80	40.00	23.00	1258.03	1259.38	1259.30	1259.65	0.0136	2.29	13.88	0.86
Perfil 81	35.00	23.00	1258.02	1259.31	1259.21	1259.58	0.0131	2.31	13.16	0.85

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 23 m^3/s (T = 50 años) – Situación con proyecto (Continuación)

Perfil 82	30.00	23.00	1258.01	1259.28	1259.07	1259.51	0.0096	2.12	12.66	0.73
Perfil 83	25.00	23.00	1257.98	1259.29	1258.98	1259.45	0.0062	1.76	14.60	0.60
Perfil 84	20.00	23.00	1257.99	1259.23	1259.01	1259.41	0.0088	1.90	15.79	0.69
Perfil 85	15.00	23.00	1257.96	1259.14	1258.99	1259.36	0.0114	2.09	15.28	0.78
Perfil 86	10.00	23.00	1257.91	1259.04	1258.96	1259.29	0.0140	2.23	15.09	0.86

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.5

EJE HIDRÁULICO Q = 40 M^3/S (T = 100 AÑOS) – SITUACIÓN CON PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación con proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	Nº Froude
1	420.00	40.00	1263.69	1265.64	1265.32	1265.89	0.0081	2.22	17.52	0.70
2	415.00	40.00	1263.63	1265.57	1265.34	1265.85	0.0088	2.32	16.64	0.73
3	410.00	40.00	1263.57	1265.48	1265.30	1265.80	0.0101	2.47	15.73	0.78
4	405.00	40.00	1263.52	1265.37	1265.26	1265.73	0.0121	2.66	15.04	0.85
5	400.00	40.00	1263.48	1265.31	1265.21	1265.67	0.0122	2.65	15.30	0.85
6	395.00	40.00	1263.43	1265.26	1265.14	1265.61	0.0120	2.61	15.67	0.84
7	390.00	40.00	1263.39	1265.22	1265.08	1265.54	0.0112	2.51	16.25	0.81
8	385.00	40.00	1263.30	1265.19	1265.00	1265.48	0.0097	2.37	16.89	0.76
9	380.00	40.00	1263.21	1265.17	1264.93	1265.42	0.0085	2.24	17.54	0.71
10	375.00	40.00	1263.09	1265.02	1264.89	1265.36	0.0119	2.59	15.48	0.83
11	370.00	40.00	1262.97	1264.89	1264.79	1265.29	0.0149	2.81	14.93	0.92
12	365.00	40.00	1262.85	1264.61	1264.61	1265.20	0.0167	3.41	9.95	1.00
13	360.00	40.00	1262.73	1264.45	1264.50	1265.10	0.0193	3.59	9.73	1.07
14	355.00	40.00	1262.62	1264.31	1264.39	1265.00	0.0209	3.68	9.67	1.11
15	350.00	40.00	1262.54	1264.55	1264.15	1264.84	0.0067	2.37	12.33	0.65
16	345.00	40.00	1262.48	1264.51	1264.08	1264.80	0.0067	2.40	11.62	0.64
17	340.00	40.00	1262.41	1264.45	1264.06	1264.77	0.0073	2.49	11.28	0.67
18	335.00	40.00	1262.34	1264.37	1264.04	1264.72	0.0085	2.62	11.18	0.72
19	330.00	40.00	1262.20	1264.23	1264.03	1264.67	0.0114	2.94	10.39	0.82
20	325.00	40.00	1262.05	1264.31	1263.67	1264.59	0.0046	2.34	10.21	0.56
21	320.00	40.00	1262.08	1264.28	1263.65	1264.56	0.0052	2.35	10.18	0.56
22	315.00	40.00	1262.11	1264.25	1263.64	1264.53	0.0053	2.38	10.06	0.57
23	310.00	40.00	1262.04	1264.23	1263.58	1264.51	0.0050	2.34	10.01	0.56
24	305.00	40.00	1261.99	1264.22	1263.57	1264.47	0.0049	2.23	11.44	0.56
25	300.00	40.00	1261.93	1264.24	1263.46	1264.44	0.0035	1.98	12.12	0.48
26	295.00	40.00	1261.87	1264.21	1263.42	1264.42	0.0036	2.01	11.66	0.48
27	290.00	40.00	1261.81	1264.22	1263.27	1264.39	0.0026	1.82	11.93	0.42

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación con proyecto (Continuación)

28	285.00	40.00	1261.75	1264.10	1263.37	1264.36	0.0045	2.30	9.80	0.54
29	280.00	40.00	1261.69	1264.05	1263.30	1264.34	0.0049	2.39	9.09	0.55
30	275.00	40.00	1261.63	1264.08	1263.13	1264.30	0.0033	2.07	9.65	0.46
31	270.00	40.00	1261.57	1264.07	1263.07	1264.28	0.0030	2.00	9.79	0.44
32	265.00	40.00	1261.51	1264.08	1262.99	1264.26	0.0026	1.87	10.62	0.41
33	260.00	40.00	1261.45	1264.09	1262.91	1264.23	0.0021	1.70	11.76	0.38
34	255.00	40.00	1261.39	1264.10	1262.81	1264.22	0.0016	1.52	12.91	0.33
35	251.87	40.00	1261.39	1264.09	1262.80	1264.21	0.0016	1.52	12.79	0.33
36	246.87	40.00	1261.33	1263.95	1262.82	1264.19	0.0007	2.17	7.60	0.44
37	243.53	40.00	1261.32	1263.50	1263.39	1264.15	0.0028	3.58	7.00	0.90
38	240.20	40.00	1261.31	1263.49	1263.38	1264.14	0.0028	3.58	7.00	0.91 *
39	238.53	40.00	1261.31	1263.38	1263.38	1264.13	0.0034	3.84	7.00	1.00
40	236.87	40.00	1261.30	1262.28	1262.79	1264.02	0.0109	5.83	7.00	1.88
41	233.87	40.00	1261.29	1262.29	1262.78	1263.97	0.0104	5.73	7.00	1.83
42	231.87	40.00	1261.17	1262.12	1262.63	1263.91	0.0987	5.93	9.16	2.21
43	225.00	40.00	1261.03	1262.93	1262.74	1263.36	0.0111	2.92	10.51	0.81
44	220.00	40.00	1260.90	1262.63	1262.63	1263.28	0.0178	3.57	8.95	1.01
45	215.00	40.00	1260.79	1262.42	1262.47	1263.17	0.0199	3.85	7.87	1.05
46	210.00	40.00	1260.62	1262.52	1262.32	1263.04	0.0118	3.21	8.39	0.83
47	205.00	40.00	1260.54	1262.34	1262.27	1262.96	0.0153	3.51	8.16	0.93
48	200.00	40.00	1260.35	1262.49	1262.04	1262.83	0.0069	2.60	9.63	0.65
49	195.00	40.00	1260.28	1262.36	1262.04	1262.78	0.0091	2.87	9.24	0.74
50	190.00	40.00	1260.20	1262.12	1262.02	1262.71	0.0146	3.42	8.45	0.91
51	185.00	40.00	1260.13	1262.09	1261.91	1262.62	0.0124	3.24	8.53	0.85
52	180.00	40.00	1260.05	1261.84	1261.84	1262.53	0.0179	3.69	8.08	1.00
53	175.00	40.00	1259.84	1261.44	1261.65	1262.39	0.0288	4.33	7.81	1.25
54	170.00	40.00	1259.87	1261.85	1261.56	1262.30	0.0096	2.97	8.81	0.76

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación con proyecto (Continuación)

55	165.00	40.00	1259.76	1261.85	1261.64	1262.22	0.0107	2.71	11.80	0.77
56	160.00	40.00	1259.64	1261.62	1261.62	1262.14	0.0189	3.18	12.23	1.00
57	155.00	40.00	1259.52	1261.10	1261.39	1261.98	0.0300	4.17	9.26	1.31
58	150.00	40.00	1259.41	1260.96	1261.21	1261.82	0.0332	4.12	10.50	1.37
59	145.00	40.00	1259.22	1261.41	1260.95	1261.63	0.0051	2.08	13.70	0.56
60	140.00	40.00	1259.20	1261.39	1260.96	1261.60	0.0054	2.03	15.04	0.57
61	135.00	40.00	1259.18	1261.28	1261.06	1261.56	0.0095	2.34	15.92	0.72
62	130.00	40.00	1259.17	1261.31	1260.89	1261.49	0.0055	1.92	16.96	0.55
63	125.00	40.00	1259.15	1260.94	1260.94	1261.41	0.0247	3.05	13.84	1.00
64	120.00	40.00	1259.06	1260.99	1260.54	1261.14	0.0046	1.76	19.35	0.52
65	115.00	40.00	1259.00	1260.99	1260.48	1261.12	0.0036	1.60	20.95	0.47
66	110.00	40.00	1258.92	1260.64	1260.64	1261.05	0.0187	2.84	17.29	1.01
67	105.00	40.00	1258.80	1260.42	1260.49	1260.94	0.0253	3.19	16.19	1.16
68	100.00	40.00	1258.68	1260.07	1260.26	1260.76	0.0409	3.68	16.53	1.45
69	95.00	40.00	1258.53	1259.89	1260.10	1260.59	0.0281	3.70	11.77	1.23
70	90.00	40.00	1258.37	1260.28	1260.03	1260.50	0.0079	2.09	19.26	0.67
71	85.00	40.00	1258.22	1260.28	1259.90	1260.45	0.0053	1.82	20.00	0.55
72	80.00	40.00	1258.07	1260.28	1259.83	1260.42	0.0044	1.69	20.73	0.50
73	75.00	40.00	1257.95	1260.27	1259.51	1260.40	0.0038	1.59	21.23	0.47
74	70.00	40.00	1257.98	1260.21	1259.85	1260.37	0.0055	1.79	21.16	0.56
75	65.00	40.00	1258.00	1260.19	1259.77	1260.34	0.0047	1.72	20.93	0.52
76	60.00	40.00	1258.02	1260.14	1259.76	1260.31	0.0057	1.85	20.53	0.58
77	55.00	40.00	1258.04	1260.06	1259.78	1260.28	0.0076	2.06	19.68	0.66
78	50.00	40.00	1258.05	1259.91	1259.77	1260.22	0.0126	2.46	18.27	0.83
79	45.00	40.00	1258.04	1259.90	1259.64	1260.15	0.0086	2.23	18.03	0.71
80	40.00	40.00	1258.03	1259.78	1259.62	1260.10	0.0112	2.47	16.85	0.80
81	35.00	40.00	1258.02	1259.61	1259.54	1260.02	0.0142	2.86	13.89	0.91

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 40 m^3/s (T = 100 años) – Situación con proyecto (Continuación)

82	30.00	40.00	1258.01	1259.56	1259.43	1259.95	0.0124	2.78	13.32	0.85
83	25.00	40.00	1257.98	1259.60	1259.31	1259.86	0.0075	2.28	15.02	0.68
84	20.00	40.00	1257.99	1259.56	1259.34	1259.82	0.0092	2.26	18.26	0.73
85	15.00	40.00	1257.96	1259.46	1259.32	1259.76	0.0115	2.44	17.93	0.81
86	10.00	40.00	1257.91	1259.35	1259.26	1259.69	0.0140	2.61	17.45	0.89

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.6

EJE HIDRÁULICO Q = 0.07 M^3/S (CAUDAL MÍNIMO CANALÓN) – SITUACIÓN CON PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 0.07 m^3/s (Caudal Mínimo Canalón) – Situación con proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	Nº Froude
1	420.00	0.07	1263.69	1263.80	1263.77	1263.81	0.0125	0.44	2.45	0.56
2	415.00	0.07	1263.63	1263.74	1263.72	1263.75	0.0087	0.39	2.53	0.48
3	410.00	0.07	1263.57	1263.71	1263.66	1263.71	0.0073	0.37	2.46	0.44
4	405.00	0.07	1263.52	1263.67	1263.63	1263.67	0.0081	0.40	2.33	0.46
5	400.00	0.07	1263.48	1263.62	1263.59	1263.63	0.0119	0.41	2.83	0.54
6	395.00	0.07	1263.43	1263.56	1263.54	1263.56	0.0131	0.41	3.00	0.56
7	390.00	0.07	1263.39	1263.48	1263.47	1263.49	0.0176	0.45	3.07	0.64
8	385.00	0.07	1263.30	1263.40	1263.38	1263.41	0.0153	0.43	3.14	0.60
9	380.00	0.07	1263.21	1263.31	1263.30	1263.33	0.0200	0.49	2.73	0.69
10	375.00	0.07	1263.09	1263.20	1263.19	1263.21	0.0255	0.58	2.12	0.79
11	370.00	0.07	1262.97	1263.08	1263.07	1263.09	0.0229	0.57	2.05	0.75
12	365.00	0.07	1262.85	1262.96	1262.95	1262.98	0.0235	0.58	1.99	0.76
13	360.00	0.07	1262.73	1262.85	1262.84	1262.87	0.0221	0.59	1.83	0.74
14	355.00	0.07	1262.62	1262.75	1262.73	1262.77	0.0178	0.55	1.85	0.67
15	350.00	0.07	1262.54	1262.67	1262.65	1262.69	0.0151	0.51	1.93	0.62
16	345.00	0.07	1262.48	1262.60	1262.58	1262.62	0.0127	0.47	2.10	0.57
17	340.00	0.07	1262.41	1262.53	1262.51	1262.54	0.0190	0.50	2.40	0.68
18	335.00	0.07	1262.34	1262.46	1262.43	1262.46	0.0123	0.38	3.41	0.53
19	330.00	0.07	1262.20	1262.33	1262.33	1262.35	0.0463	0.66	2.33	1.00
20	325.00	0.07	1262.05	1262.19	1262.13	1262.20	0.0019	0.19	4.92	0.22
21	320.00	0.07	1262.08	1262.18	1262.14	1262.18	0.0025	0.19	6.26	0.25
22	315.00	0.07	1262.11	1262.14	1262.14	1262.15	0.0399	0.43	6.18	0.86
23	310.00	0.07	1262.04	1262.09	1262.07	1262.10	0.0054	0.24	6.01	0.35
24	305.00	0.07	1261.99	1262.06	1262.04	1262.06	0.0100	0.29	5.86	0.46
25	300.00	0.07	1261.93	1262.01	1261.99	1262.01	0.0111	0.29	6.26	0.48
26	295.00	0.07	1261.87	1261.94	1261.93	1261.94	0.0154	0.33	5.88	0.56
27	290.00	0.07	1261.81	1261.87	1261.86	1261.88	0.0118	0.29	6.49	0.49

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 0.07 m^3/s (Caudal Mínimo Canalón) – Situación con proyecto (Continuación)

28	285.00	0.07	1261.75	1261.81	1261.80	1261.82	0.0119	0.32	5.16	0.51	
29	280.00	0.07	1261.69	1261.75	1261.73	1261.75	0.0155	0.34	5.70	0.57	
30	275.00	0.07	1261.63	1261.69	1261.67	1261.70	0.0083	0.27	6.30	0.42	
31	270.00	0.07	1261.57	1261.64	1261.63	1261.65	0.0139	0.31	6.29	0.53	
32	265.00	0.07	1261.51	1261.59	1261.57	1261.59	0.0090	0.27	6.37	0.44	
33	260.00	0.07	1261.45	1261.52	1261.51	1261.52	0.0207	0.37	5.67	0.65	
34	255.00	0.07	1261.39	1261.47	1261.44	1261.48	0.0056	0.24	6.48	0.35	
35	251.87	0.07	1261.39	1261.46	1261.43	1261.46	0.0041	0.22	6.37	0.31	
36	246.87	0.07	1261.33	1261.46	1261.35	1261.46	0.0000	0.07	7.00	0.07	
37	243.53	0.07	1261.32	1261.43	1261.41	1261.46	0.0029	0.72	0.91	0.71	
38	240.20	0.07	1261.31	1261.42	1261.40	1261.45	0.0035	0.77	0.91	0.78	*
39	238.53	0.07	1261.31	1261.40	1261.40	1261.44	0.0058	0.90	0.89	0.99	
40	236.87	0.07	1261.30	1261.31	1261.32	1261.40	0.2915	1.35	7.00	5.05	
41	233.87	0.07	1261.29	1261.32	1261.32	1261.33	0.0086	0.47	7.00	1.04	
42	231.87	0.07	1261.17	1261.20	1261.22	1261.27	0.4521	1.13	3.49	2.73	
43	225.00	0.07	1261.03	1261.11	1261.11	1261.13	0.0483	0.63	2.72	1.01	
44	220.00	0.07	1260.90	1260.97	1260.95	1260.97	0.0118	0.36	3.93	0.52	
45	215.00	0.07	1260.79	1260.84	1260.84	1260.86	0.0583	0.56	4.42	1.06	
46	210.00	0.07	1260.62	1260.71	1260.70	1260.72	0.0151	0.39	3.97	0.58	
47	205.00	0.07	1260.54	1260.62	1260.61	1260.63	0.0241	0.46	3.66	0.72	
48	200.00	0.07	1260.35	1260.50	1260.48	1260.51	0.0243	0.51	2.85	0.74	
49	195.00	0.07	1260.28	1260.39	1260.38	1260.40	0.0180	0.45	3.17	0.64	
50	190.00	0.07	1260.20	1260.32	1260.30	1260.33	0.0121	0.37	3.76	0.53	
51	185.00	0.07	1260.13	1260.27	1260.25	1260.28	0.0087	0.29	5.18	0.44	
52	180.00	0.07	1260.05	1260.16	1260.16	1260.18	0.0555	0.63	3.03	1.07	
53	175.00	0.07	1259.84	1259.99	1259.92	1259.99	0.0020	0.20	4.64	0.23	
54	170.00	0.07	1259.87	1259.95	1259.94	1259.96	0.0314	0.54	3.02	0.83	

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 0.07 m^3/s (Caudal Mínimo Canalón) – Situación con proyecto (Continuación)

55	165.00	0.07	1259.76	1259.84	1259.83	1259.85	0.0171	0.42	3.47	0.62
56	160.00	0.07	1259.64	1259.72	1259.71	1259.73	0.0349	0.52	3.53	0.86
57	155.00	0.07	1259.52	1259.61	1259.59	1259.62	0.0147	0.38	3.98	0.57
58	150.00	0.07	1259.41	1259.48	1259.48	1259.49	0.0488	0.56	3.72	1.00
59	145.00	0.07	1259.22	1259.34	1259.30	1259.34	0.0035	0.25	3.80	0.30
60	140.00	0.07	1259.20	1259.32	1259.28	1259.33	0.0036	0.27	3.18	0.31
61	135.00	0.07	1259.18	1259.30	1259.26	1259.31	0.0042	0.29	2.96	0.33
62	130.00	0.07	1259.17	1259.28	1259.25	1259.28	0.0060	0.31	3.35	0.39
63	125.00	0.07	1259.15	1259.24	1259.22	1259.25	0.0096	0.34	3.83	0.47
64	120.00	0.07	1259.06	1259.21	1259.16	1259.22	0.0040	0.30	2.87	0.33
65	115.00	0.07	1259.00	1259.17	1259.14	1259.18	0.0124	0.53	1.56	0.58
66	110.00	0.07	1258.92	1259.05	1259.05	1259.08	0.0412	0.77	1.50	1.00
67	105.00	0.07	1258.80	1258.90	1258.89	1258.91	0.0251	0.60	1.95	0.79
68	100.00	0.07	1258.68	1258.77	1258.76	1258.79	0.0262	0.53	2.67	0.78
69	95.00	0.07	1258.53	1258.60	1258.59	1258.62	0.0456	0.65	2.43	1.00
70	90.00	0.07	1258.37	1258.44	1258.43	1258.45	0.0236	0.50	2.97	0.73
71	85.00	0.07	1258.22	1258.27	1258.27	1258.29	0.0463	0.60	3.09	0.99
72	80.00	0.07	1258.07	1258.23	1258.12	1258.23	0.0003	0.10	5.64	0.09
73	75.00	0.07	1257.95	1258.23	1258.01	1258.23	0.0000	0.05	6.42	0.03
74	70.00	0.07	1257.98	1258.23	1258.04	1258.23	0.0001	0.06	5.56	0.04
75	65.00	0.07	1258.00	1258.23	1258.06	1258.23	0.0001	0.08	4.72	0.06
76	60.00	0.07	1258.02	1258.23	1258.09	1258.23	0.0004	0.13	3.87	0.11
77	55.00	0.07	1258.04	1258.23	1258.13	1258.23	0.0017	0.22	3.03	0.22
78	50.00	0.07	1258.05	1258.22	1258.14	1258.22	0.0022	0.23	3.67	0.25
79	45.00	0.07	1258.04	1258.20	1258.14	1258.21	0.0029	0.25	3.48	0.28
80	40.00	0.07	1258.03	1258.18	1258.13	1258.19	0.0040	0.29	3.02	0.33
81	35.00	0.07	1258.02	1258.14	1258.12	1258.15	0.0183	0.52	2.15	0.67

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 0.07 m^3/s (Caudal Mínimo Canalón) – Situación con proyecto (Continuación)

82	30.00	0.07	1258.01	1258.09	1258.07	1258.09	0.0070	0.25	6.62	0.39
83	25.00	0.07	1257.98	1258.08	1258.03	1258.08	0.0014	0.15	7.03	0.19
84	20.00	0.07	1257.99	1258.06	1258.04	1258.07	0.0060	0.24	6.47	0.37
85	15.00	0.07	1257.96	1258.03	1258.01	1258.04	0.0063	0.25	5.98	0.38
86	10.00	0.07	1257.91	1257.95	1257.95	1257.97	0.0589	0.50	5.71	1.04

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.7

EJE HIDRÁULICO Q = 1.2 M^3/S (CAUDAL MÁXIMO CANALÓN) – SITUACIÓN CON PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 1.2 m^3/s (Caudal Máximo Canalón) – Situación con proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	Nº Froude
1	420.00	1.20	1263.69	1264.10	1264.02	1264.15	0.0109	0.96	5.38	0.64
2	415.00	1.20	1263.63	1264.05	1263.96	1264.10	0.0109	0.94	5.82	0.64
3	410.00	1.20	1263.57	1264.00	1263.92	1264.04	0.0112	0.93	6.00	0.64
4	405.00	1.20	1263.52	1263.94	1263.87	1263.98	0.0110	0.94	5.85	0.64
5	400.00	1.20	1263.48	1263.87	1263.81	1263.92	0.0137	1.03	5.53	0.71
6	395.00	1.20	1263.43	1263.79	1263.74	1263.85	0.0152	1.08	5.29	0.75
7	390.00	1.20	1263.39	1263.71	1263.67	1263.77	0.0166	1.12	5.19	0.78
8	385.00	1.20	1263.30	1263.63	1263.59	1263.69	0.0151	1.09	5.17	0.75
9	380.00	1.20	1263.21	1263.54	1263.51	1263.61	0.0171	1.15	4.90	0.80
10	375.00	1.20	1263.09	1263.43	1263.42	1263.51	0.0222	1.23	5.04	0.90
11	370.00	1.20	1262.97	1263.32	1263.30	1263.40	0.0225	1.24	5.01	0.90
12	365.00	1.20	1262.85	1263.21	1263.19	1263.29	0.0216	1.22	5.01	0.88
13	360.00	1.20	1262.73	1263.10	1263.09	1263.18	0.0227	1.24	4.97	0.90
14	355.00	1.20	1262.62	1263.00	1262.97	1263.07	0.0198	1.17	5.19	0.84
15	350.00	1.20	1262.54	1262.92	1262.88	1262.98	0.0157	1.08	5.36	0.75
16	345.00	1.20	1262.48	1262.84	1262.79	1262.90	0.0158	1.12	4.84	0.76
17	340.00	1.20	1262.41	1262.76	1262.71	1262.82	0.0146	1.13	4.34	0.73
18	335.00	1.20	1262.34	1262.70	1262.63	1262.76	0.0119	1.10	3.94	0.66
19	330.00	1.20	1262.20	1262.54	1262.54	1262.66	0.0298	1.52	3.46	1.02
20	325.00	1.20	1262.05	1262.41	1262.29	1262.44	0.0049	0.71	6.23	0.44
21	320.00	1.20	1262.08	1262.38	1262.28	1262.41	0.0056	0.73	6.41	0.46
22	315.00	1.20	1262.11	1262.33	1262.27	1262.37	0.0116	0.91	6.50	0.64
23	310.00	1.20	1262.04	1262.29	1262.20	1262.32	0.0072	0.79	6.42	0.52
24	305.00	1.20	1261.99	1262.24	1262.18	1262.28	0.0110	0.90	6.30	0.63
25	300.00	1.20	1261.93	1262.19	1262.12	1262.22	0.0096	0.85	6.69	0.59
26	295.00	1.20	1261.87	1262.15	1262.06	1262.18	0.0075	0.80	6.41	0.53
27	290.00	1.20	1261.81	1262.13	1261.99	1262.15	0.0033	0.59	7.14	0.36

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 1.2 m^3/s (Caudal Máximo Canalón) – Situación con proyecto (Continuación)

28	285.00	1.20	1261.75	1262.12	1261.95	1262.14	0.0032	0.63	5.91	0.36	
29	280.00	1.20	1261.69	1262.11	1261.88	1262.12	0.0016	0.50	6.32	0.26	
30	275.00	1.20	1261.63	1262.11	1261.81	1262.12	0.0008	0.39	7.14	0.19	
31	270.00	1.20	1261.57	1262.11	1261.76	1262.11	0.0006	0.35	7.33	0.16	
32	265.00	1.20	1261.51	1262.10	1261.70	1262.11	0.0004	0.30	7.64	0.13	
33	260.00	1.20	1261.45	1262.10	1261.64	1262.11	0.0003	0.26	7.95	0.11	
34	255.00	1.20	1261.39	1262.10	1261.58	1262.11	0.0002	0.23	8.64	0.10	
35	251.87	1.20	1261.39	1262.10	1261.56	1262.10	0.0002	0.23	8.62	0.09	
36	246.87	1.20	1261.33	1262.10	1261.47	1262.10	0.0000	0.22	7.00	0.08	
37	243.53	1.20	1261.32	1261.92	1261.86	1262.09	0.0039	1.81	1.46	0.86	
38	240.20	1.20	1261.31	1261.90	1261.85	1262.08	0.0041	1.87	1.39	0.88	*
39	238.53	1.20	1261.31	1261.85	1261.85	1262.07	0.0054	2.07	1.34	1.01	
40	236.87	1.20	1261.30	1261.35	1261.45	1262.00	0.1650	3.56	7.00	5.17	
41	233.87	1.20	1261.29	1261.37	1261.44	1261.66	0.0446	2.39	7.00	2.86	
42	231.87	1.20	1261.17	1261.45	1261.37	1261.48	0.0087	0.84	6.30	0.56	
43	225.00	1.20	1261.03	1261.29	1261.29	1261.38	0.0298	1.29	5.38	1.00	
44	220.00	1.20	1260.90	1261.14	1261.12	1261.21	0.0203	1.16	5.33	0.84	
45	215.00	1.20	1260.79	1261.00	1261.00	1261.09	0.0301	1.31	5.29	1.01	
46	210.00	1.20	1260.62	1260.91	1260.86	1260.96	0.0129	1.01	5.38	0.69	
47	205.00	1.20	1260.54	1260.78	1260.78	1260.87	0.0286	1.32	4.97	0.99	
48	200.00	1.20	1260.35	1260.67	1260.65	1260.74	0.0203	1.13	5.70	0.84	
49	195.00	1.20	1260.28	1260.59	1260.55	1260.65	0.0158	1.08	5.35	0.75	
50	190.00	1.20	1260.20	1260.52	1260.47	1260.57	0.0135	1.04	5.15	0.70	
51	185.00	1.20	1260.13	1260.46	1260.40	1260.51	0.0122	0.98	5.47	0.66	
52	180.00	1.20	1260.05	1260.32	1260.32	1260.41	0.0309	1.32	5.31	1.01	
53	175.00	1.20	1259.84	1260.22	1260.10	1260.25	0.0065	0.83	5.06	0.49	
54	170.00	1.20	1259.87	1260.16	1260.10	1260.21	0.0121	0.97	5.57	0.66	

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 1.2 m^3/s (Caudal Máximo Canalón) – Situación con proyecto (Continuación)

55	165.00	1.20	1259.76	1260.03	1260.02	1260.12	0.0226	1.32	4.30	0.91
56	160.00	1.20	1259.64	1259.90	1259.90	1260.00	0.0253	1.38	4.06	0.95
57	155.00	1.20	1259.52	1259.78	1259.77	1259.87	0.0264	1.36	4.45	0.97
58	150.00	1.20	1259.41	1259.69	1259.65	1259.76	0.0174	1.18	4.59	0.80
59	145.00	1.20	1259.22	1259.70	1259.48	1259.72	0.0026	0.63	5.41	0.34
60	140.00	1.20	1259.20	1259.66	1259.49	1259.70	0.0050	0.86	3.59	0.44
61	135.00	1.20	1259.18	1259.62	1259.48	1259.67	0.0068	0.96	3.45	0.51
62	130.00	1.20	1259.17	1259.59	1259.45	1259.63	0.0060	0.90	3.80	0.48
63	125.00	1.20	1259.15	1259.57	1259.40	1259.60	0.0049	0.82	3.86	0.42
64	120.00	1.20	1259.06	1259.55	1259.38	1259.58	0.0047	0.73	5.42	0.43
65	115.00	1.20	1259.00	1259.46	1259.42	1259.53	0.0183	1.22	4.44	0.83
66	110.00	1.20	1258.92	1259.31	1259.31	1259.42	0.0273	1.48	3.69	1.01
67	105.00	1.20	1258.80	1259.13	1259.14	1259.27	0.0324	1.65	3.14	1.10
68	100.00	1.20	1258.68	1258.92	1258.95	1259.06	0.0537	1.66	4.62	1.34
69	95.00	1.20	1258.53	1258.76	1258.78	1258.88	0.0478	1.58	4.78	1.26
70	90.00	1.20	1258.37	1258.60	1258.61	1258.70	0.0379	1.44	5.10	1.13
71	85.00	1.20	1258.22	1258.61	1258.44	1258.63	0.0034	0.65	5.80	0.37
72	80.00	1.20	1258.07	1258.61	1258.28	1258.62	0.0008	0.41	6.48	0.19
73	75.00	1.20	1257.95	1258.61	1258.15	1258.61	0.0003	0.30	7.16	0.13
74	70.00	1.20	1257.98	1258.60	1258.20	1258.61	0.0005	0.36	6.22	0.16
75	65.00	1.20	1258.00	1258.60	1258.25	1258.61	0.0009	0.45	5.37	0.21
76	60.00	1.20	1258.02	1258.58	1258.30	1258.60	0.0019	0.60	4.52	0.29
77	55.00	1.20	1258.04	1258.56	1258.38	1258.58	0.0044	0.72	5.45	0.42
78	50.00	1.20	1258.05	1258.55	1258.35	1258.57	0.0026	0.61	5.70	0.33
79	45.00	1.20	1258.04	1258.53	1258.35	1258.55	0.0036	0.66	6.11	0.38
80	40.00	1.20	1258.03	1258.50	1258.35	1258.53	0.0056	0.79	5.27	0.47
81	35.00	1.20	1258.02	1258.36	1258.36	1258.47	0.0287	1.46	3.85	1.01

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Eje Hidráulico Q = 1.2 m^3/s (Caudal Máximo Canalón) – Situación con proyecto (Continuación)

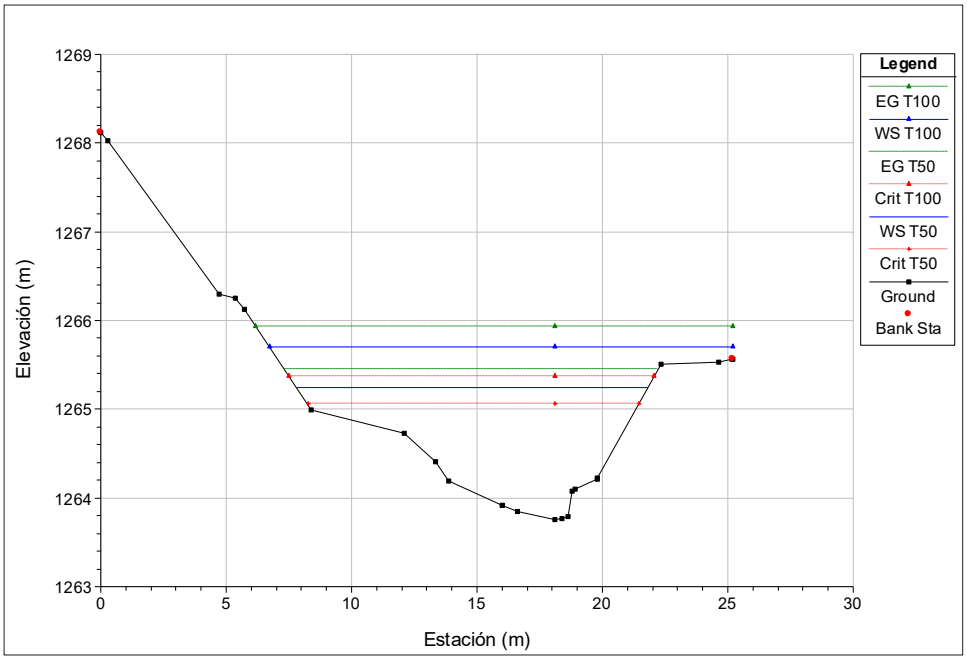
82	30.00	1.20	1258.01	1258.31	1258.19	1258.33	0.0049	0.68	7.07	0.43
83	25.00	1.20	1257.98	1258.29	1258.16	1258.31	0.0034	0.59	7.80	0.37
84	20.00	1.20	1257.99	1258.26	1258.17	1258.28	0.0067	0.74	7.36	0.50
85	15.00	1.20	1257.96	1258.20	1258.15	1258.24	0.0108	0.86	7.11	0.62
86	10.00	1.20	1257.91	1258.13	1258.09	1258.18	0.0140	0.96	6.60	0.71

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

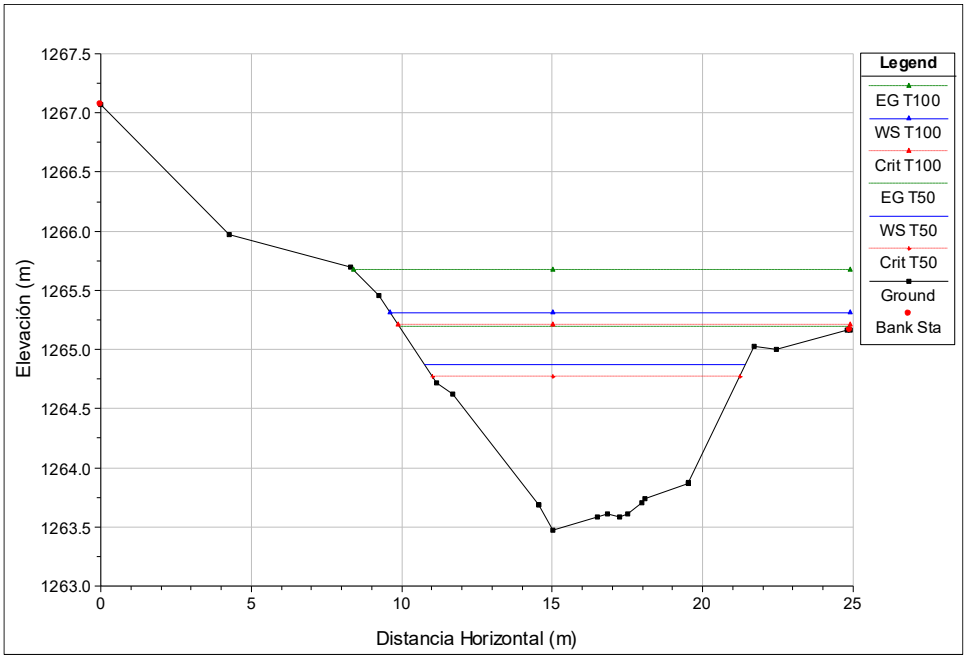
ANEXO N°2.8

MODELACIÓN HEC-RAS: SECCIONES TRANSVERSALES SITUACIÓN SIN PROYECTO, T = 50 y 100 AÑOS

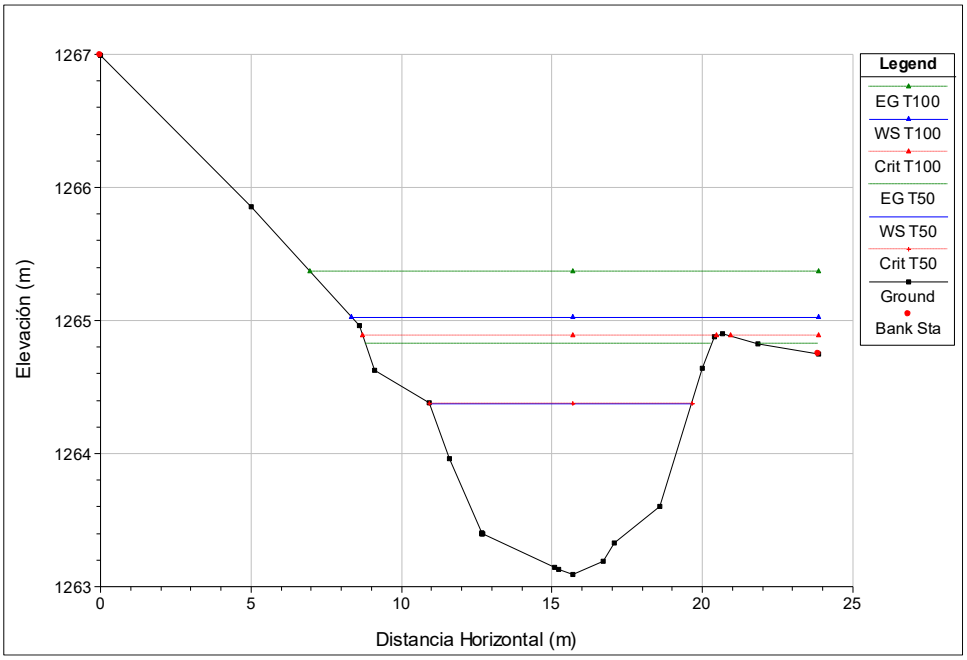
ESTACIÓN : 425



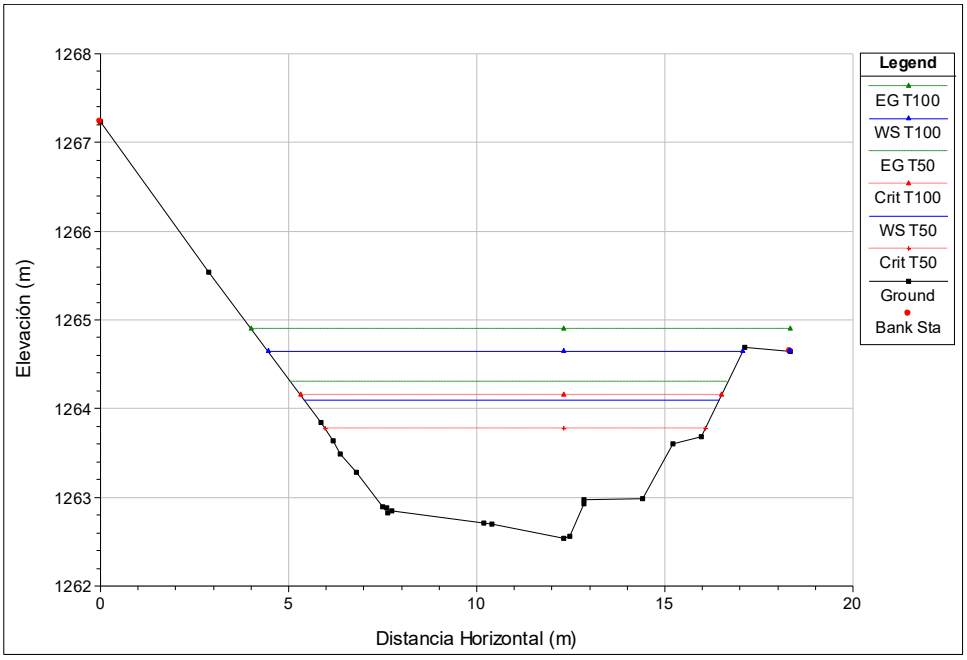
ESTACIÓN : 400



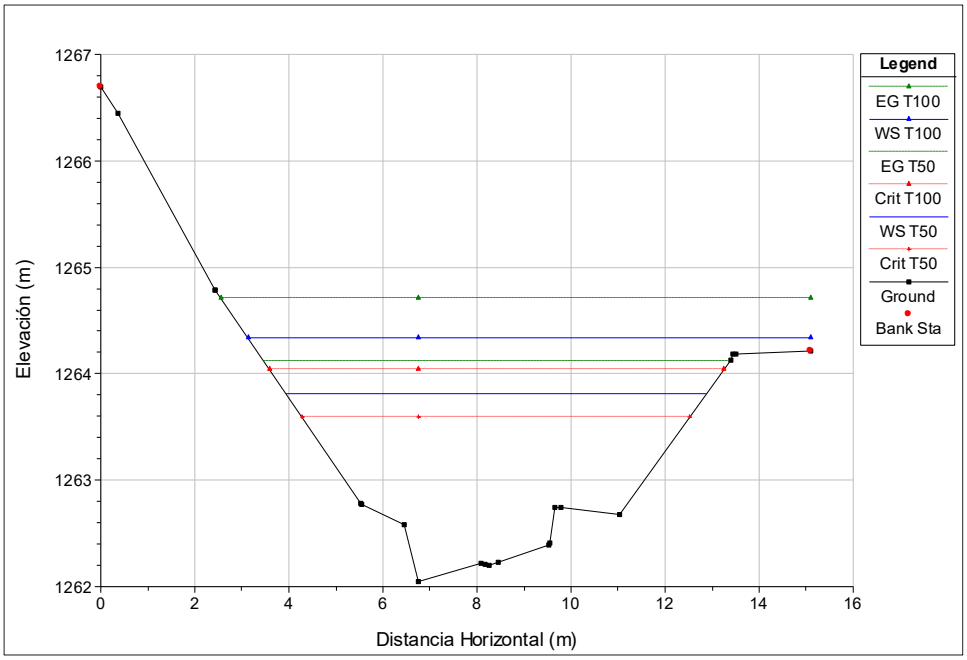
ESTACIÓN : 375



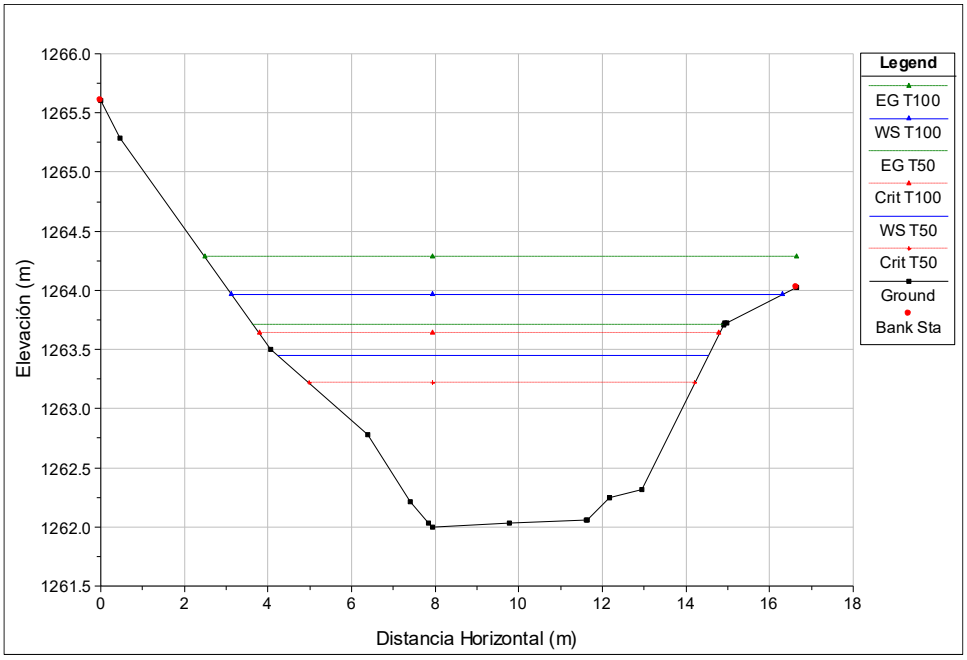
ESTACIÓN : 350



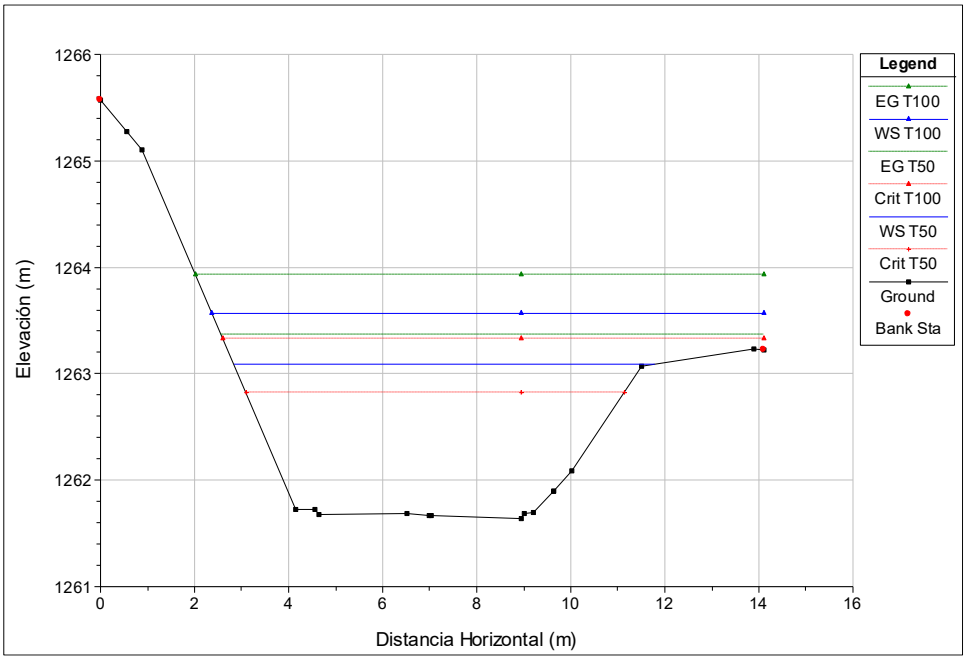
ESTACIÓN : 325



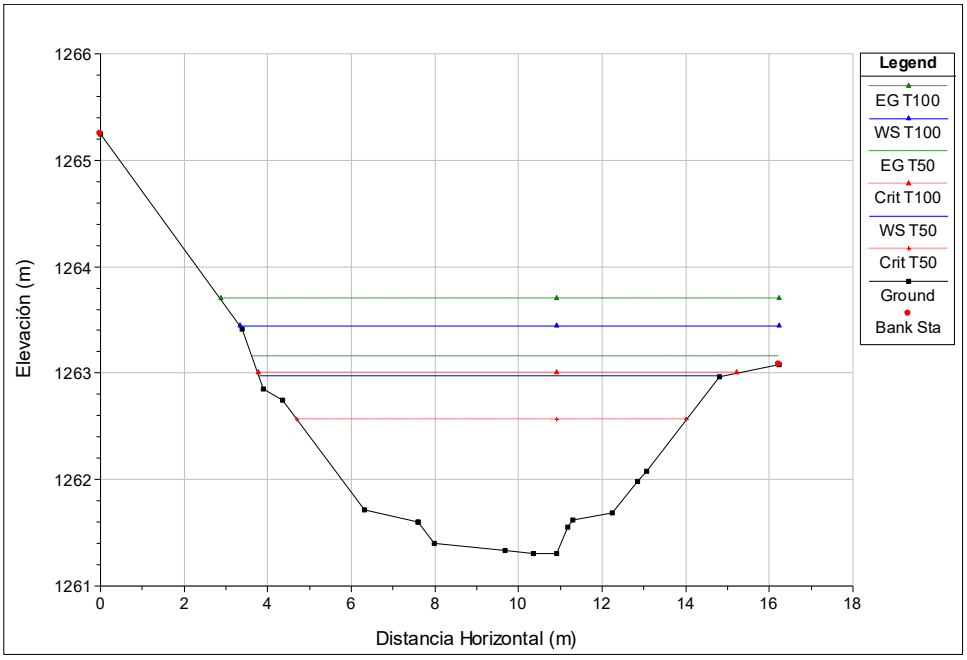
ESTACIÓN : 300



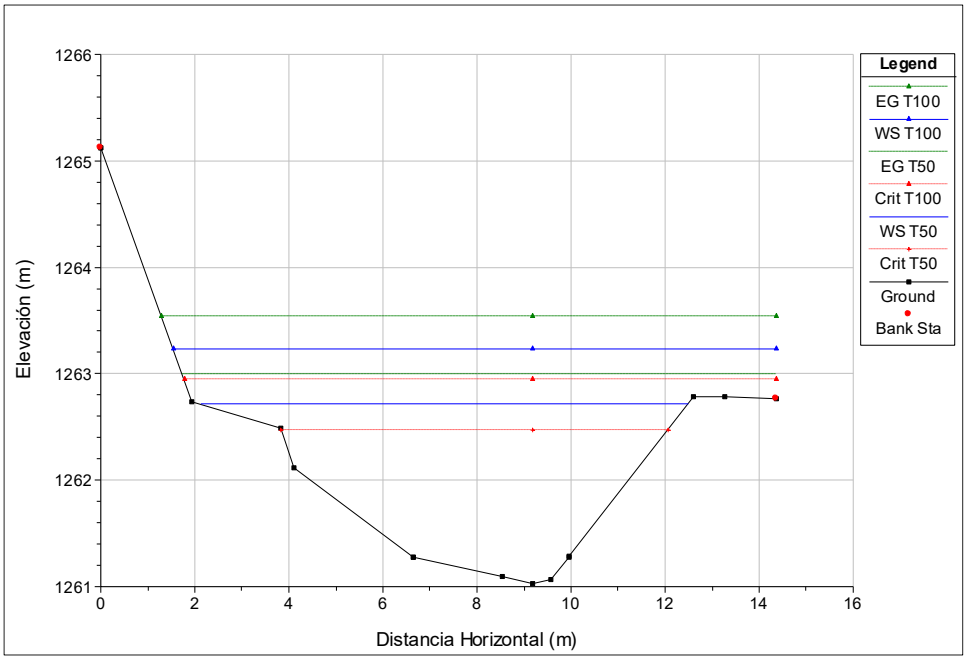
ESTACIÓN : 275



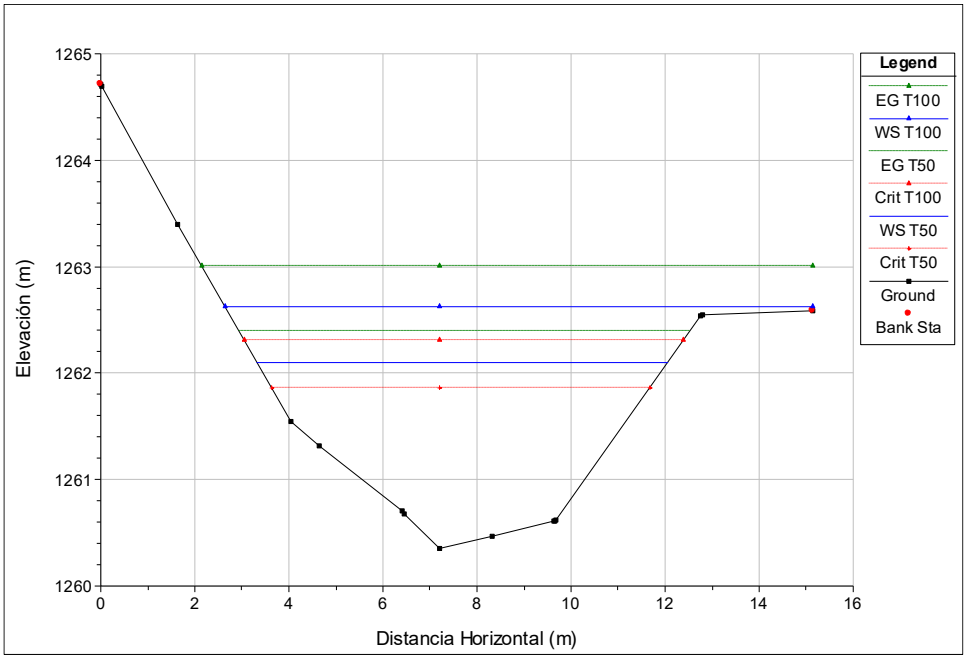
ESTACIÓN : 250



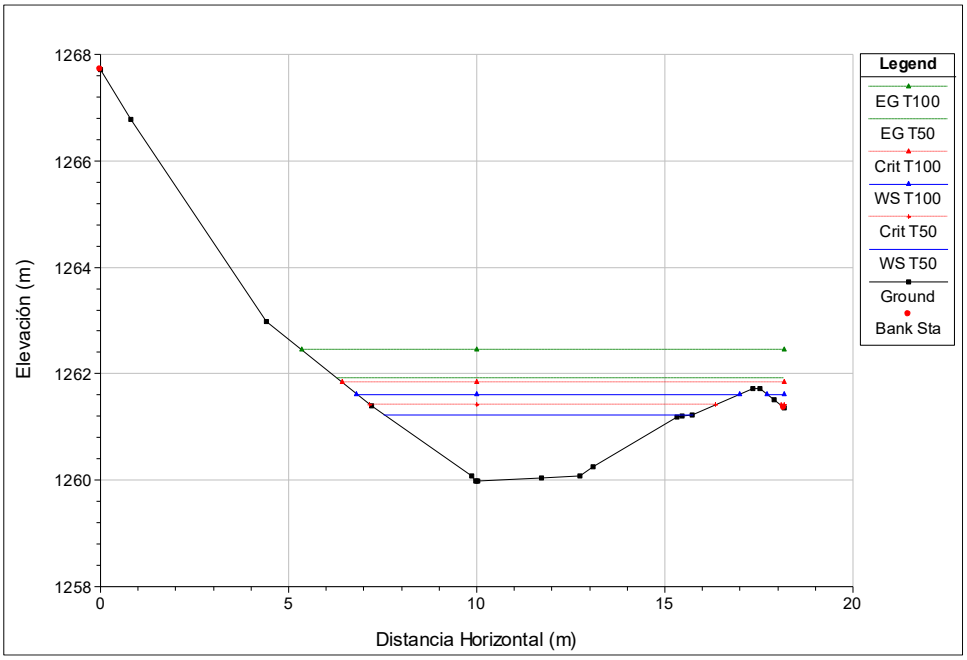
ESTACIÓN : 225



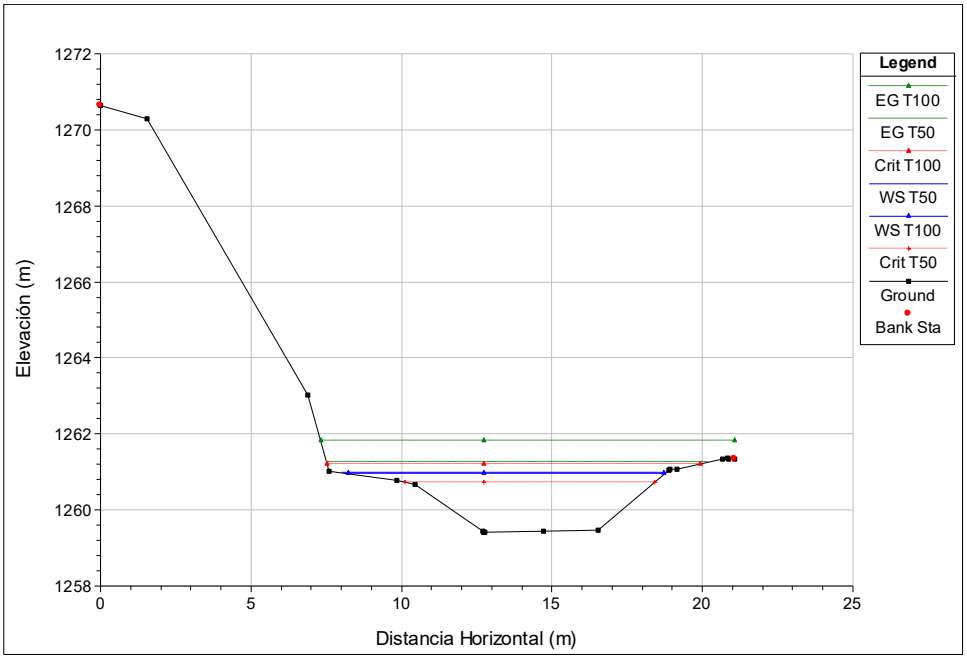
ESTACIÓN : 200



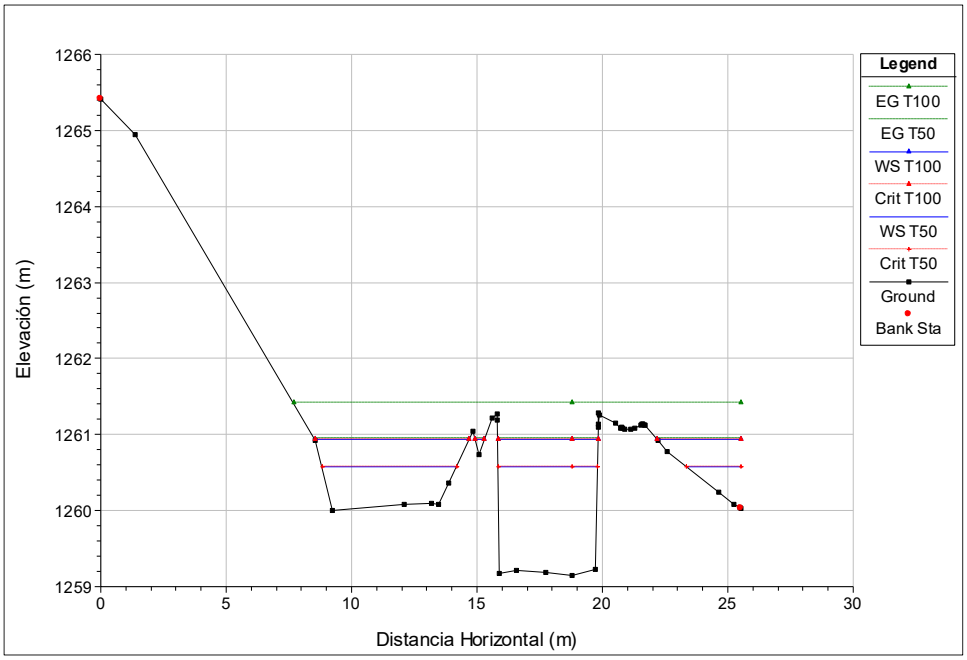
ESTACIÓN : 175



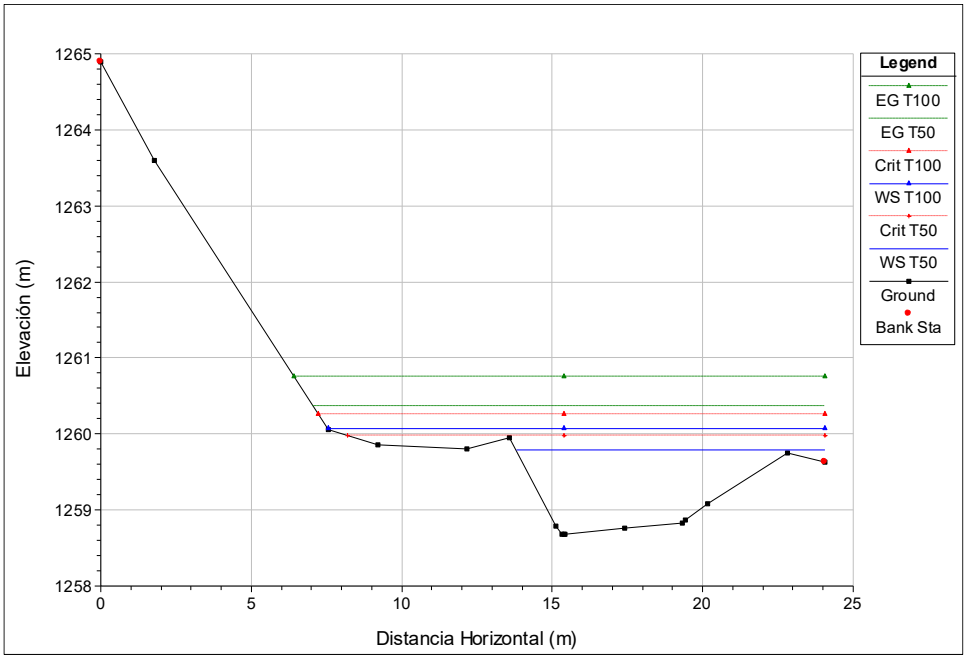
ESTACIÓN : 150



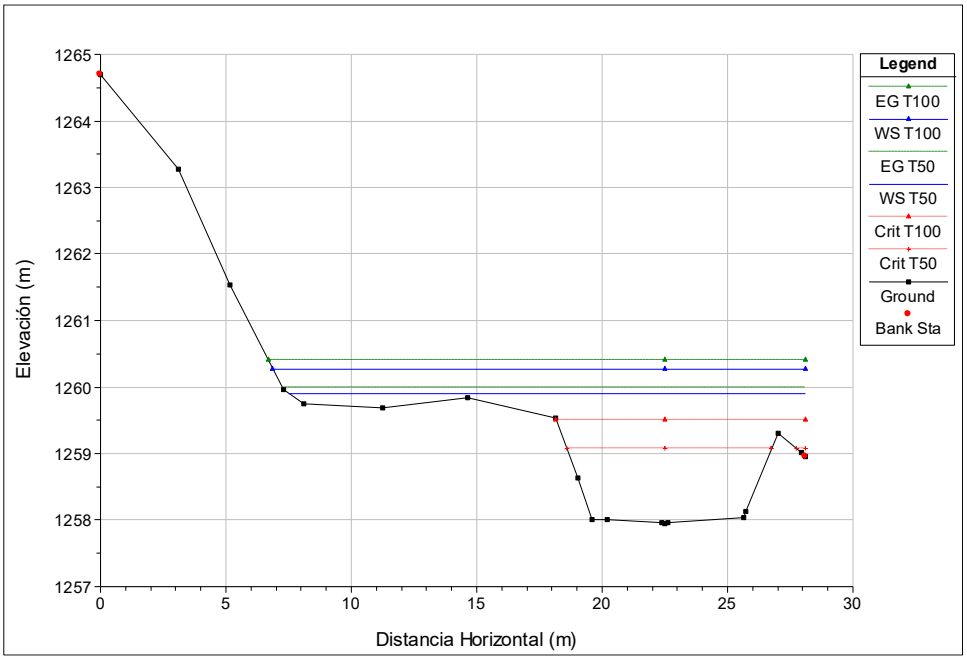
ESTACIÓN : 125



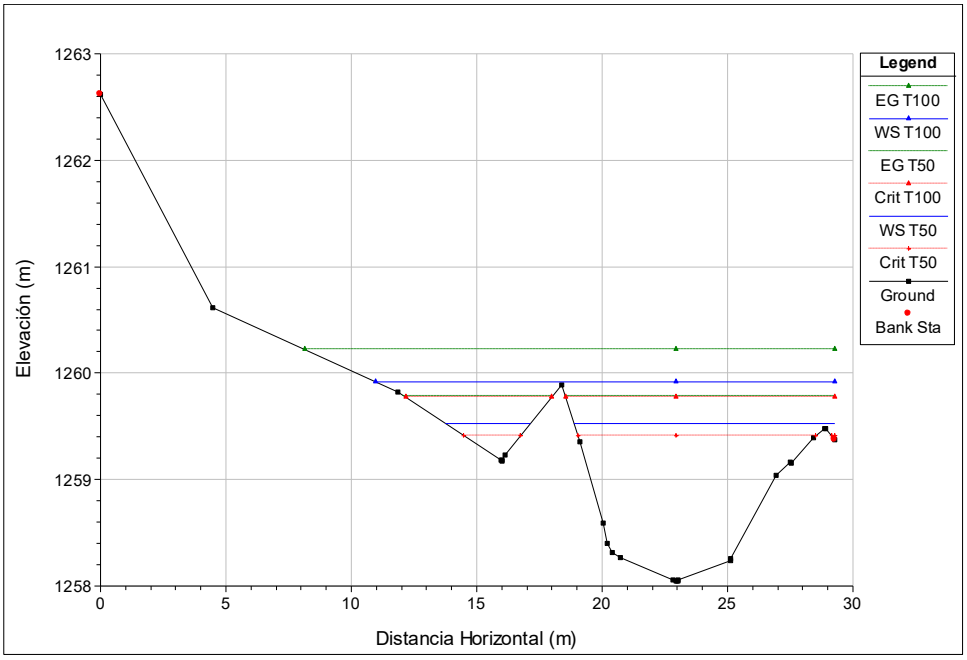
ESTACIÓN : 100



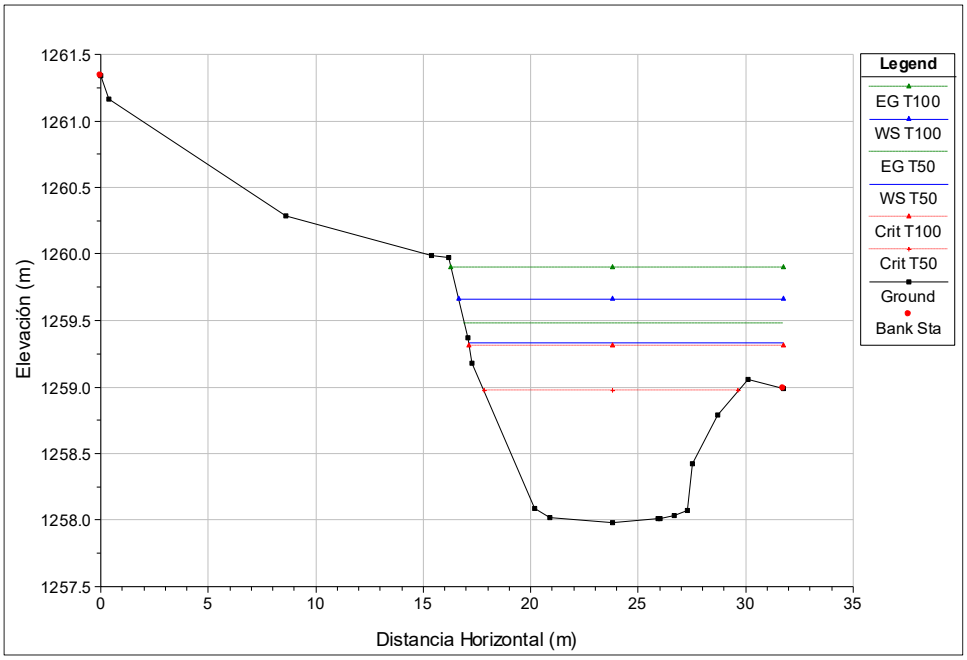
ESTACIÓN : 75



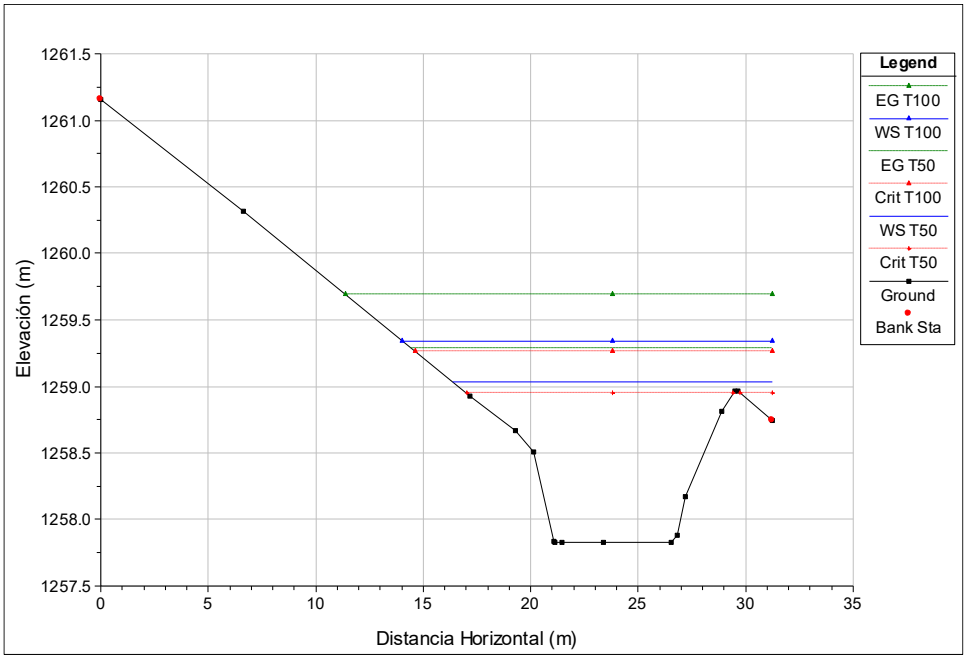
ESTACIÓN : 50



ESTACIÓN : 25



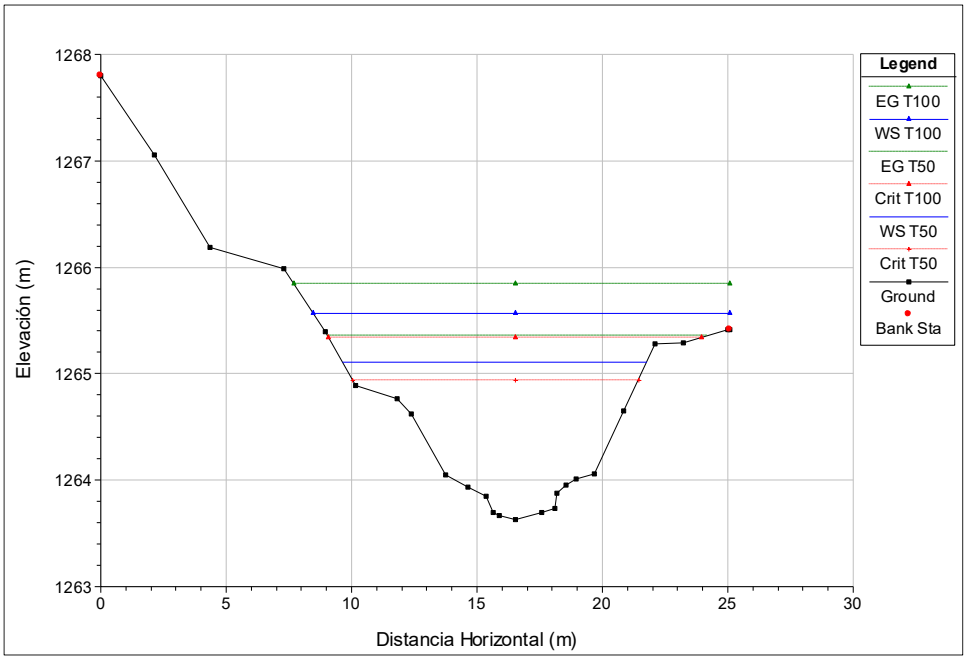
ESTACIÓN : 2



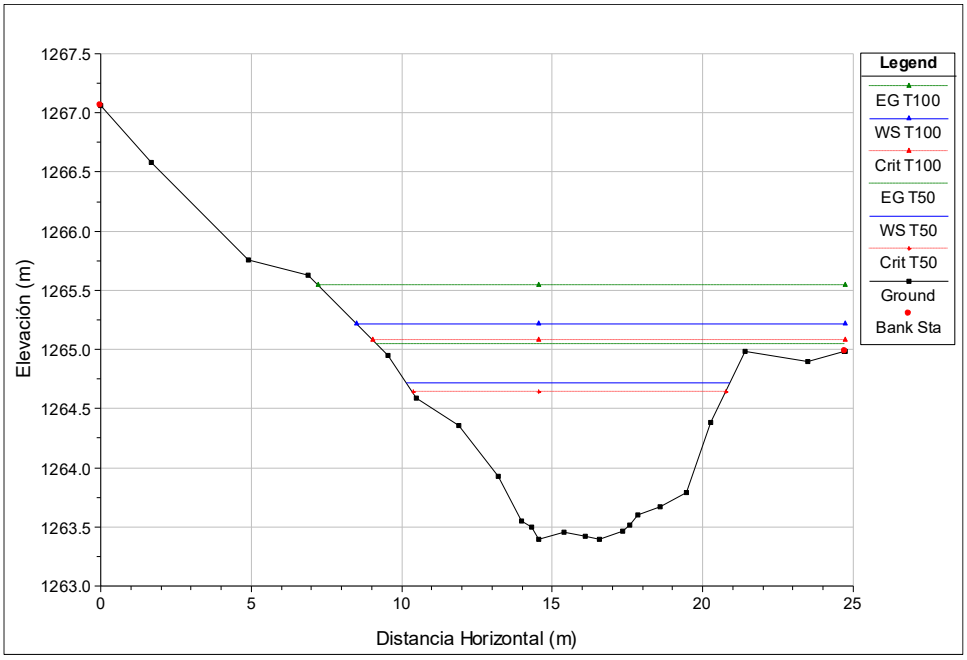
ANEXO N°2.9

MODELACIÓN HEC-RAS: SECCIONES TRANSVERSALES SITUACIÓN CON PROYECTO, T = 50 y 100 AÑOS

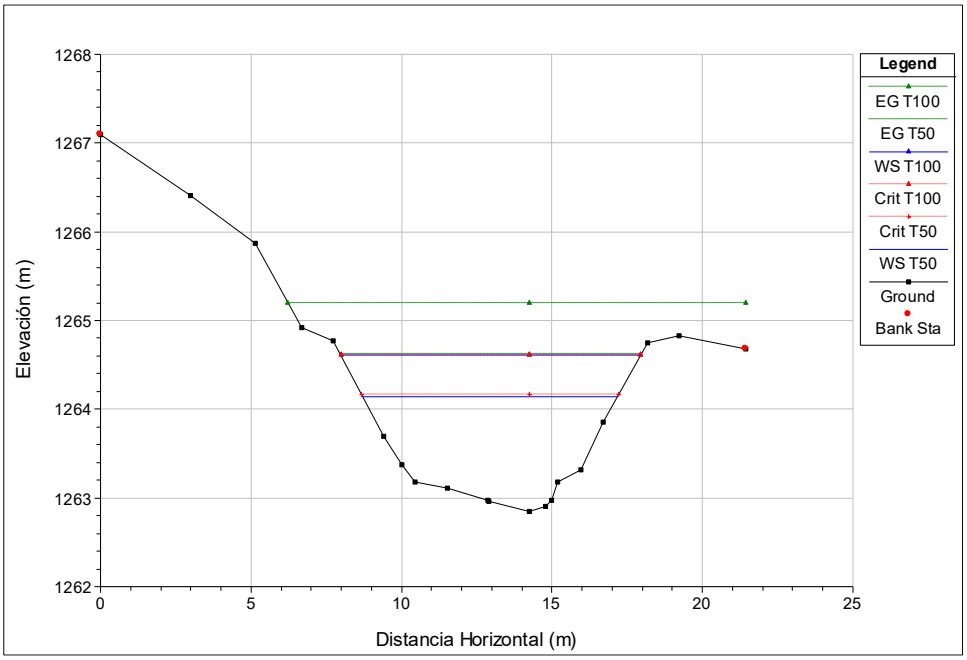
ESTACIÓN : 415



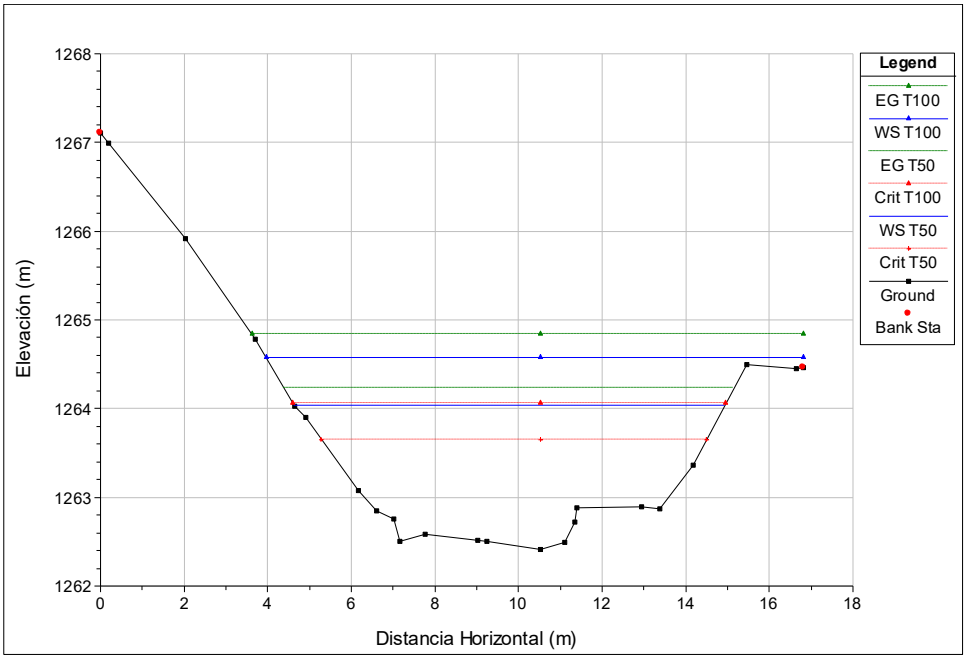
ESTACIÓN : 390



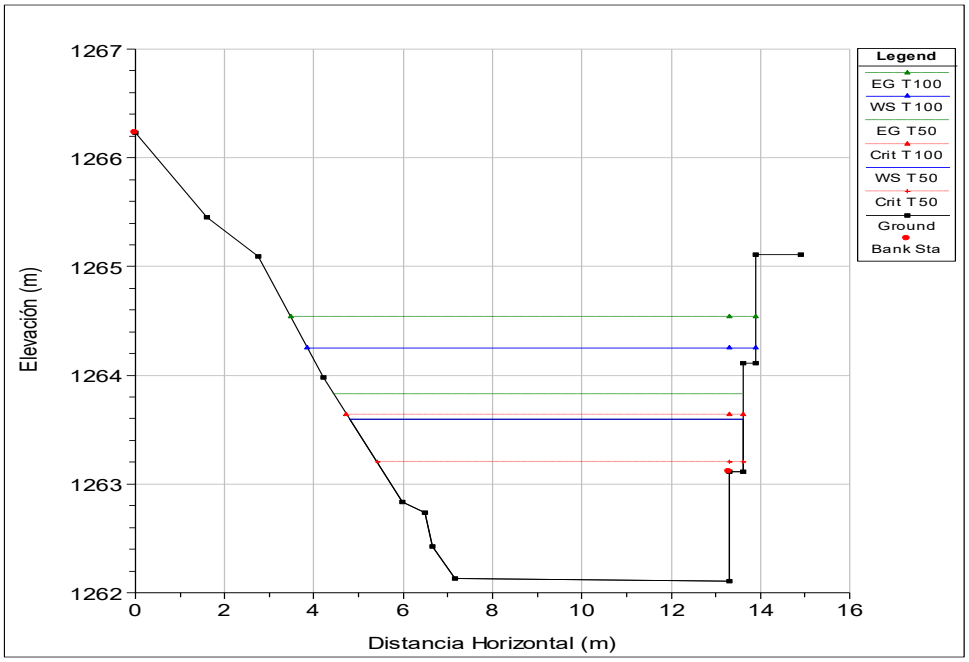
ESTACIÓN : 365



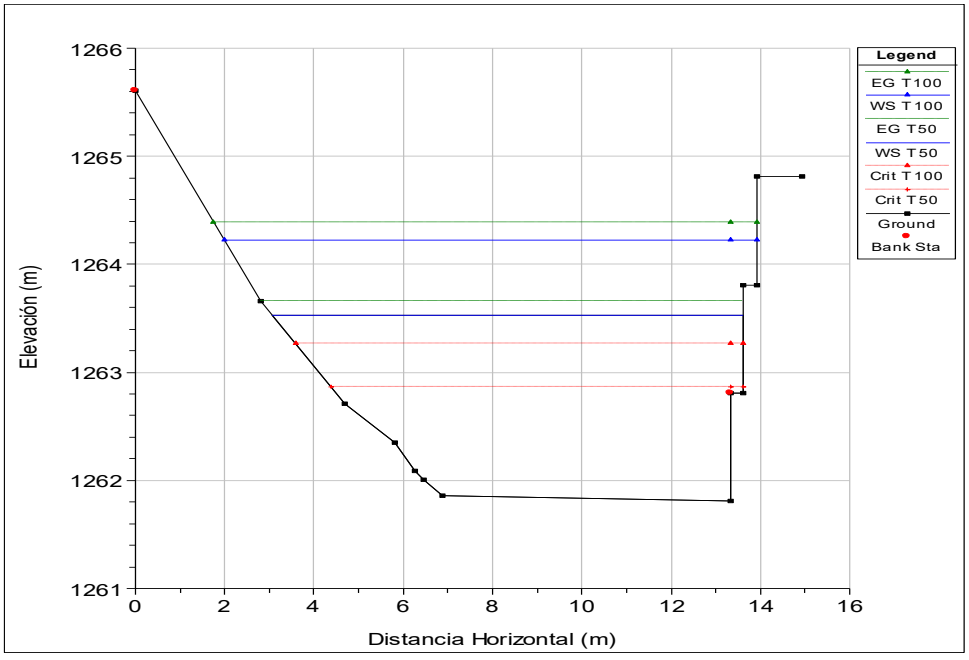
ESTACIÓN : 340



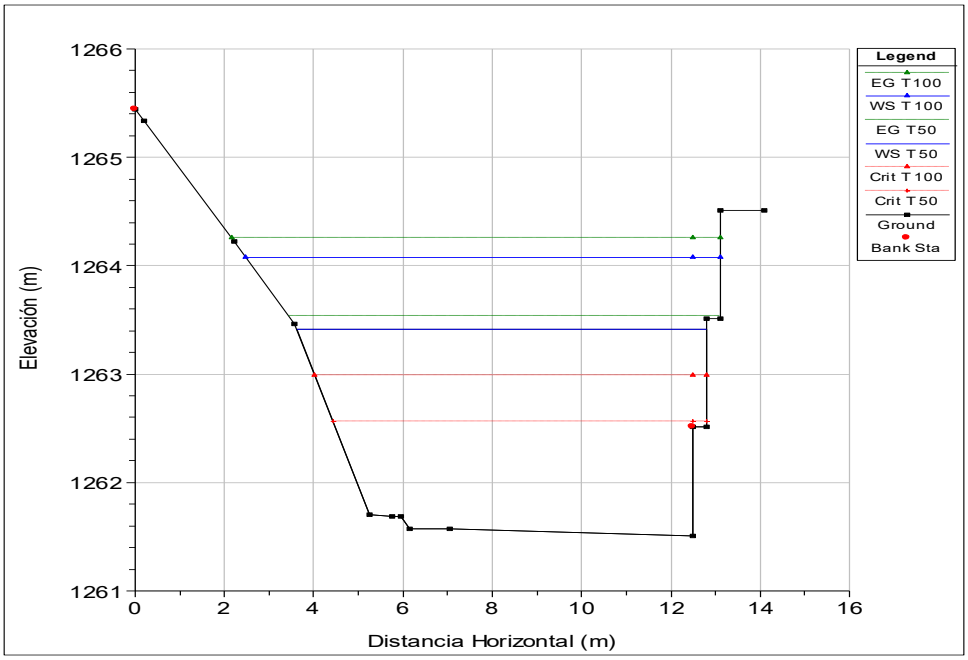
ESTACIÓN : 315



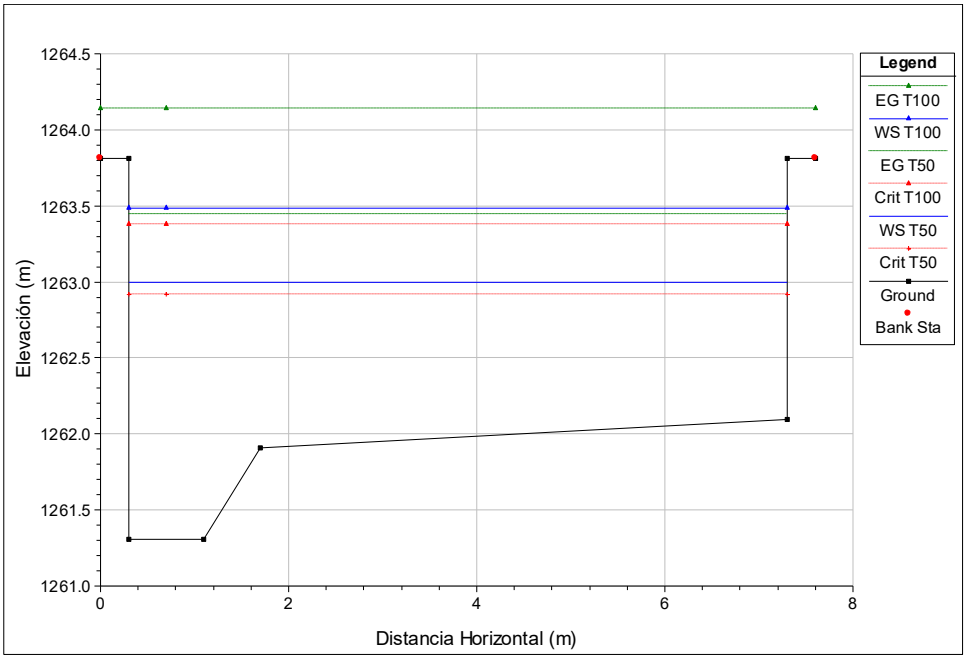
ESTACIÓN : 290



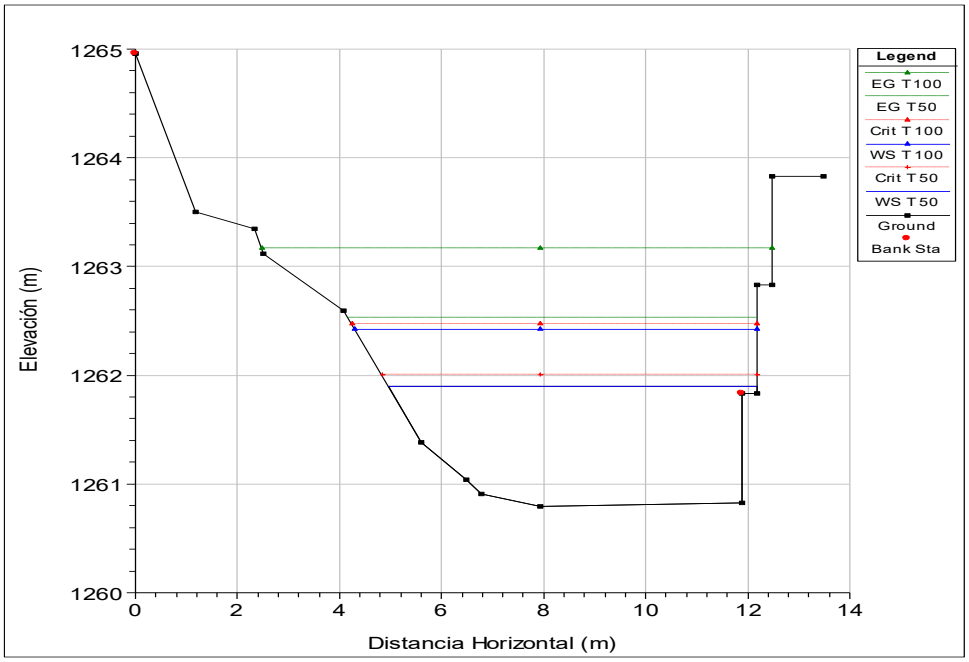
ESTACIÓN : 265



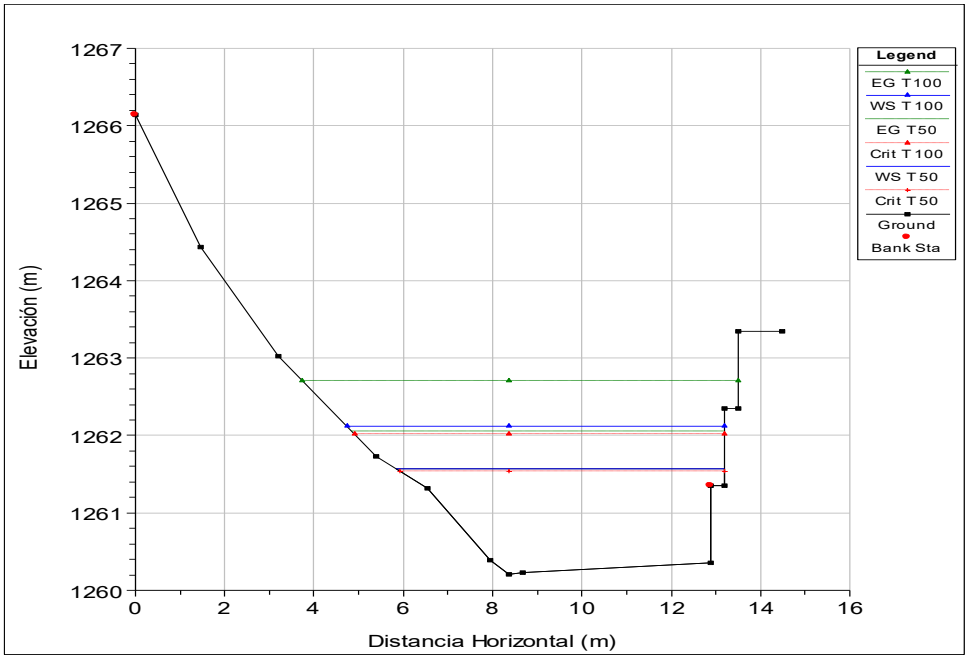
ESTACIÓN : 240.2



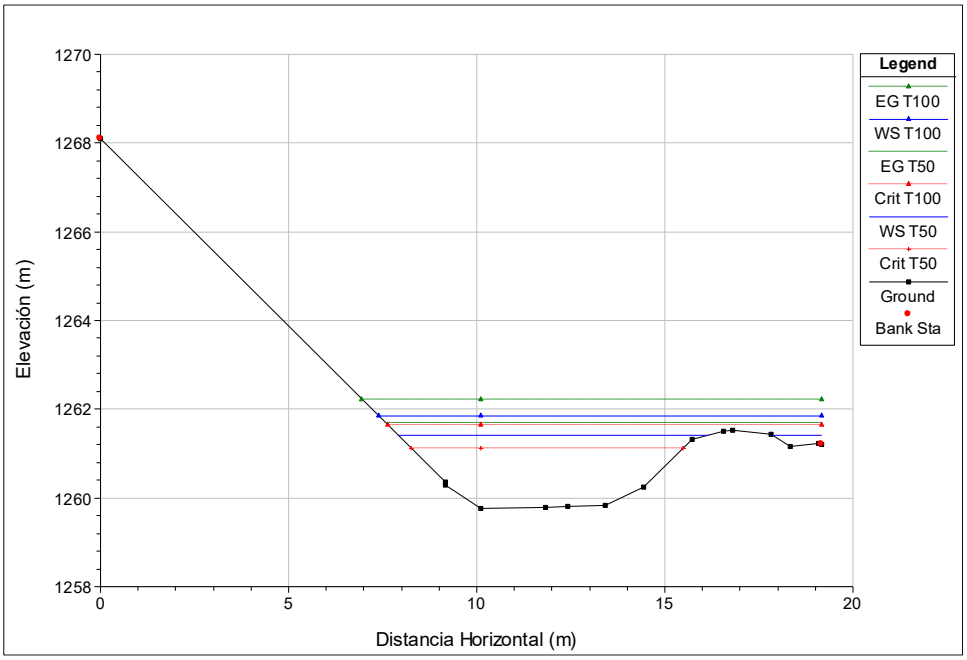
ESTACIÓN : 215



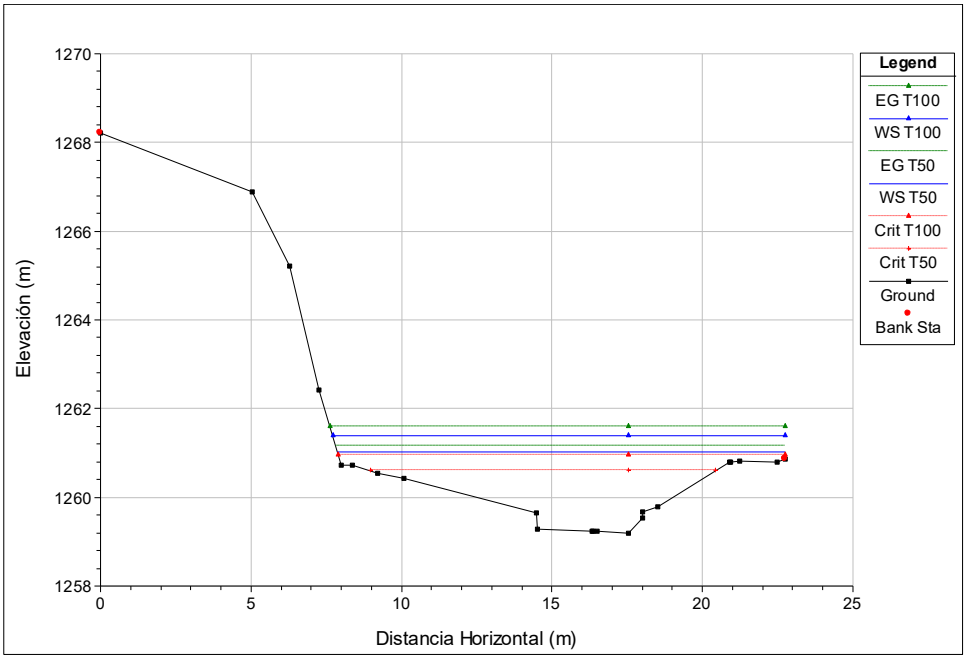
ESTACIÓN : 190



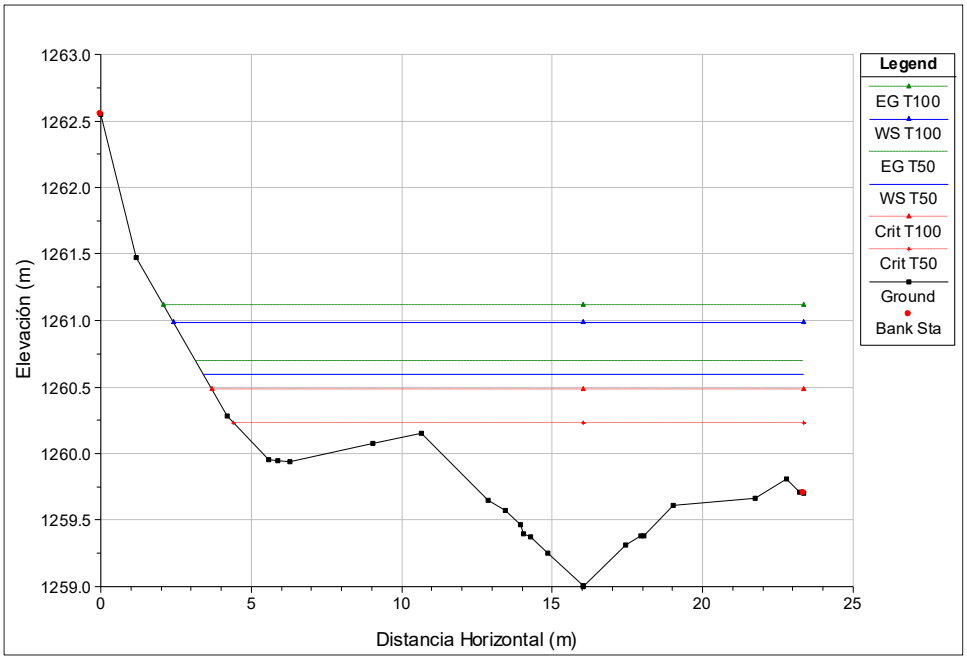
ESTACIÓN : 165



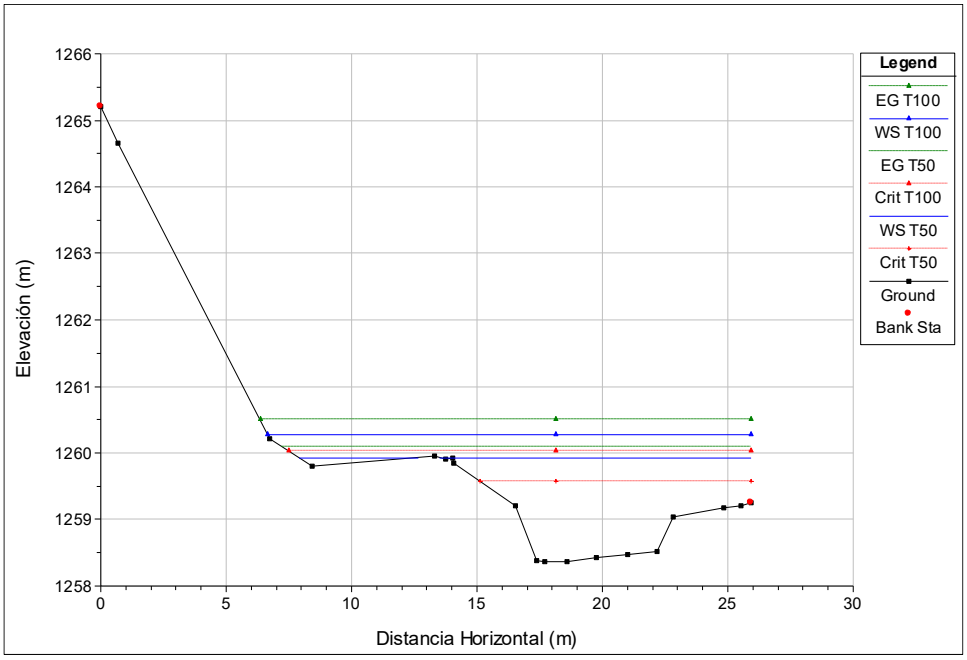
ESTACIÓN : 140



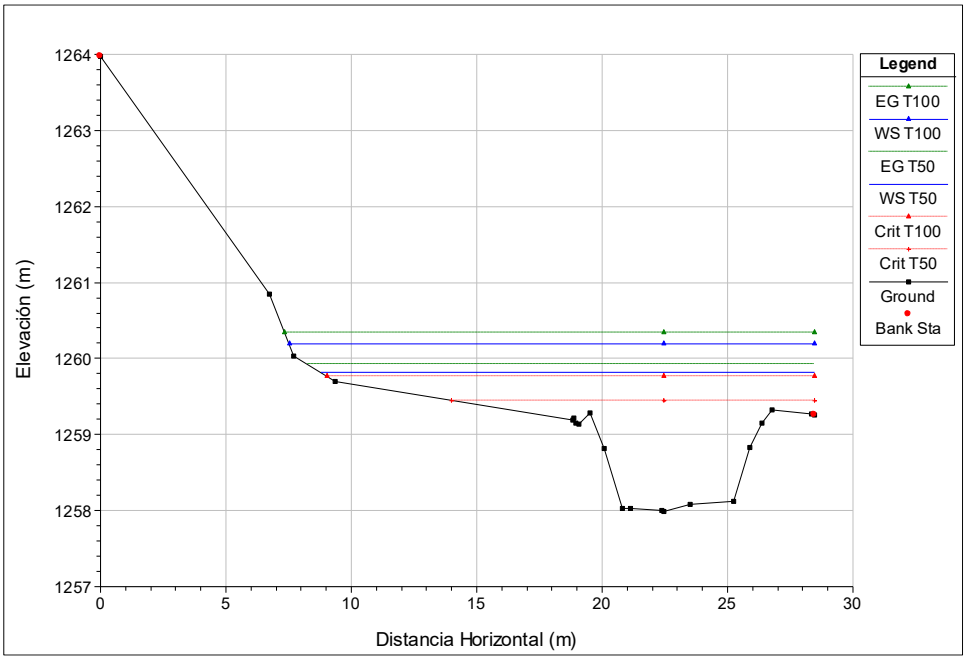
ESTACIÓN : 115



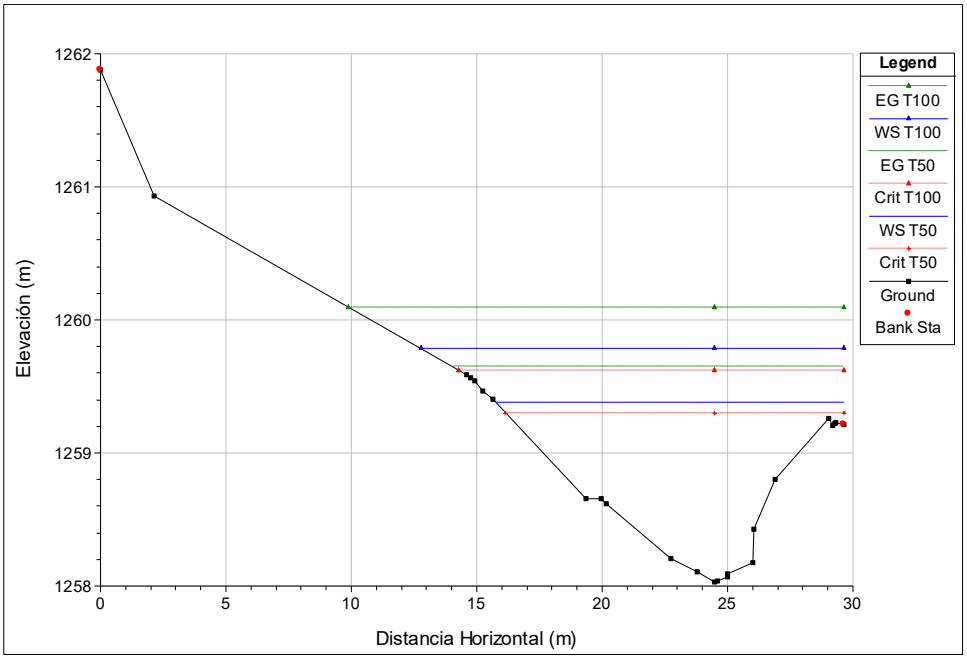
ESTACIÓN : 90



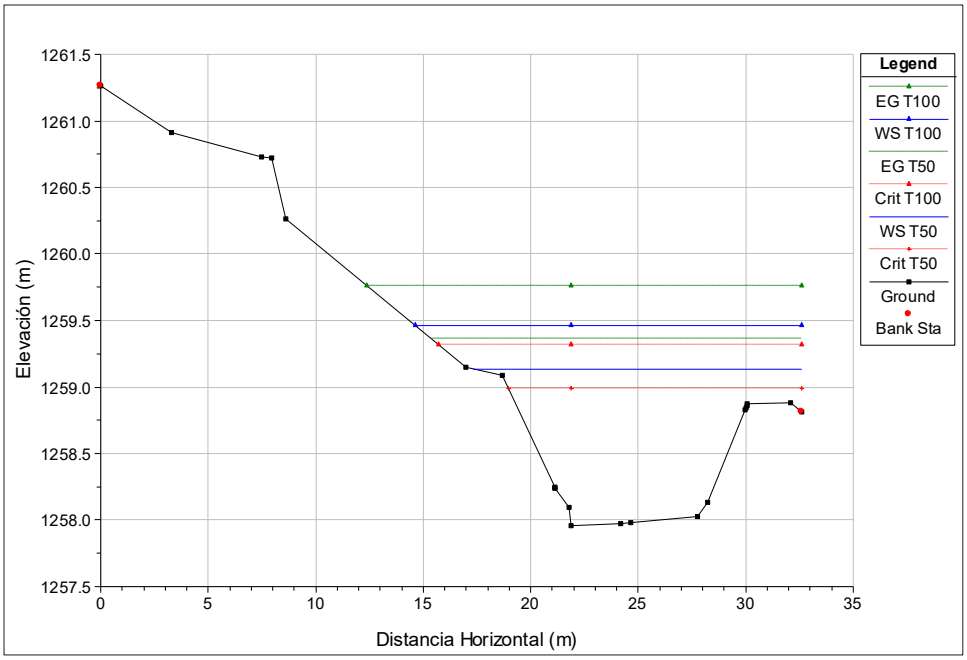
ESTACIÓN : 65



ESTACIÓN : 40



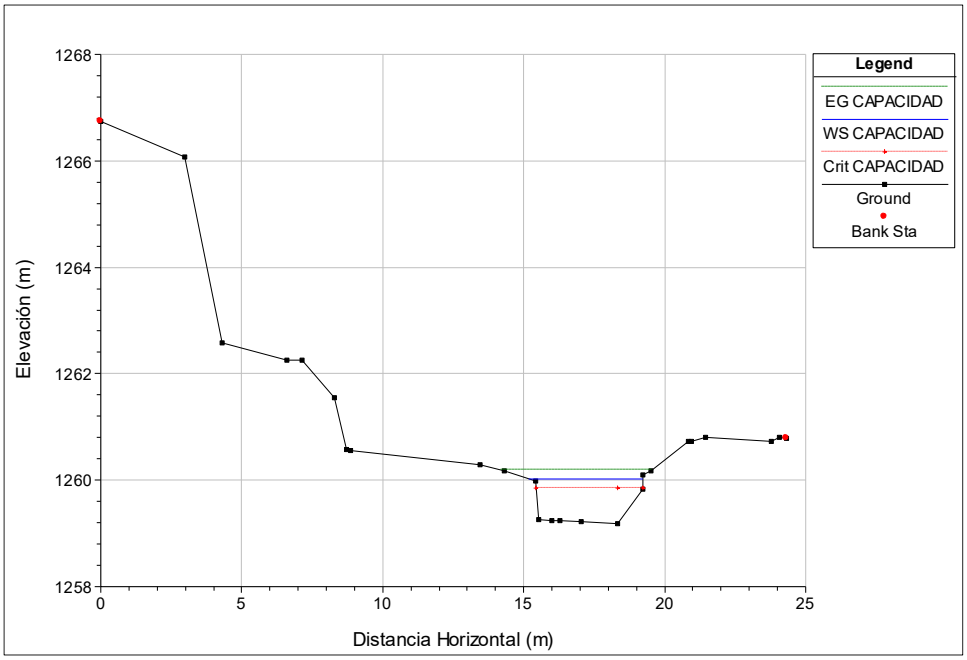
ESTACIÓN : 15


Legend
EG T100
WS T100
EG T50
Crit T100
WS T50
Crit T50
Ground
Bank Sta
Elevación (m)
Distancia Horizontal (m)
1261.5
1261.0
1260.5
1260.0
1259.5
1259.0
1258.5
1258.0
1257.5
0
5
10
15
20
25
30
35

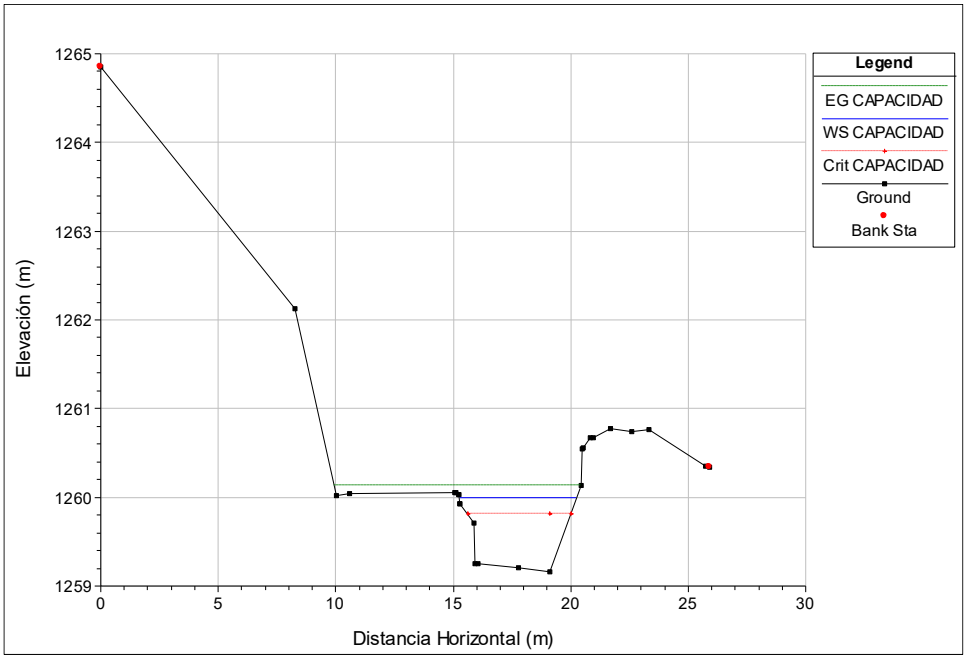
ANEXO N°2.10

MODELACIÓN HEC-RAS: SECCIONES TRANSVERSALES SITUACIÓN SIN PROYECTO, CAPACIDAD ESTACIÓN EXISTENTE

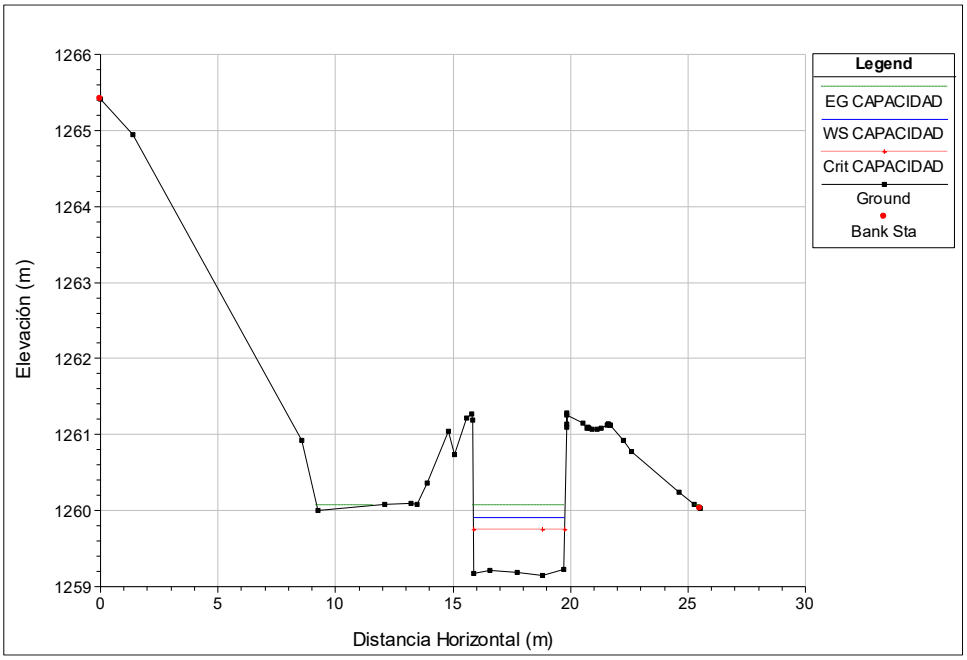
ESTACIÓN : 135



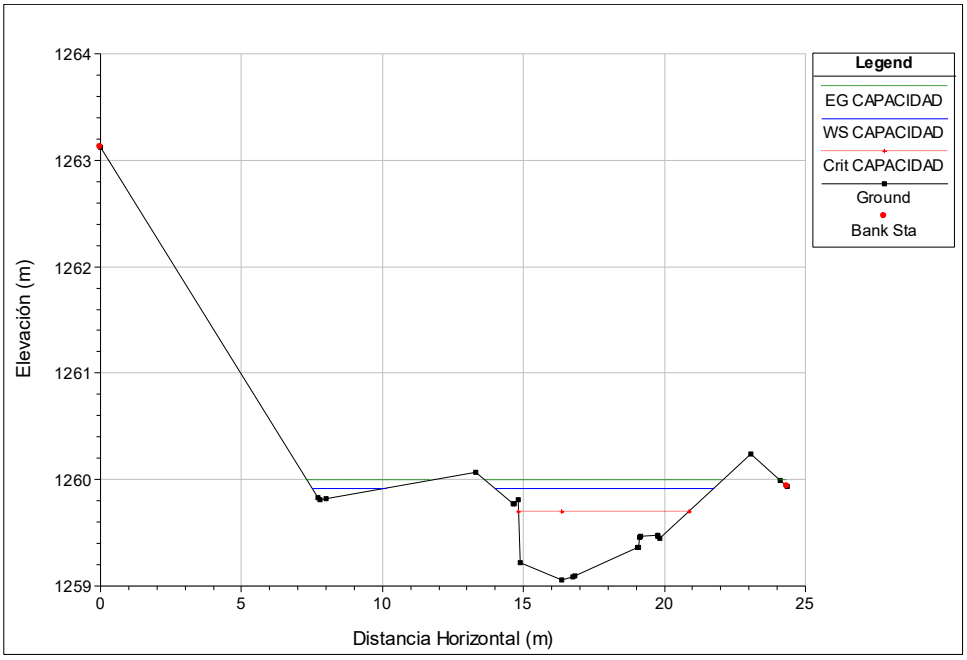
ESTACIÓN : 130



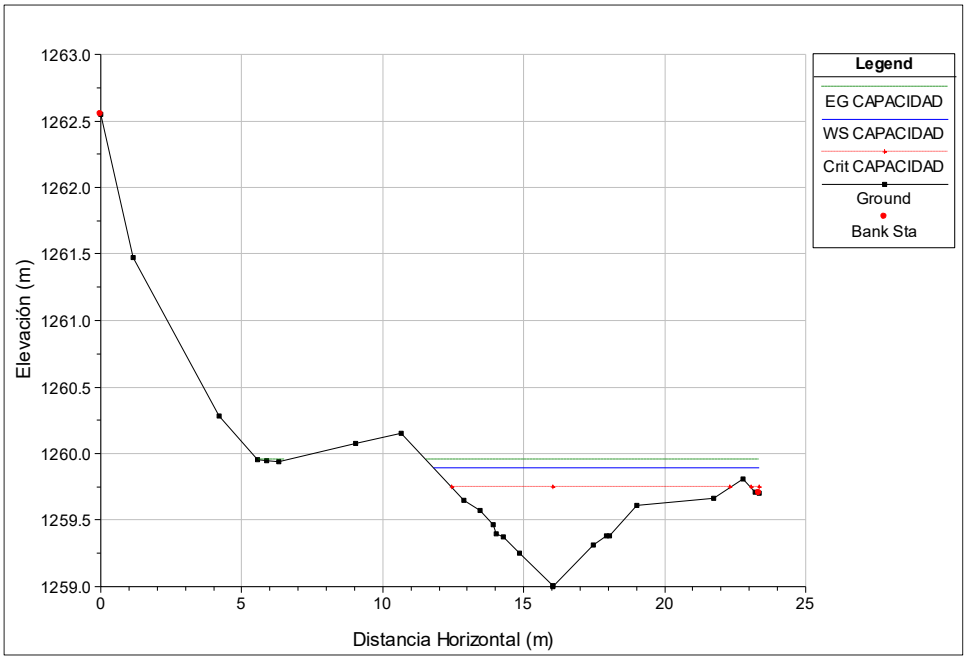
ESTACIÓN : 125



ESTACIÓN : 120



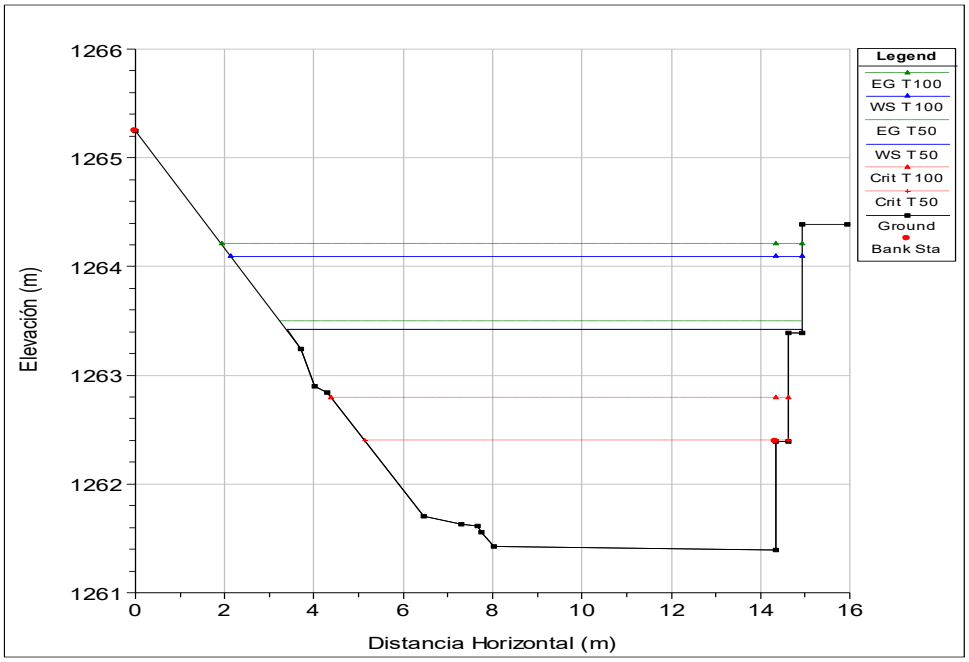
ESTACIÓN : 115



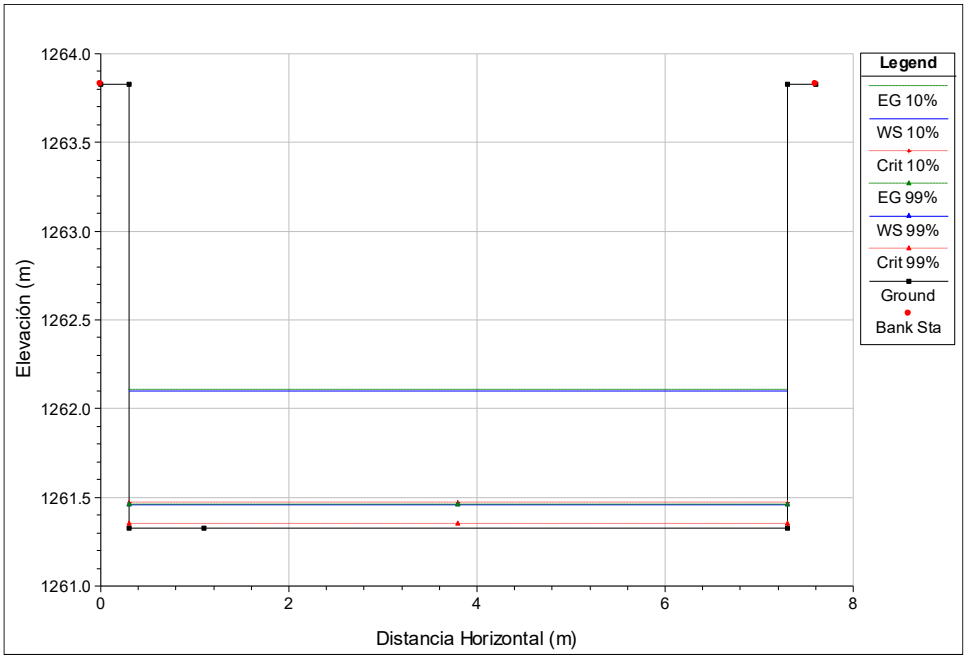
ANEXO N°2.11

MODELACIÓN HEC-RAS: SECCIONES TRANSVERSALES SITUACIÓN CON PROYECTO, CAUDALES MÍNIMO (PEXC=99%) Y MÁXIMO (PEXC=10%) CANALÓN DE ESTIAJE

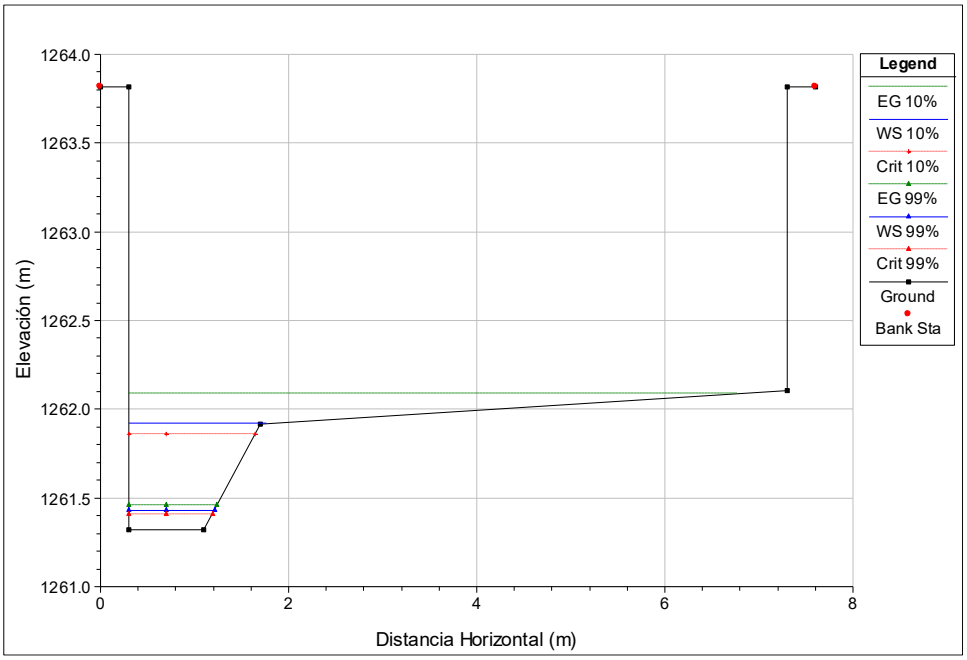
ESTACIÓN : 251.87



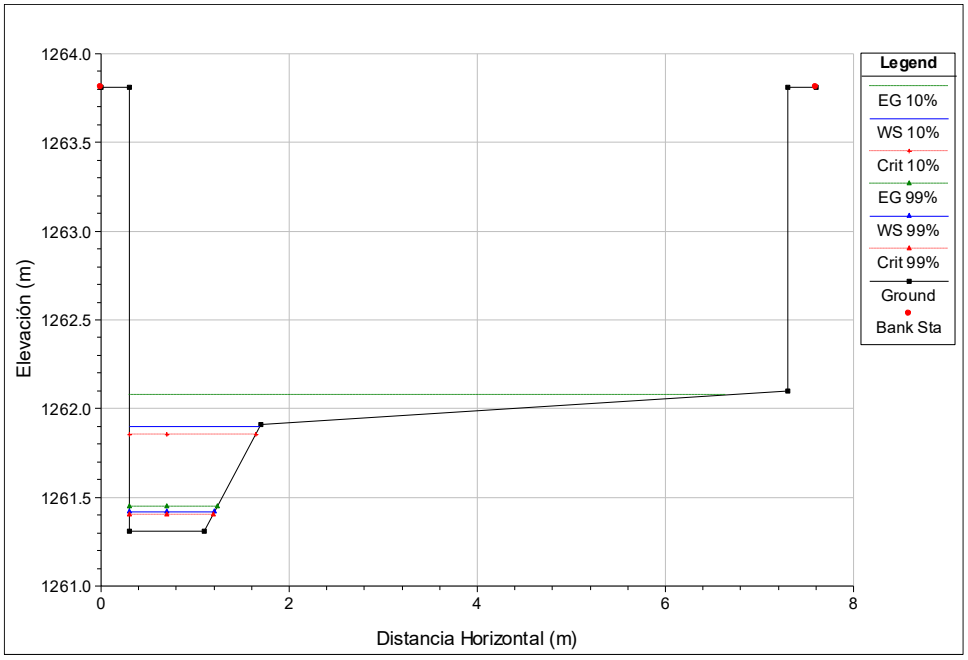
ESTACIÓN : 246.87



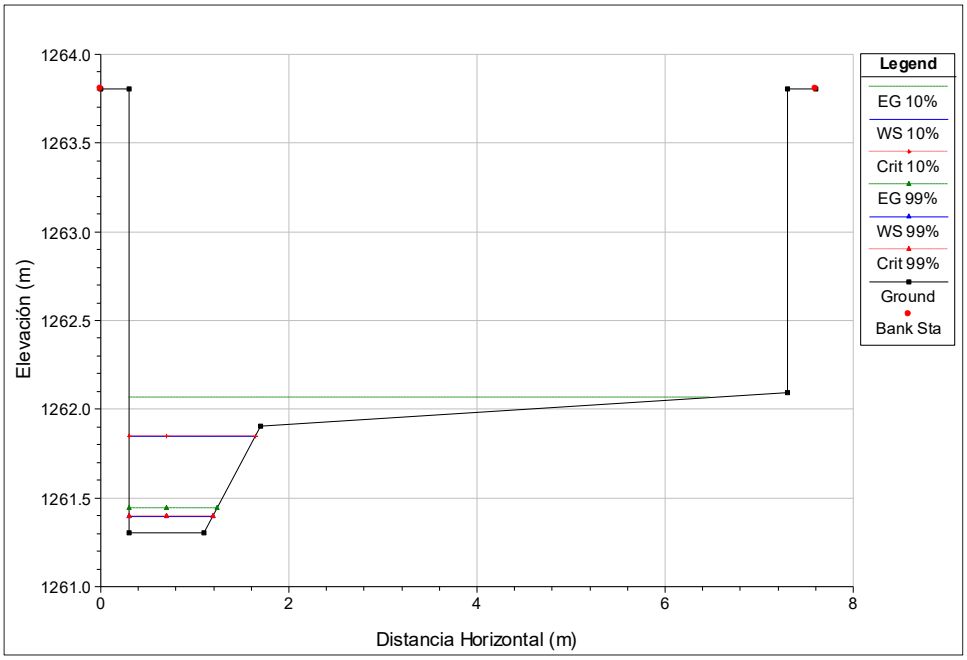
ESTACIÓN : 243.53



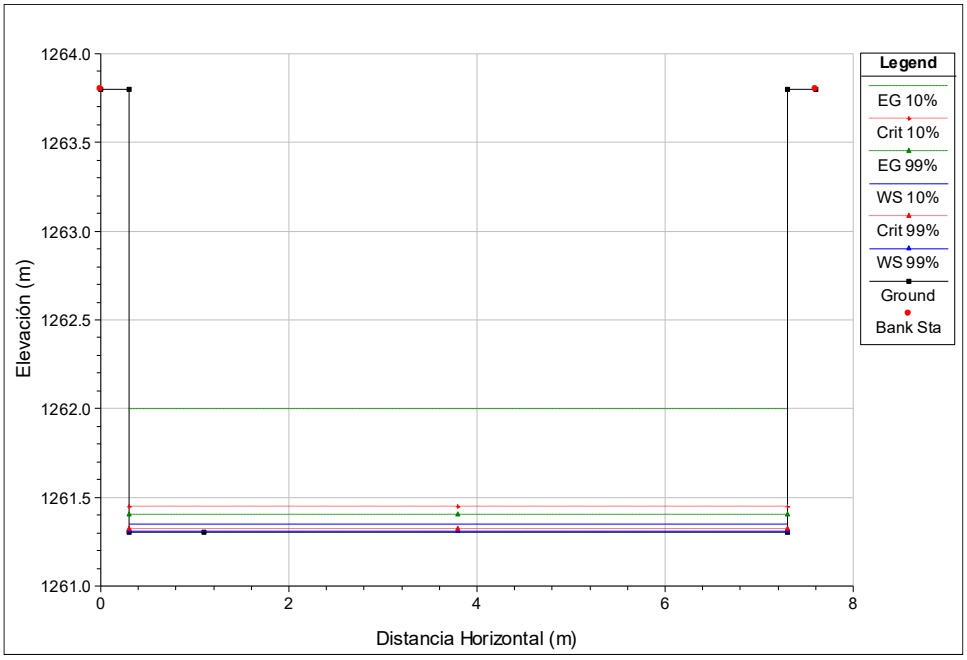
ESTACIÓN : 240.2



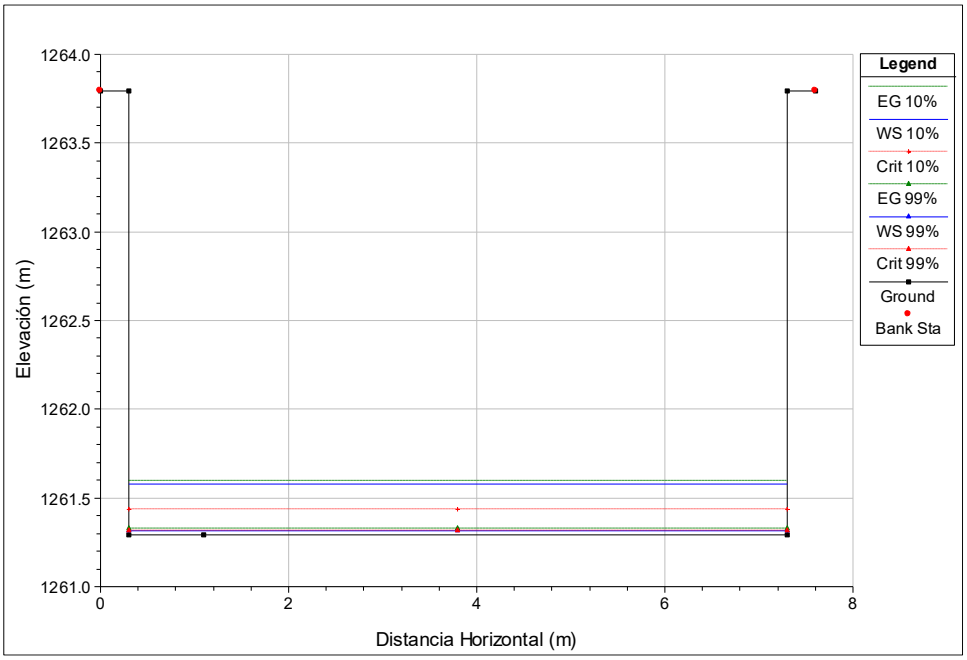
ESTACIÓN : 238.53



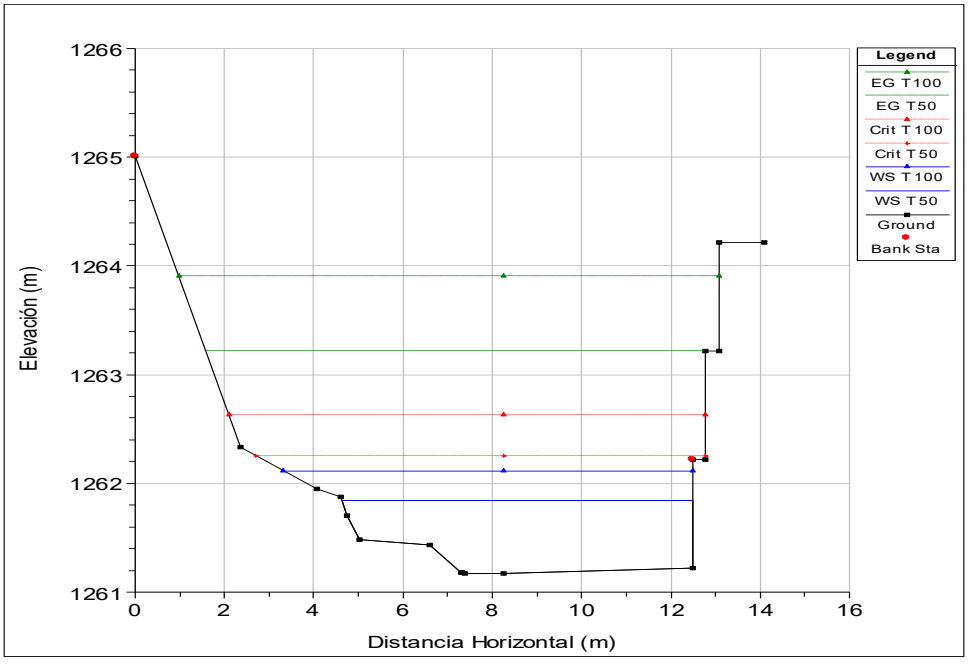
ESTACIÓN : 236.87



ESTACIÓN : 233.867



ESTACIÓN : 231.87



ANEXO N°2.12

SOCAVACIÓN GENERAL CON ACORAZAMIENTO. STOWHAS, KAMANN Y SOTO. XIV CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA (1999)

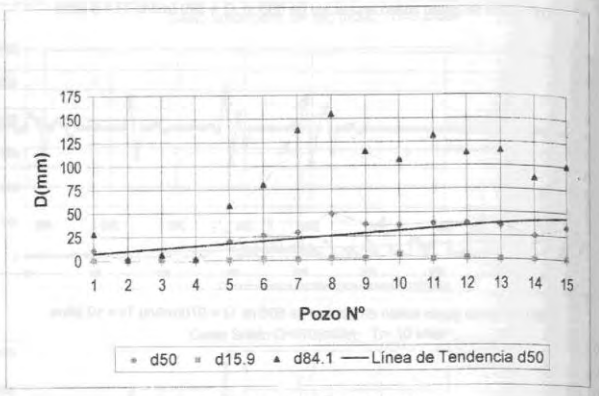


Figura Nº4: Diámetros Característicos

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

XIV CONGRESO CHILENO DE HIDRAULICA

SOCAVACION GENERAL CON ACORAZAMIENTO

LUDWIG STOWHAS B. (1)
PEDRO KAMANN CH.(2)
CRISTIAN SOTO T. (3)

RESUMEN

Se presenta un método para la estimación de la socavación general, que se deduce teóricamente a partir del concepto de esfuerzos tangenciales críticos y que considera adicionalmente en forma explícita, el efecto de acorazamiento del cauce.

El método propuesto se compara con otros métodos de frecuente aplicación en Chile, como son los propuestos por Neill y Litschvan-Lebediev, además del método de Froehlich, de reciente data, que también considera en forma explícita el efecto de acorazamiento en el cauce.

La aplicación del método propuesto se realiza para los Esteros de Viña del Mar y Estero Reñaca, para las crecidas de período de retorno de T=200 años y T=100 años respectivamente.

(1) Ingeniero Civil, Departamento de Obras Civiles,
Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso.
(2) Ingeniero Civil USM, 4C Ingenieros LTDA.
(3) Egresado de Ingeniería Civil USM, 4C Ingenieros LTDA.

1.- INTRODUCCIÓN

Existen diversas fórmulas que han sido propuestas en la bibliografía, para el cálculo de socavación general en cauces lateralmente confinados, siendo las de mas frecuente aplicación en Chile, los métodos propuestos por Neill y Litschvan-Lebediev(1). Estos métodos, aún cuando se establecen para un diámetro representativo del material del lecho, no consideran, al menos explícitamente, el efecto de acorazamiento del cauce que se produce en lechos de granulometría extrendida, de ocurrencia común en ríos chilenos, por lo que tienden a sobreestimar, especialmente el método de Neill, las magnitudes de socavación.

En el presente trabajo se presenta un método, análogo a los propuestos por Vega(2) y Froehlich (3), basado en los conceptos de esfuerzos tangenciales críticos de Shields(4), que considerando en forma explícita el efecto de acorazamiento del lecho, ha sido utilizado con éxito en la estimación de profundidades de socavación.

2.- FORMULACION DEL METODO PROPUESTO.

Aplicando los conceptos básicos de equilibrio de fuerzas actuando sobre una partícula de un lecho de fondo móvil, es posible establecer la conocida relación de Shields(4), según la cual es posible establecer la existencia de una relación adimensional entre los esfuerzos tangenciales críticos que inician el movimiento incipiente de la partícula, y el Número de Reynolds, expresado en términos de la velocidad de fricción v*.

Funcionalmente esta relación es del tipo,

$$\frac{\tau_{cr}}{d*(\gamma_s-\gamma)} = f\left(\frac{v^**d}{\nu}\right) \qquad (1)$$

Donde

τ_{cr} = Esfuerzo tangencial crítico
d = diámetro de la partícula
γ_s = peso específico del sólido
γ = peso específico del agua
v^* = velocidad de fricción
ν = viscosidad cinemática del agua

Para lecho rugoso o turbulencia totalmente desarrollada (Re>100), la función se independiza del número de Reynolds, tendiendo a ser una constante, para una granulometría y geometría dada. Se han propuesto valores para esta constante que oscilan entre 0.04 y 0.06. En el presente desarrollo, en consistencia con la fórmula propuesta por Meyer-Peters(5), se adopta el valor f=0.048.

Recordando que los esfuerzos tangenciales se evalúan por la relación,

$$\tau = \gamma * R * J \qquad (2)$$

Donde R= Radio hidráulico
J= pérdida de carga

Se obtiene la relación

$$d_c = \frac{J*R}{f*(\frac{\gamma_s}{\gamma}-1)} \qquad (3)$$

Adoptando para γs el valor 2650 kg/m3, para γ el valor 1000 Kg/m3 y el valor propuesto para f, se obtiene el valor,

$$d_c = 12.6*J*R \qquad (4)$$

Si ocurre sobre el lecho un escurrimiento de aguas claras con valores Jo y Ro, tales que el valor dc, dado por le expresión (4), supera el diámetro de las partículas del lecho, se producirá arrastre y socavación, hasta que se establezca el equilibrio dado por la expresión,

$$d = 12.6*J_f*R_f \qquad (5)$$

donde Jf y Rf son la pérdida de carga y radio hidráulicos finales de equilibrio.

Para un cauce natural con una geometría transversal en equilibrio, de acuerdo a lo propuesto por Maza(6), se puede aproximar la relación,

$$H = 1.16*R \qquad (6)$$

Donde H= profundidad hidráulica.

Suponiendo, por último, un escurrimiento de río, controlado por aguas abajo donde el cambio de las condiciones en la sección socavada, no afecte mayormente la cota o nivel del eje hidráulico, puede aceptarse, en primera aproximación, que la socavación media producida puede evaluarse como la diferencia entre las alturas hidráulicas inicial y final.

Matemáticamente,

$$S = H_f - H \qquad (7)$$

Reemplazando en (7) las ecuaciones (5) y (6), resulta,

$$S = \frac{d}{10.9 * J_f} - H \tag{8}$$

Planteando la continuidad de caudal a través de la relación de Manning, se obtiene la relación aproximada,

$$J_f = J * \left(\frac{n_f}{n}\right)^2 * \left(\frac{H}{H_f}\right)^{10/3} \tag{9}$$

Que reemplazada en (7) y (8) permite deducir la expresión para la socavación,

$$\frac{S}{H} = 2.78 * \left(\frac{J_0 * H_0}{d}\right)^{3/7} * \left(\frac{n_f}{n}\right)^{6/7} - 1 \tag{10}$$

2.1.- Socavación inicial.

La expresión anterior será válida mientras todas las granulometrías del lecho puedan ser arrastradas. En presencia de una granulometría extendida, se iniciará la formación de una coraza, cuando la condición de equilibrio representada por la ecuación (10) se cumpla para el diámetro máximo existente en el lecho (d=d100).

Luego, existirá una socavación inicial So, antes del inicio del acorazamiento, dada por la relación,

$$\frac{S_0}{H_0} = 2.78 * \left(\frac{J_0 * H_0}{d_{100}}\right)^{3/7} - 1 \tag{11}$$

despreciando el efecto de algún cambio de rugosidad .

2.2.- Formación de la coraza.

A medida que la profundidad de socavación progresa, con disminución progresiva de la velocidad y de la pérdida de carga, partículas cada vez menores se incorporarán a la formación de la coraza.

Para un volumen de control que ocupe un área superficial A, la tasa de variación del volumen de material no arrastrado, en función del avance de la profundidad de socavación, se puede expresar mediante la relación,

$$\frac{dV_n}{dS} = p(d > d_c(S)) * A \tag{12}$$

donde dc es el diámetro crítico correspondiente a la profundidad de socavación S, dado por la ecuación

$$d_c(S) = 10.9 * J_s * (H_0 + S) \tag{13}$$

Reemplazando Js de la ecuación (9), resulta,

$$d_c(S) = 10.9 * J_0 * H_0 * \left(\frac{H_0}{H_0 + S}\right)^{7/3} \tag{14}$$

Pero el volumen no socavado Vn se puede expresar como

$$V_n = H_n * A \tag{15}$$

Donde Hn es el espesor medio de la coraza.

De lo anterior,

$$\frac{dH_n}{dS} = p(d > d_c(S)) \tag{16}$$

Lo anterior, bajo la hipótesis de igual peso específico de todas las partículas.

Integrando esta ecuación, se obtiene,

$$H_n = \int_{S_0}^{D} p(d > d_c(S)) * dS = \sum_{i=1}^{N} p_i(d > d_c(S_i)) * \Delta S_i \tag{17}$$

Donde el límite de integración D es la profundidad involucrada en la formación de la coraza de espesor medio Hn, correspondiente a la socavación inicial mas la socavación neta adicional S1 requerida para formar la coraza, mas el espesor medio de la misma. Es decir,

$$D = S_0 + S_1 + H_n \tag{18}$$

El intervalo de discretización de la integral ΔS, resulta por definición,

$$\Delta S = \frac{(D - S_0)}{N} = \frac{S_1 + H_n}{N} \tag{19}$$

Si se acepta por último, que el acorazamiento se completa cuando el espesor de la coraza alcanza precisamente una magnitud igual al diametro crítico mismo, se tiene,

$$d_c(S_1) = \frac{(S_1 + d_c(S_1))}{N} * \sum_{i=1}^{N} p_i(d > d_c(S_i)) \qquad (20)$$

De donde, en definitiva, la socavación adicional para formar la coraza, resulta,

$$S_1 = d_c(S_1) * \left[\frac{N}{\sum_{i=1}^{N} p_i(d > d_c(S_i))} - 1 \right] \qquad (21)$$

Donde

$$d_c(S_i) = 10.9 * J_0 * H_0 * \left(\frac{H_0}{H_0 + S_0 + S_i} \right)^{7/3}$$

Siendo la incógnita del problema, el límite superior de integración D, el problema práctico se reduce a encontrar, dado un intervalo de discretización ΔS, el límite de sumatoria N para el cual se satisfacen en forma simultanea, la ecuación (21) que cuantifica la magnitud de socavación requerida para formar la coraza y la ecuación que representa la condición de equilibrio, dada por la ecuación (14)

$$d_c(S_1) = 10.9 * J_0 * H_0 * \left(\frac{H_0}{H_0 + S_0 + S_1} \right)^{7/3} \qquad (14\,a.)$$

La socavación total en la sección, será finalmente la suma de la socavación previa al inicio del acorazamiento, So, mas la socavación adicional requerida para formar la coraza, S1.

$$S_T = S_0 + S_1 \qquad (22)$$

En definitiva, conociendo para una condición de caudal dado, la pendiente de la línea de energía Jo, la profundidad hidráulica Ho y la curva granulométrica del material del lecho, para la geometría original del cauce no perturbado, es posible estimar en forma directa, de la ecuación (11), la socavación inicial So.

Dándose, en seguida, un intervalo de discretización ΔS, se procede a incrementar un índice i, para el cual Si=iΔS, hasta alcanzar el valor N para el cual Sn=S1= NΔS, que satisfaga simultáneamente las ecuaciones 21 y 14a.

Debe hacerse hincapié en que para la correcta aplicación del método propuesto debe conocerse la pendiente real de la línea de energía en la sección de análisis, Jo. Por lo anterior, si no existen en ella condiciones de escurrimiento normal, que permitan estimar Jo mediante la pendiente de fondo, ésta debe evaluarse a través del cálculo del eje hidráulico en el tramo bajo análisis, que permita la adecuada determinación de la velocidad, altura hidráulica Ho y real pérdida de carga Jo.

3. EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL METODO PROPUESTO.

Para verificar el comportamiento del método propuesto (USM), éste se aplicó, comparándolo con los resultados que entregan los métodos de Froehlich, Neill y Litschvan-Lebediev al cálculo de socavaciones generales, tanto en el cauce del Estero de Viña del Mar como en el Estero Reñaca. Las condiciones supuestas son de aguas claras, aplicándose el método de Litschvan-Lebediev para una profundidad media única igual a la altura hidráulica del escurrimiento

3.1 Aplicación al cauce del Estero de Viña del Mar.

El cálculo de socavaciones en el cauce del Estero de Viña Del Mar, se realizó para una crecida de diseño de T=200 años estimada en 1022 (m3/s), en el cual se evaluó el eje hidráulico mediante el método standard por pasos, para un tramo de 2200 metros, representado por 30 perfiles, obteniéndose los distintos parámetros hidráulicos necesarios para la aplicación de los diferentes métodos a comparar.(7)

Previendo socavaciones que comprometieran varios estratos, se procedió a efectuar una integración de la curva granulométrica con el fin de contener granulometrías medias entre 0-1 mt, 0-2mt hasta 0-8 mts, utilizando la información obtenida en los diferentes estratos. En Tabla N°1 se presentan las granulometrías de diseño utilizadas para los diferentes estratos.

En la tabla N°2 se presentan los resultados obtenidos, considerando los distintos métodos utilizados. Cabe señalar que la determinación de la socavación fue en base a un proceso iterativo, en que se calculó la socavación con las granulometrías de los diferentes estratos, hasta la coincidencia de la altura de socavación con la granulometría del estrato correspondiente.

Tabla N°1. Granulometrías de diseño estero Marga-Marga

% que pasa	Estrato (m)							
	0-1	0-2	0-3	0-4	0-5	0-6	0-7	0-8
	Diámetros (mm)							
100	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1
90	29,3	13,6	11,4	10,3	8,6	7,3	6,2	5,9
80	13,6	5,0	4,6	4,4	3,9	3,3	2,8	3,1
70	7,7	2,3	2,4	2,4	2,3	2,0	1,9	2,0
60	4,8	1,6	1,7	1,8	1,7	1,5	1,3	1,4
50	2,5	1,1	1,1	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
40	1,4	0,77	0,86	0,91	0,91	0,82	0,76	0,79
30	0,81	0,51	0,58	0,64	0,65	0,58	0,54	0,56
20	0,45	0,31	0,36	0,39	0,41	0,37	0,34	0,36
10	0,2	0,17	0,18	0,19	0,2	0,18	0,17	0,17

Tabla N°2 Socavación generalizada (m). Aplicación estero Marga-Marga

Sección N°	h media (m)	q (m3/s/m)	J (m/m)	Socavación (m)			
				Lebediev	Froehlich	Propuesto	Neill
1	3,33	10,44	0,00250	1,75	2,20	1,85	9,21
2	2,92	11,02	0,00426	2,40	2,72	2,27	10,06
3	3,58	10,65	0,00203	1,57	2,01	1,46	8,72
4	3,69	10,73	0,00188	1,49	1,94	1,41	8,66
5	3,73	11,14	0,00196	1,60	2,08	1,52	9,08
6	3,59	10,96	0,00212	1,67	2,10	1,56	9,06
7	3,57	10,64	0,00206	1,58	2,02	1,49	8,72
8	3,60	11,08	0,00218	1,71	2,14	1,63	9,18
9	3,62	10,89	0,00207	1,62	2,08	1,54	8,94
10	3,39	11,19	0,00273	1,96	2,36	1,89	10,03
11	3,53	11,73	0,00264	2,00	2,46	1,96	10,48
12	3,26	12,33	0,00370	2,52	2,90	2,40	11,59
13	3,18	15,02	0,00610	3,52	3,97	3,49	15,21
14	3,53	15,96	0,00481	3,48	4,00	3,44	15,80
15	3,70	15,80	0,00406	3,26	3,77	3,26	15,35
16	3,81	17,35	0,00467	3,65	4,28	3,80	18,14
17	3,97	18,53	0,00468	3,66	4,54	4,06	19,38
18	4,08	15,65	0,00301	2,81	3,38	2,90	14,60
19	4,18	16,04	0,00288	2,84	3,44	2,93	14,93
20	3,48	15,38	0,00474	3,34	3,82	3,32	15,18
21	4,43	15,98	0,00239	2,57	3,21	2,69	14,50
22	4,23	15,58	0,00227	2,64	3,25	2,34	14,30
23	4,34	11,63	0,00131	1,16	1,78	1,13	8,83
24	4,65	18,24	0,00263	3,07	3,80	3,23	16,85
25	4,59	12,85	0,00132	1,33	1,98	1,30	10,36
26	4,82	19,95	0,00285	3,45	4,30	3,70	19,83
27	5,26	21,36	0,00243	3,44	4,35	3,72	20,90
28	5,34	14,48	0,00102	1,33	1,93	1,18	11,25
29	4,77	13,78	0,00136	1,47	2,15	1,49	11,20
30	4,31	19,72	0,00408	3,88	4,66	4,16	20,33

De la tabla anterior se observa que los métodos de Lebediev, Frohlich y el propuesto presentan valores similares de socavación general resultando entre ellas la mas conservadora, la metodología de Froehlich. Asimismo se observa de la tabla que la socavación evaluada por el criterio de la velociadad crítica de arrastre de Neill, resulta de un orden de magnitud bastante superior a las evaluadas con las tres metodologías anteriores, ya que la velocidad de arrastre de Neill determina valores extremadamente bajos.

En Figura N°1 se presenta una comparación gráfica de los resultados obtenidos por los métodos de Froehlich, Lebediev y el propuesto.

3.2 Aplicación al cauce del Estero Reñaca.

El cálculo de socavaciones en el cauce del Estero Reñaca se realizó en dos sectores de éste, sector Puente Viejo y sector Puente Los Canelos para una crecida de diseño de T=100 años estimada en 85 (m3/s), en el cual se evaluó el eje hidráulico mediante el método standard por pasos, para un tramo de 1400 metros, representado por 16 perfiles, obteniéndose al igual que en la aplicación anterior los distintos parámetros hidráulicos necesarios para la aplicación de los diferentes métodos a comparar.(8)

En tabla N°3 se presentan las granulometrías de diseño tanto para el sector de Puente Viejo como de Puente Los Canelos.

Tabla N°3. Granulometrías de diseño estero Reñaca

% que pasa	Sector	
	Puente Viejo	Puente Los Canelos
	Diámetros (mm)	
100	9,52	38,10
90	3,34	9,16
80	0,93	3,52
70	0,39	1,87
60	0,24	1,32
50	0,20	0,81
40	0,17	0,63
30	0,13	0,45
20	0,09	0,33
10	0,05	0,19

En la tabla N°4 se presentan los resultados obtenidos, considerando los distintos métodos utilizados en los dos sectores estudiados.

Tabla Nº4 Socavación generalizada (m). Aplicación estero Reñaca.

Sección Nº	h media (m)	q (m3/s/m)	J (m/m)	Socavación (m)			
				Lebediev	Froehlich	USM	Neill
Sector Puente Viejo							
4	1,66	2,71	0,00125	1,00	1,09	1,23	4,95
5	1,63	2,88	0,00153	1,14	1,27	1,43	5,41
6	1,66	3,15	0,00174	1,29	1,47	1,64	6,02
7	1,41	3,06	0,00192	1,48	1,64	1,35	6,18
Sector Puente Los Canelos							
13	1,68	3,70	0,00231	0,96	1,02	0,74	3,61
14	1,90	3,47	0,00142	0,62	0,77	0,46	3,00
15	1,72	4,49	0,00329	1,32	1,42	1,14	4,69
16	1,63	5,51	0,00594	1,90	2,02	1,73	6,28

De la tabla anterior se observa que los métodos de Lebediev, Frohlich y el propuesto presentan valores similares de socavación general tendiendo este último en general, en el primer sector, a entregar valores mas conservadores y, en el segundo sector, en defecto con respecto a las métodologías de Froehlich y Levediev. Asimismo se observa de la tabla, al igual que en la aplicación anterior, que la socavación evaluada por el criterio de la velocidad crítica de arrastre de Neill, resulta de un orden de magnitud bastante superior a las evaluadas con las tres metodologías anteriores.

Finalmente en la Figura Nº2 se presenta la comparación gráfica de los resultados obtenidos por los métodos de Froehlich, Lebediev y el propuesto.

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos indican que el método propuesto presenta resultados similares a los entregados por los métodos de Froehlich y Lebediev, pudiéndose utilizar como alternativa para la estimación de la socavación general, presentando la característica de considerar el efecto de acorazamiento del cauce, fenómeno de ocurrencia común en ríos chilenos, lo cual no consideran, al menos explícitamente, los métodos de Lebediev y Neill. El método propuesto se basa en el concepto de esfuerzos tangenciales críticos, que resulta menos incierto que el concepto de velocidad umbral de inicio de arrastre de sedimento, utilizado por otros métodos.

Asimismo, presenta con respecto al método de Frochlich, que sí considera el concepto de esfuerzo tangencial crítico y el efecto de acorazamiento en el cauce, la ventaja de desprenderse de una serie de hipótesis desarrolladas dentro de éste, además de ser de una más fácil solución numérica.

Figura Nº1. Comparación de los valores de socavación generalizada obtenidos mediante los métodos de Litschvan-Lebediev, Froehlich y USM. Aplicación al estero Marga-Marga.

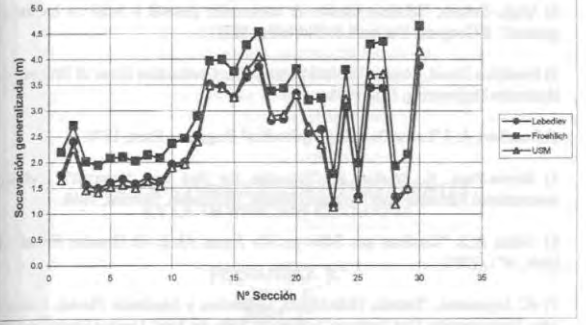
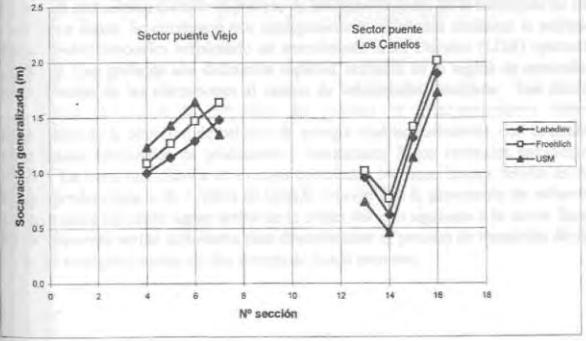


Figura Nº2. Comparación de valores de socavación generalizada obtenidos con los métodos Litschvan-Lebediev, Froehlich y USM. Aplicación al estero Reñaca



5.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1) Ayala Luis, "Diseño Hidráulico de Puentes" CRH 83 - 13- 3, UCH, 1983.

2) Vega, Solano, "Modelo teórico de socavación general y local en lechos granulares gruesos", II Congreso Nacional de Hidráulica,1973.

3) Froehlich David, "Armor-Limited Clear-Water Contraction Scour at Bridges" Journal of Hydraulic Engineering, June 1995.

4) Raudkivi, A, J "Loose Boundery Hydraulics" Pergamon Press, 1976.

5) Meyer-Peter, E,; Muller, R. "Formulas for Bed load transport". 2nd Conference International Association of Hydraulic Rearch, Stockholm, Sweden, 1948.

6) Maza A.,J, "Cambios que Sufre un Río Aguas Abajo de Grandes Presas", Rev. Lat. Hidr., N°1, 1987.

7) 4C Ingenieros, "Estudio Hidrológico, Hidráulico y Mecánico Fluvial, Estero Viña del Mar. Interconexión Vial Santiago-Valparaiso-Viña del Mar" Unidad Ejecutiva Concesiones de Carreteras, MOP, 1999.

8) 4C Ingenieros, "Determinación de Caudales de Diseño y Socavaciones, Cruce Gasoducto de Energas S.A., bajo Estero Reñaca, Viña del Mar" ENERGAS S.A. 1998.

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

XIV CONGRESO CHILENO DE HIDRÁULICA

PROCESOS TURBULENTOS INTERVINIENTES EN LA TRANSICION RIZO-DUNA

FERNANDEZ, R.[1]
LÓPEZ, F.[1]
BEST, J.[2]

RESUMEN

El presente trabajo estudia experimentalmente la evolución espacio-temporal de la estructura del flujo medio y de la turbulencia durante el proceso de amalgamamiento en la transición de formas de fondo de rizos a dunas. Se estudiaron tres configuraciones diferentes mediante la adquisición de velocidades bi-dimensionales empleando un anemómetro láser Doppler (LDA) operando en modo *backscatter*. Una grilla de alta definición espacial, refinada en la región de recirculación, permitió la resolución de las alteraciones al campo de velocidades resultante. Los resultados obtenidos muestran claramente la influencia del proceso de amalgamamiento sobre los principales términos de la ecuación de balance de energía cinética turbulenta, con la existencia de importantes picos localizados de producción y sustanciales flujos verticales turbulentos de energía cinética. La estructura clásica de eventos coherentes en capas límites resulta asimismo modificada con predominancia de eventos de barrido (*sweeps*) en la generación de esfuerzos de corte turbulentos cerca del lecho aguas arriba de la cresta del rizo siguiente a la nueva forma de fondo. Estas alteraciones serían suficientes para desencadenar el proceso de transición de rizos a dunas a partir del amalgamamiento de dos formas de fondo menores.

[1] Instituto Nacional del Agua y del Ambiente (CIRSA) – Universidad Nacional de Córdoba. CONICET, Ambrosio Olmos 1142, (5000) Córdoba, Argentina; email: flopez@com.uncor.edu
[2] Departamento de Ciencias de la Tierra, Universidad de Leeds, Reino Unido. LS2 9JT, UK.

ANEXO N°2.13

ARMOR-LIMITED CLEAR-WATER CONTRACTION SCOUR AT BRIDGES. FROEHLICH (1995)

ARMOR-LIMITED CLEAR-WATER CONTRACTION SCOUR AT BRIDGES

By David C. Froehlich,[1] Member, ASCE

ABSTRACT: A simplified model of streambed armoring is used to extend Laursen's well-known equation to include the limiting effects of a coarse surface layer when calculating clear-water contraction scour at bridges. An empirical relation for selective entrainment of gravel from naturally sorted riverbed material is used to estimate the smallest nontransportable particle in the armor layer. If the smallest nontransportable particle approaches the largest-sized particles in the bed-material mixture, evidence indicates that the armor layer will be unstable and particles of all sizes will be nearly equally mobile. However, if the armor layer is stable, clear-water contraction-scour depth estimates might be significantly less than for nonarmored conditions. To calculate armor-limited contraction-scour depths, two equations need to be solved simultaneously, one for the depth of the so-called active layer provided by the armor layer model, and one for depth of clear-water scour in a long constriction. The simple computational procedure will be especially useful for evaluating clear-water contraction scour at flow relief bridges crossing floodplains composed of well-graded alluvial till where a coarse protective surface layer is likely to form.

INTRODUCTION

Nearly 500 years ago Leonardo da Vinci noted that "where the river is constricted, it will have its bed stripped bare of earth, and the stones or tufa will remain uncovered by the soil" [MacCurdy (1938), page 84]. This phenomenon is well illustrated at bridges where flow constrictions created by roadway-approach embankments produce large velocities during floods that scour channel bed and bank materials.

The component of bridge scour resulting from constriction of the flow, usually called contraction scour [Richardson et al. (1993), page 6], occurs when the capacity of streamflow to remove or transport bed material from a bridge waterway exceeds the rate at which replacement materials are supplied. Bed material will continue to erode from the contracted section until the transport capacity of the flow is sufficiently reduced. If no sediment is being carried by the approach flow (that is, if clear-water conditions exist), the contracted section will be scoured until the bed shear stress reduces to a value that is unable to entrain any more material. If the bed is composed of graded materials, contraction scour might be restricted by formation of an armor layer as finer grains are scoured first, leaving the coarser grains behind, until a layer of nonmoving particles forms that protects the underlying sediments from further erosion (Sutherland 1987).

The computational method recommended by the Federal Highway Administration (FHWA) (Richardson et al. 1993) for estimating clear-water contraction scour at bridges does not directly account for the presence of an armor layer. Using a simplified model of streambed armoring, the FHWA clear-water contraction-scour procedure is extended to include conditions in which the depth of scour is limited by armoring. The method will be especially useful for analyzing contraction scour at flow-relief bridge openings where floodplain soils consist of well-graded sands and gravels and a coarse protective surface layer is likely to form.

ARMOR-LAYER MODEL

A simple model described by Borah (1989) and implicit in the method of Strand and Pemberton (1982) is used to describe formation of an armor layer on a stream bed. Armoring begins when nonmoving coarser particles segregate from the finer material in transport and are gradually worked down into the bed where they accumulate in a sublayer. As the bed degrades, fine material from the underlying well-mixed original bed is leached up through the coarse sublayer and carried away. A smallest nontransportable particle of diameter D_a is assumed to exist in the sublayer, all grains of smaller diameter having been eroded from the sublayer and removed by the flow. As larger particles are eroded from the bed (i.e., as D_a increases) degradation continues and the sublayer increases in thickness. The sublayer might eventually become thick enough (and D_a large enough) to shield or armor the underlying bed and prevent further degradation, thereby becoming a static armor layer (Sutherland 1987). Gessler (1971) finds that an armor layer will form when the ratio D_{84}/D_{50} exceeds about two, or equivalently if $\sigma_g > 2$ and the subsurface material possesses a lognormal particle-size distribution, in which $\sigma_g = (D_{84}/D_{16})^{0.5}$ is the geometric standard deviation of the mixture, and D_i = particle diameter, which is larger than i% of the mixture by weight. Raudkivi and Ettema (1982) conclude that sediments with $\sigma_g < 1.5$ do not armor. Schumm (1977) observes that a small fraction of the bed material, perhaps the coarsest 1%, can control the behavior and morphology of an alluvial channel through the formation of an armor layer.

The layer of the well-mixed original bed from which particles forming the armor layer have been derived is referred to by Borah (1989) as the active layer and is illustrated in Fig. 1. Borah (1989) and Borah and Bordoloi (1989) find that despite its simplicity this armoring model provides accurate estimates of scour depth and armor-layer composition for both experimental laboratory conditions and natural river sites. Thickness of the active layer Λ is computed on the basis of volumetric consistency as follows:

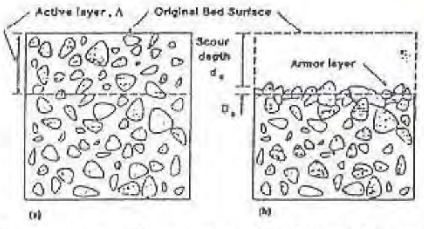


FIG. 1. Formation of Armor Layer: (a) Well-Mixed Original Bed; (b) Armor Layer above Underlying Bed Material Showing Depth of Active Layer and Scour Depth [after Borah (1989)]

[1]Asst. Prof., Univ. of Kentucky, Dept. of Civ. Engrg., 161 CE/TRANS Bldg., Lexington, KY 40515-0068.

Note. Discussion open until November 1, 1995. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on May 2, 1994. This paper is part of the *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 121, No. 6, June, 1995. ©ASCE, ISSN 0733-9429/95/0006-0490–0493/$2.00 + $.25 per page. Paper No. 8393.

$$\Lambda = \left(\frac{1-\bar{e}}{1-e}\right)\frac{\Delta}{P_*} \tag{1}$$

where $\bar{e}$ = porosity of the armor layer; e = porosity of the subsurface bed material; Δ = thickness of the armor layer; and P_* = decimal fraction by weight of subsurface bed material coarser than the smallest nontransportable particle. Borah (1989) assumes $\Delta = D_*$, but Balloffet (1991) recommends $\Delta = 1.5\,D_*$, and Blazejewski (1991) suggests that $\Delta = (D_* + D_{max})/2$, where D_{max} is the largest particle size that occurs in the substrata. Lane and Carlson (1953) and Livesey (1963) find from studies of natural stream channels that an armor layer is composed mainly of coarse material one particle diameter thick arranged in a shingled or imbricated manner. On the basis of evidence gathered from natural streams and rivers, Lagasse et al. (1991) suggest that a stable armor layer requires a minimum of two layers of armoring particles. Strand and Pemberton (1982) assume $\Delta = 3D_*$ or 0.15 m, whichever is less. However, Dewey et al. (1979) observe the formation of an armor layer that does not completely cover the subsurface material of the Rio Grande downstream of the Cochiti Dam. For the analysis to follow, the armor-layer thickness is computed as $\Delta = \zeta D_*$, where $\zeta = 1.0$ is assumed following Borah (1989).

Contraction-scour depth d_s is the difference between the active-layer thickness and the thickness of the armor layer, i.e., $d_s = \Lambda - \Delta$. Assuming $\bar{e} = e$, the expression for scour depth simplifies to the following:

$$d_s = D\left(\frac{1}{P_*} - 1\right) \tag{2}$$

as given by Strand and Pemberton (1982).

If the original bed material (i.e., the subsurface material from which the armor layer is derived) possesses a lognormal particle-size distribution, the complete distribution is defined by just two parameters, the median particle diameter D_{50} and σ_g. The diameter of a particle for which i% of material is finer is then given by $D_i = D_{50}\sigma_g^{K_i}$, where the following is the standard normal deviate of $\ln D_i$:

$$K_i = \frac{\ln D_i - \ln D_{50}}{\ln \sigma_g} = \frac{\ln\left(\frac{D_i}{D_{50}}\right)}{\ln \sigma_g} \tag{3}$$

Based on a simple truncation of the lognormal distribution for particles smaller than D_*, the armor layer model gives the following:

$$\tilde{D}_i = D_{[a+a(1-0.01a)]} = D_{50}\sigma_g^{\tilde{K}_i} \tag{4}$$

where a tilde denotes a property of the armor layer; $a = 100 \times (1 - P_*)$ = percentage of subsurface bed material finer than the smallest nontransportable particle; and $\tilde{K}_i = K_{[a+a(1-0.01a)]}$.

As bed shear stress increases and the armor layer coarsens, a condition might eventually be reached in which nearly all of the remaining particles in the armor layer are equally susceptible to movement and further increases in bed shear will result in their indiscriminate transport. Raudkivi (1990, pages 113–114) reports that the limiting condition for a stable armor layer is reached when the ratio $\tilde{D}_{100}/\tilde{D}_{50} \approx 1.8$. Lagasse et al. (1991) suggest that an armor layer will become unstable if the D_{95}-size particle can be moved (i.e., if $D_* \geq D_{95}$). However, Garde and Hasan (1967) find that the limiting nontransportable-particle size will range from D_{75} to D_{100} depending on the value of σ_g.

The adopted model ignores most of the complexities of the armoring process. For example, finer grains might be deposited in the shelter of larger ones in the armor layer and in the crevices between the large particles. Therefore, it is likely that particles of all sizes will be present in an armor layer as observed by Harrison (1950), Lane and Carlson (1953), Livesey (1963), and Little and Mayer (1972, 1976). Although most of the larger particles will remain in the armor layer, it is likely that some large particles that are particularly exposed to the flow will be eroded. In addition, a fine sublayer underlying the armored layer but overlying the original material might develop. Kulkarni (1991) notes that finer particles will continue to migrate through the armor layer, and degradation will continue, until a natural filter develops below the armor layer. Formation of a natural filter between the larger particles forming the armor layer and the subsurface material on the Rio Grande is also noted by Dewey et al. (1979). However, if the subsurface material possesses bimodal distribution (i.e., mostly coarse and fine particles with few particles of intermediate size) a filter layer might not develop at all. Accepting its simplifications, the armor-layer–formation model is used here to extend the current procedure recommended by the FHWA for estimating clear-water contraction scour at bridges to include the possibility of a static armor layer that limits erosion.

CLEAR-WATER CONTRACTION SCOUR

Where clear-water conditions exist, the limiting depth of contraction scour occurs when bed shear stress just equals the minimum shear stress needed to entrain sediment particles (i.e., the critical shear stress). Average bed shear stress for uniform flow in a wide rectangular channel is given by Manning's equation as follows:

$$\tau = \rho\frac{gn^2}{y^{1/3}}V^2 \tag{5}$$

where ρ = mass density of water; g = gravitational acceleration; n = Manning's roughness coefficient; y = flow depth; and V = average velocity. Manning's roughness coefficient n can be evaluated using any of several formulas based on sediment size and flow depth [e.g., Hey (1979) and Bray (1982)]. Strickler's (1923) relation, which has been verified for gravel-bed channels by Maynord (1991), gives the roughness coefficient of an armored surface as $n = k_n\tilde{D}_{50}^{1/6}$, where $k_n = 1/21.1 = 0.0474$ if $\tilde{D}_{50}$ is measured by meters. As the bed degrades and D_* increases in size, the median particle size of the armor layer will coarsen causing the roughness coefficient within the contracted section to increase proportionately.

Critical shear stress needed to entrain sediment particles for beds composed of a uniform mixture is often computed as $\tau_c = \theta_c(\rho_s - \rho)gD$, in which θ_c = Shields' dimensionless critical shear-stress parameter [*Sedimentation* (1977), page 96]; ρ_s = mass density of bed material; and D = diameter of sediment particles. Because beds of most natural streams depart markedly from a condition of essentially uniform grain sizes, the median diameter or the geometric mean diameter of the mixture is often considered representative of the mixture and is used to evaluate the critical shear stress of the bed as a whole, thereby ignoring the potential for selective entrainment of particles of different sizes that leads to formation of an armor layer. Influence of relative particle size on entrainment has been examined both theoretically and experimentally by many investigators who find that the critical shear-stress parameter of a single particle of diameter D_i on a bed of mixed sizes is given by the following:

$$\tau_{ci} = \theta_{ci}(\rho_s - \rho)gD_i \text{ where } \theta_{ci} = \theta_{c50}(D_i/D_{50})^m \tag{6, 7}$$

and θ_{c50} and m = empirical coefficients. The exponent m defines the variation of critical shear stress between particles

of different size. If $m = -1$, all particles possess the same critical shear stress and are equally mobile. Most studies find that $0.03 \leq \theta_{c50} \leq 0.09$ and $-1 \leq m \leq -0.5$ (Miller and Byrne 1966; Parker et al. 1982; Andrews 1983; Komar 1987a, 1987b; Ashworth and Ferguson 1989). Differences in the coefficients θ_{c50} and m might stem from inconsistencies regarding the state of the channel bed at the time measurements were taken. In addition, the simple form of the relation ignores the effects of particle shape and angularity, two properties that have a significant effect on the particle angle of repose (Miller and Byrne 1966), as well as the influence of bed-material gradation. Although other expressions for critical shear stress of a single particle on a bed of mixed sizes are proposed [e.g., Egiazaroff (1965) and White and Day (1982)], (6) and (7) are used here with coefficients determined by Andrews (1983) from bed-load measurements in three self-formed rivers that have naturally sorted gravel and cobble bed material (i.e., $\theta_{c50} = 0.0834$ and $m = -0.872$). These coefficients have been further verified by Andrews and Erman (1986). A lower limit of $\theta_{c*} = 0.020$ as implied by Andrews (1983) is also adopted.

Following Laursen (1963), the equilibrium clear-water contraction-scour depth is estimated by equating bed shear stress to the critical shear stress within a long constriction where uniform flow is assumed to exist. For a constriction of width W and a flow rate Q, equating bed shear stress τ given by Manning's equation to critical shear stress τ_{c*} corresponding to the smallest nontransportable particle of size D_* given by (6) yields the following:

$$d_s = \left[\frac{Q}{\frac{1}{n}\sqrt{\theta_{c*}(S_s - 1)D_*}W} \right]^{3/7} - y_o \tag{8}$$

where $S_s = \rho_s/\rho$ = sediment specific gravity; $y_s = y_o + d_s$ = flow depth in the constriction; y_o = approach flow depth in the unconstricted section; and entrance losses and differences in velocity heads between the contracted section and the approach section have been neglected. Substituting Strickler's relation for Manning's n and (7) for θ_{c*} gives the following:

$$d_s = \left[\frac{Q}{\frac{1}{k_u}\sqrt{\theta_{c50}(S_s - 1)}\, D_{50}^{1/2} \left(\frac{D_*}{D_{50}}\right)^{11 - m/2} \sigma_g^{-\hat{K}_{50}} W} \right]^{3/7} - y_o \tag{9}$$

This expression is equivalent to Laursen's (1963) well-known relation for clear-water contraction-scour depth if $k_u = 0.042$ (for particle size in meters); $\theta_{c50} = 0.039$; $m = -1$; $\hat{K}_{50} = 0$; and $S_s = 2.65$.

Considering an armor layer to become unstable when D_* exceeds D_{95}, the maximum shear stress that can be resisted by an armor layer is found as follows:

$$\tau_{max} = \theta_{max}(\rho_s - \rho)g D_{50}\sigma_g^{1.645\sqrt{2}} \tag{10}$$

where

$$\theta_{max} = \max\{0.0834\sigma_g^{-1.645\sqrt{2}},\ 0.02\} \tag{11}$$

and use is made of the assumed lognormal distribution of the subsurface mixture, which gives $D_{95} = D_{50}\sigma_g^{1.645\sqrt{2}}$. When τ exceeds τ_{max}, sediment particles of all sizes are capable of being entrained, and it is reasonable to assume that the critical bed shear stress and resulting scour depth are the same as for uniform bed material characterized by the median particle diameter of the mixture D_{50} with $\theta_{c50} = 0.045$ as suggested by Miller et al. (1977) and Yalin and Karahan (1979). The resulting expression for contraction-scour depth not limited by armoring yields slightly larger estimates than Laursen's (1963) equation.

Given Q, y_o, W, ζ, D_{50}, and σ_g, calculating clear-water contraction-scour depth limited by armoring requires finding the value of D_* that yields the same estimate of d_s from (2) and (9). A graphical solution is obtained by plotting d_s given by the two equations as a function of D_*; the intersection of the two curves gives the solution for both D_* and d_s. A step-by-step numerical trial-and-error procedure as follows provides a rapid solution:

Step 1: Select an initial estimate of D_*. A good choice is D_{84}.

Step 2: Calculate $K_* = \ln(D_*/D_{50}) \div \ln \sigma_g$ (i.e., the standard normal deviate of D_*) and $P_* = 1 - \Phi(K_*)$ (i.e., the decimal fraction of particles of the subsurface bed material that are coarser than D_*) from a table of the cumulative standard normal distribution Φ or from a log-probability plot of the particle-size distribution of the subsurface bed material. Then calculate $a = 100 \times (1 - P_*)$, which is the percentage of subsurface bed material smaller than D_*.

Step 3: Calculate the standard normal deviate of the median-sized particle in the armor layer $\hat{K}_{50}$ as $\hat{K}_{50} = K_{(50 + 0.5 \times a)}$, then calculate $\hat{D}_{50}$ using (4) with $i = 50$.

Step 4: Calculate the depth of scour based on the critical shear-stress relation in the constriction d_{s1} using (9) with the estimated values of D_* and $\hat{K}_{50}$ and specified values of Q, W, y_o, D_{50}, σ_g, and S_s. The coefficients $\theta_{c50} = 0.0834$ and $m = -0.872$ are suggested subject to the constraint $\theta_{c*} = \theta_{c50}(D_*/D_{50})^m \geq 0.02$.

Step 5: Calculate the thickness of the armor layer $\Delta = D_*$, and depth of scour based on the armor layer formation model $d_{s2} = \Delta(1/P_* - 1)$.

Step 6: If $|d_{s1} - d_{s2}| \leq$ some small value, then D_* satisfying (2) and (9) has been found. Otherwise, if $d_{s1} > d_{s2}$, increase D_*, or if $d_{s1} < d_{s2}$, decrease D_*, and go to step 2.

Estimated average scour depth d_s within a bridge is based on the gross flow and sediment properties of the contracted section as well as several assumptions regarding armor-layer development and selective entrainment of particles from the armor layer intended to simplify the analysis. In addition, equilibrium conditions are assumed without consideration of the length of time needed to attain the ultimate scour depth.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

A procedure is presented for calculating clear-water contraction-scour depth at bridges under armoring conditions. A simplified armor-layer–formation model is used that is shown by Borah (1989) and Borah and Bordoloi (1989) to predict accurately scour depths and armor-layer compositions from both laboratory experiments and natural river measurements. The method extends Laursen's (1963) well-known clear-water contraction-scour equation to include the condition of armoring, making use of Andrew's (1983) relation for selective entrainment of gravel from naturally sorted riverbed material. Two equations need to be solved simultaneously, one for the depth of the active layer provided by the armor-layer model, and one for depth of clear-water scour in a long constriction. If the smallest nontransportable particle in the armor layer is larger than D_{95} of the underlying bed material, evidence indicates that the armor layer will be unstable and particles of all sizes will be nearly equally mobile. However, if an armor layer is stable, clear-water contraction-scour estimates can be significantly less than estimates that do not account for armoring. The simple computational procedure will be especially useful for evaluating clear-water contraction scour at flow-relief bridges crossing floodplains composed of well-graded alluvial till.

APPENDIX I. REFERENCES

Andrews, E. D. (1983). "Entrainment of gravel from naturally sorted riverbed material." *Geological Soc. of Am. Bull.*, 94(10), 1225–1231.

Andrews, E. D., and Erman, D. C. (1986). "Persistence in the size distribution of surficial bed material during an extreme snowmelt flood." *Water Resour. Res.*, 22(2), 191–197.

Ashworth, P. J., and Ferguson, R. I. (1989). "Size-selective entrainment of bed load in gravel bed stream." *Water Resour. Res.*, 25(4), 627–634.

Ballofiet, A. (1991). "Discussion of 'Scour-depth prediction under armoring uncertainty' by D. K. Borah." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 117(8), 1082–1084.

Blazejewski, R. (1991). "Discussion of 'Scour-depth prediction under armoring uncertainty' by D. K. Borah." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 117(8), 1084–1086.

Borah, D. K. (1989). "Scour-depth prediction under armoring conditions." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 115(10), 1421–1425.

Borah, D. K., and Bordoloi, P. K. (1989). "Nonuniform sediment transport model." *Trans. ASAE*, 32(5), 1631–1636.

Bray, D. I. (1982). "Flow resistance in gravel-bed rivers." *Gravel-bed rivers*, R. D. Hey, J. C. Bathurst, and C. R. Thorne, eds., Chichester, United Kingdom, 109–133.

Dewey, J. D., Roybal, F. E., and Funderburg, D. E. (1979). "Hydrologic data on channel adjustment, 1970–1975, on the Rio Grande downstream from Cochiti Dam, New Mexico, before and after closure." *Water Resour. Investigations Rep. No. 79-70*, U.S. Geological Survey, Denver, Colo.

Egiazaroff, I. V. (1965). "Calculation of nonuniform sediment concentrations." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 91(4), 225–247.

Garde, R. J., and Hasan, S. M. (1967). "An experimental investigation of degradation in channels." *Proc., 12th Cong. of Int. Assoc. for Hydr. Res. (IAHR)*, IAHR, Delft, The Netherlands, Vol. 3, 38–45.

Gessler, J. (1971). "Critical shear stress for sediment mixtures." *Proc., 14th Cong. of Int. Assoc. for Hydr. Res.*, Vol. 3, C1-1–C1-8.

Harrison, A. S. (1950). "Report on special investigation of bed sediment segregation in a degrading bed." *Series 33, Issue 1*, Univ. of California Inst. of Engrg. Res., Univ. of Calif., Berkeley, Calif.

Hey, R. D. (1979). "Flow resistance in gravel-bed rivers." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 105(4), 365–379.

Komar, P. D. (1987a). "Selective gravel entrainment and the empirical evaluation of flow competence." *Sedimentology*, 34(6), 1165–1176.

Komar, P. D. (1987b). "Selective grain entrainment by a current from a bed of mixed sizes: A reanalysis." *J. Sedimentary Petrology*, 57(2), 203–211.

Kulkarni, V. K. (1991). "Discussion of 'Scour-depth prediction under armoring uncertainty' by D. K. Borah." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 117(8), 1086–1087.

Lagasse, P. F., Schall, J. D., Johnson, F., Richardson, E. V., Richardson, J. R., and Chang, F. M. (1991). "Stream stability at highway structures." *Hydr. Engrg. Circular No. 20*, U.S. Dept. of Transp., Federal Hwy. Administration, Washington, D.C.

Lane, E. W., and Carlson, E. J. (1953). "Some factors affecting the stability of canals constructed in course granular materials." *Proc. Int. Assoc. of Hydr. Res. (IAHR) Conf.*, IAHR, Delft, The Netherlands, 37–48.

Livesey, R. H. (1963). "Channel armoring below Fort Randall Dam." *Proc., Federal Interagency Sedimentation Conf., U.S. Dept. of Agr. Miscellaneous Publ. No. 970*, U.S. Dept. of Agr., Washington, D.C., 461–470.

Laursen, E. M. (1963). "An analysis of relief bridge scour." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 92(3).

Little, W. C., and Mayer, R. G. (1972). "The role of sediment gradation on channel armouring." *Publ. No. ERC-0672*, Georgia Inst. of Technol., Atlanta, Ga.

Little, W. C., and Mayer, R. G. (1976). "Stability of channel beds by armoring." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 102(11), 1647–1661.

MacCurdy, E. (1938). *The notebooks of Leonardo DaVinci*. Reynal and Hitchcock, New York, N.Y.

Maynord, S. T. (1991). "Flow resistance of riprap." *J. Hydr. Engrg.*, 117(6), 687–696.

Miller, R. L., and Byrne, R. J. (1966). "The angle of repose for a single grain on a fixed rough bed." *Sedimentology*, 6(3), 303–314.

Miller, M. C., McCave, I. N., and Komar, P. D. (1977). "Threshold of sediment motion under directional currents." *Sedimentology*, 24(5), 507–527.

Parker, G., Klingeman, P. C., and McLean, D. G. (1982). "Bedload and size distribution in paved gravel-bed streams." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 108(5), 544–571.

Raudkivi, A. J. (1990). *Loose boundary hydraulics*, 3rd Ed., Pergamon Press, Oxford, England.

Raudkivi, A., and Ettema, R. (1982). "Stability of armor layers in rivers." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 108(9), 10147–1057.

Richardson, E. V., Harrison, L. J., Richardson, J. R., and Davis, S. R. (1993). "Evaluating scour at bridges." *Hydr. Engrg. Circular No. 18, 2nd Ed.*, U.S. Dept. of Transp., Federal Hwy. Administration, Washington, D.C.

Schumm, S. A. (1977). *The fluvial system*, Wiley Interscience, New York, N.Y.

Sedimentation engineering—ASCE manuals and reports on engineering practice No. 54. (1977). V. A. Vanoni, ed., ASCE, New York.

Strand, R. I., and Pemberton, E. L. (1982). "Reservoir sedimentation." *Technical guideline for Bureau of Reclamation*, Sedimentation and River Hydr. Section, Hydro. Branch, Div. of Plng. Tech. Services, Engrg. and Res. Ctr., Denver, Colo.

Strickler, A. (1923). "Beitrage zur Frage der Geshwindigkeitsformel und der Rauhigkeitszahlen fur Strome, Kanale und geschlossene Leitungen." *Mitteilungen des eidgenossischen Amtes fur Wasserwirtschaft*, Bern, Switzerland, Vol. 16, 12–13 (in German).

Sutherland, A. J. (1987). "Static armour layers by selective erosion." *Sediment transport in gravel-bed rivers*, C. R. Thorne, J. C. Bathurst, and R. D. Hey, eds., John Wiley & Sons, Chichester, United Kingdom, 243–260.

White, W. R., and Day, T. J. (1982). "Transport of graded gravel bed material." *Gravel-bed rivers*, R. D. Hey, J. C. Bathurst, and C. R. Thorne, eds., John Wiley & Sons, Chichester, United Kingdom, 181–223.

Yalin, M. S., and Karahan, E. (1979). "Inception of sediment transport." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 105(11), 1433–1443.

APPENDIX II. NOTATION

The following symbols are used in this paper:

- a = percent of subsurface material finer than smallest nontransportable particle;
- D = sediment particle diameter;
- D_* = diameter of smallest nontransportable particle present in bed material;
- D_i = diameter of particle for which i percent of mixture is finer;
- d_s = contraction scour depth;
- e = porosity of sediment mixture;
- g = gravitational acceleration;
- K = standard normal deviate;
- k_s = Strickler equation coefficient;
- m = critical shear-stress relation exponent;
- n = Manning roughness coefficient;
- y = flow depth;
- y_o = approach flow depth;
- P_* = fraction of all armor sizes present in bed material;
- Q = volumetric flow rate;
- S_s = specific gravity of sediment;
- V = average cross-section velocity;
- W = constriction width;
- z = channel-bed elevation;
- Δ = thickness of armor layer;
- ζ = ratio of armor-layer thickness to diameter of smallest nontransportable particle present in bed material;
- θ_c = dimensionless critical shear stress (Shield's parameter);
- θ_{c*} = dimensionless critical shear stress of smallest nontransportable particle (i.e., smallest particle in armor layer);
- θ_{c50} = dimensionless critical shear of median-size particle in bed material;
- θ_{max} = maximum dimensionless critical shear stress resisted by armor layer based on D_{50};
- Λ = thickness of active layer;
- ρ = mass density of water;
- ρ_s = mass density of sediment;
- σ_g = geometric standard deviation of bed material;
- τ = bed shear stress;
- τ_c = critical bed shear stress;
- τ_{c*} = critical bed shear stress for particle of diameter D_*; and
- τ_{max} = maximum shear stress resisted by armor layer.

Superscript

- $\sim$ = a property of the armor layer.

ANEXO N°2.14

PARÁMETROS DEL ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN

Parámetros del Análisis de Socavación para Q = 40 m^3/s – Situación con proyecto

Perfil	Dist Acumulada [m]	q [$m^3/s/m$]	J [m/m]	Hmedio [m]	
Perfil 1	420.000	2.28	0.00813	1.03	
Perfil 2	415.000	2.40	0.00884	1.04	
Perfil 3	410.000	2.54	0.01006	1.03	
Perfil 4	405.000	2.66	0.01215	1.00	
Perfil 5	400.000	2.61	0.01224	0.99	
Perfil 6	395.000	2.55	0.01201	0.98	
Perfil 7	390.000	2.46	0.01119	0.98	
Perfil 8	385.000	2.37	0.00972	1.00	
Perfil 9	380.000	2.28	0.00852	1.02	
Perfil 10	375.000	2.58	0.01188	1.00	
Perfil 11	370.000	2.68	0.01487	0.95	
Perfil 12	365.000	4.02	0.01672	1.18	
Perfil 13	360.000	4.11	0.01933	1.15	
Perfil 14	355.000	3.84	0.01213	1.27	
Perfil 15	350.000	3.12	0.00560	1.41	
Perfil 16	345.000	3.04	0.00606	1.36	
Perfil 17	340.000	3.11	0.00631	1.37	
Perfil 18	335.000	3.15	0.00678	1.35	
Perfil 19	330.000	3.23	0.00783	1.32	
Perfil 20	325.000	3.34	0.01024	1.25	
Perfil 21	320.000	3.38	0.01102	1.22	
Perfil 22	315.000	3.42	0.01062	1.24	
Perfil 23	310.000	3.46	0.01003	1.27	
Perfil 24	305.000	3.07	0.00854	1.23	
Perfil 25	300.000	2.88	0.00519	1.37	
Perfil 26	295.000	2.93	0.00483	1.42	
Perfil 27	290.000	3.05	0.00458	1.49	
Perfil 28	285.000	3.26	0.00493	1.52	
Perfil 29	280.000	3.36	0.00449	1.62	
Perfil 30	275.000	3.26	0.00320	1.77	
Perfil 31	270.000	3.33	0.00304	1.83	
Perfil 32	265.000	3.18	0.00281	1.82	
Perfil 33	260.000	2.97	0.00240	1.81	
Perfil 34	255.000	2.79	0.00189	1.86	
Perfil 35	251.870	2.81	0.00187	1.88	
Perfil 36	246.870	5.26	0.00065	2.43	
Perfil 37	243.530	5.71	0.00275	1.60	
Perfil 38	240.200	5.71	0.00277	1.60	(*)
Perfil 39	238.530	5.71	0.00338	1.49	

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Parámetros del Análisis de Socavación para Q = 40 m^3/s – Situación con proyecto (Continuación)

Perfil	Dist Acumulada [m]	q [$m^3/s/m$]	J [m/m]	Hmedio [m]
Perfil 40	236.870	5.71	0.01096	0.98
Perfil 41	233.867	5.71	0.01041	1.00
Perfil 42	231.870	4.11	0.07497	0.75
Perfil 43	225.000	3.13	0.00814	1.27
Perfil 44	220.000	3.26	0.01308	1.13
Perfil 45	215.000	3.59	0.01751	1.09
Perfil 46	210.000	4.73	0.02080	1.23
Perfil 47	205.000	4.82	0.02451	1.19
Perfil 48	200.000	3.20	0.01101	1.17
Perfil 49	195.000	4.16	0.01608	1.23
Perfil 50	190.000	3.41	0.01799	1.05
Perfil 51	185.000	3.52	0.02167	1.01
Perfil 52	180.000	3.63	0.02312	1.00
Perfil 53	175.000	3.77	0.03219	0.93
Perfil 54	170.000	3.27	0.00860	1.30
Perfil 55	165.000	3.39	0.01069	1.25
Perfil 56	160.000	3.27	0.01893	1.03
Perfil 57	155.000	4.32	0.03005	1.04
Perfil 58	150.000	3.81	0.03317	0.92
Perfil 59	145.000	2.92	0.00507	1.40
Perfil 60	140.000	2.66	0.00536	1.31
Perfil 61	135.000	2.51	0.00950	1.07
Perfil 62	130.000	2.36	0.00553	1.23
Perfil 63	125.000	2.89	0.02466	0.95
Perfil 64	120.000	2.07	0.00457	1.17
Perfil 65	115.000	1.91	0.00360	1.19
Perfil 66	110.000	2.31	0.01867	0.81
Perfil 67	105.000	2.47	0.02526	0.77
Perfil 68	100.000	2.42	0.04094	0.66
Perfil 69	95.000	3.40	0.02806	0.92
Perfil 70	90.000	2.08	0.00788	0.99
Perfil 71	85.000	2.00	0.00530	1.10
Perfil 72	80.000	1.93	0.00435	1.14
Perfil 73	75.000	1.88	0.00378	1.18
Perfil 74	70.000	1.89	0.00555	1.06
Perfil 75	65.000	1.91	0.00465	1.11
Perfil 76	60.000	1.95	0.00572	1.05
Perfil 77	55.000	2.03	0.00764	0.99
Perfil 78	50.000	2.19	0.01257	0.89

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Parámetros del Análisis de Socavación para Q = 40 m^3/s – Situación con proyecto (Continuación)

Perfil	Dist Acumulada [m]	q [$m^3/s/m$]	J [m/m]	Hmedio [m]
Perfil 79	45.000	2.22	0.00858	0.99
Perfil 80	40.000	2.37	0.01119	0.96
Perfil 81	35.000	2.88	0.01415	1.01
Perfil 82	30.000	3.00	0.01242	1.08
Perfil 83	25.000	2.66	0.00755	1.17
Perfil 84	20.000	2.19	0.00921	0.97
Perfil 85	15.000	2.23	0.01154	0.91
Perfil 86	10.000	2.29	0.01403	0.88

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.15

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN

Resultados del Análisis de Socavación para Q = 40 m^3/s – Situación con proyecto

Perfil	Dist Acumulada [m]	q [$m^3/s/m$]	J [m/m]	Hmedio [m]	Socavación [m]				
					USM	LICHTVAN-LEBEDIEV	FROEHLICH	PROMEDIO (USM, L-L y F)	
Perfil 1	420.000	2.28	0.00813	1.03	0.49	0.31	0.53	0.44	
Perfil 2	415.000	2.40	0.00884	1.04	0.56	0.36	0.57	0.50	
Perfil 3	410.000	2.54	0.01006	1.03	0.63	0.43	0.64	0.57	
Perfil 4	405.000	2.66	0.01215	1.00	0.72	0.51	0.71	0.65	
Perfil 5	400.000	2.61	0.01224	0.99	0.71	0.50	0.70	0.64	
Perfil 6	395.000	2.55	0.01201	0.98	0.69	0.48	0.69	0.62	
Perfil 7	390.000	2.46	0.01119	0.98	0.64	0.44	0.63	0.57	
Perfil 8	385.000	2.37	0.00972	1.00	0.58	0.38	0.59	0.52	
Perfil 9	380.000	2.28	0.00852	1.02	0.51	0.32	0.53	0.45	
Perfil 10	375.000	2.58	0.01188	1.00	0.71	0.48	0.68	0.62	
Perfil 11	370.000	2.68	0.01487	0.95	0.79	0.57	0.76	0.71	
Perfil 12	365.000	4.02	0.01672	1.18	1.25	0.89	1.16	1.10	
Perfil 13	360.000	4.11	0.01933	1.15	1.34	0.95	1.22	1.17	
Perfil 14	355.000	3.84	0.01213	1.27	1.09	0.72	1.00	0.94	
Perfil 15	350.000	3.12	0.00560	1.41	0.58	0.29	0.60	0.49	
Perfil 16	345.000	3.04	0.00606	1.36	0.60	0.31	0.61	0.51	
Perfil 17	340.000	3.11	0.00631	1.37	0.64	0.33	0.62	0.53	
Perfil 18	335.000	3.15	0.00678	1.35	0.68	0.37	0.65	0.57	
Perfil 19	330.000	3.23	0.00783	1.32	0.76	0.43	0.70	0.63	
Perfil 20	325.000	3.34	0.01024	1.25	0.91	0.54	0.80	0.75	
Perfil 21	320.000	3.38	0.01102	1.22	0.93	0.59	0.84	0.79	
Perfil 22	315.000	3.42	0.01062	1.24	0.93	0.59	0.84	0.79	
Perfil 23	310.000	3.46	0.01003	1.27	0.92	0.57	0.85	0.78	
Perfil 24	305.000	3.07	0.00854	1.23	0.74	0.45	0.71	0.63	
Perfil 25	300.000	2.88	0.00519	1.37	0.49	0.23	0.52	0.41	
Perfil 26	295.000	2.93	0.00483	1.42	0.48	0.20	0.51	0.40	
Perfil 27	290.000	3.05	0.00458	1.49	0.49	0.18	0.51	0.39	
Perfil 28	285.000	3.26	0.00493	1.52	0.57	0.24	0.57	0.46	
Perfil 29	280.000	3.36	0.00449	1.62	0.57	0.18	0.54	0.43	
Perfil 30	275.000	3.26	0.00320	1.77	0.40	0.00	0.40	0.27	
Perfil 31	270.000	3.33	0.00304	1.83	0.39	0.00	0.38	0.26	
Perfil 32	265.000	3.18	0.00281	1.82	0.33	0.00	0.31	0.21	
Perfil 33	260.000	2.97	0.00240	1.81	0.24	0.00	0.11	0.12	
Perfil 34	255.000	2.79	0.00189	1.86	0.15	0.00	0.00	0.05	
Perfil 35	251.870	2.81	0.00187	1.88	0.16	0.00	0.00	0.05	
Perfil 36	246.870	5.26	0.00065	2.43	0.04	0.10	0.67	0.27	
Perfil 37	243.530	5.71	0.00275	1.60	0.23	1.09	1.50	0.94	
Perfil 38	240.200	5.71	0.00277	1.60	0.23	1.09	1.50	0.94	(*)
Perfil 39	238.530	5.71	0.00338	1.49	0.29	1.20	1.60	1.03	
Perfil 40	236.870	5.71	0.01096	0.98	0.63	1.71	2.07	1.47	
Perfil 41	233.867	5.71	0.01041	1.00	0.62	1.69	2.05	1.45	
Perfil 42	231.870	4.11	0.07497	0.75	1.67	1.35	1.58	1.53	
Perfil 43	225.000	3.13	0.00814	1.27	0.74	0.44	0.70	0.63	
Perfil 44	220.000	3.26	0.01308	1.13	0.95	0.63	0.87	0.82	
Perfil 45	215.000	3.59	0.01751	1.09	1.14	0.81	1.05	1.00	
Perfil 46	210.000	4.73	0.02080	1.23	1.57	1.11	1.41	1.36	

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

Resultados del Análisis de Socavación para Q = 40 m^3/s – Situación con proyecto (Continuación)

Perfil	Dist Acumulada [m]	q [$m^3/s/m$]	J [m/m]	Hmedio [m]	Socavación [m]			
					USM	LICHTVAN-LEBEDIEV	FROEHLICH	PROMEDIO (USM, L-L y F)
Perfil 47	205.000	4.82	0.02451	1.19	1.67	1.18	1.49	1.45
Perfil 48	200.000	3.20	0.01101	1.17	0.87	0.57	0.81	0.75
Perfil 49	195.000	4.16	0.01608	1.23	1.30	0.89	1.17	1.12
Perfil 50	190.000	3.41	0.01799	1.05	1.09	0.77	1.00	0.95
Perfil 51	185.000	3.52	0.02167	1.01	1.18	0.86	1.08	1.04
Perfil 52	180.000	3.63	0.02312	1.00	1.22	0.91	1.15	1.09
Perfil 53	175.000	3.77	0.03219	0.93	1.37	1.04	1.26	1.22
Perfil 54	170.000	3.27	0.00860	1.30	0.82	0.47	0.73	0.67
Perfil 55	165.000	3.39	0.01069	1.25	0.94	0.56	0.83	0.78
Perfil 56	160.000	3.27	0.01893	1.03	1.10	0.74	0.96	0.93
Perfil 57	155.000	4.32	0.03005	1.04	1.55	1.14	1.40	1.36
Perfil 58	150.000	3.81	0.03317	0.92	1.38	1.06	1.29	1.24
Perfil 59	145.000	2.92	0.00507	1.40	0.50	0.22	0.53	0.42
Perfil 60	140.000	2.66	0.00536	1.31	0.47	0.20	0.48	0.38
Perfil 61	135.000	2.51	0.00950	1.07	0.64	0.37	0.60	0.54
Perfil 62	130.000	2.36	0.00553	1.23	0.43	0.15	0.41	0.33
Perfil 63	125.000	2.89	0.02466	0.95	1.18	0.66	0.85	0.90
Perfil 64	120.000	2.07	0.00457	1.17	0.28	0.08	0.30	0.22
Perfil 65	115.000	1.91	0.00360	1.19	0.19	0.00	0.12	0.10
Perfil 66	110.000	2.31	0.01867	0.81	0.73	0.55	0.71	0.66
Perfil 67	105.000	2.47	0.02526	0.77	0.86	0.66	0.82	0.78
Perfil 68	100.000	2.42	0.04094	0.66	0.95	0.75	0.89	0.86
Perfil 69	95.000	3.40	0.02806	0.92	1.23	0.90	1.11	1.08
Perfil 70	90.000	2.08	0.00788	0.99	0.44	0.26	0.46	0.39
Perfil 71	85.000	2.00	0.00530	1.10	0.31	0.12	0.33	0.25
Perfil 72	80.000	1.93	0.00435	1.14	0.24	0.04	0.25	0.18
Perfil 73	75.000	1.88	0.00378	1.18	0.20	0.00	0.12	0.11
Perfil 74	70.000	1.89	0.00555	1.06	0.31	0.11	0.30	0.24
Perfil 75	65.000	1.91	0.00465	1.11	0.25	0.06	0.27	0.19
Perfil 76	60.000	1.95	0.00572	1.05	0.31	0.14	0.35	0.27
Perfil 77	55.000	2.03	0.00764	0.99	0.42	0.24	0.45	0.37
Perfil 78	50.000	2.19	0.01257	0.89	0.60	0.41	0.59	0.53
Perfil 79	45.000	2.22	0.00858	0.99	0.49	0.33	0.53	0.45
Perfil 80	40.000	2.37	0.01119	0.96	0.62	0.42	0.62	0.55
Perfil 81	35.000	2.88	0.01415	1.01	0.84	0.59	0.80	0.74
Perfil 82	30.000	3.00	0.01242	1.08	0.84	0.57	0.79	0.73
Perfil 83	25.000	2.66	0.00755	1.17	0.58	0.34	0.58	0.50
Perfil 84	20.000	2.19	0.00921	0.97	0.51	0.33	0.53	0.46
Perfil 85	15.000	2.23	0.01154	0.91	0.58	0.41	0.60	0.53
Perfil 86	10.000	2.29	0.01403	0.88	0.66	0.47	0.64	0.59

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.16

EJE HIDRÁULICO Q = 9.03 M^3/S (0.05%) – SITUACIÓN CON PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 9.03 m^3/s (0.05%) – Situación con proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	Nº Froude
Perfil 1	420.00	9.03	1263.69	1264.63	1264.51	1264.80	0.0116	1.84	8.29	0.76
Perfil 2	415.00	9.03	1263.63	1264.58	1264.45	1264.74	0.0108	1.81	8.23	0.74
Perfil 3	410.00	9.03	1263.57	1264.53	1264.39	1264.69	0.0102	1.77	8.35	0.72
Perfil 4	405.00	9.03	1263.52	1264.47	1264.34	1264.64	0.0107	1.81	8.22	0.74
Perfil 5	400.00	9.03	1263.48	1264.38	1264.29	1264.57	0.0131	1.94	8.06	0.81
Perfil 6	395.00	9.03	1263.43	1264.28	1264.23	1264.50	0.0156	2.07	7.76	0.88
Perfil 7	390.00	9.03	1263.39	1264.19	1264.15	1264.42	0.0165	2.12	7.62	0.90
Perfil 8	385.00	9.03	1263.30	1264.13	1264.06	1264.34	0.0149	2.05	7.65	0.86
Perfil 9	380.00	9.03	1263.21	1264.03	1263.99	1264.26	0.0165	2.13	7.56	0.91
Perfil 10	375.00	9.03	1263.09	1263.89	1263.89	1264.17	0.0206	2.31	7.27	1.01
Perfil 11	370.00	9.03	1262.97	1263.78	1263.78	1264.06	0.0217	2.36	7.12	1.03
Perfil 12	365.00	9.03	1262.85	1263.69	1263.68	1263.96	0.0190	2.27	7.09	0.97
Perfil 13	360.00	9.03	1262.73	1263.57	1263.57	1263.85	0.0209	2.35	6.95	1.01
Perfil 14	355.00	9.03	1262.62	1263.45	1263.46	1263.74	0.0227	2.41	6.91	1.05
Perfil 15	350.00	9.03	1262.54	1263.47	1263.33	1263.62	0.0099	1.72	8.66	0.70
Perfil 16	345.00	9.03	1262.48	1263.43	1263.26	1263.57	0.0083	1.61	8.82	0.64
Perfil 17	340.00	9.03	1262.41	1263.39	1263.20	1263.52	0.0085	1.64	8.50	0.65
Perfil 18	335.00	9.03	1262.34	1263.33	1263.16	1263.48	0.0093	1.72	8.03	0.68
Perfil 19	330.00	9.03	1262.20	1263.11	1263.11	1263.39	0.0225	2.34	7.04	1.01
Perfil 20	325.00	9.03	1262.05	1263.02	1262.75	1263.14	0.0058	1.54	7.62	0.56
Perfil 21	320.00	9.03	1262.08	1262.98	1262.72	1263.11	0.0069	1.57	7.56	0.58
Perfil 22	315.00	9.03	1262.11	1262.93	1262.70	1263.07	0.0082	1.66	7.48	0.62
Perfil 23	310.00	9.03	1262.04	1262.90	1262.64	1263.03	0.0069	1.58	7.44	0.58
Perfil 24	305.00	9.03	1261.99	1262.85	1262.62	1262.99	0.0074	1.63	7.35	0.60
Perfil 25	300.00	9.03	1261.93	1262.84	1262.55	1262.95	0.0057	1.47	7.87	0.53

Perfil 26	295.00	9.03	1261.87	1262.81	1262.50	1262.92	0.0057	1.46	7.87	0.53
Perfil 27	290.00	9.03	1261.81	1262.81	1262.40	1262.89	0.0036	1.22	9.13	0.43
Perfil 28	285.00	9.03	1261.75	1262.75	1262.41	1262.86	0.0053	1.47	7.56	0.51
Perfil 29	280.00	9.03	1261.69	1262.74	1262.32	1262.83	0.0041	1.37	7.21	0.45
Perfil 30	275.00	9.03	1261.63	1262.74	1262.22	1262.81	0.0026	1.15	8.06	0.37
Perfil 31	270.00	9.03	1261.57	1262.74	1262.17	1262.80	0.0022	1.09	8.22	0.34
Perfil 32	265.00	9.03	1261.51	1262.73	1262.10	1262.78	0.0018	1.00	8.53	0.31
Perfil 33	260.00	9.03	1261.45	1262.73	1262.04	1262.77	0.0015	0.93	9.01	0.28
Perfil 34	255.00	9.03	1261.39	1262.73	1261.98	1262.76	0.0011	0.82	10.09	0.25
Perfil 35	251.87	9.03	1261.39	1262.73	1261.96	1262.76	0.0011	0.82	10.12	0.25
Perfil 36	246.87	9.03	1261.33	1262.71	1261.88	1262.76	0.0002	0.93	7.00	0.25
Perfil 37	243.53	9.03	1261.32	1262.51	1262.45	1262.74	0.0027	2.12	7.00	0.87
Perfil 38	240.20	9.03	1261.31	1262.50	1262.44	1262.73	0.0027	2.13	7.00	0.87
Perfil 39	238.53	9.03	1261.31	1262.44	1262.44	1262.72	0.0037	2.34	7.00	1.01
Perfil 40	236.87	9.03	1261.30	1261.59	1261.85	1262.63	0.0272	4.52	7.00	2.70
Perfil 41	233.87	9.03	1261.29	1261.60	1261.85	1262.52	0.0222	4.25	7.00	2.46
Perfil 42	231.87	9.03	1261.17	1261.56	1261.79	1262.41	0.1469	4.08	7.54	2.41
Perfil 43	225.00	9.03	1261.03	1261.77	1261.77	1262.05	0.0226	2.37	6.81	1.01
Perfil 44	220.00	9.03	1260.90	1261.54	1261.60	1261.91	0.0306	2.71	6.08	1.17
Perfil 45	215.00	9.03	1260.79	1261.47	1261.48	1261.78	0.0238	2.47	6.37	1.04
Perfil 46	210.00	9.03	1260.62	1261.47	1261.34	1261.67	0.0120	1.95	6.77	0.76
Perfil 47	205.00	9.03	1260.54	1261.28	1261.28	1261.58	0.0220	2.42	6.25	1.00
Perfil 48	200.00	9.03	1260.35	1261.26	1261.12	1261.44	0.0110	1.85	7.36	0.72
Perfil 49	195.00	9.03	1260.28	1261.16	1261.04	1261.37	0.0130	2.04	6.38	0.78
Perfil 50	190.00	9.03	1260.20	1261.04	1260.97	1261.30	0.0161	2.23	5.93	0.86
Perfil 51	185.00	9.03	1260.13	1260.99	1260.88	1261.21	0.0138	2.08	6.28	0.80
Perfil 52	180.00	9.03	1260.05	1260.82	1260.81	1261.12	0.0218	2.43	6.07	0.99
Perfil 53	175.00	9.03	1259.84	1260.84	1260.62	1261.01	0.0089	1.80	6.62	0.64
Perfil 54	170.00	9.03	1259.87	1260.82	1260.58	1260.96	0.0079	1.70	6.89	0.62

*

Perfil 55	165.00	9.03	1259.76	1260.72	1260.56	1260.91	0.0103	1.95	6.29	0.72
Perfil 56	160.00	9.03	1259.64	1260.49	1260.49	1260.83	0.0219	2.57	5.23	1.00
Perfil 57	155.00	9.03	1259.52	1260.54	1260.31	1260.69	0.0083	1.77	6.88	0.65
Perfil 58	150.00	9.03	1259.41	1260.54	1260.19	1260.65	0.0050	1.48	7.39	0.52
Perfil 59	145.00	9.03	1259.22	1260.55	1260.01	1260.62	0.0027	1.09	10.09	0.39
Perfil 60	140.00	9.03	1259.20	1260.53	1260.11	1260.60	0.0039	1.18	10.87	0.45
Perfil 61	135.00	9.03	1259.18	1260.33	1260.20	1260.55	0.0160	2.07	7.13	0.84
Perfil 62	130.00	9.03	1259.17	1260.37	1260.15	1260.46	0.0062	1.33	11.06	0.54
Perfil 63	125.00	9.03	1259.15	1260.15	1260.15	1260.39	0.0275	2.18	8.87	1.02
Perfil 64	120.00	9.03	1259.06	1260.16	1259.96	1260.23	0.0070	1.18	16.82	0.56
Perfil 65	115.00	9.03	1259.00	1260.14	1259.89	1260.20	0.0060	1.11	18.12	0.53
Perfil 66	110.00	9.03	1258.92	1260.02	1259.93	1260.15	0.0123	1.63	11.65	0.76
Perfil 67	105.00	9.03	1258.80	1259.82	1259.82	1260.06	0.0214	2.16	8.76	1.00
Perfil 68	100.00	9.03	1258.68	1259.27	1259.45	1259.86	0.0622	3.38	6.42	1.68
Perfil 69	95.00	9.03	1258.53	1259.18	1259.27	1259.54	0.0422	2.67	8.77	1.37
Perfil 70	90.00	9.03	1258.37	1259.33	1259.14	1259.45	0.0090	1.58	9.83	0.66
Perfil 71	85.00	9.03	1258.22	1259.32	1258.92	1259.41	0.0050	1.34	9.53	0.51
Perfil 72	80.00	9.03	1258.07	1259.32	1258.74	1259.38	0.0025	1.10	9.08	0.37
Perfil 73	75.00	9.03	1257.95	1259.33	1258.59	1259.37	0.0016	0.91	9.76	0.29
Perfil 74	70.00	9.03	1257.98	1259.30	1258.67	1259.36	0.0026	1.09	9.29	0.37
Perfil 75	65.00	9.03	1258.00	1259.24	1258.77	1259.34	0.0048	1.36	8.50	0.49
Perfil 76	60.00	9.03	1258.02	1259.17	1258.91	1259.30	0.0068	1.59	7.59	0.59
Perfil 77	55.00	9.03	1258.04	1259.11	1258.91	1259.26	0.0084	1.73	7.41	0.66
Perfil 78	50.00	9.03	1258.05	1259.08	1258.84	1259.22	0.0072	1.63	7.68	0.61
Perfil 79	45.00	9.03	1258.04	1259.06	1258.83	1259.18	0.0074	1.52	9.65	0.62
Perfil 80	40.00	9.03	1258.03	1258.96	1258.87	1259.13	0.0129	1.78	9.83	0.79
Perfil 81	35.00	9.03	1258.02	1258.81	1258.81	1259.04	0.0219	2.10	9.64	1.00
Perfil 82	30.00	9.03	1258.01	1258.82	1258.61	1258.95	0.0075	1.54	9.17	0.62
Perfil 83	25.00	9.03	1257.98	1258.81	1258.55	1258.90	0.0054	1.33	10.57	0.53

Perfil 84	20.00	9.03	1257.99	1258.75	1258.57	1258.87	0.0078	1.52	10.04	0.63
Perfil 85	15.00	9.03	1257.96	1258.68	1258.55	1258.82	0.0100	1.66	9.75	0.71
Perfil 86	10.00	9.03	1257.91	1258.59	1258.51	1258.76	0.0140	1.85	9.58	0.83

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.17

EJE HIDRÁULICO Q = 3.16 M^3/S (1.00%) – SITUACIÓN CON PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 3.16 m^3/s (1.00%) – Situación con proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	Nº Froude
Perfil 1	420.00	3.16	1263.69	1264.29	1264.20	1264.38	0.0116	1.33	6.63	0.71
Perfil 2	415.00	3.16	1263.63	1264.23	1264.14	1264.32	0.0110	1.30	6.72	0.69
Perfil 3	410.00	3.16	1263.57	1264.18	1264.09	1264.26	0.0105	1.28	6.81	0.68
Perfil 4	405.00	3.16	1263.52	1264.12	1264.03	1264.21	0.0107	1.30	6.68	0.69
Perfil 5	400.00	3.16	1263.48	1264.05	1263.98	1264.15	0.0136	1.42	6.40	0.77
Perfil 6	395.00	3.16	1263.43	1263.96	1263.91	1264.08	0.0156	1.49	6.27	0.82
Perfil 7	390.00	3.16	1263.39	1263.88	1263.84	1264.00	0.0158	1.49	6.30	0.82
Perfil 8	385.00	3.16	1263.30	1263.82	1263.76	1263.92	0.0140	1.42	6.52	0.78
Perfil 9	380.00	3.16	1263.21	1263.72	1263.68	1263.84	0.0180	1.54	6.51	0.87
Perfil 10	375.00	3.16	1263.09	1263.60	1263.59	1263.74	0.0220	1.66	6.27	0.96
Perfil 11	370.00	3.16	1262.97	1263.48	1263.48	1263.63	0.0224	1.68	6.14	0.97
Perfil 12	365.00	3.16	1262.85	1263.38	1263.36	1263.52	0.0204	1.64	6.05	0.92
Perfil 13	360.00	3.16	1262.73	1263.26	1263.25	1263.41	0.0224	1.70	5.87	0.96
Perfil 14	355.00	3.16	1262.62	1263.16	1263.14	1263.30	0.0205	1.65	5.84	0.92
Perfil 15	350.00	3.16	1262.54	1263.12	1263.05	1263.21	0.0118	1.26	7.53	0.70
Perfil 16	345.00	3.16	1262.48	1263.07	1262.99	1263.15	0.0108	1.21	7.81	0.67
Perfil 17	340.00	3.16	1262.41	1263.02	1262.93	1263.09	0.0103	1.22	7.33	0.65
Perfil 18	335.00	3.16	1262.34	1262.97	1262.86	1263.04	0.0101	1.23	6.89	0.65
Perfil 19	330.00	3.16	1262.20	1262.80	1262.80	1262.96	0.0270	1.74	6.03	1.01
Perfil 20	325.00	3.16	1262.05	1262.61	1262.44	1262.67	0.0058	1.08	6.44	0.51
Perfil 21	320.00	3.16	1262.08	1262.57	1262.42	1262.64	0.0065	1.10	6.51	0.53
Perfil 22	315.00	3.16	1262.11	1262.52	1262.41	1262.59	0.0095	1.22	6.71	0.63
Perfil 23	310.00	3.16	1262.04	1262.48	1262.35	1262.55	0.0073	1.13	6.75	0.56
Perfil 24	305.00	3.16	1261.99	1262.43	1262.32	1262.51	0.0089	1.21	6.65	0.61
Perfil 25	300.00	3.16	1261.93	1262.41	1262.26	1262.47	0.0067	1.08	7.09	0.54

Perfil 26	295.00	3.16	1261.87	1262.38	1262.20	1262.43	0.0058	1.04	6.81	0.50
Perfil 27	290.00	3.16	1261.81	1262.37	1262.12	1262.41	0.0032	0.84	7.57	0.38
Perfil 28	285.00	3.16	1261.75	1262.34	1262.10	1262.39	0.0042	0.96	6.51	0.43
Perfil 29	280.00	3.16	1261.69	1262.33	1262.02	1262.37	0.0026	0.82	6.53	0.34
Perfil 30	275.00	3.16	1261.63	1262.33	1261.94	1262.35	0.0015	0.67	7.36	0.27
Perfil 31	270.00	3.16	1261.57	1262.33	1261.89	1262.35	0.0012	0.62	7.54	0.24
Perfil 32	265.00	3.16	1261.51	1262.32	1261.83	1262.34	0.0009	0.55	7.85	0.21
Perfil 33	260.00	3.16	1261.45	1262.32	1261.77	1262.34	0.0007	0.50	8.16	0.18
Perfil 34	255.00	3.16	1261.39	1262.32	1261.72	1262.33	0.0005	0.44	9.05	0.16
Perfil 35	251.87	3.16	1261.39	1262.32	1261.70	1262.33	0.0005	0.44	9.04	0.16
Perfil 36	246.87	3.16	1261.33	1262.32	1261.60	1262.33	0.0001	0.46	7.00	0.15
Perfil 37	243.53	3.16	1261.32	1262.22	1262.17	1262.32	0.0027	1.43	7.00	0.81
Perfil 38	240.20	3.16	1261.31	1262.20	1262.16	1262.31	0.0027	1.44	7.00	0.82
Perfil 39	238.53	3.16	1261.31	1262.16	1262.16	1262.30	0.0042	1.65	7.00	1.01
Perfil 40	236.87	3.16	1261.30	1261.42	1261.58	1262.21	0.0663	3.95	7.00	3.74
Perfil 41	233.87	3.16	1261.29	1261.43	1261.57	1262.00	0.0379	3.34	7.00	2.90
Perfil 42	231.87	3.16	1261.17	1261.39	1261.52	1261.83	0.1364	2.94	5.76	2.18
Perfil 43	225.00	3.16	1261.03	1261.45	1261.45	1261.61	0.0264	1.76	5.85	1.01
Perfil 44	220.00	3.16	1260.90	1261.24	1261.28	1261.45	0.0376	2.00	5.58	1.20
Perfil 45	215.00	3.16	1260.79	1261.16	1261.16	1261.32	0.0253	1.76	5.69	1.00
Perfil 46	210.00	3.16	1260.62	1261.10	1261.02	1261.20	0.0125	1.41	5.86	0.73
Perfil 47	205.00	3.16	1260.54	1260.94	1260.94	1261.11	0.0254	1.80	5.38	1.01
Perfil 48	200.00	3.16	1260.35	1260.85	1260.80	1260.96	0.0169	1.51	6.16	0.83
Perfil 49	195.00	3.16	1260.28	1260.77	1260.71	1260.89	0.0145	1.49	5.62	0.78
Perfil 50	190.00	3.16	1260.20	1260.70	1260.63	1260.81	0.0145	1.51	5.41	0.78
Perfil 51	185.00	3.16	1260.13	1260.64	1260.56	1260.74	0.0129	1.42	5.74	0.73
Perfil 52	180.00	3.16	1260.05	1260.48	1260.48	1260.64	0.0265	1.79	5.55	1.02
Perfil 53	175.00	3.16	1259.84	1260.42	1260.27	1260.50	0.0084	1.26	5.46	0.59
Perfil 54	170.00	3.16	1259.87	1260.37	1260.26	1260.45	0.0100	1.30	5.99	0.65

*

Perfil 55	165.00	3.16	1259.76	1260.25	1260.21	1260.38	0.0167	1.63	5.22	0.85
Perfil 56	160.00	3.16	1259.64	1260.09	1260.09	1260.28	0.0250	1.94	4.32	1.01
Perfil 57	155.00	3.16	1259.52	1260.01	1259.95	1260.14	0.0152	1.59	5.10	0.81
Perfil 58	150.00	3.16	1259.41	1260.00	1259.83	1260.07	0.0072	1.22	5.61	0.57
Perfil 59	145.00	3.16	1259.22	1260.00	1259.66	1260.04	0.0026	0.83	6.75	0.36
Perfil 60	140.00	3.16	1259.20	1259.96	1259.71	1260.02	0.0062	1.11	6.13	0.52
Perfil 61	135.00	3.16	1259.18	1259.86	1259.70	1259.97	0.0097	1.49	3.79	0.63
Perfil 62	130.00	3.16	1259.17	1259.83	1259.65	1259.92	0.0090	1.39	4.44	0.62
Perfil 63	125.00	3.16	1259.15	1259.78	1259.60	1259.88	0.0086	1.38	3.88	0.57
Perfil 64	120.00	3.16	1259.06	1259.77	1259.57	1259.83	0.0058	1.07	6.39	0.50
Perfil 65	115.00	3.16	1259.00	1259.72	1259.65	1259.79	0.0126	1.17	9.78	0.71
Perfil 66	110.00	3.16	1258.92	1259.51	1259.51	1259.69	0.0240	1.90	4.64	1.01
Perfil 67	105.00	3.16	1258.80	1259.35	1259.37	1259.57	0.0266	2.04	4.18	1.07
Perfil 68	100.00	3.16	1258.68	1259.03	1259.13	1259.35	0.0687	2.51	5.15	1.62
Perfil 69	95.00	3.16	1258.53	1258.95	1258.96	1259.12	0.0268	1.83	5.52	1.04
Perfil 70	90.00	3.16	1258.37	1258.86	1258.77	1258.96	0.0121	1.42	5.68	0.72
Perfil 71	85.00	3.16	1258.22	1258.87	1258.60	1258.91	0.0034	0.92	6.39	0.40
Perfil 72	80.00	3.16	1258.07	1258.87	1258.43	1258.89	0.0013	0.67	7.08	0.26
Perfil 73	75.00	3.16	1257.95	1258.87	1258.29	1258.89	0.0007	0.53	7.72	0.19
Perfil 74	70.00	3.16	1257.98	1258.86	1258.35	1258.88	0.0011	0.63	6.69	0.23
Perfil 75	65.00	3.16	1258.00	1258.84	1258.42	1258.87	0.0019	0.78	5.83	0.30
Perfil 76	60.00	3.16	1258.02	1258.81	1258.50	1258.86	0.0043	1.01	5.97	0.44
Perfil 77	55.00	3.16	1258.04	1258.77	1258.58	1258.83	0.0056	1.08	6.23	0.50
Perfil 78	50.00	3.16	1258.05	1258.76	1258.51	1258.81	0.0040	0.97	6.43	0.44
Perfil 79	45.00	3.16	1258.04	1258.74	1258.53	1258.79	0.0047	0.97	7.37	0.47
Perfil 80	40.00	3.16	1258.03	1258.68	1258.54	1258.75	0.0097	1.20	7.36	0.64
Perfil 81	35.00	3.16	1258.02	1258.54	1258.54	1258.67	0.0265	1.62	7.41	1.01
Perfil 82	30.00	3.16	1258.01	1258.49	1258.33	1258.54	0.0057	1.01	7.62	0.50
Perfil 83	25.00	3.16	1257.98	1258.48	1258.28	1258.52	0.0043	0.89	8.54	0.44

Perfil 84	20.00	3.16	1257.99	1258.43	1258.30	1258.49	0.0072	1.06	8.31	0.56
Perfil 85	15.00	3.16	1257.96	1258.37	1258.28	1258.44	0.0101	1.19	8.06	0.66
Perfil 86	10.00	3.16	1257.91	1258.29	1258.23	1258.38	0.0140	1.35	7.43	0.77

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.18

EJE HIDRÁULICO Q = 1.44 M^3/S (5.00%) – SITUACIÓN CON PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 1.44 m^3/s (5.00%) – Situación con proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	Nº Froude
Perfil 1	420.00	1.44	1263.69	1264.13	1264.05	1264.19	0.0116	1.02	5.90	0.66
Perfil 2	415.00	1.44	1263.63	1264.08	1264.00	1264.13	0.0111	1.00	6.04	0.65
Perfil 3	410.00	1.44	1263.57	1264.02	1263.95	1264.07	0.0110	0.99	6.12	0.65
Perfil 4	405.00	1.44	1263.52	1263.97	1263.90	1264.02	0.0109	1.00	5.98	0.65
Perfil 5	400.00	1.44	1263.48	1263.90	1263.84	1263.96	0.0134	1.09	5.66	0.72
Perfil 6	395.00	1.44	1263.43	1263.82	1263.77	1263.88	0.0153	1.14	5.55	0.76
Perfil 7	390.00	1.44	1263.39	1263.74	1263.70	1263.81	0.0165	1.17	5.46	0.79
Perfil 8	385.00	1.44	1263.30	1263.66	1263.61	1263.73	0.0149	1.14	5.44	0.75
Perfil 9	380.00	1.44	1263.21	1263.57	1263.53	1263.64	0.0173	1.22	5.15	0.81
Perfil 10	375.00	1.44	1263.09	1263.46	1263.44	1263.55	0.0222	1.31	5.23	0.91
Perfil 11	370.00	1.44	1262.97	1263.35	1263.33	1263.43	0.0223	1.31	5.21	0.91
Perfil 12	365.00	1.44	1262.85	1263.24	1263.22	1263.32	0.0213	1.29	5.21	0.89
Perfil 13	360.00	1.44	1262.73	1263.12	1263.11	1263.21	0.0229	1.32	5.16	0.91
Perfil 14	355.00	1.44	1262.62	1263.02	1263.00	1263.10	0.0198	1.25	5.27	0.85
Perfil 15	350.00	1.44	1262.54	1262.95	1262.91	1263.01	0.0152	1.14	5.42	0.75
Perfil 16	345.00	1.44	1262.48	1262.87	1262.82	1262.94	0.0151	1.17	5.01	0.75
Perfil 17	340.00	1.44	1262.41	1262.80	1262.74	1262.87	0.0139	1.18	4.52	0.72
Perfil 18	335.00	1.44	1262.34	1262.73	1262.66	1262.80	0.0120	1.16	4.11	0.67
Perfil 19	330.00	1.44	1262.20	1262.57	1262.57	1262.71	0.0285	1.61	3.48	1.01
Perfil 20	325.00	1.44	1262.05	1262.44	1262.32	1262.47	0.0050	0.77	6.25	0.45
Perfil 21	320.00	1.44	1262.08	1262.41	1262.30	1262.44	0.0058	0.79	6.43	0.47
Perfil 22	315.00	1.44	1262.11	1262.36	1262.29	1262.40	0.0112	0.96	6.54	0.64
Perfil 23	310.00	1.44	1262.04	1262.32	1262.22	1262.35	0.0073	0.85	6.46	0.53
Perfil 24	305.00	1.44	1261.99	1262.26	1262.20	1262.31	0.0105	0.95	6.35	0.62
Perfil 25	300.00	1.44	1261.93	1262.22	1262.14	1262.26	0.0085	0.87	6.76	0.56

Perfil 26	295.00	1.44	1261.87	1262.19	1262.08	1262.22	0.0064	0.81	6.48	0.50
Perfil 27	290.00	1.44	1261.81	1262.18	1262.01	1262.20	0.0030	0.62	7.22	0.35
Perfil 28	285.00	1.44	1261.75	1262.16	1261.97	1262.18	0.0031	0.67	6.04	0.36
Perfil 29	280.00	1.44	1261.69	1262.15	1261.90	1262.17	0.0016	0.54	6.36	0.26
Perfil 30	275.00	1.44	1261.63	1262.15	1261.82	1262.16	0.0009	0.42	7.19	0.19
Perfil 31	270.00	1.44	1261.57	1262.15	1261.78	1262.16	0.0006	0.38	7.37	0.17
Perfil 32	265.00	1.44	1261.51	1262.15	1261.72	1262.15	0.0004	0.33	7.68	0.14
Perfil 33	260.00	1.44	1261.45	1262.15	1261.66	1262.15	0.0003	0.29	7.99	0.12
Perfil 34	255.00	1.44	1261.39	1262.15	1261.60	1262.15	0.0002	0.26	8.73	0.10
Perfil 35	251.87	1.44	1261.39	1262.15	1261.58	1262.15	0.0002	0.25	8.71	0.10
Perfil 36	246.87	1.44	1261.33	1262.15	1261.49	1262.15	0.0000	0.25	7.00	0.09
Perfil 37	243.53	1.44	1261.32	1262.07	1262.03	1262.14	0.0032	1.17	6.00	0.83
Perfil 38	240.20	1.44	1261.31	1262.06	1262.02	1262.13	0.0034	1.22	5.78	0.86
Perfil 39	238.53	1.44	1261.31	1262.02	1262.02	1262.12	0.0048	1.45	4.66	1.01
Perfil 40	236.87	1.44	1261.30	1261.36	1261.46	1262.04	0.1426	3.66	7.00	4.92
Perfil 41	233.87	1.44	1261.29	1261.37	1261.46	1261.72	0.0455	2.59	7.00	2.93
Perfil 42	231.87	1.44	1261.17	1261.48	1261.39	1261.52	0.0092	0.86	7.44	0.58
Perfil 43	225.00	1.44	1261.03	1261.32	1261.32	1261.41	0.0291	1.37	5.45	1.00
Perfil 44	220.00	1.44	1260.90	1261.17	1261.14	1261.24	0.0202	1.24	5.38	0.85
Perfil 45	215.00	1.44	1260.79	1261.02	1261.02	1261.12	0.0299	1.40	5.34	1.02
Perfil 46	210.00	1.44	1260.62	1260.94	1260.88	1261.00	0.0126	1.07	5.45	0.69
Perfil 47	205.00	1.44	1260.54	1260.80	1260.80	1260.90	0.0294	1.43	5.01	1.02
Perfil 48	200.00	1.44	1260.35	1260.70	1260.67	1260.77	0.0198	1.20	5.74	0.84
Perfil 49	195.00	1.44	1260.28	1260.62	1260.57	1260.68	0.0155	1.14	5.39	0.76
Perfil 50	190.00	1.44	1260.20	1260.55	1260.49	1260.61	0.0137	1.12	5.19	0.71
Perfil 51	185.00	1.44	1260.13	1260.48	1260.42	1260.54	0.0124	1.05	5.50	0.68
Perfil 52	180.00	1.44	1260.05	1260.35	1260.35	1260.45	0.0300	1.40	5.35	1.02
Perfil 53	175.00	1.44	1259.84	1260.25	1260.13	1260.29	0.0069	0.90	5.12	0.51
Perfil 54	170.00	1.44	1259.87	1260.19	1260.13	1260.24	0.0115	1.03	5.63	0.66

*

Perfil 55	165.00	1.44	1259.76	1260.06	1260.05	1260.16	0.0218	1.38	4.43	0.91
Perfil 56	160.00	1.44	1259.64	1259.93	1259.92	1260.04	0.0257	1.48	4.10	0.97
Perfil 57	155.00	1.44	1259.52	1259.80	1259.80	1259.91	0.0269	1.46	4.51	1.00
Perfil 58	150.00	1.44	1259.41	1259.74	1259.68	1259.81	0.0132	1.15	4.76	0.72
Perfil 59	145.00	1.44	1259.22	1259.74	1259.51	1259.77	0.0026	0.66	5.62	0.34
Perfil 60	140.00	1.44	1259.20	1259.70	1259.52	1259.75	0.0056	0.92	3.97	0.47
Perfil 61	135.00	1.44	1259.18	1259.66	1259.51	1259.71	0.0072	1.04	3.51	0.53
Perfil 62	130.00	1.44	1259.17	1259.63	1259.48	1259.68	0.0064	0.97	3.85	0.50
Perfil 63	125.00	1.44	1259.15	1259.60	1259.43	1259.65	0.0053	0.90	3.87	0.45
Perfil 64	120.00	1.44	1259.06	1259.59	1259.41	1259.62	0.0048	0.79	5.57	0.44
Perfil 65	115.00	1.44	1259.00	1259.49	1259.45	1259.57	0.0178	1.27	4.70	0.83
Perfil 66	110.00	1.44	1258.92	1259.34	1259.34	1259.46	0.0264	1.55	3.85	1.00
Perfil 67	105.00	1.44	1258.80	1259.16	1259.18	1259.31	0.0314	1.73	3.28	1.10
Perfil 68	100.00	1.44	1258.68	1258.93	1258.98	1259.10	0.0578	1.81	4.70	1.41
Perfil 69	95.00	1.44	1258.53	1258.78	1258.81	1258.92	0.0426	1.63	4.84	1.22
Perfil 70	90.00	1.44	1258.37	1258.63	1258.63	1258.74	0.0284	1.40	5.19	1.01
Perfil 71	85.00	1.44	1258.22	1258.65	1258.47	1258.67	0.0033	0.69	5.89	0.37
Perfil 72	80.00	1.44	1258.07	1258.65	1258.30	1258.66	0.0009	0.45	6.57	0.20
Perfil 73	75.00	1.44	1257.95	1258.65	1258.17	1258.66	0.0004	0.33	7.25	0.14
Perfil 74	70.00	1.44	1257.98	1258.64	1258.22	1258.65	0.0006	0.40	6.30	0.17
Perfil 75	65.00	1.44	1258.00	1258.64	1258.27	1258.65	0.0011	0.50	5.44	0.22
Perfil 76	60.00	1.44	1258.02	1258.62	1258.33	1258.64	0.0021	0.66	4.60	0.31
Perfil 77	55.00	1.44	1258.04	1258.59	1258.41	1258.62	0.0044	0.77	5.59	0.43
Perfil 78	50.00	1.44	1258.05	1258.58	1258.37	1258.61	0.0027	0.66	5.81	0.34
Perfil 79	45.00	1.44	1258.04	1258.56	1258.38	1258.59	0.0037	0.70	6.42	0.39
Perfil 80	40.00	1.44	1258.03	1258.53	1258.38	1258.56	0.0060	0.85	5.55	0.49
Perfil 81	35.00	1.44	1258.02	1258.42	1258.42	1258.50	0.0319	1.30	6.75	1.03
Perfil 82	30.00	1.44	1258.01	1258.34	1258.22	1258.36	0.0050	0.73	7.14	0.44
Perfil 83	25.00	1.44	1257.98	1258.32	1258.17	1258.34	0.0035	0.64	7.89	0.38

Perfil 84	20.00	1.44	1257.99	1258.28	1258.19	1258.32	0.0068	0.79	7.50	0.51
Perfil 85	15.00	1.44	1257.96	1258.23	1258.17	1258.27	0.0107	0.92	7.28	0.63
Perfil 86	10.00	1.44	1257.91	1258.16	1258.11	1258.21	0.0140	1.03	6.73	0.72

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

ANEXO N°2.19

EJE HIDRÁULICO Q = 0.54 M^3/S (50.0%) – SITUACIÓN CON PROYECTO

Eje Hidráulico Q = 0.54 m^3/s (50.0%) – Situación con proyecto

Perfil	Distancia Acumulada [m]	Q Total [m^3/s]	Cota de Fondo [m]	Cota Eje Hidráulico [m]	Cota Altura Crítica [m]	Cota Energía Total [m]	Pendiente Lineal [m/m]	Velocidad [m/s]	Ancho [m]	Nº Froude
Perfil 1	420.00	0.54	1263.69	1263.97	1263.90	1264.01	0.0101	0.81	3.54	0.59
Perfil 2	415.00	0.54	1263.63	1263.93	1263.84	1263.96	0.0091	0.77	3.72	0.56
Perfil 3	410.00	0.54	1263.57	1263.88	1263.80	1263.91	0.0094	0.76	3.89	0.57
Perfil 4	405.00	0.54	1263.52	1263.82	1263.76	1263.86	0.0120	0.80	4.20	0.64
Perfil 5	400.00	0.54	1263.48	1263.76	1263.71	1263.79	0.0132	0.84	3.97	0.67
Perfil 6	395.00	0.54	1263.43	1263.69	1263.65	1263.72	0.0146	0.86	4.02	0.70
Perfil 7	390.00	0.54	1263.39	1263.60	1263.58	1263.65	0.0170	0.91	4.00	0.75
Perfil 8	385.00	0.54	1263.30	1263.52	1263.49	1263.56	0.0157	0.88	4.11	0.72
Perfil 9	380.00	0.54	1263.21	1263.45	1263.41	1263.49	0.0157	0.88	4.11	0.72
Perfil 10	375.00	0.54	1263.09	1263.34	1263.32	1263.39	0.0236	1.02	3.83	0.88
Perfil 11	370.00	0.54	1262.97	1263.22	1263.20	1263.27	0.0228	1.03	3.65	0.86
Perfil 12	365.00	0.54	1262.85	1263.11	1263.09	1263.16	0.0215	1.01	3.57	0.84
Perfil 13	360.00	0.54	1262.73	1263.00	1262.98	1263.06	0.0216	0.99	3.75	0.83
Perfil 14	355.00	0.54	1262.62	1262.91	1262.88	1262.95	0.0184	0.90	4.24	0.77
Perfil 15	350.00	0.54	1262.54	1262.83	1262.79	1262.86	0.0169	0.85	4.69	0.73
Perfil 16	345.00	0.54	1262.48	1262.74	1262.72	1262.78	0.0171	0.85	4.61	0.73
Perfil 17	340.00	0.54	1262.41	1262.65	1262.63	1262.69	0.0179	0.89	4.20	0.75
Perfil 18	335.00	0.54	1262.34	1262.58	1262.54	1262.62	0.0122	0.82	3.82	0.63
Perfil 19	330.00	0.54	1262.20	1262.45	1262.45	1262.52	0.0338	1.18	3.33	1.02
Perfil 20	325.00	0.54	1262.05	1262.31	1262.23	1262.33	0.0041	0.50	6.18	0.38
Perfil 21	320.00	0.54	1262.08	1262.29	1262.21	1262.31	0.0047	0.51	6.36	0.40
Perfil 22	315.00	0.54	1262.11	1262.24	1262.21	1262.27	0.0142	0.71	6.35	0.66
Perfil 23	310.00	0.54	1262.04	1262.20	1262.14	1262.22	0.0067	0.57	6.26	0.47
Perfil 24	305.00	0.54	1261.99	1262.15	1262.11	1262.17	0.0109	0.67	6.10	0.58
Perfil 25	300.00	0.54	1261.93	1262.10	1262.06	1262.12	0.0115	0.66	6.48	0.60

Perfil 26	295.00	0.54	1261.87	1262.02	1262.00	1262.05	0.0157	0.74	6.13	0.69	
Perfil 27	290.00	0.54	1261.81	1261.97	1261.93	1261.99	0.0086	0.59	6.79	0.52	
Perfil 28	285.00	0.54	1261.75	1261.91	1261.88	1261.94	0.0144	0.76	5.44	0.67	
Perfil 29	280.00	0.54	1261.69	1261.85	1261.81	1261.87	0.0103	0.66	5.97	0.57	
Perfil 30	275.00	0.54	1261.63	1261.83	1261.75	1261.84	0.0037	0.46	6.88	0.35	
Perfil 31	270.00	0.54	1261.57	1261.82	1261.70	1261.83	0.0020	0.38	7.06	0.27	
Perfil 32	265.00	0.54	1261.51	1261.82	1261.64	1261.82	0.0009	0.29	7.37	0.19	
Perfil 33	260.00	0.54	1261.45	1261.81	1261.58	1261.82	0.0005	0.24	7.68	0.14	
Perfil 34	255.00	0.54	1261.39	1261.81	1261.52	1261.81	0.0003	0.20	8.09	0.11	
Perfil 35	251.87	0.54	1261.39	1261.81	1261.50	1261.81	0.0002	0.19	8.07	0.10	
Perfil 36	246.87	0.54	1261.33	1261.81	1261.41	1261.81	0.0000	0.16	7.00	0.07	
Perfil 37	243.53	0.54	1261.32	1261.70	1261.65	1261.80	0.0036	1.45	1.18	0.82	
Perfil 38	240.20	0.54	1261.31	1261.68	1261.64	1261.79	0.0039	1.50	1.17	0.86	*
Perfil 39	238.53	0.54	1261.31	1261.64	1261.64	1261.78	0.0054	1.68	1.13	1.01	
Perfil 40	236.87	0.54	1261.30	1261.33	1261.39	1261.73	0.2147	2.80	7.00	5.39	
Perfil 41	233.87	0.54	1261.29	1261.35	1261.38	1261.46	0.0282	1.52	7.00	2.15	
Perfil 42	231.87	0.54	1261.17	1261.35	1261.29	1261.37	0.0080	0.63	5.65	0.51	
Perfil 43	225.00	0.54	1261.03	1261.22	1261.22	1261.27	0.0323	1.02	4.72	0.97	
Perfil 44	220.00	0.54	1260.90	1261.06	1261.04	1261.10	0.0187	0.85	4.95	0.76	
Perfil 45	215.00	0.54	1260.79	1260.93	1260.93	1260.98	0.0340	1.01	5.14	1.00	
Perfil 46	210.00	0.54	1260.62	1260.75	1260.79	1260.86	0.1103	1.45	5.05	1.71	
Perfil 47	205.00	0.54	1260.54	1260.71	1260.70	1260.75	0.0256	0.95	4.83	0.88	
Perfil 48	200.00	0.54	1260.35	1260.60	1260.58	1260.63	0.0225	0.87	5.52	0.82	
Perfil 49	195.00	0.54	1260.28	1260.50	1260.48	1260.54	0.0172	0.82	5.19	0.73	
Perfil 50	190.00	0.54	1260.20	1260.43	1260.40	1260.46	0.0130	0.76	5.01	0.65	
Perfil 51	185.00	0.54	1260.13	1260.37	1260.33	1260.40	0.0111	0.71	5.34	0.59	
Perfil 52	180.00	0.54	1260.05	1260.25	1260.25	1260.30	0.0359	1.02	5.20	1.01	
Perfil 53	175.00	0.54	1259.84	1260.12	1260.03	1260.13	0.0049	0.57	4.85	0.41	
Perfil 54	170.00	0.54	1259.87	1260.06	1260.03	1260.09	0.0164	0.79	5.38	0.71	

Perfil 55	165.00	0.54	1259.76	1259.95	1259.93	1259.99	0.0213	0.98	3.92	0.83
Perfil 56	160.00	0.54	1259.64	1259.81	1259.81	1259.87	0.0284	1.06	3.94	0.94
Perfil 57	155.00	0.54	1259.52	1259.71	1259.69	1259.75	0.0184	0.90	4.26	0.77
Perfil 58	150.00	0.54	1259.41	1259.57	1259.57	1259.63	0.0340	1.09	4.20	1.02
Perfil 59	145.00	0.54	1259.22	1259.54	1259.40	1259.55	0.0027	0.49	4.71	0.32
Perfil 60	140.00	0.54	1259.20	1259.51	1259.39	1259.53	0.0043	0.62	3.47	0.39
Perfil 61	135.00	0.54	1259.18	1259.48	1259.38	1259.50	0.0057	0.69	3.23	0.45
Perfil 62	130.00	0.54	1259.17	1259.45	1259.35	1259.48	0.0053	0.65	3.60	0.43
Perfil 63	125.00	0.54	1259.15	1259.43	1259.32	1259.45	0.0039	0.57	3.85	0.37
Perfil 64	120.00	0.54	1259.06	1259.42	1259.29	1259.43	0.0036	0.55	4.23	0.36
Perfil 65	115.00	0.54	1259.00	1259.34	1259.31	1259.39	0.0184	1.01	3.23	0.79
Perfil 66	110.00	0.54	1258.92	1259.20	1259.20	1259.27	0.0317	1.20	3.15	1.01
Perfil 67	105.00	0.54	1258.80	1259.02	1259.03	1259.11	0.0356	1.32	2.68	1.08
Perfil 68	100.00	0.54	1258.68	1258.87	1258.87	1258.93	0.0325	1.06	4.39	1.00
Perfil 69	95.00	0.54	1258.53	1258.70	1258.71	1258.76	0.0350	1.06	4.66	1.02
Perfil 70	90.00	0.54	1258.37	1258.53	1258.54	1258.59	0.0392	1.07	4.95	1.07
Perfil 71	85.00	0.54	1258.22	1258.45	1258.37	1258.46	0.0056	0.57	5.44	0.44
Perfil 72	80.00	0.54	1258.07	1258.45	1258.21	1258.45	0.0006	0.28	6.12	0.16
Perfil 73	75.00	0.54	1257.95	1258.45	1258.08	1258.45	0.0002	0.18	6.85	0.09
Perfil 74	70.00	0.54	1257.98	1258.45	1258.12	1258.45	0.0003	0.23	5.94	0.12
Perfil 75	65.00	0.54	1258.00	1258.44	1258.17	1258.45	0.0006	0.29	5.10	0.15
Perfil 76	60.00	0.54	1258.02	1258.44	1258.22	1258.44	0.0012	0.39	4.24	0.22
Perfil 77	55.00	0.54	1258.04	1258.42	1258.27	1258.43	0.0037	0.55	4.22	0.37
Perfil 78	50.00	0.54	1258.05	1258.41	1258.26	1258.42	0.0024	0.45	5.27	0.30
Perfil 79	45.00	0.54	1258.04	1258.39	1258.26	1258.40	0.0033	0.51	4.91	0.35
Perfil 80	40.00	0.54	1258.03	1258.36	1258.25	1258.38	0.0050	0.61	4.26	0.42
Perfil 81	35.00	0.54	1258.02	1258.25	1258.25	1258.32	0.0319	1.19	3.16	1.01
Perfil 82	30.00	0.54	1258.01	1258.21	1258.14	1258.22	0.0046	0.49	6.88	0.39
Perfil 83	25.00	0.54	1257.98	1258.20	1258.10	1258.20	0.0028	0.41	7.49	0.31

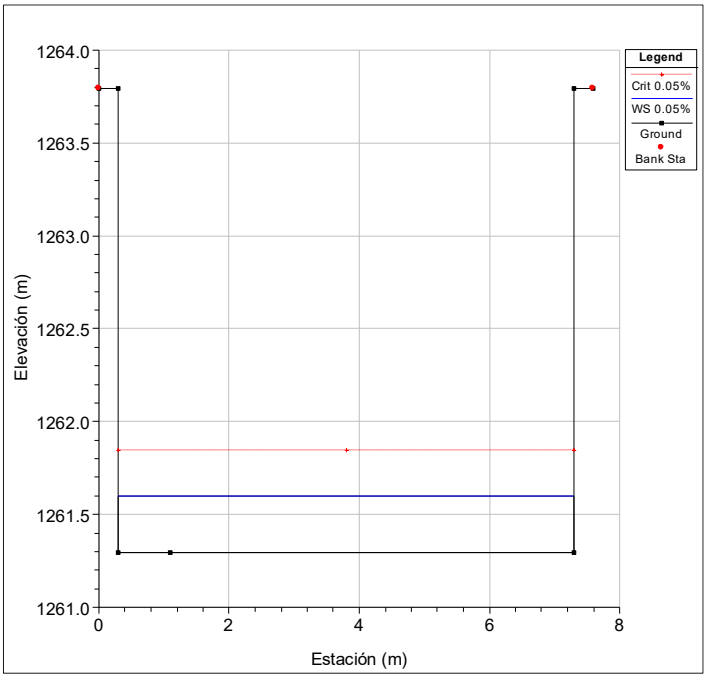
Perfil 84	20.00	0.54	1257.99	1258.17	1258.11	1258.18	0.0062	0.54	6.90	0.45
Perfil 85	15.00	0.54	1257.96	1258.12	1258.08	1258.14	0.0108	0.65	6.51	0.58
Perfil 86	10.00	0.54	1257.91	1258.06	1258.02	1258.08	0.0140	0.72	6.20	0.66

(*) Ubicación de la estación fluviométrica.

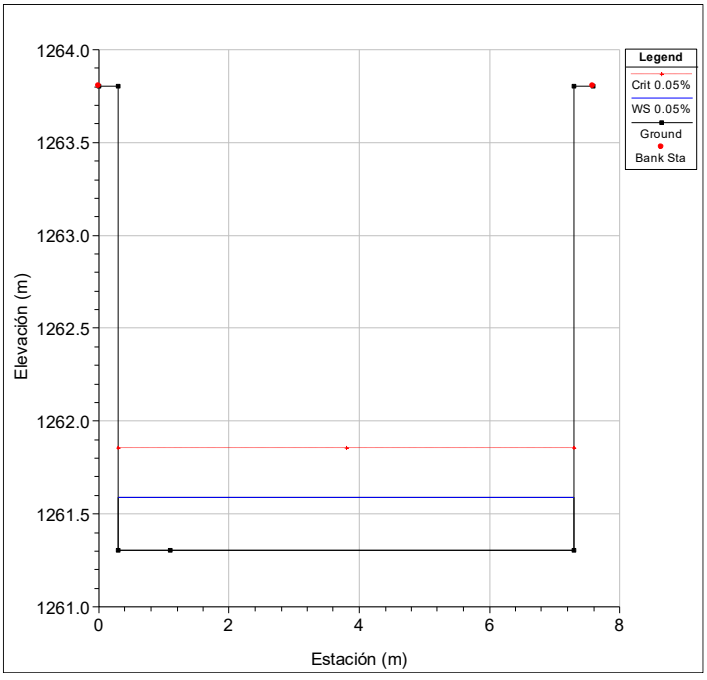
ANEXO N°2.20

MODELACIÓN HEC-RAS: SECCIONES TRANSVERSALES SITUACIÓN CON PROYECTO, Q = 9.03 M^3/S

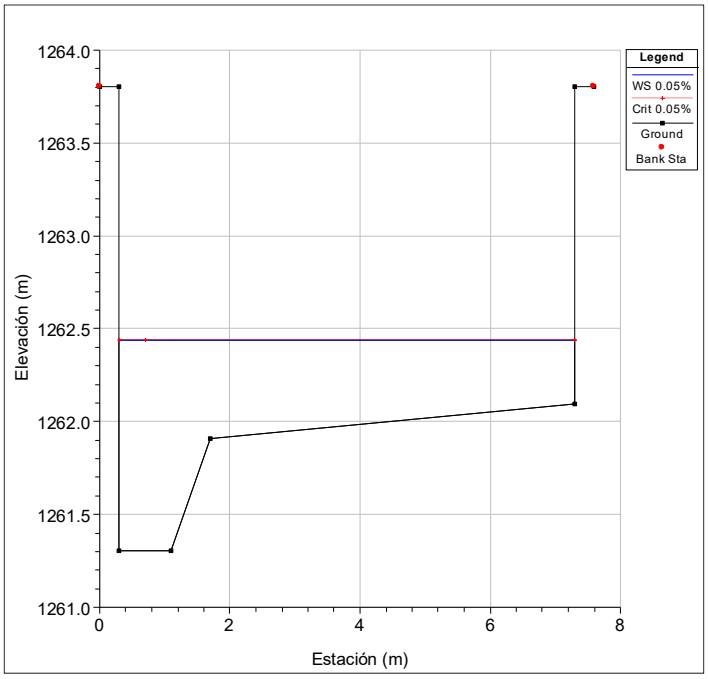
ESTACIÓN 233.87



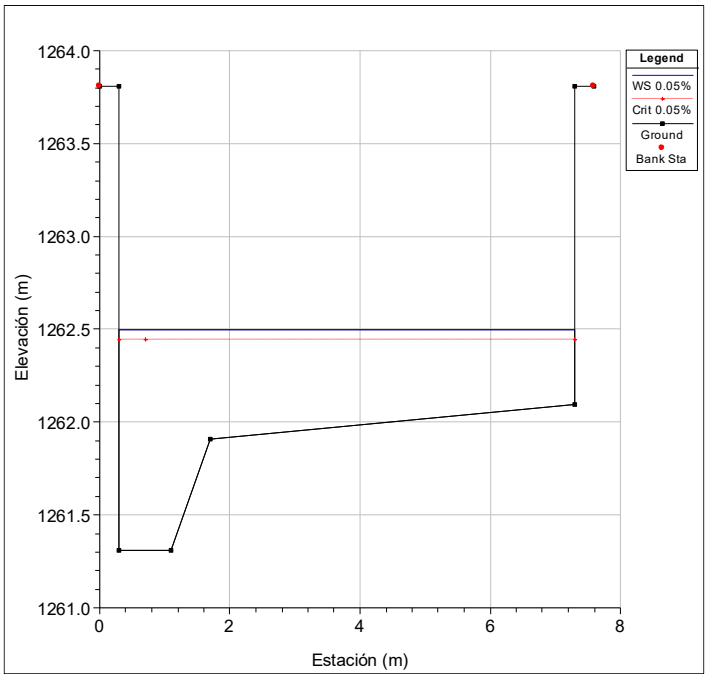
ESTACIÓN 236.87



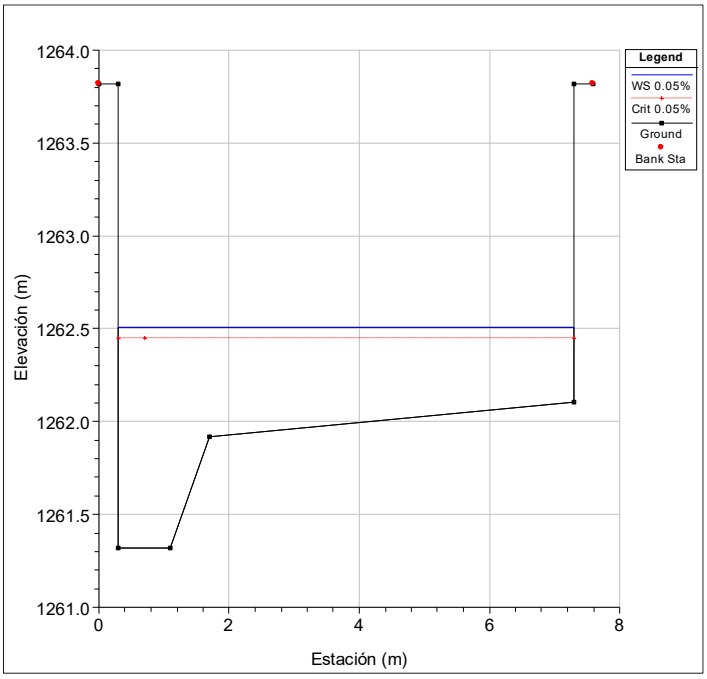
ESTACIÓN 238.53



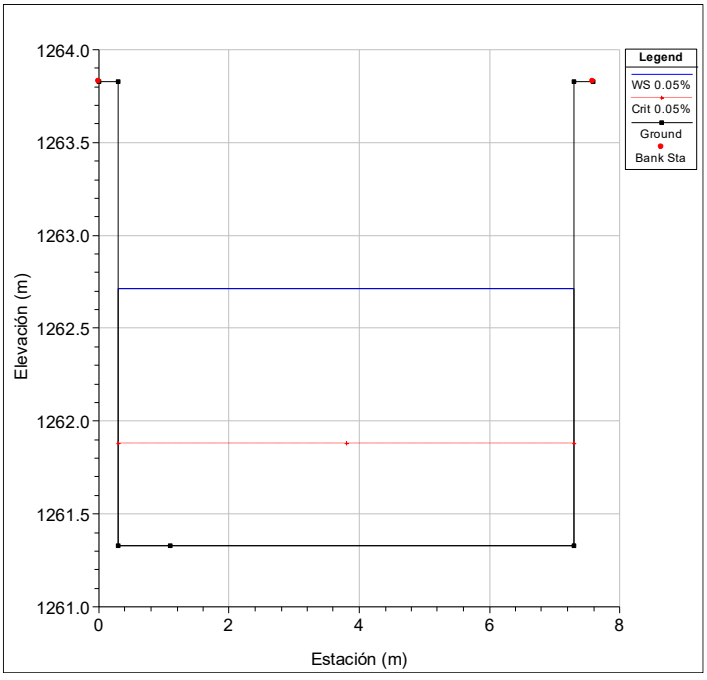
ESTACIÓN 240.2



ESTACIÓN 243.53



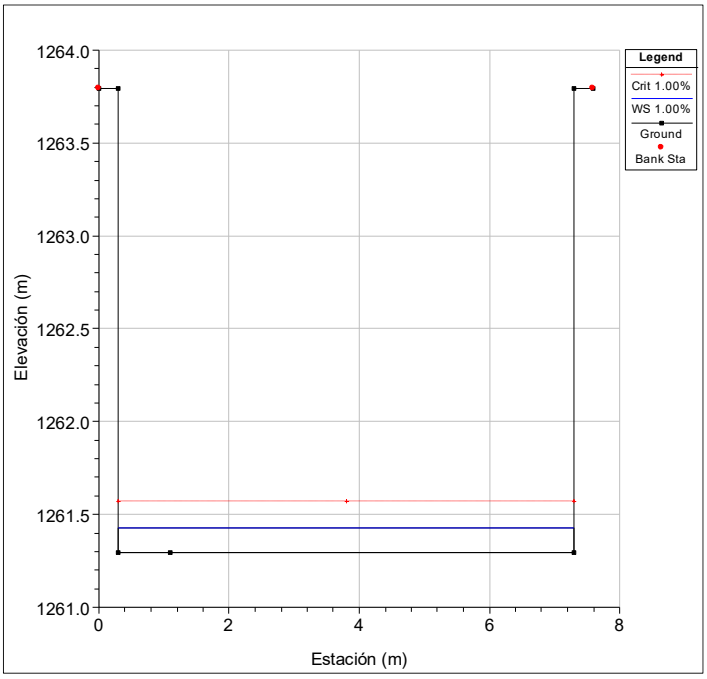
ESTACIÓN 246.87



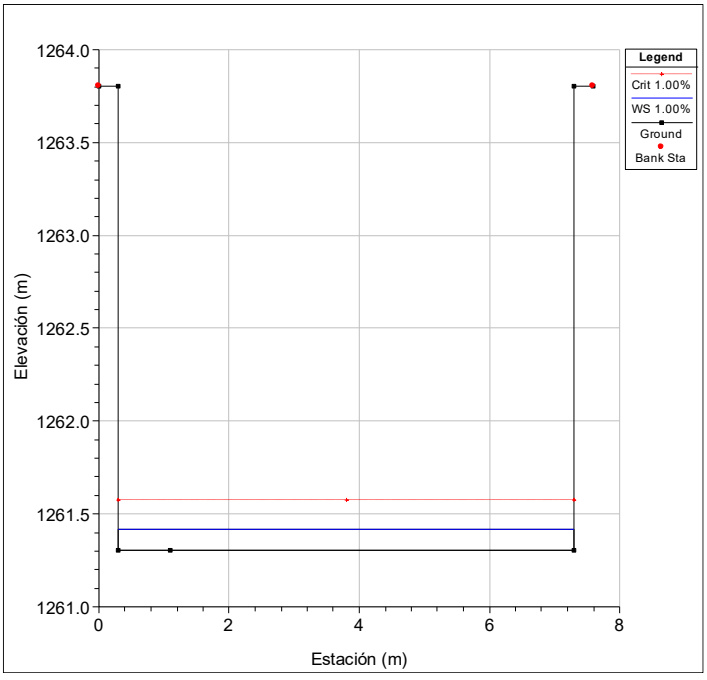
ANEXO N°2.21

MODELACIÓN HEC-RAS: SECCIONES TRANSVERSALES SITUACIÓN CON PROYECTO, Q = 3.16 M^3/S

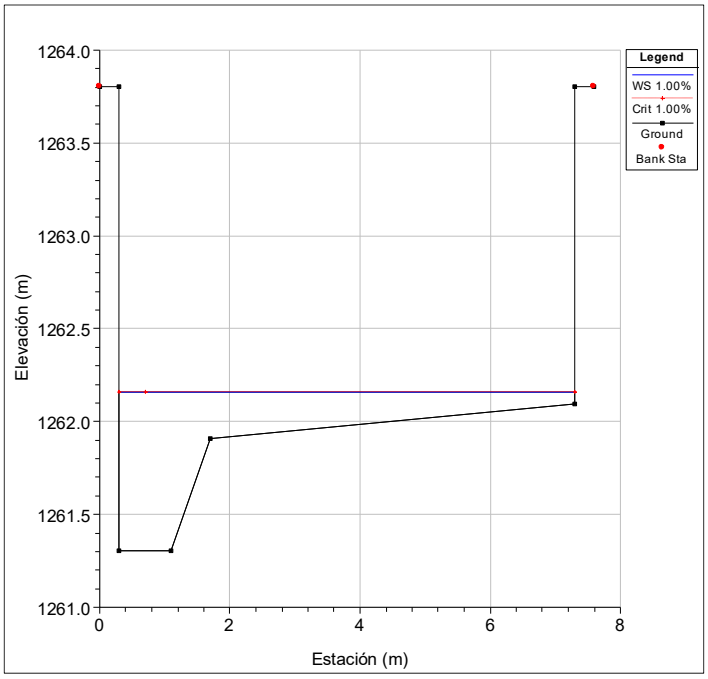
ESTACIÓN 233.87



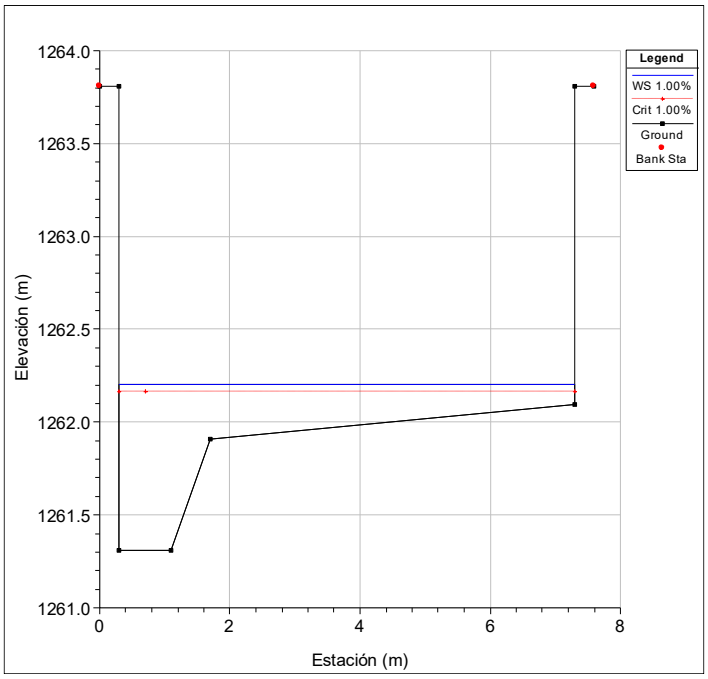
ESTACIÓN 236.87



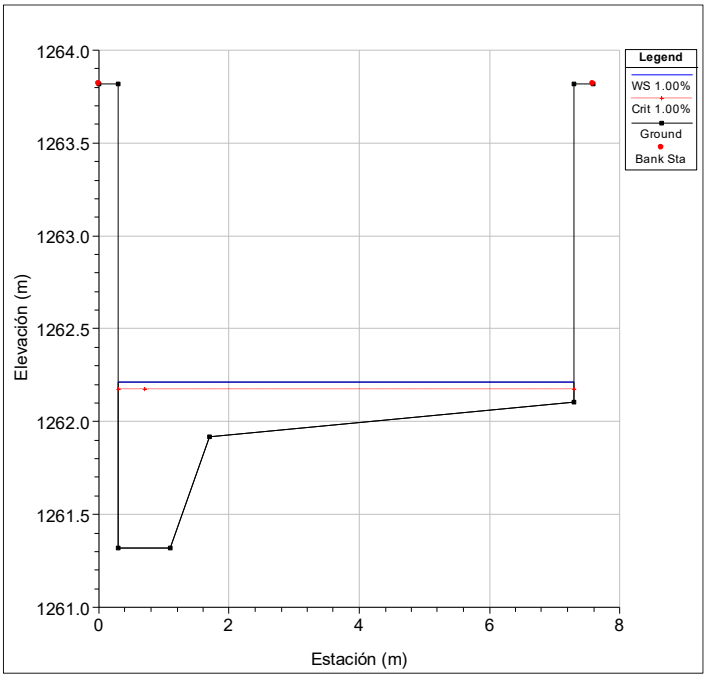
ESTACIÓN 238.53



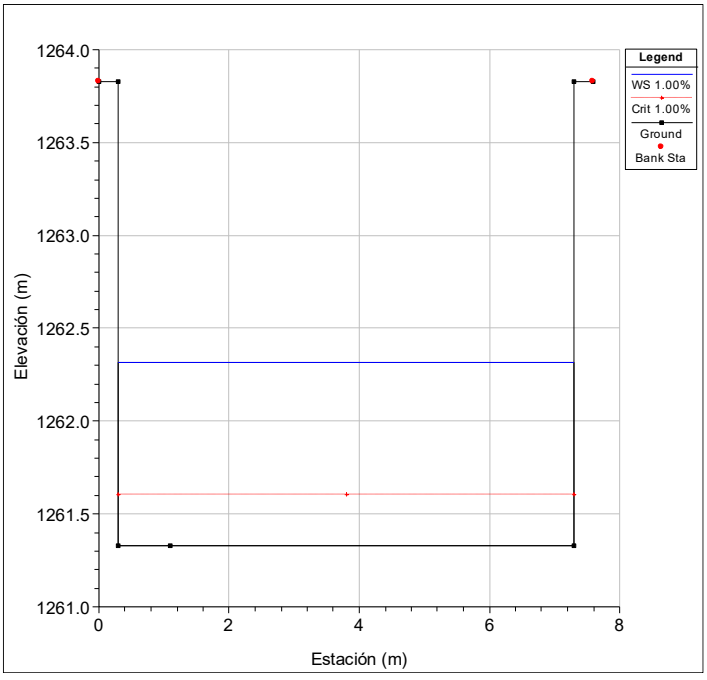
ESTACIÓN 240.2



ESTACIÓN 243.53



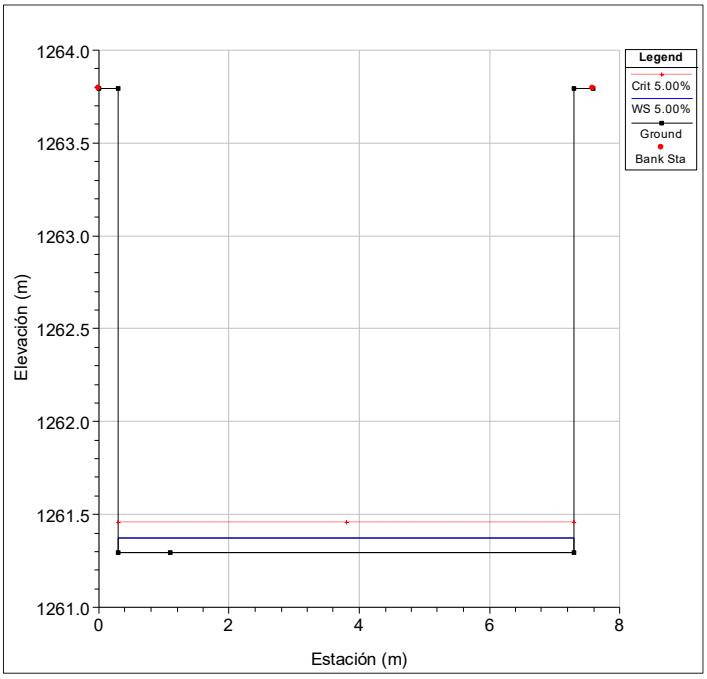
ESTACIÓN 246.87



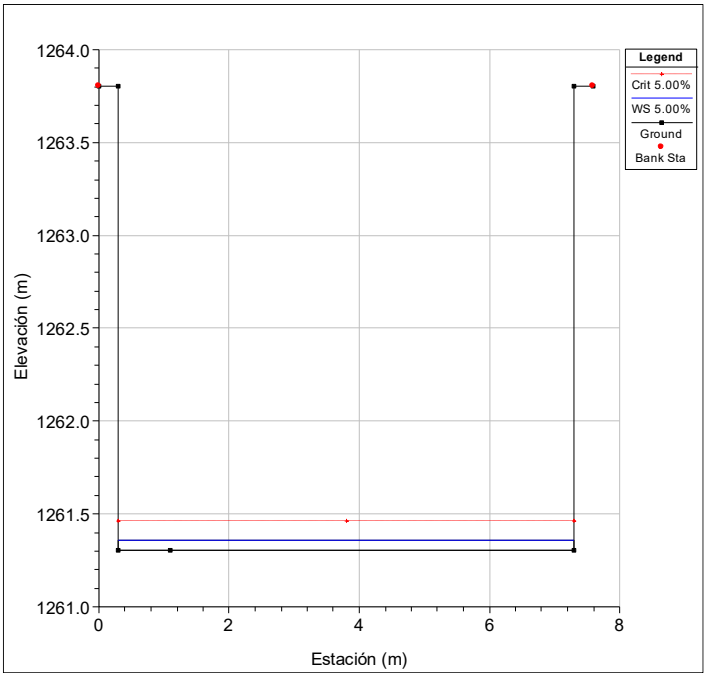
ANEXO N°2.22

MODELACIÓN HEC-RAS: SECCIONES TRANSVERSALES SITUACIÓN CON PROYECTO, Q = 1.44 M^3/S

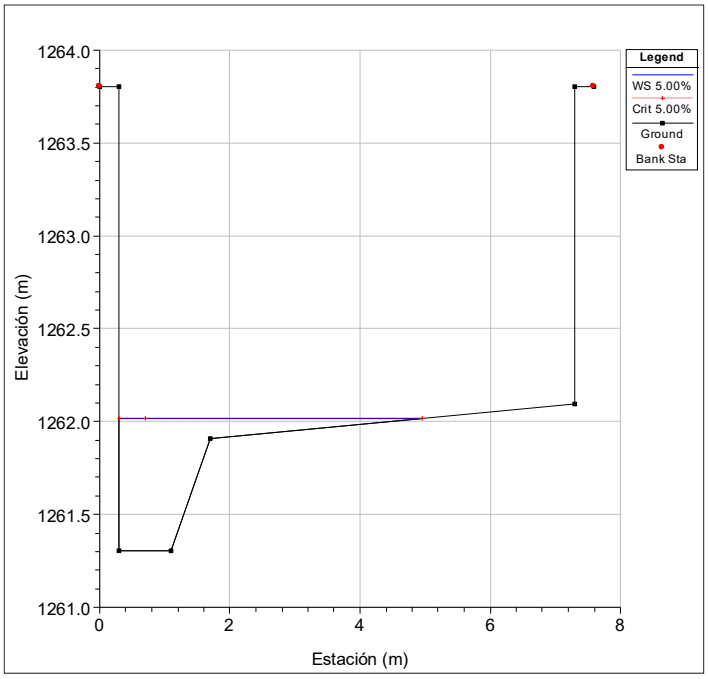
ESTACIÓN 233.87



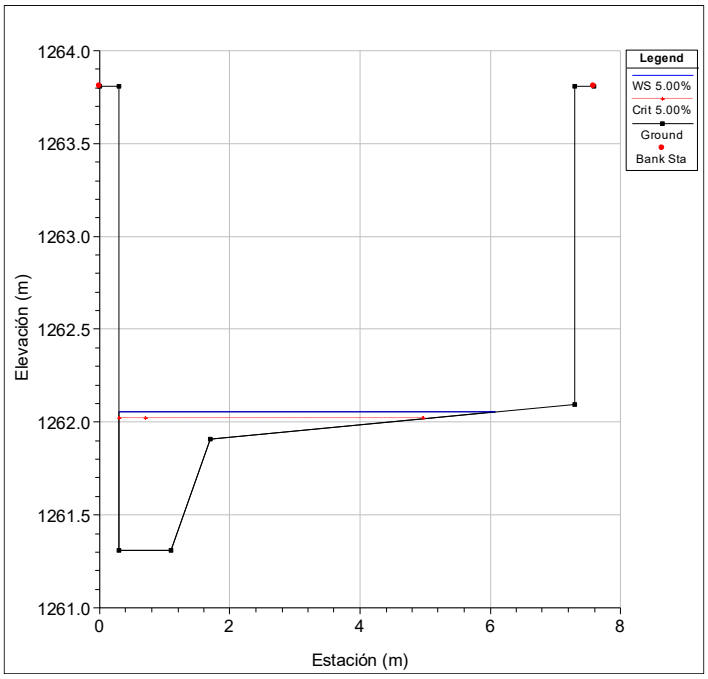
ESTACIÓN 236.87



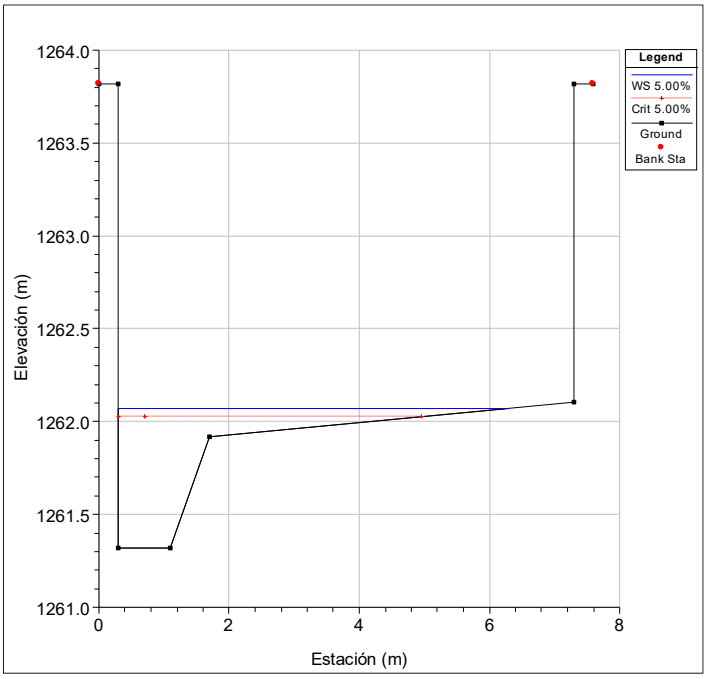
ESTACIÓN 238.53



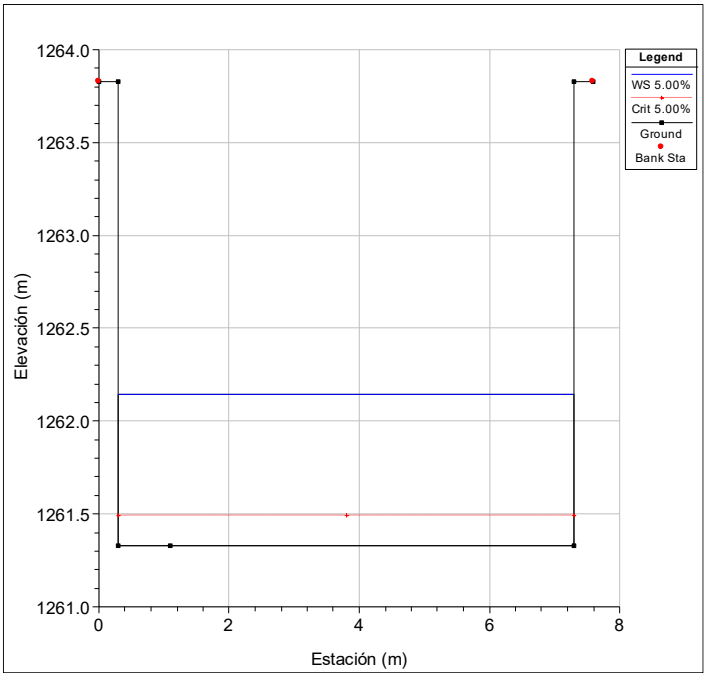
ESTACIÓN 240.2



ESTACIÓN 243.53



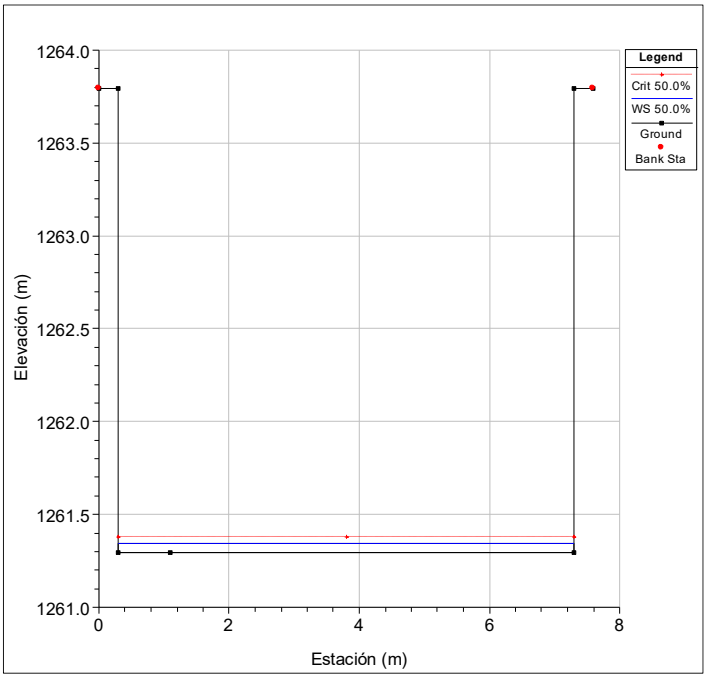
ESTACIÓN 246.87



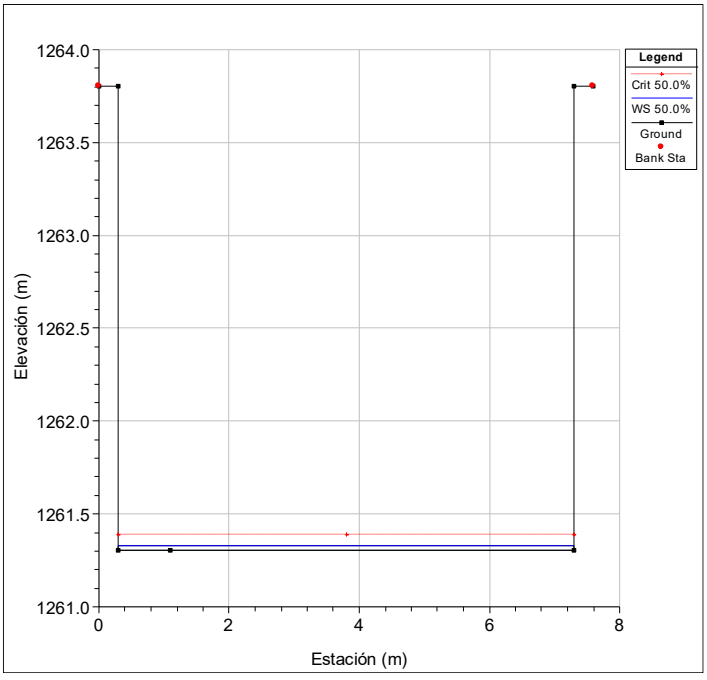
ANEXO N°2.23

MODELACIÓN HEC-RAS: SECCIONES TRANSVERSALES SITUACIÓN CON PROYECTO, Q = 0.54 M^3/S

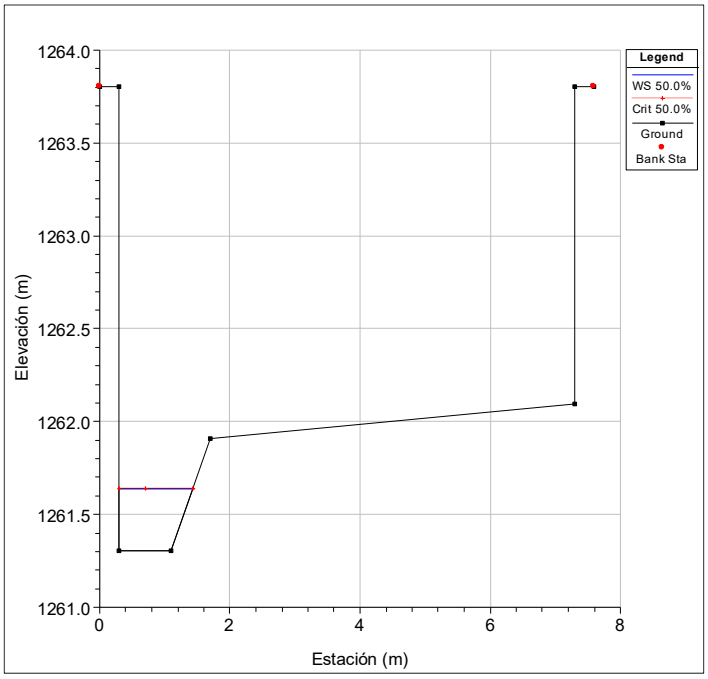
ESTACIÓN 233.87



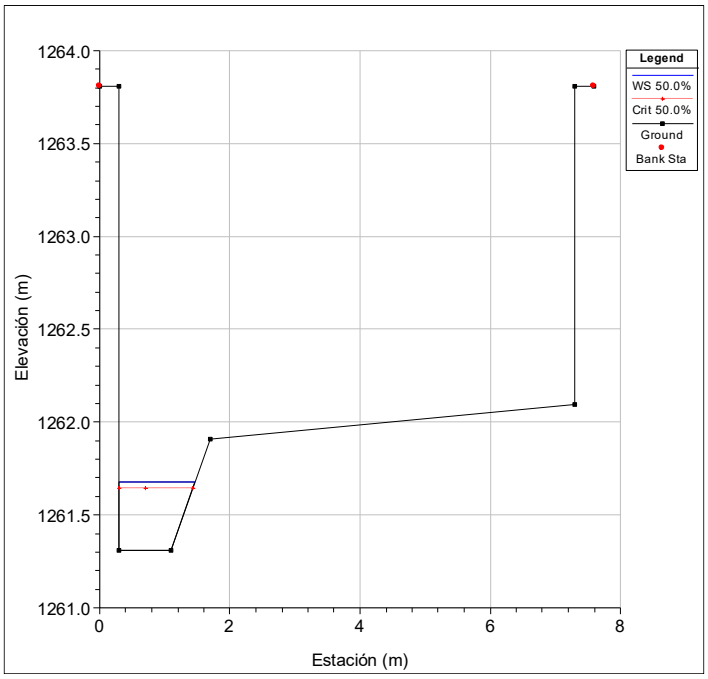
ESTACIÓN 236.87



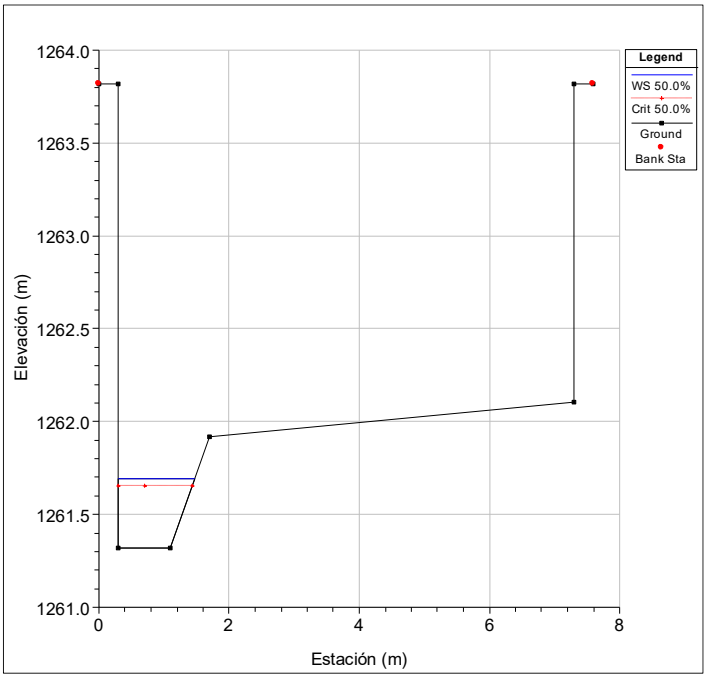
ESTACIÓN 238.53



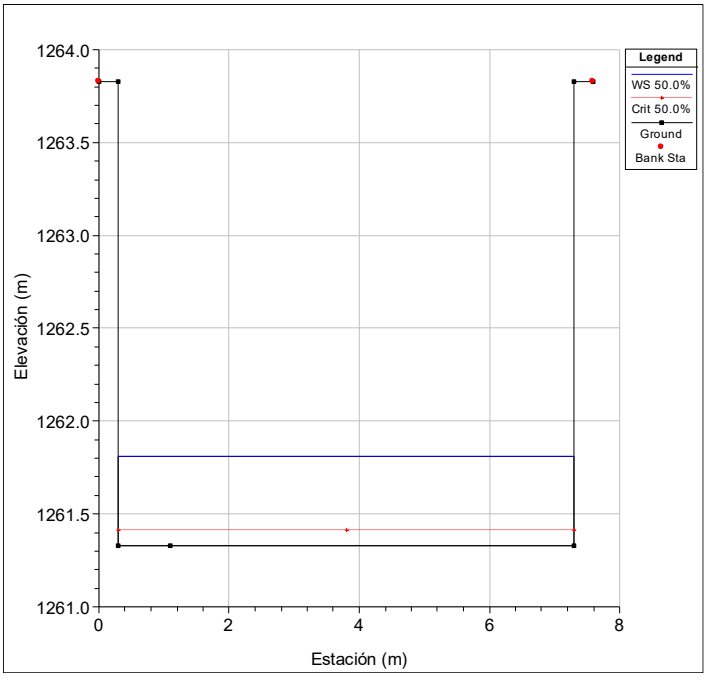
ESTACIÓN 240.2



ESTACIÓN 243.53



ESTACIÓN 246.87



ANEXO N°3

TOPOGRAFÍA

CARLOS DIAZ QUIROZ
INGENIERO GEOMENSOR

INFORME TÉCNICO
TOPOGRAFÍA

PROYECTO "INGENIERÍA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPÓ"

E. F. RÍO JORQUERA EN VERTEDERO

SOLICITADO POR:
4C CONSULTORES EN INGENIERIA CIVIL.
5 ½ ORIENTE Nº 160 – VIÑA DEL MAR

CARLOS DIAZ QUIROZ
INGENIERO GEOMENSOR

Por encargo de "4C CONSULTORES EN INGENIERIA CIVIL", Carlos Díaz Quiroz, Ingeniero Geomensor de la Universidad de Chile, y equipo técnico, ejecutaron levantamientos topográficos geodésicos en la cuenca del rio Copiapó, en las estaciones fluviométricas de la DGA, en lugares definidos por la DGA Región de Atacama, éstos corresponden a sectores de 7 Estaciones Fluviométricas existentes o por proyectar, las cuales se indican a continuación:

- **E.F. Río Copiapó en Mal Paso (después de bocatoma)**
- **E.F. Río Copiapó en La Puerta**
- **E.F. Río Copiapó en San Antonio**
- **E.F. Río Copiapó en Angostura**
- **E.F. Río Jorquera en Vertedero**
- **E.F. Río Jorquera en junta ríos Figueroa y Turbio**
- **E.F. Río Pulido en Vertedero**

El presente informe esta asociado a la **Estación Fluviométrica Río Jorquera en Vertedero**. El trabajo fue desarrollado de acuerdo a los alcances indicados en los términos de referencia, lo cual se enmarcó dentro del siguiente contexto:

1. Levantamiento topográfico geodésico
2. Puntos de referencia y monografías
3. Planilla Excel con puntos crudos
4. Set fotográfico de los sectores levantados

1.- LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO GEODESICO

Objetivos del levantamiento:

El objetivo general de este trabajo, es representar la situación actual de los terrenos en que se encuentran insertas cada estación fluviométrica (existente o por proyectar), mostrando la planimetría y altimetría de cada una de ella, destacando sus puntos singulares, obras de arte, etc. La densidad de puntos tomados es función de los objetivos del proyecto.

Vinculación del levantamiento: La topografía geodésica se ejecutó a partir de los datos geodésicos de PR (puntos de referencias) construidos y definidos en cada una de las Estaciones Fluviales existentes o por proyectar, por la empresa , "H Y H TOPOGRAFIA Y CONSTRUCCION E.I.R.L", el año 2016, proporcionados por la D.G.A - Copiapó

Dichos PR están debidamente vinculados a 3 vértices geodésicos, certificados en su oportunidad por el IGM, de la Red de Vértices en WGS de la zona, del año 2016.Los vértices utilizados fueron:

- IGM Imán
- IGM La Guardia
- IGM Pastos Largos

La topografía fue realizada con coordenadas de proyección UTM, referidas al Elipsoide Internacional WGS-84 (World Geodetic System 1984).

Procesamiento de la información:

El procesamiento y dibujo de la información de las mediciones topográficas realizadas, para determinar las coordenadas de cada uno de los puntos de detalle, fueron ejecutadas mediante el uso Software respectivo:

- Transit V2.35
- Civil Survey 2015
- Planillas Excel
- ACAD 2014

Instrumental de terreno

El realizar los trabajos en terreno se utilizaron los siguientes equipos:

- - Estación Total marca Nikon, modelo DMT-352
- - Equipos de comunicación y transporte.
- - Instrumentales topográficos varios.

Cartografía

De acuerdo a los requerimientos, se confeccionaron planos a escala 1: 1000, con curvas de nivel cada 1.00 m., en el cual están representadas las características morfológicas del terreno, construcciones, y todo detalle relevante del terreno.

Con los antecedentes de terreno procesados se generó un archivo magnético en extensión .dwg compatible con Auto CAD.

2.- PUNTOS DE REFERENCIAS (P.R) Y MONOGRAFIAS.

Estos PR debidamente geo-referenciados y ligados al Datum WGS-84, de proyección cartográfica UTM., se encuentran materializados en terreno, debidamente balizados y materializados en monolitos de hormigón, de 0.40mx0.40mx0.60m con un fierro de 3/4" empotrado.

Las monografías de cada uno de los PR, se encuentran en un archivo, en el cual se muestra:

- Identificación del PR y Estación Fluvial a que pertenece
- Fotografía cercana del mismo y de su entorno
- Coordenadas UTM del PR
- Cota referida al N.M.M.

3.- PLANILLA EXCEL CON PUNTOS CRUDOS.

Cada punto levantado (topografiado), bajado directamente de la Estación Total, tiene una serie de características que pueden ser graficadas en el plano:

- Nº de orden.
- Designación
- Coordenadas UTM : Norte, Este y Cota

4.- SET FOTOGRAFICO.

Cada Estación Fluvial cuenta con su respectivo set fotográfico. En algunos casos nos muestra la situación de ellas antes del temporal que azotó la semana del 11 mayo 2017, y en otras su situación posterior a dicho evento.

CARLOS DIAZ QUIROZ
INGENIERO GEOMENSOR
UNIVERSIDAD DE CHILE

Quilpué, 11 julio 2017

CARLOS DIAZ QUIROZ
INGENIERO GEOMENSOR

MONOGRAFIAS DE PR

PROYECTO : **EST. FLUVIOMETRICAS** **COPIAPO – III REGION**	**PR Nº** **07**	**EF. RIO JORQUERA EN VERTEDERO**

FOTOGRAFIA GENERAL:



FOTOGRAFÍA PARTICULAR:



COORDENADAS UTM
DATUM : WGS-84

NORTE : 6.897.393,297
ESTE : 405.892,310
COTA : 1.259,570

DESCRIPCIÓN: PR. DE FIERRO EMPOTRADA EN MONOLITO DE HORMIGON.

FECHA : JUNIO 2017

CARLOS DIAZ QUIROZ
INGENIERO GEOMENSOR

MONOGRAFIAS DE PR

PROYECTO : **EST. FLUVIOMETRICAS** **COPIAPO – III REGION**	**PR Nº** **08**	**EF. RIO JORQUERA EN VERTEDERO**

FOTOGRAFIA GENERAL:



FOTOGRAFÍA PARTICULAR:



COORDENADAS UTM
DATUM : WGS-84

NORTE : 6.897.391,941
ESTE : 405.913,964
COTA : 1.259,67

DESCRIPCIÓN: PR. DE FIERRO EMPOTRADA EN MONOLITO DE HORMIGON.

FECHA : JUNIO 2017

ANEXO N°4

MECÁNICA DE SUELOS

4C INGENIEROS

CivilTech
Ingeniería y Servicios Ltda.

PROYECTO

INGENIERÍA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPO

ESTUDIO DE SUELOS

ESTACIÓN FLUVIOMÉTRICA RÍO JORQUERA EN VERTEDERO

PREPARÓ
CIVILTECH INGENIERÍA Y SERVICIOS LTDA

PARA
4C INGENIEROS CONSULTORES

REV. 0
DICIEMBRE, 2017

REV.	POR	EMITIDO PARA	FECHA	APROB.
0	JGT	Versión final emitida para Cliente	15.dic.2017	CSG
Comentarios Cliente:				

CivilTech Ingeniería y Servicios Ltda
www.ingenieriaciviltech.cl – jrgonza3@gmail.com
F.32-263 09 22 – 56 9 9478 9988
Riveros Cruz N° 777 – Miraflores
Viña del Mar - Chile

INDICE

INGENIERÍA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA DE RÍO COPIAPO 1

1.0 INTRODUCCIÓN 3

2.0 UBICACIÓN DEL PROYECTO 6

2.1 Proceso de Muestreo 6

2.2 Comentarios 7

3.0 ESTRATIGRAFIA 8

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO 9

5.0 PARAMETROS DE DISEÑO 10

6.0 CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE DEL SUELO 13

7.0 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA FUNDACIONES 16

8.0 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA PAVIMENTOS 19

9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 22

1.0 INTRODUCCIÓN

El presente documento tiene por objetivo establecer las características del suelo para diseño de fundaciones de las obras del proyecto "**INGENIERÍA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA DE RÍO COPIAPO"**, perteneciente a la Dirección General de Aguas, región de Atacama, el cual está siendo desarrollado por la consultora "4C Consultores en Ingeniería Civil Ltda".

El estudio consiste en la revisión al diseño de 7 estaciones fluviométricas ubicadas en la cuenca del río Copiapó, las cuales han sufrido diversos daños asociados a las crecidas de los años 2015 y 2017. Las estaciones pertenecientes al estudio general son:

- EF Río Jorquera en Vertedero
- EF Río Pulido en Vertedero
- EF Río Copiapó en La Puerta
- EF Río Copiapó en Angostura
- EF Río Jorquera en Junta Rios Figueroa y Turbio
- EF Río Copiapó en Mal Paso
- EF Río Copiapó en San Antonio

En particular, el presente documento se refiere a las exploraciones y resultados de ensayos geotécnicos efectuadas en la estación fluviométrica **Río Jorquera en Vertedero**.

Como parte del estudio se realizó una (1) calicata superficial, en un sector característico del suelo de fundación de las obras proyectadas, con el objetivo de identificar y clasificar los suelos del sector, y así poder evaluar las características resistentes geomecánicas del suelo para utilizar en el desarrollo del proyecto estructural de las obras que se proyectan. A partir de los resultados obtenidos, se darán recomendaciones para definir empujes, tensiones admisibles de suelo, procedimientos para excavaciones, dimensionamiento de taludes, especificaciones técnicas de rellenos estructurales y eventuales mejoramientos de suelo.

La ejecución de la calicata y toma de muestras fue efectuada por personal de la consultora, mientras que los ensayos fueron efectuados por el Laboratorio de Ensayes de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (LEPUCV).

En la calicata se tomaron dos muestras a 1.0m y 2.0m de profundidad, dependiendo de los estratos encontrados. La primera muestra se utiliza para determinar las características del material superficial del lecho del río para efectos de estudios hidráulicos de socavación y arrastre de sedimentos. La segunda muestra se utiliza para determinar las características del suelo de fundación de las obras civiles proyectadas.

Para el estudio se consideran se consideran las siguientes exploraciones:

- Recinto Río Jorquera en Vertedero : Calicata Jorquera (JO1, JO2)

En la exploración se efectuó estratigrafía mediante inspección visual para identificar los estratos de suelo y su composición, junto con evaluar las características de dureza y compacidad mediante ensayos de clasificación, densidades características y ensayo CBR. El informe se complementa con un set de fotografías tomadas al terreno resultante de cada calicata.

El **Anexo 1** muestra un set de fotografías que complementan el presente informe, mientras que el **Anexo 2** muestra los resultados de laboratorio.

1.1 ALCANCE

El presente documento está orientado a definir las características de resistencia y capacidad de soporte para el diseño de las fundaciones superficiales para el diseño de muros de contención, cámaras y otras obras civiles del proyecto de la referencia.

Está fuera del alcance de este documento la evaluación del potencial de licuefacción del terreno existente, estudios de estabilidad de taludes, diseño de enrocados de protección, medición de velocidad de onda de corte y otros estudios no presentados en este documento, dado que de acuerdo a los requerimientos del cliente se consideran solamente exploraciones superficiales.

2.0 UBICACIÓN DEL PROYECTO

Esta estación se encuentra en la Comuna de Tierra Amarilla, en la ruta C-459 a 300 de la intersección con la ruta C-35. Sus coordenadas UTM son Norte: 6.897.284 m y Este: 405.766 m, referidas al Datum WGS 84.

A continuación, se indican se muestra planta de ubicación de la calicata y detalles del muestreo.



Figura N° 2.1: Ubicación Calicata Nº1 – Estación Jorquera en Vertedero

2.1 Proceso de Muestreo

Para recolectar las muestras de suelos se ubicó un lugar unos 5m aguas abajo de la estación existente río Jorquera en Vertedero, 100m aguas abajo de la nueva ubicación de la estación.

El lugar se encuentra a un costado del río Jorquera, a un costado de la estación existente Río Jorquera en vertedero, se utilizó una retroexcavadora con la que se procedió a tomar dos muestras de aproximadamente 120 kg cada una a 1.0m y a 1.90m de profundidad (JO1 Y JO2 respectivamente). No apareció napa en la calicata.

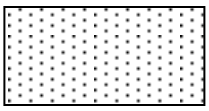
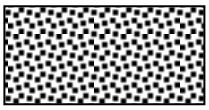
2.2 Comentarios

En este lugar se tomó la muestra de suelo en la ubicación de la estación existente debido a la imposibilidad de hacerlo en el punto designado para la nueva estación, tomando en consideración que el sub suelo en el este sector es el mismo.

3.0 ESTRATIGRAFIA

De acuerdo a los antecedentes recopilados por la estratigrafía de las calicatas, el suelo existente en el lugar presenta distintas características de materialidad y consistencia. Del Informe de laboratorio, se observa que la calicata N° 1 está formada por suelos de tipo grava. Cabe mencionar que las exploraciones fueron efectuadas a fines del mes de junio y fueron ingresadas a laboratorio el 04 de julio del presente año.

Estratigrafía Calicata Nº1 – EF Río Jorquera en Vertedero

Horizonte	Cotas Muestra	Tipo	Descripción
1	0,00 – 0,5m .		Relleno artificial que forma los pretiles laterales del cauce del río. Está formado por material arenoso-limoso, con gravas y restos de materia vegetal supeficial Clasificación USCS: SM
2	0,5m – 2,0m		Terreno natural formado por gravas aisladas en matriz limo arenoso, de compacidad media a dura con la profundidad, color gris. Humedad natural baja. Clasificación USCS: GW-GM

Nota: Al momento de la exploración no se detectó presencia de napa.

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras de la calicata fueron tomadas y ensayadas por el Laboratorio de Ensayes de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (LEPUCV). Cabe destacar que los resultados presentados en este documento corresponden a la muestra tomada del fondo de la excavación, la cual se considera representativa del sello de fundación de las obras (aproximadamente 2,0m de profundidad)

Con la muestra de suelo se hicieron los siguientes ensayos:

- Granulometría
- Límites de consistencia
- Densidad Máxima / Mínima
- Relación Humedad / Densidad (Proctor)
- Humedad
- Razón de Soporte de California CBR
- Clasificación de suelos

Los resultados de los ensayos se encuentran en Anexo 2

5.0 PARAMETROS DE DISEÑO

5.1 EMPUJES DE SUELO – MUROS CANTILEVER

El diseño de los muros de contención libres de desplazarse deberá realizarse considerando los siguientes empujes de suelo. El ingeniero estructural deberá considerar los demás empujes que apliquen en el diseño en particular de cada caso.

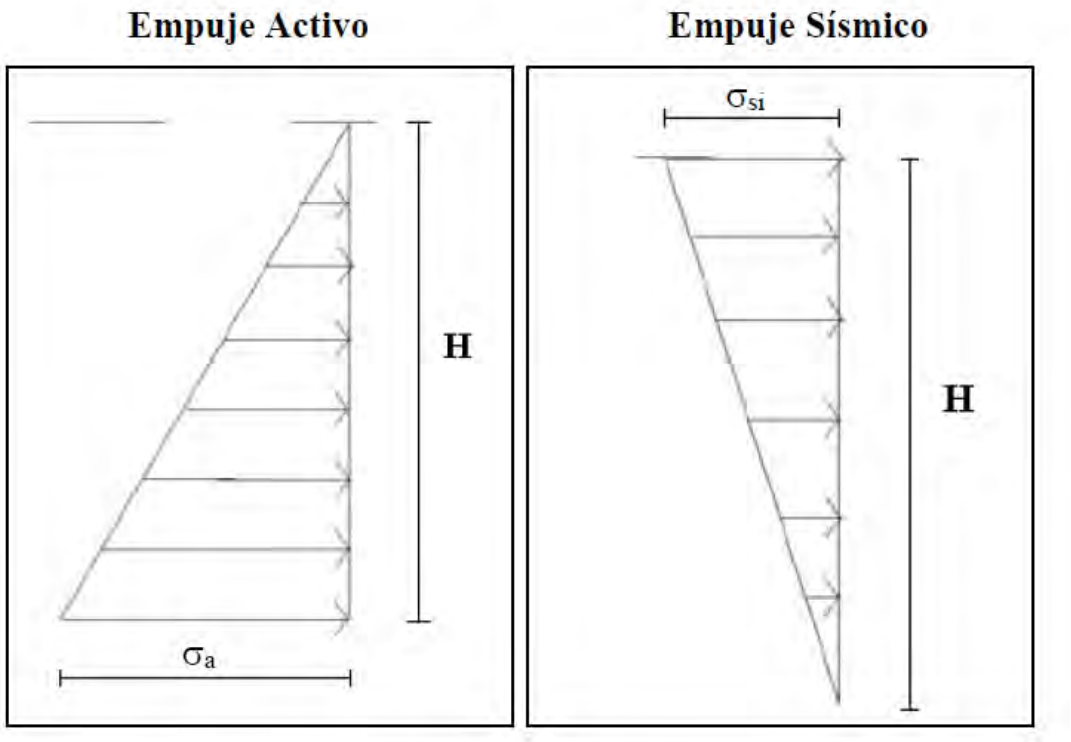


Figura 5.1 Empujes de suelo considerados para el diseño de muros de contención.

Para efectos de diseño, se deberá considerar una densidad del terreno en el trasdós de 2,0 ton/m3 (estimados para rellenos estructurales compactados).

Por lo tanto, las presiones del suelo activa y sísmica a considerar en el diseño son:

$$\sigma a = 0{,}54H \text{ (ton/m2)}$$

$$\sigma si = 0{,}25H \text{ (ton/m2)}$$

Donde H, corresponde a la altura total del muro en metros.

5.2 EMPUJES DE SUELO – MUROS ARRIOSTRADOS

Para la determinación de los empujes estáticos y sísmicos sobre muros enterrados, impedidos de desplazamiento, se consideran las recomendaciones de la NCh 433 – Modificada 2009.

Condición Estática

La componente estática debe evaluarse para condición en reposo:

$$\sigma_{EST} = Ko \cdot \gamma s \cdot H$$

Dónde:

Ko = Empuje estático en reposo, igual a 0,43

γs = Densidad de suelo, igual a 2 ton/m^3

H = Altura del muro en contacto con el suelo (m)

Por lo tanto, la presión estática a considerar en el diseño son:

σ_{est} = 0,86H (ton/m2)

Condición Sísmica

La componente sísmica del empuje se evalúa según NCh433 – Mod. 2009:

$$\sigma_{SIS} = 0{,}3C_R \cdot \gamma_s \cdot h_m \cdot A_o / g$$

Dónde:

CR = 0,45 para suelos compactos (rellenos estructurales)

H = Altura del muro en contacto con el suelo (m)

Ao = Aceleración efectiva del suelo.
Para Coquimbo, Ao = 0,4g

Por lo tanto, la presión sísmica a considerar en el diseño son:

σ_{sis} = 0,11H (ton/m2)

5.3 CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO

En la exploración geotécnica se detectaron gravas bien graduadas, con limos y arenas de consistencia media a compacta con la profundidad, por lo que como clasificación sísmica corresponde a un suelo tipo III ubicado en la zona sísmica 2 según la norma NCh2369 y el Vol. 3 del Manual de Carreteras.

Para efectos de clasificación del suelo según DS Nº61 y dado que el estudio no considera sondajes ni medición de ondas de corte el suelo se clasifica como tipo E según NCh 433 Mod. 2010.

6.0 CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE DEL SUELO

Para fundaciones proyectadas, la capacidad de soporte última del suelo de fundación puede determinarse a partir de la expresión propuesta por Meyerhof (1963):

$$Qu = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde se tiene para esta expresión:

Qu : Capacidad de soporte última del suelo

γ : Densidad del suelo

c : Cohesión del suelo, para efectos de diseño se considera igual a cero.

B : Ancho de la fundación

D_f : Sello de Fundación con respecto al nivel de terreno natural.

$N\gamma$, Nq y Nc : Factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: Factores de Forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: Factores de Inclinación de la Carga.

Para efectos de dimensionar las fundaciones, el esfuerzo de trabajo a nivel del sello de fundación no debe sobrepasar las tensiones admisibles del suelo, las cuales se obtienen de la siguiente manera:

$$Qadm = \frac{Qu}{FS}$$

Donde,

Qadm = Esfuerzo admisible del suelo a nivel de fundación.

FS = Factor de seguridad. Para las solicitaciones provenientes de las cargas estáticas, se considera un valor igual a 5 y para las solicitaciones provenientes de las cargas eventuales (Sismo y Viento) se considera un valor igual a 3.

6.1 CAPACIDAD DE CARGA FUNDACIONES SUPERFICIALES

Las tensiones admisibles del suelo se estiman a partir de la inspección visual de las calicatas y en base a los resultados del ensayo CBR a la profundidad del fondo de las calicatas. De acuerdo a los resultados del laboratorio para el ensayo CBR se tiene:

RAZÓN DE SOPORTE CALIFORNIA

Mecánico de Suelos - Determinación Razón de Soporte de Suelos compactados en laboratorio.- NCh 1852 Of1981

N°	Fecha Ensayo	N °Golpes	(%)ω Antes Comp.	(%)ω Después Comp.	(%)ω Después Inmersión Capa sup. 25mm	(%)ω Promedio Después Inmersión	γ_{seco} (g/cc) Antes Inmersión	γ_{seco} (g/cc) Después Inmersión	Método *NCh1534/2* (B o D)	Inmersión	Sobrecarga (kg)	Expansión (*) (%)	% C.B.R. (*)	
													0.1"	0.2"
1	19.07.2017	56	6.5	6.6	7.5	8.0	2.20	2.20	D	Si	4.54	0.00	94	128
		25	6.4	6.4	7.9		2.08	2.08						
		10	6.6	6.3	8.6		2.02	2.02						

Nota: (*) El cálculo del CBR y la expansión, se realizó al 80% de la relación entre la Densidad Máxima y la Densidad Mínima y la humedad para la confección de las probetas, fue aquella obtenida por el ensayo de Densidad Máxima, método húmedo.

En atención a los valores de CBR indicados, se recomienda que las tensiones de trabajo a nivel de sello de fundación no sobrepasen los siguientes valores:

Esfuerzo admisible estático ➔ $\sigma_{estático} = 1{,}5 kg/cm^2$

Esfuerzo admisible sísmico➔ $\sigma_{sísmico} = 2{,}0 kg/cm^2$

Dadas las características estratigráficas del suelo encontrado en los diferentes sectores, se recomienda que el sello de fundación de muros y cámaras se proyecte sobre un mejoramiento de suelo de al menos 0,6 m de espesor formado por un relleno estructural compactado al 95% del Proctor Modificado, suelo cemento o relleno de hormigón pobre, hasta sello de fundación proyectado. La base del mejoramiento de suelos deberá quedar apoyada en suelo natural, de consistencia media, bajo la cota de socavación que determine el estudio hidráulico del río.

En el caso de diseño de losas de fundación y radieres, se considera un espesor de mejoramiento a 0,6 m el cual deberá ser dispuesto según lo especificado para los mejoramientos de suelos.

En ningún caso se permite el apoyo de las fundaciones en el estrato superficiales formados por rellenos artificiales sueltos. El mejoramiento de suelos deberá proyectarse al menos 1 metro fuera del perímetro de las fundaciones proyectadas, para considerar la cuña de repartición de cargas hacia el suelo de apoyo.

Para el apoyo de radieres o losas de fundación ubicadas la sección de control del río, se deberá considerar un mejoramiento de suelos en reemplazo de los rellenos o suelo natural suelto, el cual consistirá en efectuar un escarpe superficial de 40 cm (mínimo) en toda el área de obra proyectada, el cual deberá ser reemplazado por un relleno granular compactado al 95% del Proctor Modificado. Previo a la construcción de la base de apoyo de radieres, se deberá efectuar compactación del fondo de la excavación mediante métodos mecánicos o manuales.

El material que se ocupe como relleno estructural estará formado por estabilizado o arenas limpias, libres de materias orgánicas y gravas, el cual deberá disponerse por capas, de espesor no mayor de 20 cm cada una y deberá ser compactado por medios mecánicos hasta obtener una densidad de 95% del ensayo Proctor Modificado.

7.0 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA FUNDACIONES

El diseño de fundaciones deberá seguir las siguientes recomendaciones:

a) Las fundaciones deberán quedar apoyada en terreno natural formado por gravas bien graduadas en matriz limo arenoso de consistencia dura, el cual se presenta a los 2m de profundidad en las exploraciones efectuadas.

b) El sello de fundación de las obras deberá ubicarse al menos 1 m bajo el nivel de socavación del río, según lo indique el estudio hidráulico respectivo.

c) Las excavaciones o rellenos donde se apoyarán las fundaciones deberán quedar libres de protuberancias o irregularidades. Una vez descubierto el sello de excavación, se procederá a su compactación por medio de la utilización de placas vibradoras u otra que autorice la ITO, donde se darán al menos 5 pasadas por un mismo punto o las que se necesiten para alcanzare el grado de compactación exigido, según corresponda y previa autorización de la ITO. Disponer un mejoramiento de suelos de 0,40 m de espesor de material granular compactado o estabilizado vial, sin gravas.

d) Para todas las fundaciones se deberá disponer de un emplantillado bajo fundaciones. Este emplantillado deberá ser de hormigón pobre (170 kg-cem/m3 de hormigón) y su espesor no deberá ser menor a 50 mm.

e) En todos los radieres o losas proyectadas, será necesario realizar un escarpe de al menos 400 mm, para luego compactar el sello de excavación hasta alcanzar una densidad seca no inferior al 95% de la densidad máxima compactada seca, dada por el ensaye de Proctor modificado. Bajo los radieres deberá disponerse una base granular compactada.

f) Los materiales de relleno deberán estar constituidos por material granular tipo integral de río, es decir por una arena gravosa con un porcentaje de finos menor que 20% (porcentaje que pasa por la malla #200) y un tamaño máximo de 2". La granulometría que se específica para los materiales de relleno, se refiere al material colocado y compactado en la obra. Se podrá utilizar el material de las excavaciones, siempre y cuando cumplan con lo anteriormente especificado. En caso que no cumpla con las especificaciones, se podrá seleccionar el material o mezclarlo con material de empréstito para ser utilizado como relleno estructural, siempre y cuando así lo autorice la ITO. A continuación, se muestra la banda granulométrica que deberán tener los rellenos estructurales a utilizar:

Malla	% en peso que pasa
2"	100
1"	55 - 100
3/8"	40 - 70
Nº 4	35 - 55
Nº 200	0 - 20

El índice de plasticidad deberá estar entre 3 a 6%.

g) Los rellenos a compactar se deberán colocar en capas cuyo espesor dependerá del espacio, equipo y energía de compactación. Se recomienda que el espesor de cada capa a compactar no supere los 25 cm de espesor suelto, para luego seguir con la compactación mediante la utilización de placas vibradoras u otra que autorice la ITO, donde se darán al menos 5 pasadas por un mismo punto o las que se necesiten para alcanzare el grado de compactación exigido.

h) El contratista deberá procurar un sobreancho de relleno a nivel de sello de fundación de 250 mm por cada lado de la fundación. Sin embargo, en caso que en dicho nivel se efectúen trabajos de enfierradura, este sobreancho no deberá ser inferior a 600 mm por cada lado de la fundación.

i) Las capas de relleno deberán ser continuas, de espesores uniformes y horizontales, debiendo en lo posible evitar los desniveles mayores a un espesor de capa entre capas de relleno contiguas.

j) Antes de proceder a la compactación de las capas, éstas deberán ser niveladas. La colocación de los rellenos que dejen oculta alguna cara de elemento de hormigón estructural, sólo podrá iniciarse una vez que dichos elementos hayan sido desmoldados y recibidos por la ITO. El relleno deberá colocarse cuidadosamente para no dañar la superficie del hormigón en contacto con el relleno. Los rellenos deberán compactarse hasta alcanzar una densidad seca no inferior al 95 % de la densidad máxima compactada seca dada por el ensaye Proctor Modificado.

k) Los suelos de empréstito para rellenos se controlarán en su composición granulométrica, en su plasticidad y en la densidad máxima, tomando una muestra cada 25% de avance del total de los trabajos de excavación o cada vez que el material de empréstito cambie en forma apreciable su composición. El control de calidad de compactación se controlará mediante ensayos de densidad in-situ por el método de cono y arena normal o con densímetro nuclear, previa aprobación de la ITO con una frecuencia no inferior a una vez por cada 25% de avance en el relleno. El grado de compactación especificado y los procedimientos utilizados por el contratista serán controlados por un laboratorio competente en faena.

8.0 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA PAVIMENTOS

En caso que se requieran realizar pavimentos en zonas de acceso a las obras proyectadas, será necesario realizar un escarpe general según se señale en los planos de proyecto, consistente en la eliminación de todo superficial suelto, suelo vegetal, o basuras que pudiesen existir en superficie.

En caso que una vez realizado este escarpe se detecte un suelo de baja compacidad, rellenos artificiales no controlados o material arcilloso, se deberá continuar con el escarpe hasta dar cabida al paquete estructural de pavimentos proyectado, garantizando un paquete estructural mínimo de 0,5 m, incluidos carpeta, material de base y sub-base, el cual podrá quedar apoyado sobre el terreno natural existente.

Para efectos de diseño de futuros pavimentos, se recomienda usar un CBR de diseño igual a 10% o superior para el terreno natural. Para la base de los pavimentos el CBR mínimo deberá ser igual a 20%.

8.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PAVIMENTOS

1. Escarpe y tratamiento de la subrasante

Se deberá realizar un escarpe general del terreno, consistente en la remoción de los rellenos contaminados. En ningún caso el escarpe será menor a 0,4 m de espesor.

El material inadecuado retirado en el escarpe, deberá ser llevado de inmediato a botadero y no podrá ocuparse como material para otros rellenos.

2. Compactación de la subrasante

Una vez realizados los escarpes, se recompactará la subrasante hasta alcanzar una densidad equivalente a un 95% de la D.M.C.S. del ensayo Proctor Modificado.

3. Relleno de mejoramiento

Los rellenos de mejoramiento podrán ejecutarse con material granular integral de ríos o alternativamente con materiales gravosos, con tamaño máximo de 4" y el contenido de finos bajo la malla Nº 200 debe ser inferior a 10%. Este relleno deberá ser compactado hasta lograr una densidad no inferior al 95 % del ensayo de Proctor Modificado, con controles de densidad cada 150 m2 por cada capa.

4. Base y sub base

De acuerdo a proyecto de pavimentación

5. Control de compactación

Durante las faenas de colocación de la base, se deberá contar con el apoyo de un Laboratorio especializado, debiéndose controlar la densidad de terreno y la granulometría del material cada 150 m² por cada capa.

8.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA RELLENOS

1. El material de relleno deberá ser esparcido en capas horizontales de espesor uniforme y deberá humedecerse homogéneamente hasta lograr el valor óptimo del ensayo Proctor Modificado, con una variación máxima de ±2%, para luego ser compactado hasta alcanzar una densidad no inferior al 95% de la D.M.C.S. de dicho ensayo.

2. El espesor de las capas será establecido de forma tal, que pueda lograrse la densidad especificada en todo su espesor con el equipo de compactación que se utilizará, en todo caso éste no podrá ser superior a 25 cm.

3. El avance deberá ser parejo, de modo tal que no se produzcan desniveles superiores a 0,50m entre sectores contiguos.

4. Cada capa deberá ser aprobada por la ITO y no podrá ser recubierta antes que ésta entidad dé por aceptada la densidad.

8.3 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA TALUDES

Para la ejecución de los taludes de excavación de las obras terrestres (no fluviales), a continuación se presentan algunos criterios generales:

Taludes Definitivos: Serán aquellos que quedarán expuestos en forma permanente una vez finalizada la construcción de las obras.

Taludes Temporales: Serán aquellos que deberán permanecer abiertos por un período de tiempo, debiendo posteriormente ser cubiertos por hormigones o rellenos.

La altura máxima de excavaciones sin entibación será de 1,5 m, para profundidades mayores deberá realizarse una berma de al menos 1 m de ancho o bien deberá disponer de sistema de entibación por medio de tablestacas. Las pendientes máximas de los taludes serán:

Taludes temporales podrán presentar pendientes máximas de 2:1 (V:H)
Taludes definitivos podrán presentar pendientes máximas de 1:1 (V:H)

Estos taludes no consideran el efecto del agua, por lo que deberán ser protegidos en caso de lluvias y eventuales escurrimientos superficiales de cualquier origen (infiltraciones de río)

En sectores donde se presente napa superficial el contratista deberá efectuar agotamiento de la napa antes de compactar el sello de fundación.

9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a la información disponible, el terreno está formado por rellenos artificiales superficiales de consistencia media, los cuales forman los pretiles de borde del río. Bajo este horizonte superficial se presenta terreno natural formado por gravas en matriz limo-arenosa, de consistencia media a dura con la profundidad. Se recomienda que el sello de fundación de los muros que forman la estación fluvial se ubiquen a una profundidad de 1m bajo el nivel de socavación, con una profundidad mínima de 2 m bajo el nivel de terreno natural.

Se recomienda que el sello de fundación se proyecte sobre un mejoramiento de suelo de 0,6 m de espesor mínimo formado por un relleno estructural compactado al 95% del Proctor Modificado, hasta alcanzar estrato competente formado por suelo natural de compacidad media, eliminando gravas sueltas y aisladas. En ningún caso, el mejoramiento de suelos quedará apoyado sobre terreno natural suelto, rellenos artificiales no controlados o material con abundante materia orgánica presente en algunos sectores.

Para el caso de diseño de radieres, se deberá efectuar un escarpe previo de 40 cm de espesor para remover material suelo, gravas aisladas o materia vegetal superficial. Disponer un su reemplazo un relleno granular compactado o estabilizado vial, a modo de mejoramiento de suelos bajo fundaciones.

Previo a la disposición de mejoramientos de suelos deberá efectuarse un tratamiento de compactación del fondo de la excavación, mediante compactación del sello con el empleo de equipo mecánico. El relleno estructural deberá ser dispuesto en capas compactadas de no más de 20 cm de espesor. Alternativamente se podrán utilizar como mejoramiento de suelos rellenos de suelo-cemento, u hormigón pobre (H5) en caso que no se pueda compactar debido a la presencia de napa superficial. De todas maneras, se recomienda el agotamiento de las excavaciones durante los trabajos de construcción de fundaciones.

Los rellenos de las excavaciones efectuadas para la construcción de las fundaciones podrán ser rellenados con material proveniente de la misma excavación, dispuesto por capas y compactado, siempre que cumplan con las especificaciones para los rellenos laterales, eliminando las gravas de mayor tamaño.

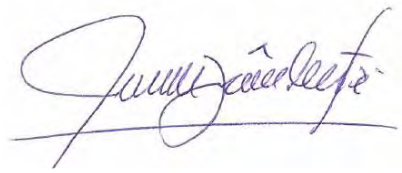
En caso que durante la construcción se presente napa se deberá implementar un sistema de depresión de la misma, que asegure el bombeo permanente, ininterrumpido, las 24 horas. Para ello podrán emplearse punteras u otro sistema de agotamiento aprobado por la ITO. En ningún caso se aceptará el bombeo desde el interior de las excavaciones.

La faena de depresión de la napa es una tarea delicada porque su interrupción brusca puede provocar daños al subsuelo. Por esta razón el sistema de depresión que se emplee deberá considerar dos fuentes de suministro eléctrico independiente de modo que, en el caso de falla del sistema principal, el sistema de respaldo pueda suplirlo de forma automática. También han de considerarse bombas en by-pass que sirvan de reemplazo en caso de falla de alguna.

El sistema de depresión que se implemente deberá deprimir la napa al menos 0,5 m bajo el sello de excavación. La napa solo podrá ser soltada una vez que el nivel de los rellenos y fundaciones supere el de equilibrio estático. Además, para evitar un ascenso brusco del agua y un posible daño al subsuelo, recomendamos que este ascenso sea controlado, no permitiendo que sea más rápido que unos 10 cm/hora.

Para llevar un control de la posición de la napa y de su ascenso la Inspección Técnica de la Obra deberá solicitar al Contratista la instalación de piezómetros, cuyo número y ubicación debe ser definido de acuerdo con la faena en ejecución.

Viña del Mar, 15 de diciembree de 2017.



José González Tardón
Ingeniero Civil
p. CivilTech Ingeniería y Servicios Limitada
Rut 76.320.581-9

ANEXO 1

FOTOGRAFIAS GENERALES

Registro Fotográfico Muestreo EF Río Jorquera en Vertedero

Se presenta un registro gráfico del proceso de muestreo realizado en la estación fluviométrica Río Jorquera en Vertedero.

Figura A.1 Vista ejecución calicata, costado Río Jorquera



Figura A.2 Vista ejecución calicata, costado Río Jorquera (otra)



Figura A.3 Vista ejecución calicata, costado Río Jorquera (otra)



Figura A.4 Vista material calicata (muestra JO1).



Figura A.5 Vista material calicata (muestra JO2).



Figura A.6 Vista estratigrafía calicata (sin napa).



ANEXO 2

INFORMES DE LABORATORIO

Copiapó, Julio de 2017.
LEPUCV S.A. - Avenida Copayapu N° 5184, Copiapó

Correlativo Nº6	C/20103	1 de 2

INFORME DE ENSAYOS: ÁREA MECÁNICA DE SUELOS

OBRA	**Ingeniería de Detalles Estaciones Fluviométricas DGA Cuenca Río Copiapó**	SOLICITANTE/ CLIENTE	**Cuatro C Consultores en Ingeniería Civil Ltda.**
UBICACION	**Copiapó – Tercera Región**	DIRECCIÓN	**5 1/2 Oriente N°160 -Viña del Mar**

IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA – *(Agregados Pétreos. Método para el cuarteo de Muestras.-Extracción de Muestras (MC-V8, 2013) 8.202.2 (LNV 1))*

Fecha Ingreso Muestra	: **04.07.2017**	N° Orden de Trabajo	: **C/23747**
Responsable Extracción	: **Cliente**	Responsable Ensayo	: **Jaime Ponce Francisco Salazar**

N°	Descripción Visual de Suelo	Tipo Material	Procedencia y Ubicación de la Muestra
1	Grava arena color gris	Existente	Río Jorquera en Vertedero (JO2)

RESULTADOS ENSAYOS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO - % QUE PASA EN EL TAMIZ
Suelos. Método para determinar la Granulometría. - (MC-V8, 2013) 8.102.1. (LNV 105)

N°	Fecha Ensayo	3"	2 ½ "	2"	1 ½"	1"	¾"	⅜"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
1	13.07.2017	100	97	89	81	72	66	50	41	30	15	5

LÍMITES DE CONSISTENCIA
Mecánica de Suelos. Límites de Consistencia: Parte 1: Determinación Límite Líquido. NCh 1517/1 Of1979 - Mecánica de Suelos. Límites de Consistencia: Parte 2: Determinación Límite Plástico. NCh 1517/2 Of1979

N°	Fecha Ensayo	Método Empleado (Mecánico/Puntual)	Tipo de Acanalador (Casagrande/ASTM)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad
1	15.07.2017	Mecánico	ASTM	--	--	No Plástico

DENSIDAD MÍNIMA
Standard test method for "Minimum Index Density and unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density". Determinación del Índice Mínimo de Densidad, Peso Unitario de Suelos y Cálculo de la Densidad Relativa. ASTM D 4254-00

N°	Fecha Ensayo	Volumen Molde (cc)	Método Utilizado (A, B, C)	Densidad Seca Mínima (g/cm^3)
1	14.07.2017	14128	A	1.80

DENSIDAD MÁXIMA
Standard test method for "Maximun Index Density and unit Weight of Soils Using a Vibratory Table" Determinación del Índice Máximo de Densidad y Peso Unitario de Suelos utilizando Mesa Vibradora. - ASTM D 4253-00

Fecha	Método Utilizado (seco) 1A-2A	Densidad Máxima Seca (g/cm^3)	Método Utilizado (húmedo) 1B-2B	Densidad Máxima Seca (g/cm^3)
14.07.2017	1A	2.22	1B	2.22

Copiapó, Julio de 2017.
LEPUCV S.A. - Avenida Copayapu N° 5184, Copiapó

Correlativo Nº6	C/20103	2 de 2

RAZÓN DE SOPORTE CALIFORNIA
Mecánica de Suelos - Determinación Razón de Soporte de Suelos compactados en laboratorio. - NCh 1852 Of1981

N°	Fecha Ensayo	N °Golpes	(%)ω Antes Comp.	(%)ω Después Comp.	(%)ω Después Inmersión Capa sup. 25mm	(%)ω Promedio Después Inmersión	γ seco (g/cc) Antes Inmersión	γ seco (g/cc) Después Inmersión	Método NCh1534/2 (B o D)	Inmersión	Sobrecarga (kg)	Expansión (*) (%)	% C.B.R. (*)	
													0.1"	0.2"
1	19.07.2017	56	6.5	6.6	7.5	8.0	2.20	2.20	D	Si	4.54	0.00	94	128
		25	6.4	6.4	7.9		2.08	2.08						
		10	6.6	6.3	8.6		2.02	2.02						

Nota: (*) El cálculo del CBR y la expansión, se realizó al 80% de la relación entre la Densidad Máxima y la Densidad Mínima y la humedad para la confección de las probetas, fue aquella obtenida por el ensayo de Densidad Máxima, método húmedo.

CLASIFICACIÓN U.S.C.S. - *(Actividad no Acreditada ante el INN. No incluida en convenio MINVU)*
Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System) "Practica Estandarizada para la Clasificación de suelos para Propósitos Ingenieriles" (Sistema de Clasificación de suelos Unificado- USCS). ASTM D 2487-06e1

N°	Símbolo de Grupo	Nombre de Grupo
1	GW-GM	Grava bien graduada con limo y arena

Nota: Ensayos, fueron subcontratados a LEPUCV – Sede Viña del Mar, según Informe N°55339, del 20 de Julio de 2017.

ANEXO N°5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES – ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ESPECIALES

4C INGENIEROS

DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

PROYECTO: "INGENIERÍA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPÓ"

TERCERA REGIÓN DE ATACAMA

EF RIO JORQUERA EN VERTEDERO

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

0	15-dic-2017	ENTREGA FINAL MANDANTE	CSG	PKC	LSB
Rev. N°	Fecha	Revisión	PREPARÓ	JEFE PROYECTO	APROBÓ
4C INGENIEROS LTDA.		CODIGO: ETE- COPIAPO-JORQUERA-0			VERSIÓN 0

4C CONSULTORES EN INGENIERIA CIVIL LTDA.
5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

I N D I C E

1. DISPOSICIONES GENERALES.
- 1.1 Alcances
- 1.2 Discrepancias entre Documentos
- 1.3 Normas Aplicables
- 1.4 Seguridad, Orden y Aseo
- 1.5 Calidad de los Materiales.
- 1.6 Responsabilidad del Contratista
- 1.7 Programa de Trabajo
- 1.8 Aspectos Ambientales
- 1.9 Dimensiones de Proyecto
- 1.10 Obras de Desvío o Protección Temporal del Cauce

2. INSPECCION FISCAL DE LAS OBRAS (IFO).

3. INSTALACION DE FAENAS.
- 3.1 Entrega de Terreno
- 3.2 Construcciones
- 3.3 Servicios
- 3.4 Canteras
- 3.5 Aseo
- 3.6 Elementos de Primeros Auxilios
- 3.7 Unidad de Medida y Costos Involucrados

4. REPLANTEO.

5. ESTRUCTURA DE DEFENSA.
- 5.1 Control de Geometría
- 5.2 Control de Fundaciones

6. PREPARACION DE LOS ACCESOS A LOS FRENTES DE TRABAJO.

7. MOVIMIENTOS DE TIERRA.
- 7.1 Excavaciones
- 7.2 Empréstitos
- 7.3 Pretiles, Peraltes de Ribera y Rellenos
- 7.4 Unidad de Medida y Costos Involucrados

8. TRANSPORTE A BOTADERO.
- 8.1 Generalidades
- 8.2 Medidas a tomar al Finalizar las Faenas
- 8.3 Unidad de Medida y Costos Involucrados

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

9. FILTRO CON MEMBRANA GEOTEXTIL.
9.1 Geotextil
9.2 Camada de Protección
9.3 Unidad de Medida y Costos Involucrados

10. CANTERAS.
10.1 Generalidades
10.2 Explotación
10.3 Medidas al finalizar las faenas

11**. ENROCADOS Y DESECHO DE CANTERA.**
11.1 Enrocado
11.2 Desecho de Cantera
11.3 Unidad de Medida y Costos Involucrados

12. DEFENSAS CON GAVIONES.
12.1 Generalidades
12.2 Mallas de Alambre
12.3 Alambre de Amarras
12.4 Material de Relleno
12.5 Armado de Gaviones
12.6 Unidad de Medida y Costos Involucrados

13. DEFENSAS VIVAS.
13.1 Generalidades
13.2 Reforestación con Púas
13.3 Unidad de Medida y Costos Involucrados

14. OBRAS ANEXAS.

15. RESPONSABILIDAD DEL CONTRATISTA.

16. PAGOS PARCIALES.

17. RECEPCION PROVISORIA DE LAS OBRAS.
17.1 Generalidades
17.2 Consideraciones Especiales

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

1.- DISPOSICIONES GENERALES.

1.1 Alcances.

Las obras de estaciones fluviométricas y defensas fluviales se regirán por las presentes Especificaciones Generales, complementadas por las Especificaciones Técnicas Especiales (ETE), los planos de proyecto y las instrucciones de la Inspección Fiscal (IFO) impartidas por escrito.

1.2 Discrepancias entre Documentos.

En caso de discrepancia entre los diferentes documentos del proyecto, éstos prevalecerán en el siguiente orden:

a. Las Especificaciones Técnicas Especiales prevalecen sobre las Especificaciones Técnicas Generales.

b. Los planos prevalecen sobre las Especificaciones Técnicas Especiales.

c. En los planos las cotas prevalecen sobre el dibujo.

d. Cualquier anotación o indicación en los planos que no esté indicada en las especificaciones o viceversa se considerará especificada en ambos documentos.

1.3 Normas Aplicables.

a. El Contratista ejecutará las obras de acuerdo con las ETG., las ETE, planos de proyecto y con las normas del Instituto Nacional de Normalización (INN) que correspondan.

b. De todas las normas aplicables, será válida la última versión vigente a la fecha del llamado a licitación para la ejecución de las obras.

c. Salvo indicación expresa en el texto de las ETG o de las ETE, las normas chilenas emitidas por el INN prevalecerán sobre normas de otra procedencia.

d. En el caso de ítemes no previstos y de aspectos no mencionados en estas especificaciones se aplicarán las normas estipuladas en el Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

e. Serán aplicables las secciones o especificaciones que resulten pertinentes de los siguientes documentos, cuya abreviatura se indica:

.- MC-V2 : Manual de carreteras Volumen Nº2
.- MC-V3 : Manual de carreteras Volumen Nº3
.- MC-V4 : Manual de carreteras Volumen Nº4
.- MC-V5 : Manual de carreteras Volumen Nº5
.- ETGD.P : Especificaciones Técnicas Generales del Departamento de Puentes de la Dirección de Vialidad.
.- R.C.O.P. : Reglamento para Contratos de Obras Públicas
.- AASHTO : Normas de la American Association of State & Highway and Transportation Officials.
.- NCH : Normas Chilenas del Instituto Nacional de Normalización.
.- LNV : Normas del Laboratorio Nacional de Vialidad.
.- EMMDV : Especificaciones y Métodos de Muestreo y Ensaye de la Dirección de Vialidad.

1.4 Seguridad, Orden y Aseo.

En la ejecución de los trabajos el Contratista deberá tomar todas las medidas de seguridad para la protección de su propio personal, de los transeúntes y de la propiedad pública y privada. Asimismo deberá considerar mantener en obra elementos para extinción de incendios y botiquines.

Todos los caminos, superficies de tránsito y puestos de trabajo deben mantenerse limpios, en orden, libres de obstáculos, debiendo retirar de ellos los materiales, desperdicios, etc. al término de cada día de trabajo.

No se deben botar o almacenar materiales livianos o sueltos al borde de plataformas cuando se requiera realizar trabajos en niveles inferiores.

Al finalizar una obra, el lugar de emplazamiento de los trabajos e instalación de faenas deberá quedar limpio de materiales sobrantes y equipos utilizados.

Los costos derivados de dotar a todos los trabajadores de sus respectivos elementos de seguridad y los dispositivos para la extinción de incendios, así como también de un botiquín de faena y el aseo, deben ser incorporados como gastos generales del Contratista.

1.5 Calidad de los Materiales.

a. Todos los materiales que sean suministrados por el Contratista deberán ser nuevos, de primera calidad y exentos de fallas o deterioro. Será responsabilidad del Contratista velar por la calidad de sus materiales y contar con su certificación por parte de un organismo o persona natural calificados por el INN y aceptado por el Inspector Fiscal de la Obra.

b. Será de responsabilidad del Contratista el adecuado transporte hasta la obra de todos los materiales que debe suministrar, debiendo tomar todas las precauciones que al respecto sean necesarias.

c. Cuando se indique la marca y modelo de materiales y/o equipos significará que podrán ser aceptados elementos similares en calidad, características y funcionamiento, siempre que cumplan con la norma respectiva, de lo cual se responsabilizará el Contratista.

d. Conforme a las indicaciones de las presentes especificaciones, todos los equipos suministrados por el Contratista deberán ser armados y montados por él, debiendo ser los necesarios para cumplir con los objetivos del proyecto.

1.6 Responsabilidad del Contratista.

Allí donde se requiera la autorización del IFO, conforme a estas especificaciones, dicha aprobación no eximirá o liberará al Contratista de sus deberes o responsabilidades con respecto a la adecuada ejecución de las obras.

Si durante el transcurso de los trabajos, se presentan inconvenientes que entorpezcan los mismos y su solución implique gestiones con terceros, éstas serán de entero cargo y responsabilidad de la empresa Contratista, sean los terceros organismos públicos, fiscales o privados.

Cuando corresponda, será responsabilidad del Contratista la coordinación para la ejecución oportuna de todos los trabajos de traslado de cañerías, ductos, postaciones eléctricas y/o teléfonos, etc., que sean ejecutados a petición de la Dirección General de Aguas, por las respectivas compañías propietarias de los mismos.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

1.7 Programa de Trabajo.

El Contratista deberá suministrar al Inspector Fiscal un "Programa de trabajo" que considere las faenas durante un período mensual. Si ocurriera algún cambio del programa, éste deberá ser comunicado a la IFO con la debida anticipación.

Al trabajar en una defensa fluvial el Contratista debe tener presente que las crecidas no constituyen eventos fortuitos ni pueden invocarse como causa de fuerza mayor para ningún efecto. Por lo tanto, el programa de trabajo debe considerar la posibilidad que se produzcan eventos de esta naturaleza durante el desarrollo de las obras y que, de producirse, el daño ocasionado a las obras sea mínimo.

Las reparaciones que sea necesario efectuar serán de cargo del Contratista.

El Contratista podrá hacer entregas parciales de obra terminada, de acuerdo al programa de trabajo.

1.8 Aspectos Ambientales.

La empresa Contratista procurará mantener adecuadas condiciones ambientales en la zona de ubicación de las faenas. Para ello deberá proteger la flora y fauna local, impidiendo modificaciones innecesarias y la contaminación del lugar.
Los caminos de tierra y huellas usados por el contratista para el transporte de materiales que crucen poblados o pasen frente a cualquier tipo de viviendas deberán mantenerse húmedos, con camiones aljibes o por otros medios, a fin de impedir la contaminación por material en suspensión.
Adicionalmente, en zonas urbanas o localidades pobladas, la jornada de trabajo deberá ser diurna, salvo autorización expresa de la IFO.

1.9 Dimensiones de Proyecto.

Las dimensiones de los elementos y de las estructuras de defensa son mínimas, por lo que el Contratista deberá tomar en consideración en sus análisis de precios el efecto de la tolerancia de construcción que será siempre aditivo a la dimensión especificada.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

1.10 Obras de Desvío o Protección Temporal del Cauce.

El Contratista ejecutará las obras de desvío o de defensa temporal en el cauce que sean necesarias para la construcción de la estructura, canalizando las aguas de forma de evitar que el escurrimiento afecte a las obras en construcción, a las riberas o a la infraestructura existente. La canalización deberá realizarse removiendo el material del lecho y apilándolo, sin afectar el área adyacente a las obras.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

2. INSPECCION FISCAL DE LAS OBRAS (IFO).

La Dirección General de Aguas será representada ante el Contratista por el Inspector Fiscal de la Obra (IFO) el que deberá, entre otras funciones, formular todas las observaciones que le merezca la ejecución de las faenas, la calidad de los suministros y cualquiera otra que estime necesaria, interpretar los planos y especificaciones del proyecto, verificar la correcta dimensión y ubicación de los elementos proyectados en su materialización en obra, requerir el cumplimiento de las medidas de seguridad personal y de las instalaciones, controlar el cumplimiento de la programación de la obra y velar por el orden y limpieza de los terrenos y recintos de trabajo.

En consecuencia, el IFO estará facultado, entre otras atribuciones, para rechazar materiales destinados a la obra que no cumplan las especificaciones pertinentes, suspender faenas cuando se compruebe incumplimiento de las obras, cuando éstas se realicen en forma descuidada o con peligro para las personas o instalaciones, ordenar la paralización y eventualmente la demolición de parte o del total ejecutado a costa del Contratista cuando no se hayan cumplido los requisitos especificados en dimensiones, ubicación y calidad de los materiales y obras ejecutadas.

El control de ejecución de las obras por parte de la IF estará dirigido a velar por el estricto cumplimiento de las Especificaciones Técnicas del Contrato y será independiente del que deberá mantener el Contratista sobre su propio trabajo. El tiempo que requiera la IF para efectuar las operaciones de control de las obras ejecutadas, no se considerará paralización de la obra.

El Contratista deberá proveer las facilidades necesarias para que el IFO pueda obtener la información que requiera en relación con el desarrollo de los trabajos.

Será obligación del Contratista mantener un ejemplar completo a disposición de la IF del proyecto en ejecución, incluidos los planos si corresponde.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

3. INSTALACION DE FAENAS.

3.1 Entrega de Terreno.

La Dirección General de Aguas pondrá a disposición del Contratista el terreno requerido para el emplazamiento y ejecución de las obras que consulta el proyecto. La empresa que se adjudique el contrato tomará las medidas pertinentes con respecto a cualquier otro terreno requerido para alguna faena anexa y que se encuentre fuera de los límites del emplazamiento de las obras, ya que la Dirección General de Aguas no asumirá ninguna responsabilidad en relación al referido terreno.

La entrega de trazado se efectuará según lo señalado en el art. 130 del R.C.O.P. y se referirá exclusivamente a los elementos que a la fecha pudieran existir en terreno, siendo responsabilidad del Contratista el replanteo total de la obra.

3.2 Construcciones.

3.2.1 Una vez efectuada la recepción del terreno, el Contratista deberá iniciar los trabajos necesarios para la realización de las faenas, los que consistirán, sin perjuicio de las obras definitivas, en la construcción de las obras provisionales para la instalación de faenas, tales como bodegas para herramientas y materiales, depósitos de combustibles, recintos para obreros integrados por vestuarios, comedores y servicios higiénicos, oficinas del Contratista y de la IFO.

3.2.2 Cuando en las BAE esté estipulado, el Contratista deberá proporcionar un módulo de oficinas para la IFO con una superficie mínima de 15 m², mientras duren las faenas, y con las condiciones adecuadas para el desempeño de la IFO (mobiliario y equipamiento de oficina, servicios higiénicos, etc.).

3.2.3 Las instalaciones de faena se construirán en lugares que no interfieran la ejecución de las obras y deberán ser autorizadas en forma previa por el IFO.

3.3 Servicios.

Serán de cargo del Contratista los empalmes provisionales de agua potable y energía eléctrica y un sistema de evacuación de aguas servidas requeridos por las necesidades de las faenas durante todo el curso de la ejecución de los trabajos. Las redes provisionales, sus extensiones y posterior levantamiento y

retiro de la obra, deberán ser consultadas por el Contratista como gastos generales originados por la instalación de faenas.
Será de exclusiva responsabilidad del Contratista la administración y cuidado de las instalaciones de faena, la obtención de los permisos municipales y de todas aquellas instituciones que corresponda, así como la obtención de los empalmes de agua potable, de energía eléctrica, de alcantarillado, si procede, y la extracción de basura y escombros.

3.4 Canteras.
En las canteras se deberá mantener instalaciones sanitarias (baño químico u otro) para el personal. Debe considerarse campamento para el cuidador o instalaciones adecuadas para el sereno, según corresponda.

3.5 Aseo.
El Contratista deberá mantener las faenas permanentemente aseadas, desde el momento en que recibe el terreno hasta la entrega de la obra terminada.

Al término de las obras, como trabajo previo a la recepción provisoria, se efectuará el aseo completo y cuidadoso del recinto en que se encontraba la instalación de faenas, de los sectores en que se efectuaron trabajos, de los botaderos y de las canteras.

No procederá la recepción provisoria de las obras mientras el Contratista no haya retirado de los lugares de las faenas la totalidad de los escombros, desperdicios, materiales, equipos de construcciones e instalaciones provisionales, etc., a fin de que el recinto pueda ser puesto en uso sin que quede ningún objeto ajeno a los propios de las obras definitivas.

3.6 Elementos de Primeros Auxilios.
En la instalación de faenas el Contratista dispondrá de un local dotado con elementos clínicos indispensables para la atención de primeros auxilios en caso de accidentes.

En las diferentes instalaciones principales (cantera y principal frente de trabajo, etc.) se mantendrá botiquines abastecidos de los elementos necesarios para primeras curaciones.

3.7 Unidad de Medida y Costos Involucrados.
No se considera un ítem especial para la instalación de faenas. Por lo tanto el Contratista deberá considerar dentro de los gastos generales todos los costos representados por dicha instalación.

4. REPLANTEO.
Los ejes principales de las estructuras de defensas proyectadas serán replanteados en el terreno según los alineamientos horizontales y verticales señalados en los planos. Para ello se colocarán las suficientes estacas de apoyo y se materializarán los ejes mediante lienzas o tizado.

El replanteo topográfico se apoyará en PR's existentes en el lugar con indicación de coordenadas y cotas. En el caso de no existir dichos PR's, el Contratista podrá referir el replanteo de los ejes principales a puntos singulares existentes en el lugar, señalados en los planos, en cuyo caso dejará materializados en el terreno al menos dos (2) PR's en lugares estables y visibles, preferiblemente clavos del tipo Hilti en estructuras macizas, señalándolos en los planos de construcción con sus coordenadas y cotas referidas al sistema del proyecto. En casos justificados la IFO autorizará la adopción de un sistema con origen de coordenadas y/o cotas arbitrario.

Previo al inicio de cualquier faena se deberá replantear la obra, considerando los mismos perfiles transversales de proyecto. Adicionalmente, con el objeto de contar con una representación más precisa del relieve, se podrá intercalar perfiles en puntos singulares de interés. Este trabajo será supervisado por el Departamento de Obras Fluviales y se emitirá la aprobación del trazado o se practicarán los ajustes necesarios para que la obra cumpla su cometido.

Aprobado el replanteo el Contratista procederá a tomar los datos de terreno necesarios para actualizar las cubicaciones. Para esta actividad, el Contratista dispondrá de un plazo no superior a 15 días, contados a partir de la fecha de entrega de terreno. Cumplido el referido tiempo, hará entrega a la IFO de los perfiles longitudinal y transversales actualizados, además de las planillas de cubicaciones.

La construcción sólo se podrá iniciar cuando se tenga aprobado con VºBº del Departamento de Obras Fluviales el trazado definitivo y los ajustes de cubicaciones si corresponde.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Si la empresa no da cumplimiento a lo señalado precedentemente, se considerarán válidos los planos y cubicaciones oficiales del proyecto, aceptando que éstos son representativos del terreno y, por lo tanto, el Contratista no podrá argumentar cambios del relieve para justificar atrasos en el programa de trabajo o aumentos de obra.

5. ESTRUCTURA DE DEFENSA.

Se denomina estructura de defensa al conjunto de elementos que la componen tales como espigones, revestimientos de ribera, pretiles, plantaciones y todo otro tipo de obra destinada a la protección del suelo contra los perjuicios que puedan ocasionar las corrientes naturales.

5.1 Control de Geometría.

El Contratista ejecutará la estructura de defensa, de acuerdo a su localización en planta, a las secciones típicas, perfiles longitudinales y detalles señalados en los planos, respetando estrictamente la ubicación en planta, la forma de la sección, inclinación de los taludes, cuando corresponda, y las cotas de fundación y coronamiento de la estructura.

Para ello deberá replantear mediante lienzas y/o tizas los ejes principales de la obra, apoyándose en los PR's dispuestos con anterioridad en el terreno o determinándolos según lo señalado en el punto 4.

Para los efectos de control de ejecución de la sección típica, el Contratista dispondrá la instalación, en el terreno, de maestras de madera cuyos contornos sigan la forma externa de la sección típica de los enrocados. Dichas maestras podrán colocarse a una distancia entre 5 a 10 metros unas de otras.

Cada una de ellas deberá nivelarse para proporcionarle la cota correspondiente a su kilometraje.

5.2 Control de Fundaciones.

Antes de dar inicio a la colocación de la roca el Contratista deberá pedir a la IFO la recepción del sello de fundación. Una vez recibido éste podrá dar inicio a la colocación del enrocado. Sin esta recepción, de la cual el IFO dejará constancia en el libro de obra indicando el kilometraje del sector recibido, no se podrá continuar la obra.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Si por alguna razón justificada el Contratista se viera en la necesidad de continuar los trabajos sin contar con la recepción de las cotas de fundación podrá hacerlo bajo su responsabilidad. Sin embargo, no deberá, bajo ninguna circunstancia tapar la base del enrocado sin expresa autorización del IFO, el cual dejará constancia de su conformidad en el libro de obra en cuanto al cumplimiento de la cota de fundación, indicando el kilometraje de lo recibido. En caso que no se cumpla lo indicado, el Contratista deberá descubrir totalmente la fundación o en todos los puntos que indique el IFO, a costa del Contratista. Si esto no fuera posible el IFO podrá descontar un porcentaje del volumen de fundación como obra no ejecutada, el que será pagado una vez verificadas las cotas de las fundaciones.

6. PREPARACION DE LOS ACCESOS A LOS FRENTES DE TRABAJO.

El Contratista debe considerar en su programación de costos, la ejecución de los rellenos y adecuaciones necesarias para conformar superficies de tránsito que le permitan acceder con facilidad y seguridad a todos los frentes de trabajo especificados en los planos y ETE.

7. MOVIMIENTOS DE TIERRA.

7.1 Excavaciones para Fundaciones y Taludes.

Todas las excavaciones para el emplazamiento de las obras deberán ser ejecutadas de acuerdo a los alineamientos, niveles y perfiles tanto longitudinales como transversales indicados en los planos de proyecto. Para ello, se deberán replantear los ejes principales de las estructuras proyectadas y materializar las áreas de excavación con estacas, lienzas, tizado o cualquier otro medio propuesto por el Contratista y aceptado por la IFO.

En la ejecución de las excavaciones el Contratista podrá optar por el método que estime más conveniente. Los procedimientos de excavación y la maquinaria a utilizar deberán planificarse de manera de producir la menor perturbación del terreno natural adyacente, debiendo éstos ser presentados al IFO previo al inicio de su ejecución.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

El material producto de las excavaciones podrá emplearse en el posterior relleno de la excavación, conformación de pretiles, relleno de respaldo, camada de apoyo y otros rellenos que consulte el proyecto. El excedente deberá ser transportado a botadero o esparcido en un lugar adecuado para no obstaculizar el libre escurrimiento de las aguas dentro del cauce, lugar que debe ser aprobado previamente por la IFO.

7.1.1 Excavaciones para Fundaciones.
Las excavaciones para fundaciones se ejecutarán conforme a los perfiles, cotas y taludes indicados en los planos del proyecto.

Una vez obtenida la cota del sello de fundación (CSF) ésta deberá cumplir con el diseño y deberá ser aprobada por el mecánico de suelos y por la IFO antes de continuar la construcción.

El Contratista deberá adoptar los taludes provisorios de acuerdo a las condiciones del terreno, los que deberán ser suficientemente tendidos para garantizar la seguridad de los trabajadores. Podrá también contener el terreno mediante entibaciones, debiendo contar en ambos casos con la aprobación de la IFO antes del inicio de los trabajos. Dicha aprobación no liberará al Contratista de la responsabilidad por la seguridad de la obra.

Una vez concluida la excavación de la fundación, ésta deberá ser recibida por el IFO el cual anotará en el libro de obra el kilometraje de lo recibido. Cumplido lo anterior se podrá iniciar la construcción de la fundación, la cual igualmente requerirá ser recibida por el IFO. Las sobreexcavaciones podrán ser llenadas con material fluvial.

El Contratista deberá proveer los sistemas necesarios para agotar las filtraciones de agua al lugar de las excavaciones. El costo incluye la excavación realizada en cualquier tipo de terreno, salvo indicación contraria establecida en los planos o en las ETE.

7.1.2 Preparación de Taludes.
La preparación de taludes se ejecutará conforme a los perfiles, cotas y pendientes indicados en los planos de proyecto e incluye los movimientos de material bajo la cota del terreno.

Salvo indicación contraria en las ETE, esta actividad está incluida en la construcción de los elementos correspondientes.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

7.2 Empréstitos.

El material para la conformación de pretiles, peraltes de ribera y rellenos deberá provenir de una zona de empréstito autorizada por el IFO. Si corresponde, la Dirección General de Aguas se reserva el derecho de solicitar al Contratista la entrega de los antecedentes geotécnicos que demuestren las propiedades requeridas para este fin (granulometría, etc.).

La ubicación, los límites y la profundidad de los pozos de empréstitos serán determinados por el IFO, o propuestos por el Contratista y aprobados por el IFO, después de haberse cerciorado de la calidad de los materiales.

El Contratista deberá realizar por su cuenta y a su propio cargo las negociaciones para adquirir los derechos, permisos y autorizaciones para la excavación de los pozos de empréstitos, realizar el escarpe de los terrenos, adquirir derechos de vías y tomar todas las medidas necesarias para una explotación eficiente y segura del material de empréstito.

Bajo ninguna circunstancia se autorizará abrir pozos de empréstitos dentro de la faja de un camino.

En el caso de que el Contratista desee abrir un pozo de empréstito cercano a la ruta, éste no podrá estar a una distancia inferior de 200 m de los cercos que delimitan la vía y en sitios fuera de la vista del camino, salvo consentimiento por escrito de la IFO y previa autorización del propietario sea éste un particular o se trate de propiedad fiscal. En el caso de no cumplirse con esta disposición, la IFO ordenará la paralización de la obra hasta que el Contratista haya restituido las condiciones originales del terreno.

Cuando el pozo del empréstito se ubique en un cauce natural, el Contratista deberá cumplir lo dispuesto en el acápite 5.003.302 del MC-V5 que dice lo siguiente:
"Trabajos en los lechos de ríos.- La extracción de materiales u otros trabajos extraordinarios en los lechos de los ríos deberán consultarse previamente al Departamento de Obras Fluviales del MOP y deberán realizarse de acuerdo a las instrucciones que este servicio imparta."

En general, podrán utilizarse como empréstitos los lechos de los ríos para lo cual las excavaciones deberán ejecutarse de manera que no influyan en el normal escurrimiento de las aguas. No obstante, el Departamento de Obras Fluviales hará las indicaciones correspondientes.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Dentro del cauce no se autorizarán excavaciones profundas y localizadas. Tampoco se aprobará la realización de excavaciones en las cercanías de puentes, terraplenes de acceso, obras de captación, defensas fluviales o cualquier otra infraestructura pública o privada que pueda verse afectada desde el punto de vista de su estabilidad o de su operación. Si hay captaciones de agua potable deben evitarse los incrementos de la turbiedad del agua.

Previo a utilizar empréstitos de los ríos, el Contratista deberá presentar a la IFO un plano del sector en el cual se extraerá el material, indicando claramente el área de intervención y las cubicaciones respectivas. Sin perjuicio de lo anterior y de acuerdo a la evaluación del IFO, se podrá exigir un proyecto de extracción de áridos que demuestre, mediante procedimientos de hidráulica fluvial, que la modalidad y los volúmenes de extracción no perjudicarán al cauce ni a terceros.

No obstante el Contratista deberá presentar un estudio de impacto ambiental para ser sometido al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA) si el volumen de extracción fuera igual o superior a lo señalado en los puntos a.4) e i.5) del artículo 3º del SEIA.

Las faenas de explotación de empréstito deben contar con la aprobación de la IFO la que considerará todo lo anterior.

7.3 Pretiles, Peraltes de Ribera y Rellenos.

Estos elementos deben ser construidos de acuerdo con las alineaciones, perfiles y cotas indicadas en los planos del proyecto.

En la confección de ellos sólo debe emplearse el material adecuado al elemento, proveniente del lugar de empréstito autorizado. Este podrá ser material integral, extraído de zonas de empréstitos del cauce o de otro lugar, o desecho de cantera.

7.3.1 Pretiles.

El material que conforma el pretil no podrá contener más de un 30% de arena y deberá estar libre de basura y escombros. Deberá ser repartido en forma longitudinal a la defensa, para evitar posibles vías de arena que lo atraviesen transversalmente.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Previo al inicio del pretil se deberá limpiar mediante un escarpe todo el ancho de la base de apoyo del pretil, eliminando de la superficie del terreno toda la vegetación como árboles, troncos y matorrales así como también la basura, escombros y todo otro tipo de material que impida la correcta construcción del pretil.

El pretil se debe construir en capas horizontales de todo el ancho del perfil transversal, partiendo desde el punto de menor cota hasta alcanzar todo el ancho del terraplén.

La compactación del relleno, cualquiera sea el material a colocar, se efectuará con el paso de maquinaria pesada o por otro método que proponga el Contratista. El método de compactación que se utilice deberá contar previamente con la aprobación de la IFO. El espesor de las capas a compactar no podrá exceder de 0,50 m.

7.3.2 Peraltes de Ribera.

Los peraltes de ribera se proyectan sobre la misma y se construyen de manera similar a los pretiles.

Su objetivo es evitar inundaciones de terrenos aledaños al cauce. Se diferencian de los pretiles en que se construyen en la planicie de inundación y en que el material a utilizarse puede ser terreno común u otro tipo de suelo, siempre que asegure una adecuada estabilidad de la estructura frente a las solicitaciones hidráulicas a que estarán expuestas.

En general, salvo indicación contraria y por necesidad ineludible de la obra, deberán respetarse los árboles y la vegetación mayor.

El material a usarse debe posibilitar el desarrollo de defensas vivas tales como pasto, arbustos o árboles en el peralte de ribera.

7.3.3 Relleno de Respaldo.

Este elemento se dispone para sostenimiento de gaviones u otros elementos que lo requieran. El material a emplearse podrá ser material integral del cauce, desecho de cantera o lo que indiquen los planos o las ETE.

Cuando se trate de relleno para respaldar gaviones deberá cumplirse con la colocación de filtro, tal como se indica en el punto 9 de estas ETG

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

7.3.4 Camada de Protección del Filtro de Geotextil.
El material a utilizarse para la camada de protección del filtro de geotextil debe ser granular de canto rodado, con tamaño máximo de 5 cm, u otro material que asegure la protección del geotextil durante la colocación de la roca, en el caso de revestimiento de talud, y del relleno de respaldo, en el caso de gaviones.

7.4 Unidad de Medida y Costos Involucrados.
a) Excavaciones, pretiles, peraltes de ribera y rellenos de respaldo. La unidad de medida es el metro cúbico (m3), medido en perfil teórico. El precio ofertado será plena compensación por la ejecución de las faenas y en él estarán incluidos las faenas de extracción, selección cuando corresponda, carguío, transporte, colocación de materiales en general, maquinaria, equipos y herramientas y el transporte de éstos, mano de obra, imprevistos, gastos generales, leyes sociales, utilidades, IVA y en general todo costo necesario para lograr una buena ejecución del ítem. En el caso de excavaciones con agotamiento, el precio incluirá todos los costos adicionales que implique mantener libre de agua el lugar de trabajo.

b) Preparación de taludes. Este costo está incluido en el precio del elemento respectivo.

c) Empréstitos. El costo de los empréstitos está considerado en los elementos a los cuales está destinado.

d) Camada de protección. El costo de la camada de protección está incluido en el precio del geotextil.

8. TRANSPORTE A BOTADERO.

8.1 Generalidades.
Si el proyecto consulta el traslado a botadero del material producto del excedente de las excavaciones o terrenos de rechazo el Contratista deberá adoptar las medidas de seguridad y de preservación del medio ambiente en cuanto al método de transporte y tratamiento de los lugares de depósito, de acuerdo a lo que indique la IFO y las EAG.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Los lugares para botadero podrán ser indicados por el IFO en caso que el Contratista no los hubiera indicado en su propuesta. En todo caso, los lugares deben ser aprobados por la IFO.

Durante el transporte, el Contratista deberá tomar las precauciones necesarias para que los camiones no derramen ningún tipo de material a la vía pública.

El Contratista decidirá en su propuesta por la alternativa de esparcir el material sobrante de las excavaciones o por el transporte a botadero, para lo cual, al momento de realizar las obras, deberá contar con VºBº de la IFO. No obstante lo anterior, deberá considerar como gastos generales los costos involucrados en el manejo del material excedente.

8.2 Medidas a tomar al Finalizar las Faenas.

El Contratista deberá considerar en la evaluación de su propuesta, que al término de la faena deberá realizar un completo manejo del área reservada como botadero, a fin de evitar alteraciones al medio ambiente. Para estos efectos se deberá respetar las disposiciones contenidas en tal sentido en las EAG y la IFO aprobará el estado en que se deja el botadero.

No se dará por terminado el contrato si esta disposición no ha sido atendida correctamente por el Contratista.

8.3 Unidad de Medida y Costos Involucrados.

No se evaluará por separado el transporte a botadero. El costo de éste debe considerarse dentro del ítem movimiento de tierra o en los gastos generales según el caso.

9. FILTRO CON MEMBRANA GEOTEXTIL.

Se colocará un filtro de membrana de geotextil en la interfase de los enrocados y el terreno a proteger y entre gaviones y el relleno de respaldo.

En este punto se definen las características de la membrana de geotextil, tanto en lo referente al material con que está fabricada como a la membrana misma, a su colocación y a la camada de protección.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

9.1 Geotextil.

La ubicación y colocación de la membrana de geotextil se ceñirá a lo indicado en los planos del
proyecto y en las ETE, debiendo contar en todo caso con la aprobación del IFO.

El Contratista deberá presentar las muestras y certificados que acrediten el cumplimiento de las especificaciones antes de colocar el material.

9.1.1 Características del Material.

En caso que las ETE no dispongan algo distinto, la membrana geotextil a utilizarse en obras de defensas fluviales debe ser del tipo no tejido, agujado de filamento largo y cumplir las siguientes características:

1.- En el caso de gaviones expuestos a una solicitación media y alta.

Ensayo	Norma	Unidad	Protección de gaviones expuestos a solicitaciones medias	Protección de gaviones expuestos a Solicitaciones altas
Resistencia a la tracción	ASTM D4632	N	660	820
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	300	330
Apertura aparente de poros	ASTM D4751	mm	0,17	0,15
Permeabilidad Vertical	ASTM D4491	s^{-1}	2,8	2,3

2.- En caso de enrocado, con rocas hasta 300 Kg.

Ensayo	Norma	Unidad	Separación, Filtro y control de la erosión	En caso de mayor solicitación por efecto de la corriente
Resistencia a la tracción	ASTM D4632	N	820	1100
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	330	420
Apertura aparente de poros	ASTM D4751	mm	0,15	0,12
Permeabilidad Vertical	ASTM D4491	s^{-1}	2,3	1,6

3.- En caso de enrocado, con rocas hasta 500 Kg.

Ensayo	Norma	Unidad	Separación, Filtro y control de la erosión	En caso de mayor solicitación por efecto de la corriente
Resistencia a la tracción	ASTM D4632	N	990	1100
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	365	420
Apertura aparente de poros	ASTM D4751	mm	0,14	0,12
Permeabilidad Vertical	ASTM D4491	s^{-1}	1,9	1,6

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

4.- En caso de enrocado, usando rocas desde 500 hasta 1.000 Kg.

Ensayo	Norma	Unidad	Separación, Filtro y control de la erosión	En caso de mayor solicitación por efecto de la corriente
Resistencia a la tracción	ASTM D4632	N	1100	1550
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	420	570
Apertura aparente de poros	ASTM D4751	mm	0,12	0,09
Permeabilidad Vertical	ASTM D4491	s^{-1}	1,6	1,4

5.- En caso de enrocado, usando rocas hasta 1.500 Kg .

Ensayo	Norma	Unidad	Separación, Filtro y control de la erosión	En caso de mayor solicitación por efecto de la corriente
Resistencia a la tracción	ASTM D4632	N	1350	1800
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	510	650
Apertura aparente de poros	ASTM D4751	mm	0,10	0,08
Permeabilidad Vertical	ASTM D4491	s^{-1}	1,5	1,4

6.- En caso de enrocado, usando rocas desde 1500 hasta 2000 Kg.

Ensayo	Norma	Unidad	Separación, Filtro y control de la erosión	En caso de mayor solicitación por efecto de la corriente
Resistencia a la tracción	ASTM D4632	N	1550	1800
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	570	650
Apertura aparente de poros	ASTM D4751	mm	0,09	0,08
Permeabilidad Vertical	ASTM D4491	s^{-1}	1,4	1,4

7.- En caso de enrocado, usando rocas mayores a 2000 Kg.

Ensayo	Norma	Unidad	Separación, Filtro y control de la erosión	En caso de mayor solicitación por efecto de la corriente
Resistencia a la tracción	ASTM D4632	N	1800	1800
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	650	650
Apertura aparente de poros	ASTM D4751	mm	0,08	0,08
Permeabilidad Vertical	ASTM D4491	s^{-1}	1,4	1,4

Adicionalmente, se podrá solicitar se ejecuten pruebas en el terreno para verificar la confiabilidad de la membrana, simulando las condiciones más desfavorables a que se verá expuesto en la fase de construcción y operación.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

9.1.2 Colocación.

La superficie sobre la cual se colocar el geotextil debe ser previamente preparada mediante su emparejamiento y eliminación de todos los materiales angulares que pudieran dañar la membrana.

Los traslapos pueden ejecutarse tanto en la dirección longitudinal como transversal debiendo disponerse de manera tal que no se produzca aberturas de las uniones por efecto del escurrimiento de las aguas o del material que cae sobre ella. Por tanto, el traslapo se orientar hacia aguas abajo y hacia el fondo del lecho.

Los traslapos que se ejecuten no deberán ser inferiores a 30 cm, debiendo complementarse la unión, cuando corresponda, mediante el hilvanado de la membrana o según recomiende el fabricante del material utilizado.

La membrana geotextil no debe exponerse al sol por un período mayor a 8 horas.

9.2 Camada de Protección.

El geotextil no debe quedar en contacto directo con el enrocado ni con el relleno de respaldo en el caso de gaviones. Para evitar este contacto se cubrir con una camada de protección de material granular de canto rodado (ETG punto 7.3.4) de un espesor comprendido entre 0,10 a 0,30 m, según se defina en los planos o en las ETE.

Cuando se trate de gaviones la camada de protección tendrá un espesor de 0,20 m cuando el relleno de respaldo se haga con desecho de cantera. Si se trata de un relleno con material granular el espesor no podrá ser inferior a 0,10 m, a no ser que el material de relleno cumpla las características exigidas

para la camada de protección, caso en el cual se podrá prescindir de esta.

La camada debe colocarse a medida que se avanza con la colocación de la roca o con el relleno de respaldo, a fin de evitar que se deslice dejando al descubierto la membrana.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

9.3 Unidad de Medida y Costos Involucrados.

La unidad de medida es el metro cuadrado (m2) de geotextil colocado, según plano.

El precio ofertado ser plena compensación por la ejecución de las faenas y en el estarán incluidos la provisión, transporte y colocación del material de la camada de protección, provisión, transporte, colocación y cosido del geotextil, maquinaria, equipos, herramientas, materiales en general y el transporte de todos estos, mano de obra, imprevistos, gastos generales, leyes sociales, utilidades, IVA y en general todo costo necesario para lograr una buena ejecución del ítem.

10. CANTERAS.

10.1 Generalidades.

El Contratista podrá explotar la o las canteras que le parezca más apropiada, siempre que la roca que se obtenga cumpla las características especificadas y que la cantera cumpla las condiciones de seguridad exigidas para este tipo de faenas. No obstante lo anterior, se deberá respetar las prescripciones señaladas en las EAG.

10.2 Explotación.

Para la explotación de la cantera el Contratista deberá tomar todas las medidas de seguridad, conforme lo establece el "Reglamento de Seguridad Minera" de la Asociación Chilena de Seguridad.

La explotación de cantera la podrá realizar el Contratista con los métodos y maquinaria que estime conveniente. Deberá respetar las normas de seguridad. En especial deberá cuidar el mantener frentes de explotación de una altura que no representen peligro para los trabajos.

No obstante, en todo caso deberá ceñirse a la reglamentación vigente relativa a las EAG, seguridad del personal y al almacenamiento, control y manipulación de explosivos.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

10.3 Medidas al finalizar las faenas.

Al finalizar las obras deberá elaborar y ejecutar un "plan de abandono" de la cantera. En él se considerarán los trabajos necesarios para desprender todo material que quede en condiciones de inestabilidad y de modificar todo aquello que pueda significar peligro para quienes visiten la cantera una vez terminados los trabajos.

En la recepción provisoria de las obras deberá verificarse el cumplimiento de las condiciones de seguridad de la cantera.

11. ENROCADOS Y DESECHO DE CANTERA.

El presente punto se refiere a las condiciones bajo los cuales se hará la explotación, selección, carga, transporte, descarga y colocación de bloques de roca y desecho de cantera.

Las faenas no deben producir daños a terceros ni comprometer infraestructura pública y privada.

Las características y dimensiones de los elementos de enrocado se indican en cada caso en los planos y ETE, no pudiendo ser modificadas en forma alguna las características allí mencionadas, salvo autorización del proyectista o del IFO.

11.1 Enrocados.

11.1.1 Características de la Roca.

a. Calidad.

El Contratista suministrará bloques de roca sana con aristas vivas, sin señales de meteorización, descomposición o grietas. La roca no deberá verse afectada por el intemperismo, ni deberá fraccionarse al caer desde una altura similar a la de una tolva de camión. La roca no deberá presentar trizaduras al momento de su colocación ni ser atacable o degradable por el agua. El peso específico de la roca, salvo indicación contraria en las ETE, deberá ser igual o superior a 2,6 Ton/m^3. El peso específico deberá ser certificado por un laboratorio autorizado y presentado por el Contratista al IFO antes de iniciar la explotación de la cantera.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

b. Peso y Tolerancias.
El peso de cada bloque estará comprendido dentro del rango señalado en los planos de proyecto y en las ETE. Cuando en las ETE el peso de la roca se especifique entre dos valores tal que el valor máximo sea igual o inferior al doble del valor mínimo, se aceptar la siguiente tolerancia en relación al peso promedio de ambos, salvo que en las ETE se disponga expresamente lo contrario:

peso mínimo : 0,45 peso promedio
cantidad: hasta 10 % en volumen
peso máximo: 2,3 peso promedio
cantidad: hasta 25 % en volumen

El mismo criterio indicado se seguir cuando se especifique un valor único para el peso de la roca y ésta está destinada a revestimiento de ribera o a otro elemento que no requiera necesariamente uniformidad de tamaño. Excepcionalmente el IFO podrá aceptar roca de mayor peso que el indicado.

c. Forma.
La forma de los bloques será tal que en cada uno de ellos su mayor dimensión no sea mayor que 2,5 veces la dimensión menor.

11.1.2 Rocas Testigo.
Como medida de control de peso, el Contratista dejar al inicio de la obra en lugares claramente visibles, tanto en la cantera como en cada frente de trabajo, juegos de rocas previamente pesadas y pintadas, con la indicación de sus pesos exactos; éstos deberán representar, aproximadamente, los pesos mínimo y máximo especificados para la roca o de acuerdo a las tolerancias indicadas en la letra "b" precedente, según el elemento de que se trate. Estas rocas se denominan "rocas testigo".

11.1.3 Selección y Carguío de Roca.
a. En los patios de la cantera y en canchas preparadas ex profeso, el Contratista deberá acopiar la roca separándola por peso, de acuerdo al elemento de la estructura en que se colocar. No se aceptará el carguío de roca con peso fuera del rango previsto en el proyecto.

Para ello deberá emplearse, como referencia, las dimensiones de las rocas testigo localizadas en el frente de cantera.

b. El carguío de roca sobre los camiones tolva u otros medios de transporte que utilice el Contratista, podrá realizarse con cualquier método que prevenga la ruptura de los bloques.

c. Para una mejor fiscalización, cada unidad de transporte trasladará en cada viaje solamente rocas de la misma categoría. El Contratista instruirá expresamente a los encargados de la selección y carguío de la roca en la cantera de estas disposiciones, para su debido cumplimiento.

El material que no cumpla con lo indicado en estas ETG y en las ETE será rechazado por la IFO, sin ningún costo para la Dirección General de Aguas. En todo caso, la última selección de la roca se realizará al pie de la obra. La selección en cantera no exime la posibilidad de rechazo de roca inadecuada.

11.1.4 Transporte y Descarga de Roca.

a. El Contratista podrá elegir el medio de transporte de las rocas que estime conveniente, guardando las medidas de seguridad necesarias o aquellas que exija la IFO. Antes de iniciar la obra, para los efectos de control, el Contratista deberá dar a conocer al IFO los equipos que empleará para realizar el transporte, especificando sus características de capacidad en volumen y peso.

b. La descarga de las rocas se realizará en lugares que no entorpezcan el libre tránsito vehicular y peatonal ni el libre escurrimiento de las aguas si se localizan dentro del cauce. Asimismo esta operación no debe producir daños a terceros ni a ningún tipo de infraestructura pública o privada.

c. El método de descarga empleado deberá prevenir la fractura de los bloques. En el caso de que ello ocurra, los bloques fracturados de dimensiones menores a los previstos en el proyecto, deberán ser retirados y dispuestos en botaderos autorizados por el IFO.

11.1.5 Colocación de Roca.

Se entenderá por colocación de la roca su colocación y acomodación de acuerdo a la geometría
indicada en los planos y en las ETE.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Se prestará especial atención a las indicaciones respecto del talud, cotas y dimensiones del enrocado, controlando detalladamente la cota de fundación de la estructura.

11.1.6 Colocación Ordenada.

En el caso general, una vez efectuada la excavación para las fundaciones y conformado el talud base se colocará la membrana geotextil y camada de apoyo respectiva, para luego colocar las unidades.

La estructura de enrocados se construirá desde la fundación hacia su coronamiento, de tal forma que cada bloque quede apoyado en las unidades inferiores, evitando solicitaciones paralelas a la superficie de la membrana geotextil.

Si durante las faenas resultara dañada la membrana el Contratista deberá reponerla a su cargo y a satisfacción de la IFO.

Deberá cuidarse que las rocas queden siempre cargadas y bien trabadas unas con otras, formando todo el sistema un conjunto, bloque o barrera alineado, compacto y uniforme. La cara visible del talud expuesta a la solicitación fluvial deberá ser pareja y uniforme, sin singularidades o discontinuidades. En ningún punto el ancho del enrocado podrá ser inferior al valor mínimo especificado en el perfil tipo o en las ETE.

Una vez finalizadas las obras de construcción de enrocados, se deberá dejar el sector en condiciones aceptables a juicio de la IFO, para lo cual se deberá considerar el despeje de las áreas de operación y el acopio ordenado de las rocas no utilizadas en un lugar previamente aprobado por la IFO.

a. Colocación en Seco.

La colocación ordenada de rocas considera el levantamiento de las unidades por métodos mecánicos a sus puntos de localización definitiva de acuerdo a los planos de proyecto. En dichos puntos las rocas deberán ser acomodadas manualmente por los espigoneros, ayudados por barrenos y ocasionalmente canteadas a combo, de tal forma que queden trabadas entre sí, dejando una cantidad mínima de huecos. También, en la acomodación de la zona expuesta, se deberá lograr una superficie regular, dejando las rocas con sus caras planas hacia la parte externa del talud.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Para los efectos de control de ejecución de la sección típica, se dispondrán en terreno de maestras de madera cuyos contornos sigan la forma externa de la sección típica de los enrocados. Estas maestras podrán colocarse a una distancia de 10 metros unas de otras.

Cada una de ellas deberá nivelarse para proporcionarle la cota correspondiente a su kilometraje, deducida del perfil longitudinal de la estructura.

El Contratista deberá proponer al IFO la metodología y equipos a utilizar para esta faena, previo a su ejecución.

b. Colocación Bajo Agua.
La colocación ordenada de rocas bajo agua considera el levantamiento de las unidades por métodos mecánicos llevándolas a la ubicación indicada en los planos de proyecto.

El Contratista deberá asegurar que el método empleado permita obtener una adecuada trabazón de las unidades, de manera de asegurar la estabilidad de la estructura.

El Contratista deberá proponer al IFO la metodología y equipos a utilizar para esta faena de manera de obtener las secciones tipo y la geometría indicadas en los planos de proyecto.

11.1.7 Colocación por Volteo o en Masa. (válido sólo en obras de emergencia)

La colocación de roca por volteo o en masa consiste en el vaciado directo de la roca desde camión o cualquier sistema mecánico que deje caer las rocas en forma desordenada sobre el lugar de destino.

En los casos que se acepte la colocación directa del material por volteo, deberá disponerse de los equipos, maquinaria y de la mano de obra necesaria para obtener una estructura estable. En todo caso el Contratista deberá proponer a la IFO la metodología y equipos a utilizar para esta faena, previo a su ejecución.

11.2 Desecho de Cantera.
Se define como desecho de cantera toda clase de suelo y de roca con peso menor al peso mínimo especificado para la obra, el cual se obtiene de la explotación de la cantera.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Este material puede ser empleado en la conformación de pretiles, en peralte de riberas y en los elementos que autorice la IFO. Su colocación en el sitio de la obra se puede realizar por volteo.

Siempre que se use desecho de cantera deberá cuidarse que el elemento presente la máxima compacidad posible, compatible con las necesidades de la obra. Para el cumplimiento de esta disposición el Contratista propondrá a la IFO un método de carga, descarga, colocación y compactación adecuados.

11.3 Unidad de Medida y Costos Involucrados.

11.3.1 Enrocado.

La unidad de medida será el metro cúbico (m3) de enrocado totalmente terminado medido en perfil teórico.

El precio ofertado será plena compensación por la ejecución de las faenas y en él estarán incluidos las faenas de extracción, selección cuando corresponda, carguío, transporte, colocación de materiales en general, maquinaria, equipos y herramientas y el transporte de éstos, mano de obra, imprevistos, gastos generales, leyes sociales, utilidades, IVA y en general todo costo necesario para lograr una buena ejecución del ítem.

11.3.2 Desecho de Cantera.

La unidad de medida será el metro cúbico (m3) de desecho de cantera colocado de acuerdo a lo que indiquen las ETE, medido en perfil teórico.

El precio ofertado será plena compensación por la ejecución de las faenas y en el estarán incluidos derecho a puerta, suministro y transporte de materiales en general, extracción, selección, carguío, transporte, colocación y compactación del desecho de cantera, maquinaria, equipos, herramientas y su transporte, mano de obra, imprevistos, gastos generales, leyes sociales, utilidades, IVA y en general todo costo necesario para lograr una buena ejecución del ítem.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

12. DEFENSAS CON GAVIONES.

12.1 Generalidades.

Este ítem se refiere a la construcción de defensas con gaviones, de acuerdo a lo indicado en los planos del contrato y a estas ETG.

La construcción se regirá por la sección 5.207 del Manual de Carreteras en sus acápites 5.207.202 Descripción y Materiales y 5.207.305 Construcción con gaviones de aristas octogonales.

Los gaviones utilizados en defensas estarán construidos por módulos de forma prismática y sección cuadrada o rectangular, construidos con mallas de alambre, divididos en compartimientos por medio de diafragmas o tabiques interiores construidos con el mismo tipo de malla y rellenos con piedras o bloques de roca.

12.2 Mallas de Alambre.

La malla de alambre de los gaviones deberá tener las dimensiones y características que se detallan a continuación.

12.2.1 Módulos.

Se podrá emplear los siguientes tipos de módulos (dimensiones indicadas en metros):

2 x 1 x 1 2 x 1 x 0,5
3 x 1 x 1 3 x 1 x 0,5 3 x 1 x 0,3
6 x 2 x 0,5 6 x 2 x 0,3

12.2.2 Dimensiones del Tejido y del Alambre.

La malla estará conformada de un tejido de alambre, con triple torsión, dejando aberturas de forma hexagonal alargada en el sentido de una de sus diagonales. Las mallas se definirán en base a las dimensiones del hexágono, tomando primeramente la cifra que señala la distancia en cm entre los lados donde se realizan las torsiones, seguida por la cifra correspondiente a la distancia en cm entre los vértices del hexágono pertenecientes a la diagonal mayor. Según se señale en el proyecto, los hexágonos de las mallas, medidas en centímetros, podrán ser de:

5 x 7
8 x 10
8 x 12

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Los gaviones deberán estar provistos de diafragmas interiores, formando secciones de 1 m de longitud. Tanto la malla de estos diafragmas como sus bordes estarán fabricados con alambres de la misma calidad y diámetro que los especificados para las mallas de los gaviones.

El diámetro de los alambres será de 2,4 mm para el tejido de malla 8 x 12 y 8 x 10 y de 1,8 mm para el tejido de malla 5 x 7. Los alambres de borde y de costura tendrán la misma calidad del alambre de las mallas y sus diámetros serán de 3,0 mm y 2,4 mm respectivamente. Se aceptará una tolerancia máxima de 13% para el diámetro de los alambres.

12.2.3 Calidad del Acero del Alambre.

El acero será adecuado para obtener alambres por trefilado. El contenido máximo de carbono será de 0,10% y los contenidos máximos de fósforo y azufre serán de 0,04% y 0,05%, respectivamente.

La resistencia media a la ruptura por tracción estará comprendida entre 38 y 50 kg/mm2.

12.2.4 Recubrimiento de Protección de los Alambres.

Todos los alambres usados en el tejido de las mallas, aristas y tirantes de los módulos y aquellos de amarre deberán ser recubiertos con una capa de protección de zinc (galvanizados por el procedimiento de inmersión en un baño de zinc fundido, cuya pureza mínima será de 99,95% en peso) y además, si lo indican los planos o las ETE, con una capa de PVC (plastificado).

El espesor de la capa protectora de zinc será tal que su peso mínimo sea de 250 gr/m2.

El PVC del plastificado deberá tener las siguientes características:

-Color : gris o verde
-Espesor : 0,4 mm mínimo
-Carga de ruptura : >210 kg/cm2
-Dureza : rango de 50 a 60 Shore D Units (ASTM D2240-75)
-Densidad : 1,30 a 1,35 kg/dm3
-Temperatura fragilidad : -30ºC máxima (BSS2782-1970-104 A)

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

12.2.5 Ensayos de Control de Calidad y Certificación.

El Contratista deberá encargar los ensayos de calidad del material de gaviones a un laboratorio autorizado por la Dirección General de Aguas, cuando así sea requerido por la IFO. Los gastos que se originan por los ensayos, transporte y reposición de material que se disponga para las pruebas, serán de cargo del Contratista.

El material de gaviones destinado a los ensayos será extraído de aquel almacenado en el terreno, según instrucción de la IFO. La muestra a tomar no excederá del 0,5% del material que se destine a la ejecución de la obra puesta en los patios de almacenamiento. Los ensayos se realizarán sólo una vez que el Contratista haya suministrado la totalidad del material. Si el suministro se realiza por parcialidades, se hará un ensayo por cada entrega de material.

Serán de responsabilidad del Contratista las eventuales consecuencias derivadas de iniciar obras sin conocer previamente el resultado de los ensayos de calidad.

La certificación del laboratorio deberá incluir los siguientes ítem para los alambres de las mallas, aristas y tirantes de los gaviones y para los alambres de amarra:
a) Dimensiones y propiedades mecánicas y químicas del alambre:
- Diámetro.
- Resistencia a la tracción.
- Contenidos de carbono, fósforo y azufre.

b) Para el galvanizado:
- Espesor de la capa de zinc.
- Calidad de adherencia al metal de base.
- Pureza del zinc de recubrimiento.

c) Para el plastificado:
- Espesor de la capa.
- Resistencia a la ruptura
- Dureza
- Densidad
- Temperatura de fragilidad

12.3 Alambre de Amarras.

El alambre usado para amarre y para tirantes deberá cumplir los requisitos del alambre de las mallas
arriba indicados.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

12.4 Material de Relleno.

El Contratista considerará en su propuesta, el suministro de bolones o desecho de cantera, seleccionados desde el cauce o bien desde un acopio ubicado a una distancia media de transporte que deberá especificar en su análisis de precios.

Las piedras deberán ser sanas, duras y no alterables frente a la acción del agua y los agentes atmosféricos, y cumplir con los siguientes requisitos:

a. Peso específico :

2,4 t/m3 mínimo

b. Forma de las piedras :

Las piedras podrán ser de canto rodado o canto vivo. Se deberá evitar el contacto directo de las piedras de aristas vivas con la malla del gavión para no deteriorar su recubrimiento. No se aceptará el uso de piedras lajeadas, porosas, trizadas o con fallas físicas.

c. Tamaño :

Mínimo : 1,2 veces la abertura máxima del hexágono.
Máximo : 7 veces la abertura máxima del hexágono con un límite de 0,50 m

12.5 Armado de Gaviones.

Teniendo en cuenta que las mallas de gaviones vienen plegadas, se deberá considerar la siguiente secuencia para su armado:

a. Se despliega y abate en el suelo el módulo correspondiente.

b. Se levantan sus paredes hasta hacer coincidir las aristas contiguas formando una caja con la tapa abierta.

c. Con el alambre de amarras se atan las aristas con regular fuerza, cuidando de no dañar el recubrimiento de los alambres.

d. Se amarran las divisiones interiores de la malla a modo de diafragma o tabiques transversales dejando compartimientos independientes. Estos diafragmas deben amarrarse en todas sus aristas, dejando libre solamente la arista superior que irá en contacto con la tapa del gavión.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

e. Una vez armada la caja, se procederá a ubicarla en el sitio señalado en los planos, cosiéndola firmemente a las cajas inmediatamente adyacentes y a lo largo de todas las aristas de contacto, tanto en la dirección vertical como horizontal, incluyendo aquéllas de los tabiques interiores. El amarre de los gaviones con sus vecinos se efectuará mediante una costura continua de alambre que pase por todos los hexágonos de las dos mallas en contacto, mediante una doble vuelta por cada abertura de hexágono. Los gaviones deben amarrarse entre sí antes de proceder a su llenado.

f. Con el objeto de impedir que las paredes de la estructura se deformen durante el proceso de llenado de los gaviones, se deberá utilizar moldajes a fin de escuadrar los paramentos de la malla, según el sentido de la mayor longitud. La operación normalmente se realiza por medio de un entablado o de un bastidor metálico que se sostiene con puntales, generalmente de fierro. Estos moldajes deberán ser verticales y estar alineados siguiendo el trazado de la estructura.

g. Efectuada la operación de ubicar el gavión en el lugar especificado, puestos los bastidores antes indicados y hechas las costuras y uniones respectivas, se procederá a su llenado con el material previamente seleccionado y acopiado. El relleno se hará en forma manual, colocando las piedras de mayor tamaño y de caras más planas en contacto con las mallas, reservándose las de menor tamaño para el relleno del interior. Se debe cuidar que las paredes laterales no se deformen ni se dañen, lo mismo que los diafragmas interiores. A medida que avance el llenado se realizará la colocación de tirantes de alambre galvanizado para que las paredes opuestas de la estructura no se deformen. La colocación de tirantes en el sentido horizontal se efectuará cada 33 cm de altura e intercalados a 50 cm entre sí, aproximadamente. También deberá colocarse tirantes de alambres verticales o diagonales según las instrucciones de la IFO o según se indique en los planos y/o en las ETE. Se considerará una amarra que abarque dos lados torsionados del hexágono de la malla.

h. Terminado completamente el llenado de los gaviones, se comprobará que su coronamiento esté nivelado y se procederá a cerrarlos bajando su cubierta y amarrando la tapa. Esta amarra deberá comprometer todas las aristas superiores, incluyendo la de los diafragmas. En la zona de contacto entre dos gaviones contiguos, la costura de la tapa deberá considerar las aristas de ambos gaviones.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

12.6 Unidad de Medida y Costos Involucrados.

La unidad de medida será el metro cúbico (m3) de gavión terminado.

El precio ofertado será plena compensación por la ejecución de las faenas y en él estarán incluidos el suministro y transporte de todos los materiales necesarios para armar, cerrar, coser y unir los gaviones, la provisión, selección, carguío y transporte de las piedras para llenarlos, maquinaria, equipos, herramientas, materiales en general y su transporte, mano de obra, imprevistos, gastos generales, leyes sociales, utilidades, IVA y en general todo costo necesario para lograr una buena ejecución del ítem.

13. DEFENSAS VIVAS.

13.1 Generalidades.

Se define como "defensa viva" la protección del suelo o de estructuras de defensa con especies vegetales.

Este elemento puede consistir en pastos, arbustos o árboles. Su uso esté indicado, especialmente, delante o sobre los peraltes de ribera, como refuerzo de revestimientos de ribera o para protegerlas.

Las especies arbóreas más utilizadas son variedades de sauce, varillas de las cuales se plantan entre las rocas de los revestimientos de ribera, en los peraltes de ribera y en riberas en peligro de ser erosionadas.

En este tipo de trabajo deben seguirse los procedimientos indicados por los especialistas.

13.2 Reforestación con Púas.

13.2.1 Precauciones mínimas.

Al reforestar con púas (varillas) debe considerarse lo que se indica a continuación, teniendo presente que cada variedad tiene sus propios requerimientos:

Epoca. Debe procederse en la época adecuada, de acuerdo a la especie y a las condiciones climáticas del lugar.

Humedad. El suelo debe ser o estar húmedo al momento de plantar y mantenerse en estas condiciones el tiempo necesario.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Púas. Las púas deben estar absolutamente sanas y sin que se haya iniciado el proceso de brotes. Si presentan signos de brotes o de raíces ya no están aptas para plantarse.

13.2.2 Operación.

- Perforaciones. Los agujeros que se practiquen en el suelo deben tener la profundidad y diámetro adecuados.
- Púas. Las púas deben introducirse lo necesario, cuidando no descascararlas.
- Posteriormente el suelo debe apisonarse en torno a las púas, o agregarse suelo de buena calidad si el terreno natural no es adecuado, compactando medianamente a fin de que las raíces no se encuentren al aire al momento de brotar.

13.3 Unidad de Medida y Costos Involucrados.

La unidad de medida y los costos involucrados serán indicados en las ETE.

14. OBRAS ANEXAS.

Serán de cargo del Contratista todas las obras adicionales necesarias para la buena ejecución de las obras de defensa indicadas en el proyecto, tales como, construcción y mantenimiento de caminos de acceso, desvíos temporales de cauce, defensas provisionales de las obras en ejecución, construcción de puentes provisorios, demolición de obras de defensa u otras estructuras existentes, restitución de obras de toma o de descargas al río y todos aquellos trabajos no especificados anteriormente y que necesariamente deban realizarse para la construcción de la obra, incluyendo las obras de atravieso de las estructuras de defensa, etc.. El Contratista deberá conocer en el terreno, e informarse en los organismos correspondientes acerca de, la existencia de eventuales estructuras no señaladas en el proyecto.

El Contratista deberá realizar oportunamente todas las gestiones necesarias ante organismos fiscales o particulares para solucionar cualquier tipo de inconveniente que pueda entorpecer la buena ejecución del contrato.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Terminada la obra el Contratista dejará el lugar limpio de basuras, escombros y otros desechos. El material sobrante de las excavaciones podrá ser esparcido uniformemente en el cauce, de manera que no constituyan un obstáculo al libre escurrimiento de las aguas cuando suba el nivel de ellas, podrá ser dispuesto en la ribera o llevado a botadero según se señale en las ETE o instruya al respecto la IFO.

15. RESPONSABILIDAD DEL CONTRATISTA.

Según las disposiciones del RCOP, el Contratista es responsable de la calidad de las obras, no pudiendo traspasar su responsabilidad, bajo ninguna circunstancia, al mandante.

El Contratista es responsable de los perjuicios a las obras ocasionadas por una eventual crecida del río, de acuerdo a lo indicado en 1.7, cuando éstas no hayan sido recepcionadas provisoriamente por la IFO.

El Contratista será responsable de la reparación de daños o reposición de estructuras, elementos existentes, etc., que resulten deteriorados como consecuencia de la ejecución de las obras. Dichos daños deberán ser reparados o reemplazados a entera satisfacción de la IFO, la que a su vez solicitará al afectado su conformidad con lo obrado antes de dar su VºBº.

Las autorizaciones y aprobaciones que por escrito imparta el IFO no eximen al Contratista de su responsabilidad con respecto a la adecuada ejecución de las obras.

16. PAGOS PARCIALES.

Si en el contrato se estipulan pagos parciales acorde con el avance físico de las obras, éste se medirá por longitud de obra parcial terminada en relación a la longitud total de la obra, si las ETE no estipulan otra forma de medición.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

17. RECEPCION PROVISORIA DE LAS OBRAS.

17.1 Generalidades.

Además de las condiciones que deben cumplirse para la recepción provisoria de las obras, el Contratista deberá considerar dentro de sus costos los trabajos necesarios para descubrir la fundación en, como mínimo, dos puntos a fin de que la comisión receptora verifique las cotas de fundación.
Con este fin deberá disponer que los equipos, personal y elementos necesarios se encuentren en terreno cuando se constituya la comisión respectiva.

Las ETE indicarán, de acuerdo a las características y magnitud de la obra, el número total de puntos a controlar en la recepción provisoria, si corresponde.

17.2 Consideraciones Especiales.

El Contratista deberá considerar además lo indicado en los puntos 3.5, 8.2, 10.3 y 15 de estas ETG.

Viña del Mar, diciembre de 2017

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

4C INGENIEROS

DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

PROYECTO: "INGENIERÍA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPO"

TERCERA REGIÓN DE ATACAMA

EF RIO JORQUERA EN VERTEDERO

ESPECIFICACIONES TECNICAS ESPECIALES

0	15-dic-2017	ENTREGA FINAL MANDANTE	CSG	PKC	LSB
Rev. N°	Fecha	Revisión	PREPARÓ	JEFE PROYECTO	APROBÓ
4C INGENIEROS LTDA.		CODIGO: ETE- JORQUERA-0			VERSIÓN 0

4C CONSULTORES EN INGENIERIA CIVIL LTDA.
5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ESPECIALES

Las obras e instalaciones a que se refieren las presentes especificaciones corresponden al Proyecto **"INGENIERÍA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPO"**, específicamente a la **EF Rio Jorquera en Vertedero**.

Las presentes especificaciones corresponden a las obras proyectadas en el sector de El Vertedero en la Comuna de Tierra Amarilla, Provincia de Copiapo. Las obras corresponden al diseño a nivel de ingeniería de detalle de la **Estación Fluviométrica Rio Jorquera en Vertedero**, la que contempla las siguientes obras principales:

Estación Fluviométrica
Protección mediante gaviones

Obras que para fines de valorización de han agrupado de la siguiente manera

.- Obras previas
.- Movimiento de tierra
.- Obras de hormigón y acero
.- Obras varias

El Mandante de las obras consideradas en la presente especificación, es la **DGA Región de Atacama**, quien designará un Inspector de Obra que actuará en su representación.

Considerando que la ejecución de las obras se realizara en una zona rural, el contratista deberá prestar especial atención respecto de la seguridad de los trabajadores y de terceros, de modo que se evite toda posibilidad de accidente.

El Contratista deberá tomar todas las medidas de seguridad necesarias para la protección de su personal, de eventuales transeúntes, de vehículos y propiedad pública y privada.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

La ITO podrá hacer exigencias adicionales al Contratista para mantener o aumentar las medidas de seguridad de la obra, sin cargo para el mandante, en aquellas faenas que se prolonguen demasiado, especialmente en lo relacionado con el refuerzo de taludes o protección de estructuras existentes cercanas.

El Contratista será responsable de todos los daños a terceros, o en la obra misma, por no conservar las normas de seguridad, las recomendaciones de la DGA, DOH, SERVIU, VIALIDAD, la Municipalidad o quien corresponda, las especificaciones y planos, y será de su cargo cualquier mayor costo de la obra que se produzca por estos conceptos.

La obra se realizará de acuerdo con las presentes Especificaciones Técnicas Especiales, las Especificaciones Técnicas Generales y los planos correspondientes. Además, en cuanto no se opongan, se deberá cumplir lo indicado en las Normas INN.

Las obras se ejecutarán de acuerdo a los Planos del Proyecto, a estas Especificaciones Técnicas Especiales, y en lo que no sea contrario a ellas, con las Especificaciones Técnicas Generales (ETG), las Normas I.N.N., Reglamentos, Instrucciones y Normas de la DGA y/o DOH que correspondan, como así también a las instrucciones que imparta la Inspección Técnica de la Obra (ITO).

La totalidad de los materiales y elementos necesarios para la realización de las obras que se especifican, serán suministrados por el Contratista.

En general se considera que la totalidad de las obras por construir o instalar serán de cargo del Contratista, como así también el suministro de las cañerías, piezas especiales, hormigones y todos los materiales y elementos que sean necesarios en las diversas instalaciones que se han proyectado.

Será obligación del Contratista, antes de iniciar la construcción de las obras, comprobar la exactitud de los Puntos de Referencia Topográficos (P.R.) indicados en los planos del Proyecto, replantear las obras para verificar su emplazamiento, debiendo comunicar oportunamente a la ITO cualquier problema o diferencia al respecto.

El Contratista deberá tomar contacto con las entidades civiles, así como con la municipalidad respectiva, para obtener de éstas, las autorizaciones para ocupar áreas o para hacer los eventuales desvíos de tránsito provisorios. Serán de su cargo todas las gestiones y pagos necesarios para la materialización y señalización de estos desvíos, así como para la restitución de la situación anterior.

Igualmente serán de su cargo y costo, las gestiones necesarias ante la municipalidad (y otras instituciones si corresponde) para el retiro transitorio y posterior reposición de cualquier instalación que se interfiera durante la ejecución de las obras.

Estas podrán ser efectuadas por el Contratista, por la Municipalidad, o por sus Contratistas autorizados según lo estime conveniente la institución correspondiente. En cuanto a los árboles y plantas, éstos se repondrán por otros de la misma especie (o equivalente) de un tamaño aceptado por la autoridad competente de acuerdo a los reglamentos existentes. No se podrán cortar árboles sin la autorización de la Inspección.

El Contratista deberá señalar convenientemente su faena en las vías de tránsito público (si existiesen) y será de su cargo el trámite y vigilancia de las interrupciones o desvíos que se produzcan, siendo de su exclusiva responsabilidad cualquier inconveniente o accidente causado por falta de cumplimiento a lo prescrito.

El Contratista deberá arbitrar los medios para que las cañerías existentes y otras obras que interfieran con las instalaciones en ejecución, se mantengan normalmente y no sufran daño, los que en caso de producirse deberán ser reparados de inmediato, asegurando su normal reposición una vez terminada la obra.

Lo anterior será de completa responsabilidad del Contratista sin costo para el mandante.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Durante toda la obra y con anterioridad a que se inicien roturas de cualquier tipo, el Contratista deberá instalar protecciones adecuadas. Dichas protecciones solamente podrán ser retiradas una vez terminadas las obras correspondientes.
Las calles y pasajes de acceso y adyacentes (si existiesen), deberán mantenerse en servicio permanente y libre de escombros.

En los puntos en que las obras no permitan el acceso de vehículos a las propiedades inmediatas, se instalarán puentes de servicio, de una maniobrabilidad satisfactoria. Estos puentes serán propuestos por el Contratista y aprobados por la ITO. En los accesos a calles que quedan interferidas por las obras, se proveerá de una adecuada pasarela de peatones, que deberá ser provista y mantenida por el Contratista.

En la noche, el Contratista deberá mantener iluminadas las obras y todos los obstáculos deberán ser provistos de señales luminosas de prevención, ya sean estos obstáculos fijos o equipos estacionados. Todos los equipos de excavación o de transporte deberán estar provistos de luces centelleantes.

Durante toda la obra, el Contratista deberá mantener en óptimas condiciones todos los elementos antes citados y en caso de retirar algunos de ellos, por motivo de trabajo durante la ejecución de las obras, éstos deberán ser repuestos inmediatamente una vez terminada las faenas correspondientes.

El Contratista deberá contar oportunamente con los materiales y herramientas necesarios para la ejecución de las obras, a fin de evitar que durante un tiempo mayor al normal haya excavaciones abiertas que interrumpan o dificulten la circulación por las vías públicas.

Antes de iniciar las obras, el Contratista verificará los cruces de canalizaciones existentes de Aguas Servidas, gas, teléfonos, electricidad, etc. y tomará las medidas necesarias para que éstas no sufran daño. En las interferencias deberá respetarse lo establecido en la Norma NCh 691, en cuanto a las distancias mínimas de separación con las tuberías proyectadas. También el Contratista deberá cumplir lo dispuesto en el Artículo 102 de la Ley 18.290 y asumir las consecuencias de su eventual incumplimiento.

Todos los elementos prefabricados utilizados en las obras deberán llevar impreso en forma clara y accesible el sello de calidad correspondiente, otorgada por laboratorios, empresas de servicios o personas naturales, cuya calificación haya sido previamente aprobada por el INN.

El Contratista deberá considerar todos los factores de costo, instalaciones de faenas, suministro de materiales, equipos de trabajo, transporte, obra de mano, leyes sociales, pruebas, ensayos de materiales, gastos de laboratorio, imprevistos, derechos municipales, derechos y garantías a otros servicios, gastos generales, utilidades, etc., necesarios para ejecutar la obra y dejarla completamente terminada y en funcionamiento.

Como seguridad contra accidentes, el Contratista deberá respetar en forma especial las disposiciones del Pliego de Condiciones para la Construcción de redes y las siguientes Normas NChI.N.N.

- NCh 349 Of. 55: Prescripción de seguridad en excavaciones.
- NCh 436 Of. 51: Prescripciones generales acerca de la prevención de accidentes del trabajo.
- NCh 461 Of. 77: Protección personal. Requisitos y ensayos.
- NCh 998 Of. 99: Andamios. Requisitos generales de seguridad.
- Reglamento de Seguridad, Prevención y Control de Riesgos aplicable a Contratistas.

Sin perjuicio de lo anterior, el Contratista deberá proporcionar a sus trabajadores los siguientes elementos de seguridad personal: Casco, guantes, zapatos de seguridad, botas de seguridad en el caso que se deba trabajar en espacios con agua, antiparra, mascarillas, como también, ropa de trabajo, consistente en una casaca y pantalón de mezclilla con el nombre de la Empresa, estampada.

En el caso que algún trabajador sea sorprendido sin elemento de seguridad que el trabajo amerite, el Inspector de la Obra deberá solicitarle abandono del lugar de trabajo mientras no utilice tales elementos, y el contratista se hará acreedor a la multa indicada en las bases administrativas.

No obstante, lo dispuesto en el instructivo sobre seguridad e higiene industrial para contratistas del M.O.P. y el reglamento para contratos de Obras Públicas, lo que la ley 16.744 / 68 ordena sobre accidentes del trabajo y enfermedades profesionales y lo que reglamenta el decreto Nº 78 / 83. Que aprueba el reglamento sobre las condiciones sanitarias y ambientales mínimas en los lugares de trabajo, los contratistas deberán contar con los elementos en el lugar del trabajo necesarios para detectar cualquier situación de riesgo proveniente de emanaciones tóxicas sin importar su procedencia, especialmente en excavaciones y obras que están fuera de las instalaciones de faenas y obras civiles de envergadura que puedan afectar directa o indirectamente a los trabajadores en el lugar del trabajo.

Corresponderá al Contratista mantener en la obra el número suficiente de ejemplares de este proyecto, en buen estado, a disposición de la Inspección Técnica de la Obra (ITO) y del Supervisor de la DGA

Será responsabilidad y cargo del Contratista la restitución a las mismas condiciones en que estaban antes de iniciarse los trabajos, de todos los terrenos, caminos, áreas verdes y otros servicios públicos y privados que pudiesen ser alterados por los trabajos y las instalaciones de faenas.

Será labor del contratista entregar en bodega de la Administración de la DGA. todos los materiales que sean retirados de las instalaciones existentes a solicitud del Inspector Técnico de la Obra.

Al momento de la recepción de las obras, el Contratista deberá entregar, a su costo, los planos de construcción de las obras, indicando claramente la ubicación relativa de ellas, en especial todo detalle o características que hayan sido modificados en la construcción con respecto al proyecto original.

Las cubicaciones que se entregan en las presentes Especificaciones Técnicas Especiales tendrán solo carácter informativo y No constituirán obligatoriedad para la DGA, por lo cual se establece que el Contratista será el único responsable de las respectivas cubicaciones de las obras que se presupuesten y No se aceptará reclamos posteriores por mayores obras por éste concepto, ni será argumento para modificaciones en los plazos de ejecución de las obras.

1. OBRAS PREVIAS

1.1. Instalación de Faenas

Serán de cuenta del contratista la instalación de oficinas de la empresa (mínimo 60m2) y de la I.T.O., bodegas, aleros de trabajo y de acopio exterior, recintos para cuidador, vestuarios de obreros, talleres y servicios higiénicos necesarios y suficientes para obreros e independientes para personal de oficina e I.T.O. (mínimo 50m2), todo lo cual deberá quedar ubicado en el recinto y fuera de los trazados de las obras proyectadas. La superficie y cantidad de estos recintos serán concordantes con el tamaño de la obra.

Incluye todas las construcciones provisorias necesarias para el correcto desarrollo de la obra.

Se consulta la ejecución de un letrero de obra, con leyenda y detalles conforme al esquema que se entregue, hecho de plancha lisa de acero galvanizado con bastidor de madera en bruto. El letrero irá instalado en la ubicación indicado por la I.T.O., colocado a una altura adecuada, con los refuerzos necesarios para su estabilidad

1.1	Instalación de Faenas	Gl	1

1.2. Replanteo Topográfico

La I.T.O. entregará al Contratista los terrenos en que se construirán las obras, y éste deberá hacer un reconocimiento completo de los trazados, ubicando y verificando puntos de referencia y demás elementos indicados en el proyecto para estos fines. El Contratista replanteará los ejes y obras especiales en conformidad con los planos respectivos.
La I.T.O. autorizará la iniciación de las obras, sólo si ha recibido a conformidad las faenas de replanteo, por lo tanto, será responsabilidad del Contratista comunicar a la I.T.O. y proponer soluciones oportunamente para cualquier interferencia o cambio en los trazados que pueda significar retraso en la iniciación de las obras.

1.2	Replanteo Topográfico	Gl	1

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

1.3. Limpieza Terreno

El contratista deberá limpiar el área de trabajo, eliminando todo el material desechable que interfiera con la ejecución de las obras, el cual será llevado a relleno sanitario (para el caso de la basura) o a un botadero autorizado

Los materiales y escombros resultantes de todas estas faenas serán dispuestos según instrucciones de la I.T.O.

Al término de las obras el Contratista procederá a limpiar los recintos y lugares de las faenas, los que deberán quedar a lo menos en las mismas condiciones que tenían en el momento de iniciarse las obras.

1.3	Limpieza Terreno	Gl	1

1.4. Demolición Estructura Existente

Este trabajo consiste en la demolición total o parcial de estructuras existentes en las áreas indicadas en los planos de proyecto, y la remoción, carga, transporte, descarga y disposición final de los materiales provenientes de esta actividad. Incluye, también, el retiro, cambio, restauración o protección de los servicios públicos y privados que se vean afectados por las obras del proyecto, así como el manejo, desmontaje, traslado y el almacenamiento de estructuras existentes; la remoción de cercas de alambre, de especies vegetales y otros obstáculos; incluye también el suministro y conformación del material de relleno para zanjas, fosas y hoyos resultantes de los trabajos, de acuerdo con los planos y las instrucciones de la ITO.

A menos que la ITO lo autorice de manera diferente, las infraestructuras existentes deberán ser demolidas hasta el fondo natural o lecho del río o quebrada, y las partes que se encuentren fuera de la corriente se deberán demoler hasta por lo menos treinta centímetros (30 cm) más abajo de la superficie natural del terreno. Cuando las partes de la estructura existente se encuentren dentro de los límites de construcción de la nueva estructura, dichas partes deberán demolerse hasta donde sea necesario, para permitir la construcción de la estructura proyectada.

Los cimientos y otras estructuras subterráneas deberán demolerse hasta las siguientes profundidades mínimas: en áreas de excavación, sesenta centímetros (60 cm) por debajo del nivel de subrasante proyectada; en áreas que vayan a cubrirse con terraplenes de un metro (1 m) o menos, un metro (1 m) por debajo de la subrasante proyectada; y en áreas que vayan a cubrirse con terraplenes de más de un metro (1 m) de altura, no es necesario demoler la estructura más abajo del nivel del terreno natural, salvo que los documentos del proyecto presenten una indicación diferente.

Cuando se deba demoler parcialmente una estructura que forme parte del proyecto, los trabajos se efectuarán de tal modo que sea mínimo el daño a la parte de la obra que se vaya a utilizar posteriormente. Los bordes de la parte utilizable de la estructura deberán quedar libres de fragmentos sueltos y listos para empalmar con las ampliaciones proyectadas.

Las demoliciones de estructuras deberán efectuarse con anterioridad al comienzo de la nueva obra, salvo que los documentos del proyecto lo establezcan de otra manera.

1.4	Demolición Estructura Existente	Gl	1

1.5. Nivelación Terreno

Antes de comenzar cualquier operación relacionada con movimiento de tierras, se deberá realizar una nivelación del terreno tomando perfiles actuales del lecho a distancias iguales al ancho del cauce medio, no pudiendo ser superiores a 150 m entre sí de borde a borde de sus riberas, alcanzando puntos altos de las cercanías, alejados del lecho. La extensión de los mencionados perfiles es la del área de desarrollo del proyecto, y permitirán definir las diferencias que presenta el lecho a causa de posibles crecidas producidas entre el momento en se efectuó el proyecto y la Obra.

Los rebajes, perfiladuras y encauzamiento deberán alcanzar con exactitud las cotas que muestren los planos, debiéndose respetar estrictamente los niveles, taludes y secciones transversales, cumpliendo con todos los detalles señalados en el Proyecto.

1.5	Nivelación de Terreno	Gl	1

2. MOVIMIENTO DE TIERRAS

2.1. Excavación (EF)

Las excavaciones deberán tener las dimensiones y alcanzar las cotas mínimas de fundación indicadas en el proyecto. La profundidad de las excavaciones para la construcción de las obras, deberá dar cabida a una cama de apoyo de material granular o radier de hormigón (emplantillado de hormigón grado H-5) de 10 cm de espesor según se indica en planos.

Las fundaciones deberán quedar apoyadas en terreno natural formado por arenas limosas, con gravas de color café de consistencia dura, el cual se presenta a los 1,5 m de profundidad en las exploraciones efectuadas

El sello de fundación de las obras deberá ubicarse al menos 1 m bajo el nivel de socavación del río, según lo indique el estudio hidráulico respectivo, o en su defecto deberán disponerse elementos de protección de la base de apoyo de los muros, tales como dientes perimetrales u otros que determine el proyecto

Para todas las fundaciones se deberá disponer de un emplantillado bajo fundaciones. Este emplantillado deberá ser de hormigón pobre (170 kg-cem/m3 de hormigón) y su espesor no deberá ser menor a 50 mm

Deberán tomarse todas las precauciones necesarias para minimizar la perturbación del suelo del fondo o sello de las excavaciones. Los trabajos sólo se deberán ejecutar, cuando el fondo de la excavación se encuentre libre de agua, y cuando corresponda, deberá procederse con las operaciones de agotamiento. La compactación del sello de las excavaciones deberá alcanzar como mínimo el 90% de la D.M.C.S. o el 70% de la Densidad Relativa, determinadas según el Método establecido en la sección 8.102.7 ó 8.102.8 del Manual de Carreteras Volumen 8 (LNV 95 ó LNV 96) respectivamente, en una profundidad mínima de 0,20 m.

Cuando el fondo de dichas excavaciones esté compuesto por suelos orgánicos, inestables o que no puedan ser compactados debido a su contenido de humedad natural, el ITO podrá autorizar su retiro hasta alcanzar una profundidad adecuada, para que en los suelos de reemplazo se logre, en los 0,20 m superiores, la mínima densidad estipulada anteriormente.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Los taludes a considerar en estas labores, serán los indicados en el ITEM 8.3 “Especificaciones Técnicas para Taludes” del Informe de Mecánica de Suelos (pág. 20).

Si un material calificado como adecuado para servir de sello de fundación sufriere perturbaciones motivadas por las operaciones de excavación, por la presencia de agua de procedencia externa o por haber sido removido en los procesos de agotamiento, éste deberá ser reemplazado por cuenta del Contratista, a plena satisfacción del Inspector Fiscal, hasta lograr que el sello quede como mínimo en una condición similar a la que tenía antes de ser perturbado.

Las eventuales excavaciones en material rocoso, se realizarán según especificaciones de la sección 5.201 y 5.202 del Manual de Carreteras Volumen 5. Las excavaciones no autorizadas por el Inspector Fiscal, serán por cuenta del Contratista, incluidos sus rellenos.

Se considera también dentro de este ítem las obras agotamiento para **mantener las excavaciones libres de agua mientras éstas se realicen** y, en especial, durante la preparación del sello de fundación, la colocación del hormigón y el período de endurecimiento mínimo requerido, para que éste no se lave. Para ello, se deberán construir cunetas, canales, drenes, subdrenes y cualquier otra obra provisoria que permita conducir o desviar las aguas fuera de la zona de las obras. Será responsabilidad del Contratista mantener sin corte los flujos de regadío, mientras se realizan las obras definidas contempladas en el Proyecto.

Los drenajes provisorios deberán construirse fuera del área que ocupan las obras permanentes y deberán estar provistos de todos los elementos necesarios para impedir el arrastre de partículas del suelo, para lo cual, se deberán utilizar filtros o telas tipo geotextil de diseños apropiados.

Cuando no fuese posible mantener libre de agua el área de las excavaciones, mediante obras gravitacionales, se deberán instalar y mantener operando motobombas, mangueras, conductos deslizantes y todos los dispositivos necesarios que permitan mantener el agua a un nivel inferior al del fondo de las obras permanentes.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Durante el bombeo, se deberá tener la precaución de no producir socavaciones en partes de las obras o alterar las propiedades de los suelos. No se deberá bombear durante el proceso de vaciado del hormigón y hasta por lo menos 24 h después, salvo que ello se efectúe desde un pozo independiente del de la obra de hormigón. Sin embargo, si eventualmente ocurriere una socavación, ésta deberá rellenarse de inmediato a satisfacción del ITO.

En general, los procedimientos que se utilicen para controlar o agotar las aguas de las excavaciones, deberán ser definidos por el Contratista, siendo por lo tanto, de su exclusiva responsabilidad y cargo lograr resultados adecuados. Todas las obras provisorias deberán ser removidas, una vez que queden fuera de uso.

2.1	Excavación (EF)	m3	210

2.2. Relleno Estructural (EF)

Los materiales del relleno estructural deberán estar constituidos por material granular tipo integral de río, es decir por una arena gravosa con un porcentaje de finos menor que 20% (porcentaje que pasa por la malla #200) y un tamaño máximo de 2". La granulometría que se específica para los materiales de relleno, se refiere al material colocado y compactado en la obra. Se podrá utilizar el material de las excavaciones, siempre y cuando cumplan con lo anteriormente especificado. En caso que no cumpla con las especificaciones, se podrá seleccionar el material o mezclarlo con material de empréstito para ser utilizado como relleno estructural, siempre y cuando así lo autorice la ITO. A continuación, se muestra la banda granulométrica que deberán tener los rellenos estructurales a utilizar:

Malla	% en peso que pasa
2"	100
1"	55 - 100
3/8"	40 - 70
Nº 4	35 - 55
Nº 200	0 - 20

El índice de plasticidad deberá estar entre 3 a 6%.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Los rellenos a compactar se deberán colocar en capas cuyo espesor dependerá del espacio, equipo y energía de compactación. Se recomienda que el espesor de cada capa a compactar no supere los 25 cm de espesor suelto, para luego seguir con la compactación mediante la utilización de placas vibradoras u otra que autorice la ITO, donde se darán al menos 5 pasadas por un mismo punto o las que se necesiten para alcanzare el grado de compactación exigido.

El contratista deberá procurar un sobreancho de relleno a nivel de sello de fundación de 250 mm por cada lado de la fundación. Sin embargo, en caso que en dicho nivel se efectúen trabajos de enfierradura, este sobreancho no deberá ser inferior a 600 mm por cada lado de la fundación.

Las capas de relleno deberán ser continuas, de espesores uniformes y horizontales, debiendo en lo posible evitar los desniveles mayores a un espesor de capa entre capas de relleno contiguas.

Antes de proceder a la compactación de las capas, éstas deberán ser niveladas. La colocación de los rellenos que dejen oculta alguna cara de elemento de hormigón estructural, sólo podrá iniciarse una vez que dichos elementos hayan sido desmoldados y recibidos por la ITO. El relleno deberá colocarse cuidadosamente para no dañar la superficie del hormigón en contacto con el relleno. Los rellenos deberán compactarse hasta alcanzar una densidad seca no inferior al 95 % de la densidad máxima compactada seca dada por el ensaye Proctor Modificado.

Los suelos de empréstito para rellenos se controlarán en su composición granulométrica, en su plasticidad y en la densidad máxima, tomando una muestra cada 25% de avance del total de los trabajos de excavación o cada vez que el material de empréstito cambie en forma apreciable su composición. El control de calidad de compactación se controlará mediante ensayos de densidad in-situ por el método de cono y arena normal o con densímetro nuclear, previa aprobación de la ITO con una frecuencia no inferior a una vez por cada 25% de avance en el relleno. El grado de compactación especificado y los procedimientos utilizados por el contratista serán controlados por un laboratorio competente en faena.

2.2	Relleno Estructural (EF)	m3	227

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

2.3. Retiro Excedentes y traslado a Botadero (EF)

Los excedentes se han estimado en un 20 % del volumen excavado más el 120 % del volumen desplazado por las instalaciones.

Se transportarán hasta el lugar autorizado al efecto, debiendo el Contratista obtener los permisos correspondientes de las Instituciones que tienen atingencia sobre el tema.

2.3	Retiro Excedentes y Traslado a Botadero (EF)	m3	235

2.4. Excavación Cauce (DF)

Este ítem considera todas las excavaciones que se deberán realizar en el lecho y riberas del cauce para instalar las defensas fluviales en base a gaviones. Se considera además el retiro de material y su disposición en un lugar autorizado, previa aprobación de la ITO.

Se deberán alcanzar las cotas de fundación indicadas en los planos de proyecto.

La profundidad de las excavaciones para la construcción de los engavionados, deberá dar cabida a una cama de apoyo de material granular para la posterior colocación de geotextil (no considerados en este ítem).

Finalmente, las defensas deberán quedar apoyadas en terreno natural. Con la protección antes indicada.

El sello de fundación de las obras deberá ubicarse al menos 1 m bajo el nivel de socavación del río, según lo indique el estudio hidráulico respectivo

Deberán tomarse todas las precauciones necesarias para minimizar la perturbación del suelo del fondo o sello de las excavaciones. Los trabajos sólo se deberán ejecutar, cuando el fondo de la excavación se encuentre libre de agua, y cuando corresponda, deberá procederse con el agotamiento.

La compactación del sello de las excavaciones deberá alcanzar como mínimo el 90% de la D.M.C.S. o el 70% de la Densidad Relativa, determinadas según el Método establecido en la sección 8.102.7 ó 8.102.8 del Manual de Carreteras Volumen 8 (LNV 95 ó LNV 96) respectivamente, en una profundidad mínima de 0,20 m.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Cuando el fondo de dichas excavaciones esté compuesto por suelos orgánicos, inestables o que no puedan ser compactados debido a su contenido de humedad natural, el ITO podrá autorizar su retiro hasta alcanzar una profundidad adecuada, para que en los suelos de reemplazo se logre, en los 0,20 m superiores, la mínima densidad estipulada anteriormente.

Si un material calificado como adecuado para servir de sello de fundación sufriere perturbaciones motivadas por las operaciones de excavación, por la presencia de agua de procedencia externa o por haber sido removido en los procesos de agotamiento, éste deberá ser reemplazado por cuenta del Contratista, a plena satisfacción del Inspector Fiscal, hasta lograr que el sello quede como mínimo en una condición similar a la que tenía antes de ser perturbado.

Las eventuales excavaciones en material rocoso, se realizarán según especificaciones de la sección 5.201 y 5.202 del Manual de Carreteras Volumen 5. Las excavaciones no autorizadas por el Inspector Fiscal, serán por cuenta del Contratista, incluidos sus rellenos.

Se considera también dentro de este ítem las obras agotamiento para **mantener las excavaciones libres de agua mientras éstas se realicen** y, en especial, durante la confección y amarre de los gaviones. Para ello, se deberán construir cunetas, canales, drenes, subdrenes y cualquier otra obra provisoria que permita conducir o desviar las aguas fuera de la zona de las obras. Será responsabilidad del Contratista mantener sin corte los flujos de regadío, mientras se realizan las obras definidas contempladas en el Proyecto.

Los drenajes provisorios deberán construirse fuera del área que ocupan las obras permanentes y deberán estar provistos de todos los elementos necesarios para impedir el arrastre de partículas del suelo, para lo cual, se deberán utilizar filtros o telas tipo geotextil de diseños apropiados.

Cuando no fuese posible mantener libre de agua el área de las excavaciones, mediante obras gravitacionales, se deberán instalar y mantener operando motobombas, mangueras, conductos deslizantes y todos los dispositivos necesarios que permitan mantener el agua a un nivel inferior al del fondo de las obras permanentes.

Durante el bombeo, se deberá tener la precaución de no producir socavaciones en partes de las obras o alterar las propiedades de los suelos. No se deberá bombear durante el proceso de vaciado del hormigón y hasta por lo menos 24 h después, salvo que ello se efectúe desde un pozo independiente del de la obra de hormigón. Sin embargo, si eventualmente ocurriere una socavación, ésta deberá rellenarse de inmediato a satisfacción del ITO.

En general, los procedimientos que se utilicen para controlar o agotar las aguas de las excavaciones, deberán ser definidos por el Contratista, siendo por lo tanto, de su exclusiva responsabilidad y cargo lograr resultados adecuados. Todas las obras provisorias deberán ser removidas, una vez que queden fuera de uso.

2.4	Excavación Cauce (DF)	m3	1.053

2.5. Relleno Estructural Pretil (DF)

Este relleno corresponde al pretil de apoyo del sistema de gaviones, se utilizará el mismo material de relleno de estructuras, éste deberá estar constituidos por material granular tipo integral de río, es decir por una arena gravosa con un porcentaje de finos menor que 20% (porcentaje que pasa por la malla #200) y un tamaño máximo de 2". La granulometría que se específica para los materiales de relleno, se refiere al material colocado y compactado en la obra. Se podrá utilizar el material de las excavaciones, siempre y cuando cumplan con lo anteriormente especificado. En caso que no cumpla con las especificaciones, se podrá seleccionar el material o mezclarlo con material de empréstito para ser utilizado como relleno estructural, siempre y cuando así lo autorice la ITO. A continuación, se muestra la banda granulométrica que deberán tener los rellenos estructurales a utilizar en el pretil del enrocado:

Malla	% en peso que pasa
2"	100
1"	55 - 100
3/8"	40 - 70
Nº 4	35 - 55
Nº 200	0 - 20

El índice de plasticidad deberá estar entre 3 a 6%.

Los rellenos a compactar se deberán colocar en capas cuyo espesor dependerá del espacio, equipo y energía de compactación. Se recomienda que el espesor de cada capa a compactar no supere los 25 cm de espesor suelto, para luego seguir con la compactación mediante la utilización de placas vibradoras u otra que autorice la ITO, donde se darán al menos 5 pasadas por un mismo punto o las que se necesiten para alcanzare el grado de compactación exigido.

Las capas de relleno deberán ser continuas, de espesores uniformes y horizontales, debiendo en lo posible evitar los desniveles mayores a un espesor de capa entre capas de relleno contiguas.

Antes de proceder a la compactación de las capas, éstas deberán ser niveladas. La colocación de los rellenos que dejen oculta alguna cara de elemento de hormigón estructural, sólo podrá iniciarse una vez que dichos elementos hayan sido desmoldados y recibidos por la ITO.
Los rellenos deberán compactarse hasta alcanzar una densidad seca no inferior al 95 % de la densidad máxima compactada seca dada por el ensaye Proctor Modificado.

Los suelos de empréstito para rellenos se controlarán en su composición granulométrica, en su plasticidad y en la densidad máxima, tomando una muestra cada 25% de avance del total de los trabajos de excavación o cada vez que el material de empréstito cambie en forma apreciable su composición. El control de calidad de compactación se controlará mediante ensayos de densidad in-situ por el método de cono y arena normal o con densímetro nuclear, previa aprobación de la ITO con una frecuencia no inferior a una vez por cada 25% de avance en el relleno. El grado de compactación especificado y los procedimientos utilizados por el contratista serán controlados por un laboratorio competente en faena.

2.5	Relleno Estructural Pretil (DF)	m3	124

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

2.6. Engavionado Tipo

Descripción y Alcances

Esta item se refiere a la construcción de muros de gaviones en el cauce bajo estudio, con el propósito de evitar erosiones o socavaciones en sus márgenes por la acción de la corriente, o bien para evitar desbordes o inundaciones que puedan afectar las obras viales u otros tipos de infraestructura pública o privada. Se deberá cumplir en lo pertinente, con lo establecido en la Sección 5.003, Especificaciones Ambientales Generales y lo estipulado en la Sección 5.004, Disposiciones de Seguridad del Manuel de carreteras en su última versión.

Los gaviones deberán estar constituidos por módulos de forma prismática y sección cuadrada, rectangular, o cilíndrica, construidos con mallas de alambre, divididos en compartimientos por medio de diafragmas o tabiques interiores del mismo tipo de malla, y rellenados con piedras o bloques de roca. El material será adquirido en algún empréstito cercano.

Los gaviones deberán tener las dimensiones indicadas en el Proyecto, con una tolerancia de +-5%.

El Contratista deberá efectuar los ensayes necesarios para verificar la calidad del material de los gaviones. Las muestras para los ensayes deberán extraerse del material almacenado en terreno, y ajustándose a instrucciones de la Inspección. Las muestras a tomar deberán ser del orden al 0,5% del material destinado a la ejecución de la obra. Los ensayes se realizarán una vez que se encuentre en la faena todo el material requerido, salvo que el suministro se realice por parcialidades, en cuyo caso se ejecutarán tantos muestreos y ensayes como entregas de material se efectúen.

El relleno para gavión deberá consistir en piedra resistente y durable, que no sufra alteraciones cuando sea sumergida en agua o sea expuesta a condiciones climáticas severas. Las piedras por lo general deberán ser bolones o cantos rodados de río de tamaño uniforme y dimensiones apropiadas como para ser retenidas por la malla del gavión.

El desgaste en el ensayo de Abrasión Los Ángeles para fragmentos triturados de la piedra no deberá exceder del 50% y la capacidad de absorción de agua por el ensayo será inferior a 4,5% de su volumen.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

En el caso de los alambres, el proveedor proporcionará certificados de calidad del material indicando las pruebas que se han realizado.

La construcción de gaviones deberá cumplir con lo establecido en el Párrafo 5.207.202 y lo que se especifica a continuación:

(1) Replanteo
Los ejes principales de las estructuras de defensas proyectadas deberán replantearse según los alineamientos señalados en el Proyecto, ciñéndose además a lo indicado en el Acápite 5.207.304(1).

Los alineamientos horizontales, tanto rectos como curvos, no deberán desviarse más de 4 cm respecto a lo señalado en el Proyecto; en tanto que las cotas de coronamiento, no deberán desviarse en más de 6 cm.

(2) Preparación y Excavación de Fundaciones
La preparación del terreno se ajustará en lo pertinente, a lo establecido en el Vol. 5.
Antes de iniciar el montaje y relleno de los gaviones, se deberán excavar las fundaciones de las estructuras de acuerdo con las dimensiones, alineamientos y cotas definidas en el Proyecto. El plano de coronamiento deberá ser regular, y ajustarse a lo estipulado en el Acápite 5.207.305(1). Salvo indicación contraria en el Proyecto, el sello de toda excavación fuera de las zonas con exceso de humedad, se deberá compactar hasta alcanzar como mínimo el 80 % Proctor Standard.

El Contratista deberá proveer los sistemas necesarios para agotar las filtraciones de agua del lugar de las excavaciones. Salvo indicación contraria en el Proyecto, todas las excavaciones se consideran ejecutadas en terreno de cualquier naturaleza, ya sea con o sin agotamiento. Estas se cuantificarán para efectos de pago en la partida pertinente de la Sección 5.202, Excavación para Drenajes y Estructuras.

(3) Suministro y Colocación de Tela Geotextil
La tela geotextil se debe ubicar entre el terreno natural, las defensas y el material de respaldo con el fin de evitar la pérdida de finos.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Las telas del tipo geotextil deberán estar conformadas por fibras de poliéster, polipropileno o de una combinación de ellas, además de cumplir con las exigencias establecidas en la Tabla 5.204.202.D Requisitos de los Geotextiles para Control de Erosión, del Manual de Carreteras Volumen 5. Por ejemplo podrán utilizarse los siguientes tipos BIDIM CP-20, TYPAR 3501, ESTABILENKA N° 33 POLYFELT, TREVIRA, FISIRA 640, SPUNDAND, KAYMAT Ul 9M o similar

No se permitirá el tránsito de vehículos o de equipos de construcción directamente sobre la tela geotextil. La tela geotextil se deberá colocar sobre superficies suavizadas, sin arrugas ni pliegues, y de manera que ésta se ajuste al contorno de la superficie a cubrir, para evitar que el material o la estructura a colocar sobre ella la estire o la rasgue.

La colocación de la tela geotextil debe hacerse mediante traslapes, de un ancho mínimo de 30 cm. Los traslapes de la tela geotextil se orientarán de manera tal que no se produzcan aberturas de las uniones por efecto del escurrimiento de las aguas o de la estructura a construir sobre ella.

(4) Armado de los Módulos

Considerando que normalmente los módulos de gaviones se proporcionan plegados de fábrica, para su armado deberá seguirse el siguiente procedimiento:

•Desplegar y abatir el módulo en el suelo

•Levantar sus paredes, hasta hacer coincidir las aristas contiguas formando una caja con la tapa abierta.

•Amarrar las aristas con regular fuerza cuidando de no dañar los recubrimientos galvanizados.

•Colocar las divisiones interiores a modo de diafragmas o tabiques transversales, dejando compartimientos independientes cada 1m. Estos diafragmas deben amarrarse en todas sus aristas de forma continua, no dejando espacios abiertos mayores a 2 cm.

(5) Colocación de los Módulos de la Estructura

Una vez armada la caja, se procederá a ubicarla en el sitio señalado en los planos, cosiéndola sólidamente a las cajas inmediatamente adyacentes a lo largo de todas las aristas de contacto, tanto en la dirección horizontal como vertical, incluyendo aquella de los tabiques interiores.

El amarre de los gaviones con sus vecinos se efectuará mediante una costura continua de alambre que pase por todos los hexágonos de las dos mallas en contacto, haciendo una doble vuelta o lazo cada dos hexágonos.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

(6) Encoframiento
Con el objeto de impedir que las paredes de la estructura se deformen durante el proceso de llenado de los gaviones, se deberán utilizar moldajes consistentes en un tablado o bastidores metálicos sostenidos por puntales. Estos moldajes deberán ser verticales y seguir el alineamiento de la obra.

(7) Relleno y Colocación de Tirantes
El relleno deberá ejecutarse **sólo de forma manual**. Se colocarán las piedras de mayor tamaño y de caras más planas en contacto con el enrejado, reservando las de menor tamaño para el relleno interior. Las piedras deben colocarse en forma ordenada procurando llenar la mayor cantidad de huecos posibles. Se debe cuidar que las paredes laterales de los gaviones no se deformen ni se dañen, lo mismo que los diafragmas interiores. A medida que avance el llenado se deberán colocar los tirantes de manera que las paredes opuestas de la estructura no se deformen y resulten solidarias entre sí. Los tirantes se colocarán en sentido horizontal cada 33 cm de altura e intercalados a 50 cm entre sí, aproximadamente. También deberán ponerse tirantes de alambres verticales o diagonales de acuerdo con las instrucciones de la Inspección o a lo que se indique en el Proyecto.

(8) Cerrado
Una vez terminado completamente el relleno de los gaviones, se procederá a cerrarlos bajando su cubierta y amarrando las tapas. Esta amarra deberá comprometer todas las aristas superiores, incluyendo la de los diafragmas. En la zona de contacto entre dos gaviones contiguos la costura de la tapa deberá comprometer las aristas de ambos gaviones.

(9) Tipos de Engavionados
Se define en atención a los requerimientos de protección del cauce 1 tipo de engavionados o tipos configuración de gaviones.

El muro de gaviones tipo está conformado por una base de gavión sábana (0.3x3.0x1.0) y sobre ésta 3 gaviones caja (1.0x1.0x2.0) y coronando la estructura 1 gavión caja (0.5x1.0x2.0), tal como se indica en los planos de proyecto, el volumen de gavión por ml de ribera protegida es de 4.40m3/m de ribera (678m3).

2.6	Engavionado tipo	m3	808

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

3. OBRAS DE HORMIGON Y ACERO

Se refiera a la construcción de todos aquellos elementos que requieren hormigón y estructuras materializada en acero.

Se incluye el suministro de materiales, toda obra de mano, leyes sociales, transporte interno, colocación, prueba, etc.

Las obras de hormigón deberán regirse por los detalles de los planos y cumplir con lo establecido en las ETG y las normas técnicas del INN en lo que corresponda.

3.1. Emplantillado

Se considera la colocación bajo las obras de hormigón de un emplantillado, una cama de hormigón pobre de 170 kg de cemento por m3, que se colocara sobre el terreno de fundación proporcionando a las armaduras una superficie de apoyo limpia, adecuada y horizontal.

En este caso el espesor de esta capa se ha definido en 10cm según se indica en los planos de proyecto

3.1	Emplantillado e=10cm (170 kg cem/m3)	m3	13

3.2. Hormigón H-30

Este ítem consulta el hormigón de las estructuras de la EF, hormigón H-30, que se utilizará para cámara, muros y losas.

Salvo indicación en contrario todas las estructuras se construirán con hormigón H-30, de resistencia cúbica a los 28 días mayor a 300 kg/cm2, con un 90% de nivel de confianza.

El hormigón se ejecutará de acuerdo a lo mostrado en los planos tipo y en conformidad a las especificaciones técnicas y Normas Chilenas atingentes, teniendo en cuenta recubrimientos de 3 cm. Según sean paredes verticales y/o losas horizontales y 5 cm si son losas de fundación.

Los nidos de piedras o juntas defectuosas que se detecten deberán repararse teniendo en consideración lo siguiente:
•Retiro de todo el hormigón dañado.
•Limpieza a fondo de las superficies a reparar.
•Saturación del hormigón existente en sitio (duración 12 horas).

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

•Colocación del material de reposición en base a mortero de la misma dosificación del hormigón existente. Optativamente podrá utilizarse mortero preparado SIKA TOP 121 de SIKA o similar.

3.2	Hormigón H-30	m3	75

3.3. Hormigón Shotcrete Gaviones

Este ítem consulta el hormigón para ejecutar los muros de protección de los gaviones, este se aplicará mediante sistema shotcrete. El hormigón proyectado podrá ser por mezcla seca o mezcla húmeda, y deberá cumplir con lo estipulado en ACI 506R-05 Guide to Shotcrete y ACI 506.2-95 Specification for Shotcrete. La resistencia característica a compresión a los 28 días del hormigón proyectado (fc'), deberá ser superior a 250 kg/cm2. Se considera el uso de aditivos aceleradores de fraguado, por lo que la resistencia de 250 kg/cm2 debe ser obtenida a los 7 días de ser proyectado.

Se considera un espesor de muro de 10cm, se deberán usar alambres, estacas y guías maestras para establecer espesor, planos de superficie y líneas de terminación, en donde sea necesario.

El muro contará con una armadura mínima de refuerzo en base a malla de acero electrosoldada tipo Acma C-139, el traslape mínimo para esta malla será de 300mm. La armadura de refuerzo se colocará sobre una capa mínima de hormigón proyectado de 3 cm aplicada previamente, y se anclará a los gaviones con un espaciamiento máximo de 600mm (para superficies verticales).

El hormigón proyectado deberá revisarse periódicamente, visualmente y con golpes de martillo, con el propósito de detectar zonas sueltas provocadas por "nidos", acumulación de material de rechazo, oquedades por falta de adherencia y zonas agrietadas. Las zonas sueltas, desprendidas o con otros defectos deberán ser picadas, removidas cuidadosamente y reemplazadas por hormigón proyectado fresco.

El hormigón se ejecutará de acuerdo a lo mostrado en los planos de proyecto y en conformidad a las especificaciones técnicas y Normas Chilenas atingentes

3.3	Hormigón Shotcrete Gaviones	m3	20

3.4. Moldajes

Se consulta la utilización de moldajes metálicos, colocados de acuerdo a líneas, plomos y niveles, de modo de cumplir estrictamente con las dimensiones indicadas en los planos de proyecto.

Los moldajes deberán asegurar una conveniente estanqueidad, para impedir la pérdida de lechada ó del agua de amasado.

En la cara de contacto con el hormigón se colocará desmoldante que no manche ni altere el acabado del hormigón, ya que ellos no consideran revoques ó estucos posteriores.

Los elementos se descimbrarán tan pronto como el concreto haya endurecido lo suficiente para resistir las cargas de trabajo de la faena.

3.4	Moldajes	m2	288

3.5. Zampeado de Piedra

Este ítem se refiere a la construcción de zampeados de piedra cortada o canteada, con una cara vista, de acuerdo a las dimensiones, espesores y características señaladas en los planos de proyecto.

La piedra a utilizarse deberá ser de buena calidad, estructura homogénea y durable, libre de defectos, arcillas, aceites y substancias adheridas o incrustadas, sin grietas y exenta de planos de fractura y de desintegración. La unidad pétrea en su dimensión mínima, no deberá ser menor de 20 cm.

Se empleará cemento portland normal, fresco y de calidad probada. El cemento deberá ser almacenado en condiciones que lo mantengan fuera de la intemperie y la humedad. El almacenamiento deberá organizarse en forma sistemática, de manera de evitar que ciertas bolsas se usen con mucho retraso y sufran un envejecimiento excesivo. Un cemento que por alguna razón haya fraguado parcialmente o contenga terrones, grumos, costras, etc. será rechazado automáticamente y retirado del lugar de la obra.

Se emplearán arenas naturales de partículas duras, resistentes y deberán estar exentas de substancias nocivas como: arcillas, carbones, lignitos, micas, álcalis y pizarras.

El agua a emplearse en la preparación del mortero, deberá ser limpia y libre de substancias perjudiciales, tales como aceites, sales, ácidos, álcalis o materiales orgánicos. No se permitirá el empleo de aguas estancadas procedentes de pequeñas lagunas o aquéllas que provengan de pantanos o ciénagas.

Las losas serán ejecutadas con piedra cortada de acuerdo a lo especificado en los planos de detalle. Antes de construir el zampeado, el terreno de fundación deberá estar bien nivelado y compactado. Las excavaciones para las fundaciones deberán estar de acuerdo con los detalles indicados en los planos y cualquier otra indicación que sea dada por la ITO.

Para construir las fundaciones primero se emparejará el fondo de la excavación con mortero pobre 1:8 en un espesor de 5 cm. sobre el que se construirá el zampeado de fundación con piedra bruta de dimensiones mínimas de 30 x 30 cm., asentadas con mortero de cemento y arena 1:4, cuidando que exista una adecuada trabazón sin formar planos de fractura vertical ni horizontal.

El mortero deberá llenar completamente los huecos. La piedra será colocada por capas asentadas sobre la base de mortero. Para obtener la adecuada trabazón entre capa y capa, deberán sobresalir piedras en diferentes puntos de la superficie horizontal con una altura media igual o mayor a un tercio de la altura de la capa siguiente. Las piedras deberán estar completamente limpias y lavadas, debiendo ser humedecidas abundantemente antes ser colocadas.

El mortero será mezclado en cantidades necesarias para su uso inmediato, debiendo ser rechazado todo aquel mortero que tenga 30 minutos o más de preparado a partir del momento de mezclado. El mortero será de una característica que asegure la trabajabilidad y manipulación de masas compactas, densas y uniformes.

3.5	Zampeado de piedra	m^3	48

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

3.6. Curado

Se considera el curado de todas aquellas superficies de hormigón que queden expuestas al medio ambiente mediante el uso de la membrana de curado Antisol de SIKA, formando una película impermeable al agua y al aire, la cual evita la evaporación del agua de amasado y el secado prematuro del hormigón, por efectos del sol o viento.

3.6	Curado	m2	88

3.7. Acero A630-420H

Se considera la utilización de acero en barras con resalte A630-420H, el fierro podrá ser doblado en obra o en taller para ser colocado en obra por el contratista. Este doblado podrá ser realizado manualmente o con máquina.

La colocación del fierro en barras se realiza fijando la posición con alambre Nº18. Es fundamental garantizar el recubrimiento del fierro con separadores de moldaje (plásticos o de mortero)

Se deberá atender lo indicado en las notas generales del plano estructural de proyecto. El detalle del acero considerado se encuentra en el plano ES-03 Cuadro de Armaduras

3.7	Acero A630-420H	kg	6.521

3.8. Pasarela Peatonal Aforo (7.3m)

La partida incluye el suministro de todos los materiales, la provisión de equipos y herramientas, los procedimientos y la mano de obra necesarias, para ejecutar los trabajos de suministro e instalación de la pasarela peatonal de aforo. Este ítem considera 7.3m de pasarela y 8.5m de escaleras de acceso, según se indica en los planos estructurales de proyecto.

Los elementos serán de acero estructural, calidad ASTM A36 o equivalente A270-ES o de calidad superior, compatible con las exigencias de la norma Nch 203, al igual que las planchas base y de unión. Las secciones de los elementos serán las indicadas en los planos de proyecto.

En relación a los trabajos de galvanizado estos cumplirán las indicaciones de la norma UNE EN ISO 1461 y se ejecutarán por el proceso de inmersión en caliente (hot dip), en planta galvanizadora con certificación ISO 9001-2000 vigente, a menos que se especifique expresamente otra cosa.

Es esencial que los detalles de miembros de acero y conjuntos que han de ser galvanizados en caliente, sean diseñados de acuerdo a ASTM A 384-02 Y ASTM A 385-03.

Todos los defectos de la superficie, incluyendo grietas, laminación de superficies, dobleces y abolladuras, deberán ser removidos de acuerdo con ASTM A 385-03. Todas las perforaciones, cortes, soldaduras y fabricación final de miembros y ensambles, deben estar terminados, hasta donde sea factible, antes de proceder al galvanizado de las superficies.

Espesor del Revestimiento – El espesor promedio del revestimiento para todos los materiales controlados, será de 80 Micras.

Aspecto – Al despacho desde las instalaciones de galvanizado, los artículos galvanizados estarán libres de áreas sin revestir, burbujas, depósitos de flujo e inclusiones de escoria bruta.

No se permitirán terrones, proyecciones, glóbulos o depósitos pesados de zinc que interfieran con el uso final del material.

Los pernos, tuercas y golillas, incluyendo pernos de alta resistencia (como referidos en ASTM A 325-00; ASTM A 490-00 y ASTM A 153-04), serán galvanizados en caliente y posteriormente centrifugados.

El material galvanizado se almacenará en terreno, apilado de manera de proveer adecuada ventilación a todas las superficies, para evitar oxidación por almacenamiento húmedo (óxido blanco).

El procedimiento de preparación de superficie y aplicación es el que se describe en la norma ASTM A780-01.

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

Todos los trabajos de soldadura, serán ejecutados por soldadores calificados. Los trabajos de soldadura se regirán de preferencia por la norma Nch 428 Of.57 y la calificación de los soldadores por las normas Nch 305 y 308.

Los electrodos serán del tipo E 70xx y deberán cumplir con las normas NCh 305 Of. 68, NCh 306 Of. 69 y AWS-D1.1.

Limpieza – Eliminar aceite, grasa, polvo y otros.

El tratamiento mecánico superficial al sustrato de acero galvanizado en caliente será realizado mediante chorreo abrasivo grado Brush-Off (SSPC-SP7), arenado suave.

Una buena práctica eliminará menos de 15 a 20 µm de zinc, es decir, quitará el brillo del galvanizado en caliente y generará la rugosidad necesaria para contar con adherencias superiores a los 20 Kgf/cm2.

En su defecto, se puede aplicar Wash Primer, puente de adherencia, del tipo Epoxymat 334-14/16, de Sherwin Williams, o equivalente técnico.

Finalmente una vez terminada la obra el contratista entregara a la ITO el siguiente dosier de calidad

- Certificado de Calidad de Galvanizado, según ASTM 123.
- Protocolos de Calidad de Galvanizadora.
- Certificación de Zinc.
- Certificación de Instrumentos de Medición de Espesores.
- Certificado ISO 9001 vigente, del proceso de galvanizado.
- Certificado de aplicación (Tº, Humedad y Punto de Rocío).
- Certificado de la medición del perfil de rugosidad del sustrato galvanizado.
- Certificados de calidad, aplicación y resultados, de las pinturas intumescentes.

3.8	Pasarela Peatonal Aforo (7.3m)	kg	1.578

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

3.9. Escalines

Los escalines de la cámara de medición serán de fierro galvanizado, en conformidad con el detalle indicado en plano de proyecto. Se usará fierro galvanizado en baño, rechazándose el electrolítico y tendrán las siguientes dimensiones: diámetro: 20 mm; ancho 0,3 m; saliente 0,15 m; empotramiento 0,12 m; distancia entre escalines 0,3 m.

3.9	Escalines	unid	8

3.10. Compuertas cámara de Medición

Se considera el suministro, instalación y prueba de compuertas murales JTP modelo CM-600, o similar, de altura total 2.7m y de app 200 kg, con las siguientes características:

Accionamiento: manual por medio de un volante a una altura de 3,5m desde el fondo de la compuerta
Sello: en sus 4 lados
Canal Guía: material acero inoxidable AISI 304L, alto 1400mm, ancho 800mm
Panel Deslizante: material acero inoxidable AISI 304L, alto 600mm, ancho 600mm.
Torreta de Mando: material ASTM A36, largo 1100mm, recubrimiento galvanizado en caliente.
Eje: material husillo AISI 304L, material extensión AISI 304L

Toda la estructura será recubierta con una lámina de acero inoxidable de manera de que se produzca la menor interferencia posible con el flujo del agua. El detalle de la estructura se presenta en los planos de proyecto y en el plano tipo entregado por el proveedor (Anexo N°8).

3.10	Compuertas Cámara de Medición	unid	2

4. OBRAS VARIAS

4.1. Regla limnimétrica

Se consulta el suministro y colocación de reglas limnimétricas de acero o fierro fundido, de altura de medida igual a 1 metro. Estas se empotrarán en el muro de hormigón proyectado.
Esta partida incluye todos los materiales necesarios, incluyendo la fijación o empotramiento de las reglas. La cantidad debe asegurar la medición desde la cota de fondo hasta la cota de crecida para T=50 años, según muestra el plano de proyecto. Se consideran 2 unidades de 2.5m.

4.1	Regla limnimétrica	Gl	1

4.2. Dispositivo Autolavado Canalón (EF)

Se consulta el suministro, colocación y prueba de un dispositivo que actuará sobre el flujo de agua en el canalón de estiaje, produciendo un peralte en la zona de aforo del canalón de manera tal que una porción considerable del caudal pasará a través de la cámara de medición (compuertas abiertas), produciendo la limpieza del sedimento por arrastre.

Este dispositivo irá montado en el puente de aforo y mediante el auxilio de un tecle (500kg) bajará sobre el canalón un muerto de hormigón rectangular confinado con perfiles de fierro de aproximadamente 200kg, el que hará las veces de “taco”, peraltando el eje hidráulico hacia aguas arriba, logrando el objetivo antes descrito.

4.2	Dispositivo Autolavado Canalón (EF)	Gl	1

4.3. Caseta Instrumentos de Medición Tipo DGA (EF)

Se consulta el suministro, colocación y prueba de una caseta que albergue los equipos de medición considerados para la estación. Esta estructura deberá estar de acuerdo a los planos tipo de la DGA que se adjuntan en el Anexo 8 de este informe. Además, deberán contar con el VB de la ITO, la que ordenará su reinstalación si no cumpliese con lo indicado en los planos tipo. Se entregan planos tipo de Caseta y Cerrojo.

4.3	Caseta Instrumentos Medición Tipo DGA	Gl	1

Viña del Mar, diciembre de 2017

5 ½ Oriente 160, Viña del Mar. Fono/Fax (32) 2686262
e-mail: cuatroc@cuatroc.tie.cl

ANEXO N°6

PRESUPUESTO ESTIMATIVO DE OBRAS

PROYECTO: "INGENIERÍA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPO"
INGENIERÍA DE DETALLE"

EF RIO JORQUERA EN VERTEDERO
rev 0

PRESUPUESTO DE OBRAS

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT.	P. UNIT. ($)	P. TOTAL ($)
1	**OBRAS PREVIAS**				
1.1	Instalacion de Faenas (OG)	Gl	1	$ 2.600.000	$ 2.600.000
1.2	Replanteo Topografico (OG)	Gl	1	$ 1.500.000	$ 1.500.000
1.3	Limpieza de Terreno (OG)	Gl	1	$ 1.250.000	$ 1.250.000
1.4	Demolicion Estructura Existente (OG)	Gl	1	$ 1.650.000	$ 1.650.000
1.5	Nivelacion Terreno (OG)	Gl	1	$ 1.250.000	$ 1.250.000
		TOTAL CAPITULO 1			**$ 8.250.000**
2	**Movimiento de Tierra**				
2.1	Excavacion (EF)	m^3	210	$ 9.500	$ 1.995.000
2.2	Relleno Estructural (EF)	m^3	227	$ 12.500	$ 2.837.500
2.3	Retiro Excedentes y Traslado a Botadero (EF)	m^3	235	$ 16.500	$ 3.877.500
2.4	Excavacion Cauce (DF)	m^3	1.053	$ 8.500	$ 8.950.500
2.5	Relleno Estructural Pretil (DF)	m^3	124	$ 12.500	$ 1.550.000
2.6	Engavionado Tipo (DF)	m^3	808	$ 65.000	$ 52.520.000
		TOTAL CAPITULO 2			**$ 71.730.500**
3	**Obras de Hormigon y Acero**				
3.1	Emplantillado (170kg cemento/m3) (EF)	m3	13	$ 105.000	$ 1.365.000
3.2	Hormigon H-30 (EF)	m3	75	$ 145.000	$ 10.875.000
3.3	Hormigon shorcrete gaviones (armado) (DF)	m3	20	$ 180.000	$ 3.600.000
3.4	Moldaje (EF)	m2	288	$ 8.500	$ 2.448.000
3.5	Zampeado de Piedra (EF)	m3	48	$ 70.000	$ 3.360.000
3.6	Curado (SIKA) (EF)	m2	88	$ 1.200	$ 105.000
3.7	Acero A630-420H (EF)	kg	6.521	$ 1.350	$ 8.803.350
3.8	Pasarela Peatonal Aforo (7,3m) (EF)	kg	1.578	$ 2.450	$ 3.866.100
3.9	Escalines acero (EF)	unid	8	$ 12.000	$ 96.000
3.10	Compuertas camara de medicion H=2,70m (EF)	unid	2	$ 3.818.000	$ 7.636.000
		TOTAL CAPITULO 3			**$ 42.154.450**
4	**Obras Varias**				
4.1	Regla limnimetrica (2 unidades) (EF)	Gl	1	$ 420.000	$ 420.000
4.2	Dispositivo Autolavado Canalon (EF)	Gl	1	$ 1.250.000	$ 1.250.000
4.3	Caseta Instrumentos Medicion Tipo DGA (EF)	Gl	1	$ 650.000	$ 650.000
		TOTAL CAPITULO 4			**$ 2.320.000**

RESUMEN OBRAS EF RIO JORQUERA EN VERTEDERO

COSTO DIRECTO	**$ 124.454.950**
COSTO INDIRECTO (GG UU 45%)	**$ 56.004.728**
PRESUPUESTO TOTAL SIN IVA	**$ 180.459.678**
IVA (19%)	**$ 34.287.339**
PRESUPUESTO TOTAL CON IVA	**$ 214.747.016**

OG=OBRA GENERAL; EF=ESTACION FLUVIOMETRICA; DF=DEFENSA FLUVIAL dic-17

Modelo compuerta: CM-600

Descripción del equipo



1.Compuerta referencial.



2. Compuerta referencial.

Compuerta deslizante de sección cuadrada o rectangular diseñada para ser instalada en un muro, la cual posee un perfil de cierre de caucho de etileno propileno dieno (EPDM) que otorga un cierre estanco total.

Este equipo esta destinado a aislar fluidos y funcional en ambos sentidos. Se adapta fácilmente al lugar de operación, su accionamiento es manual, con husillo ascendente, fabricadas en Acero Inoxidable.

Ingeniería y Montajes JTP Ltda.
Av. Del Trabajador #701, Belloto Norte
Quilpué, V Región, Chile.
Fono: 32-2940212
www.jtp.cl
E-mail: jpalacios@jtp.cl

Ficha técnica		
Características Principales		
Tipo de compuerta		Mural
Dimensiones		Según ubicación y solicitaciones
Estanqueidad		4 lados
Accionamiento		
Tipo		Manual
Dimensiones principales		
Marco Guía	Alto	1400 [mm]
	Ancho	800 [mm]
	Perfil	
Panel Deslizante	Alto	600 [mm]
	Ancho	600 [mm]
Torreta de mando	Largo	1100 [mm]
Eje	Largo	Según dimensión de compuerta
Materiales de fabricación		
Marco guía		Acero AISI-304L
Husillo		Acero AISI-304L
Torreta de mando		Acero A36, Galvanizado en caliente
Perfiles de cierre		EPMD
Tornillería		Galvanizado en frio

Ingeniería y Montajes JTP LTDA.
Av. Del Trabajador #701, Belloto Norte
Quilpué, V Región, Chile.
Fono: 32-2940212
www.jtp.cl
E-mail: jpalacios@jtp.cl







Ingeniería y Montaje JTP LTDA.

Fabricación y Puesta en Marcha de Equipos

Dirección: Avenida el Trabajador # 701, Belloto, Quilpué

E-mail: jpalacios@jtp.cl

Teléfonos: 032-2940212 / 998451412

R.U.T: 77.504.010-6

WEB: JTP.CL

CLIENTE

Sr.	**Carlos Saldaña Gomez**	Fecha	***23-01-2018***
Empresa	***4C Ingenieros Consultores***	Encargado	***Juan Pablo Palacios***
Rut			
Dirección	***5 1/2 Oriente 160, Viña del mar*** *Tel.* ***32 2686262***		

Sírvase Recibir Presupuesto:

Compuertas Mural DN 600
Estaciones Fluviometricas

Nº de presupuesto

P014-2018

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	TOTAL
	Equipo Compuerta Mural: *Este equipo esta destinado a aislar fluidos y regular el nivel de agua en canales. Se adapta facilmente al lugar de operación, su accionamiento es automatico, con husillo ascendente, fabricada en Ac. al Carbono marco y pedestal, Ac. Inoxidable 304 panel deslizante y vastago, posee sello en sus 4 lados.* *El Equipo se compone de las siguientes Partes:* *- Marco Compuerta* *- Panel Deslizante* *- Conjunto de Izaje* *- Cubierta deslizante*				
1	***Compuerta Mural DN 600***	***unid.***	***1***	*$ 2.995.962*	***$ 2.995.962***
	Caracteristicas: *Se Considera una altura mural de 2 mts, con una distancia entre la parte superior de la compuerta y la torreta de mando de 1,4 mts al estar la compuerta cerrada. Compuerta diseñada para una cañeria de salida DN 600* ***Accionamiento:*** *Manual con Volante y Actuador* ***Sello:*** *En sus Cuatro Lados* ***- Canal Guia:*** *Material: Ac. Inox. 304, Alto: 2000mm, Ancho: 800mm* ***- Panel Deslizante:*** *Material: Ac. Inox. 304L, Alto: 600mm, Ancho: 600mm* ***- Torreta de Mando:*** *Material: ASTM A36, Largo: 1000mm* ***- Husillo:*** *Material: Inox.304 L, Largo: 750mm* ***- Cubierta deslizante:*** *Material: Ac. Inox. 304, Alto: 1300mm, Ancho: 600mm*				
2	***Compuerta Mural DN 600***	***unid.***	***1***	*$ 3.088.606*	***$ 3.088.606***
	Caracteristicas: *Se Considera una altura mural de 2,5 mts, con una distancia entre la parte superior de la compuerta y la torreta de mando de 1,9 mts al estar la compuerta cerrada. Compuerta diseñada para una cañeria de salida DN 600* ***Accionamiento:*** *Manual con Volante y Actuador* ***Sello:*** *En sus Cuatro Lados* ***- Canal Guia:*** *Material: Ac. Inox. 304, Alto: 2500mm, Ancho: 800mm* ***- Panel Deslizante:*** *Material: Ac. Inox. 304L, Alto: 600mm, Ancho: 600mm* ***- Torreta de Mando:*** *Material: ASTM A36, Largo: 1000mm* ***- Husillo:*** *Material: Inox.304 L, Largo: 750mm* ***- Cubierta deslizante:*** *Material: Ac. Inox. 304, Alto: 1800mm, Ancho: 600mm*				

Si tiene alguna pregunta relacionada con esta cotización, Le rogamos que se ponga en contacto con:
Juan Pablo Palacios, Nº de teléfono: 998451412 / Correo electrónico: jpalacios@jtp.cl

3	***Compuerta Mural DN 600***	***unid.***	***1***	*$ 3.320.176*	***$ 3.320.176***
	Caracteristicas: *Se Considera una altura mural de 3 mts, con una distancia entre la parte superior de la compuerta y la torreta de mando de 2,4 mts al estar la compuerta cerrada. Compuerta diseñada para una cañeria de salida DN 600* ***Accionamiento:*** *Manual con Volante y Actuador* ***Sello:*** *En sus Cuatro Lados* ***- Canal Guia:*** *Material: Ac. Inox. 304* ***- Panel Deslizante:*** *Material: Ac. Inox. 304L* *Alto: 3000mm* *Alto: 600mm* *Ancho: 800mm* *Ancho: 600mm* ***- Torreta de Mando:*** *Material: ASTM A36* ***- Husillo:*** *Material: Inox.304 L* *Largo: 1000mm* *Largo: 750mm* ***- Cubierta deslizante:*** *Material: Ac. Inox. 304* *Alto: 2300mm* *Ancho: 600mm*				
4	***Compuerta Mural DN 600***	***unid.***	***1***	*$ 3.416.224*	***$ 3.416.224***
	Caracteristicas: *Se Considera una altura mural de 3,5 mts, con una distancia entre la parte superior de la compuerta y la torreta de mando de 3,1 mts al estar la compuerta cerrada. Compuerta diseñada para una cañeria de salida DN 600* ***Accionamiento:*** *Manual con Volante y Actuador* ***Sello:*** *En sus Cuatro Lados* ***- Canal Guia:*** *Material: Ac. Inox. 304* ***- Panel Deslizante:*** *Material: Ac. Inox. 304L* *Alto: 3500mm* *Alto: 600mm* *Ancho: 800mm* *Ancho: 600mm* ***- Torreta de Mando:*** *Material: ASTM A36* ***- Husillo:*** *Material: Inox.304 L* *Largo: 1000mm* *Largo: 750mm* ***- Cubierta deslizante:*** *Material: Ac. Inox. 304* *Alto: 2800mm* *Ancho: 600mm*				

Costo Neto	***$ 12.820.968***
IVA 19%	***$ 2.435.984***
TOTAL	***$ 15.256.952***

Condiciones :

No Considera ***Traslado y Montaje en Terreno***

Considera

Lugar de Entrega ***Puesto Sobre Camión Maestranza J.T.P. en Quilpué***

Condiciones de Pago ***60% de Anticipo, Saldo contra entrega de Trabajos***

Plazo de Ejecución ***30 Dias Fabricación***

INGENIERIA Y MONTAJE JTP LTDA.
JAIME TOBAR PAVEZ
GERENTE

.....

Otras Condiciones:

	CRONOGRAMA DE CONSTRUCCION EF RIO JORQUERA EN VERTEDERO								
	ITEM	**SEMANA**							
	Obras Previas	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Instalacion de Faenas								
2	Replanteo Topografico								
3	Limpieza de Terreno								
4	Demolicion Estructura Existente EF								
5	Nivelacion Terreno								
	Movimiento de Tierra								
6	Excavacion (EF)								
7	Relleno Estructural (EF)								
8	Retiro Excedentes y Traslado a Botadero (EF)								
9	Excavacion Cauce								
10	Relleno Estructural Pretil								
11	Gaviones								
	Obras de Hormigon y Acero								
12	Obra Gruesa Hormigon								
13	Zampeado de Piedra								
14	Pasarela Peatonal Aforo (7,3m)								
	Obras Varias								
15	Regla limnimetrica								

TABLA OCUPACIONAL EF RIO JORQUERA EN VERTEDERO			
ITEM	**MES**		**TOTAL**
Mano de Obra (mes-hombre)	1	2	Total
Calificada	3	3	6
Semi calificada	4	6	10
No Calificada	12	14	26
Sub Total	19	23	42
Total	42		

ANEXO N°7

MEMORIA ESTRUCTURAL

PROYECTO
INGENIERIA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPÓ

ESTACIÓN JORQUERA EN VERTEDERO

MEMORIA DE CÁLCULO MC-01
DISEÑO ESTRUCTURAL

PASARELA L = 7,3m

REV 0
DICIEMBRE, 2017

CONTROL INTERNO

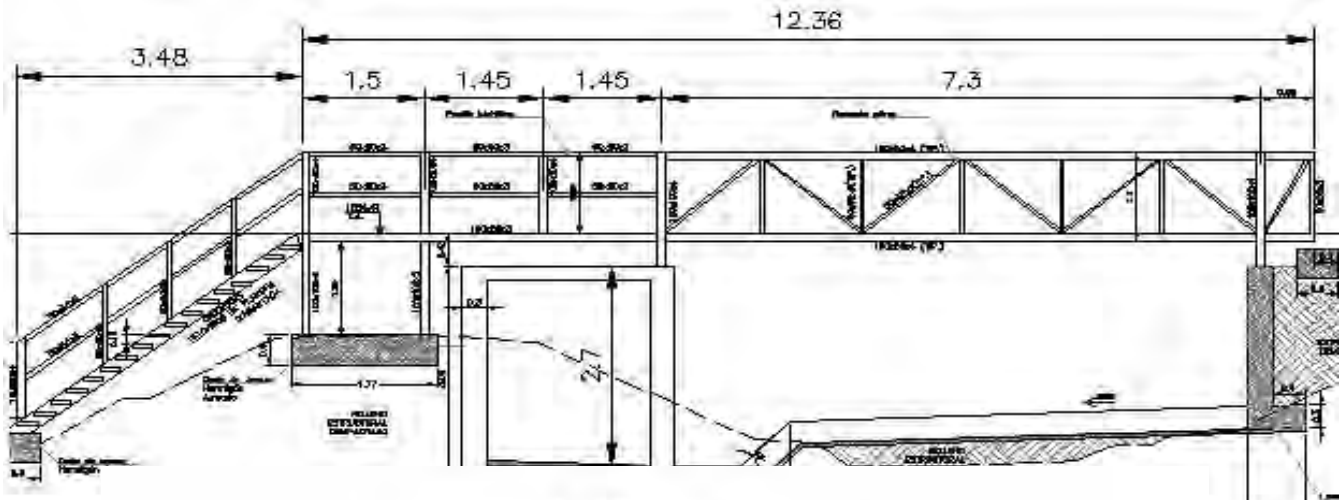
Revisión	Elaboró			Revisó			Aprobó			Observaciones
	Nombre	Fecha	Firma	Nombre	Fecha	Firma	Nombre	Fecha	Firma	
0	JGT	15-12-17		CSG	15-12-17		PK	15-12-17		Entrega Final
CLIENTE: Direccion General de Aguas de Atacama							CÓDIGO PROYECTO:			

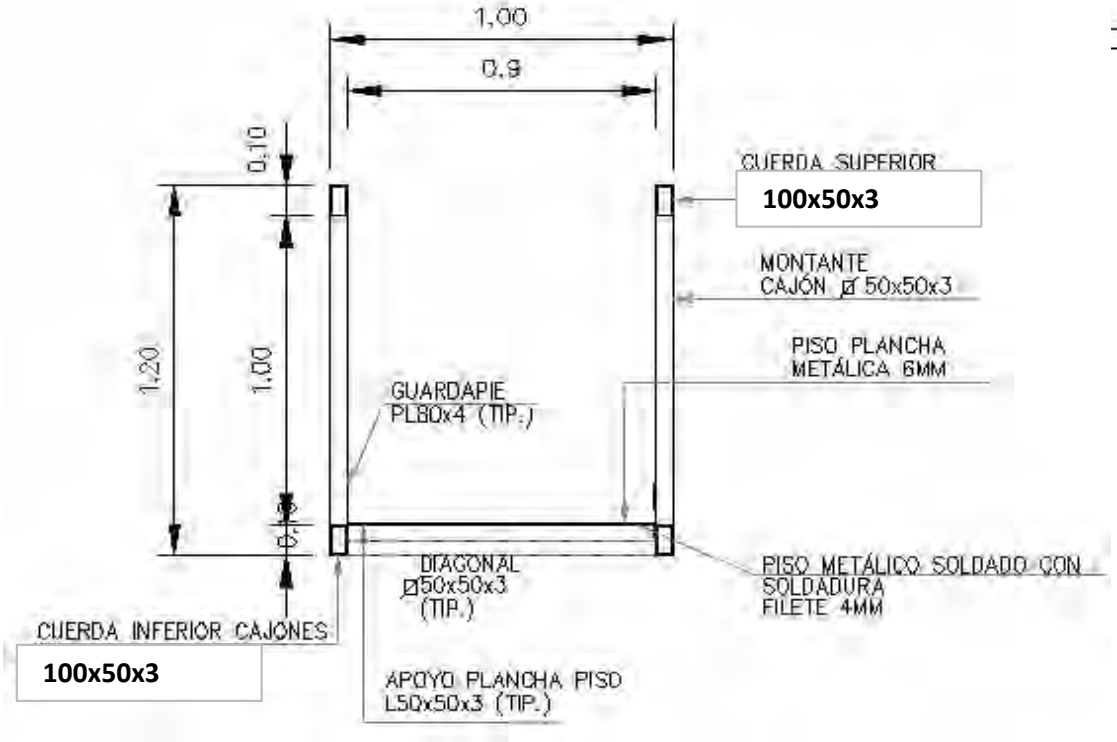
Proyecto Ingeniería de Detalles Estaciones Fluviométricas
DGA Cuenca de Río Copiapó - EF Jorquera en Vertedero
Diseño de Pasarela L=7,3m

1 Introducción

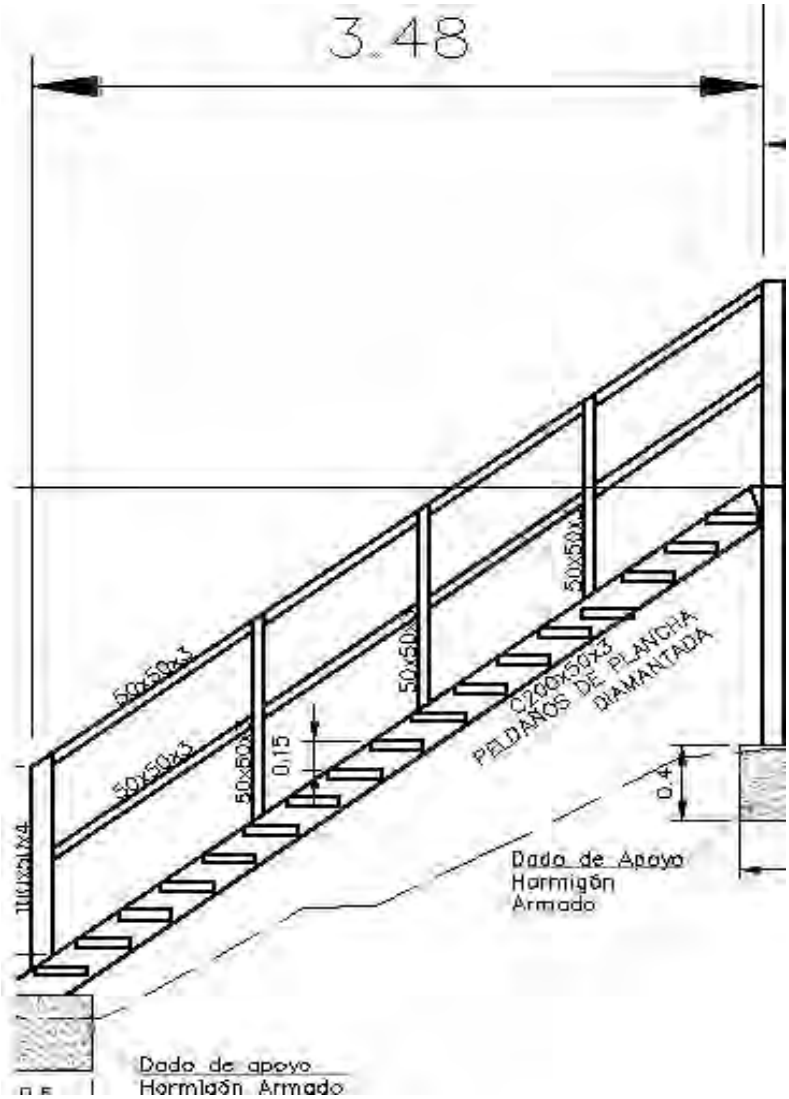
El presente documento corresponde a la memoria de cálculos de la estructura de pasarela peatonal proyectada en la nueva Estación Fluviométrica Jorquera en Vertedero, ubicada en la cuenca del Río Copiapó.

2 Geometría





Pasillo de acceso



3 Bases de Diseño

3.1 Materiales

Se consideran los siguientes materiales:

Hormigón H30 con 90% de Nivel de Confianza
Acero de Refuerzo A630 - 420H
Emplantillado 170 kg-cemento/m3
Acero estructural ASTM A36
Piso de Plancha Metálica

3.2 Normas y Referencias

Se consideran las siguientes normas de diseño:

NCh 433Of. 2009	Diseño Sísmico de Edificios
DS. N° 61 de 2011	Decreto Supremo N° 61, modifica NCh 433
NCh 2369Of. 2003	Diseño Sísmico de Edificios Industriales
NCh 1537.Of.2010	Sobrecargas de Uso
NCh 3171.Of.2010	Combinaciones de Carga

3.3 Capacidad de Soporte Suelo

En atención al estudio de suelos efectuado en el lugar, se consideran las siguientes tensiones admisibles para el suelo, a nivel de sello de fundación:

Se consideran las siguientes tensiones de suelo:

σ_estático =	15	ton/m2
σ_sísmico =	20	ton/m2

3.4 Recubrimientos Mínimos

Se consideran los siguientes recubrimientos:

5 cm	Muros de contención
5 cm	Losa de fundación cara expuesta al algua
7 cm	Caras hormigonadas contra terreno

4 Cargas

4.1 Peso Propio

Considera el peso propio de los elementos que forman la estructura

γ_hormigón =	2,5	ton/m3
γ_acero =	7,85	ton/m3
Pl acero 6mm =	47,1	kg/m2

4.2 Peso Propio Equipos y Accesorios

Se considera una carga de 200 kg excéntrica para representar peso de compuerta.

4.3 Sobrecarga de Uso

Se considera una sobrecarga de uso peatonal sobre la pasarela de 150 kg/m2
Se considera todo el puente cargado como condición eventual.
Para diseño de escala de acceso se considera sobrecarga de uso de 300 kg/m2

4.4 Carga de viento

La carga de viento en poco significativa en este tipo de estructuras abiertas.

4.5 Carga de Sismo

Se considera sismo horizontal y sismo vertical actuando por separado y juntos.
De acuerdo al uso eventual de la pasarela, se considera un 25% de la sobrecarga sísmica
Se consideran los siguientes parámetros de diseño sísmico:

Lugar:	Copiapó	
Zona sísmica :	3	Según NCh.2369 y NCh. 433
R =	5	para estructuras metálicas
Factor de Importancia:	1	Para estructuras normales
Tipo de Suelo:	Tipo IV	(estimación conservadora)
Amortiguamiento:	0,02	para estructuras de acero

Sismo horizontal:

Se considera corte basal según la siguiente expresión:

Q = C * I * W

W = Peso Sísmico

I = 1

C = Coeficiente sísmico

Se considera Tipo C según Tabla 5.7 de NCh 2369, para estructuras tipo enrejado de acero, zona sísmica 3:

Tabla 5.7 - Valores máximos del coeficiente sísmico

R	$C_{máx.}$		
	$\xi = 0,02$	$\xi = 0,03$	$\xi = 0,05$
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

NOTA - Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.

De acuerdo a tabla: C = 0,26

Sismo Vertical:

El sismo vertical se considera como: Q = C * I * W

Cv = 2/3 Ao= 0,27

4.6 Cargas de Temperatura

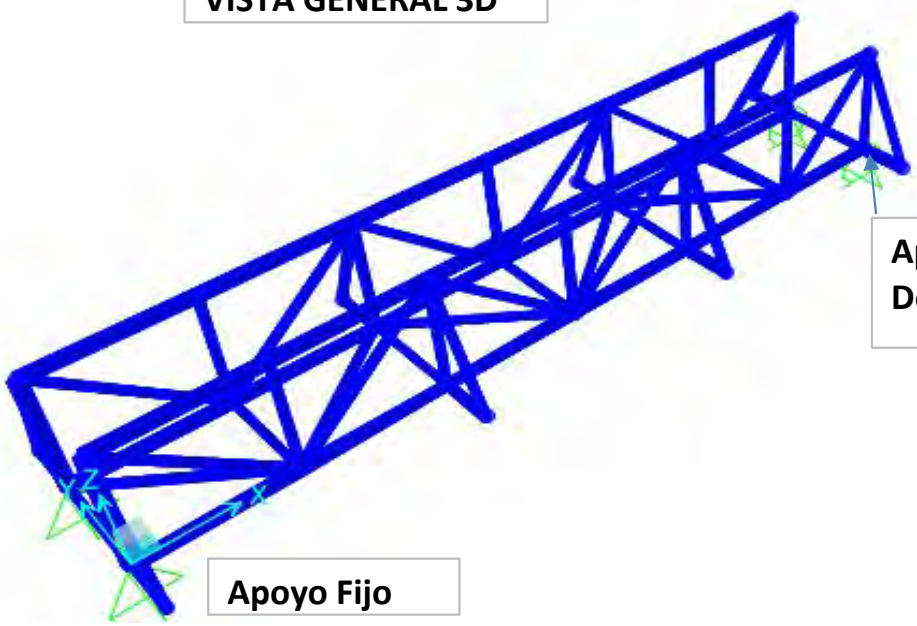
La carga por variación de temperatura es poco significativa en estructuras cortas. Para mayor seguridad se considera apoyo fijo y deslizante en los extremos para minimizar efecto de temperatura si fuera el caso y facilitar montaje de estructura.

5 Análisis Estructural

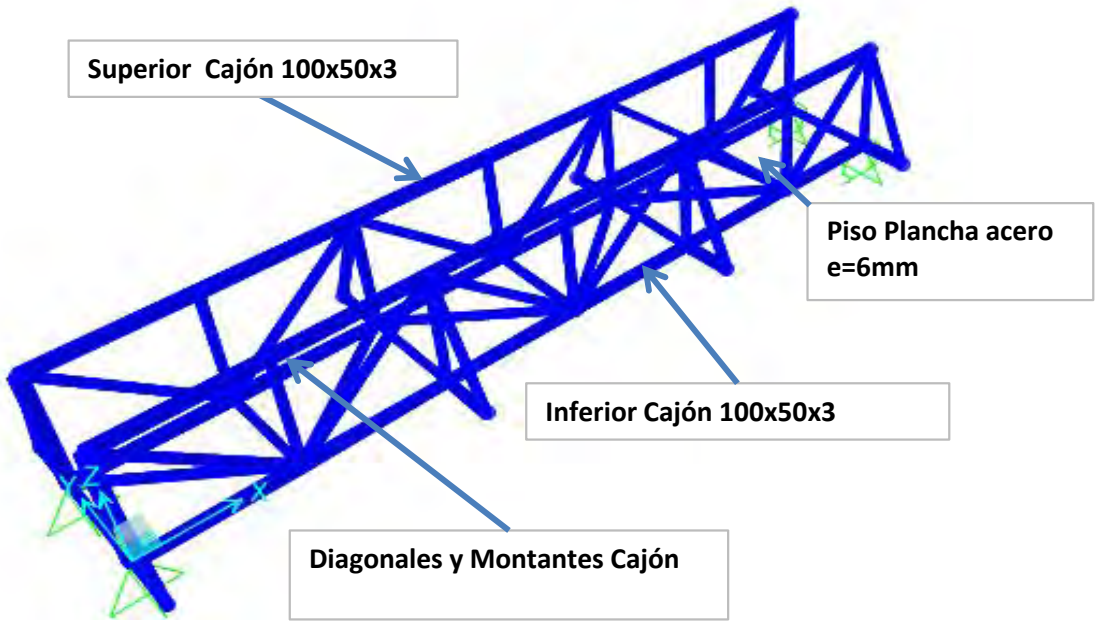
5.1 Modelo Sap 2000

Se efectúa modelo de elementos finitos mediante programa Sap2000.

VISTA GENERAL 3D



DETALLE SECCIONES

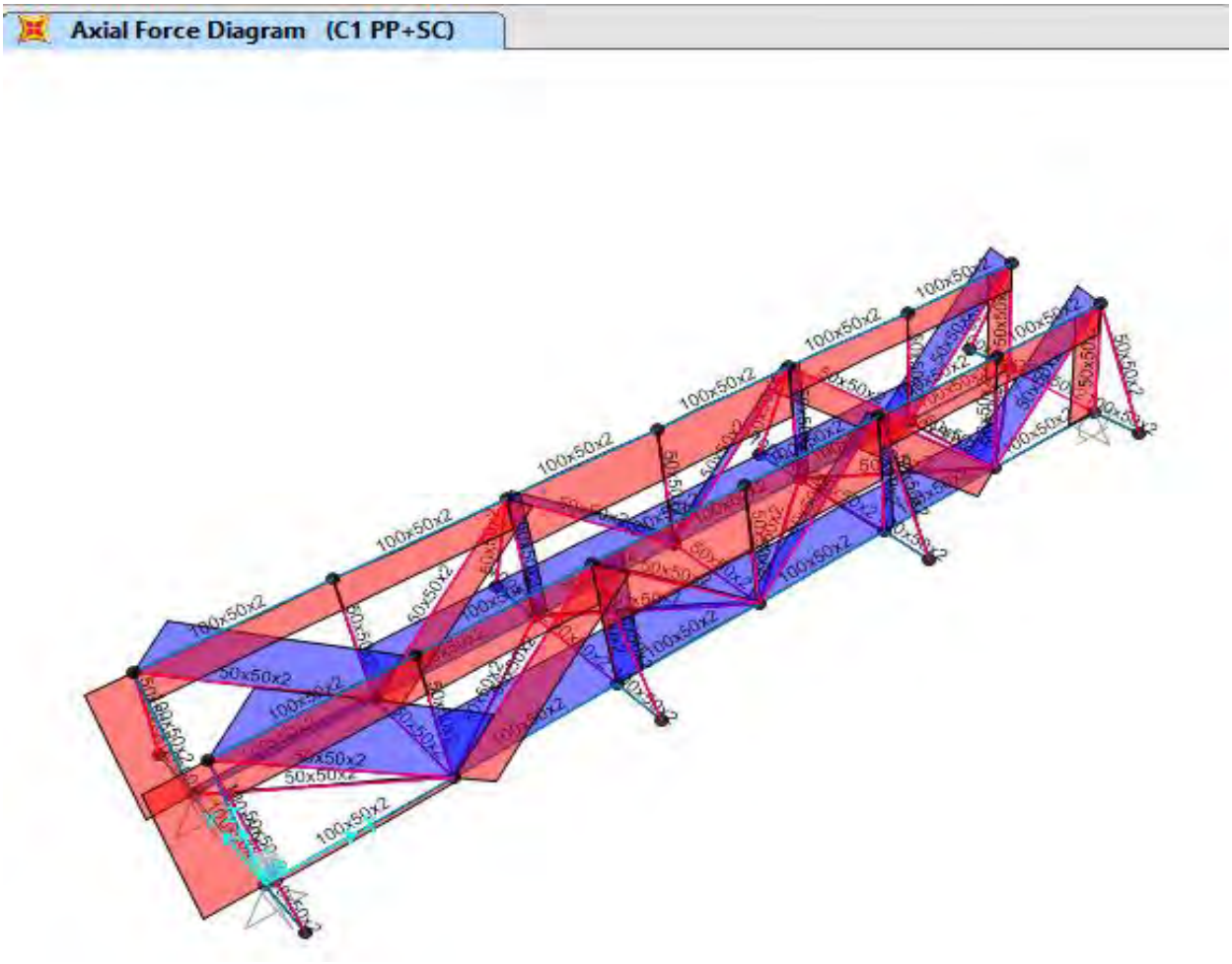


Materiales:

Acero Estructural Calidad ASTM A36 o equivalente

5.2 Diagrama de Carga Axial

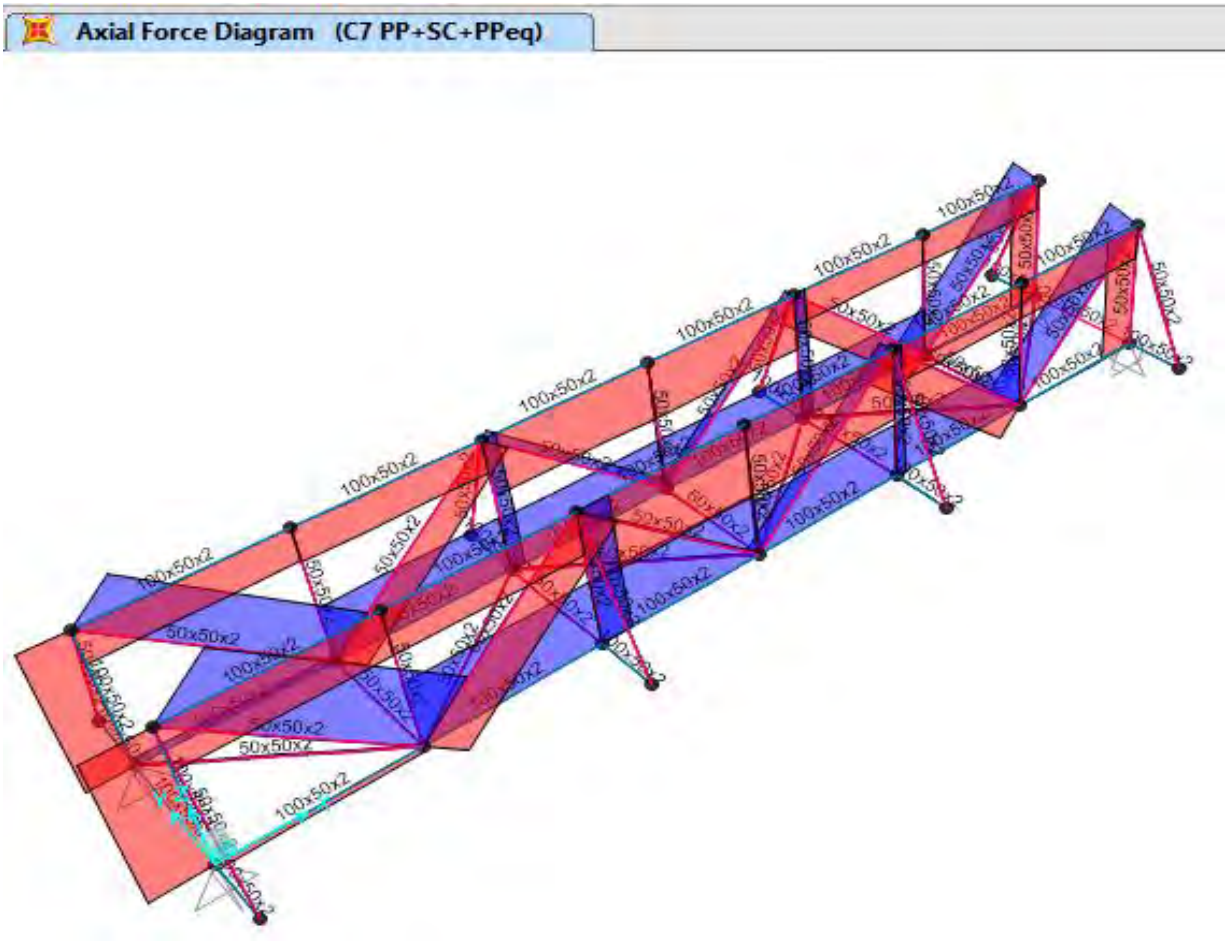
Condición de PP+SC



Cuerda Superior:	Cmax =	0,72	ton
Cuerda Inferior:	Tmax =	0,63	ton
Diagonales:	Cmax =	0,33	ton

===> **Controla condición de PP + SC + PP eq**

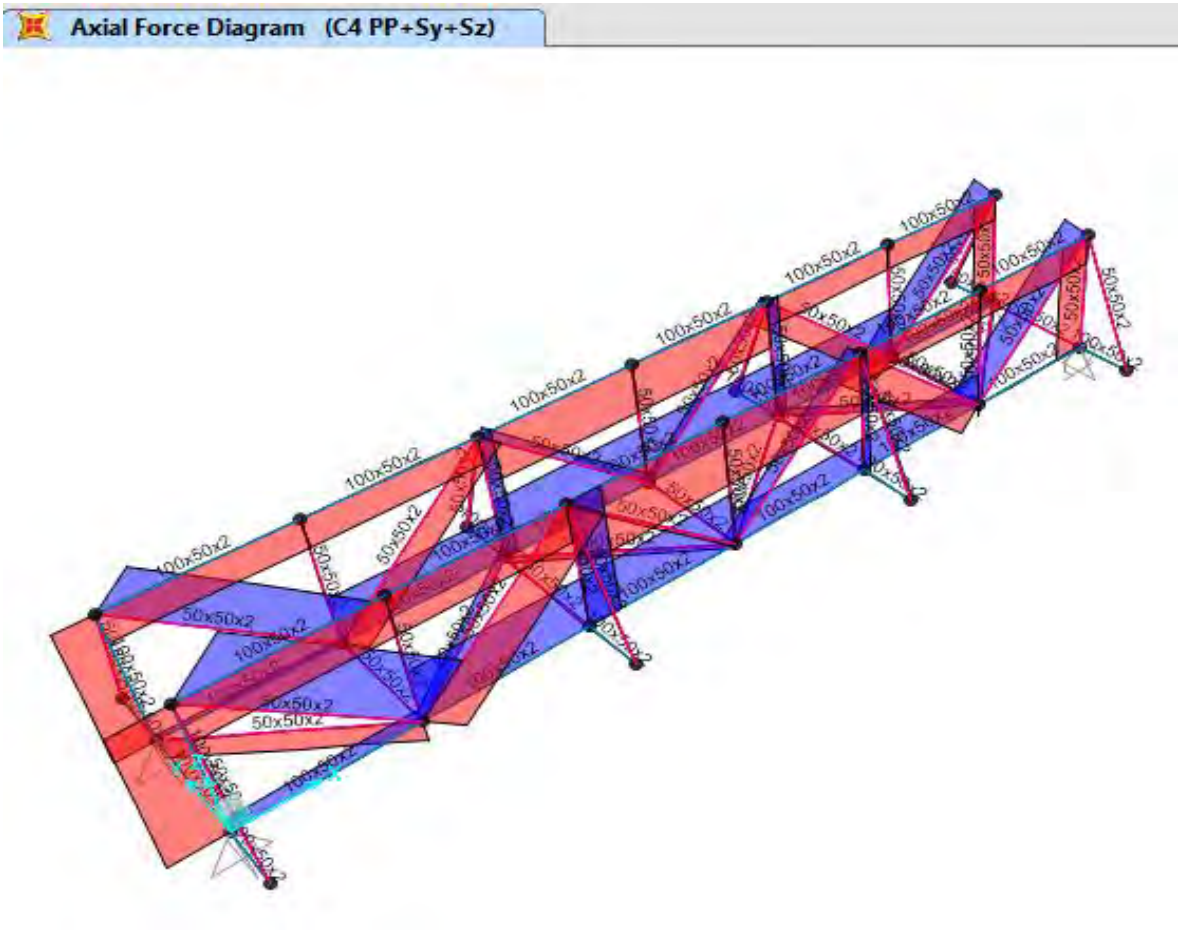
Condición de PP+SC+PPeq



Cuerda Superior:	Cmax =	0,91	ton
Cuerda Inferior:	Tmax =	0,83	ton
Diagonales:	Cmax =	0,51	ton

===> **Controla condición de PP + SC + PP eq**

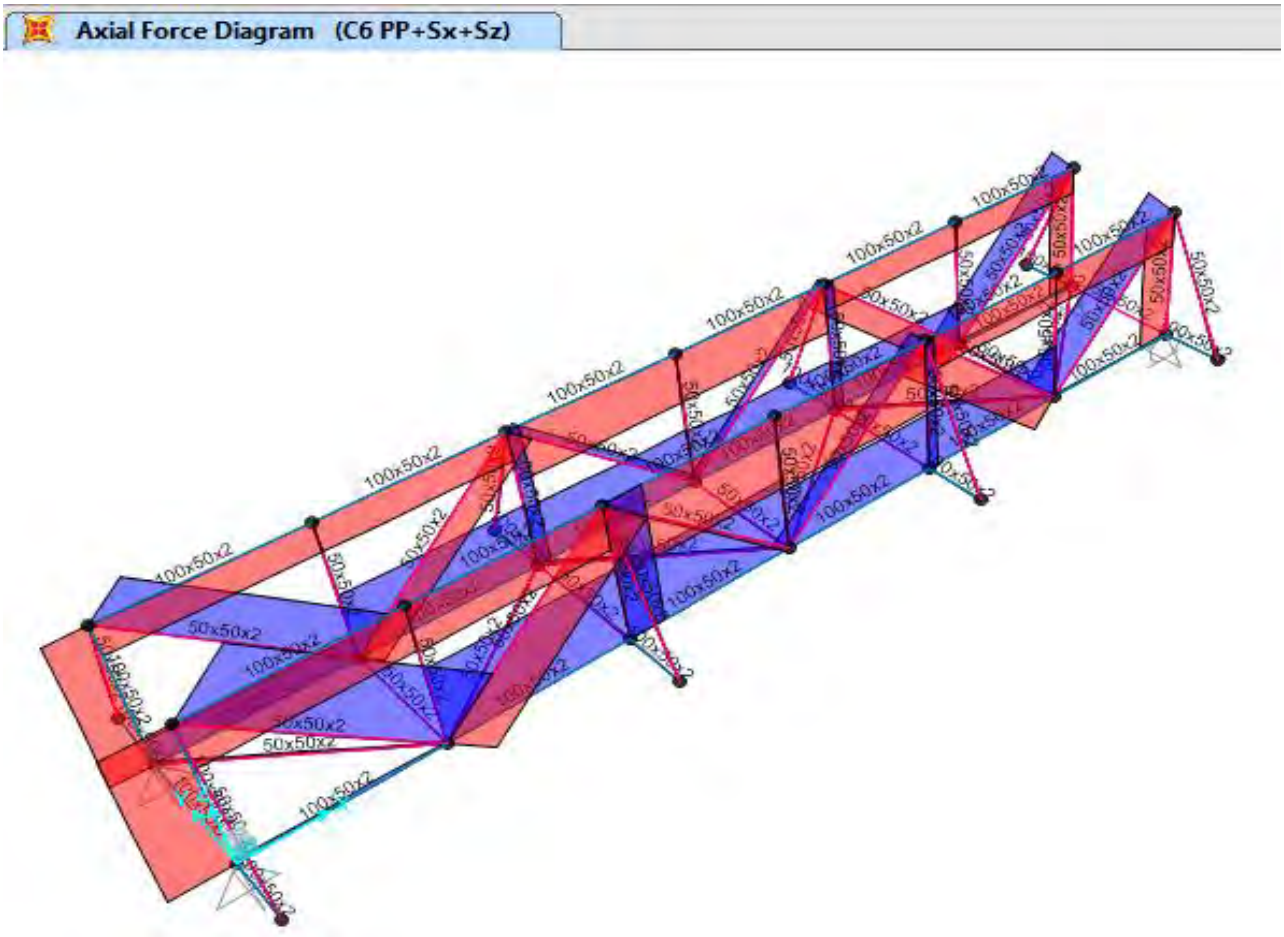
Condición de PP+25% SC + Shor + Svert (Sismo Transversal)



Cuerda Superior:	Cmax =	0,61	ton
Cuerda Inferior:	Tmax =	0,5	ton
Diagonales:	Cmax =	0,37	ton

===> **Controla condición de PP + SC + PP eq**

Condición de PP+25% SC + Shor + Svert (Longitudinal)

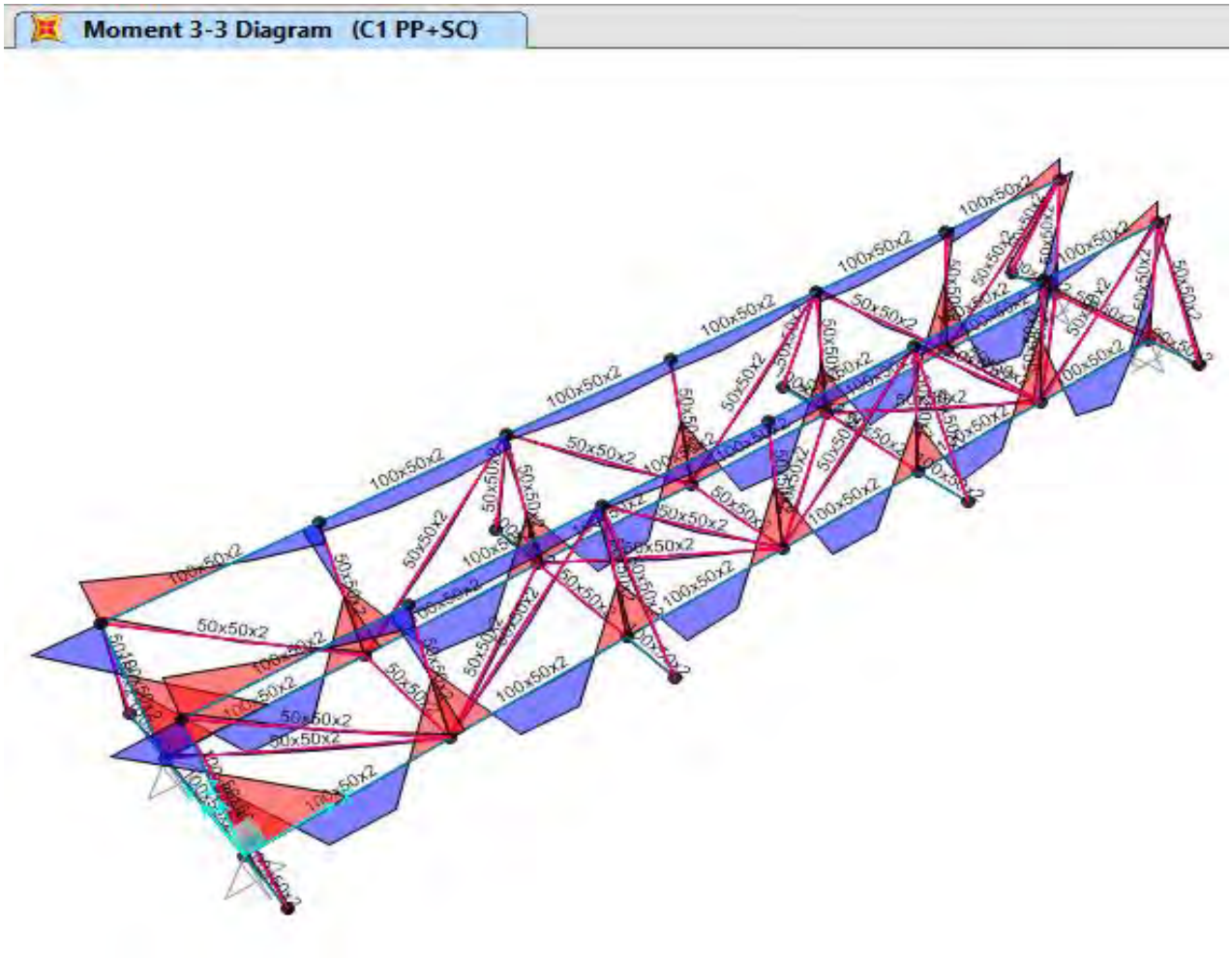


Cargas Axiales máximas:

Cuerda Superior:	Cmax =	0,63	ton
Cuerda Inferior:	Tmax =	0,64	ton
Diagonales:	Cmax =	0,37	ton

5.3 Diagrama de Momentos

Condición de PP+SC



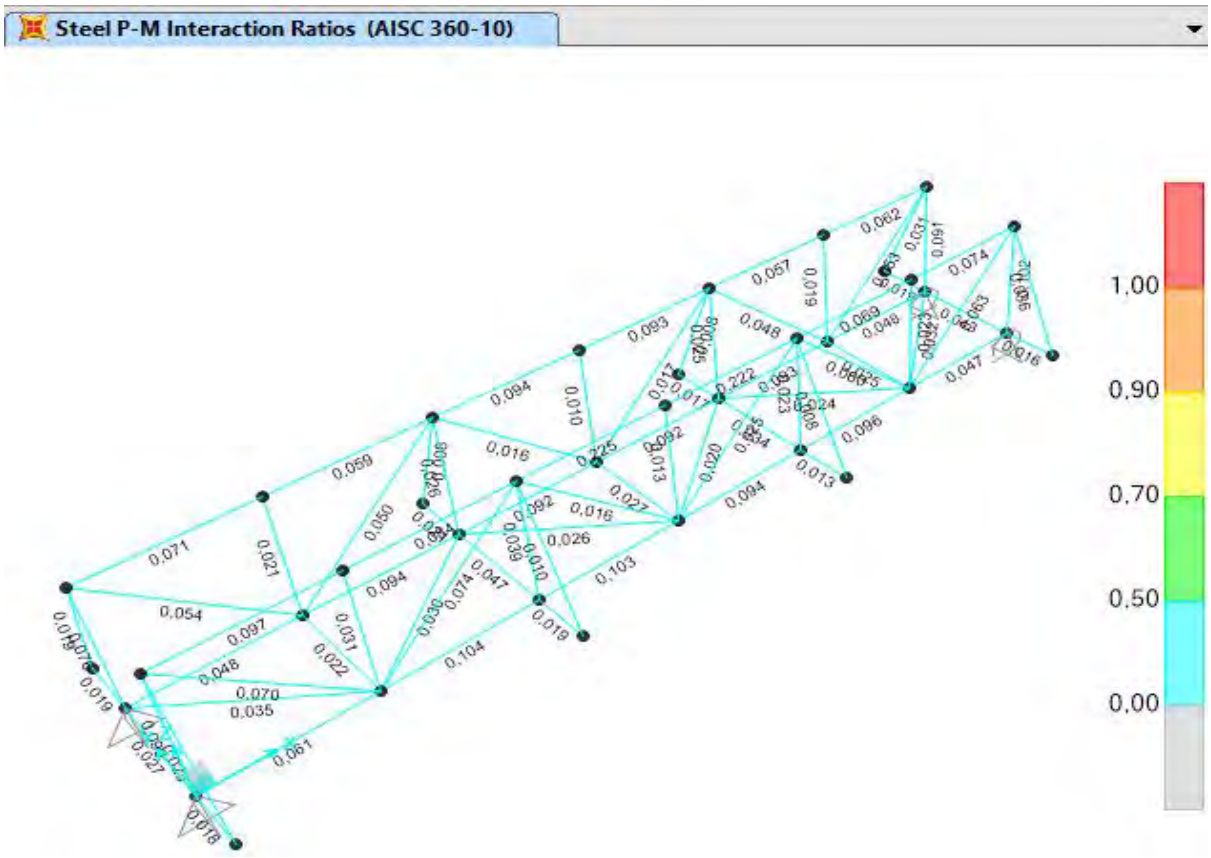
Cuerda Superior:	Mmax =	0,0039	ton-m
Cuerda Inferior:	Mmax =	0,009	ton-m
Diagonales:	Mmax =	0,00054	ton-m
Viga Transversal:	Mmax =	0,01	ton-m

===> **Los esfuerzos de flexión son poco significativos en estructuras enrejadas**

5.4 Verificación de estructura

5.4.1 Verificación General

Se presenta verificación automática de elementos resistentes de pasarela usando programa de análisis estructural



De acuerdo a verificación automática de la figura adjunta, todos los elementos presentan factores de utilización menores que 1, por lo cual sus esfuerzos se consideran dentro de lo admisible.

Cabe destacar que para efectos de verificación se ha considerado a los elementos con 1mm menos en su espesor para considerar efectos de corrosión.

En complemento a lo anterior, se presenta verificación manual de las secciones principales usando norma AISC-ASD

5.4.2 Verificación de Cuerda Superior e Inferior Cajón 100x50x3:

De acuerdo a diagrama de carga axial:

Cmax = 0,91 ton ===> Se verifica para la mayor compresión

Tmax = 0,83 ton Se considera 1mm de corrosión

Dimensiones nominales			Peso teórico	Área	Ejes X–X			Eje Y–Y		
A	B	e	P		I	W	i	I	W	i
mm	mm	mm	Kgf/m	cm²	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm
100	50	2,0	4,50	5,74	74,94	14,99	3,61	25,65	10,26	2,11
	50	3,0	6,60	8,41	106,34	21,27	3,56	35,97	14,39	2,07
	50	4,0	8,59	10,59	133,88	26,78	3,50	44,76	17,90	2,02
	50	5,0	10,48	13,36	157,70	31,54	3,44	52,09	20,83	1,97

Referencia: Catálogo de Productos Cintac

Verificación de Compresión

N diseño= 0,91 T *Se considera 1mm de corrosión*

Area = 5,74 cm^2 ====> f_c = **159** kg/cm^2

Esbeltez a la Compresión

L_x =	122 cm	L_y =	244 cm
K_x =	1	K_y =	1
i_x =	3,61 cm	i_y =	2,11 cm
λ_x =	34	λ_y =	116

Tensión Admisible de Compresión

λ =	$max(\lambda_x, \lambda_y)$ =	116	
C_e =	1,5*π*raiz(E/Fy) =	137	
E =		2100000	kg/cm^2
Fy =		2500	kg/cm^2
Fe =	$\pi^2 E / \lambda^2$ =	1.550	kg/cm^2

D/t =	23			
0,11 E/Fy =	92,40	====>	Q =	1
0,45 E/Fy =	378,00			

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_e \ge 0.44\,F_y$)

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

Fcr = *Fcr =* *1273 kg/cm²*

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_e < 0.44\,F_y$)

$$F_{cr} = 0.877\,F_e$$

*Pn = Fcr * A * Q =*	*7,3*	*ton*	*Resistencia Nominal a Compresión*
Ω =	*1,67*		*Factor de reducción*
Padm =	*4,4*	*ton*	*Resistencia Admisible a Compresión*
Cmax /Padm =	***0,21***		*Ok cumple compresión*

=====> ***Ok Cumple verificación de compresión***

5.4.3 Verificación Flexión en Viga Travesaño Cajón 50x50x3:

Se verifica para carga de flexión por descarga de piso.

De acuerdo a diagrama de momentos:

M_max = 0,01 ton-m

Dimensiones nominales		Peso teórico	Área	Ejes X–X e Y–Y			Código
A	Espesor e			I	W	i	
mm	mm	Kgf/m	cm^2	cm^4	cm^3	cm	
50	1,5	2,24	2,85	11,06	4,42	1,97	2428
	2,0	2,93	3,74	14,13	5,65	1,94	2429
	3,0	4,25	5,41	19,41	7,76	1,89	2430
	4,0	5,45	9,95	23,60	9,44	1,84	2431
	5,0	6,56	8,36	26,78	10,71	1,79	2432

Referencia: Catálogo de Productos Cintac

Esfuerzo de Flexión

M = 0,01 ton-m

Wx = 5,65 cm3

fmx = 177,0 kg/cm2 ====> **Los esfuerzos por flexión son poco significativos**

5.4.4 Verificación de Diagonal Cajón 50x50x3:

De acuerdo a diagrama de carga axial:

Cmax = 0,51 ton ===> Se verifica para carga de compresión

Se considera 1mm de corrosión

Dimensiones nominales		Peso teórico	Área	Ejes X–X e Y–Y			Código
A	Espesor e			I	W	i	
mm	mm	Kgf/m	cm²	cm⁴	cm³	cm	
50	1,5	2,24	2,85	11,06	4,42	1,97	2428
	2,0	2,93	3,74	14,13	5,65	1,94	2429
	3,0	4,25	5,41	19,41	7,76	1,89	2430
	4,0	5,45	9,95	23,60	9,44	1,84	2431
	5,0	6,56	8,36	26,78	10,71	1,79	2432

Referencia: Catálogo de Productos Cintac

Verificación de Compresión

N diseño= 0,51 T — *Se considera 1mm de corrosión*

Area = 3,74 cm^2 ====> f_c = **136** kg/cm^2

Esbeltez a la Compresión

L_x =	158 cm	L_y =	158 cm
K_x =	1	K_y =	1
i_x =	1,94 cm	i_y =	1,94 cm
λ_x =	81	λ_y =	81

Tensión Admisible de Compresión

λ =	$max(\lambda_x, \lambda_y)$ =	81	
C_e =	1,5*π*raiz(E/Fy) =	137	
E =		2100000	kg/cm^2
Fy =		2500	kg/cm^2
Fe =	$\pi^2 E / \lambda^2$ =	3.125	kg/cm^2

D/t = 23

0,11 E/Fy = 92,40 ====> Q = 1

0,45 E/Fy = 378,00

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_e \geq 0.44\,F_y$)

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_e < 0.44\,F_y$)

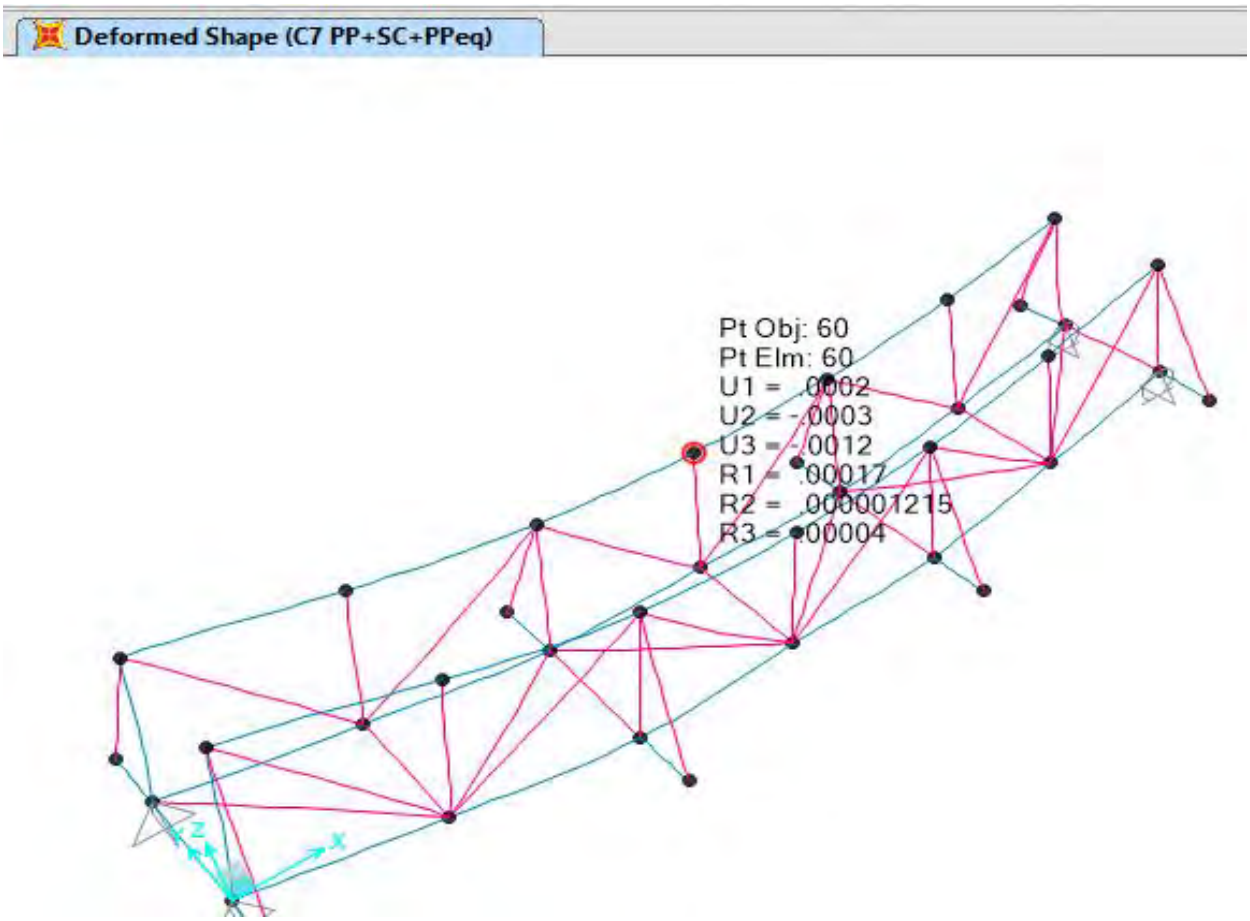
$$F_{cr} = 0.877\,F_e$$

Fcr = *Fcr =* *1789 kg/cm²*

*Pn = Fcr * A * Q =*	*6,7*	*ton*	*Resistencia Nominal a Compresión*
Ω =	*1,67*		*Factor de reducción*
Padm =	*4,0*	*ton*	*Resistencia Admisible a Compresión*
Cmax /Padm =	***0,13***		*Ok cumple compresión*

5.5 Verificación de Deformaciones

5.5.1 Condición de PP+SC+PPeq



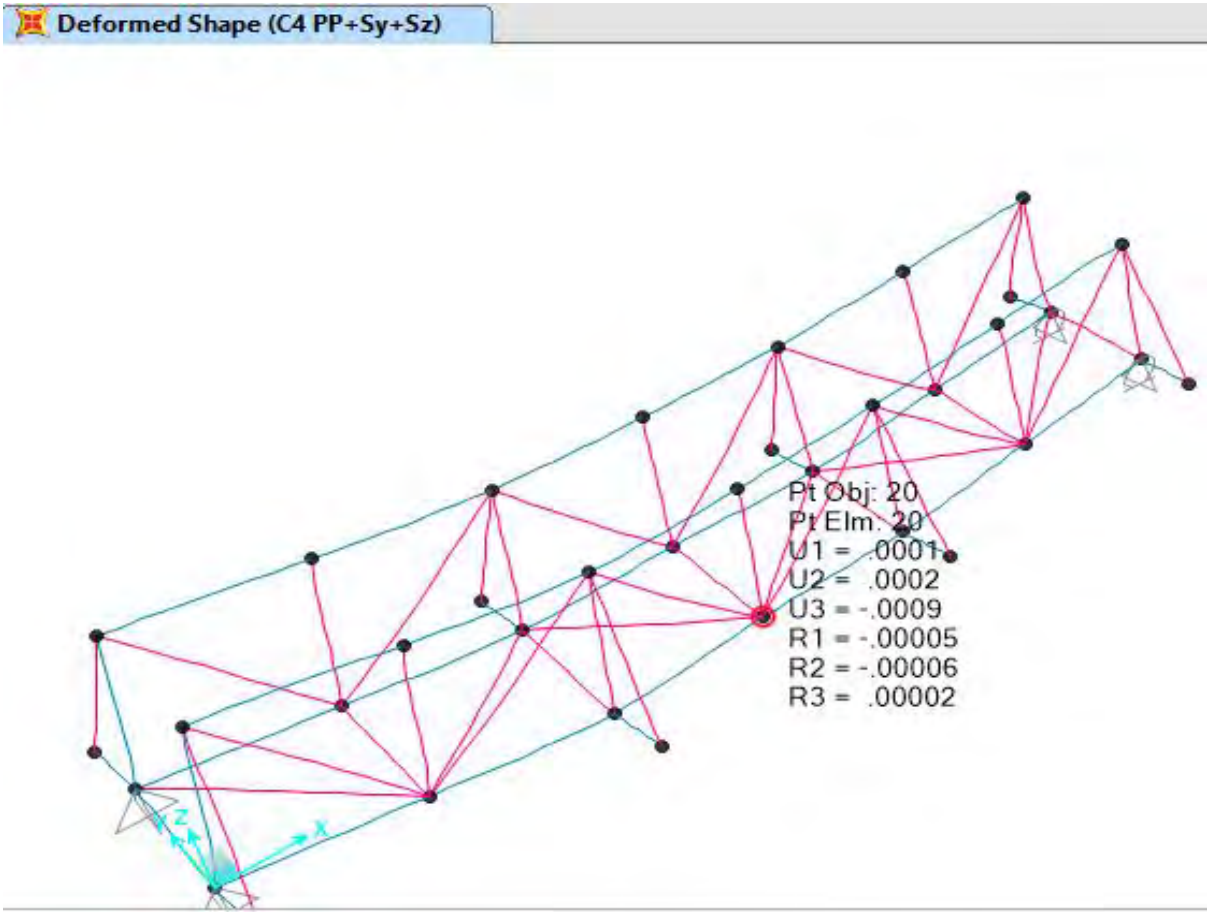
L = 7300 mm

Deformación vert. Max = 1,2 mm Ok cumple deformaciones

Deformación Admisible vertical = L / 300 = 24,33 mm

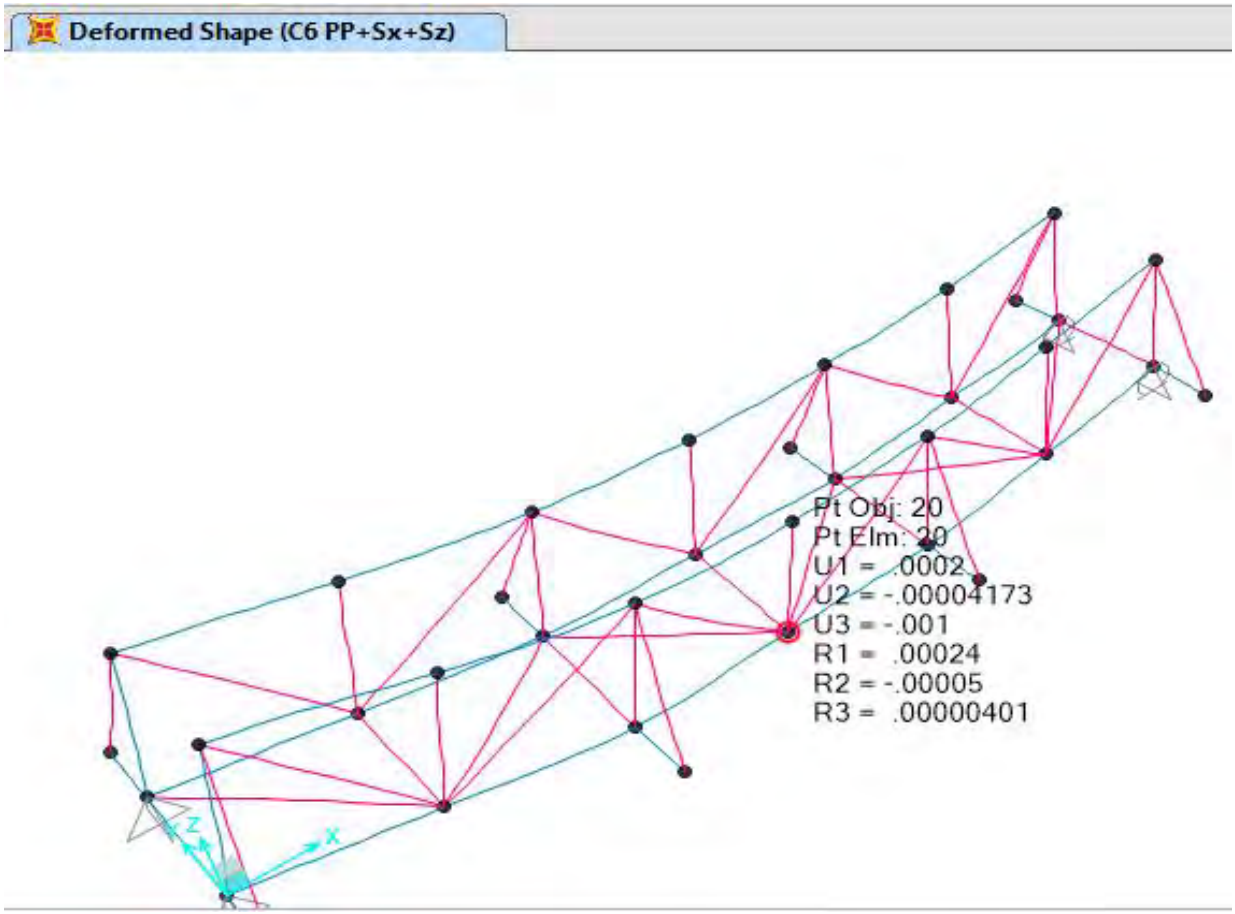
Nota: **Cabe destacar que la verificación de deformaciones se ha hecho considerando una condición eventual de PP + SC + PPeq En condiciones normales de uso, las deformaciones verticales son mucho menores que las calculadas para el caso eventual.**

5.4.2 Condición de PP+25%SC + Shor + Svert



Deformación vert. Max =	0,9 mm	Ok cumple deformaciones
Deformación Hor. Máx =	0,2 mm	Ok cumple deformaciones
L =	7300 mm	
Deformación Admisible vertical =	L / 300 =	24,3 mm
Deformación Admisible Horizontal =	L / 500 =	14,6 mm

5.4.3 Condición de PP+25%SC + Shor + Svert (Sismo longitudinal)



Deformación Hor. Máx = 0,2 mm Ok cumple deformaciones

L = 7300 mm

Deformación Admisible vertical = L / 300 = 24,3 mm

Deformación Admisible Horizontal = L / 500 = 14,6 mm

5.5 Diseño de Anclajes

Se diseñan anclajes para las reacciones máximas de la estructura.

Los puntos de apoyo se encuentran en los nudos: 4, 18, 17,50

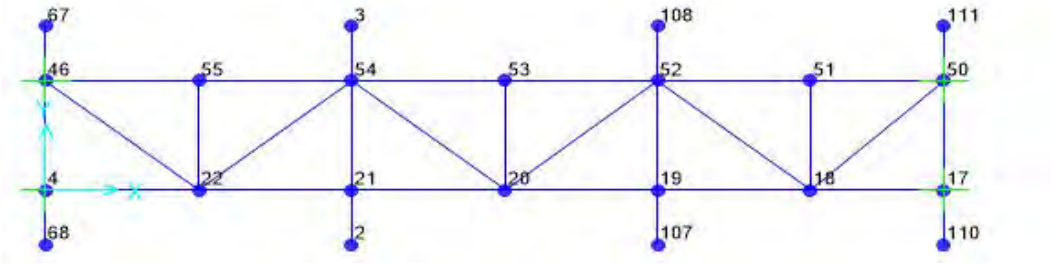


TABLE: Joint Reactions					
Joint	**OutputCase**		**F1**	**F2**	**F3**
Text	Text		Tonf	Tonf	Tonf
4	C1 PP+SC		0,00	0,00	0,47
4	C2 PP+Sy		-0,12	-0,01	0,38
4	C3 PP+Sz		0,09	0,00	0,42
4	C4 PP+Sy+Sz		-0,12	-0,01	0,40
4	C5 PP+Sx		-0,02	0,00	0,40
4	C6 PP+Sx+Sz		-0,02	0,00	0,42
4	C7 PP+SC+PPeq		0,09	0,00	0,61
17	C1 PP+SC		0,00	0,00	0,47
17	C2 PP+Sy		0,00	-0,01	0,31
17	C3 PP+Sz		0,00	0,00	0,35
17	C4 PP+Sy+Sz		0,00	-0,01	0,33
17	C5 PP+Sx		0,00	0,00	0,33
17	C6 PP+Sx+Sz		0,00	0,00	0,35
17	C7 PP+SC+PPeq		0,00	0,00	0,54
46	C1 PP+SC		0,00	0,00	0,47
46	C2 PP+Sy		0,12	-0,13	0,29
46	C3 PP+Sz		-0,09	0,01	0,29
46	C4 PP+Sy+Sz		0,12	-0,13	0,31
46	C5 PP+Sx		-0,21	0,01	0,26
46	C6 PP+Sx+Sz		-0,21	0,01	0,28
46	C7 PP+SC+PPeq		-0,09	0,01	0,47
50	C1 PP+SC		0,00	0,00	0,47
50	C2 PP+Sy		0,00	-0,10	0,29
50	C3 PP+Sz		0,00	-0,01	0,29
50	C4 PP+Sy+Sz		0,00	-0,10	0,31
50	C5 PP+Sx		0,00	-0,01	0,27
50	C6 PP+Sx+Sz		0,00	-0,01	0,29
50	C7 PP+SC+PPeq		0,00	-0,01	0,47

Máximo	0,12	0,01	0,61
Mínimo	-0,21	-0,13	0,26

Las fuerzas de corte son bajas y no hay cargas de tracción en los apoyos, se consideran anclajes mínimos en cada extremo de la pasarela.

===> **Considerar 2 pernos 5/8" A36 post-instalados tipo Hilti o similar.**

Verificación Pernos

Se verifica capacidad a corte de pernos ya que no hay fuerzas de tracción vertical.

Dperno = 1,6 cm
Area = 2,01 cm2

Q perno = 0,13 ton
N pernos = 2,00 unidades por apoyo
fv = 32 kg/cm2

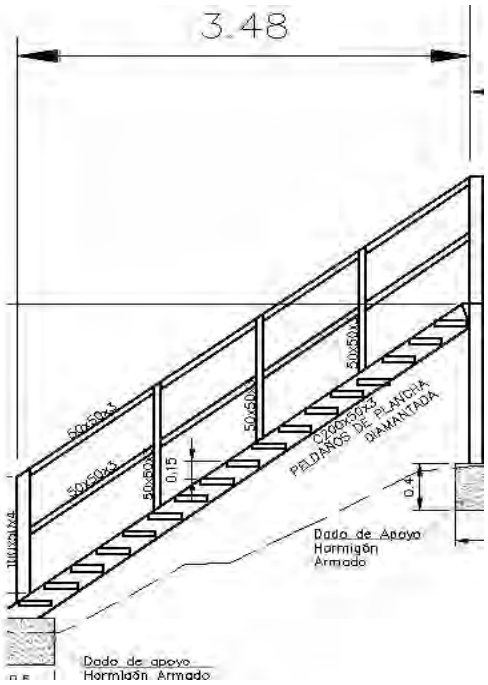
Considerando perno A36 (espárrago con hilo)
Fv = 0,4 Fy = 1000 kg/cm2
Fy = 2500 kg/cm2

====> fv / Fv = 0,03 < 1 ===> Ok Cumple corte

===> **Considerar 2 pernos 5/8" A36 post-instalado tipo Hilti o similar, por cada punto de apoyo.**

6 Diseño de Escala y Pasillo Acceso

6.1 Geometría

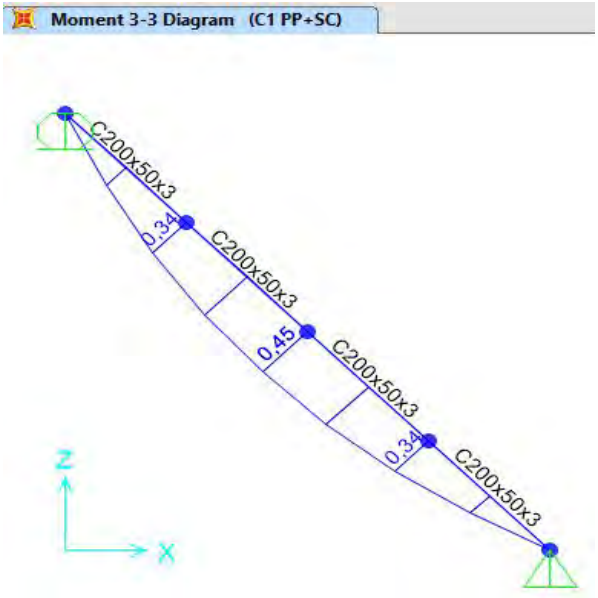


6.2 Cargas

Se verifica para carga de peso propio y sobrecarga de uso.
Para efectos de diseño se considera como viga simplemente apoyada.
Se verifica la parte más larga del tramo de escala, que tiene un largo aproximado de L = 3,48m en proyección horizontal.

6.3 Modelo Estructural

Se considera el limón de escala C200x50x3, como elemento simplemente apoyado.



Carga por limón:

PP =	60	kg/m
SC =	150	kg/m

Mmax = **0,45** ton-m

De acuerdo a Catálogo de perfiles Cintac:

Dimensiones nominales				Peso teórico	Area	Propiedades							
						Eje X-X			Eje Y–Y			Flexión	
A	B	e	P	A	I	W	i	I	W	i	X	ia	it
mm	mm	mm	kgf/m	cm²	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm	cm	cm
175	50	3	6,24	7,95	333,81	38,15	6,48	16,54	4,18	1,44	1,04	1,95	0,09
		4	8,22	10,47	432,09	49,38	6,42	21,35	5,45	1,43	1,08	1,94	0,11
		5	10,15	12,93	524,10	59,90	6,37	25,82	6,66	1,41	1,13	1,94	0,14
200	50	2	4,61	5,87	316,47	31,65	7,34	11,75	2,88	1,42	0,92	1,93	0,05
		3	6,83	8,70	462,19	46,22	7,29	17,08	4,23	1,40	0,96	1,92	0,08
		4	9,01	11,47	599,77	59,98	7,23	22,06	5,52	1,39	1,00	1,92	0,10
		5	11,13	14,18	729,33	72,93	7,17	26,69	6,75	1,37	1,05	1,91	0,13
		6	13,20	16,82	851,04	85,10	7,11	30,99	7,93	1,36	1,09	1,91	0,15

Considerado Limón C200x50x3:

Wx = **31,65** cm3 (se verifica con 1 mm menos por corrosión)

fm = **1422** kg/cm2

Fadm = **0,6 Fy =** 1500 kg/cm2 Ok Flexión

Las deformaciones se encuentran dentro de lo admisibles para ser condición eventual sobrecarga de 300 kg/m2

7 Conclusiones

De acuerdo a la verficiación presentada, la estructura cumple requerimientos de diseño estructural, tanto en deformaciones como en requerimientos de resistencia en los elementos.

PROYECTO
INGENIERIA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPÓ

ESTACIÓN RÍO JORQUERA EN VERTEDERO

MEMORIA DE CÁLCULO MC-02
DISEÑO ESTRUCTURAL

MUROS DE CONTENCION

REV. 0
DICIEMBRE, 2017

CONTROL INTERNO

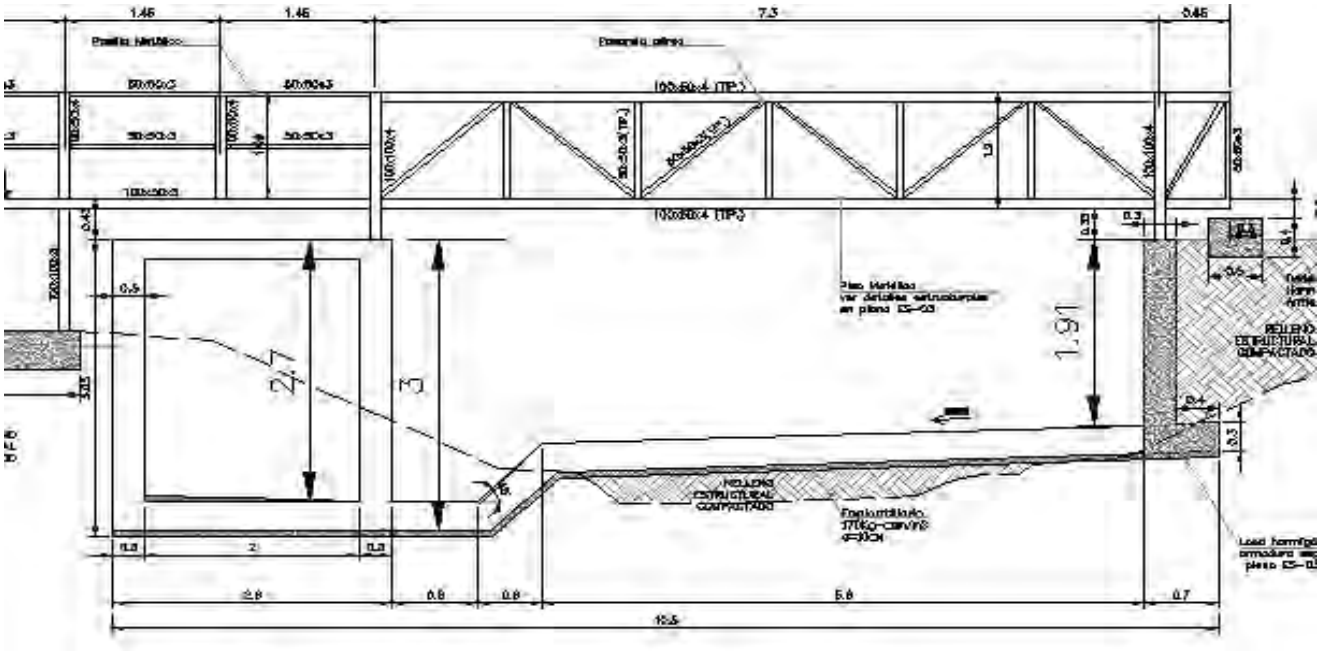
Revisión	Elaboró			Revisó			Aprobó			Observaciones
	Nombre	Fecha	Firma	Nombre	Fecha	Firma	Nombre	Fecha	Firma	
0	JGT	15-12-17		CSG	15-12-17		PKC	15-12-17		Entrega Final
CLIENTE: Direccion General de Aguas Atacama							CÓDIGO PROYECTO:			

Proyecto Ingeniería de Detalles Estaciones Fluviométricas
DGA Cuenca Río Copiapó - EF Río Jorquera en Vertedero
Diseño de Muros de Contención

1 Introducción

El presente documento corresponde a la memoria de cálculos de la estructura de muros de hormigón armado proyectados en la nueva EF Río Jorquera, ubicada en la cuenca del Río Copiapó. Se verifica para el muro más alto y se presenta modelo 3D para evaluar comportamiento general.

2 Geometría



Se verifica para muro más alto, el cual se encuentra adyacente a cámara

H muro = 2,7 m

Adicionalmente se presenta modelo 3D para evaluar esfuerzos en muros Alas

3 Bases de Diseño

3.1 Materiales

Se consideran los siguientes materiales:

Hormigón H30 con 90% de Nivel de Confianza
Acero de Refuerzo A630 - 420H
Emplantillado 170 kg-cemento/m3

3.2 Normas y Referencias

Se consideran las siguientes normas de diseño:

NCh 433Of. 2009	Diseño Sísmico de Edificios
DS. N° 61 de 2011	Decreto Supremo N° 61, modifica NCh 433
NCh 2369Of. 2003	Diseño Sísmico de Edificios Industriales
NCh 1537.Of.2010	Sobrecargas de Uso
NCh 3171.Of.2010	Combinaciones de Carga

3.3 Capacidad de Soporte Suelo

En atención al estudio de suelos efectuado en el lugar, se consideran las siguientes tensiones admisibles para el suelo, a nivel de sello de fundación:

Se consideran las siguientes tensiones de suelo:

σ_estático =	15	ton/m2
σ_sísmico =	20	ton/m2

3.4 Control de Agrietamiento

Para control de fisuración se consideran los siguientes requerimientos de ancho máximo de grietas:

0,3 mm	Cara no expuesta permanente al agua
0,2 mm	Caras en contacto permanente con agua

3.5 Recubrimientos Mínimos

Se consideran los siguientes recubrimientos:

5 cm	Caras Perimetrales
5 cm	Caras interiores
7 cm	Caras hormigonadas contra terreno

4 Cargas

4.1 Peso Propio

Considera el peso propio de los elementos que forman la estructura

γ_agua =	1,0	ton/m3
γ_hormigón =	2,5	ton/m3
γ_acero =	7,85	ton/m3

4.2 Peso Propio Equipos y Accesorios

Este item considera el peso de equipos, compuertas, parrilas de piso, relleno, etc. que se apoyan sobre el muro

Peso de Pasarela	0,6	ton	Se considera como carga distribuida

4.3 Empuje Estático en Reposo (sin napa)

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σo = Ko γ_suelo * z (ton/m2) z = profundidad (m)

Ko =	0,43			
γ_suelo =	2	ton/m3		
H enterrado	3	m	σo =	2,58 ton/m2

4.4 Empuje Estático en Reposo (con napa)

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σo = Ko γ_suelo * z (ton/m2) z = profundidad (m)

Ko =	0,43				
γ_suelo =	1	ton/m3	(boyante)		
H enterrado	3	m		σo =	1,29 ton/m2

4.5 Empuje Estático por Sobrecarga

Se considera una sobrecarga de uso eventual sobre terreno adyacente de 1.000 kg/m2.

σo = Ko *SC (ton/m2)

Ko =	0,43	ton/m2		
SC =	1	ton/m2	σ SC =	0,43 ton/m2

4.6 Carga de Sismo

Se considera empuje sísmico de terreno, peso propio de estructura y sismo sobre el el terreno. Se consideran los siguientes parámetros de diseño sísmico:

Lugar:	Copiapó	
Zona sísmica :	2	Según NCh.2369 y NCh. 433 (para diseño se tomará zona sísmica 3)
R =	5	para muros de hormigón
Factor de Importancia:	1	Estructuras normales
Tipo de Suelo:	Tipo IV	(estimación conservadora)
Amortiguamiento:	0,05	para hormigón

4.6.1 Empuje Sísmico Relleno

Se considera empuje sísmico para estructuras enterradas según norma NCh 433.
De acuerdo a Anexo C, de NCh 433-2009, se tiene:

C.3 La componente sísmica del empuje se puede evaluar usando la siguiente expresión:

$$\sigma_s = 0{,}3\, C_R\, \gamma\, h_m\, A_o / g \qquad (1)$$

en que:

σ_s = presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura H del muro;

h_m = altura del muro en contacto con el suelo;

γ = peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro;

A_o = aceleración efectiva máxima del suelo, que se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país;

C_R = coeficiente igual a 0,45 para suelos duros, densos o compactados; igual a 0,70 para suelos sueltos o blandos; e igual a 0,58 para rellenos sueltos depositados entre el muro y el talud de una excavación practicada en suelo denso o compactado.

donde:

Ao =	0,4	g para Zona Sísmica 3
γ_suelo =	2	ton/m3
hm =	3	m
Cr =	0,45	para relleno compactado

Luego: **σ_sis = 0,32 ton/m2**

4.6.2 Empuje Sísmico de muro

Se considera empuje sísmico inercial en los muros de la estructura:

Q = C * I * W

W = Peso Sísmico

I = 1

C = Coeficiente sísmico

Se considera Tipo C según Tabla 5.7 de NCh 2369, para estructuras tipo muro, zona sísmica 2:

Tabla 5.7 - Valores máximos del coeficiente sísmico

R	$C_{máx.}$		
	ξ = 0,02	ξ = 0,03	ξ = 0,05
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

NOTA - Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.

De acuerdo a tabla: C = 0,18

4.6.3 Empuje de Napa

Se considera napa superficial, con la siguiente distribución de carga:

σ napa = γ_agua * z (ton/m2) z = profundidad (m)

γ_agua = 1 ton/m3

H napa = 3 m σ napa = 3,00 ton/m2

4.7 Sobrecarga vehicular

Se considera una sobrecarga vehicular de camión de 12 ton de peso: 3 ton por rueda

4.8 Subpresión

Se considera una subpresión general de 1,0 ton/m2 equivalente a una condición extrema donde exista presión de napa bajo radier.

Cabe destacar que esta condición es eventual toda vez que se considera una estructura abierta, con rellenos laterales del tipo granular permeables, por lo cual la diferencia de nivel inferior y superior es mínima.

5 Análisis Estructural

Se evalúa el momento volcante en la base del muro

5.1 Condición Estática (sin napa)

Empuje Estático en Reposo

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σo =	Ko γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)		
Ko =	0,43				
γ_suelo =	2	ton/m3			
E_losa =	0,3	m			
H enterrado	2,7	m (en pared)	σo =	2,32	ton/m2
Eo =	3,13	ton			
brazo =	0,90	m			
Mvolc =	2,82	ton-m			
Mu =	4,51	ton-m			

Empuje Estático por Sobrecarga

Se considera una sobrecarga de uso eventual sobre terreno

σo =	Ko *SC (ton/m2)				
Ko =	0,43	ton/m2			
SC =	1	ton/m2	σ SC =	0,43	ton/m2
H enterrado	2,7	m (en pared)			
Eo =	1,16	ton			
brazo =	1,35	m			
Mvolc =	1,57	ton-m			
Mu =	2,51	ton-m			

Para esta condición se tiene:

Mu =	7,02	ton-m

Armadura empotramiento:

Mu =	7,02	(t*m)	rho calc=	0,00307
b =	100	(cm)		
d =	25	(cm)	rho-min=	0,0025
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00307
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**7,66 (cm2)**

Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
16	2,01	15	13,40
			18,64

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT + SUPLE INT ϕ16 a 15 INT

5.2 Condición Estática (con napa)

Empuje Estático en Reposo

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σo =	Ko γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)	
Ko =	0,43			
γ_suelo =	1	ton/m3		
E_losa =	0,3	m		
H enterrado	2,7	m (en pared)	σo =	1,16 ton/m2

Eo =	1,57	ton
brazo =	0,90	m
Mvolc =	1,41	ton-m
Mu =	2,26	ton-m

Empuje Estático por Sobrecarga

Se considera una sobrecarga de uso eventual sobre terreno

σo =	Ko *SC (ton/m2)			
Ko =	0,43	ton/m2		
SC =	1	ton/m2	σ SC =	0,43 ton/m2
H enterrado	2,7	m (en pared)		

Eo =	1,16	ton
brazo =	1,35	m
Mvolc =	1,57	ton-m
Mu =	2,51	ton-m

Empuje de Napa

Se considera napa superficial, con la siguiente distribución de carga:

σ napa =	γ_agua * z (ton/m2)		z = profundidad (m)	
γ_agua =	1	ton/m3		
H napa =	2,7	m	σ napa =	2,70 ton/m2

Eagua =	3,65	ton
brazo =	0,90	m
Mvolc =	3,28	ton-m
Mu =	5,25	ton-m

Para esta condición se tiene:

Mu =	10,01	ton-m

Armadura empotramiento:

Mu =	10,01	(t*m)	rho calc=	0,00443
b =	100	(cm)		
d =	25	(cm)	rho-min=	0,0025
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00443
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**11,08 (cm2)**

Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
16	2,01	15	13,40
			18,64

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT + SUPLE INT ϕ16 a 15 INT

5.3 Condición de Sismo (sin napa)

Empuje Estático en Reposo

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σo =	Ko γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)	
Ko =	0,43			
γ_suelo =	2	ton/m3		
H enterrado	2,7	m (en pared)	σo =	2,32 ton/m2

Eo =	3,13	ton
brazo =	0,90	m
Mvolc =	2,82	ton-m
Mu =	4,51	ton-m

Empuje Sísmico Terreno

H muro	2,7	m
σ_sis =	**0,32**	**ton/m2**
Esis =	0,87	ton
Brazo =	1,35	m
Mvolc =	1,18	ton-m
Mu =	1,89	ton-m

Sismo Muro (por Peso propio muro)

H muro =	2,7	m
Espesor =	0,3	m
Peso =	2,025	ton/m
C =	0,18	

Qsismo =	0,3645	ton
Brazo =	1,35	m
Mvolc =	0,49	ton-m
Mu =	0,79	ton-m

Para esta condición se tiene:

Mu =	7,19	ton-m

Armadura empotramiento:

Mu =	7,19	(t*m)	rho calc=	0,00314	
b =	100	(cm)			
d =	25	(cm)	rho-min=	0,0025	
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00314	
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**7,85**	**(cm2)**

Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
16	2,01	15	13,40
			18,64

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT + SUPLE INT ϕ16 a 15 INT

5.4 Condición de Sismo (con napa)

Empuje Estático en Reposo

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σo =	Ko γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)		
Ko =	0,43				
γ_suelo =	1	ton/m3			
H enterrado	2,7	m (en pared)	σo =	1,16	ton/m2

Eo =	1,57	ton
brazo =	0,90	m
Mvolc =	1,41	ton-m
Mu =	2,26	ton-m

Empuje de Napa

Se considera napa superficial, con la siguiente distribución de carga:

σ napa =	γ_agua * z (ton/m2)		z = profundidad (m)		
γ_agua =	1	ton/m3			
H napa =	2,7	m	σ napa =	2,70	ton/m2

Eagua =	3,65	ton
brazo =	0,90	m
Mvolc =	3,28	ton-m
Mu =	5,25	ton-m

Empuje Sísmico Muro

H muro	2,7	m
σ_sis =	**0,32**	**ton/m2**
Esis =	0,87	ton
Brazo =	1,35	m
Mvolc =	1,18	ton-m
Mu =	1,89	ton-m

Sismo Muro (por Peso propio muro)

H muro =	2,7	m
Espesor =	0,3	m
Peso =	2,025	ton/m
C =	0,18	

Qsismo =	0,3645	ton
Brazo =	1,35	m
Mvolc =	0,49	ton-m
Mu =	0,79	ton-m

Para esta condición se tiene:

Mu =	10,18	ton-m

Armadura empotramiento:

Mu =	10,18	(t*m)	rho calc=	0,00451	
b =	100	(cm)			
d =	25	(cm)	rho-min=	0,0025	
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00451	
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**11,28**	**(cm2)**

Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
16	2,01	15	13,40
			18,64

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT + SUPLE INT ϕ16 a 15 INT

Armadura mínima en muros:

Cuantía = 0,0025

espesor = 30 cm
Ancho = 100 cm
As _min = 7,5 cm2 total

As _min = 3,75 cm2 por cara ===> Fe 10 a 20 vertical y horizontal (mínimo)

5.6 Verificación de agrietamiento

Se verifica el agrietamiento en la zona más solicitada que corresponde a la base de los muros

Datos de entrada:

M =	6,26	(tm)					
As =	18,64	(cm2)	Φ	**10 a 15**	**+**	**S16 a 15**	**EXTERIOR**
As' =	5,24	(cm2)	Φ	**10 a 15**	**+**		**INTERIOR**
b =	100	(cm)					
h =	30	(cm)					
d´ (recubr.) =	5	(cm)					
n =	10	(-)					
fc´ =	200	(kg/cm2)					
Fy =	4200	(kg/cm2)					

Resultados:

d =	25	(cm)			
rho =	0,00746				
rho´ =	0,00210				
k =	0,313				
c =	7,82	(cm)			
M =	9131	fc			
fc =	**68,5**	(kg/cm2)	**fc - adm =**	**0,45 fc´ =**	**90** **(kg/cm2)**
fs =	**1506,7**	(kg/cm2)	**fs - adm =**		**1500** **(kg/cm2)**
fs´ =	**247,0**	(kg/cm2)			

Agrietamiento

w = 0.076 x 1.2 x fs * (tb A)¨1/3 * 10¨6 (plg)

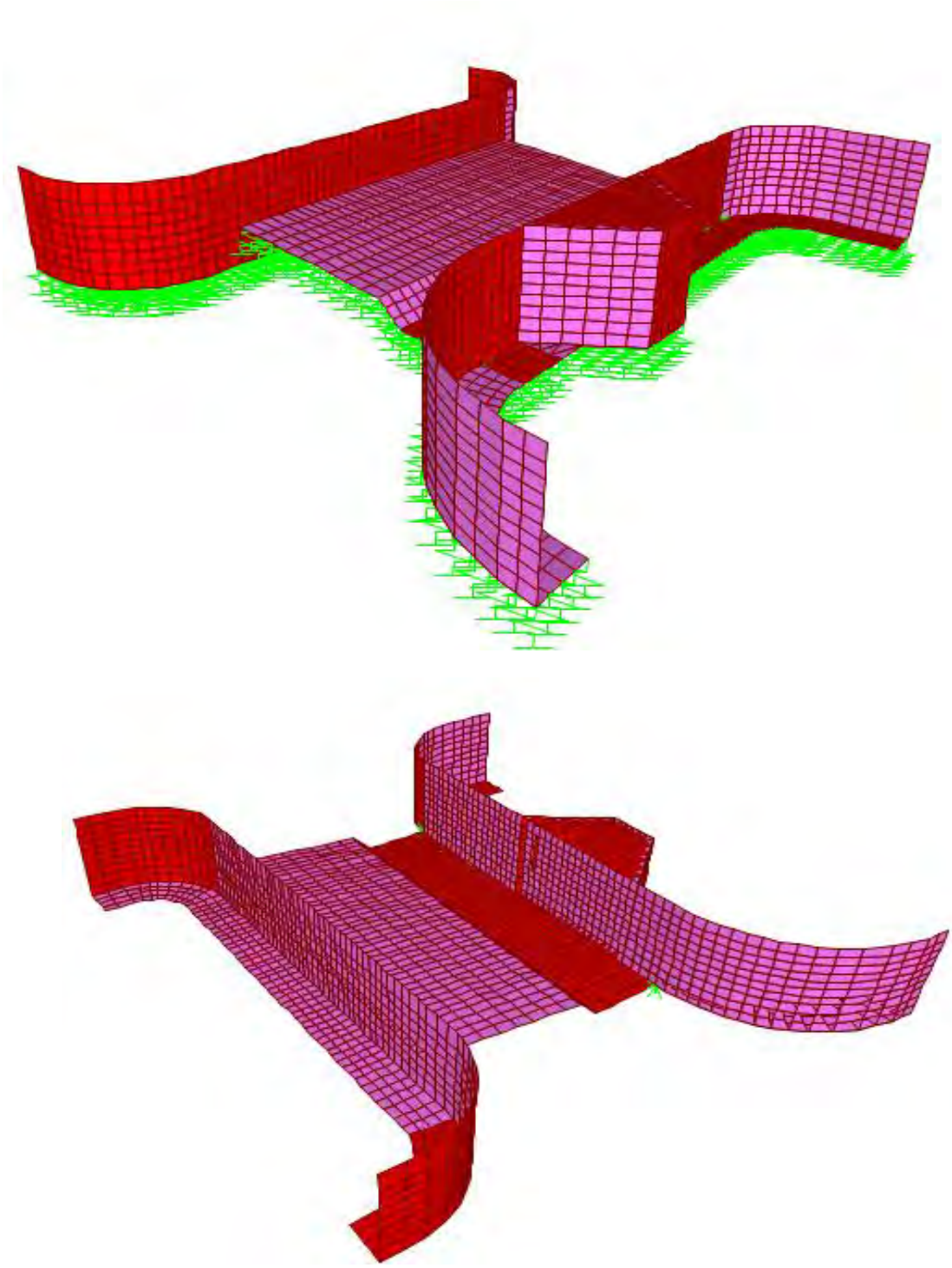
tb =	5	(cm) =	1,97	(plg)
separacion =	8	(cm)		
A =	80	(cm2) =	12,40	(plg 2)
w maximo =	0,00786	(plg) =	0,200	(mm)
w =	**0,0057**	(plg) =	**0,144**	(mm)

El espesor de fisura se encuentra dentro de lo admisible.

6 Análisis Estructural con Modelo 3D

Se presenta modelo de la estructura 3d, para evaluar comportamiento general

6.1 Geometría General

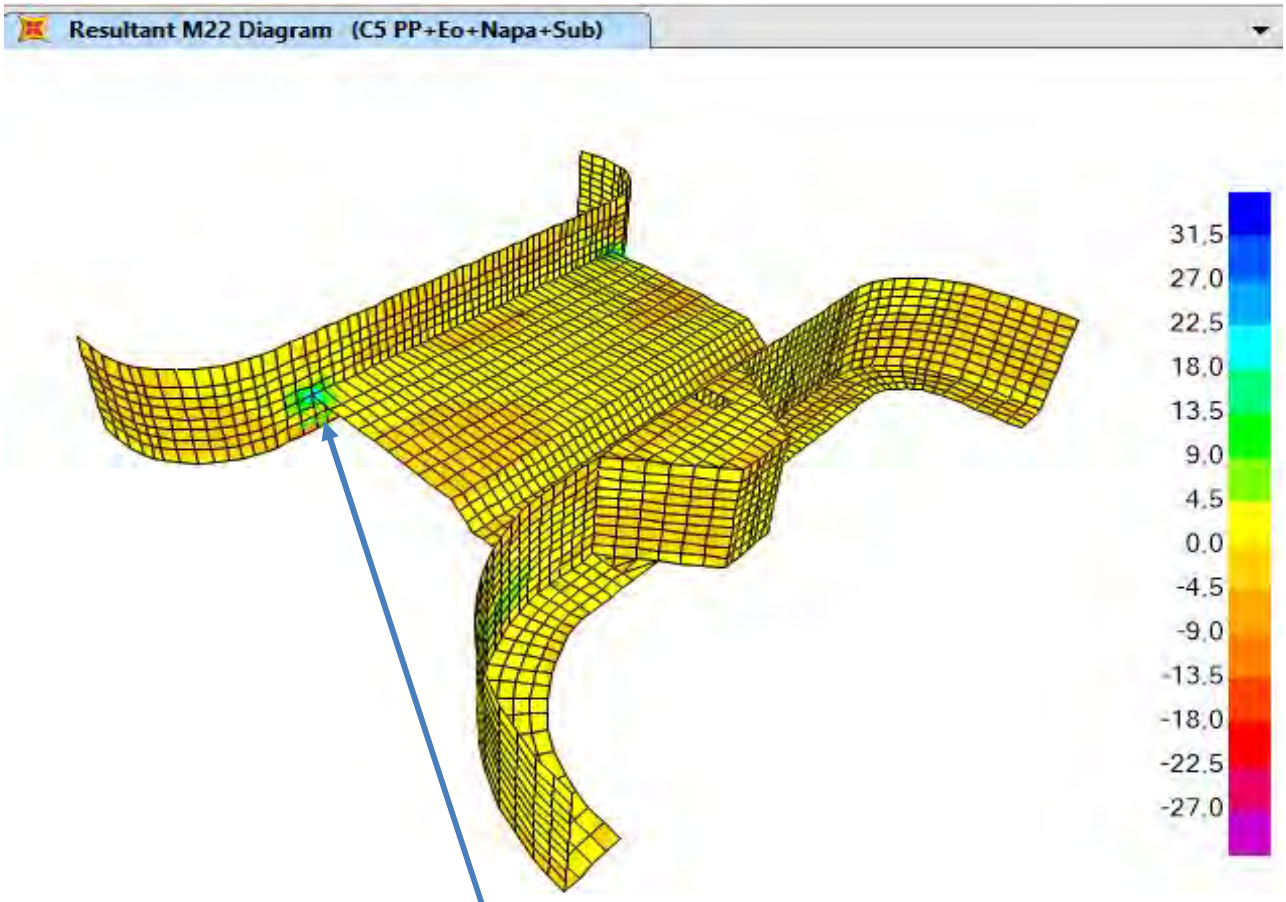


Se considera apoyo elástico bajo radier considerando kvertical = 15.000 ton/m3 equivalente a un suelo de compacidad mediana.

6.2 Diagrama de Momentos General

Momentos M22 (flexión vertical)

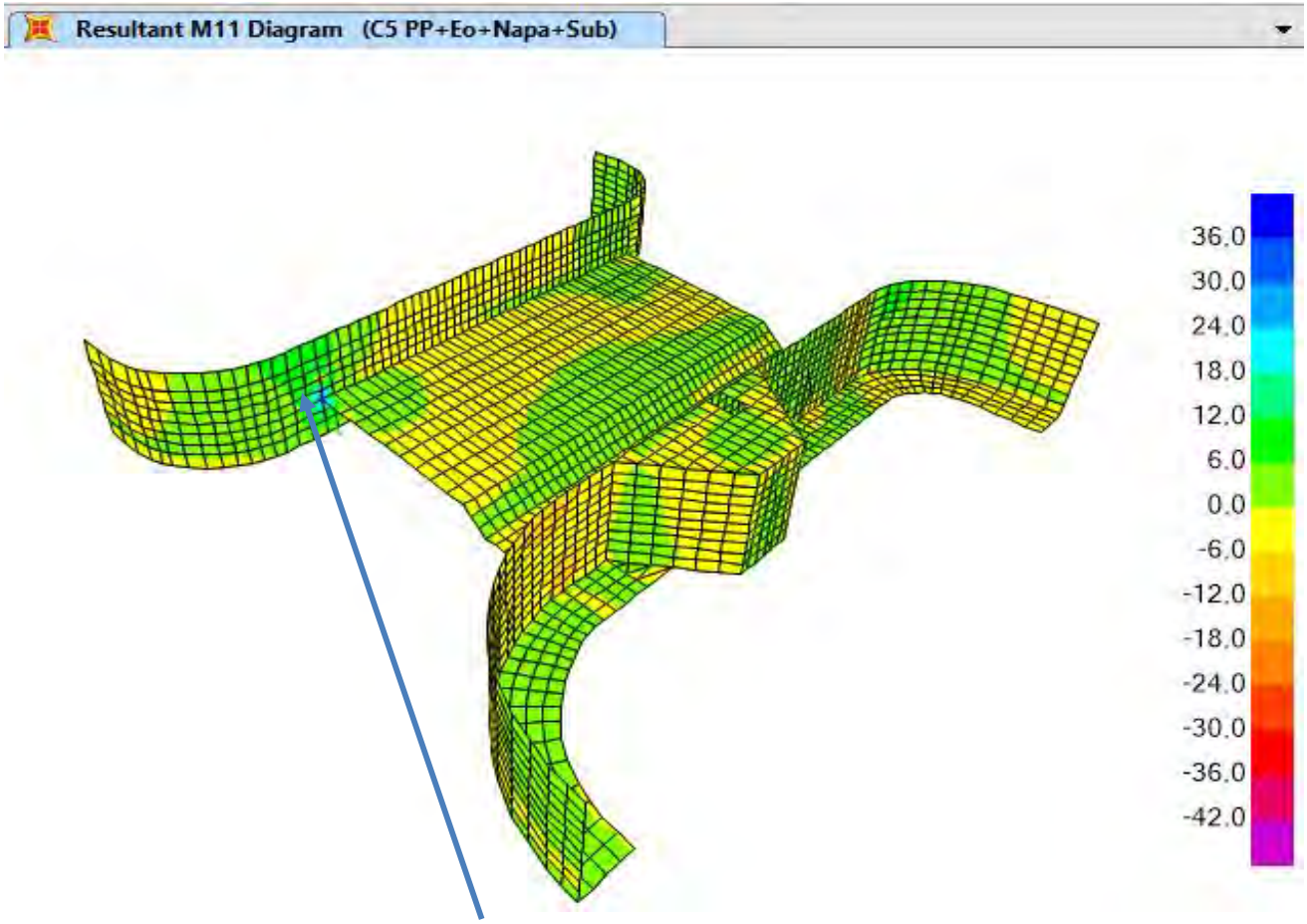
La figura muestra diagrama de momentos M22 (flexión vertical) para el caso de PP + Eo + Napa + Sub_presión



Los mayores esfuerzos de flexión vertical se presentan en ala de muro indicado, en el encuentro de muro y radier.

Los esfuerzos en la zona de cámara son bajos debido a la regidez de la estructura en dicho punto.

Momentos M11 (flexión horizontal)



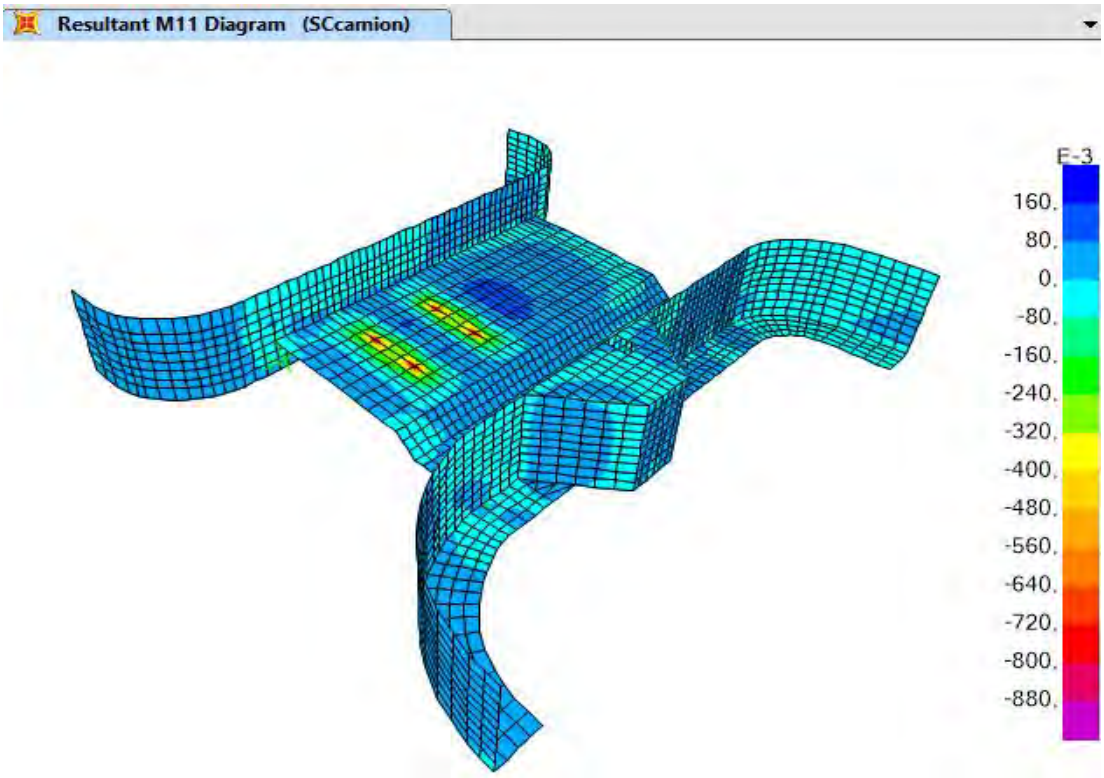
Los mayores esfuerzos horizontales se presentan en el ala indicada en el encuentro con radier.

Los esfuerzos en las alas son bajos debido a la rigidez de la base curva que actúa como un elemento que reduce la deformación horizontal de las alas.

En la zona de la cámara los esfuerzos son bajos debido a la rigidez de los muros.

6.3 Diseño de Radier

Se diseña radier para carga vehicular de 12 ton, repartidas en 4 cargas puntuales de 3 ton cada una.



Armadura Radier:

Mu =	1,00	(t*m)	rho calc=	0,00043
b =	100	(cm)		
d =	25	(cm)	rho-min=	0,0025
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00043
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**1,06 (cm2)**

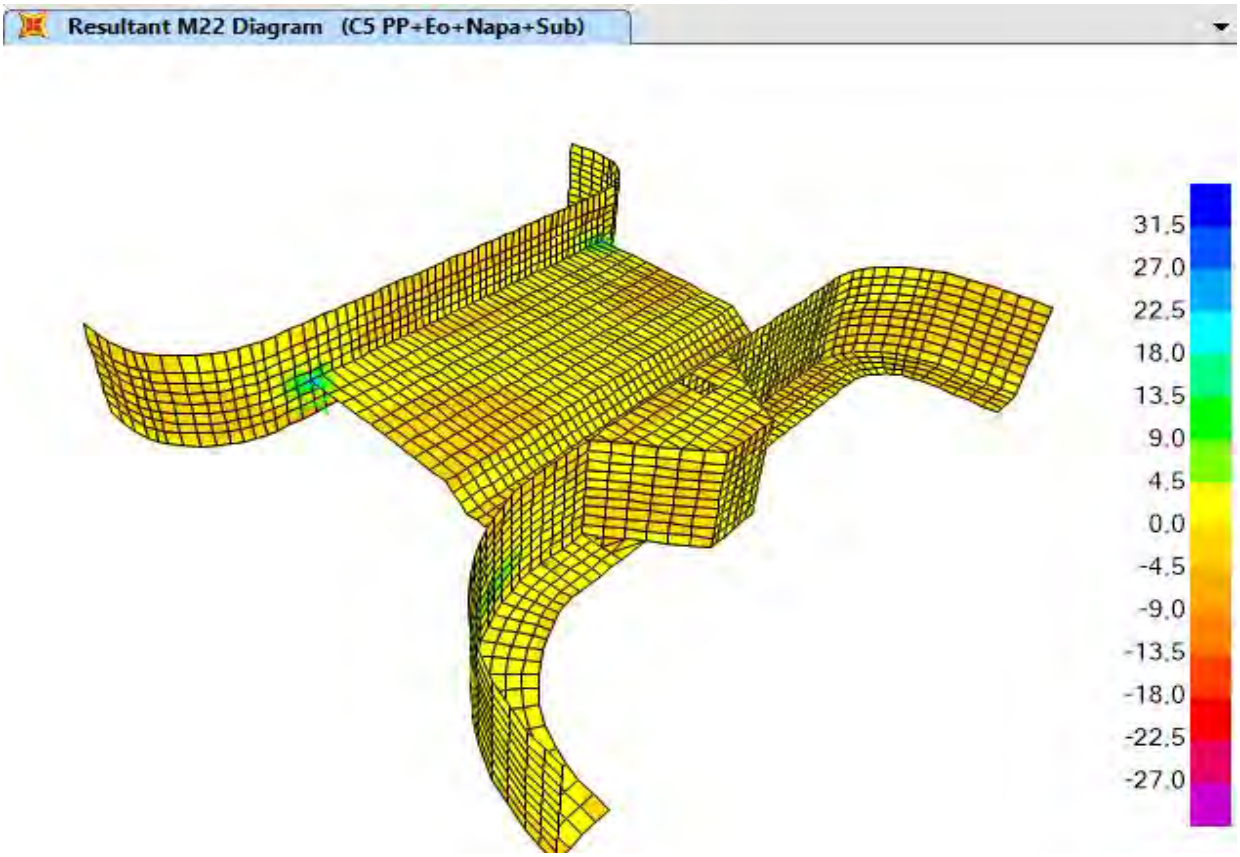
Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
			5,24

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT

Armadura mínima en radier:

Cuantía =	0,0025			
espesor =	30	cm		
Ancho =	100	cm		
As _min =	7,5	cm2 total		
As _min =	3,75	cm2 por cara	===>	Fe 10 a 15 superior e inferior

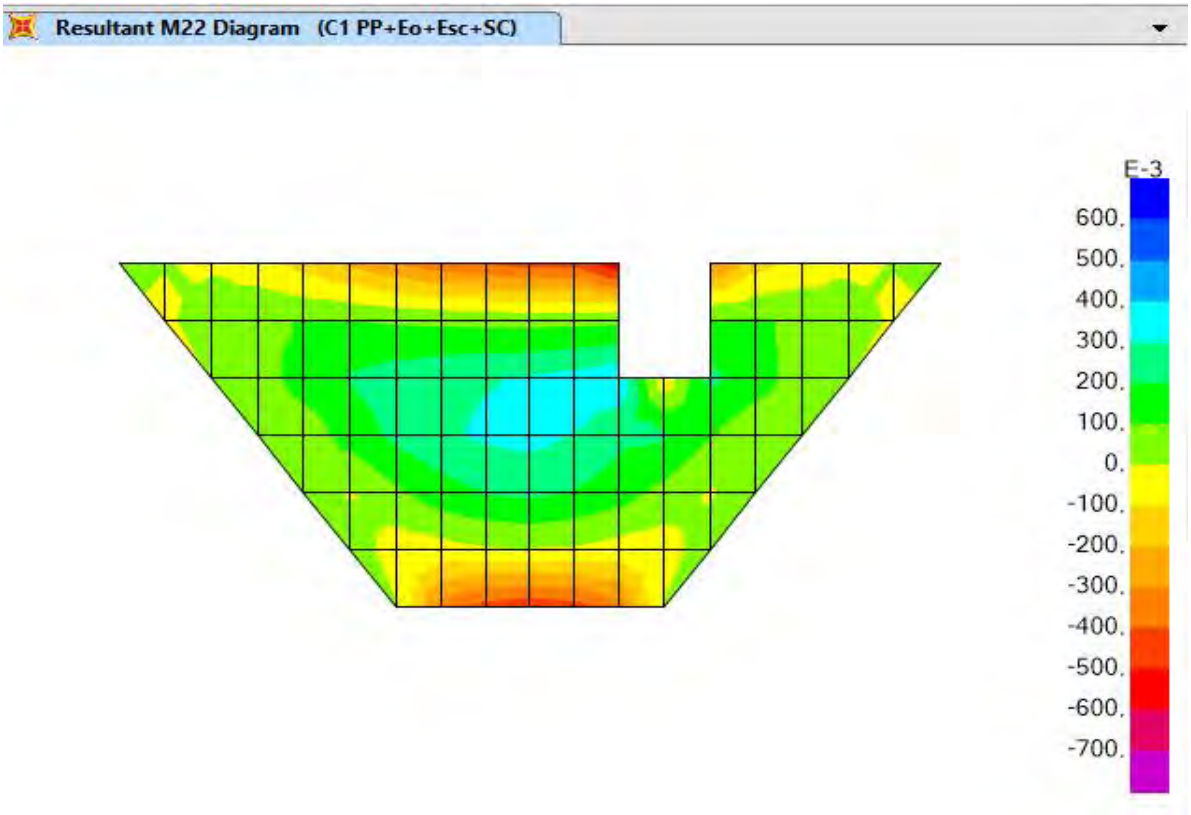
Para condición de Subpresión se tiene:



En esta condición los esfuerzos son menores, no controla el diseño.

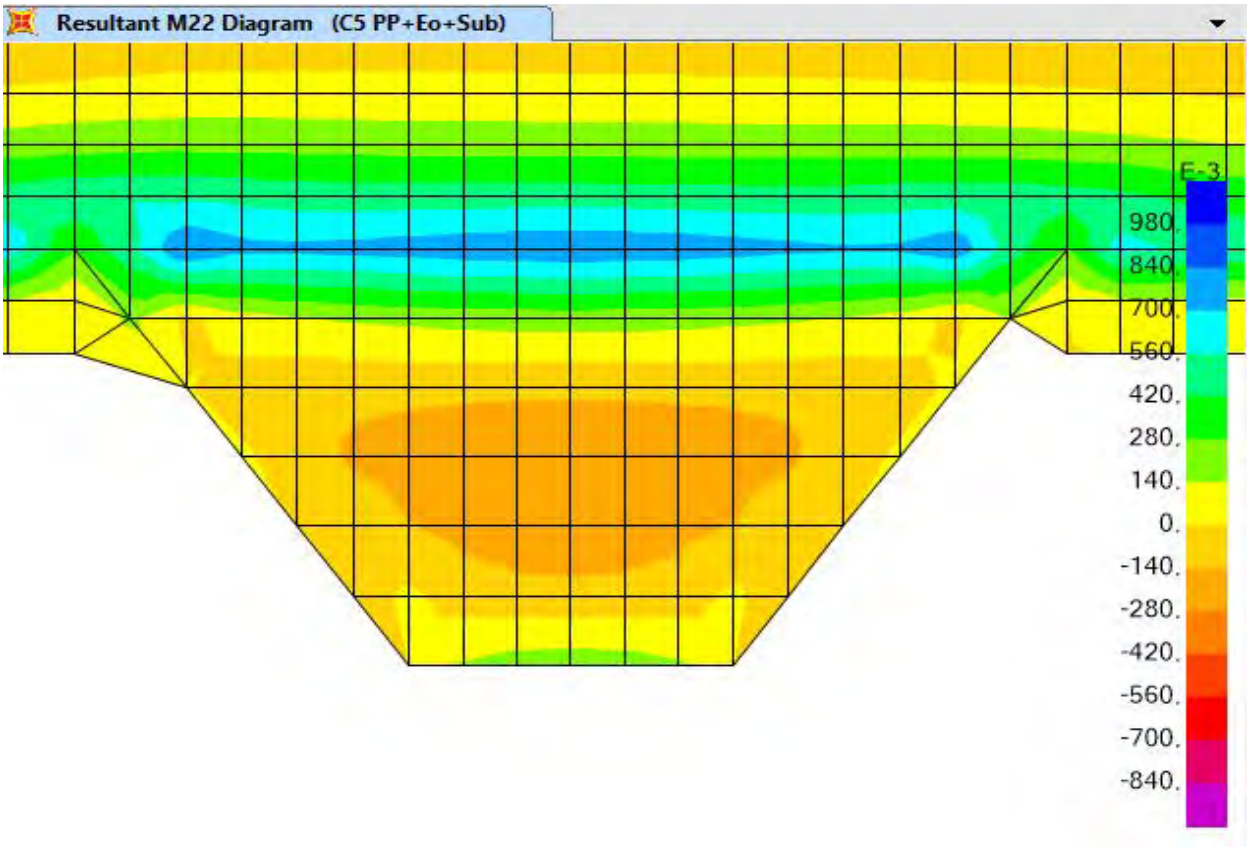
6.4 Diseño de Losa de Cámara

Se verifica la losa de cámara para sobrecarga de uso de 1 ton/m2 aplicada en la tapa
La siguiente figura muestra diagrama de momentos.



Los esfuerzos en losa e=20 cm son bajos ==> Disponer armadura mínima
Fe 10 a 15 superior = Inferior

6.5 Diseño de Losa de Fundación Cámara



Los esfuerzos en losa e=30 cm son bajos ==>

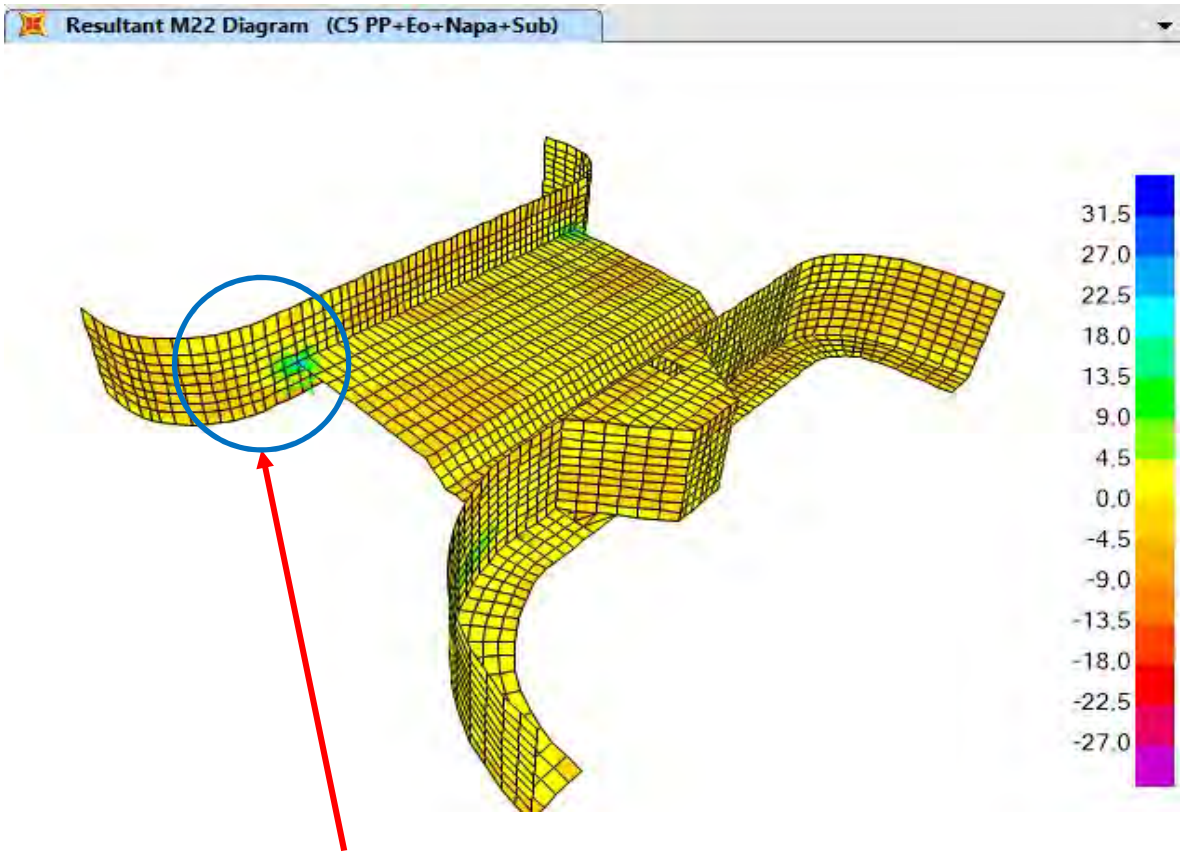
Disponer armadura mínima
Fe 10 a 15 superior = Inferior

6.6 Verificación de Ala h=2,60m Muro Poniente (espesor 30 cm)

Se presenta verificación de armadura de flexión en Ala de h=4 m de altura por ser el elemento más solicitado dentro de la estructura.

Se verifica para la condición de combinación C5: PP+Eo+Esc+Enapa

Diagrama de Momentos



Armadura Vertical Ala:

Mu =	15,00	(t*m)	rho calc=	0,00681	
b =	100	(cm)			
d =	25	(cm)	rho-min=	0,0025	
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00681	
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**17,02**	**(cm2)**

Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
16	2,01	15	13,40
			18,64

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT + SUPLE Fe 16 a 15 (INT)

Armadura Horizontal Ala:

Mu =	15,00	(t*m)	rho calc=	0,00681
b =	100	(cm)		
d =	25	(cm)	rho-min=	0,0025
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00681
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**17,02 (cm2)**

Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
16	2,01	15	13,40
			18,64

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT + SUPLE Fe 16 a 15 (INT)

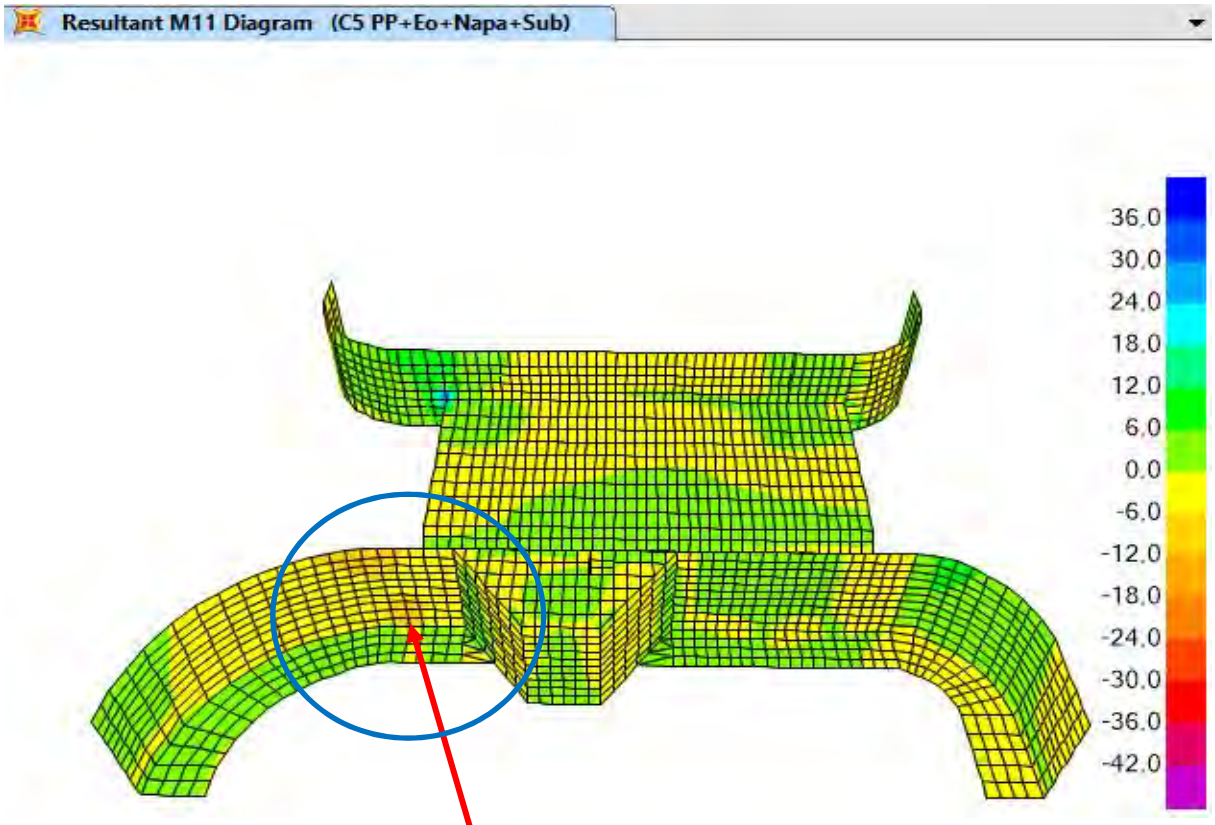
En el resto de la estructura considerar armadura Fe 10 a 15.

6.7 Verificación de Ala h=2,6m Muro Cámara (espesor 30 cm)

Se presenta verificación de armadura de flexión en Ala de h=3m de altura por ser el elemento más solicitado dentro de la estructura.

Se verifica para la condición de combinación C5: PP+Eo+Esc+Enapa

Diagram de Momentos



Armadura Vertical Ala:

Mu =	5,20	(t*m)	rho calc=	0,00225
b =	100	(cm)		
d =	25	(cm)	rho-min=	0,0025
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00225
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**5,63 (cm2)**

Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
16	2,01	15	13,40
			18,64

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT + SUPLE Fe 16 a 15 (INT)

Armadura Horizontal Ala:

Mu =	15,00	(t*m)	rho calc=	0,00335
b =	100	(cm)		
d =	35	(cm)	rho-min=	0,0025
Fy =	4200	(kg/cm^2)	rho dis =	0,00335
fc¨ =	250	(kg/cm^2)	**As =**	**11,73 (cm2)**

Diámetro [mm]	As [cm2/barra]	Separación [cm]	Area [cm2/m]
10	0,79	15	5,24
16	2,01	15	13,40
			18,64

==> Refuerzo ϕ 10 a 15 INT=EXT + SUPLE Fe 16 a 15 (INT)

En el resto de la estructura considerar armadura Fe 10 a 15.

6.10 Verificación de estabilidad

6.10.1 Verificación de Volcamiento y deslizamiento

Las fuerzas volcantes que actúan sobre la estructura corresponden a los empujes sobre los muros, los cuales por la disposición de las caras de los muros tienden a anularse.
No se considera volcamiento ni deslizamiento general de la estructura como un todo.

6.10.2 Verificación de Flotación

Se verifica flotación en zona central, consideran subpresión de 2 ton/m2
No se considera pero se pasarela

Peso Estructura

Item	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso (ton)
Losa Fundación	10	7	0,3	52,50
Muro Bajo	10	2,7	0,3	20,25
Muro Alto	10	2,7	0,3	20,25
Cámara				
Losa Superior	2,57	2	0,2	2,57
Losa Inferior	2,57	2	0,3	3,86
Muros	7,08	2,7	0,3	14,34
Alas Muro Bajo	4,32	2,7	0,3	8,75
	6,60	2,7	0,3	13,37
Alas Muro Alto	5,18	2,7	0,3	10,49
	3,87	2,7	0,3	7,84
			Suma (ton)	154,20

Peso de Relleno

Item	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso (ton)
Relleno Fund. Muro bajo	20,92	0,9	2,7	101,7
Relleno Fund. Muro alto	19,05	0,9	2,7	92,6
			Suma (ton)	194,3

Suma Peso vertical = 348,5 ton

Empuje vertical por Subpresión

Largo = 10 m
Ancho = 7 m
Presión = 1 ton/m2
Empuje = 70 ton

Factor de Seguridad = 4,98 > 1,2 Ok Cumple

PROYECTO
INGENIERIA DE DETALLES ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS DGA CUENCA RÍO COPIAPÓ

ESTACIÓN RÍO JORQUERA EN VERTEDERO

MEMORIA DE CÁLCULO MC-03
DISEÑO ESTRUCTURAL

MUROS DE GAVIONES

REV. 0
DICIEMBRE, 2017

CONTROL INTERNO

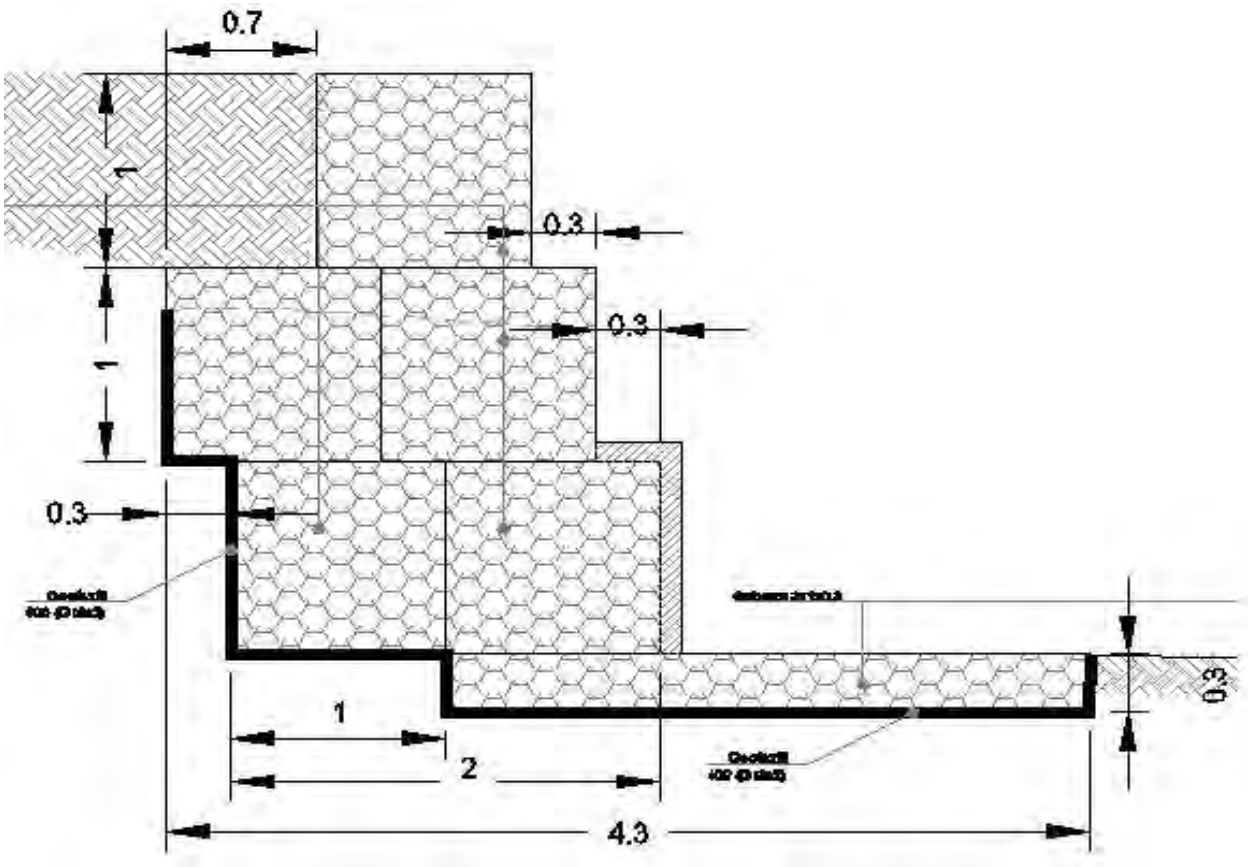
Revisión	Elaboró			Revisó			Aprobó			Observaciones
	Nombre	Fecha	Firma	Nombre	Fecha	Firma	Nombre	Fecha	Firma	
0	JGT	15-12-17		CSG	15-12-17		PKC	15-12-17		Entrega Final
CLIENTE: Dirección General de Aguas Atacama							CÓDIGO PROYECTO:			

Proyecto Ingeniería de Detalles Estaciones Fluviométricas
DGA Cuenca Río Copiapó - EF Río Jorquera en Vertedero
Diseño de Muros de Gaviones

1 Introducción

El presente documento corresponde a la memoria de cálculos de la estructura de muros de gaviones proyectados en la nueva EF Río Jorquera en Vertedero, ubicada en la cuenca del Río Copiapó. Se verifica para el muro más alto.

2 Geometría



3 Bases de Diseño

3.1 Materiales

Se consideran los siguientes materiales:

Gaviones
Malla Acma C139 o similar
Gavión sábana en base

3.2 Normas y Referencias

Se consideran las siguientes normas de diseño:

NCh 433Of. 2009	Diseño Sísmico de Edificios
DS. N° 61 de 2011	Decreto Supremo N° 61, modifica NCh 433
NCh 2369Of. 2003	Diseño Sísmico de Edificios Industriales
NCh 1537.Of.2010	Sobrecargas de Uso
NCh 3171.Of.2010	Combinaciones de Carga

Manual de gaviones Inchalam

3.3 Capacidad de Soporte Suelo

En atención al estudio de suelos efectuado en el lugar, se consideran las siguientes tensiones admisibles para el suelo, a nivel de sello de fundación:

Se consideran las siguientes tensiones de suelo:

σ_estático =	15	ton/m2
σ_sísmico =	20	ton/m2

4 Cargas

4.1 Peso Propio

Considera el peso propio de los elementos que forman la estructura

γ_agua =	1,0	ton/m3	
γ_hormigón =	2,5	ton/m3	
γ_gaviones =	1,84	ton/m3	Es variable depende del índice de huecos de las gravas

4.2 Peso Propio Gaviones

Se consideran 4 gaviones en la sección transversal típica del muro

Peso =	1,84	ton/m3
Cantidad =	4	
Peso =	7,36	ton/ml

4.3 Empuje Estático Activo (sin napa)

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σo =	Ko γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)	
Ka =	0,27	(phi = 35°)	Se consideran valores conservadores	
γ_suelo =	2	ton/m3	de empujes de terreno	
H enterrado	3	m	σo =	1,62 ton/m2

4.4 Empuje Estático Activo (con napa)

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σa =	Ka γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)	
Ka =	0,27			
γ_suelo =	1	ton/m3 (boyante)		
H enterrado	3	m	σa =	0,81 ton/m2

4.5 Empuje Estático por Sobrecarga

Se considera una sobrecarga de uso eventual sobre terreno adyacente de 1.000 kg/m2.

σ SC =	Ka *SC (ton/m2)			
Ka =	0,27	ton/m2		
SC =	1	ton/m2	σ SC =	0,27 ton/m2

4.6 Carga de Sismo

Se considera empuje sísmico de terreno, peso propio de estructura y sismo sobre el el terreno. Se consideran los siguientes parámetros de diseño sísmico:

Lugar:	Copiapó	
Zona sísmica :	2	Según NCh.2369 y NCh. 433
R =	3	asimilado para muros de gaviones
Factor de Importancia:	1	Estructuras normales
Tipo de Suelo:	Tipo IV	(estimación conservadora)
Amortiguamiento:	0,05	(conservador)

4.6.1 Empuje Sísmico Relleno

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σ_sis =	Ksis γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)
Ksis =	0,125	(phi = 35°)	Se consideran valores conservadores
γ_suelo =	2	ton/m3	del empuje sísmico.
H enterrado	3	m	σ_sis = 0,75 ton/m2

4.6.2 Empuje Sísmico de muro

Se considera empuje sísmico inercial en los muros de la estructura:

Q = C * I * W

W = Peso Sísmico

I = 1

C = Coeficiente sísmico

Se considera Tipo C según Tabla 5.7 de NCh 2369, para estructuras tipo muro, zona sísmica 2:

Tabla 5.7 - Valores máximos del coeficiente sísmico

R	$C_{máx.}$		
	$\xi = 0{,}02$	$\xi = 0{,}03$	$\xi = 0{,}05$
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

NOTA - Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.

De acuerdo a tabla:

C = 0,21 para zona sísmica 2

Wmuro = 7,36 ton por ml

Q = 1,55 ton por ml

4.6.3 Empuje de Napa (NO APLICA)

Se considera napa superficial, con la siguiente distribución de carga:

σ napa = γ_agua * z (ton/m2) z = profundidad (m)

γ_agua = 1 ton/m3

H napa = 3 m σ napa = 3,00 ton/m2

No se considera acumulación significativa de napa en el trasdós debido a la permeabilidad del muro de gaviones.

4.7 Fuerza de Roce Gavión - Suelo

Roce = μ * Wpeso

μ = 0,75 (valor estimado para gavión - zampeado de piedras)

4.8 Fuerza de Roce Gavión - Suelo (en trasdós)

Se considera componente vertical por roce entre gavión y suelo de relleno muro.

δ = 0 ° (se recomienda δ = 0,9 ϕ)

5 Análisis de Estabilidad

Se evalúa el momento volcante en la base del muro de gaviones y se compara con el momento resistente. Se evalúa como una estructura monolítica.

5.1 Condición Estática (SC eventual)

Empuje Estático Activo

Se considera empuje en activo para toda parte enterrada. El relleno del trasdós del muro se considera con las siguientes características:

σa =	Ka γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)		
Ka =	0,27				
γ_suelo =	2	ton/m3			
H enterrado	3	m (en pared)	σa =	1,62	ton/m2
Ea =	2,43	ton			
Ea hor =	2,43	ton	Ea ver =	0,00	ton
Brazo Z =	1,00	m	Brazo X =	1,3	m
Mvolc =	2,43	ton-m			

Empuje Estático por Sobrecarga

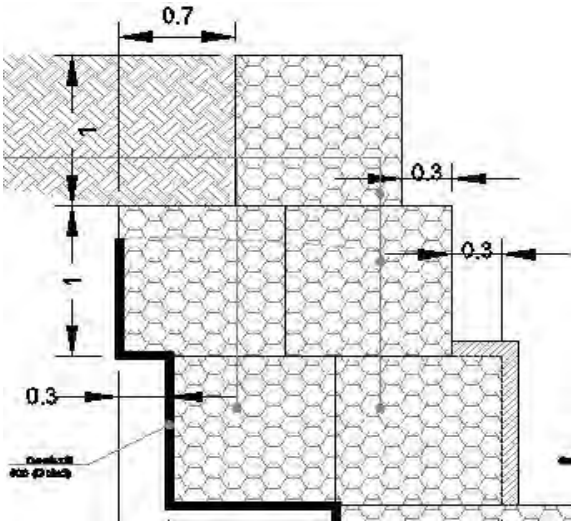
Se considera una sobrecarga eventual sobre terreno

σ sc =	Ka *SC (ton/m2)				
Ka =	0,27	ton/m2			
SC =	1	ton/m2	σ sc =	0,27	ton/m2
H enterrado	3	m (en pared)			
E_sc =	0,81	ton			
E_sc hor=	0,81	ton	E_sc ver=	0,00	ton
Brazo Z =	1,50	m	Brazo X =	1,3	m
Mvolc =	1,22	ton-m			

Para esta condición se tiene:

Mvolc =	**3,65**	**ton-m**
Empuje =	**3,24**	**ton**

Momento Resistente



Nivel	Cantidad	Peso Unit (ton)	Peso Total (ton)	Brazo X (m)	Mresist (ton-m)
Nivel 1	2	1,84	3,68	1	3,68
Nivel 2	2	1,84	3,68	1,3	4,78
Nivel 3	1	1,84	1,84	1,1	2,02
Nivel 4	0	1,84	0	1,4	0,00
Nivel 5	0	1,84	0	1,7	0,00
Relleno	1	1,540	1,54	1,95	3,00
Es vert	No se considera conservadoramente				
		Peso (ton) =	10,74	M resist (tm)	13,49

Factor de Seguridad al Volcamiento

Mvolcante =	3,65	ton-m
Mresist =	13,49	ton-m

FS Volcamiento =	**3,70 > 1,5**	**Ok Cumple**

Factor de Seguridad al Deslizamiento

Empuje =	3,24	ton
Roce =	8,06	ton

FS Deslizamiento =	**2,49 > 1,5**	**Ok Cumple**

5.2 Condición Estática (uso normal)

Empuje Estático Activo

Se considera empuje activo para toda parte enterrada. El relleno del trasdpós del muro se considera con las siguientes características:

σa =	Ka γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)	
Ka =	0,27			
γ_suelo =	2	ton/m3		
H enterrado	3	m (en pared)	σa =	1,62 ton/m2
Ea =	2,43	ton		
Ea hor =	2,43	ton	Ea vert =	0,00 ton
Brazo Z =	1,00	m	Brazo X =	1,3 m
Mvolc =	2,43	ton-m		

Empuje Estático por Sobrecarga (50%)

Se considera una sobrecarga de uso normal sobre terreno

σ sc =	Ka *SC (ton/m2)			
Ka =	0,27	ton/m2		
SC =	0,5	ton/m2	σ sc =	0,14 ton/m2
H enterrado	3	m		
Esc =	0,41	ton		
Esc hor=	0,41	ton	Esc ver =	0,00 ton
brazo =	1,50	m		
Mvolc =	0,61	ton-m		

Para esta condición se tiene:

Mvolcante=	3,04 ton-m
Empuje =	**2,84 ton**

Factor de Seguridad al Volcamiento

Mvolcante =	3,04	ton-m
Mresist =	13,49	ton-m

FS Volcamiento =	**4,44**	**> 1,5**	**Ok Cumple**

Factor de Seguridad al Deslizamiento

Empuje =	2,84	ton
Roce =	8,06	ton

FS Deslizamiento =	**2,84**	**> 1,5**	**Ok Cumple**

5.3 Condición de Sismo

Empuje Estático Activo

Se considera empuje en activo para toda parte enterrada. El relleno del trasdós del muro se considera con las siguientes características:

σa =	Ka γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)		
Ka =	0,27				
γ_suelo =	2	ton/m3			
H enterrado	3	m (en pared)	σa =	1,62	ton/m2
Ea =	2,43	ton			
Ea hor =	2,43	ton	Ea ver =	0,00	ton
Brazo Z =	1,00	m	Brazo X =	1,3	m
Mvolc =	2,43	ton-m			

Empuje Sísmico Relleno

Se considera empuje en reposo para toda parte enterrada. El relleno lateral se considera con las siguientes características:

σ_sis =	Ksis γ_suelo * z (ton/m2)		z = profundidad (m)		
Ksis =	0,125	(phi = 35°)	Se consideran valores conservadores		
γ_suelo =	2	ton/m3	de empujes de terreno		
H enterrado	3	m	σ_sis =	0,75	ton/m2
E_sis =	1,13	ton			
E_sis hor =	1,13	ton	E_sis hor =	0,00	ton
Brazo Z =	2,00	m	Brazo X =	1,3	m
Mvolc =	2,25	ton-m			

Sismo Muro (por Peso propio muro)

H muro =	3	m
Peso =	7,36	ton/m
C =	0,21	
Qsismo =	1,55	ton

Nivel	Cantidad	Peso Unit (ton)	Peso Total (ton)	Brazo Z (m)	W*Z (ton-m)
Nivel 1	2	1,84	3,68	0,5	1,84
Nivel 2	2	1,84	3,68	1,5	5,52
Nivel 3	1	1,84	1,84	2,50	4,60
Nivel 4	0	1,84	0	0	0,00
Nivel 5	0	1,84	0	0	0,00
Relleno	1	1,540	1,54	2,5	3,85
		Peso (ton) =	10,74	Suma (tm)	15,81

Z centroide 1,47 m

Brazo =	1,47	m
Mvolc =	2,28	ton-m

Para esta condición se tiene:

Mu =	6,96	ton-m
Empuje =	**5,10**	**ton**

Factor de Seguridad al Volcamiento

Mvolcante =	6,96	ton-m
Mresist =	13,49	ton-m

FS Volcamiento =	**1,94 > 1,2**	**Ok Cumple**

Factor de Seguridad al Deslizamiento

Empuje =	5,10	ton
Roce =	8,06	ton

FS Deslizamiento =	**1,58 > 1,1**	**Ok Cumple**

5.4 Verificación de Tensiones en Suelo

5.4.1 Caso Estático

Mresistente		13,49	t-m		
Mvolcante		3,65	t-m		
N =		10,74	t		
x =	$\frac{Mres - Mvolc}{N}$ =			0,92	m
L = Ancho en la base =		2	m		
e =	L/2 - x =	0,08	m		
L/6 =		0,3	m		
B =		1	m		
rho-max =	N / B L * (1 + 6 e / L) =			**6,7 ton/m2**	**OK CUMPLE**
rho-min=	N / B L * (1 - 6 e / L) =			**4,0 ton/m2**	

5.4.2 Caso Sísmico

Mresistente		13,49	t-m		
Mvolcante		6,96	t-m		
N =		10,74	t		
x =	$\frac{Mres - Mvolc}{N}$ =			0,61	m
L = Ancho en la base =		2	m		
e =	L/2 - x =	0,39	m		
L/6 =		0,3	m		
B =		1	m		
d =	3 * x =	1,83	m		**91 % de Base Cargada**
rho-max =	2*N / d * B =	**11,8**	**ton/m2**	**OK CUMPLE**	
rho-min=		**0,0**	**ton/m2**		

DISPONER GAVIÓN SÁBANA PARA REPARTICIÓN DE CARGAS EN LA BASE

6 Conclusiones

De acuerdo a los resultados presentados, la estructura presenta estabilidad en las condiciones de diseño más exigentes.

No se ha considerado empuje pasivo ante la eventualidad de socavación del pie del muro.

No se ha considerado roce gavión-suelo trasdós, lo cual es conservador.