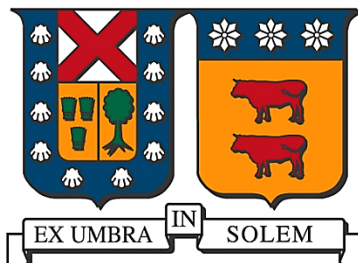


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

SANTIAGO – CHILE



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE MODELOS HIDRÁULICOS 1D Y 2D
EN HEC-RAS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE CUNCUMÉN, IV
REGIÓN**

ESTEBAN HERNÁN RIVEROS OGAZ

Memoria para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Profesor Guía:

ALVARO OSSANDON

Profesor Correferente:



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): Memoria o trabajo de título Tesis de Postgrado

Título del trabajo: "Análisis comparativo de modelos hidráulicos 1D y 2D en HEC-RAS para el diseño del puente Cuncumén, IV región"

Nombre del candidato(a): Esteban Hernán Riveros Ogaz

Carrera / Grado: Ingeniero Civil

Campus: San Joaquín Departamento: Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Álvaro Humberto Ossandón Álvarez, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.


El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por (marcar una opción):

6 meses 12 meses 2 años 3 años 5 años 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 14/10/2026 Firma: 

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 07/01/2026 Firma: 

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

AGRADECIMIENTOS

Terminar esta memoria significa también cerrar una etapa que me exigió constancia, paciencia y mucha disciplina. Por eso, estas líneas son para agradecer a quienes hicieron posible que este ciclo termine con sentido.

A mi Profesor Guía, Álvaro, gracias por acompañar este proceso con seriedad y compromiso, por exigir cuando fue necesario y por entregar orientación técnica y humana en cada etapa.

Agradezco a mis amigos, en particular a Raimundo, Ricardo y Rolando, por el apoyo, las conversaciones y el acompañamiento durante este proceso, que hicieron más llevadero el trabajo y mantuvieron la motivación en los momentos de mayor exigencia. De igual forma, agradezco a mi pareja, Yulisa, por estar, por escuchar y por impulsarme cuando me faltaba la energía y la motivación.

De manera especial, agradezco a Axioma Ingenieros Consultores por facilitar información, antecedentes e instancias de apoyo necesarias para la elaboración del estudio.

Finalmente, agradezco profundamente a mi familia, en particular a mi madre, Ana María, por su respaldo constante, paciencia y confianza a lo largo de esta etapa; por ese apoyo silencioso pero firme, y por creer en mí incluso cuando yo estaba cansado o dudaba. Este logro también es de ustedes.

Con este trabajo cierro un ciclo importante de formación, con la convicción de seguir aprendiendo y aportando desde el ámbito profesional y académico, y sobre todo, siendo un aporte a la sociedad en mi rol de Ingeniero Civil y la responsabilidad que ello conlleva. Con gratitud, termino este ciclo y comienzo el siguiente con más claridad y propósito.

Santiago de Chile, diciembre de 2025

RESUMEN

El diseño hidráulico de puentes es un aspecto fundamental para garantizar su seguridad y resiliencia frente a crecidas extremas, considerando que estas estructuras son vitales para la conectividad vial y el desarrollo económico de las comunidades. En Chile, los modelos unidimensionales han sido tradicionalmente la herramienta principal para este tipo de estudios, aunque presentan limitaciones para representar interacciones complejas del flujo. En este contexto, el presente trabajo aborda la comparación entre modelos hidráulicos unidimensionales (1D) y bidimensionales (2D) aplicados al Puente Cuncumén, en la Región de Coquimbo, con el objetivo de evaluar sus diferencias, alcances y aplicabilidad en el diseño de infraestructura vial. El estudio se realizó bajo un régimen permanente y lecho fijo, considerando caudales de diseño y verificación asociados a períodos de retorno de 100 y 150 años, respectivamente. Para ello, se implementaron modelos 1D y 2D en el software HEC-RAS, complementados con un análisis de sensibilidad respecto a parámetros clave como caudal y coeficiente de Manning.

Los resultados demostraron que el modelo 2D entregó niveles máximos de agua más altos en la zona del puente, mayores extensiones de inundación y una representación más detallada del campo de velocidades. Esto permitió identificar zonas de recirculación cercanas a los estribos y anticipar riesgos de socavación. Sin embargo, se encontró que el modelo 2D requiere información de entrada más compleja, mayor costo computacional y tiempos prolongados de calibración. En contraste, el modelo 1D entregó velocidades consistentemente mayores en la zona del puente, debido a las simplificaciones en el cálculo de la velocidad, lo que tiende a sobreestimarla frente al 2D. Este modelo se implementó de forma rápida, con menores requerimientos de información, y mostró mayor estabilidad, aunque con una precisión espacial más limitada. Cabe destacar que, para el caso de puentes de un solo tramo y cauces con planicies de inundación poco significativas, como es el caso en estudio, el modelo 1D entrega resultados bastante consistentes con el 2D, lo que refuerza su utilidad en etapas preliminares de análisis.

Se concluye que, si bien los modelos 1D continúan siendo una herramienta válida y eficiente para cauces simples y estudios preliminares, los modelos 2D ofrecen ventajas significativas no solo para el diseño de puentes más seguros y resilientes, sino también para una comprensión más detallada de la dinámica del flujo.

Palabras clave: modelación hidráulica, HEC-RAS, modelo 1D, modelo 2D, diseño de puentes, nivel máximo de agua, velocidad, planicie de inundación.

ABSTRACT

The hydraulic design of bridges is essential to ensure their safety and resilience against extreme floods, considering that these structures are vital for road connectivity and economic development of communities. In Chile, one-dimensional models have traditionally been the main tool for this type of study, although they present limitations in representing complex flow interactions. In this context, the present work compares one-dimensional (1D) and two-dimensional (2D) hydraulic models applied to the Cuncumén Bridge, located in the Coquimbo Region, with the objective of evaluating their differences, scope, and applicability in the design of road infrastructure.

The study was carried out under steady flow and fixed-bed conditions, considering design and verification discharges associated with return periods of 100 and 150 years, respectively. Both 1D and 2D models were implemented using HEC-RAS software, complemented by a sensitivity analysis with respect to key parameters such as discharge and Manning's coefficient.

The results showed that the 2D model predicted higher maximum water levels at the bridge, larger floodplain extensions, and a more detailed representation of velocity fields. This allowed the identification of recirculation zones near the abutments and the anticipation of potential scour risks. However, the 2D model was found to require more complex input data, higher computational cost, and longer calibration times. In contrast, the 1D model consistently produced higher velocities at the bridge section, due to simplifications in the velocity calculation that tend to overestimate magnitudes compared to the 2D model. The 1D approach was implemented faster, with lower data requirements, and showed greater stability, although with more limited spatial accuracy. It is noteworthy that, for single-span bridges and channels with limited floodplains, such as the case studied, the 1D model provided results fairly consistent with the 2D model, reinforcing its usefulness in preliminary analyses.

It is concluded that while 1D models remain a valid and efficient tool for simple channels and preliminary studies, 2D models offer significant advantages not only for designing safer and more resilient bridges, but also for achieving a more detailed understanding of flow dynamics.

Keywords: hydraulic modeling, HEC-RAS, 1D model, 2D model, bridge design, maximum water level, velocity, floodplain.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	2
RESUMEN	3
ABSTRACT	4
ÍNDICE GENERAL.....	5
ÍNDICE DE FIGURAS	9
INDICE DE TABLAS	14
1 INTRODUCCIÓN.....	16
1.1 INTRODUCCION GENERAL	16
1.2 OBJETIVOS	17
1.3 ESTRUCTURA.....	18
2 MARCO TEORICO.....	19
2.1 FUNDAMENTOS TEORICOS.....	19
2.1.1 HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS	19
2.1.1.1 Factores que influyen en el flujo en canales abiertos	19
2.1.1.2 Clasificación del flujo	20
2.1.1.3 Tipos de regímenes de flujo en canales abiertos.....	20
2.1.2 MODELOS HIDRAULICOS EN RIOS	21
2.1.2.1 Modelos 1D	21
2.1.2.2 Modelos 2D	22
2.1.3 ECUACIONES FUNDAMENTALES	22
2.1.3.1 Formulación 1D (Saint-Venant 1D, SWE 1D).....	23
2.1.3.2 Formulación 2D (Saint-Venant 2D, SWE 2D).....	25
2.1.4 IMPLEMENTACIÓN DE MODELOS CON HEC-RAS	26
2.1.4.1 Modelación 1D.....	26
2.1.4.1.a Geometría en Secciones	26
2.1.4.1.b Métodos Numéricos	27
2.1.4.1.c Representación de Puentes.....	27
2.1.4.1.d Salidas Principales del Modelo	27
2.1.4.2 Modelación 2D.....	28
2.1.4.2.a Malla Computacional	28
2.1.4.2.b Método de Volúmenes Finitos.....	28
2.1.4.2.c Representación de Puentes.....	29
2.1.4.2.d Salidas Principales del Modelo	29
3 DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO.....	30
3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL.....	30
3.2 CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA.....	31
3.3 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y SU ENTORNO	32

3.3.1	CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE	32
3.3.2	TOPOGRAFIA	35
3.3.3	CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE	37
4	METODOLOGIA.....	39
4.1	ENFOQUE GENERAL DE LA METODOLOGIA	39
4.2	CONFIGURACIÓN DE MODELOS	39
4.2.1	MODELO 1D	39
4.2.1.1	Geometría del modelo	39
4.2.1.2	Parámetros Hidráulicos	41
4.2.1.2.a	Coefficiente de Rugosidad	41
4.2.1.2.b	Coefficientes de Contracción/Expansión.....	41
4.2.1.3	Condiciones de Borde.....	42
4.2.1.4	Ingreso de Puente	42
4.2.2	MODELO 2D	44
4.2.2.1	Geometría del modelo	44
4.2.2.2	Coefficientes de Rugosidad y Otros Parámetros Hidráulicos.....	47
4.2.2.3	Condiciones de Borde.....	47
4.2.2.4	Ingreso de Puente	47
4.3	PROCESO DE SIMULACIÓN	48
4.3.1	MODELO 1D	48
4.3.2	MODELO 2D	49
4.4	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	50
4.5	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MODELOS.....	51
4.5.1	VARIABLES DE COMPARACIÓN	51
4.5.2	MÉTRICAS DE EVALUACIÓN	51
5	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	53
5.1	MODELO 1D	53
5.1.1	VALIDACIÓN MODELO 1D	53
5.1.1.1	Verificación de Independencia hidráulica entre ríos	53
5.1.1.2	Análisis de Sensibilidad.....	54
5.1.1.2.a	Variación de Caudales	54
5.1.1.2.b	Variación de Coeficiente de Rugosidad.....	55
5.1.2	RESULTADOS MODELO 1D	55

5.1.2.1	NIVELES DE AGUAS MÁXIMOS.....	55
5.1.2.2	PLANICIES DE INUNDACIÓN	59
5.1.2.3	VELOCIDADES DEL FLUJO	62
5.2	MODELO 2D	67
5.2.1	VALIDACIÓN MODELO 2D	67
5.2.1.1	Verificación del Régimen Estacionario.....	67
5.2.1.2	Verificación de la Estabilidad Numérica.....	68
5.2.1.3	Validación del régimen permanente	69
5.2.1.4	Verificación de Independencia hidráulica entre ríos	70
5.2.1.5	Análisis de Sensibilidad.....	70
5.2.1.5.a	Variación de Caudales	71
5.2.1.5.b	Variación de Coeficiente de Rugosidad.....	71
5.2.1.5.c	Variación de Superficie.....	72
5.2.2	RESULTADOS MODELO 2D	74
5.2.2.1	NIVELES DE AGUAS MAXIMOS.....	74
5.2.2.2	PLANICIES DE INUNDACIÓN	79
5.2.2.3	VELOCIDADES DEL FLUJO	82
5.3	DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	87
5.3.1	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MODELOS.....	87
5.3.1.1	NIVELES DE AGUAS MAXIMOS.....	87
5.3.1.2	PLANICIES DE INUNDACION	92
5.3.1.3	VELOCIDADES DE FLUJO	94
5.3.2	IMPLICANCIAS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE	98
5.3.3	LIMITACIONES DEL ESTUDIO	99
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
7	BIBLIOGRAFÍA	103
8	ANEXOS	105
8.1	HIDROLOGIA	105
8.1.1	Parámetros de la Cuenca	105
8.1.2	Estadística Fluviométrica.....	107
8.1.3	Estadística Pluviométrica.....	117
8.1.4	Análisis de Datos Dudosos.....	124
8.1.5	A. de Frecuencia y Test de Bondad de Ajuste	127

8.1.5.1	E. Pluviométricas.....	127
8.1.5.2	E. Fluviométricas - Pluvial.....	136
8.1.5.3	E. Fluviométricas - Nival	142
8.1.6	Métodos Precipitación Escorrentía	148
8.1.7	Transposición de Caudales	152
8.1.8	Resumen Caudales M. Directo e Indirecto	154
8.2	VALIDACIÓN MODELO 1D.....	155
8.2.1	Verificación de independencia hidráulica entre ríos	155
8.2.2	Análisis de Sensibilidad	160
8.2.2.1	Variación de Caudales	160
8.2.2.2	Variación de Coeficiente de Rugosidad	168
8.3	VALIDACIÓN MODELO 2D.....	176
8.3.1	Verificación del Régimen Estacionario.....	176
8.3.2	Verificación de la Estabilidad Numérica	178
8.3.3	Verificación de la Independencia hidráulica entre Ríos.....	179
8.3.4	Validación del régimen permanente.....	184
8.3.5	Análisis de Sensibilidad	189
8.3.5.1	Variación de Caudales	189
8.3.5.2	Variación de Coeficiente de Rugosidad	196
8.3.5.3	Variación de Superficie.....	203

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3-1: (a) Zona de estudio y ubicación del Puente Cuncumén. (b) Curva estacional de precipitaciones máximas en 24 horas para las estaciones Cuncumén y La Tranquilla.	31
Figura 3-2: Vista desde Puente Cuncumén Aguas Arriba (Izquierda) y Aguas Abajo (Derecha)	33
Figura 3-3: Curva Granulométrica de una de la muestra obtenida en las cercanías del puente	33
Figura 3-4: Vista área del río Cuncumén y la zona de estudio.....	34
Figura 3-5: Ortofoto del río Cuncumén y la zona de estudio	34
Figura 3-6: Plano de ubicación, correspondiente al sector del levantamiento topográfico en base a perfiles de cauce	36
Figura 3-7: Ejemplo de Modelo de elevación digital en base al levantamiento topográfico en la zona de estudio.....	36
Figura 3-8: Fotografía del acceso poniente al Puente Cuncumén	37
Figura 3-9: Vista aérea del Puente Cuncumén	38
Figura 3-10: Características Geométricas del Puente Cuncumén	38
Figura 4-1: Perfiles transversales de cauce en HEC-RAS, vista en planta.....	40
Figura 4-2: Ejemplo del perfil transversales 354.96.....	40
Figura 4-3: Sección 126.18, geometría del puente en HEC-RAS	43
Figura 4-4: Secciones interpoladas para la contracción y expansión	43
Figura 4-5: Superficie del Levantamiento en HEC-RAS	45
Figura 4-6: Área y elementos del Modelo 2D Definitivo.....	45
Figura 4-7: Área y elementos del Modelo 2D con tramo del río Choapa	46
Figura 4-8: Vista 3D de Superficie del Modelo 2D.....	48
Figura 5-1: Modelo 1D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación	57
Figura 5-2: Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71) con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación	58
Figura 5-3: Modelo 1D - Planicie de inundación, para caudal de diseño.....	60
Figura 5-4: Modelo 1D - Planicie de inundación, para caudal de verificación	61
Figura 5-5: Modelo 1D – Mapa de velocidades, para el caudal de diseño.....	63
Figura 5-6: Modelo 1D – Mapa de velocidades, para el caudal de verificación	64
Figura 5-7: Modelo 1D - Perfiles transversales Aguas arriba (126.18 BR U) y Aguas Abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para caudales de diseño	65
Figura 5-8: Modelo 1D - Perfiles transversales Aguas arriba (126.18 BR U) y Aguas Abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para caudales de verificación	66
<i>Figura 5-9: Modelo 2D - Nivel de Aguas Máximo y Velocidad en función del tiempo en celdas ubicadas en la salida del modelo.</i>	<i>67</i>
Figura 5-10: Modelo 2D – Distribución de numero de Courant con $\Delta t = 0.1$	68
Figura 5-11: Modelo 2D – Hidrograma unitario. =	69

Figura 5-12: Modelo 2D – Nivel de Aguas Máximo y Velocidad en función del tiempo en celdas ubicadas en las cercanías del puente, con hidrograma unitario.	69
Figura 5-13: Modelo 2D – Análisis de Sensibilidad – Comparación planicie de inundación con superficie del levantamiento topográfico (Izquierda) y vuelo LiDAR (Derecha)	73
Figura 5-14: Modelo 2D – Distribución especial del número de Froude para caudal de diseño.....	76
Figura 5-15: Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación.....	77
Figura 5-16: Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación.....	78
Figura 5-17: Modelo 2D - Planicie de inundación, para caudal de diseño.....	80
Figura 5-18: Modelo 2D - Planicie de inundación, para caudal de verificación.....	81
Figura 5-19: Modelo 2D – Mapa de velocidades, para caudal de diseño.....	83
Figura 5-20: Modelo 2D – Mapa de velocidades, para caudal de verificación.....	84
Figura 5-21: Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con distribución de velocidades, para caudal de diseño y verificación.....	85
Figura 5-22: Modelo 2D – Mapa de Velocidades con vectores de dirección y líneas de trayectoria de partículas en la cercanía del puente.	86
Figura 5-23: Comparación - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación.....	88
Figura 5-24: Comparación - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos incorporando el badén en 1D, para caudales de diseño y verificación.....	89
Figura 5-19: Comparación - Perfiles transversales aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71) con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación.....	90
Figura 5-20: Comparación – Planicies de Inundación que representa la diferencia entre niveles de agua (Modelo 2D – Modelo 1D).....	92
Figura 5-21: Comparación – Distribución espacial de la diferencia de velocidades (Modelo 2D -Modelo 1D).....	94
Figura 5-22: Comparación - Perfiles transversales aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71) con velocidades, para caudales de diseño y verificación.....	95
Figura 8.1-1: Correlación y Relleno de Estadísticas para E.F. Río Choapa en Salamanca - Nival.....	113
Figura 8.1-2: Correlación y Relleno de Estadísticas para E.F. Río Choapa en Salamanca - Pluvial.....	114
Figura 8.1-3: Resultados gráficos de Series de Caudales Máximos Instantáneos Pluviales y Estivales, E.F en río Cuncumén.....	116
Figura 8.1-4: Resultados gráficos de Series de Caudales Máximos Instantáneos Pluviales y Estivales, E.F en río Choapa.....	116
Figura 8.1-5: Correlación y Relleno de Estadísticas para E. Cuncumén.....	120
Figura 8.1-6: Correlación y Relleno de Estadísticas para E. Tranquilla.....	121
Figura 8.1-7: Correlación y Relleno de Estadísticas para E. Coirón.....	122

Figura 8.1-8: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.P. Coirón	128
Figura 8.1-9: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.P. Cuncumén	130
Figura 8.1-10: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.P. La Tranquilla.....	133
Figura 8.1-11: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Cuncumén - Pluvial.....	136
Figura 8.1-12: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Salamanca - Pluvial.....	139
Figura 8.1-13: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Cuncumén - Nival	142
Figura 8.1-14: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Salamanca - Nival	145
Figura 8.2-1: Modelo 1D - Planicie de inundación, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa	155
Figura 8.2-2: Modelo 1D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa.....	156
Figura 8.2-3: Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64) y aguas abajo (123.71) con niveles de aguas máximo, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa	157
Figura 8.2-4: Modelo 1D – Mapa de velocidades, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa	158
Figura 8.2-5: Modelo 1D - Perfiles transversales dentro de puente Aguas arriba (126.18 BR U) y Aguas Abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa.....	159
Figura 8.2-6: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Planicie de inundación, para Q - 10%	160
Figura 8.2-7: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Planicie de inundación, para Q + 10% ...	161
Figura 8.2-8: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para Q ± 10%	162
Figura 8.2-9: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64) y aguas abajo (123.71) con niveles de aguas máximos, para Q ± 10%	163
Figura 8.2-10: A. de Sensibilidad - Modelo 1D – Mapa de velocidades, para Q - 10%	164
Figura 8.2-11: A. de Sensibilidad - Modelo 1D – Mapa de velocidades, para Q + 10% ...	165
Figura 8.2-12: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (126.18 BR U) y aguas abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para Q - 10%	166
Figura 8.2-13: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (126.18 BR U) y aguas abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para Q + 10%	167
Figura 8.2-14: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Planicie de inundación, para n - 10% ...	168
Figura 8.2-15: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Planicie de inundación, para n + 10% ..	169
Figura 8.2-16: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para n ± 10%	170
Figura 8.2-17: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64) y aguas abajo (123.71) con niveles de aguas máximos, para n ± 10%.....	171
Figura 8.2-18: A. de Sensibilidad - Modelo 1D – Mapa de velocidades, para n - 10%	172
Figura 8.2-19: A. de Sensibilidad - Modelo 1D – Mapa de velocidades, para n + 10%	173

Figura 8.2-20: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (126.18 BR U) y aguas abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para n - 10%	174
Figura 8.2-21: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (126.18 BR U) y aguas abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para n + 10%	175
Figura 8.3-1: Nivel de Aguas Máximo en función del tiempo en celdas ubicadas en la entrada del modelo, en la zona del puente y en la salida del modelo, respectivamente.....	176
Figura 8.3-2: Velocidad en función del tiempo en celdas ubicadas en la entrada del modelo, en la zona del puente y en la salida del modelo, respectivamente.....	177
Figura 8.3-3: Modelo 2D – Distribución de numero de Courant con $\Delta t = 0.1$	178
Figura 8.3-4: Modelo 2D - Planicie de inundación, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa	179
Figura 8.3-5: Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa	180
Figura 8.3-6: Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con niveles de aguas máximos, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa	181
Figura 8.3-7: Modelo 2D – Mapa de velocidades, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa	182
Figura 8.3-8: Modelo 2D - Perfiles aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con distribución de velocidades, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa.....	183
Figura 8.3-9: Modelo 2D - Planicie de inundación, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas	184
Figura 8.3-10: Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas	185
Figura 8.3-11: Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con niveles de aguas máximos, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas	186
Figura 8.3-12: Modelo 2D – Mapa de velocidades, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas	187
Figura 8.3-13: Modelo 2D - Perfiles aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con distribución de velocidades, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas	188
Figura 8.3-14: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, para Q - 10% ..	189
Figura 8.3-15: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, para Q + 10% .	190
Figura 8.3-16: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para $Q \pm 10\%$	191
Figura 8.3-17: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con niveles de aguas máximos, para $Q \pm 10\%$	192
Figura 8.3-18: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, para Q - 10%	193
Figura 8.3-19: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, para Q + 10% ...	194

Figura 8.3-20: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con distribución de velocidades, para $Q \pm 10\%$	195
Figura 8.3-21: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, para $n - 10\%$...	196
Figura 8.3-22: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, para $n + 10\%$..	197
Figura 8.3-23: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para $n \pm 10\%$	198
Figura 8.3-24: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con niveles de aguas máximos, para $n \pm 10\%$	199
Figura 8.3-25: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, para $n - 10\%$	200
Figura 8.3-26: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, para $n + 10\%$	201
Figura 8.3-27: A. de Sensibilidad - Modelo 2D Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con distribución de velocidades, para $n \pm 10\%$	202
Figura 8.3-28: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, con superficie LiDAR	203
Figura 8.3-29: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, con superficie LiDAR	204
Figura 8.3-30: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con niveles de aguas máximos, con superficie LiDAR	205
Figura 8.3-31: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, con superficie LiDAR	206
Figura 8.3-32: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – ‘Line:1’) y aguas abajo (123.71 – ‘Line:0’) con distribución de velocidades, con superficie LiDAR	207

INDICE DE TABLAS

Tabla 4-1: Coeficiente de Manning, según metodología de Cowan.....	41
Tabla 5-1: Modelo 1D - Rango de variación de error porcentual con la condición de borde considerando el río Choapa	53
Tabla 5-2: Modelo 1D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones del caudal $Q \pm 10$	54
Tabla 5-3: Modelo 1D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones del coeficiente de Rugosidad $n \pm 10$	55
Tabla 5-4: Modelo 1D - Niveles máximos de agua y Revanchas para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71	56
Tabla 5-5: Modelo 1D - Velocidad máxima y velocidad en estribos para los perfiles 126.18 BR U y RS 126.18 BR D, para los caudales de diseño y verificación	62
Tabla 5-6: Modelo 2D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones del caudal $Q \pm 10$	71
Tabla 5-7: Modelo 2D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones del coeficiente de Rugosidad $n \pm 10$	71
Tabla 5-8: Modelo 2D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones de la superficie del modelo.....	72
Tabla 5-9: Modelo 2D - Niveles máximos de agua y Revancha para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71	75
Tabla 5-10: Modelo 2D - Velocidad máxima y velocidad en estribos para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71, para los caudales de diseño y verificación.....	82
Tabla 5-11: Comparación - Niveles máximos de agua y Revancha para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71, para los caudales de diseño y verificación.....	91
Tabla 5-12: Comparación – Áreas de inundación, para los caudales de diseño y verificación	93
Tabla 5-13: Comparación – Velocidades máximas para los perfiles aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71), para los caudales de diseño y verificación.....	96
Tabla 5-14: Comparación – Velocidades Estribo Poniente para los perfiles aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71), para los caudales de diseño y verificación.....	97
Tabla 5-15: Comparación – Velocidades Estribo Oriente para los perfiles aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71), para los caudales de diseño y verificación.....	97
Tabla 8.1-1: Parámetros Geomorfológicos de la cuenca en estudio.....	106
Tabla 8.1-2: Serie original de Caudales Máximos Instantáneos Mensuales E.F. Río Cuncumén Antes Junta Choapa (Chachay)	107
Tabla 8.1-3: Serie original de Caudales Máximos Instantáneos Mensuales E.F. Río Cuncumén en Bocatoma.....	108
Tabla 8.1-4: Serie original de Caudales Máximos Instantáneos Mensuales E.F. Río Choapa en Cuncumén	109
Tabla 8.1-5: Serie original de Caudales Máximos Instantáneos Mensuales E.F. Río Choapa en Salamanca	110

Tabla 8.1-6: Serie Pluvial – Nival de Caudales Máximos Instantáneos anuales E.F en Río Cuncumén.....	111
Tabla 8.1-7: Serie Pluvial – Nival de Caudales Máximos Instantáneos anuales E.F. en Río Choapa.....	112
Tabla 8.1-8: Series corregidas de Caudales Máximos Instantáneos Anuales.....	115
Tabla 8.1-9: Serie original de Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas E. Coirón.	117
Tabla 8.1-10: Serie original de Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas E. Cuncumén.....	118
Tabla 8.1-11: Serie original de Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas E. La Tranquilla	119
Tabla 8.1-12: Series corregidas de Precipitaciones Máximas Anuales en 24 horas.....	123
Tabla 8.1-13: Análisis Datos Dudosos Serie de Precipitaciones.....	124
Tabla 8.1-14: Análisis Datos Dudosos Serie de Precipitaciones Corregido	125
Tabla 8.1-15: Análisis Datos Dudosos Serie de Caudales Nival - Pluvial	126
Tabla 8.1-16: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.P. Coirón	127
Tabla 8.1-17: Resultado Analítico del A. Frecuencias - E.P. Cuncumén	130
Tabla 8.1-18: Resultado Analítico del A. Frecuencias - E.P. La Tranquilla	133
Tabla 8.1-19: Precipitaciones de Diseño.	135
Tabla 8.1-20: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Cuncumén - Pluvial.....	136
Tabla 8.1-21: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Salamanca - Pluvial.....	139
Tabla 8.1-22: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Cuncumén - Nival	142
Tabla 8.1-23: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Salamanca – Nival	145
Tabla 8.1-24: Cálculo de Tiempos de Concentración Puente Cuncumén	148
Tabla 8.1-25: Método Verni-King Puente Cuncumén.....	149
Tabla 8.1-26: Método Verni-King Modificado Puente Cuncumén.....	149
Tabla 8.1-27: Método DGA-AC Puente Cuncumén	149
Tabla 8.1-28: Método Racional MC V-3 Puente Cuncumén	149
Tabla 8.1-29: Método Racional DGA Puente Cuncumén	149
Tabla 8.1-30: Hidrograma Unitario de Diseño según H.U MC-V2	150
Tabla 8.1-31: Hidrograma Unitario de Diseño según H.U DGA	151
Tabla 8.1-32: Resumen de Caudales de Crecida obtenidos por M. Indirecto	152
Tabla 8.1-33: Áreas de cuencas y factores para transposición de caudales	153
Tabla 8.1-34: Caudales Pluviales Transpuestos al Punto de Control en el Puente Cuncumén.	153
Tabla 8.1-35: Caudales Nivales Transpuestos al Punto de Control en el Puente Cuncumén.	153
Tabla 8.1-36: Resumen Caudales de Crecida por Métodos Directos e Indirectos	154

1 INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCION GENERAL

La conectividad vial es un pilar esencial para el desarrollo económico de las comunidades, facilitando la creación de empleo y permitiendo que las personas accedan a servicios básicos. Dentro de esta infraestructura, los puentes juegan un rol clave al conectar localidades, reducir los tiempos de viaje y mejorar la calidad de vida de las personas. Sin embargo, son estructuras vulnerables, expuestas a múltiples peligros, por lo que su correcto diseño es fundamental para garantizar su funcionalidad en el largo plazo (Koks et al., 2019). Para lograr un diseño seguro y eficiente, la modelación hidráulica es una herramienta indispensable, ya que permite obtener los parámetros necesarios para asegurar la integridad de los puentes frente a eventos extremos (Ardiclioglu et al., 2022).

El avance de la modelación hidráulica ha estado acompañado del desarrollo de herramientas computacionales que han facilitado la aplicación de modelos hidráulicos en estudios fluviales. A nivel mundial, existen diversos softwares reconocidos para la simulación de flujo en ríos y estructuras hidráulicas. HEC-RAS, desarrollado por el *U.S. Army Corps of Engineers*, es uno de los más utilizados, permitiendo tanto análisis unidimensionales como bidimensionales (Brunner et al., 2020). IBER, desarrollado en España, se emplea en modelación 2D de ríos y estudios de erosión y sedimentación (Bladé et al., 2014). TUFLOW ha sido ampliamente aplicado en la gestión de riesgos de inundación y drenaje urbano (Syme, 2001), mientras que MIKE 21 se especializa en modelación hidrodinámica, transporte de contaminantes y evaluación de impactos en cuerpos de agua (DHI, 2017). La elección del software depende de los objetivos del estudio, la escala del problema y la disponibilidad de datos, pero en todos los casos el propósito es representar de manera lo más precisa posible la dinámica del flujo.

La comparación entre modelos 1D y 2D ha sido objeto de múltiples investigaciones. Deal et al. (2017) realizaron un análisis detallado de ambos enfoques en distintos entornos fluviales, concluyendo que, si bien los modelos 1D son útiles para simulaciones rápidas en cauces bien definidos, los modelos 2D capturan mejor la complejidad del flujo en escenarios de inundación. En particular, se observó que, en zonas donde el agua se desborda fuera del cauce principal, los modelos 1D tienden a subestimar la extensión y profundidad de la inundación, mientras que los modelos 2D permiten una representación más realista de estos fenómenos. En esa misma línea, García-Santiago (2021) y Ríos (2023) han destacado que los modelos bidimensionales permiten un análisis más detallado en áreas críticas, como zonas de socavación y regiones donde existen interacciones significativas del flujo con las pilas y estribos de los puentes.

En el contexto chileno, marcado por el cambio climático y el aumento de eventos hidrometeorológicos extremos (IPCC, 2021), fortalecer la modelación hidráulica mediante el uso de modelos 2D resulta fundamental para comprender con mayor precisión la

interacción entre el flujo y la infraestructura, además de caracterizar de manera más realista la distribución del flujo en el cauce y sus planicies de inundación, permitiendo evaluar tanto los efectos locales en torno al puente como el comportamiento global del sistema fluvial. Si bien los modelos 1D continúan siendo una alternativa eficiente y de uso extendido en cauces simples y en la práctica profesional, la incorporación de modelos 2D aporta un valor agregado significativo en escenarios con flujos complejos, particularmente en sectores con planicies de inundación amplias o interacciones estructurales relevantes.

Finalmente, este trabajo tiene como propósito comparar la precisión y eficiencia de los modelos hidráulicos unidimensionales (1D) y bidimensionales (2D) para la obtención de parámetros de diseño de puentes, tales como el nivel máximo de agua y la velocidad de flujo, utilizando el software HEC-RAS. Este análisis se centrará en las condiciones de diseño asociadas a caudales extremos, con el fin de evaluar las ventajas y limitaciones prácticas de cada modelo en términos de precisión, recursos requeridos y aplicabilidad en distintos contextos.

El caso de estudio corresponde al Puente Cuncumén, ubicado en la Ruta D-835, comuna de Salamanca, Región de Coquimbo, cuya modelación hidráulica en régimen permanente y lecho fijo permitirá evaluar el comportamiento del flujo frente a caudales de diseño y verificación, proporcionando recomendaciones técnicas para su reposición.

1.2 OBJETIVOS

Objetivo general

Desarrollar un análisis comparativo de los parámetros de diseño, tales como nivel de aguas máximo y velocidad de flujo, obtenidos mediante modelaciones hidráulicas unidimensionales (1D) y bidimensionales (2D) en régimen permanente y lecho fijo, utilizando el software HEC-RAS, aplicado al Puente Cuncumén para los caudales extremos de diseño y verificación.

Objetivos específicos

- Evaluar la precisión y eficiencia de los modelos 1D y 2D en la predicción de niveles de agua máximo, planicies de inundación y velocidades de flujo.
- Determinar la sensibilidad de los modelos a variaciones en los parámetros de entrada, tales como la forzante del caudal, el coeficiente de Manning y la superficie del modelo.
- Proporcionar recomendaciones para el diseño óptimo del Puente Cuncumén, según los criterios de diseño establecidos en el Manual de Carreteras Vol. N°3.

1.3 ESTRUCTURA

La presente Memoria se estructura en 8 capítulos, los cuales se definen a continuación:

- **Capítulo 1:** Introducción al trabajo que se realizará en esta memoria de título, contextualizando el tema a tratar. Además, se presentan los Objetivos Generales y Específicos.
- **Capítulo 2:** Revisión de la teoría sobre hidráulica fluvial, modelación hidráulica, las ecuaciones de flujo en 1D Y 2D, parámetros de diseño para los distintos modelos y explicación del funcionamiento de HEC-RAS.
- **Capítulo 3:** Descripción del área de estudio y revisión de los antecedentes disponibles.
- **Capítulo 4:** Descripción detallada de los pasos metodológicos empleados para alcanzar los objetivos del estudio, incluyendo la configuración de modelos hidráulicos, simulaciones numéricas y análisis de sensibilidad.
- **Capítulo 5:** Presentación de los resultados obtenidos en las simulaciones y su comparación entre modelos 1D y 2D, incluyendo un análisis crítico de los hallazgos, discusión sobre su implicancia en el diseño del puente y limitaciones identificadas.
- **Capítulo 6:** Principales conclusiones del estudio, resaltando sus aportes al diseño hidráulico de puentes junto con recomendaciones para investigaciones futuras.

2 MARCO TEORICO

2.1 FUNDAMENTOS TEORICOS

En este apartado se presentan los fundamentos teóricos que sustentan el estudio realizado en esta memoria. En primer lugar, se introducen algunos conceptos de la hidráulica de canales abiertos, necesarios para el estudio del comportamiento del flujo bajo las suposiciones de régimen permanente y lecho fijo. Posteriormente, se presentan las ecuaciones de flujo que rigen los modelos hidráulicos unidimensionales (1D) y bidimensionales (2D). Finalmente se describe el funcionamiento del software HEC-RAS como herramienta en la modelación hidráulica, incluyendo los métodos utilizados para resolver dichas ecuaciones.

2.1.1 HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS

La hidráulica, como rama de la ingeniería, abarca distintas disciplinas según el contexto y las condiciones del flujo. Dos enfoques principales son la hidráulica de canales abiertos y la hidráulica fluvial.

La hidráulica fluvial se centra en el estudio de los flujos en cauces naturales, considerando fenómenos como el transporte de sedimentos, los cambios morfológicos del lecho y las dinámicas propias de los ríos. Por otro lado, la hidráulica de canales abiertos aborda el flujo en sistemas donde las condiciones son más controladas, ya sea en cauces artificiales o naturales bajo supuestos simplificados, como régimen permanente y lecho fijo (Chow, 2004). Aunque el presente análisis se realiza en un cauce natural, las simplificaciones asumidas eliminan la influencia de fenómenos como el transporte de sedimentos y los cambios morfológicos. Estas condiciones permiten utilizar los principios de la hidráulica de canales abiertos para evaluar los niveles de agua, planicies de inundación y las velocidades del flujo en un río.

2.1.1.1 Factores que influyen en el flujo en canales abiertos

El comportamiento del flujo en ríos está influenciado por múltiples variables, entre las más relevantes están:

- Geomorfología del cauce: incluye la forma del lecho, las pendientes y las irregularidades del canal.
- Rugosidad del lecho: representa la resistencia al flujo causada por sedimentos, vegetación y obstrucciones. Generalmente, representado por el coeficiente de rugosidad de Manning.
- Condiciones hidrológicas: como el caudal y los periodos de retorno, que determinan la magnitud de los eventos extremos.

2.1.1.2 Clasificación del flujo

El análisis del flujo en ríos puede clasificarse en muchos tipos, pero a continuación se clasificarán de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo y al espacio según dos criterios principales:

1. Flujo permanente o no permanente (Tiempo)

En régimen permanente, las características del flujo (velocidad, caudal, nivel de agua) no varían en el tiempo o se puede suponer constante durante un intervalo de tiempo considerado. Por el contrario, en régimen no permanente, dichas características cambian con el tiempo, como sucede durante crecidas o rompimientos de represa.

2. Flujo uniforme o variado (Espacio)

El flujo es uniforme si sus propiedades son constantes a lo largo de una sección. Por el contrario, es variado si dichas propiedades cambian espacialmente. A su vez, este tipo de flujo se puede subclasificar en:

- Flujo gradualmente variado: Ocurre cuando las propiedades del flujo cambian de manera lenta y continua a lo largo de la longitud del cauce. Esto es común en cauces naturales debido a las variaciones progresivas en la topografía, la pendiente y las características del lecho. Por ejemplo, un río que tiene secciones transversales de diferentes profundidades y anchos a lo largo de su recorrido experimenta un flujo gradualmente variado.
- Flujo rápidamente variado: Se presenta cuando las propiedades del flujo cambian bruscamente en un tramo corto del canal. Este fenómeno suele ocurrir cerca de contracciones y expansiones significativas, como en las proximidades de pilas de puentes, vertederos o zonas de rápidos en cauces naturales.

2.1.1.3 Tipos de regímenes de flujo en canales abiertos

En canales abiertos, el flujo se clasifica en tres regímenes principales según el número de Froude (Fr), que representa la razón entre la inercia y la gravedad:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (1)$$

Donde:

- V : velocidad media del flujo (m/s)
- g : aceleración de la gravedad (m/s^2)
- h : profundidad del flujo (m)
- A : área transversal del flujo (m^2)
- T : ancho de la lámina libre (m)

1. Flujo subcrítico ($Fr < 1$):

- El flujo es lento y controlado por las condiciones aguas abajo.
- Las ondas de energía pueden viajar tanto aguas arriba como aguas abajo.
- Es el régimen más común en cauces naturales y canales de baja pendiente.

2. Flujo supercrítico ($Fr > 1$):

- El flujo es rápido y controlado principalmente por las condiciones aguas arriba.
- Las ondas de energía no pueden viajar aguas arriba, solo aguas abajo.
- Suele presentarse en canales de alta pendiente o zonas de contracción.

3. Flujo crítico ($Fr = 1$):

- Representa el punto de transición entre flujo lento y rápido.
- La velocidad del flujo es igual a la velocidad de las ondas de propagación (celeridad).
- Marca una condición de equilibrio inestable que puede presentarse en distintos puntos del cauce donde las condiciones hidráulicas favorecen el cambio de régimen, como en vertederos, cambios de pendiente, contracciones o variaciones locales de la geometría o del caudal.

2.1.2 MODELOS HIDRAULICOS EN RIOS

Los modelos hidráulicos son herramientas esenciales para comprender y predecir el comportamiento del flujo en cauces naturales. Estos permiten analizar niveles de agua, velocidades de flujo y planicies de inundación, proporcionando información clave para el diseño y evaluación de infraestructuras hidráulicas. Estas estructuras, al ubicarse directamente en el cauce, alteran las condiciones del flujo, generando cambios en las velocidades, niveles de agua y patrones de socavación. Por ello, los modelos hidráulicos se convierten en herramientas indispensables para simular estas interacciones y diseñar estructuras de forma segura y eficiente, especialmente frente a eventos extremos como crecidas.

2.1.2.1 Modelos 1D

En los modelos unidimensionales, se asume que las propiedades del flujo (profundidad, velocidad, caudal) se mantienen constantes en la sección transversal, variando únicamente a lo largo de la dirección principal del cauce (x). Esto implica representar cada tramo del río mediante secciones transversales espaciadas, donde se promedian las variables hidráulicas.

Se fundamenta en las ecuaciones de Saint-Venant 1D para aguas poco profundas (Shallow Water Equations, SWE) pero bajo ciertas simplificaciones se puede utilizar también la ecuación de energía de Bernoulli.

Ventajas:

- Menor exigencia de datos.
- Rapidez de cómputo y facilidad de calibración.
- Suficiente para ríos bien definidos o planicies de inundación restringidas.

Limitaciones:

- No representa la variación lateral del flujo.
- Subestima la complejidad en presencia de estructuras importantes, como puentes con varias pilas, estribos en cauce activo o zonas de flujo secundario.

2.1.2.2 Modelos 2D

Los modelos bidimensionales resuelven el flujo en dos direcciones horizontales (x, y), capturando la distribución lateral del nivel de aguas y velocidad, así como interacciones más complejas. Se fundamentan en las ecuaciones de Saint-Venant 2D (SWE 2D) o en sus variantes simplificadas (Diffusion Wave, DW) cuando los términos de inercia se consideran despreciables.

Ventajas:

- Representación detallada de zonas de inundación y flujos laterales
- Análisis más preciso de estructuras o geometrías de cauce complejas
- Identificación de zonas de alta velocidad que podrían generar socavación local

Limitaciones:

- Mayor costo computacional
- Requerimiento de datos topográficos de alta resolución
- Complejidad adicional en la calibración y validación

2.1.3 ECUACIONES FUNDAMENTALES

Para desarrollar los modelos hidráulicos, se utilizan las ecuaciones de Saint-Venant, derivadas de las ecuaciones de Navier-Stokes, para el caso particular de aguas someras, en la que la escala de longitud horizontal (h_h) sea mucho mayor que la vertical (h_v), como es el caso en estudio.

Los supuestos generales son:

- Fluido desde el punto de vista euleriano

-
- Se cumple la hipótesis del continuo
 - Flujo incompresible y newtoniano
 - Se cumple la conservación de masa y de momento

2.1.3.1 Formulación 1D (Saint-Venant 1D, SWE 1D)

Para el caso unidimensional (1D), las ecuaciones de Saint-Venant se simplifican aún más bajo los siguientes supuestos:

- Las variaciones del flujo ocurren solamente en la dirección longitudinal (x)
- El flujo es uniforme dentro de la sección transversal
- Se consideran pérdidas de energía debido a la fricción y la pendiente del fondo

- **Conservación de la masa :**

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

- **Conservación del momentum :**

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (3)$$

Donde:

- A: área transversal del flujo (m^2)
- Q: caudal volumétrico (m^3/s)
- h: profundidad del flujo (m)
- S_f : pendiente de energía (-)
- S_0 : pendiente del fondo (-)
- g: aceleración de la gravedad (m/s^2)

La pendiente de fondo S_0 se obtiene a partir de la topografía del cauce, mientras que la pendiente de energía S_f se calcula mediante la ecuación de Manning:

$$S_f = \left(\frac{nQ}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (4)$$

Donde:

- A: área transversal del flujo (m^2)
- Q: caudal volumétrico (m^3/s)
- n: coeficiente de rugosidad de Manning (-)

- R : radio hidráulico (m)

Para el caso de canales naturales, Cowan desarrollo la siguiente ecuación para determinar el coeficiente de rugosidad:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m \quad (5)$$

Donde:

- n_b : rugosidad base del material del lecho (-)
- n_1, n_2, n_3, n_4 : factores de corrección por vegetación, forma del cauce, irregularidades y obstrucciones (-)
- m : factor de ajuste para la sinuosidad del cauce (-)

Por otro lado, cuando se asume un flujo permanente y un régimen gradualmente variado en la dirección longitudinal, es posible emplear simplificaciones basadas en la ecuación de Bernoulli. En este contexto, se considera que la energía total a lo largo de una línea de corriente se conserva, excepto por las pérdidas de energía debidas a la fricción y a la forma de la sección. Como se describe a continuación:

$$z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f \quad (6)$$

$$h_f = LS_f + C_{e,c} \left| \frac{\alpha_1 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right| \left(\frac{\alpha_1 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right) \quad (7)$$

Donde:

- z_1, z_2 : cota del fondo en 1 y 2 (m)
- h_1, h_2 : profundidad del flujo en 1 y 2 (m)
- V_1, V_2 : velocidades medias en cada sección (m/s)
- α_1, α_2 : coeficientes de corrección cinética (generalmente cerca de 1.0 para flujo uniforme) (-)
- g : aceleración de la gravedad (m/s²)
- h_f : pérdida de energía entre ambas secciones, compuesta por las perdidas por la fricción y a las pérdidas por contracción o expansión (m)
- L : longitud entre secciones (m)
- S_f : pendiente de energía (-)
- $C_{e,c}$: Coeficiente de perdida por expansión (C_e) o contracción (C_c) (-)

Cuando el flujo cruza una sección crítica (como una contracción brusca, puente o vertedero), la ecuación de energía no es válida, y se usa la ecuación del momento para capturar efectos localizados como los cambios bruscos en la velocidad y presión.

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{gA} + Ah \right) = A(S_0 - S_f) \quad (8)$$

Donde:

- Q: Caudal volumétrico (m^3/s)
- g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)
- A: Área de la sección transversal del flujo (m^2)
- h: profundidad del flujo (m)
- S_0 : Pendiente del fondo (-)
- S_f : Pendiente de energía (-)

2.1.3.2 Formulación 2D (Saint-Venant 2D, SWE 2D)

Para el caso bidimensional (2D) se realizan los siguientes supuestos:

- El flujo es bidimensional en las direcciones horizontales (x, y)
- La presión es hidrostática
- Se consideran tensiones de corte en el fondo, en ambas direcciones.

- **Conservación de la masa:**

$$\frac{\partial h_f}{\partial t} + \frac{\partial(h_f u)}{\partial x} + \frac{\partial(h_f v)}{\partial y} = 0 \quad (9)$$

- **Conservación del momentum en x e y:**

$$\frac{\partial(h_f u)}{\partial t} + \frac{\partial(h_f u^2)}{\partial x} \left(h_f u^2 + \frac{1}{2} g h^2 \right) + \frac{\partial(h_f uv)}{\partial y} + g h_f \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{-\tau_b^x}{\rho} \quad (10)$$

$$\frac{\partial(h_f v)}{\partial t} + \frac{\partial(h_f uv)}{\partial x} + \frac{\partial(h_f v^2)}{\partial y} \left(h_f v^2 + \frac{1}{2} g h^2 \right) + g h_f \frac{\partial z}{\partial y} = \frac{-\tau_b^y}{\rho} \quad (11)$$

Donde:

- z: cota del fondo (m)
- h_f : altura del flujo (m)
- u, v: componentes de la velocidad en las direcciones x e y (m/s)
- g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)
- τ_b^x, τ_b^y : tensiones de corte en las direcciones x e y (N/m^2)
- ρ : densidad del fluido (kg/m^3)

En algunos escenarios, como donde la dinámica flujo no es compleja las ecuaciones SWE pueden simplificarse aún más utilizando el enfoque de Diffusion Wave (DW). Esta aproximación desprecia los términos de inercia y asume que el flujo está controlado principalmente por las pendientes y gradientes hidráulicos. Por lo que se elimina los términos de aceleración local y convectivos:

$$\frac{\partial(h_f u)}{\partial t} \cong 0 ; \frac{\partial(h_f u^2)}{\partial x} \cong 0 ; \frac{\partial(h_f uv)}{\partial y} \cong 0$$
$$\frac{\partial(h_f v)}{\partial t} \cong 0 ; \frac{\partial(h_f uv)}{\partial x} \cong 0 ; \frac{\partial(h_f v^2)}{\partial y} \cong 0$$

2.1.4 IMPLEMENTACIÓN DE MODELOS CON HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) es un software integrado para modelación hidráulica, desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers. Permite la simulación de flujo en una y dos dimensiones, tanto en régimen permanente como no permanente y en canales naturales o artificiales. Su implementación en proyectos de ingeniería civil permite evaluar niveles de agua, planicies de inundación y velocidades del flujo.

Además de su entorno principal, HEC-RAS incluye el módulo de RAS Mapper, una herramienta que facilita la georreferenciación de datos, la generación y edición de mallas (en 2D), y la visualización de resultados de manera cartográfica. Esto permite al usuario crear y analizar mapas de inundación, identificar zonas de alta velocidad o realizar comparaciones espaciales de variables hidráulicas, integrándose con Sistemas de Información Geográfica (SIG).

2.1.4.1 Modelación 1D

2.1.4.1.a Geometría en Secciones

En el enfoque unidimensional, el cauce se representa mediante una serie de secciones transversales espaciadas a lo largo del eje longitudinal del cauce. Estas secciones incluyen la geometría del cauce, los parámetros de rugosidad (coeficiente de Manning) y los coeficientes de expansión y contracción del flujo, utilizados para estimar pérdidas locales de energía debido a cambios en la sección transversal o presencia de estructuras. Además, es posible definir márgenes izquierdo y derecho (left bank y right bank), áreas inefectivas (zonas donde el flujo activo es despreciable, por ejemplo, detrás de estribos ubicados dentro del cauce activo) y diques o bordes elevados (levees), que se utilizan para restringir lateralmente el flujo, evitando que el modelo simule desbordes en áreas adyacentes que no son realmente inundables.

Esta descripción en secciones transversales da lugar a un modelo en red del río, al que se asocian distancias (river station) y datos de geometría que el programa utiliza para realizar los cálculos del perfil del nivel de aguas y/o la evolución temporal del flujo.

2.1.4.1.b Métodos Numéricos

Para flujos permanentes (régimen gradualmente variado), se implementa un método de paso gradual (Standard Step Method). Partiendo de las ecuaciones de energía en secciones consecutivas, el software ajusta el nivel de agua aguas arriba o aguas abajo hasta cumplir con la igualdad de energía entre secciones, teniendo en cuenta:

- Pérdidas por fricción, calculadas con la fórmula de Manning o con métodos alternativos como la ley de Chézy.
- Pérdidas debido a cambios bruscos de sección (contracción/expansión), curvas, puentes, etc.
- Limitaciones de régimen (subcrítico, supercrítico o mixto), determinando si el cálculo avanza de aguas abajo hacia aguas arriba o viceversa.

En casos puntuales en que el flujo pueda cruzar una sección crítica, se aplica la ecuación de momentum para zonas localizadas, por ejemplo, en saltos hidráulicos, confluencias o pasos rápidos.

Cuando el flujo varía en el tiempo (crecidas, vaciado de embalses, rotura de represas, etc.), el software resuelve las ecuaciones completas de Saint-Venant 1D mediante un esquema de diferencias finitas implícitas, resolviendo simultáneamente la conservación de masa y de momentum en cada paso de tiempo.

2.1.4.1.c Representación de Puentes

Los puentes se modelan mediante la incorporación de secciones transversales adicionales, denominadas secciones de aproximación y salida, ubicadas aguas arriba y aguas abajo del puente a distancias adecuadas. Estas secciones permiten capturar adecuadamente las pérdidas hidráulicas causadas por la contracción y expansión del flujo al ingresar y salir del área del puente. Además, se inserta la sección transversal correspondiente a la estructura misma, definiendo con precisión la geometría del puente, que incluye la altura y ancho del tablero, así como la ubicación y dimensiones específicas de las pilas y estribos. Esta representación posibilita un análisis detallado del impacto hidráulico del puente sobre el flujo.

Además, se incluyen varios métodos para el cálculo de las pérdidas localizadas:

1. Energy method: aplica la ecuación de energía sección a sección, ajustada con coeficientes de contracción (C_c) y expansión (C_e).
2. Momentum method: recomendable cuando se producen variaciones bruscas de velocidad y altura.
3. Weir flow: para situaciones en las que la estructura puede comportarse como un vertedero o cuando el puente se sumerge y parte del flujo pasa por encima del tablero.

2.1.4.1.d Salidas Principales del Modelo

Entre los resultados principales se incluye el perfil longitudinal del nivel de agua a lo largo del cauce, información esencial para verificar niveles máximos y evaluar revanchas

disponibles bajo los puentes. También se obtiene la velocidad media del flujo en cada sección transversal, parámetro fundamental para estimar la socavación en pilas y estribos. Además, se pueden obtener aproximadamente las planicies de inundación, con las curvas de nivel del terreno y las cotas de niveles de aguas máximas en cada perfil transversal, si se poseen modelos de elevación digital del terreno se pueden mejorar estas aproximaciones.

2.1.4.2 Modelación 2D

Con la incorporación del módulo bidimensional, se extiende la capacidad del software para representar flujos con variaciones espaciales más complejas, especialmente en planicies de inundación extensas, interacciones laterales significativas o cuando se requiere conocer en detalle la interacción flujo-estructura.

2.1.4.2.a Malla Computacional

El terreno se discretiza mediante una malla de celdas poligonales (triangulares, cuadrangulares o combinación). Cada celda posee elevación media y valores de rugosidad (coeficiente de Manning) y, a través de las fronteras entre celdas, se calculan los flujos de agua.

2.1.4.2.b Método de Volúmenes Finitos

Para resolver las ecuaciones de aguas poco profundas bidimensionales (Shallow Water Equations - SWE 2D), HEC-RAS utiliza el método de volúmenes finitos. El cual divide el dominio espacial de análisis en celdas discretas, generalmente poligonales, y resuelve las ecuaciones integrales de conservación (masa y momentum) sobre cada celda.

Cada celda posee información asociada, como la elevación del terreno, la altura de flujo promedio y los coeficientes de rugosidad. La interacción hidráulica entre celdas se produce a través de las fronteras de las celdas, en las cuales se calculan flujos de masa y momentum considerando las variables hidráulicas (profundidad y velocidad).

La resolución numérica se lleva a cabo mediante esquemas explícitos o semi-implícitos, en los cuales las variables hidráulicas se actualizan calculando su tasa de cambio a partir de los flujos entrantes y salientes en cada celda. La precisión y estabilidad numérica del modelo dependen considerablemente del tamaño de la celda (Δx), el paso temporal elegido (Δt) y la velocidad característica del flujo (v), relacionados mediante la condición de estabilidad conocida como criterio CFL (Courant-Friedrichs-Lewy):

$$C = \frac{v\Delta t}{\Delta x} \quad (12)$$

Donde:

- v : velocidad característica del flujo (m/s)
- Δt : intervalo de tiempo de simulación (s)

-
- Δx : dimensión característica de las celdas de la malla (m)

El criterio CFL impone condiciones restrictivas para asegurar estabilidad numérica y precisión en los resultados. Aunque los métodos semi-implícitos pueden admitir valores del número de Courant superiores a la unidad ($C > 1$), se recomienda generalmente mantener el valor cercano a 1 o inferior para garantizar la calidad de los resultados. De esta manera, si se emplea un valor de Courant excesivamente alto, podrían generarse efectos no deseados como una excesiva difusión numérica (atenuación de los peaks de caudal o niveles de agua) o inestabilidades numéricas. Sin embargo, es posible usar un número de Courant de hasta 3.0 para las ecuaciones de SWE y 5.00 para las ecuaciones DW, y aun así obtener resultados estables y precisos. Si el evento que se modela cambia gradualmente con el tiempo y el espacio, se pueden utilizar intervalos de tiempo mayores (es decir, números de Courant cercanos a los valores máximos indicados). Si la ola de inundación que se modela cambia rápidamente con respecto al tiempo y al espacio, se deberá utilizar un intervalo de tiempo cercano a un número de Courant de 1.00. Finalmente, la elección de Δt y Δx se convierte en un balance entre precisión (pasos de tiempo más pequeños y mallas más finas) y tiempo de cómputo (que crece de manera sustancial al refinar la malla o reducir el paso de tiempo).

2.1.4.2.c Representación de Puentes

Los puentes se modelan mediante la incorporación de objetos específicos (“Bridge Objects”) en la malla computacional. Estos objetos se definen a partir de una línea o polilínea interna que modifica localmente la topografía, introduciendo la geometría del puente, incluyendo el tablero, pilas y estribos. No obstante, en caso de que el que se tenga certeza de que el agua no alcance el tablero del puente, pueden caracterizarse las geometrías de las pilas y estribos incorporándolos en la superficie del modelo, con programas externos.

El software gestiona el paso del flujo calculando los intercambios de masa entre las celdas aguas arriba y aguas abajo, considerando las pérdidas hidráulicas asociadas a contracciones y expansiones, así como la interferencia generada por muros o pilas. Generalmente, es necesario realizar un refinamiento local de la malla alrededor de la estructura del puente, con el fin de capturar adecuadamente la distribución espacial de velocidades, las recirculaciones que puedan generarse y posibles efectos locales como la socavación.

2.1.4.2.d Salidas Principales del Modelo

Entre los principales resultados del modelo 2D se encuentran mapas detallados de inundación, que entregan información sobre las profundidades y velocidades del flujo en todas las celdas de la malla computacional. Además, permiten identificar zonas específicas con altas velocidades, lo que resulta particularmente útil para localizar potenciales focos de socavación local en torno a las pilas y estribos del puente. Por último, también se puede evaluar el desarrollo de flujos secundarios en aquellas situaciones donde una parte del caudal tiende a bordear la estructura o se dispersa por las planicies laterales, proporcionando una representación más precisa de la dinámica del flujo en escenarios complejos.

3 DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

En esta sección se presentan los antecedentes disponibles sobre el área de estudio, con el propósito de contextualizar el estudio hidráulico, además de justificar los parámetros de entradas utilizados en la modelación. Inicialmente, se describirán las principales características de la zona seguido de un análisis hidrológico general de la cuenca. Se incluyen aspectos relevantes como las características climáticas, la morfología de la cuenca y los caudales adoptados para el desarrollo del modelo. Finalmente, se describirá el puente existente y su entorno, destacando los datos topográficos y geométricos utilizados para la modelación hidráulica del puente Cuncumén.

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

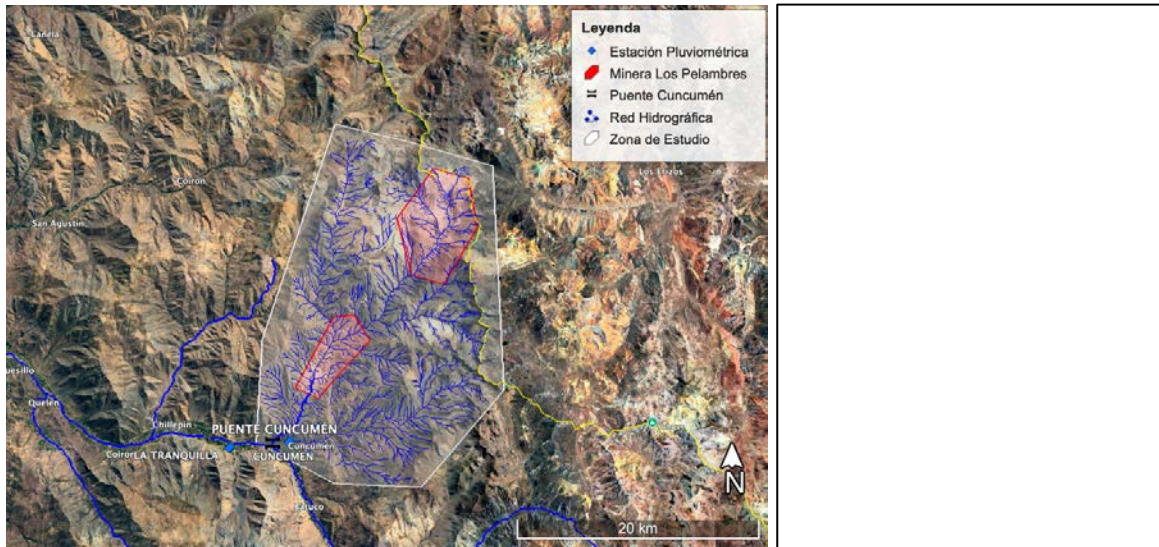
El Puente Cuncumén, ubicado en la Ruta D-835 de la comuna de Salamanca (Región de Coquimbo), constituye un tramo clave para la conectividad de la localidad de Cuncumén con el resto de la comuna y la red vial regional.

El área de estudio se localiza en la vertiente occidental de la Cordillera de los Andes, con altitudes promedio cercanas a 2000 m s.n.m. y pendientes pronunciadas que condicionan una respuesta hidrológica rápida frente a eventos de precipitación. La cuenca del río Cuncumén, afluente del río Choapa, abarca aproximadamente 360 km² y presenta un cauce principal de unos 30 km de longitud. Cabe señalar que el sector alto de la cuenca se encuentra parcialmente intervenido por infraestructura de la Compañía Minera Los Pelambres, aunque dichas instalaciones no influyen directamente en el comportamiento hidráulico del tramo en estudio.

El clima corresponde a un régimen mediterráneo de altura (Csb(h)), con precipitaciones concentradas entre abril y septiembre y un marcado periodo seco en verano. En la **Figura 3-1** se presenta la zona de estudio junto con la curva estacional de precipitaciones máximas en 24 hora para las estaciones Cuncumén y La Tranquilla, representativas del sector. Se observa una concentración de los máximos de precipitación en los meses de invierno, y dadas las características topográficas y altitudinales de la cuenca, se espera un comportamiento pluvio-nival, donde parte de las precipitaciones invernales se acumulan en forma de nieve y se liberan progresivamente durante el verano por fusión nival, lo que origina crecidas tanto pluviales como nivales.

Considerando que el tipo de ruta donde se emplaza el puente está clasificado como “Camino”, se adoptaron períodos de retorno de 100 años para el diseño y 150 años para la verificación, conforme a los criterios establecidos en el Manual de Carreteras Vol. 3 (Dirección de Vialidad, 2024).

Figura 3-1: (a) Zona de estudio y ubicación del Puente Cuncumén.
(b) Curva estacional de precipitaciones máximas en 24 horas para las estaciones Cuncumén y La Tranquilla.



3.2 CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA

Esta sección tiene como objetivo estimar los caudales de crecida en el río Cuncumén para los diferentes períodos de retorno. Dado que la memoria se centra en la modelación hidráulica, esta sección resume solamente los aspectos clave del análisis hidrológico, mientras que los antecedentes, cálculos y resultados detallados se presentan en el Anexo 8.1 – Hidrología.

La cuenca del río Cuncumén se caracteriza por una topografía abrupta y un alto gradiente altitudinal. Su forma alargada y pendiente media pronunciada determinan tiempos de concentración cortos y una respuesta hidrológica rápida, generando crecidas de corta duración y elevada magnitud frente a precipitaciones intensas. La línea de nieve se definió a 3000 m s.n.m. de acuerdo con datos del Observatorio Andino (CR²-IANIGLA), lo que permitió distinguir las zonas de acumulación y escorrentía directa.

Dada la escasez y discontinuidad de registros en la estación Fluviométrica del río Cuncumén, el análisis se complementó con series del río Choapa, cuenca de características hidrológicas y altitudinales similares. Considerando la influencia combinada de lluvias invernales y fusión nival en verano, se evaluaron las crecidas tanto para periodos pluviales como estivales.

Para la estimación de caudales se aplicaron dos enfoques:

- **Método directo:** análisis de frecuencia de caudales máximos instantáneos anuales, evaluando diferentes distribuciones de probabilidad y seleccionando las de mejor ajuste mediante pruebas de Kolmogorov–Smirnov y Chi-cuadrado. Para luego realizar una transposición al punto de interés.
- **Método indirecto:** se aplicó la modelación precipitación–escorrentía, utilizando los parámetros geomorfológicos de la cuenca y las precipitaciones máximas en 24 horas.

Se emplearon las relaciones recomendadas por el Manual de Carreteras Vol. 3 y el Manual de Cálculo de Crecidas de la DGA, considerando tiempos de concentración derivados de la morfología del cauce.

Los caudales obtenidos por ambos métodos fueron consistentes entre sí, adoptándose los valores más representativos como base para el modelado hidráulico:

$$Q_D = 173.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_V = 191.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

Estos valores corresponden a crecidas extremas esperadas bajo condiciones naturales, considerando que, pese a la presencia de infraestructura minera aguas arriba, se asumió flujo libre no regulado para efectos de modelación, siguiendo un criterio conservador en términos de seguridad hidráulica.

Además, se obtuvo el caudal asociado a un periodo de retorno de 100 años (diseño) en el río Choapa (Q_{Ch}) antes de la descarga del río Cuncumén, transponiendo el caudal obtenido por el análisis de frecuencias al punto de interés. Este caudal fue incorporado en el modelo 2D para evaluar la posible influencia del flujo del río Choapa sobre el comportamiento hidráulico del río Cuncumén, considerando que ambos cauces confluyen en las cercanías del puente en estudio.

$$Q_{Ch} = 182.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y SU ENTORNO

En esta sección se presentan los antecedentes disponibles sobre la zona de emplazamiento del puente, incluyendo información relevante para el estudio hidráulico tales como las condiciones geomorfológicas e hidráulicas del cauce, las principales características estructurales y geométricas del puente existente y los levantamientos topográficos realizados.

3.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE

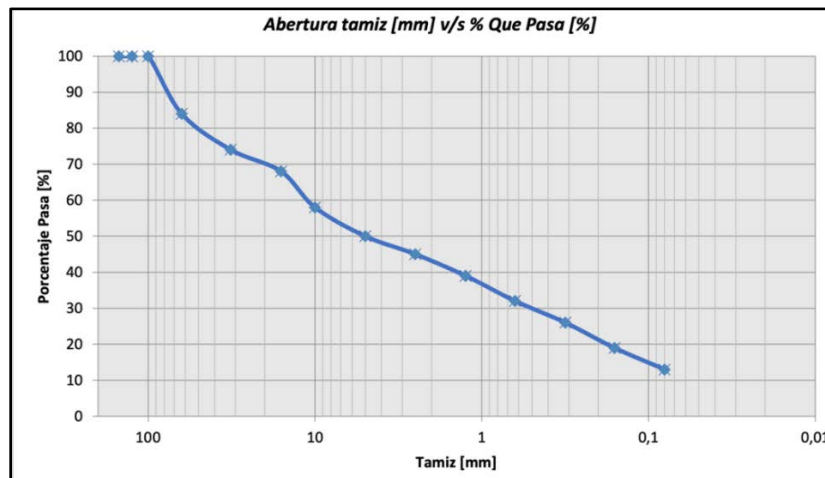
El río Cuncumén se emplaza en una zona de características rurales, donde presenta un lecho compuesto por materiales de diversa granulometría, se observa vegetación en las riberas, con presencia de especies propias de zonas áridas, como arbustos, malezas y pequeños árboles dispersos como se observa en la **Figura 3-2**.

Figura 3-2: Vista desde Puente Cuncumén Aguas Arriba (Izquierda) y Aguas Abajo (Derecha)



De acuerdo con los resultados de la exploración geotécnica, compuesta de 2 calicatas de 2 m de profundidad, el subsuelo se compone de dos horizontes principales. El primer horizonte, hasta los 0.10 m de profundidad, corresponde a una capa vegetal. El segundo horizonte, que se extiende hasta los 2.00 m de profundidad, está constituido por un material integral compuesto por gravas y bolones de color gris, con tamaño máximo de 4", incluyendo cantos rodados y angulares, con una matriz de arena limosa de color café claro, humedad media y baja compactación. No se identificó la presencia de nivel freático en la zona explorada. A continuación, se presenta una de las curva granulométrica obtenidas:

Figura 3-3: Curva Granulométrica de una de la muestra obtenida en las cercanías del puente



Se puede apreciar una distribución continua de tamaños, con un alto porcentaje de gruesos, disminuyendo progresivamente hasta alcanzar fracciones finas por debajo de 0.10 mm. Esto sugiere que el material del cauce presenta una mezcla de gravas y arenas con baja proporción de finos, lo que es consistente con la descripción geotécnica visual obtenida en la exploración de campo.

A continuación, se presentan fotografías tomadas en terreno que muestran las características del río Cuncumén en el tramo en estudio:

Figura 3-4: Vista área del río Cuncumén y la zona de estudio

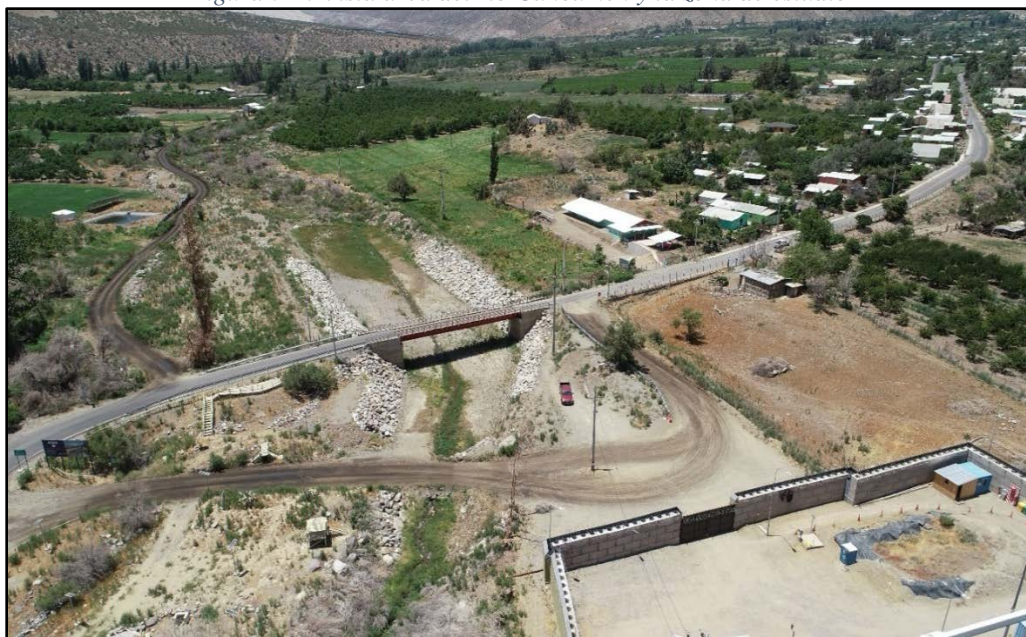
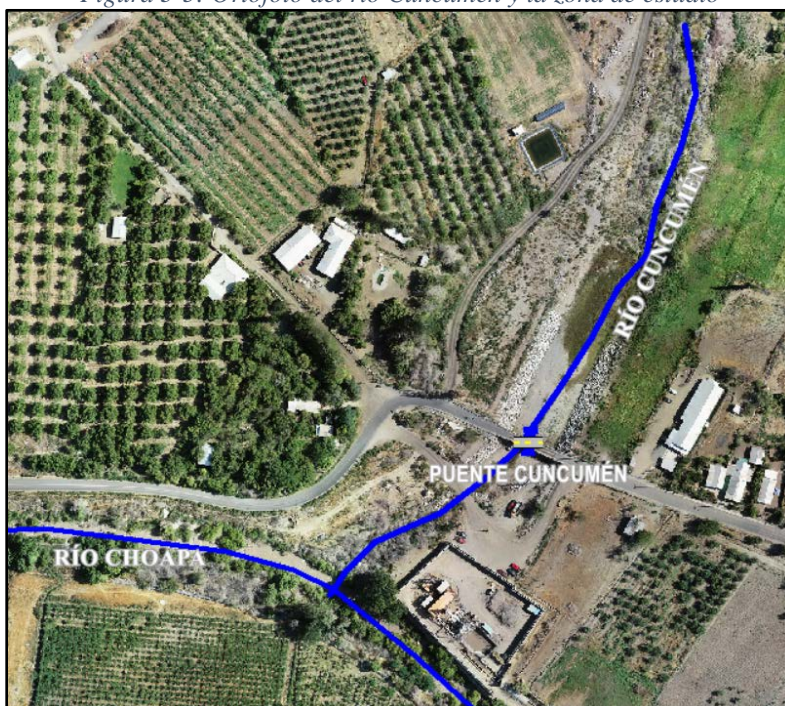


Figura 3-5: Ortofoto del río Cuncumén y la zona de estudio



En ambas imágenes se observan las defensas fluviales existentes, aguas arriba y aguas abajo del puente, que permiten encauzar el río Cuncumén en las cercanías del puente, protegiendo los sectores aledaños, donde existen viviendas, como también los terraplenes de acceso. Estas defensas por el espesor y tamaño de la roca se estima que son de diámetro nominal $D = 0.60$ m y peso $W = 300 - 750$ kg, comúnmente utilizadas en Chile ya que son las mínimas exigidas por el Manual de Carreteras.

En la **Figura 3-5** se observa que aguas abajo del puente Cuncumén, a aproximadamente 110 m, el cauce desemboca en el río Choapa. Sin embargo, debido a la pendiente del fondo del cauce, antecedentes hidrológicos y morfológicos, el cauce tiene un régimen mixto por lo que es necesario evaluar el tipo de régimen en las cercanías de desembocadura para evaluar la influencia que tiene el río Choapa sobre el río Cuncumén. Este supuesto se validará, realizando la modelación hidráulica para corroborarlo.

Debido a la intervención de la cuenca, en periodo estival se puede observar un caudal mínimo, aun cuando existe acumulación de nieve en periodo pluvial, como se señaló en la caracterización hidrológica. El ancho activo del flujo varía dependiendo del periodo, siendo desde 1-2 m, en periodo estival, a hasta 30-50 m, en eventos de crecida.

Además, según información recopilada en terreno, habitantes locales señalaron que el puente nunca ha sido sobrepasado por el agua. Incluso en crecidas ocurridas antes de la intervención en la cuenca, se observaron revanchas superiores a 2 m respecto al fondo de la viga.

3.3.2 TOPOGRAFIA

Para la caracterización geométrica del área de estudio, se dispone de dos superficies topográficas obtenidas mediante distintas metodologías. Estas permiten representar con precisión la morfología del cauce y su entorno, lo que es fundamental para la modelación hidráulica. Las superficies son:

1. Vuelo LiDAR (escala 1:1000)

Se utilizó un modelo digital de elevación (DEM) obtenido a partir de un vuelo LiDAR ejecutado con dron, el cual entregó curvas de nivel cada 1 m. Gracias al bajo caudal del río Cuncumén al momento del levantamiento, fue posible capturar adecuadamente la geometría del cauce y sus márgenes.

2. Levantamiento topográfico en terreno (escala 1:500)

Posteriormente, se realizó un levantamiento con estación total georreferenciada conforme al Manual de Carreteras Vol. 3 (apartado 3.1002.304). Este incluyó 14 perfiles transversales espaciados cada 20–30 m, abarcando aproximadamente 340 m de longitud y 180 m de ancho promedio, aguas arriba y aguas abajo del puente. La información se complementó con un levantamiento detallado en algunos sectores del cauce, las inmediaciones del puente y sus defensas fluviales, generando un modelo digital de elevación (DEM) con curvas de nivel cada 0.50 m.

Figura 3-6: Plano de ubicación, correspondiente al sector del levantamiento topográfico en base a perfiles de cauce

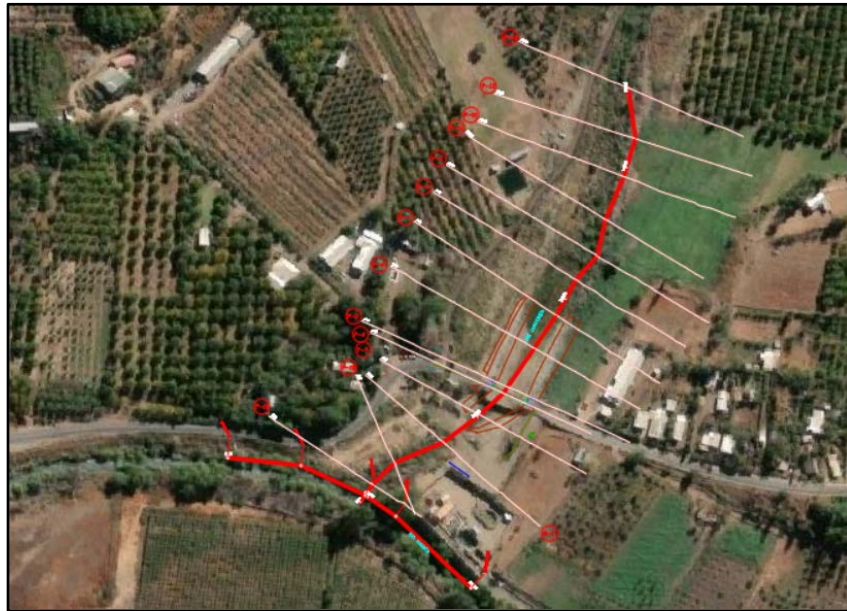
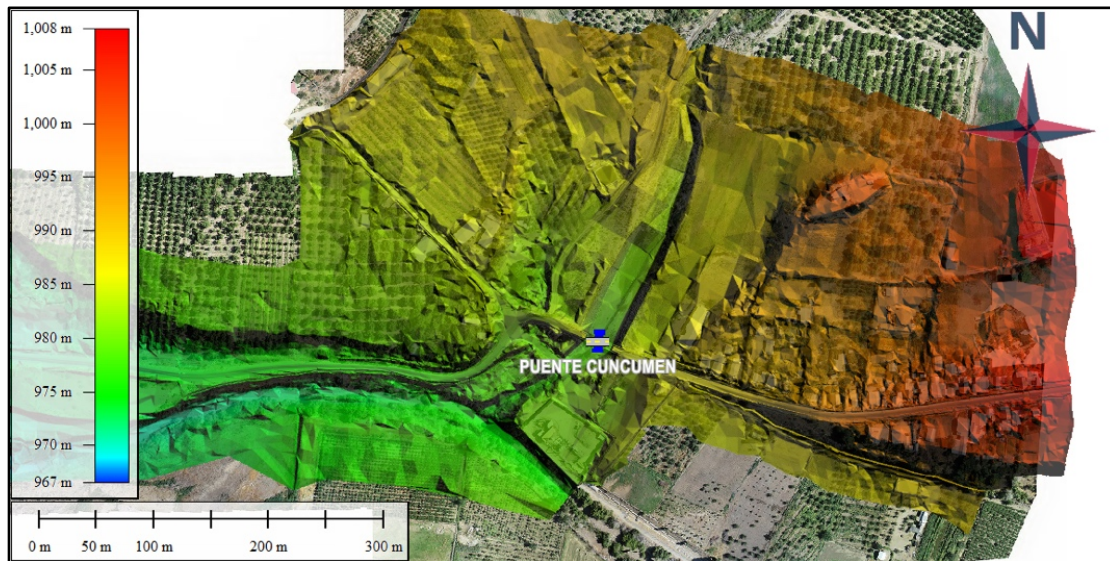


Figura 3-7: Ejemplo de Modelo de elevación digital en base al levantamiento topográfico en la zona de estudio



Cabe destacar que en ambas superficies están incluidos los estribos del puente como parte del modelo de elevación digital. Además, aunque ambos levantamientos presentan la misma forma general, el modelo obtenido con el levantamiento topográfico en terreno proporciona mayor precisión y nivel de detalle en comparación con el obtenido mediante vuelo LIDAR, sobre todo en las cercanías del puente.

3.3.3 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE

El puente Cuncumén es una estructura de un solo tramo de 25 m de longitud, compuesta por dos vigas de acero tipo “I” (30×100 cm) arriostradas cada 5 m y apoyadas sobre estribos de hormigón. El tablero de madera posee un ancho total de 4.70 m, con una calzada de 3.50 m y pasillos peatonales laterales de 0.60 m sin segregación física.

Los accesos presentan pendientes moderadas y un trazado adaptado a la topografía, aunque las curvas cercanas y la estrechez del tablero dificultan el paso de vehículos grandes. Por su reducido ancho, solo permite el tránsito de un vehículo a la vez, lo que representa riesgos de seguridad vial. Además, la capacidad estructural del tablero no admite vehículos pesados, por lo que camiones y maquinaria deben cruzar por un badén alternativo aguas abajo, inutilizable durante crecidas.

Dadas estas limitaciones geométricas, funcionales y estructurales, se propone la reposición del puente por una estructura de hormigón armado de dos pistas, con pasillos peatonales o multipropósito segregados y ancho acorde al estándar vigente. Aunque el puente actual no presenta fallas estructurales ni hidráulicas, la normativa exige su modelación hidráulica para analizar su comportamiento y definir la posición óptima del nuevo puente considerando aspectos hidráulicos, geométricos y de seguridad vial.

A continuación, se presentan algunas fotografías del Puente donde se muestran las características mencionadas:

Figura 3-8: Fotografía del acceso poniente al Puente Cuncumén



Figura 3-9: Vista aérea del Puente Cuncumén

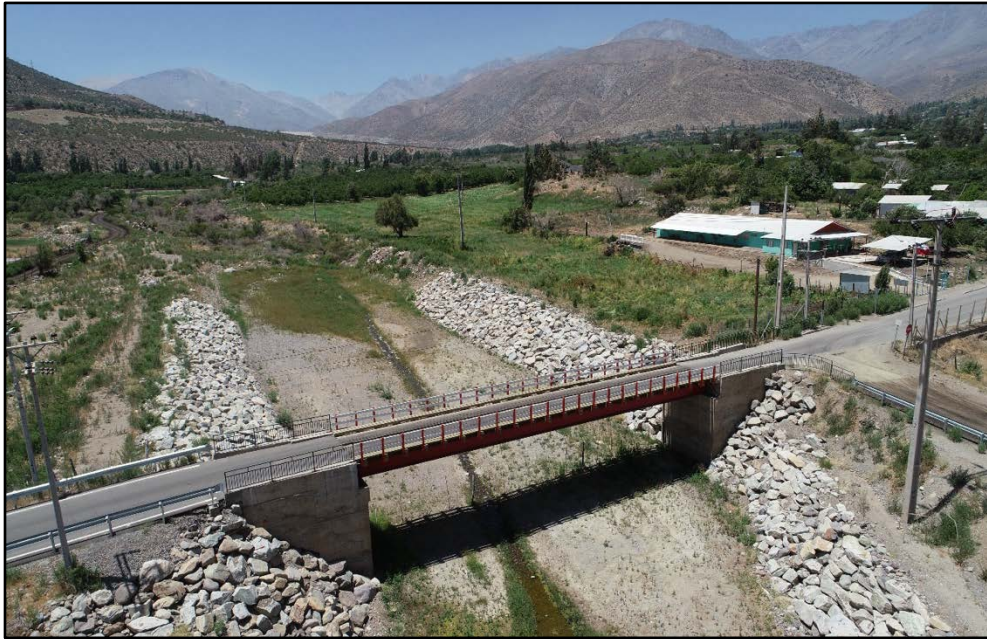
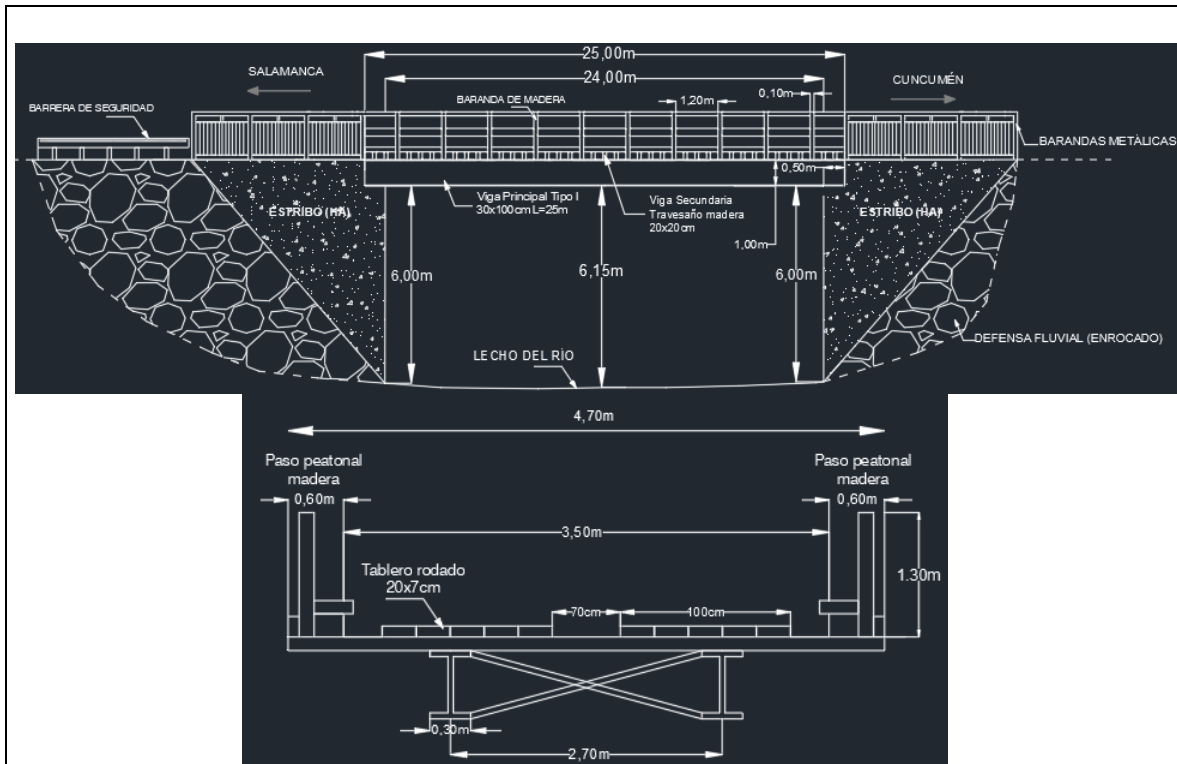


Figura 3-10: Características Geométricas del Puente Cuncumén



4 METODOLOGIA

4.1 ENFOQUE GENERAL DE LA METODOLOGIA

Para cumplir con los objetivos planteados, se desarrollará un análisis comparativo entre modelos hidráulicos unidimensionales (1D) y bidimensionales (2D) utilizando el software HEC-RAS. Para garantizar una comparación consistente entre ambos modelos, se adoptarán condiciones equivalentes en términos de régimen de flujo y características geométricas del cauce.

En primer lugar, el estado de la práctica en Chile para estudios hidráulicos de puentes consiste en emplear modelos unidimensionales (1D) de flujo permanente gradualmente variado con lecho fijo. Este enfoque supone que la condición más desfavorable para el diseño y la evaluación hidráulica se produce en el instante en que se alcanza el caudal máximo, y por ello, el modelo 1D se centra en representar dicho escenario estacionario de máxima crecida.

Siguiendo esta línea, la modelación 2D se ha realizado inicialmente con un enfoque de caudal constante, permitiendo que la solución evolucione hasta alcanzar un estado estacionario comparable con el del modelo 1D. De esta forma, se pueden evaluar objetivamente las diferencias en la distribución del flujo, niveles de agua y velocidades entre ambos enfoques en el contexto del puente Cuncumén.

No obstante, para reforzar la validez de esta aproximación, se llevará a cabo una validación adicional del modelo 2D utilizando un hidrograma de crecida. Esta validación servirá para verificar que, aun considerando un régimen no permanente, las diferencias en los resultados no sean significativas, confirmando así que la condición de caudal máximo es representativa del escenario más desfavorable

4.2 CONFIGURACIÓN DE MODELOS

4.2.1 MODELO 1D

4.2.1.1 Geometría del modelo

La geometría se definió en base a perfiles transversales de cauce, descritos en la Sección 3.3.2.2, los que proporcionan la información geométrica necesaria para representar el cauce, permitiendo caracterizar su forma, dimensiones y parámetros hidráulicos asociados.

Obtenidos los perfiles transversales de cauce en formato .dwg, a través de AutoCAD Civil 3D, se exportaron los perfiles transversales en formato .geo, los cuales pueden ser cargados fácilmente en HEC-RAS. Además de optimizar la creación de los perfiles transversales en el modelo, permite georreferenciarlos.

Por otro lado, se utilizó la superficie del levantamiento para evaluar la planicie de inundación aprovechando las nuevas herramientas disponibles en HEC-RAS que permiten evaluar las planicies de inundación interpolando los niveles de agua de los perfiles transversales en la superficie a través del módulo de RAS Mapper.

Figura 4-1: Perfiles transversales de cauce en HEC-RAS, vista en planta

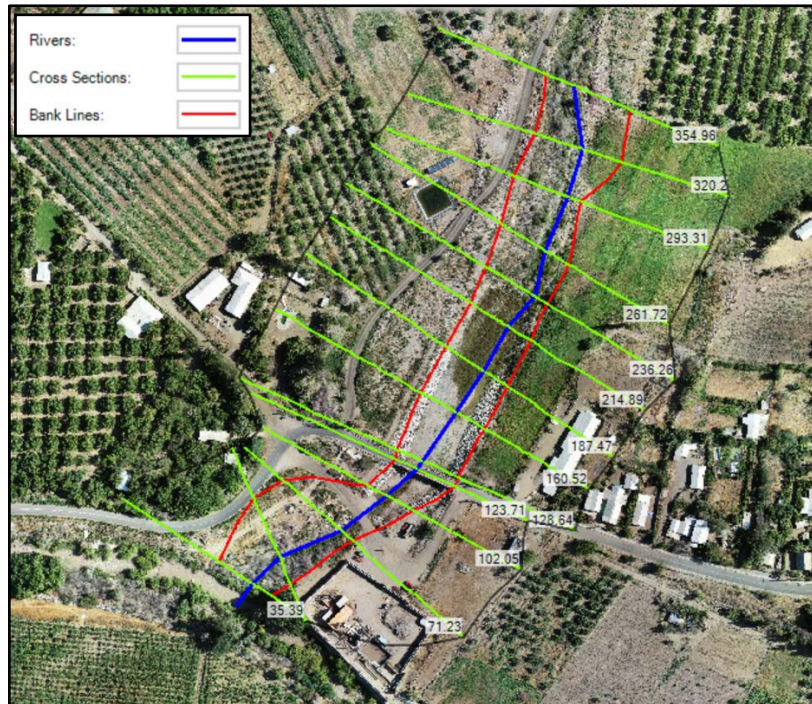
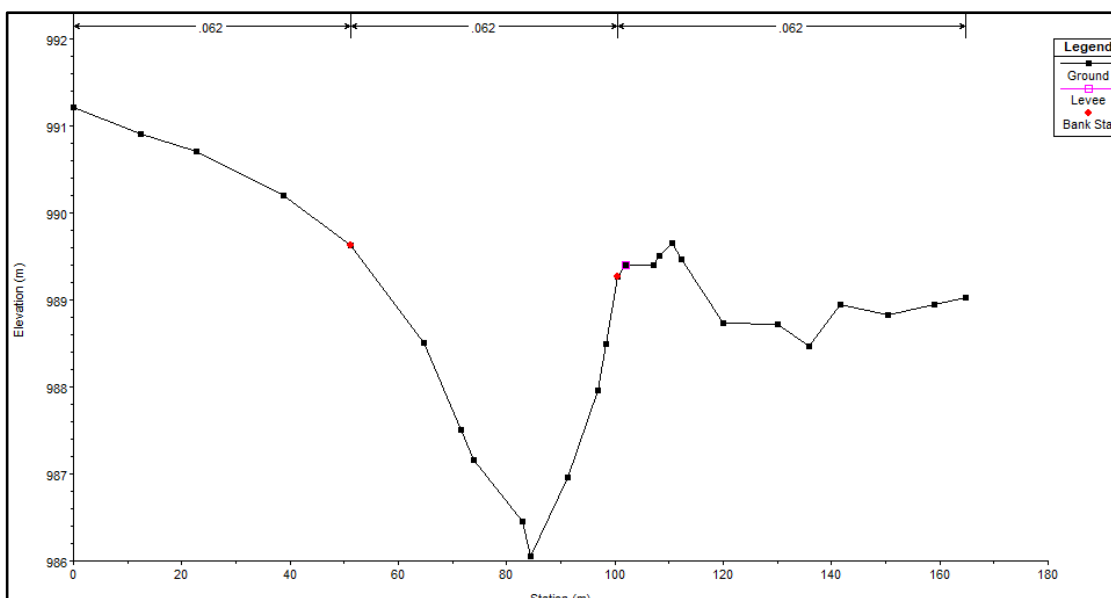


Figura 4-2: Ejemplo del perfil transversales 354.96



Para cada sección transversal se definieron los bordes del río (bank station) y también los diques (levees). Cabe destacar que los perfiles transversales se representan mirando desde aguas arriba hacia aguas abajo.

4.2.1.2 Parámetros Hidráulicos

4.2.1.2.a Coeficiente de Rugosidad

Para determinar las pérdidas por fricción es necesario estimar el coeficiente de rugosidad. Se supuso un único valor para todos los perfiles transversales, considerando que, en general los tramos poseen características homogéneas.

Para determinar el coeficiente se utilizó la metodología de Cowan, descrita en el marco teórico, la cual permite tomar en cuenta el tipo de material del lecho, irregularidades de la sección y otras características del cauce, tales como densidad de vegetación y existencia de meandros. Los coeficientes de rugosidad determinados por este método se ajustan a las condiciones locales identificadas en los tramos donde se ubica el puente existente, estos valores se obtienen de la Tabla 3.707.104.B del Manual de Carreteras V-3.

Tabla 4-1: Coeficiente de Manning, según metodología de Cowan

Condiciones Del Canal		Cauce	
		Descripción	Valor
Material de fondo	n0	Grava Fina	0.024
Grado de Irregularidad	n1	Leve	0.005
Variaciones de las secciones a lo largo del canal	n2	Alternándose Ocasionalmente	0.005
Efecto relativo de las Obstrucciones	n3	Leve	0.010
Densidad de Vegetación	n4	Media	0.018
Frecuencia de Meandros	m	Leve	1.000
n			0.062

4.2.1.2.b Coeficientes de Contracción/Expansión

Para calcular las pérdidas por expansión y contracción se utilizaron los coeficientes según las recomendaciones de HEC-RAS:

- Transiciones Graduales, para el caso de la mayoría de los perfiles transversales alejados del puente:

$$C_c = 0.1 \text{ y } C_e = 0.3$$

-
- Secciones Típicas de Puentes:

$$C_c = 0.3 \text{ y } C_e = 0.5$$

4.2.1.3 Condiciones de Borde

Evaluaciones preliminares mostraron que el régimen del escurrimiento es mixto (subcrítico y supercrítico), razón por la cual se adoptó imponer escurrimiento normal en los perfiles transversales más extremos del levantamiento. Se consideró que estos perfiles se encuentran lo suficientemente alejados del puente, permitiendo el desarrollo de la altura normal.

Adicionalmente, para verificar el supuesto de independencia hidráulica entre el río Cuncumén y el río Choapa para caudales de crecidas se consideró imponer la altura conocida de las defensas fluviales de la planta elevadora de aguas (979.6 msnm).

En particular, se estudiarán 2 casos para las condiciones de borde:

- **Caso 1:** (Modelación principal)

Se ingresaron los caudales de diseño y verificación, además se supone un flujo mixto, por lo tanto, se requieren condiciones de borde A. Arriba y A. Abajo. En base a la topografía del cauce, se pudo definir la pendiente longitudinal del cauce, condición que se impondrá tanto A. Abajo como A. Arriba:

$$S = 0.0335 \text{ (-)}$$

- **Caso 2:** (Verificación Independencia de ríos)

De igual forma, se ingresaron los caudales y se supone un flujo mixto, por lo tanto, se requieren condiciones de borde A. Arriba y A. Abajo. En base a la topografía del cauce, se definió la pendiente asociada a la altura normal, condición que se impondrá A. Arriba:

$$S_o = 0.0335 \text{ (-)}$$

Por otro lado, considerando que el cauce del río Cuncumén es afluente al Río Choapa y para confirmar la independencia hidráulica se supuso la condición de altura conocida A. Abajo, para la cual se consideró la cota de coronamiento del enrocado existente en las cercanías de la planta elevadora de aguas ($H = 979.6$ msnm). Esta situación solamente se simulará para corroborar la independencia del río Cuncumén del río Choapa.

4.2.1.4 Ingreso de Puente

Se definió el puente entre las secciones 128.64 y 123.71, específicamente se creó la sección 126.18. Se ingreso la geometría del puente tanto aguas arriba como aguas abajo.

Figura 4-3: Sección 126.18, geometría del puente en HEC-RAS

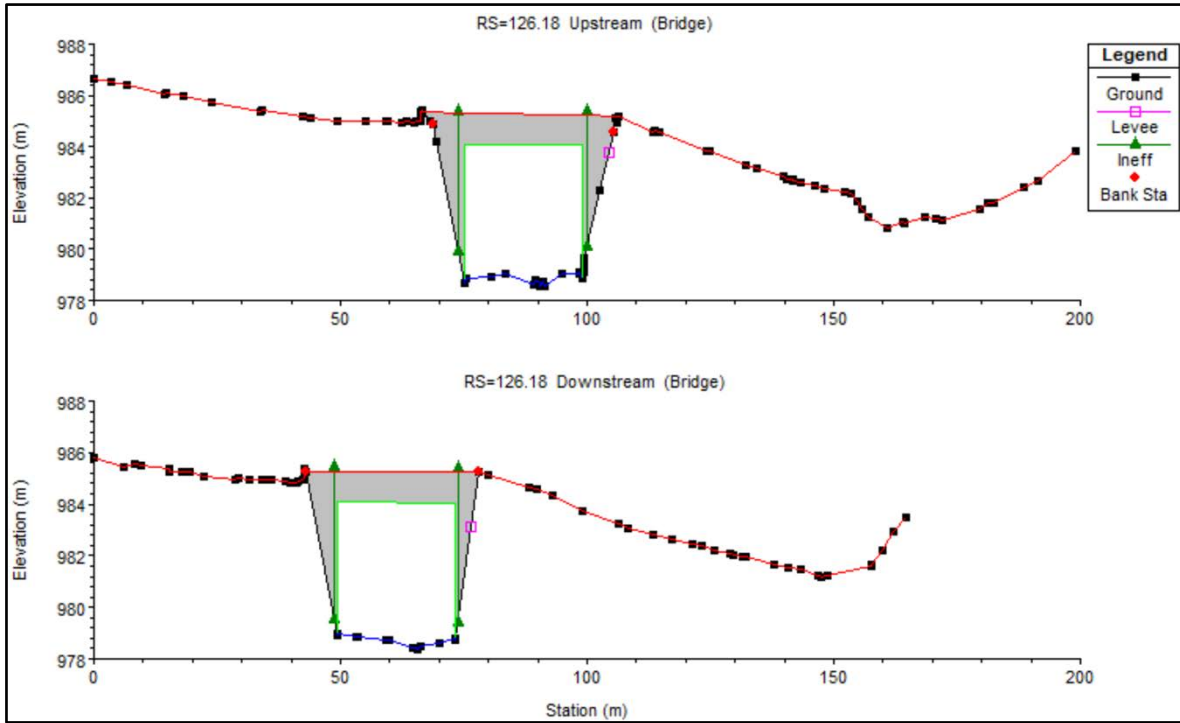


Figura 4-4: Secciones interpoladas para la contracción y expansión



Para capturar adecuadamente las pérdidas de energía asociadas al puente, se agregaron secciones transversales adicionales aguas arriba y aguas abajo de la estructura. Mediante las

herramientas de interpolación de HEC-RAS, se definieron secciones a 6 m aguas arriba (zona de contracción) y 12 m aguas abajo (zona de expansión), lo que permitió modelar de manera más precisa la transición del flujo en la entrada y salida del puente. Además, se incorporaron áreas inefectivas de flujo en estas secciones para representar correctamente las zonas donde la circulación del agua es mínima o nula.

Para el cálculo de las pérdidas hidráulicas en el puente se empleó el método de energía, dado que la geometría del puente Cuncumén, sin pilas dentro del cauce y con estribos ubicados fuera del flujo activo, no genera contracciones bruscas ni cambios significativos en el campo de presiones que requieran el uso del método de momento. En este tipo de configuraciones, las pérdidas localizadas pueden representarse adecuadamente mediante coeficientes de contracción y expansión incorporados en la ecuación de energía.

Adicionalmente, las simulaciones preliminares mostraron que el flujo en las cercanías del puente se mantiene en régimen subcrítico, condición en la cual la ecuación de energía entrega resultados consistentes y estables. Por estos motivos, se asignaron coeficientes de contracción y expansión a las secciones de aproximación y salida, lo que permite capturar de forma adecuada la disipación de energía asociada al paso del flujo bajo el puente.

4.2.2 MODELO 2D

4.2.2.1 Geometría del modelo

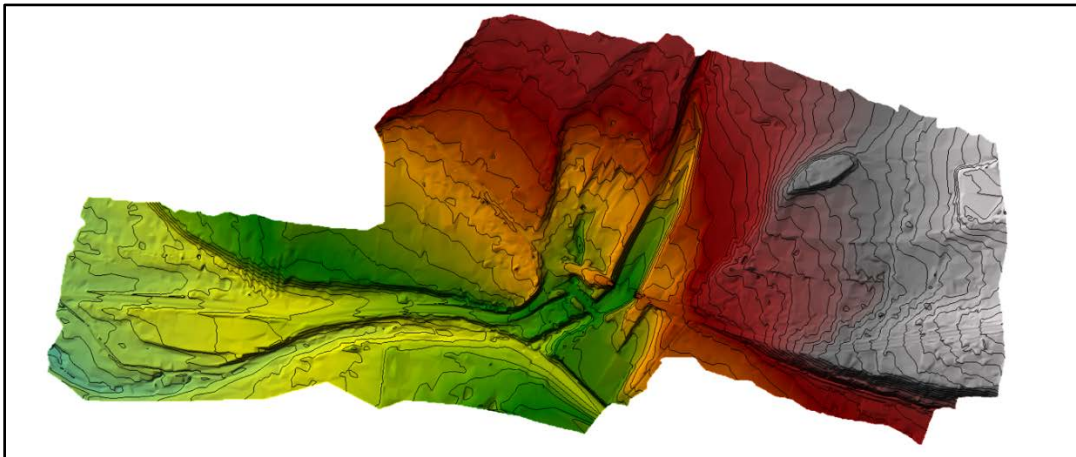
La geometría del modelo 2D se definió a partir de modelos de elevación digital obtenidos mediante vuelo LiDAR y levantamiento terrestre, descritos en la Sección 3.3.2 Topografía. Estos datos proporcionan la información geométrica necesaria para representar el terreno, permitiendo caracterizar su morfología y definir los parámetros hidráulicos asociados en cada celda de la malla del modelo.

Obtenidos las superficies en formato .dwg, a través de AutoCAD Civil 3D, se exportaron en formato .tif con una resolución de 0.5m/pixel para ser cargadas al software, y poder definir la construcción de la malla computacional.

Para la modelación principal, se priorizó el uso de la superficie proveniente del levantamiento terrestre, debido a su mayor resolución, sobre todo en la zona del puente, garantizando así una mejor representación del cauce y la interacción con el puente. La **Figura 4-5** muestra la superficie incorporada al modelo hidráulico.

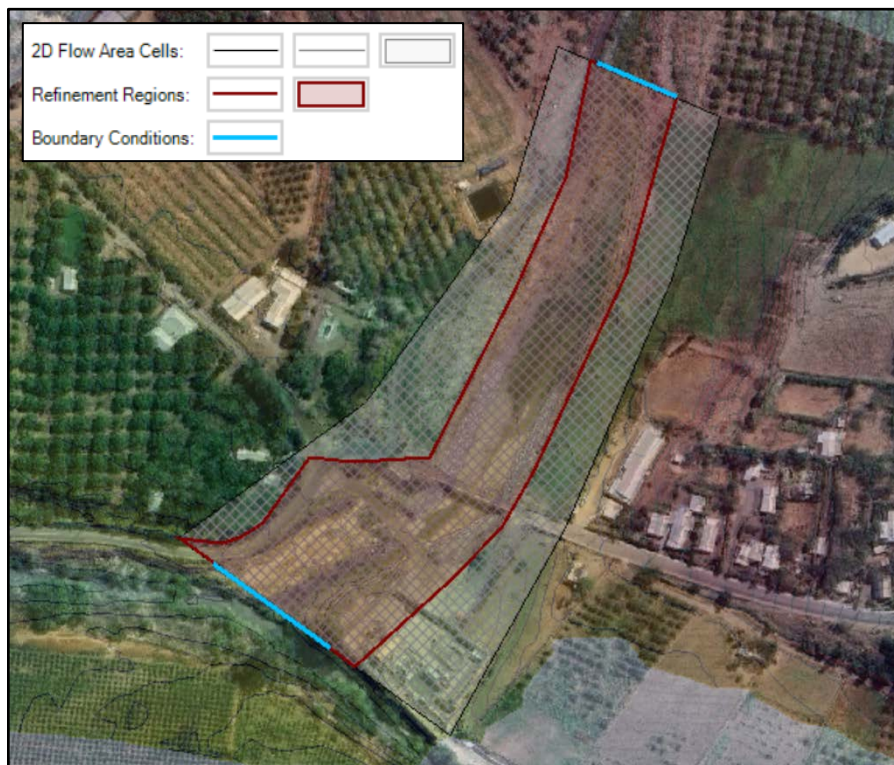
Por otro lado, la superficie generada a través del vuelo LiDAR se utilizó complementariamente en el análisis de sensibilidad, descrito en secciones posteriores.

Figura 4-5: Superficie del Levantamiento en HEC-RAS



Para definir el área del modelo bidimensional, inicialmente se consideró la superficie contenida entre los perfiles transversales utilizados en el modelo 1D. Esto permitió asegurar una cobertura suficiente del cauce y sus márgenes inmediatos. Posteriormente, tras realizar simulaciones preliminares y evaluar la extensión real de la planicie inundable generada, se ajustó dicha área del modelo con el fin de optimizar los recursos computacionales. Se buscó mantener cierta holgura entre las zonas inundadas y los límites externos del modelo, evitando así la incorporación de áreas donde no existe flujo significativo. La **Figura 4-6** muestra el dominio final adoptado.

Figura 4-6: Área y elementos del Modelo 2D Definitivo



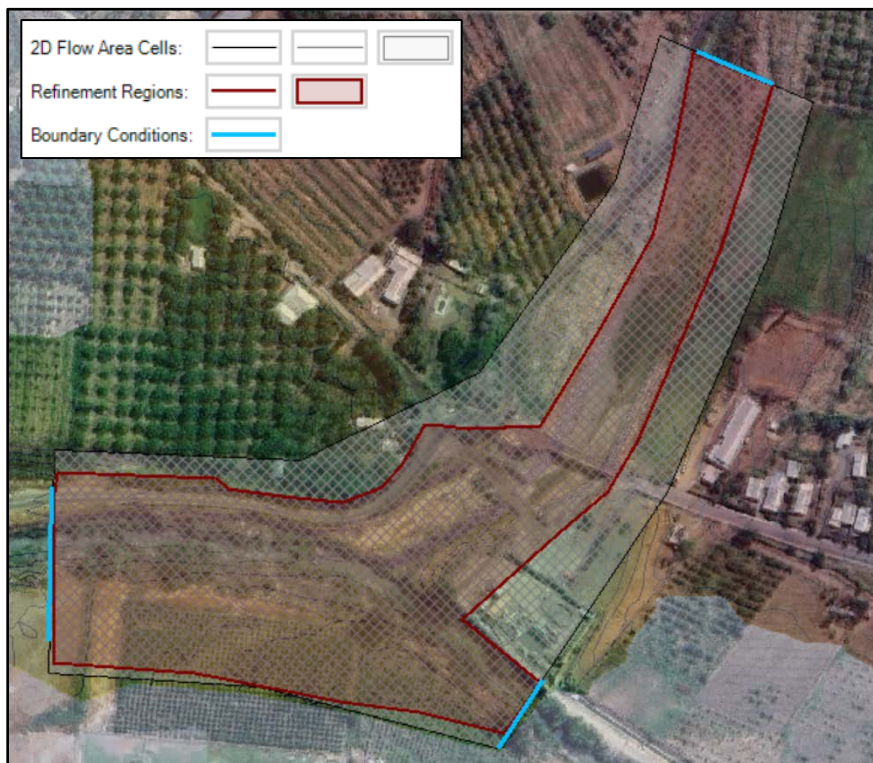
La discretización espacial del modelo fue realizada mediante una malla computacional estructurada con tamaños variables de celdas. Inicialmente, se propuso un tamaño general de celda (Δx) igual a 2 m para la mayor parte del modelo, con un refinamiento local a 1 m en la zona del cauce activo y específicamente alrededor del puente, para captar con mayor detalle los fenómenos hidráulicos asociados a esta estructura.

Finalmente, considerando la importancia de obtener resultados precisos en el cauce principal y especialmente en las inmediaciones del puente, se definió un tamaño final de celdas de 0.5 m en la zona del cauce activo. Esta decisión se basa en que la resolución del modelo digital de elevación (DEM) disponible es de 0.5 m/píxel, siendo esta la mínima dimensión recomendable para la discretización del modelo. Usar celdas menores no aportaría un nivel de detalle topográfico adicional, mientras que incrementaría significativamente el costo computacional.

Adicionalmente, se realizó una configuración alternativa del modelo incluyendo el tramo de confluencia con el río Choapa, utilizando en este caso una discretización general con tamaño de celdas de 2 m y manteniendo un refinamiento local con celdas de 0.5 m en el cauce activo de ambos ríos.

La **Figura 4-7** muestra el dominio utilizado en esta configuración extendida, la cual permitió corroborar la independencia hidráulica del río Cuncumén respecto al río Choapa y evaluar si existían efectos de remanso significativos provenientes de la confluencia.

Figura 4-7: Área y elementos del Modelo 2D con tramo del río Choapa



4.2.2.2 Coeficientes de Rugosidad y Otros Parámetros Hidráulicos

De forma garantizar una comparación equivalente de los modelos 1D y 2D, se utilizará el mismo coeficiente de rugosidad, este se aplicó a todas las celdas del modelo.

$$n = 0.062$$

4.2.2.3 Condiciones de Borde

Para el modelo 2D se utilizaron condiciones de borde equivalentes a las del modelo 1D, con el fin de garantizar una comparación coherente:

- **Caso 1:** (Modelación principal)
 - Condición aguas arriba: Se impuso un caudal constante correspondiente al caudal de crecida, mediante una línea de borde (boundary condition line) transversal al cauce en el extremo aguas arriba del dominio.
 - Condición aguas abajo: Se utilizó una condición de pendiente normal ($S_0 = 0.0335$ m/m).
- **Caso 2:** (Verificación Independencia de ríos)

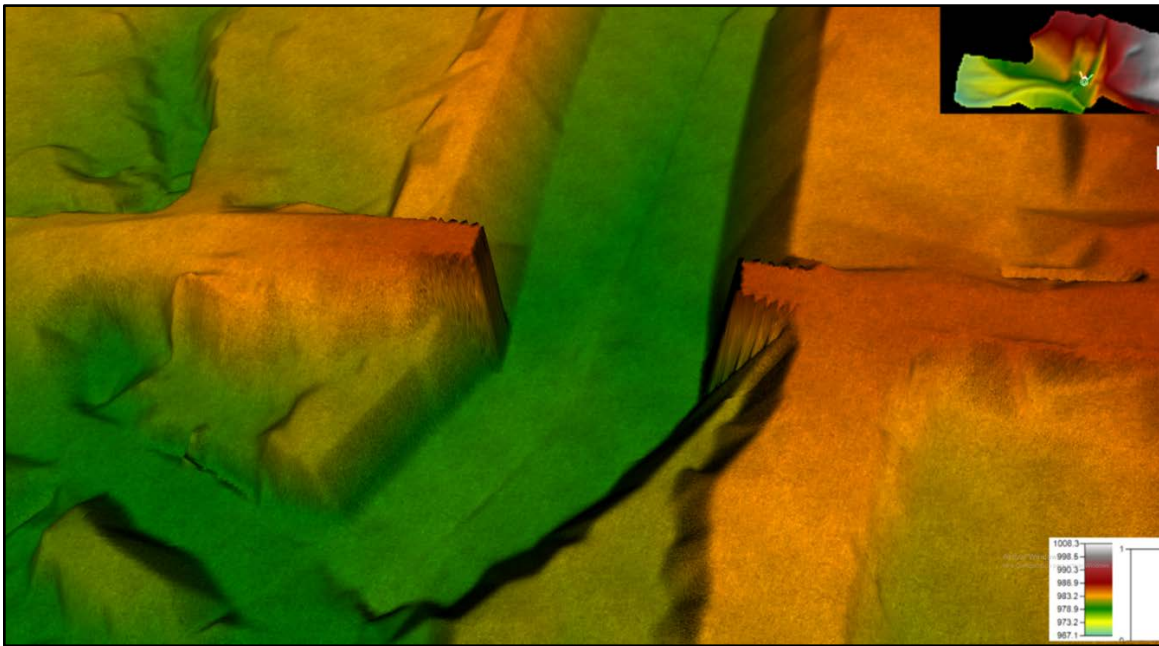
Para este caso, se amplió el dominio del modelo incorporando un tramo del río Choapa, lo que requirió la inclusión de condiciones adicionales:

- Condición aguas arriba en el río Cuncumén: Se mantuvo el caudal constante de diseño mediante una línea de borde transversal al cauce.
- Condición aguas arriba en el río Choapa: Se impuso un caudal constante equivalente al caudal de diseño del río Choapa.
- Condición aguas abajo del río Choapa: Se estableció una condición de pendiente normal obtenida de la superficie del modelo ($S_0 = 0.0118$ m/m).

4.2.2.4 Ingreso de Puente

Para la modelación 2D, no fue necesario representar explícitamente los estribos del puente, ya que estos se encuentran incorporados en las superficies utilizadas, tanto en los datos LiDAR como en el levantamiento topográfico. Esto permite que la geometría de los estribos esté correctamente representada en la malla computacional sin requerir una modificación adicional.

Figura 4-8: Vista 3D de Superficie del Modelo 2D



++`

4.3 PROCESO DE SIMULACIÓN

A continuación, se presenta la etapa de ejecución de simulaciones, la cual se llevó a cabo de forma iterativa, ajustando en cada ejecución ciertos parámetros del modelo, especialmente en el caso bidimensional, donde se variaron tanto el tamaño de las celdas como el paso de tiempo para mantener la estabilidad y precisión numérica. Debido a la ausencia de estaciones fluviométricas cercanas al puente, no fue posible realizar una calibración basada en mediciones reales de caudal y de nivel de agua.

En su lugar, se recurrió a la información obtenida en terreno, donde habitantes locales indicaron que, en crecidas ocurridas antes de la intervención de la cuenca, se observaron revanchas mayores a 2m con respecto al fondo de viga. Con el fin de comprobar que los resultados del modelo 1D y 2D no se vean afectados drásticamente ante incertidumbres en los parámetros, se planteó un análisis de sensibilidad, modificando algunos parámetros del modelo dentro de rangos razonables.

4.3.1 MODELO 1D

En el caso del modelo unidimensional, debido a que se ejecuta en régimen permanente, los cálculos son rápidos, lo que permitió realizar ajustes iterativos de manera ágil debido el bajo tiempo de procesamiento, el modelo 1D resultó muy eficiente desde el punto de vista computacional, con tiempos de simulación que no superan los pocos segundos. Esta

característica permitió realizar múltiples simulaciones, afinando parámetros como la longitud de las zonas de transición, ubicación de secciones clave y valores de rugosidad.

Una vez definidos los resultados hidráulicos del modelo 1D, particularmente los niveles de agua y las velocidades promedio por sección transversal, se procedió a generar las representaciones espaciales mediante el módulo RAS Mapper.

Para la delimitación de planicies de inundación, RAS Mapper proyecta los niveles de agua obtenidos en el eje del cauce sobre la superficie topográfica levantada en terreno (DEM). Mediante este proceso, el software identifica las zonas donde el nivel hidráulico supera la cota del terreno, interpolando transversal y longitudinalmente los resultados entre secciones. Esto permite obtener una representación cartográfica de las áreas potencialmente inundadas que, si bien no alcanza la resolución completamente espacial de un modelo 2D, ofrece una visualización realista y consistente con la geometría del terreno.

De manera similar, la distribución espacial de velocidades se obtuvo interpolando en RAS Mapper las velocidades calculadas en cada sección transversal. HEC-RAS estima la velocidad promedio del flujo en distintas franjas dentro de cada perfil según la geometría del cauce, nivel de aguas y rugosidad. Posteriormente, estas velocidades se interpolan longitudinalmente entre secciones, generando un campo pseudoespacial que, aunque no corresponde a una resolución plenamente bidimensional, permite visualizar de forma representativa el patrón de velocidades en el tramo modelado y facilita su comparación con los resultados del modelo bidimensional.

4.3.2 MODELO 2D

Por otro lado, dado que el modelo 2D es más exigente computacionalmente, se requirió considerablemente más tiempo para ajustar sus parámetros y alcanzar una configuración definitiva. Las simulaciones 2D con mayor resolución espacial y menor paso temporal demandaron al menos 15-20 minutos de procesamiento por ejecución.

Como se mencionó anteriormente, primero es necesario determinar el tiempo requerido para que el modelo no permanente se estabilizara y alcanzara un estado estacionario. Para ello, se ejecutaron simulaciones preliminares con distintas duraciones, verificando que, después de 5 minutos, el sistema alcanzaba la estabilidad. Esta verificación se realizó observando que el nivel de aguas y la velocidad se mantenían constantes en celdas ubicadas cerca del puente y en la entrada y salida del modelo. Con base en este análisis, se definió una duración total de 6 minutos para las simulaciones definitivas.

El tiempo requerido para alcanzar el estado estacionario depende de varios factores, como el tamaño de las celdas, el paso temporal y el conjunto de ecuaciones utilizadas (Diffusion Wave o Shallow Water Equations). Por esta razón, para cada configuración del modelo se comprobó que efectivamente se alcanzara el estado estacionario antes de extraer los resultados.

Adicionalmente, se ajustó el paso temporal (Δt) con el fin de cumplir con la condición de estabilidad de Courant-Friedrichs-Lewy ($CFL \approx 1$), garantizando una buena precisión numérica. Finalmente, se utilizó un paso de tiempo de 0.1s.

Siguiendo las recomendaciones del Manual de HEC-RAS 2D, el modelo fue ejecutado inicialmente con la formulación simplificada de Diffusion Wave (DW) para evaluar su estabilidad general y correcto funcionamiento. Una vez validado, se resolvieron las Shallow Water Equations (SWE) completas, las cuales implican un mayor costo computacional, pero entregan resultados más detallados y realistas.

Se modelaron dos escenarios de caudal: el caudal de diseño, correspondiente al período de retorno de 100 años, y el caudal de verificación, asociado al período de retorno de 150 años, tal como especifica el Manual de Carreteras Vol. 3.

Con el fin de verificar que el nivel de aguas en las cercanías del puente Cuncumén no se ve afectado por la condición hidráulica del río Choapa, se desarrolló una simulación adicional extendiendo el dominio del modelo 2D hacia aguas abajo. Esta simulación incluyó un tramo del río Choapa y permitió analizar si existe influencia significativa sobre el flujo del río Cuncumén en su tramo final.

Para ello, se incorporó una nueva condición de borde aguas abajo en el río Choapa (pendiente normal), manteniendo el caudal de diseño en la entrada de ambos ríos. Esta configuración buscó representar una situación realista de confluencia y verificar si se generaban influencias en los niveles de agua cercanos al puente.

4.4 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Posteriormente, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad, en el cual se variaron los principales parámetros de los modelos. Este proceso permitió verificar la consistencia de los resultados y dar mayor solidez a las conclusiones, considerando que no se cuenta con una calibración basada en mediciones directas de caudal y nivel de aguas.

Para ambos modelos (1D y 2D), se realizaron las siguientes variaciones:

- La forzante del caudal, se evaluará un rango del $\pm 10\%$ respecto al valor de diseño. Para el caso del $+10\%$, este valor es similar al caudal de verificación, por lo que se consideró este último:

$$Q_d = 173.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d + 10\% = 191.11 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d - 10\% = 156.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Para el coeficiente de Manning se evaluará un rango del $\pm 10\%$ respecto al valor estimado:

$$n = 0.062$$

$$n + 10\% = 0.068$$

$$n - 10\% = 0.056$$

Adicionalmente, para el modelo 2D:

- Se utilizaron 2 superficies del modelo, la obtenida por vuelo LiDAR y por levantamiento terrestre.

4.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MODELOS

Según lo discutido en el estado del arte, los modelos bidimensionales (2D) generalmente proporcionan una representación más precisa y detallada de las variables hidráulicas en comparación con los modelos unidimensionales (1D). Debido a esto, se tomaron los resultados del modelo 2D como referencia para llevar a cabo la comparación con el modelo 1D, evaluando el grado de exactitud y posibles discrepancias entre ambos enfoques.

4.5.1 VARIABLES DE COMPARACIÓN

Para una evaluación consistente y objetiva, las variables seleccionadas para realizar la comparación entre los modelos 1D y 2D fueron:

- Nivel de aguas máximos: Se compararon perfiles transversales específicos, especialmente aquellos ubicados en las cercanías del puente, dada su importancia en el análisis hidráulico. Considerando que en el modelo 2D la distribución no es uniforme en dirección transversal, lo cual es una limitación importante del enfoque 1D, al comparar los valores en las secciones transversales, estos serán comparados considerando los valores máximos observados. También se comparó el perfil longitudinal que va por el eje del cauce, del nivel de aguas máximos.
- Velocidad del flujo: Se compararon perfiles transversales de velocidades, enfocándose especialmente en las áreas cercanas al puente, donde pueden generarse problemas locales debido a la interacción del flujo con la estructura. Se obtendrán las velocidades máximas en la sección y en cada estribo.
- Planicies de inundación: Se analizaron las superficies de inundación generadas por ambos modelos, comparando el área inundada, la extensión lateral del flujo y zonas críticas de inundación identificadas.

4.5.2 MÉTRICAS DE EVALUACIÓN

Los resultados obtenidos en las simulaciones se analizaron empleando diversas métricas cuantitativas y herramientas gráficas que permitirán evaluar objetivamente la precisión y la concordancia entre los modelos:

-
- Niveles de agua máximos: Se calculó el error absoluto y el error relativo, pero este último no se determinó en función de cotas absolutas (referidas al nivel del mar), ya que el elevado orden de magnitud de estas alturas genera porcentajes muy bajos, que no reflejan adecuadamente las diferencias hidráulicas reales. En su lugar, se utilizó la revancha como valor de referencia para el cálculo del error relativo. Esta decisión se fundamenta en que la revancha, definida como la diferencia entre la cota inferior de la viga del puente (984.07 msnm) y el nivel de aguas máximo (NAM), es un parámetro de diseño normativo, establecido por el Manual de Carreteras Vol. 3, el cual exige una mínima de 1.0 m para el período de diseño y de 0.3 m para el de verificación. Por lo tanto, utilizar esta variable permite interpretar con mayor precisión el impacto de las diferencias de nivel en relación con el cumplimiento de los criterios hidráulicos exigidos para el diseño de puentes.
 - Velocidad del flujo: Se calculó el error absoluto y relativo para secciones transversales en las cercanías del puente.
 - Planicies de inundación: Se calculó el error absoluto y relativo con respecto al área de la superficie inundada y se generaron mapas de diferencias espaciales para comparar el área inundada por cada modelo.

Finalmente, a partir del análisis comparativo se identificaron claramente los parámetros hidráulicos más representativos y adecuados para el diseño de la reposición del Puente Cuncumén. También se generaron recomendaciones específicas sobre cuándo es preferible utilizar modelos 1D o 2D en contextos similares, considerando factores como la precisión obtenida, la eficiencia computacional requerida y la disponibilidad de información topográfica e hidráulica.

5 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1 MODELO 1D

5.1.1 VALIDACIÓN MODELO 1D

5.1.1.1 Verificación de Independencia hidráulica entre ríos

Con el objetivo de confirmar que los niveles de agua máximos del río Cuncumén no se ven significativamente afectados por las condiciones hidráulicas del río Choapa, se desarrolló una simulación adicional incorporando este último tramo en el modelo. En este caso, se reemplazó la condición de borde aguas abajo por una cota fija correspondiente al coronamiento de las defensas fluviales existentes en la planta elevadora de aguas, lo que representa una condición extrema y conservadora. Esta verificación resulta especialmente relevante dado que, en la configuración base, la descarga del río Cuncumén se realiza libremente hacia el río Choapa, el cual se asume como independiente hidráulicamente.

Para evaluar el impacto de esta nueva condición, se compararon los resultados obtenidos en ambos modelos (base y extendido) en términos de revancha, velocidades del flujo y superficie de inundación. Las comparaciones se realizaron específicamente en los perfiles transversales ubicados aguas arriba y aguas abajo del puente, donde las condiciones hidráulicas tienen mayor relevancia para el diseño del puente.

A continuación, se presentan los errores porcentuales mínimos y máximos observados en los perfiles transversales aguas arriba y aguas abajo del puente, para las variables evaluadas, tomando como referencia los valores obtenidos con la simulación base:

Tabla 5-1: Modelo 1D - Rango de variación de error porcentual con la condición de borde considerando el río Choapa

Variable analizada	Error Porcentual	
	min	max
Revancha (Viga Puente - N.A.M.)	0.36%	0.38%
Velocidad Máxima	0.30%	0.62%
Velocidad Estribo Poniente	0.40%	0.65%
Velocidad Estribo Oriente	0.41%	0.43%
Superficie de inundación	10.64%	10.64%

Al evaluar estos resultados se observó que la revancha presenta leves variaciones, del orden del 0.40%, lo que indica que el río Choapa prácticamente no tiene influencia sobre los niveles hidráulicos en las inmediaciones del puente Cuncumén. Asimismo, las velocidades de flujo presentan un comportamiento similar, con variaciones menores al 0.70%, lo cual refuerza la conclusión anterior respecto a la independencia hidráulica entre ambos cauces en la zona analizada.

La superficie de inundación fue la variable con la mayor variación, alcanzando un 10.64%. Sin embargo, esta diferencia se produce exclusivamente en la zona final del río Cuncumén, debido a la imposición de la cota en la condición de borde aguas abajo, lo cual generó que gran parte de la zona de la desembocadura se inundase, lo cual no afecta la zona del puente, ni hacia aguas arriba.

Se concluye que el efecto del río Choapa sobre los niveles de agua, velocidades y áreas de inundación en la zona del puente fue insignificante. Por lo tanto, no fue necesario considerar explícitamente la interacción hidráulica entre estos dos ríos en el modelo final 1D para fines del diseño del puente Cuncumén.

Las figuras correspondientes a niveles de aguas máximos, velocidades y planicies de inundación obtenidas para esta simulación extendida se encuentran en el Anexo 8.2 "Validación Modelo 1D – Verificación de independencia hidráulica entre ríos".

5.1.1.2 Análisis de Sensibilidad

El análisis se centró en la zona de interés para el diseño del puente, evaluando los resultados en los perfiles transversales ubicados inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

Las figuras correspondientes a niveles de aguas máximos, velocidades y planicies de inundación obtenidas se encuentran en el Anexo 8.2 "Validación Modelo 1D – Análisis de Sensibilidad". A continuación, se presenta una síntesis de los resultados obtenidos para cada caso:

5.1.1.2.a Variación de Caudales

Se evaluó la sensibilidad del modelo a cambios en el caudal en $\pm 10\%$ respecto del valor de diseño ($Q_d = 173.74 \text{ m}^3/\text{s}$), lo que equivale a $156.37 \text{ m}^3/\text{s}$ (-10%) y $191.11 \text{ m}^3/\text{s}$ ($+10\%$). Los errores porcentuales observados, en los perfiles transversales aguas arriba y aguas abajo del puente, para las variables de interés se muestran en la siguiente tabla resumen:

Tabla 5-2: Modelo 1D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones del caudal $Q \pm 10$

Variable analizada	Error Porcentual	
	min	max
Revancha (Viga Puente - N.A.M.)	5.00%	6.49%
Velocidad Máxima	3.94%	4.62%
Velocidad Estribo Poniente	3.24%	4.55%
Velocidad Estribo Oriente	2.89%	4.27%
Superficie de inundación	2.31%	2.39%

Se observó que, en términos de revancha, las diferencias alcanzan hasta un 6.49 %, mientras que, en las velocidades, las variaciones oscilan entre 2.89 % y 4.62 %, lo cual se considera aceptable dentro del margen de incertidumbre. Por último, la superficie de inundación varió

menos de un 2.39 %. De esta forma, se confirma que el modelo presenta una baja sensibilidad ante fluctuaciones moderadas del caudal, manteniendo resultados consistentes en las variables hidráulicas evaluadas en la zona del puente.

5.1.1.2.b Variación de Coeficiente de Rugosidad

Se evaluó la sensibilidad del modelo a cambios en el coeficiente de rugosidad de Manning en $\pm 10\%$ respecto al valor de diseño ($n = 0.062$), lo que equivale a 0.056 (-10%) y 0.068 ($+10\%$). Los errores porcentuales observados, en los perfiles transversales aguas arriba y aguas abajo del puente, para las variables de interés se muestran en la siguiente tabla resumen:

Tabla 5-3: Modelo 1D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones del coeficiente de Rugosidad $n \pm 10$

Variable analizada	Error Porcentual	
	min	max
Revancha (Viga Puente - N.A.M.)	1.79%	2.29%
Velocidad Máxima	1.85%	3.33%
Velocidad Estribo Poniente	2.02%	3.24%
Velocidad Estribo Oriente	2.14%	3.72%
Superficie de inundación	1.76%	3.36%

Se observó que, en términos de revancha, las diferencias alcanzan hasta un 2.29 %, mientras que, en las velocidades, las variaciones oscilan entre un 1.85 % y 3.72 %, lo cual se considera aceptable dentro del margen de incertidumbre. Por último, la superficie de inundación varió menos de un 3.36 %. De esta forma, se confirma que el modelo presenta una baja sensibilidad ante fluctuaciones moderadas del coeficiente de rugosidad, manteniendo resultados consistentes en las variables hidráulicas evaluadas en la zona del puente.

5.1.2 RESULTADOS MODELO 1D

5.1.2.1 NIVELES DE AGUAS MÁXIMOS

El análisis general del comportamiento hidráulico a lo largo del cauce se realizó en base al perfil longitudinal de niveles de aguas máximos mostrado en la **Figura 5-1**. En dicho perfil se observó que el régimen flujo es mayoritariamente subcrítico cercano al régimen crítico, debido a que la altura normal se mantiene cercana a la altura crítica, exceptuando la zona del puente donde la altura se peralta. Además, se identificó, que existen ciertas zonas localizadas, como el perfil 214.89 y la última sección antes de la descarga al río Choapa, donde se produce flujo supercrítico.

En la zona del puente, se observó un remanso aguas arriba, producido por la contracción de la sección transversal generada por los estribos. Este fenómeno provoca un aumento en la

altura del flujo antes del ingreso a la estructura. Al ingresar al puente, el flujo se acelera debido a la reducción del área efectiva, lo que genera una disminución en la altura normal. Posteriormente, al salir del puente, se produce una expansión de la sección, generándose un aumento en la altura y una disminución en la velocidad.

Este comportamiento hidráulico justifica la selección de los perfiles transversales ubicados inmediatamente aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71) del puente como secciones de referencia para la evaluación del nivel de aguas máximo y el cálculo de la revancha. Estos perfiles son representados en la **Figura 5-2**, los niveles de aguas máximos y revanchas obtenidos se presentan en la **Tabla 5-4**.

Tabla 5-4: Modelo 1D - Niveles máximos de agua y Revanchas para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71

PERFIL 128.64 AGUAS ARRIBA				PERFIL 128.64 AGUAS ARRIBA			
Q	NAM [msnm]	Revancha [m]	Diferencia [m]	Q	NAM [msnm]	Revancha [m]	Diferencia [m]
Qd	981.45	2.62	-	Qd	981.45	2.62	-
Qv	981.61	2.46	-0.16	Qv	981.61	2.46	-0.16

Se observó que los niveles de aguas son mayores aguas arriba que aguas abajo (hasta 7.20%). Además, los niveles obtenidos con el caudal de verificación (Q_v) aumentan levemente (hasta 6.50%) respecto a los del caudal de diseño (Q_d), reduciendo la revancha en ambos perfiles. No obstante, los valores de revancha obtenidos poseen bastante holgura con respecto a los mínimos establecidos por el Manual de Carreteras (1.0 m para diseño y 0.3 m para verificación) tanto para aguas arriba como aguas abajo, lo cual indica que según los resultados obtenidos por el modelo unidimensional el diseño hidráulico del puente existente mantiene condiciones de seguridad aceptables.

Figura 5-1: Modelo 1D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximas, para caudales de diseño y verificación

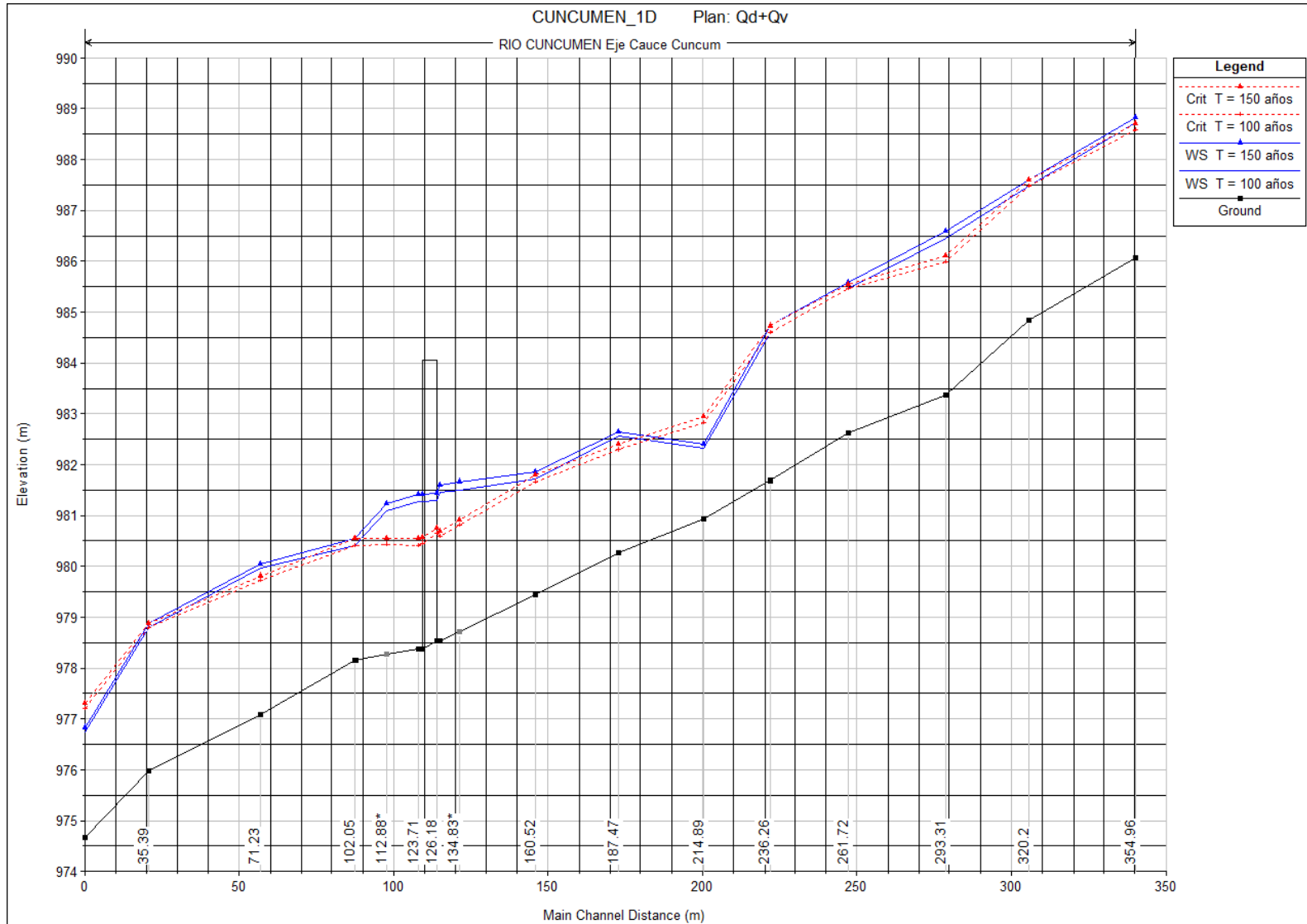
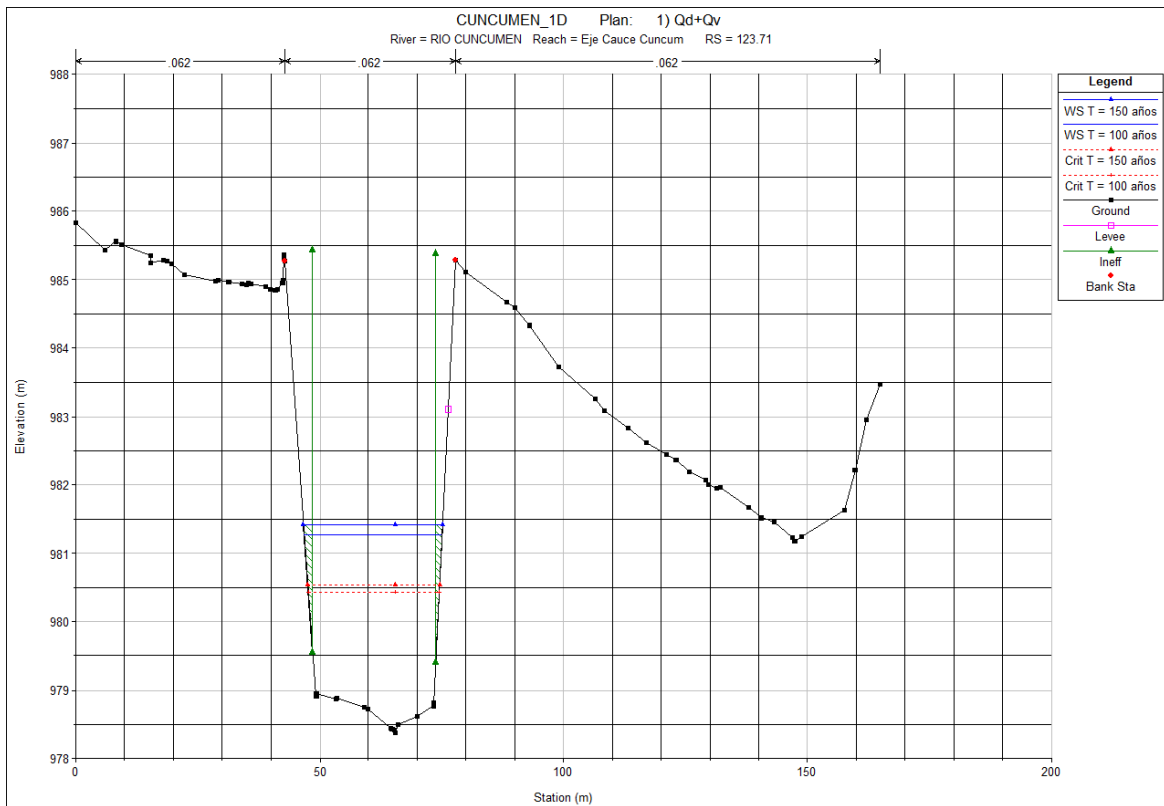
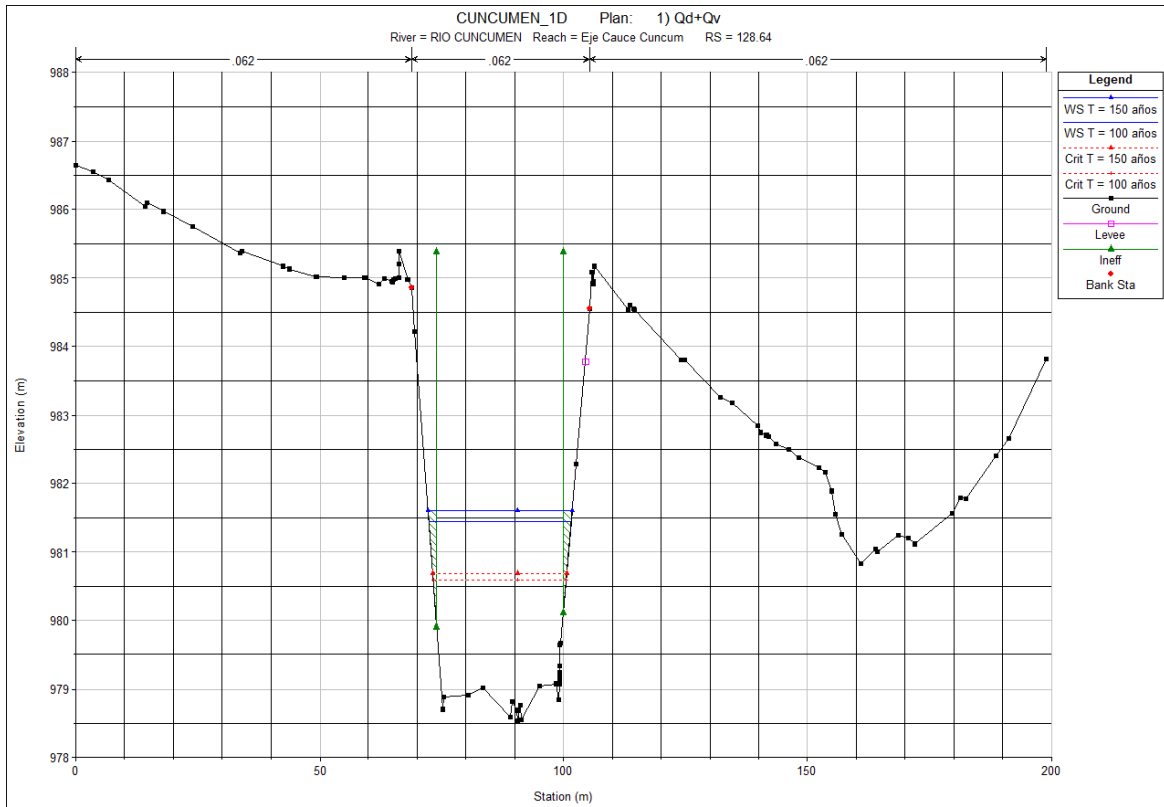


Figura 5-2: Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71) con niveles de aguas máximas, para caudales de diseño y verificación



5.1.2.2 PLANICIES DE INUNDACIÓN

La **Figura 5-3** y la **Figura 5-4** muestran las planicies de inundación generadas a partir de las simulaciones correspondientes al caudal de diseño y al caudal de verificación, respectivamente. En ambas figuras se observa que la inundación se encuentra principalmente contenida dentro de las riberas del cauce. Esta condición geométrica actúa como un elemento de contención natural, reduciendo la sensibilidad del área de inundación frente a variaciones moderadas en el nivel de aguas máximos. Además, se puede observar que en las planicies de inundación generadas por RAS Mapper no se aprecia el cambio en el nivel de aguas máximos al ingresar al puente esto se debe a que la interpolación se genera utilizando solamente los perfiles aguas arriba y aguas abajo, sin incluir el perfil dentro del puente. Es importante destacar que, tal como se espera de un modelo 1D el nivel de aguas varía solo de forma longitudinal en la dirección del cauce, y no de forma transversal.

A pesar del incremento de caudal en el escenario de verificación, el aumento en la superficie inundada fue leve (2.40%). Para el caudal de diseño, se obtuvo un área inundada de 10771.20 m², mientras que, para el caudal de verificación, esta alcanzó los 11027.80 m², lo que representa una diferencia de tan solo 256.60 m². Esta variación marginal confirma cuantitativamente que la diferencia entre escenarios es mínima, y que el comportamiento del cauce frente a ambos caudales se mantiene dentro de condiciones hidráulicamente estables, sin afectar zonas aledañas ni los accesos al puente.

Figura 5-3: Modelo 1D - Planicie de inundación, para caudal de diseño

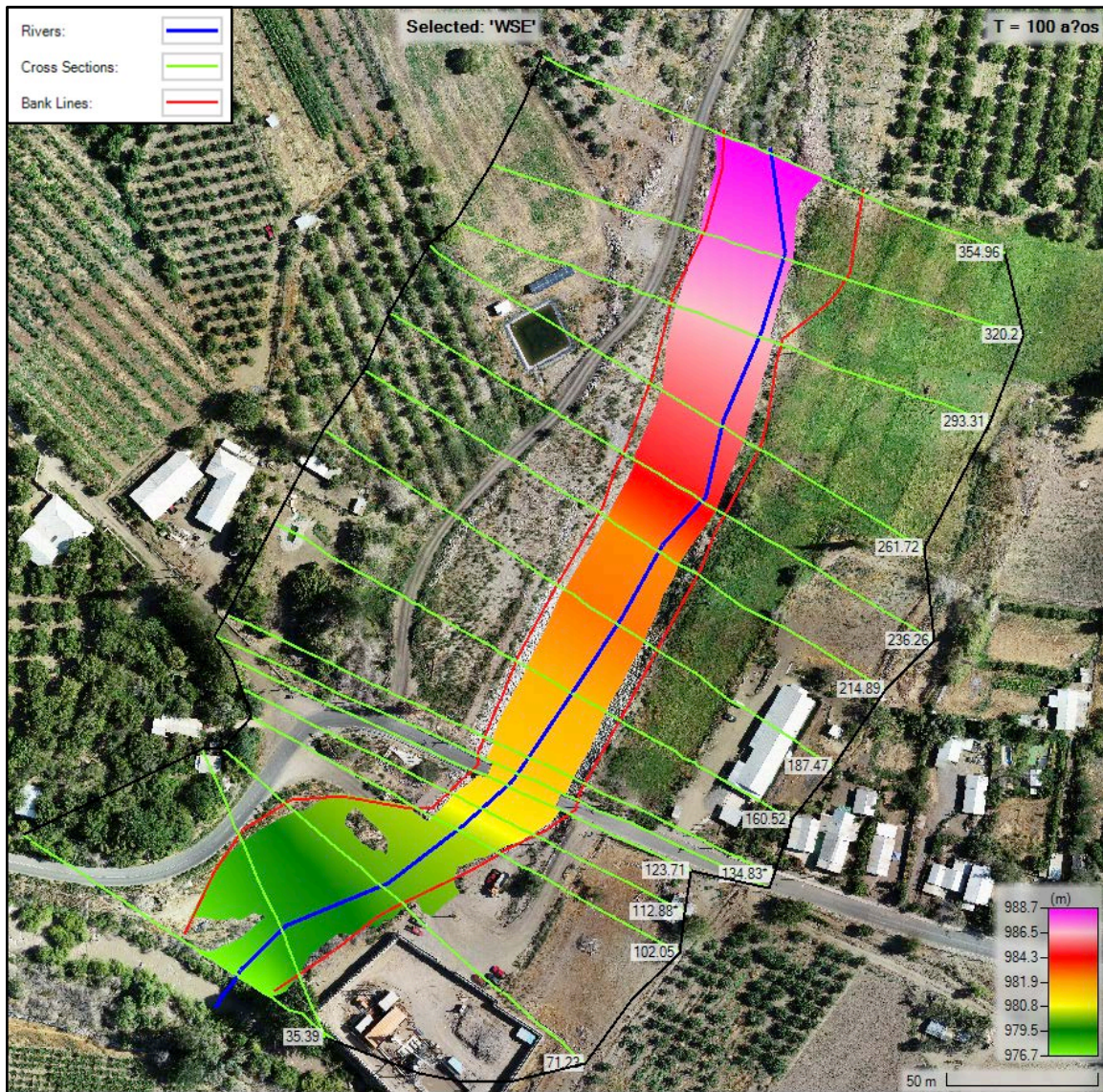
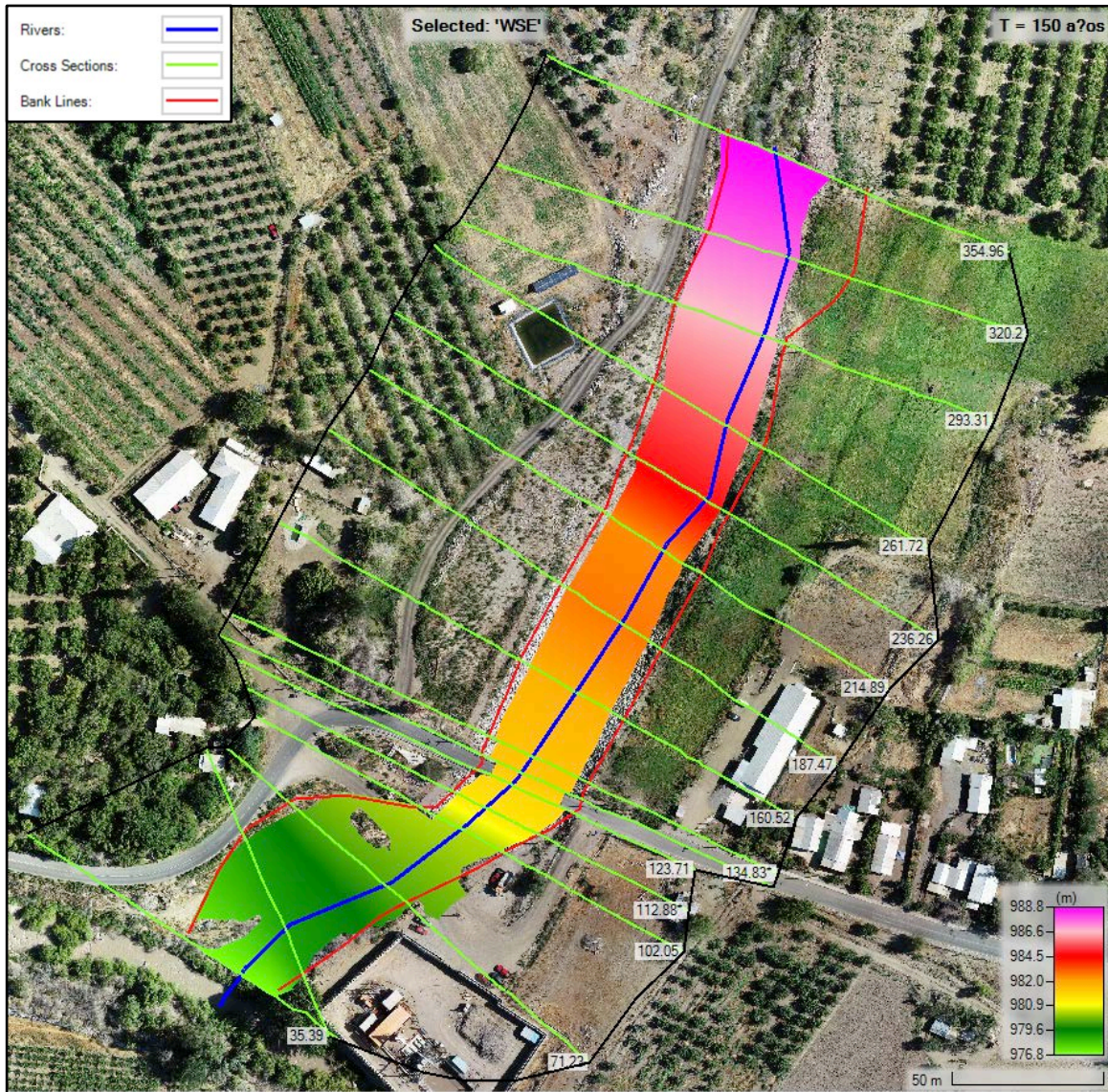


Figura 5-4: Modelo 1D - Planicie de inundación, para caudal de verificación



5.1.2.3 VELOCIDADES DEL FLUJO

Las **Figura 5-5** y **Figura 5-6** presentan los mapas de velocidades generados para los caudales de diseño y verificación, respectivamente. En general, se observan velocidades moderadas a altas, entre 2.8 a 5 m/s, en la zona del fondo del cauce, la cual disminuye hacia las riberas. En particular, se identifican dos zonas de alta velocidad, en el sector anterior a las defensas fluviales cerca del perfil transversal 214.89 (en el rango de 5 m/s) y en la descarga al río Choapa (en el rango de 4 m/s), donde el flujo se vuelve localmente supercrítico, tal como se evidenció en el análisis de los niveles de aguas máximos. En la zona del puente se aprecian velocidades cercanas a los 3 m/s, y al igual que con el nivel de aguas máximo, RAS Mapper solo utiliza los perfiles transversales aguas arriba y aguas abajo del puente para interpolar las velocidades, por lo que no se captura la aceleración del flujo al entrar en la zona del puente.

Por lo tanto, para el análisis de las velocidades de diseño, se seleccionaron de forma conservadora, los perfiles ubicados dentro del puente, tanto aguas arriba (126.18 BR U) como aguas abajo (126.18 BR D), ya que, se observaron velocidades mayores. Estos perfiles se presentan en la **Figura 5-7** y la **Figura 5-8** para los caudales de diseño y verificación, respectivamente. Las velocidades obtenidas se presentan en la siguiente tabla resumen:

Tabla 5-5: Modelo 1D - Velocidad máxima y velocidad en estribos para los perfiles 126.18 BR U y RS 126.18 BR D, para los caudales de diseño y verificación

Variable analizada	Caudal Diseño [m3/s]	
	PERFIL 126.18 BR U	PERFIL 126.18 BR D
Velocidad Máxima	3.30	3.25
Velocidad Estribo Poniente	3.08	2.47
Velocidad Estribo Oriente	2.42	2.34

Variable analizada	Caudal Verificación [m3/s]	
	PERFIL 126.18 BR U	PERFIL 126.18 BR D
Velocidad Máxima	3.43	3.41
Velocidad Estribo Poniente	3.23	2.57
Velocidad Estribo Oriente	2.50	2.43

Como era de esperar las velocidades del flujo aumentaron levemente al pasar del escenario de diseño al de verificación (entre 3.30 a 4.90%). Además, fue posible identificar una ligera asimetría entre las velocidades registradas en el cauce, siendo mayores en el sector del estribo poniente (entre 5.56 a 29.20%), lo que sugiere una distribución no uniforme del flujo dentro del puente, debido principalmente a que el fondo del cauce también aumenta hacia el lado poniente. También se observó que las velocidades son más altas aguas arriba que aguas abajo.

Figura 5-5: Modelo 1D – Mapa de velocidades, para el caudal de diseño

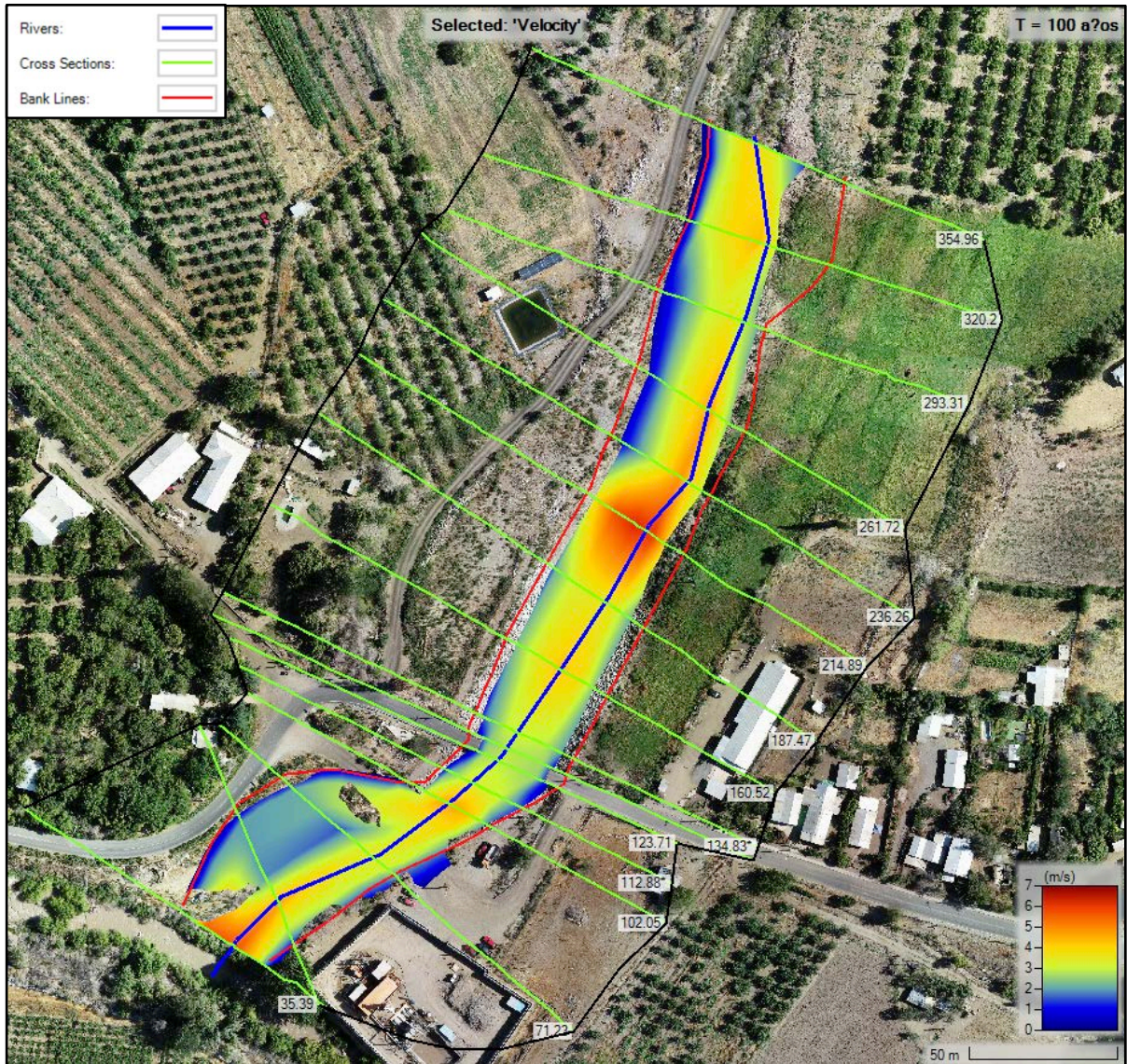


Figura 5-6: Modelo 1D – Mapa de velocidades, para el caudal de verificación

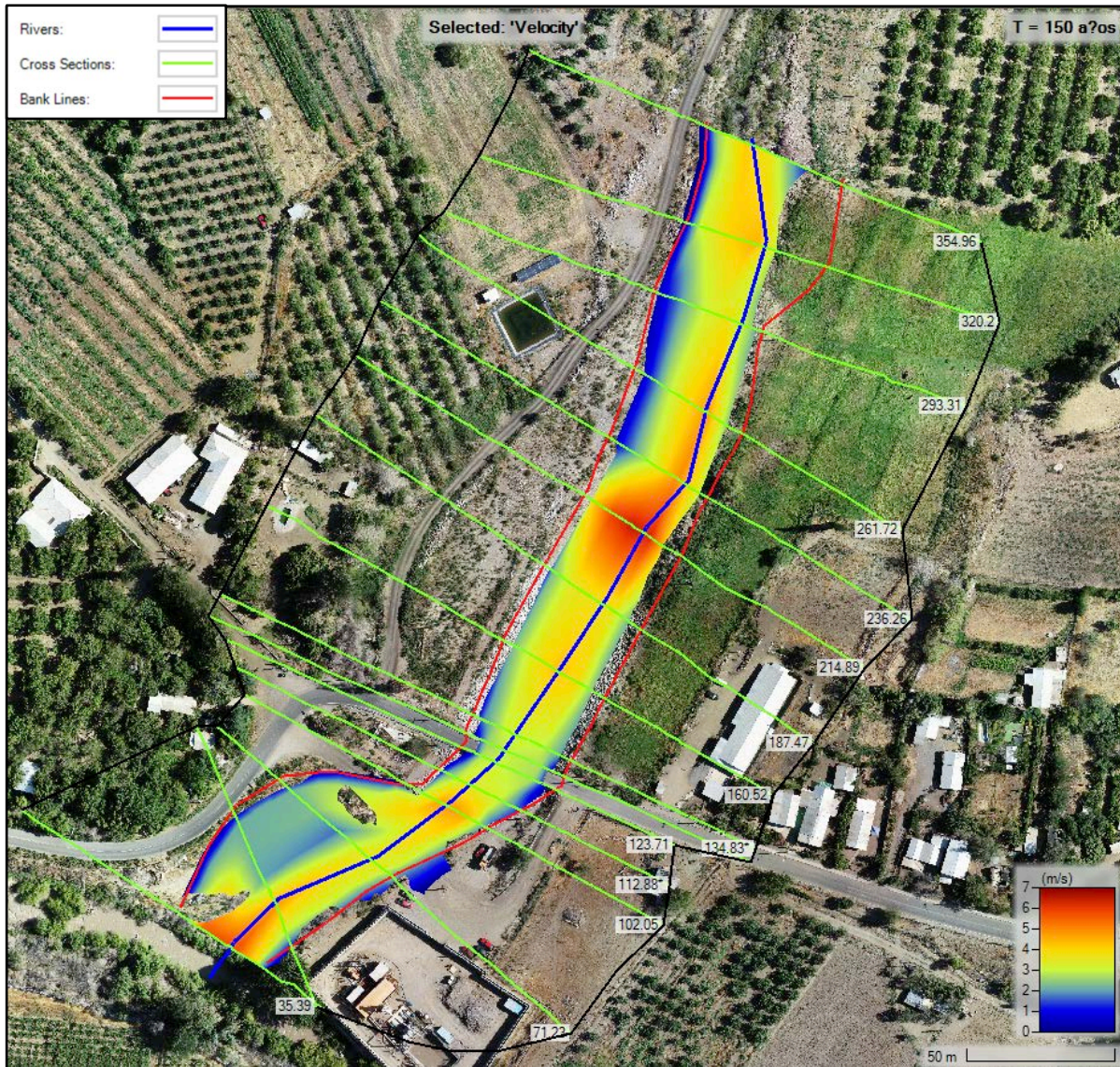


Figura 5-7: Modelo 1D - Perfiles transversales Aguas arriba (126.18 BR U) y Aguas Abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para caudales de diseño

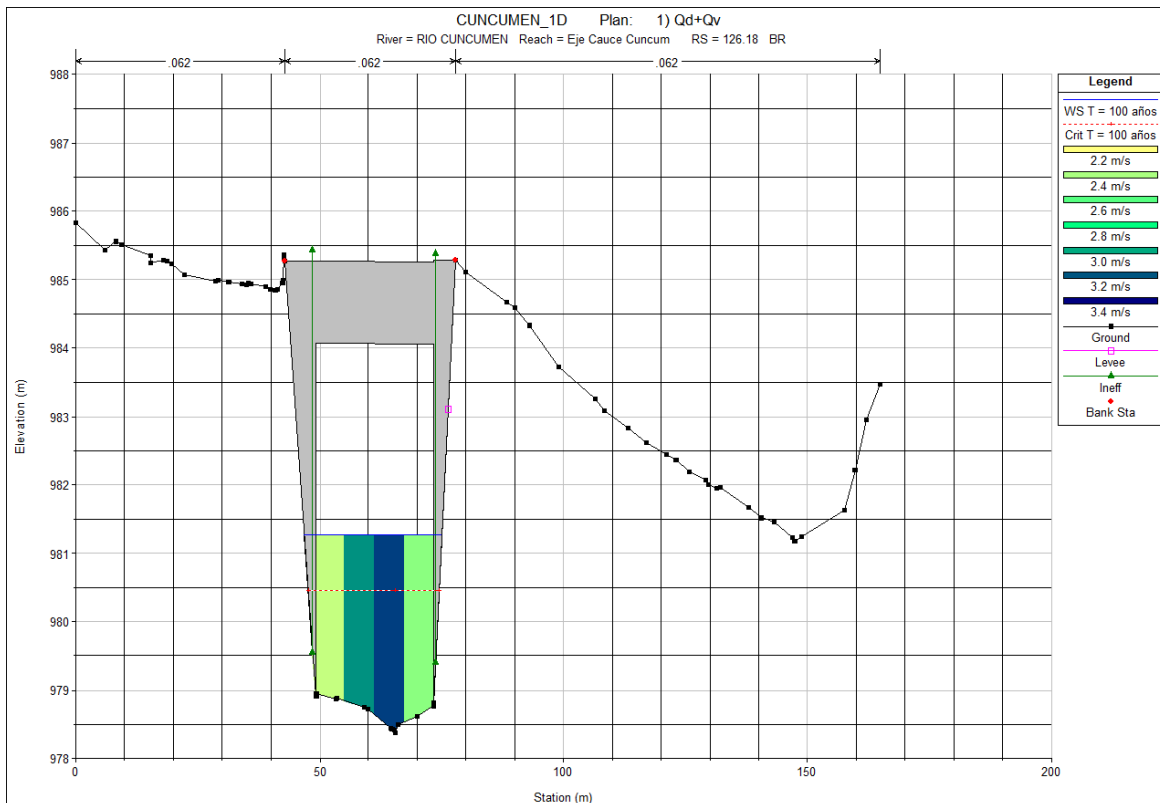
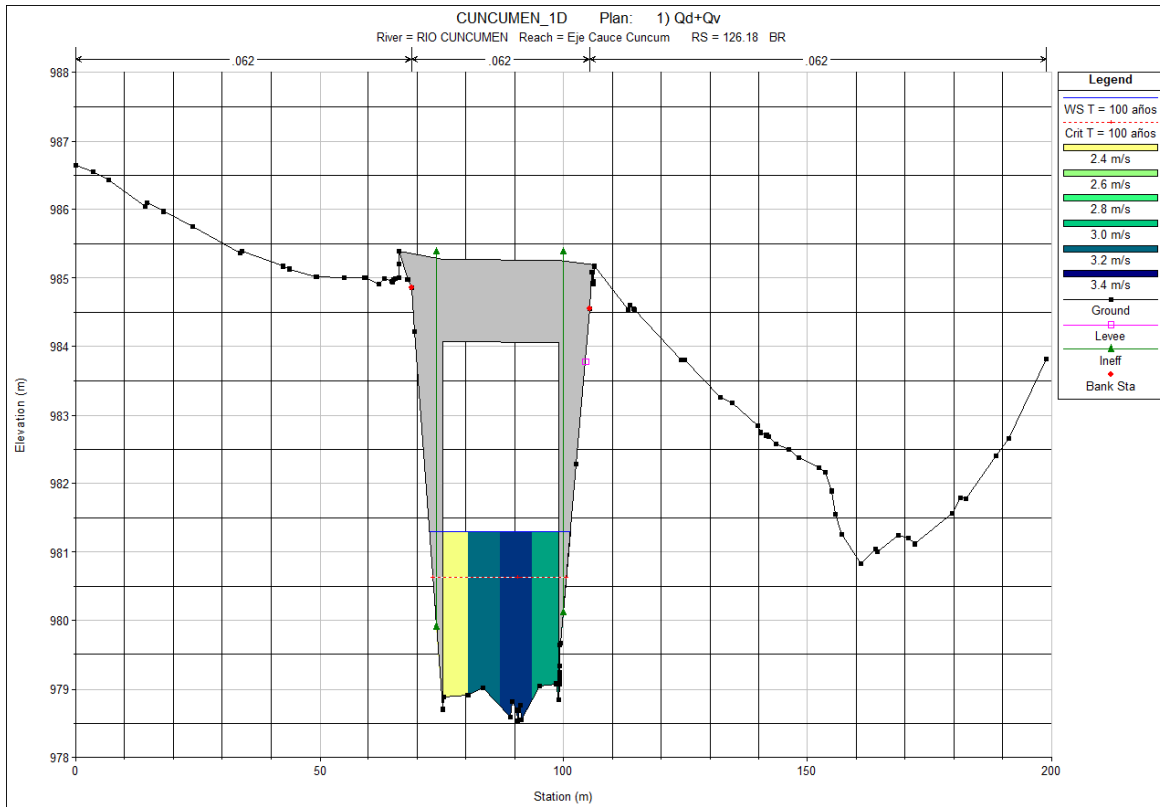
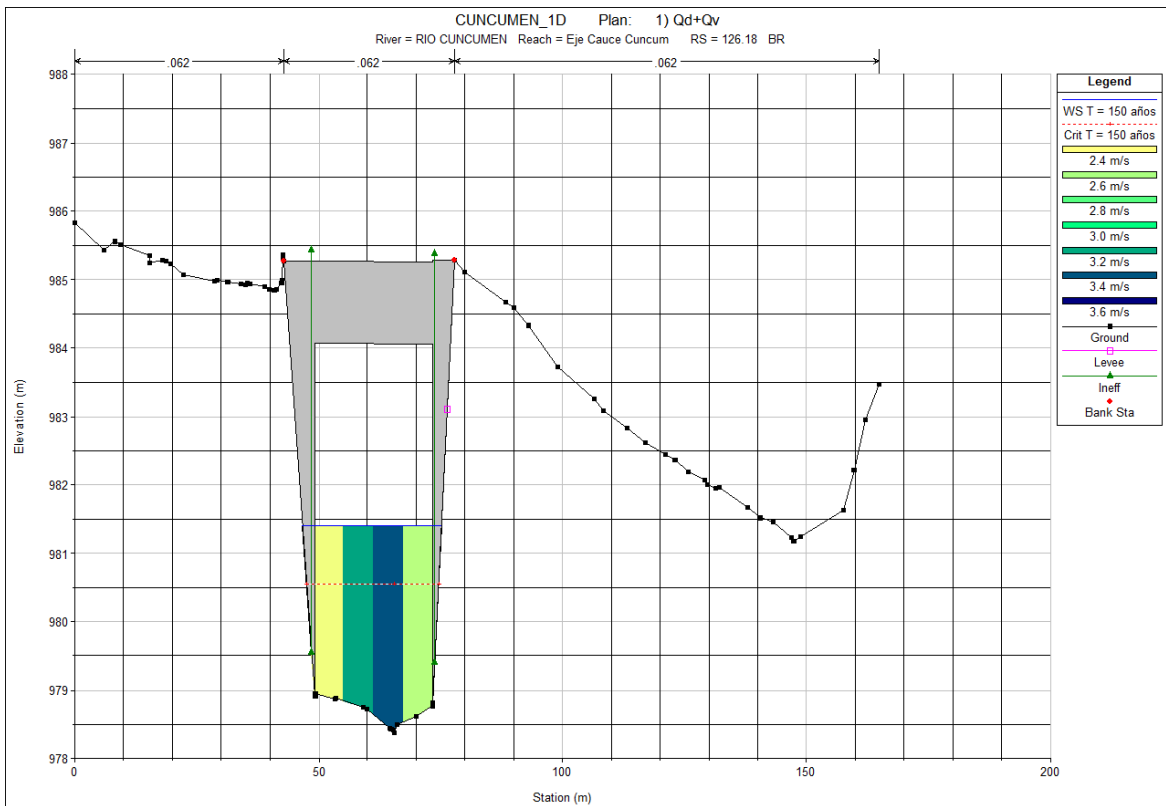
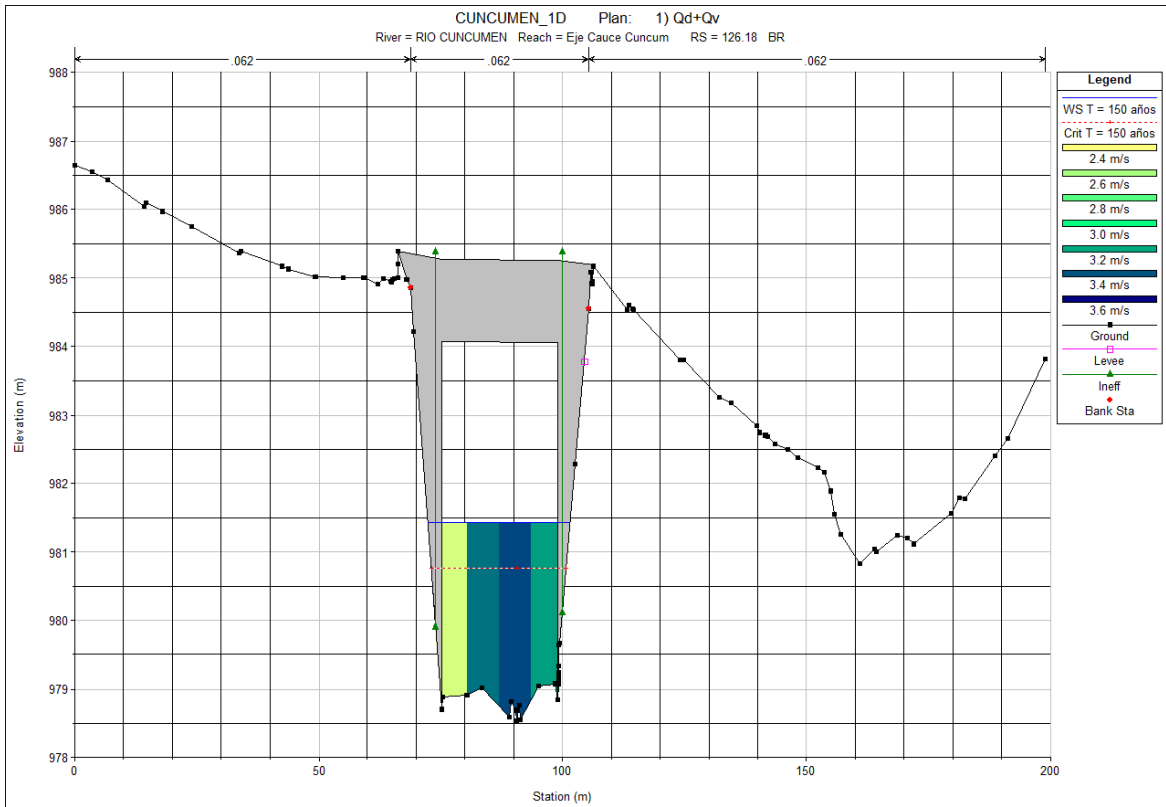


Figura 5-8: Modelo 1D - Perfiles transversales Aguas arriba (126.18 BR U) y Aguas Abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para caudales de verificación



5.2 MODELO 2D

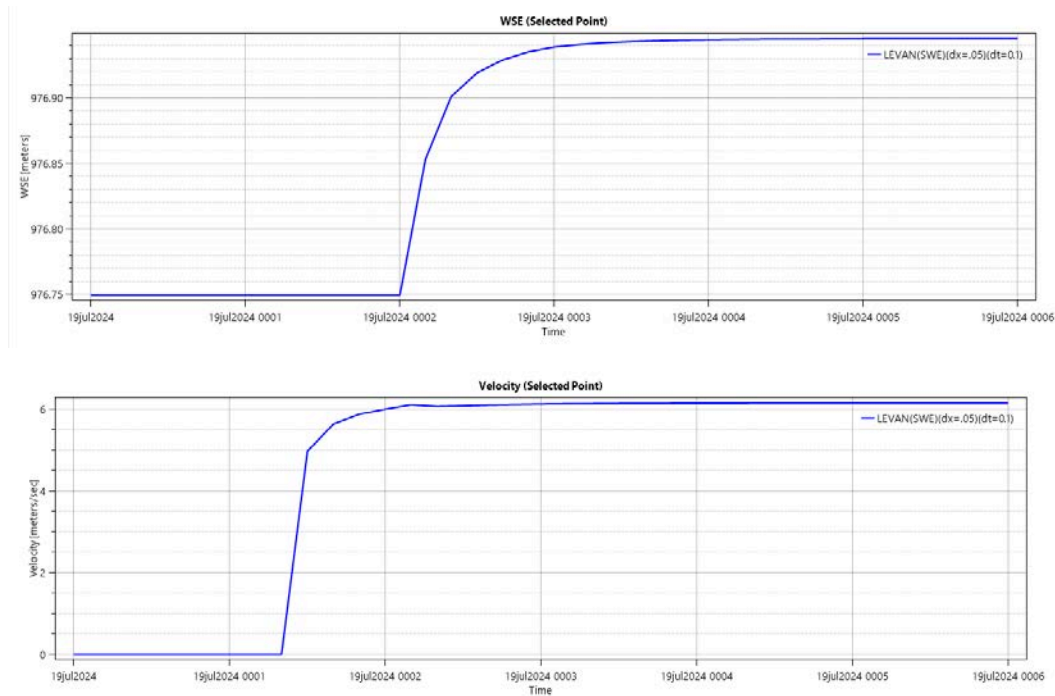
5.2.1 VALIDACIÓN MODELO 2D

5.2.1.1 Verificación del Régimen Estacionario

Dado que la simulación del modelo 2D se realiza en régimen no permanente, pero con caudal constante, fue fundamental asegurar que se alcanzara un estado estacionario antes de extraer y analizar los resultados hidráulicos.

Para verificar este comportamiento, se ejecutaron simulaciones preliminares con distintas duraciones, monitoreando la evolución temporal de las variables en celdas ubicadas estratégicamente a lo largo del dominio: una cercana al ingreso del modelo, una en la zona del puente y otra en la salida del modelo. En la **Figura 5-9** se observa la variación temporal del nivel de aguas máximos y velocidad en la salida del modelo, el resto de los gráficos se presentan en los Anexos.

Figura 5-9: Modelo 2D - Nivel de Aguas Máximo y Velocidad en función del tiempo en celdas ubicadas en la salida del modelo.



El análisis de los resultados evidencia que, tras un breve periodo inicial de ajuste, los niveles de agua y las velocidades se estabilizan, dejando de presentar oscilaciones significativas. Se observa que las celdas ubicadas en la entrada del modelo alcanzan la estabilización en menor tiempo, mientras que aquellas localizadas hacia la salida requieren un periodo algo mayor, debido al tiempo de propagación de la onda de crecida a lo largo del dominio.

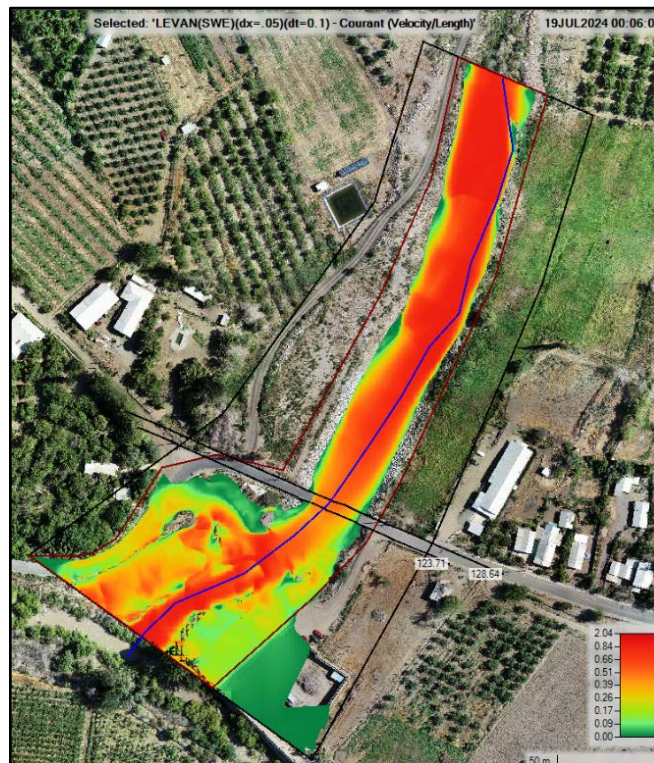
En función de estos resultados, se definió una duración total de 6 minutos para todas las simulaciones definitivas, asegurando así que la totalidad del modelo se encuentre en condiciones estacionarias al momento de extraer los resultados para el análisis comparativo.

Este procedimiento de verificación respalda la validez de los resultados obtenidos con el modelo 2D, permitiendo su comparación directa con el modelo 1D en condiciones hidráulicas equivalentes.

5.2.1.2 Verificación de la Estabilidad Numérica

En la **Figura 5-10** se muestra la distribución espacial del número de Courant obtenida, se observó que en la mayoría del dominio los valores de Courant se mantienen por debajo o cercanos a 1, lo que garantiza un régimen numéricamente estable. Sin embargo, en la entrada del modelo se alcanzaron valores de Courant cercanos a 2, este comportamiento fue esperable en la condición de borde de entrada, ya que la imposición de caudal constante genera gradientes de velocidad más elevados al inicio de la simulación. Por otro lado, en sectores internos del dominio asociados a altas velocidades, el número de Courant solo supera levemente el valor de 1, manteniéndose dentro de rangos aceptables para la estabilidad numérica del modelo. Además, como se mencionó en el marco teórico es posible obtener un número de Courant de hasta 3.00 para las ecuaciones completas de aguas poco profundas (SWE) y aun así obtener resultados estables y precisos. Por lo tanto, se determinó que el paso de tiempo $\Delta t = 0.10$ s, proporciona un adecuado equilibrio entre precisión numérica, estabilidad del modelo y eficiencia computacional.

Figura 5-10: Modelo 2D – Distribución de numero de Courant con $\Delta t = 0.1$



5.2.1.3 Validación del régimen permanente

Con el fin de verificar la pertinencia de utilizar el régimen permanente en la modelación hidráulica bidimensional, se realizaron simulaciones comparativas en régimen no permanente, forzando el modelo 2D con el hidrograma completo de la crecida (con una duración aproximada de 14 h) que se observa en **Figura 5-11**. La ejecución de dicho modelo demandó aproximadamente 16 h de cómputo continuo, en contraste con los 15 min requeridos por la simulación con caudal constante correspondiente al peak de la crecida (buscando la condición estacionaria). En este último caso, si bien numéricamente se trata de una corrida en régimen no permanente, su configuración corresponde a la aproximación convencional de régimen permanente, comparable con el modelo 1D en régimen permanente.

Figura 5-11: Modelo 2D – Hidrograma unitario. =

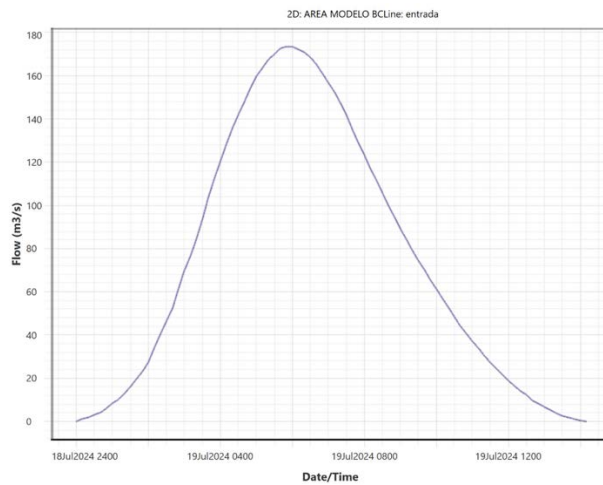
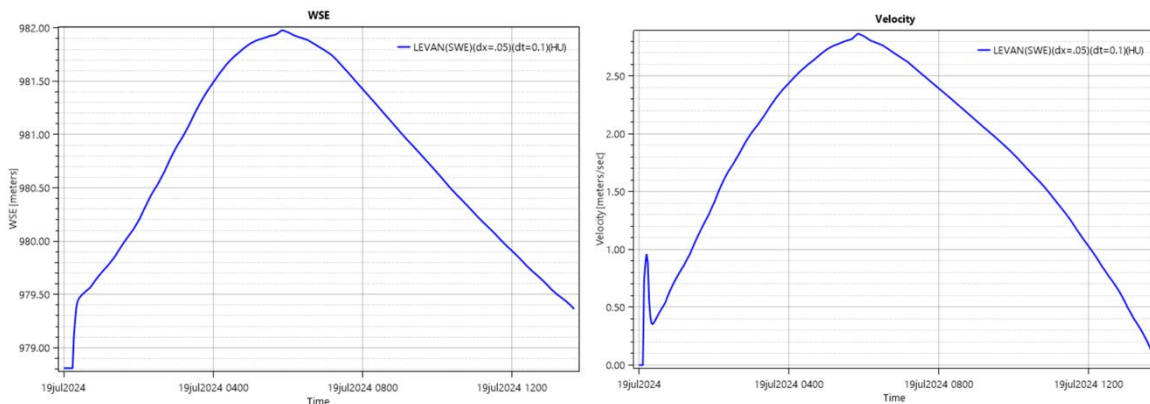


Figura 5-12: Modelo 2D – Nivel de Aguas Máximo y Velocidad en función del tiempo en celdas ubicadas en las cercanías del puente, con hidrograma unitario.



En primer lugar, como se observa en las cercanías del puente los valores máximos de niveles de agua y velocidad se presentan en el instante 05:50, coincidiendo con el peak del hidrograma. Posteriormente, al comparar estos resultados con la simulación a caudal constante, se obtienen exactamente los mismos valores de niveles de agua, velocidades y

extensión de las planicies de inundación. Por tanto, se concluye que la utilización de la aproximación en régimen permanente resulta plenamente justificada, no solo desde el punto de vista metodológico y de los objetivos de este trabajo, sino también en términos de eficiencia computacional.

Las figuras detalladas de niveles de aguas máximos, velocidades y planicies de inundación obtenidas para esta simulación extendida se encuentran en el Anexo 8.3 "Validación Modelo 2D – Validación del régimen permanente".

5.2.1.4 Verificación de Independencia hidráulica entre ríos

Con el objetivo de verificar que los niveles de agua máximos en las cercanías del puente Cuncumén no se ven influenciados por las condiciones hidráulicas del río Choapa, se desarrolló una simulación adicional extendiendo el dominio del modelo 2D hacia aguas abajo, incorporando un tramo del río Choapa y sus respectivas condiciones de borde. Esta verificación resulta especialmente relevante dado que, en la configuración base, la descarga del río Cuncumén se realiza libremente hacia el río Choapa, el cual se asume como independiente hidráulicamente.

Al evaluar estos resultados se observó que tanto para la revancha como para las velocidades se obtuvieron los mismos valores, tanto aguas arriba como aguas abajo, por lo cual el error obtenido fue 0%. Por otro lado, la superficie de inundación fue levemente menor (4.73%), esta diferencia se produce en las instalaciones de la planta elevadora de aguas, lo cual no afecta la zona del puente, ni hacia aguas arriba.

Se concluye que el río Choapa no afecta los valores obtenidos de niveles de agua, velocidades y áreas de inundación en la zona del puente. Por lo tanto, no fue necesario considerar explícitamente la interacción hidráulica entre estos dos ríos en el modelo final 2D para fines del diseño del puente Cuncumén. Además, al prescindir del dominio extendido, que tiene más del doble de celdas, se logra una reducción considerable en los tiempos de cómputo.

Las figuras detalladas de niveles de aguas máximos, velocidades y planicies de inundación obtenidas para esta simulación extendida se encuentran en el Anexo 8.3 "Validación Modelo 2D – Verificación de independencia hidráulica entre ríos".

5.2.1.5 Análisis de Sensibilidad

Las figuras correspondientes a los perfiles longitudinales, transversales y mapas espaciales se encuentran en el Anexo 8.3 "Validación Modelo 2D – Análisis de Sensibilidad". A continuación, se presenta una síntesis de los resultados obtenidos para cada caso.

5.2.1.5.a Variación de Caudales

Se evaluó la sensibilidad del modelo a cambios en el caudal en $\pm 10\%$ respecto del valor de diseño ($Q_d = 173.74 \text{ m}^3/\text{s}$), lo que equivale a $156.37 \text{ m}^3/\text{s}$ (-10%) y $191.11 \text{ m}^3/\text{s}$ ($+10\%$). Los errores porcentuales observados, en los perfiles transversales aguas arriba y aguas abajo del puente, para las variables de interés se muestran en la siguiente tabla resumen:

Tabla 5-6: Modelo 2D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones del caudal $Q \pm 10$

Variable analizada	Error Porcentual	
	min	max
Revancha (Viga Puente - N.A.M.)	5.77%	6.25%
Velocidad Máxima	4.90%	5.56%
Velocidad Estribo Poniente	5.32%	6.12%
Velocidad Estribo Oriente	6.09%	6.86%
Superficie de inundación	2.24%	2.79%

Se observó que, en términos de revancha, las diferencias alcanzan hasta un 6.25% , mientras que, en las velocidades, las variaciones oscilan entre un 4.90% y 6.86% , lo cual se considera aceptable dentro del margen de incertidumbre. Por último, la superficie de inundación varió menos de un 2.79% . De esta forma, se confirma que el modelo presenta una baja sensibilidad ante fluctuaciones moderadas del caudal, manteniendo resultados consistentes en las variables hidráulicas evaluadas en la zona del puente.

5.2.1.5.b Variación de Coeficiente de Rugosidad

Se evaluó la sensibilidad del modelo a cambios en el coeficiente de rugosidad de Manning en $\pm 10\%$ respecto al valor de diseño ($n = 0.062$), lo que equivale a 0.056 (-10%) y 0.068 ($+10\%$). Los errores porcentuales observados, en los perfiles transversales aguas arriba y aguas abajo del puente, para las variables de interés se muestran en la siguiente tabla resumen:

Tabla 5-7: Modelo 2D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones del coeficiente de Rugosidad $n \pm 10$

Variable analizada	Error Porcentual	
	min	max
Revancha (Viga Puente - N.A.M.)	2.88%	3.85%
Velocidad Máxima	5.56%	9.15%
Velocidad Estribo Poniente	3.04%	6.12%
Velocidad Estribo Oriente	0.00%	3.43%
Superficie de inundación	1.18%	1.34%

Se observó que, en términos de revancha, las diferencias alcanzan hasta un 3.85 %, mientras que, en las velocidades, las variaciones oscilan entre un 0.00 % y 9.15 %, lo cual se considera aceptable dentro del margen de incertidumbre. La superficie de inundación varió menos de un 1.34 %. De esta forma, se confirma que el modelo presenta una baja sensibilidad ante fluctuaciones moderadas del coeficiente de rugosidad, manteniendo resultados consistentes en las variables hidráulicas evaluadas en la zona del puente.

5.2.1.5.c Variación de Superficie

Se evaluó la sensibilidad del modelo a modificaciones en la superficie, utilizando el modelo de elevación digital del vuelo LiDAR realizado. Los errores porcentuales observados, en los perfiles transversales aguas arriba y aguas abajo del puente, para las variables de interés se muestran en la siguiente tabla resumen:

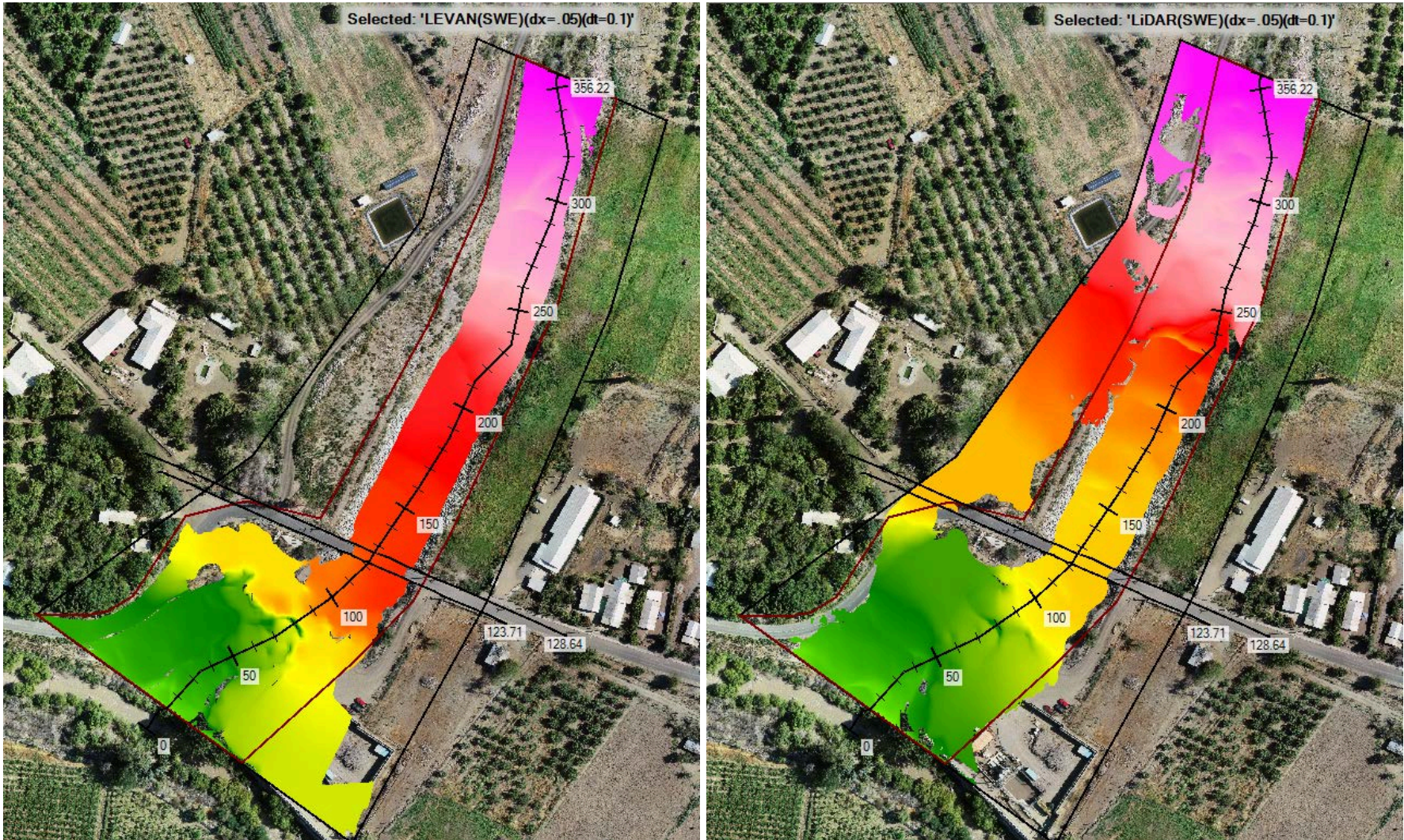
Tabla 5-8: Modelo 2D - Rango de variación de error porcentual ante modificaciones de la superficie del modelo

Variable analizada	Error Porcentual	
	min	max
Revancha (Viga Puente - N.A.M.)	6.25%	6.25%
Velocidad Máxima	0.35%	3.59%
Velocidad Estribo Poniente	0.72%	1.52%
Velocidad Estribo Oriente	2.94%	4.35%
Superficie de inundación	32.52%	32.52%

Se observó que, en términos de revancha, las diferencias alcanzan hasta un 6.25 %, mientras que, en las velocidades, las variaciones oscilan entre un 0.35 % y 4.35 %, lo cual se considera bastante aceptable, considerando que la superficie LiDAR posee menor resolución en comparación a la superficie del levantamiento topográfico. Por otro lado, con respecto a la superficie de inundación se observó una diferencia del 32,52%, lo cual se debe principalmente a que la superficie LiDAR no logra capturar bien las laderas del río Cuncumén aguas arriba del puente por lo cual el agua ingresa por algunos sectores laterales al cauce, lo cual genera aumentos en las superficies inundadas, como se observa en la **Figura 5-9**.

De esta forma, se confirma que el modelo presenta una sensibilidad media ante fluctuaciones moderadas de la superficie del modelo, manteniendo resultados consistentes en las variables hidráulicas evaluadas en la zona del puente.

Figura 5-13: Modelo 2D – Análisis de Sensibilidad – Comparación planicie de inundación con superficie del levantamiento topográfico (Izquierda) y vuelo LiDAR (Derecha)



5.2.2 RESULTADOS MODELO 2D

Se presentan los resultados obtenidos del modelo bidimensional de los niveles de aguas máximos, planicies de inundación y velocidades para los caudales de diseño y verificación, correspondientes a períodos de retorno de 100 y 150 años respectivamente.

Los resultados se organizaron siguiendo la misma estructura utilizada para los resultados del modelo unidimensional. Si bien los resultados del modelo 2D se generan directamente sobre una superficie bidimensional, lo que podría implicar una integración natural entre niveles máximos de agua y la planicie de inundación, se decidió mantener esta separación para facilitar una comparación directa y coherente con los resultados obtenidos del modelo 1D.

En particular, la sección de niveles máximos se centra en describir el comportamiento hidráulico general del cauce y, de forma específica, en la zona del puente Cuncumén; la sección de planicie de inundación analiza las zonas de inundadas y sus respectivas áreas.

5.2.2.1 NIVELES DE AGUAS MAXIMOS

El análisis general del comportamiento hidráulico a lo largo del cauce se realizó en base a la superficie obtenida de la distribución espacial del número de Froude, que se presenta en la **Figura 5-9**, se observó que en la zona de estudio se presenta un comportamiento mixto, con flujo tanto subcrítico como supercrítico.

En los primeros 150 metros de la entrada del modelo, así como en los últimos 100 metros de la salida, el número de Froude varía entre 0.20 y 2.00, evidenciando zonas alternadas de flujo subcrítico ($F < 1$) y supercrítico ($F > 1$). Esta variabilidad refleja transiciones locales en el régimen de flujo, producto de la velocidad del escurrimiento y de las características topográficas del cauce. En algunos sectores donde el número de Froude cambia bruscamente desde valores supercríticos a subcríticos, pueden generarse resaltos hidráulicos, especialmente en presencia de condiciones geométricas que favorezcan la disipación de energía. En las cercanías del puente, el número de Froude disminuye a valores inferiores a 0.50, lo que confirma la presencia de flujo subcrítico en dicha zona, condición que se mantiene desde unos metros antes del inicio de las defensas fluviales hasta el badén ubicado aguas abajo.

Este análisis se complementó con el perfil longitudinal que se muestra en **Figura 5-10**, en el cual se observó que el nivel del agua se mantiene siguiendo el relieve del cauce hasta unos metros antes del puente punto en que comienza a peraltarse debido a la contracción provocada por los estribos del puente, corroborando así el régimen subcrítico en dicha zona. Adicionalmente, el badén existente aguas abajo funciona como un vertedero ahogado, lo que da origen a un flujo supercrítico seguido de un resalto hidráulico, evidenciado por un cambio abrupto del nivel en el perfil longitudinal y valores del número de Froude cercanos a 2.00. Este resalto disipa energía y genera un incremento en los niveles de agua aguas abajo del badén, cuya influencia se propaga hacia aguas arriba como un peraltamiento que alcanza la zona del puente.

Debido a que interesa saber los niveles de agua en la zona del puente, se obtuvieron los perfiles transversales tanto aguas arriba (RS 128.64) como aguas abajo (RS 123.71). Los cuales se presentan en la **Figura 5-16** para los caudales de diseño y verificación, respectivamente. Lo primero que se observa es que a diferencia del modelo 1D, el flujo al ser bidimensional, permite apreciar los cambios en el nivel de agua en el perfil transversal, por lo que se puede observar que el flujo tiende de peraltarse hacia el lado izquierdo. Además, en ambas secciones se observa que los niveles máximos de agua difieren levemente entre ambas crecidas, mostrando un incremento leve para el caudal de diseño. Los niveles máximos obtenidos en cada perfiles se presentan en la siguiente tabla resumen:

Tabla 5-9: Modelo 2D - Niveles máximos de agua y Revancha para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71

PERFIL 128.64 AGUAS ARRIBA				PERFIL 128.64 AGUAS ARRIBA			
Q	NAM [msnm]	Revancha [m]	Diferencia [m]	Q	NAM [msnm]	Revancha [m]	Diferencia [m]
Q _d	981.99	2.08	-	Q _d	981.99	2.08	-
Q _v	982.11	1.96	-0.12	Q _v	982.11	1.96	-0.12

Se puede apreciar que los niveles de aguas máximos son iguales tanto aguas arriba como aguas abajo. Además, los niveles obtenidos con el caudal de verificación (Q_v) aumentan levemente (5.80%) respecto a los del caudal de diseño (Q_d), reduciendo la revancha en ambos perfiles. No obstante, los valores de revancha obtenidos poseen bastante holgura con respecto a los mínimos establecidos por el Manual de Carreteras (1.00 m para diseño y 0.30 m para verificación), lo cual indica que según los resultados obtenidos por el modelo bidimensional el diseño hidráulico del puente existente mantiene condiciones de seguridad aceptables.

Figura 5-14: Modelo 2D – Distribución espacial del número de Froude para caudal de diseño

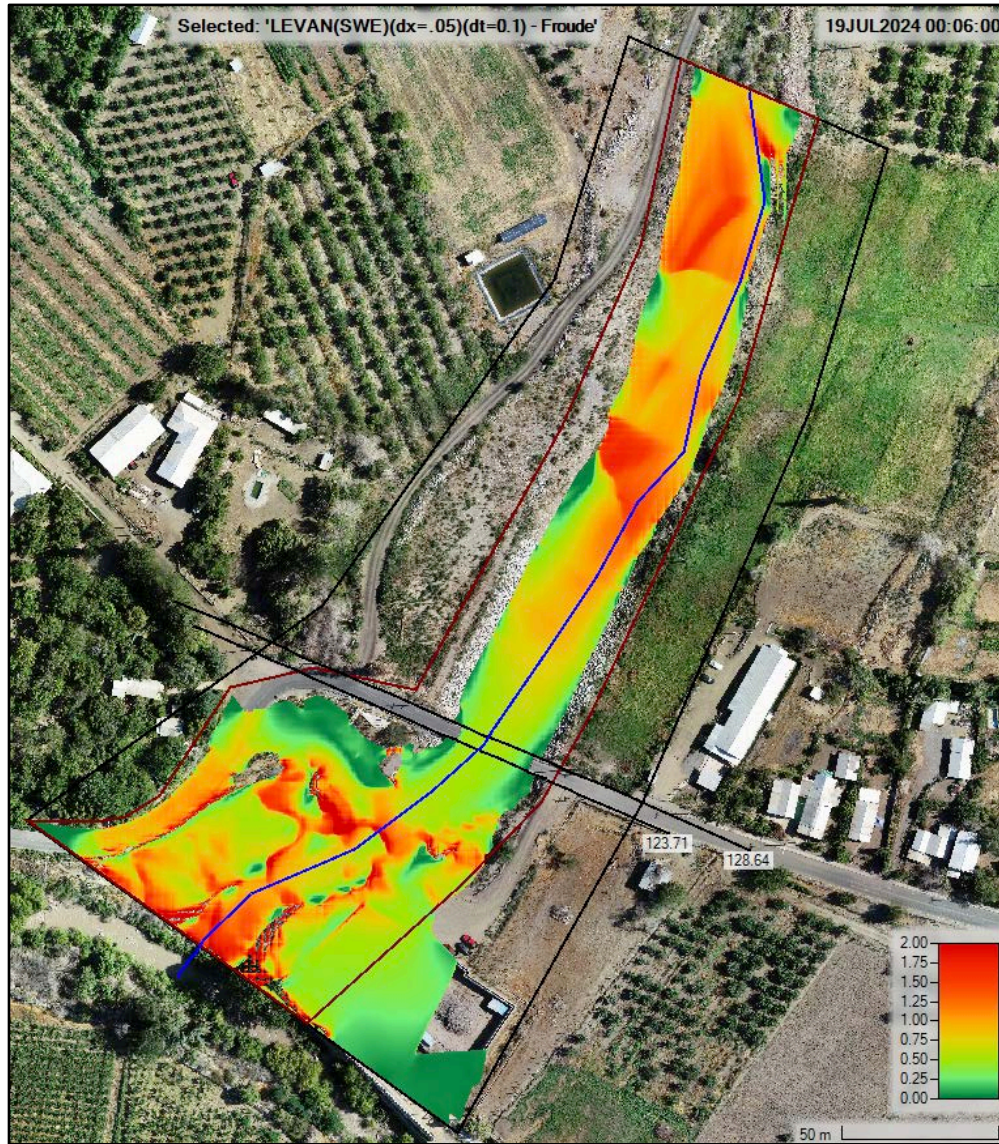


Figura 5-15: Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximas, para caudales de diseño y verificación

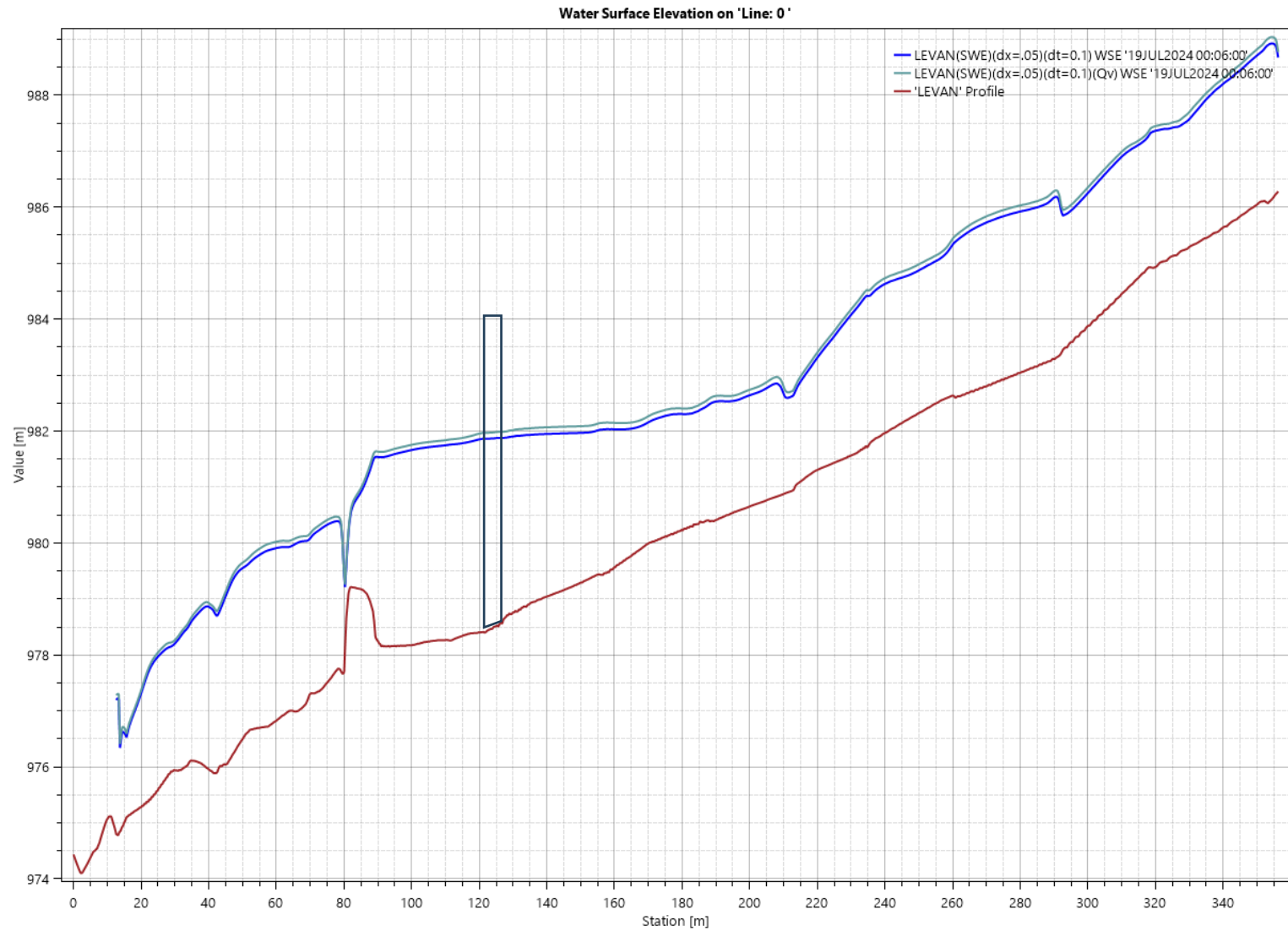


Figura 5-16: Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación



5.2.2.2 PLANICIES DE INUNDACIÓN

La **Figura 5-17** y la **Figura 5-18** muestran las planicies de inundación generadas a partir de las simulaciones correspondientes al caudal de diseño y al caudal de verificación, respectivamente. En ambas figuras se observa que la inundación, aguas arriba del puente, se encuentra principalmente contenida dentro de las riberas del cauce, las cuales actúan como un elemento de contención natural. Esto reduce la sensibilidad del área de inundación frente a variaciones moderadas en el nivel de aguas máximos. Por otro lado, aguas abajo, el flujo se desborda por ambos lados del badén existente e inunda tanto el acceso poniente al puente Cuncumén como las instalaciones de la planta elevadora de aguas de la minera Los Pelambres.

A pesar del incremento de caudal en el escenario de verificación, el aumento en la superficie inundada fue leve (2.25%). Para el caudal de diseño, se obtuvo un área inundada de 16580.50 m², mientras que, para el caudal de verificación, esta alcanzó los 16952.80 m², lo que representa una diferencia de 372.30 m². Esta variación marginal indica que el comportamiento del cauce se mantiene hidráulicamente estable frente a ambos escenarios, concentrando los efectos de inundación en zonas puntuales aguas abajo del puente, donde la topografía del badén existente permite el avance lateral del flujo hacia sectores vulnerables.

Figura 5-17: Modelo 2D - Planicie de inundación, para caudal de diseño

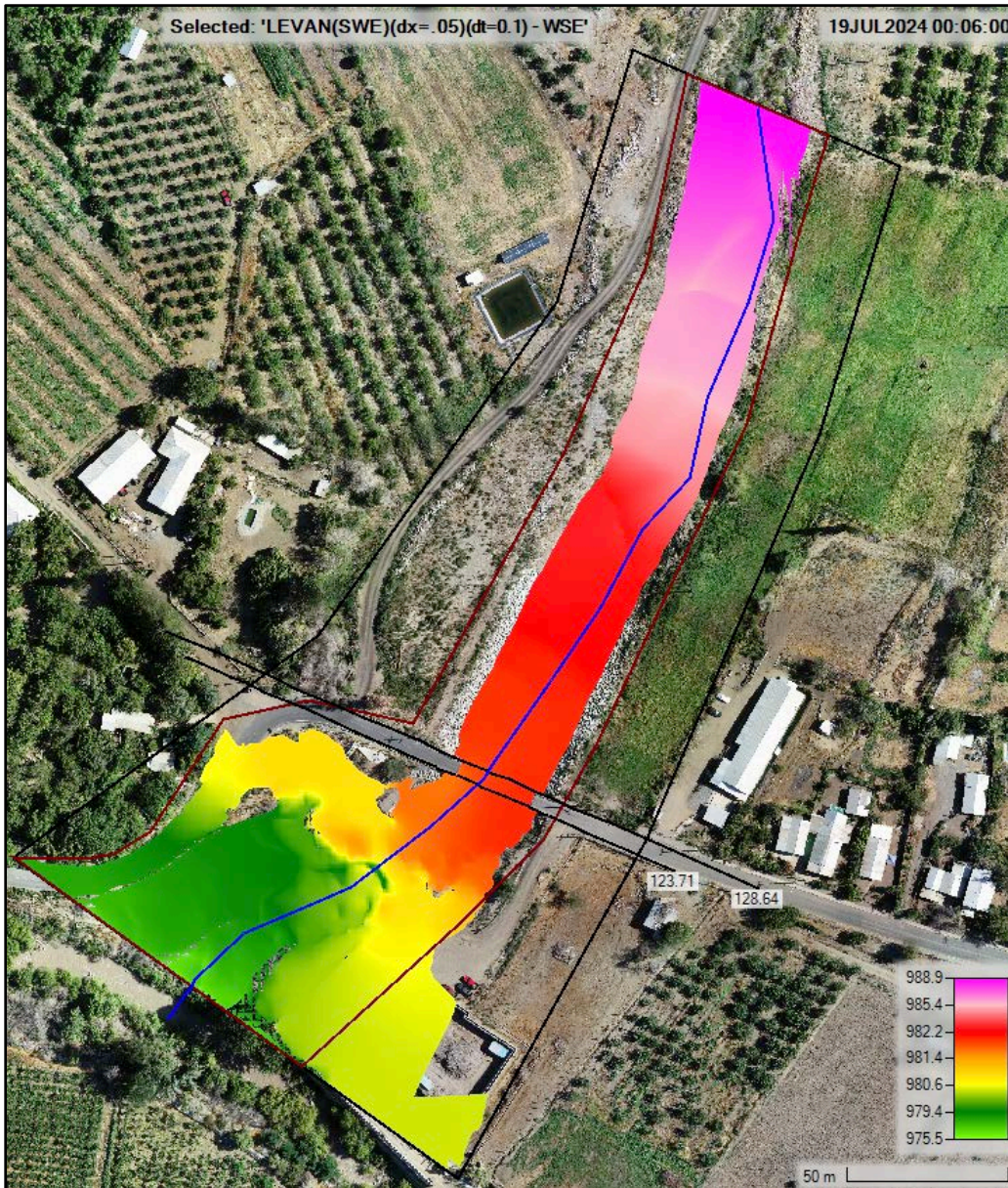
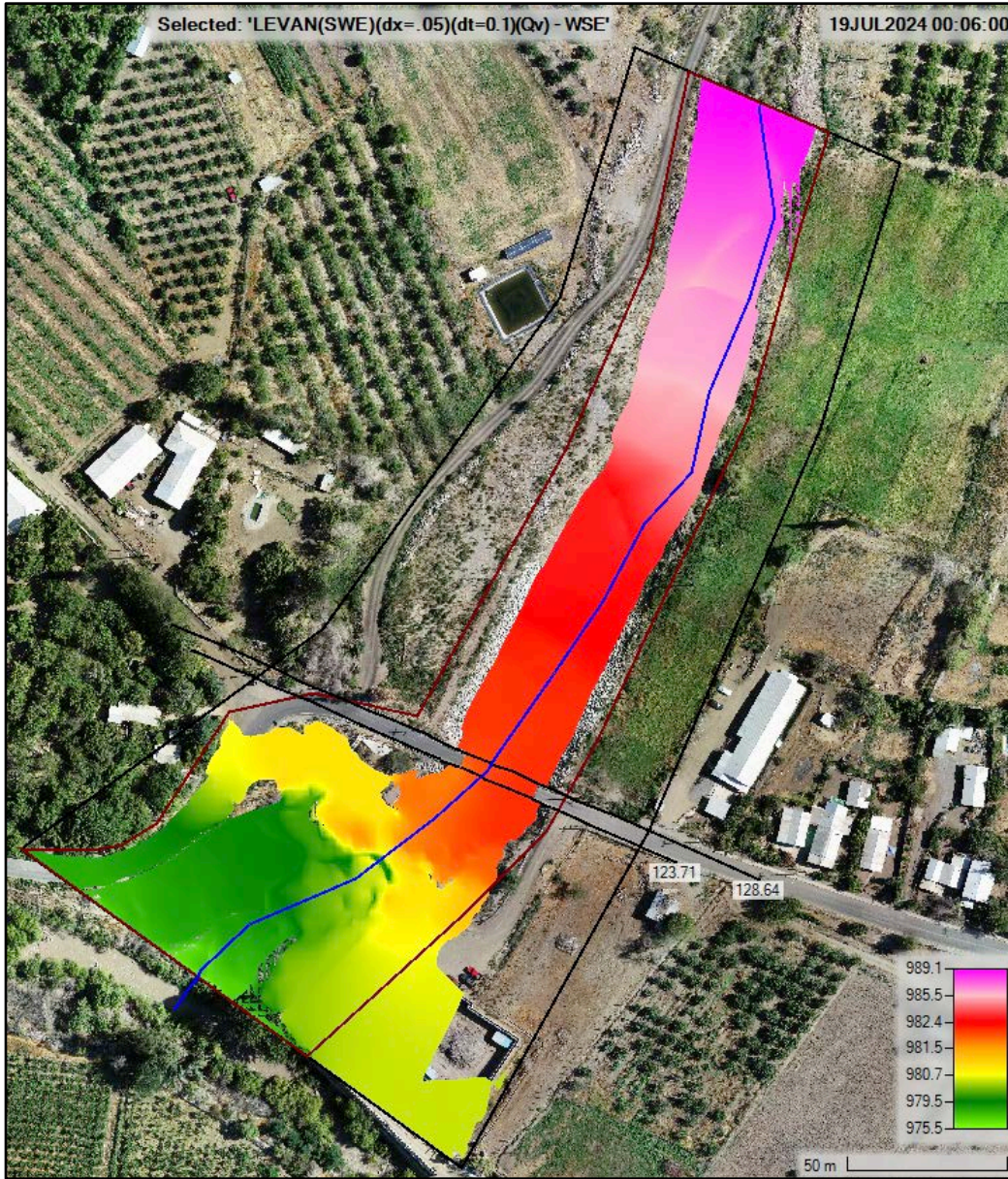


Figura 5-18: Modelo 2D - Planicie de inundación, para caudal de verificación



5.2.2.3 VELOCIDADES DEL FLUJO

Las **Figura 5-14** y **Figura 5-15** presentan los mapas de velocidades generados para los caudales de diseño y verificación, respectivamente. En general, se observan velocidades moderadas a altas, entre 2.8 a 7.0 m/s, en la zona del fondo del cauce, la cual disminuye hacia las riberas. En particular, se identifican tres zonas de alta velocidad, en el sector anterior a las defensas fluviales (en el rango de 6.0 m/s), el sector del badén (en el rango de 7.0 m/s), y en la descarga al río Choapa (en el rango de 6.0 m/s), zonas donde el flujo se vuelve localmente supercrítico, tal como se evidenció en el análisis del número de Froude en la sección anterior. En la zona del puente, debido al peraltamiento, las velocidades disminuyen y se aprecian cercanas a los 3.0 m/s.

Para el análisis de las velocidades de diseño, se seleccionaron, los perfiles ubicados inmediatamente aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71). Estos perfiles se presentan en la **Figura 5-20** para los caudales de diseño y verificación, respectivamente. Las velocidades obtenidas se presentan en la siguiente tabla resumen:

Tabla 5-10: Modelo 2D - Velocidad máxima y velocidad en estribos para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71, para los caudales de diseño y verificación

Variable analizada	Caudal Diseño [m3/s]	
	PERFIL 126.18 BR U	PERFIL 126.18 BR D
Velocidad Máxima	3.06	2.88
Velocidad Estribo Poniente	2.63	2.78
Velocidad Estribo Oriente	2.30	2.04

Variable analizada	Caudal Verificación [m3/s]	
	PERFIL 126.18 BR U	PERFIL 126.18 BR D
Velocidad Máxima	3.22	3.05
Velocidad Estribo Poniente	2.79	2.94
Velocidad Estribo Oriente	2.44	2.19

Como era de esperar las velocidades del flujo aumentaron levemente (entre 5.20 a 7.40%) al pasar del escenario de diseño al de verificación. Además, fue posible identificar una ligera asimetría entre las velocidades registradas en los estribos poniente y oriente, siendo mayores en el estribo poniente (entre 14.40 a 36.30%) lo que sugiere una distribución no uniforme del flujo dentro del puente, además tiene sentido con lo observado con los niveles de aguas donde el flujo se peralta al lado poniente y se deprime al lado oriente. Asimismo, las velocidades resultan algo mayores aguas arriba que aguas abajo, reflejando la disipación de energía generada por el resalto hidráulico que se forma inmediatamente después del badén.

Podemos notar en la **Figura 5-22** que el modelo 2D puede representar la trayectoria de del flujo donde se aprecian los vórtices que se forman en las cercanías de los estribos y en las zonas inundadas aguas abajo del puente.

Estas recirculaciones inducen subpresiones locales en la zona de los estribos y constituyen un mecanismo potencial de socavación progresiva, al aumentar los esfuerzos de corte y

remover lentamente los materiales sueltos del terraplén de acceso. No obstante, cabe señalar que en el caso del puente Cuncumén, existen defensas fluviales previamente construidas, lo que reduce considerablemente el riesgo de erosión en estas zonas protegidas.

Figura 5-19: Modelo 2D – Mapa de velocidades, para caudal de diseño

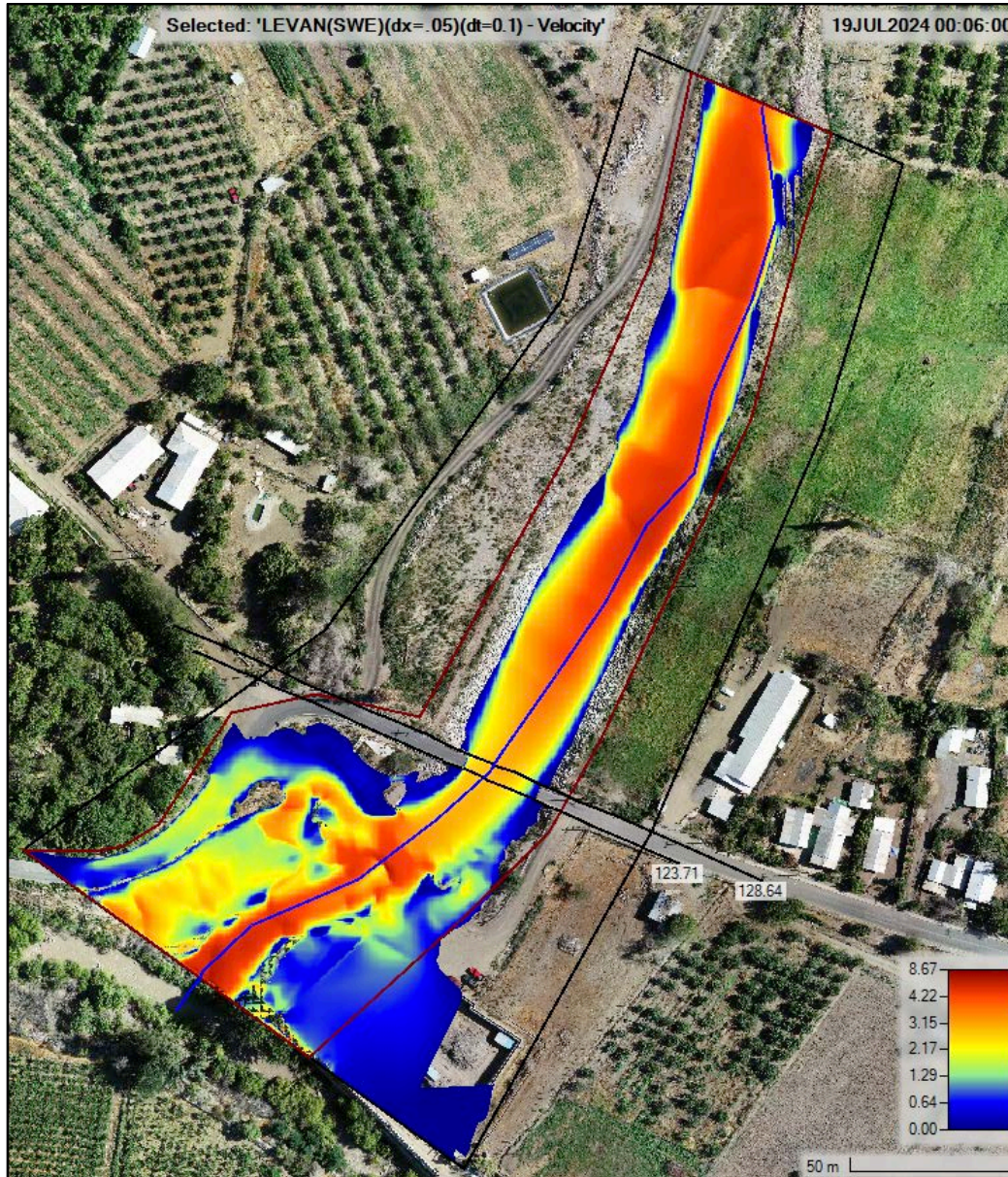


Figura 5-20: Modelo 2D – Mapa de velocidades, para caudal de verificación

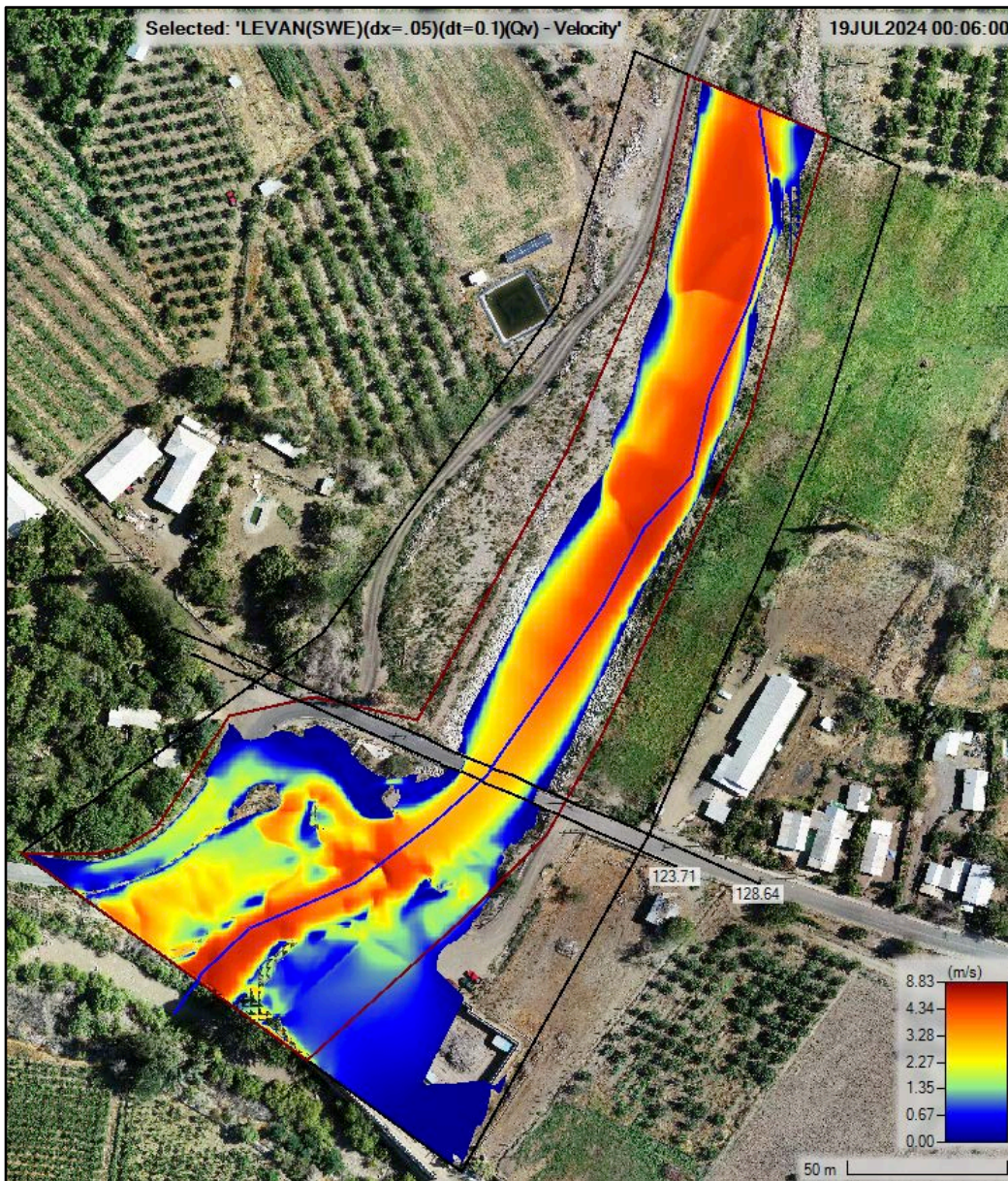


Figura 5-21: Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con distribución de velocidades, para caudal de diseño y verificación

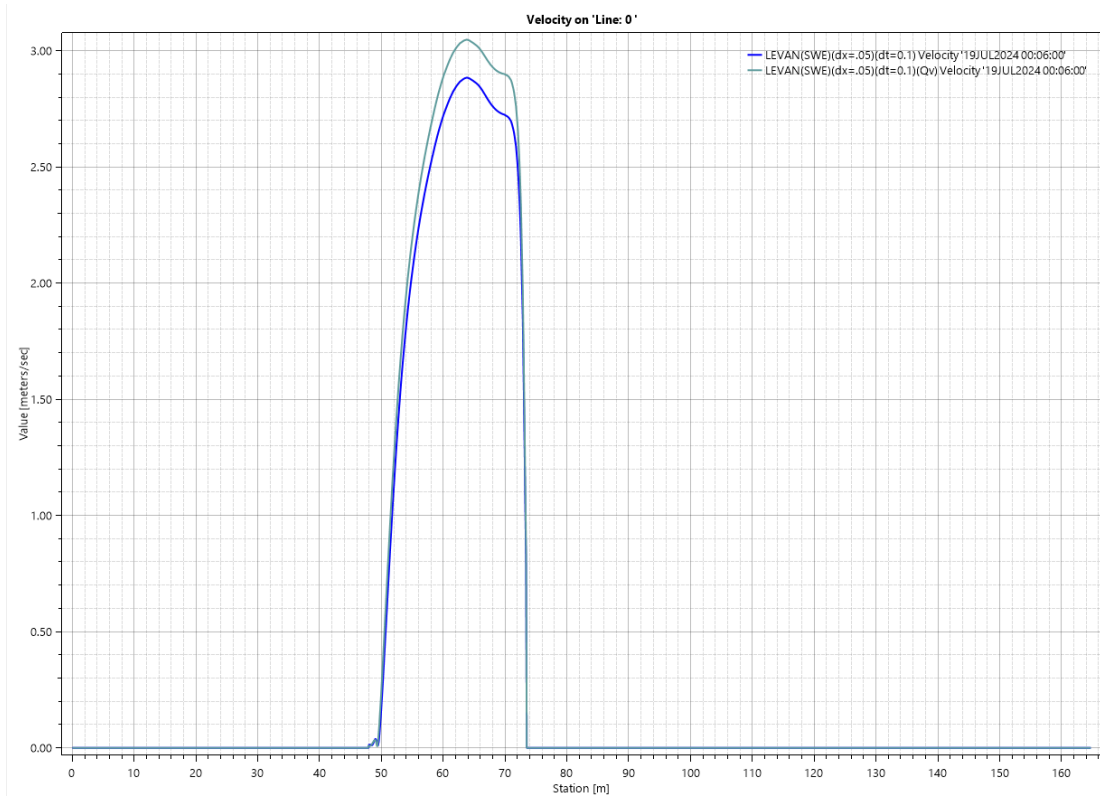
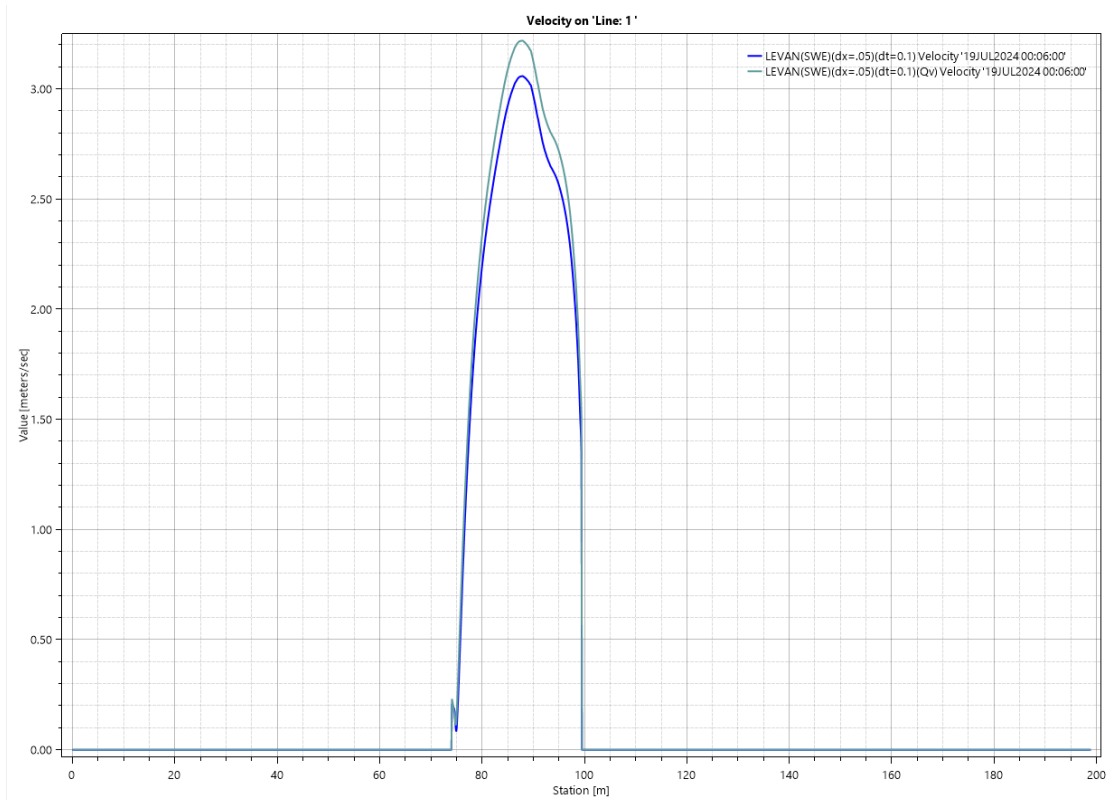
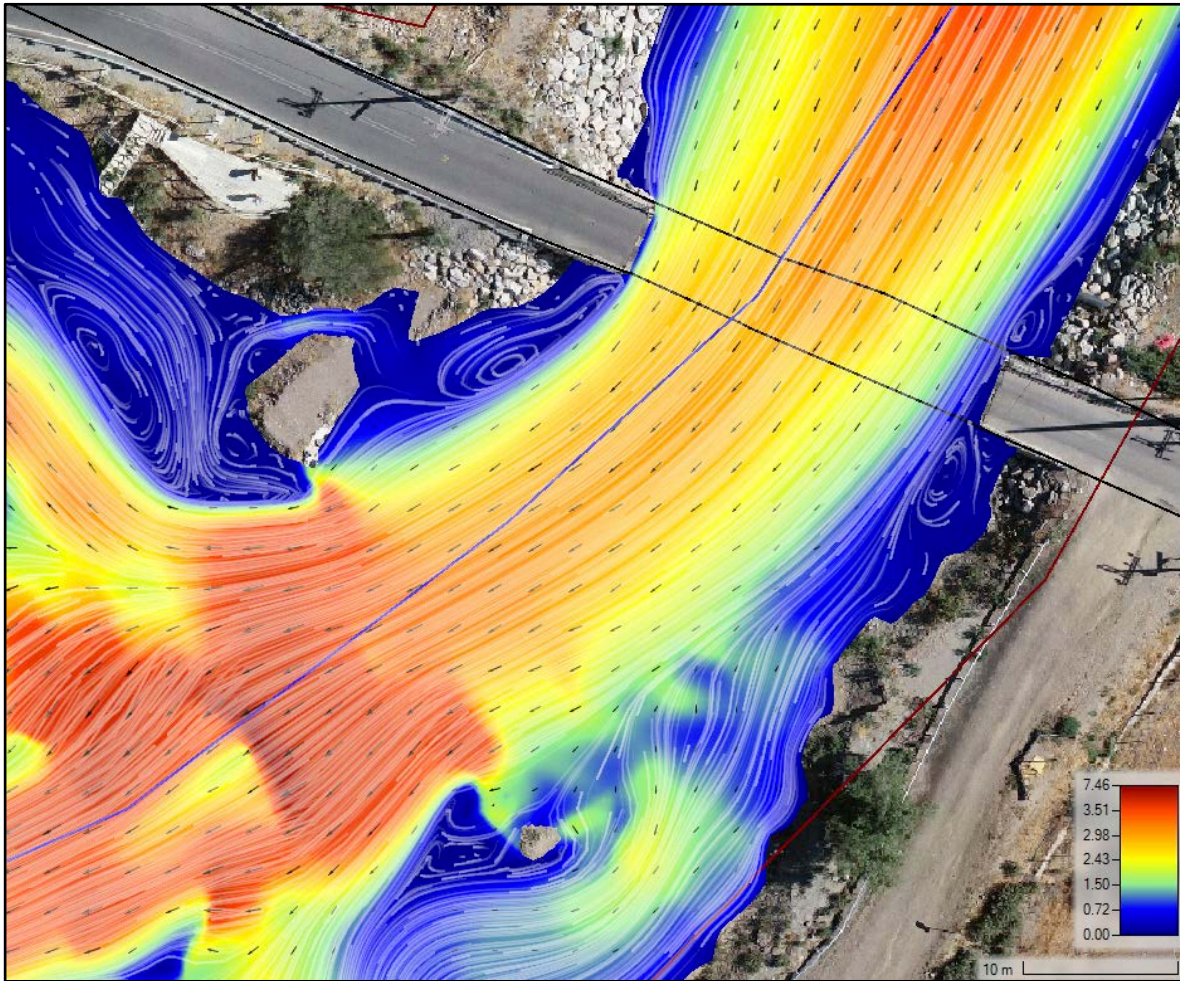


Figura 5-22: Modelo 2D – Mapa de Velocidades con vectores de dirección y líneas de trayectoria de partículas en la cercanía del puente.



5.3 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

5.3.1 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MODELOS

5.3.1.1 NIVELES DE AGUAS MAXIMOS

En primera instancia, se compara el comportamiento hidráulico del cauce obtenido en cada modelo, para posteriormente comparar los niveles de manera general y luego, de manera específica, en la zona del puente.

Se observó que ambos modelos presentan un comportamiento hidráulico similar en términos generales, caracterizado por un régimen de flujo mixto con tendencia al flujo supercrítico, exceptuando la zona del puente, donde en ambos casos se mantiene un flujo netamente subcrítico. La principal diferencia entre ambos modelos radica en la forma en la que representan la geometría del cauce. El modelo 1D, utiliza secciones transversales discretas, interpolando el comportamiento hidráulico entre estas, lo que puede limitar su precisión, especialmente si se presentan flujos supercríticos, ya que, en estos casos, las características del régimen del flujo son más sensibles a los cambios en la topografía del cauce.

Por otro lado, el modelo 2D permite capturar con detalle la topografía del cauce, lo que también se refleja en una mayor variabilidad espacial del régimen del flujo, especialmente en zonas de transición entre flujo subcrítico y supercrítico. Esto se evidencia tanto en tramos aguas arriba como aguas abajo del puente, existiendo varios sectores, donde se producen zonas de transición entre flujos subcríticos y supercríticos, lo cual se hace más relevante en la zona del badén ubicado aguas abajo del puente, ya que como se evidenció en los resultados del modelo 2D, este actúa como un vertedero ahogado, formando un resalto hidráulico aguas abajo, afectando los niveles de aguas en la zona del puente.

Continuando con la comparación entre los modelos, se analizan los niveles de aguas máximos a través del perfil longitudinal por el eje del cauce con los resultados de ambos modelos para los caudales de diseño y verificación, el cual se observa en la **Figura 5-18**. En ambos modelos, se observa que el nivel del agua tiende a seguir la pendiente del cauce hasta el sector anterior a las defensas fluviales donde el nivel se deprime. Posteriormente, en las inmediaciones del puente el nivel comienza a peraltarse, lo que confirma el régimen subcrítico, descrito anteriormente. Sin embargo, se evidencian diferencias en la forma en que cada modelo representa estos niveles. El modelo 2D permite visualizar una curva de nivel continua y suave a lo largo del cauce, capturando variaciones locales debido a la topografía e infraestructuras existentes. En contraste, el modelo 1D muestra un perfil escalonado, determinado por la ubicación de los perfiles transversales, lo que limita la capacidad de identificar con precisión las transiciones graduales o los efectos de elementos puntuales.

Figura 5-23: Comparación - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación

Una diferencia particularmente relevante ocurre aguas abajo del puente, donde el modelo 2D muestra la presencia de un badén que actúa como vertedero ahogado, generando un resalto hidráulico. Este fenómeno eleva los niveles aguas abajo e influye aguas arriba mediante un peraltamiento que alcanza incluso la zona del puente. Este efecto no es representado en el modelo 1D, ya que su resolución depende exclusivamente de las secciones definidas, y no de una topografía continua. En consecuencia, el modelo 1D tiende a subestimar los niveles de aguas máximos en la zona del puente, mientras que el modelo 2D muestra una distribución más realista y detallada del comportamiento hidráulico a lo largo de todo el tramo.

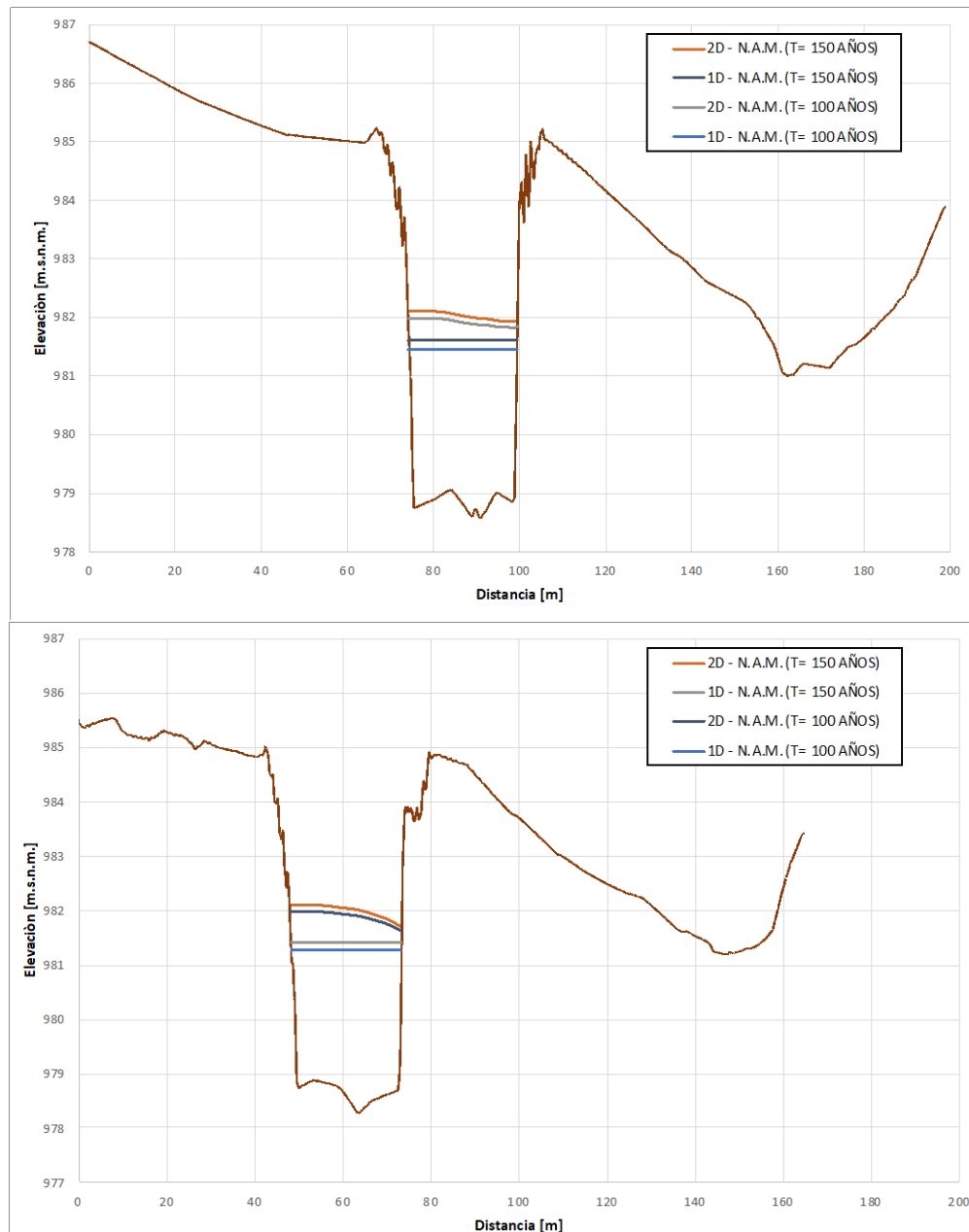
Con el fin de mejorar la interpretación del modelo 1D, y descartar que el error en los niveles se debe al no incluir el badén en las secciones transversales, se incorporaron 4 perfiles transversales para representar el badén existente, 2 para representar el badén y 2 secciones de aproximación y salida, donde se aplican los respectivos coeficientes de expansión y contracción para representar las pérdidas de energía. Los niveles observados se presentan en la siguiente figura:

Figura 5-24: Comparación - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos incorporando el badén en 1D, para caudales de diseño y verificación

Como se puede observar, al incorporar el badén, se produjo un peraltamiento local pero este no se extendió hacia la zona del puente, por lo tanto, el modelo 2D permite representar mejor las pérdidas de energía producto del badén.

Tal como se indicó en análisis del perfil longitudinal, las diferencias más relevantes entre ambos modelos se concentran en las secciones críticas próximas al puente. Para profundizar en ello, se analizan los niveles en los perfiles transversales aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71), presentados en la **Figura 5-19**. Al comparar los niveles de agua de ambos modelos se aprecia una diferencia fundamental en la forma de calcular los niveles. En el modelo 1D, el nivel máximo del agua se determina como un único valor promedio para toda la sección, resultado de resolver la ecuación de energía entre secciones discretas. En el modelo 2D, en cambio, el nivel se obtiene celda por celda a lo largo del perfil, lo que permite representar su variación lateral dentro de la sección. Esto se refleja en el peraltamiento hacia la margen izquierda del cauce, asociado a la topografía local y a la interacción del flujo con la estructura del puente. En consecuencia, el modelo bidimensional entrega una visión más detallada y realista de la distribución transversal del nivel, mientras que el enfoque unidimensional simplifica la respuesta hidráulica a un solo valor por perfil.

Figura 5-25: Comparación - Perfiles transversales aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71) con niveles de aguas máximos, para caudales de diseño y verificación



Con respecto a los resultados numéricos, se observa que el modelo el modelo 2D arroja niveles sistemáticamente más altos que el modelo 1D, tanto para el caudal de diseño como para el de verificación, así también como también en las secciones aguas arriba y aguas abajo.

La **Tabla 5-11** resume los niveles de agua y revanchas para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71, se aprecia que el modelo 2D tiende a estimar niveles superiores en ambos perfiles y para ambos caudales. En el perfil aguas arriba (RS 128.64), las diferencias entre modelos alcanzan 0,54 m para el caudal de diseño (26,0 %) y 0,66 m para el de verificación (33,7 %).

En el perfil aguas abajo (RS 123.71), las discrepancias son aún mayores: 0,72 m en el escenario de diseño (34,6 %) y 0,84 m en verificación (42,9 %).

Tabla 5-11: Comparación - Niveles máximos de agua y Revancha para los perfiles RS 128.64 y RS 123.71, para los caudales de diseño y verificación

CAUDAL DE DISEÑO				
PERFIL 128.64 AGUAS ARRIBA				
Modelo	NAM [msnm]	Revancha [m]	error [m]	error [%]
1D	981.61	2.62	0.54	26.0%
2D	981.99	2.08	-	-

PERFIL 123.71 AGUAS ABAJO				
Modelo	NAM [msnm]	Revancha [m]	error [m]	error [%]
1D	981.27	2.80	0.72	34.6%
2D	981.99	2.08	-	-

CAUDAL DE VERIFICACIÓN				
PERFIL 128.64 AGUAS ARRIBA				
Modelo	NAM [msnm]	Revancha [m]	error [m]	error [%]
1D	981.44	2.62	0.66	33.7%
2D	982.11	1.96	-	-

PERFIL 123.71 AGUAS ABAJO				
Modelo	NAM [msnm]	Revancha [m]	error [m]	error [%]
1D	981.42	2.80	0.84	42.9%
2D	982.11	1.96	-	-

En conclusión, los resultados de las tablas muestran que el modelo 2D tiende a estimar niveles de agua más altos que el modelo 1D, con diferencias que alcanzan hasta 0,84 m (42,9%). Estas discrepancias se deben a la capacidad del modelo bidimensional para representar fenómenos locales como el resalto hidráulico asociado al badén aguas abajo y las variaciones laterales del nivel del agua, efectos que el 1D simplifica al depender de secciones discretas y de parámetros globales de pérdidas. En consecuencia, el 1D subestima los niveles máximos en la zona del puente, mientras que el 2D entrega una representación más realista del comportamiento hidráulico. A pesar de que el modelo 2D tiende a estimar niveles superiores, en todos los casos se cumplen holgadamente las condiciones de revancha exigidas por el Manual de Carreteras: 1 m para período de diseño y 0,5 m para verificación. Incluso con los niveles más altos del modelo 2D, se mantienen revanchas cercanas a los 2 m, lo que confirma una condición hidráulica segura para la infraestructura vial.

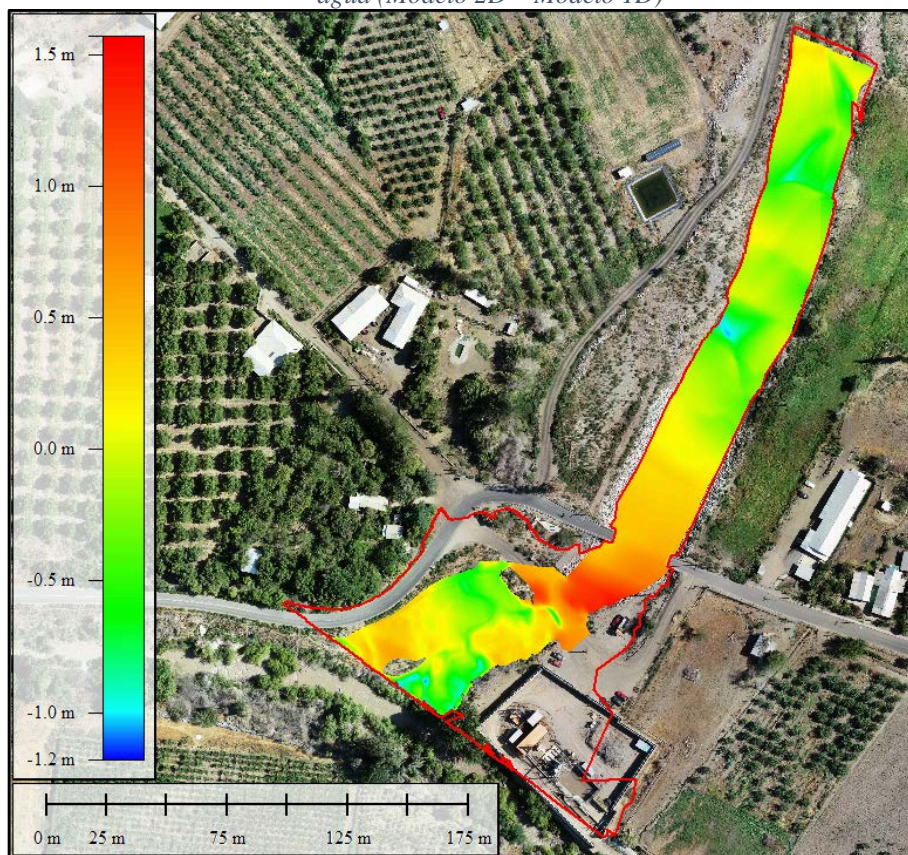
Por último, el análisis de sensibilidad de los niveles de aguas máximos en la zona del puente evidenció diferencias en la respuesta de ambos modelos ante variaciones en los parámetros hidráulicos. En el caso del caudal, el modelo 1D resultó ligeramente más sensible que el 2D (6,49 % vs 6,25 %). Esto se debe a que, en el modelo unidimensional, además de depender de secciones discretas, las pérdidas locales en la zona del puente se calculan mediante coeficientes de expansión y contracción que varían con el caudal, amplificando su efecto sobre los niveles máximos. En contraste, el modelo 2D distribuye el incremento de caudal en las distintas celdas de la malla, donde la propagación está gobernada tanto por la topografía local como por los gradientes hidráulicos, lo que suaviza la variabilidad porcentual en los

niveles máximos. Por otra parte, para el coeficiente de Manning la sensibilidad fue mayor en el modelo 2D (3,85 % vs 2,29 % en 1D). Este comportamiento se explica porque, en la zona del puente, la rugosidad controla de forma más directa las pérdidas de energía y la disipación local asociada a los estribos y defensas fluviales, efectos que el modelo bidimensional representa con mayor detalle en el campo de flujo. En el modelo 1D, en cambio, estas pérdidas se simplifican en forma global mediante los coeficientes de rugosidad y de contracción/expansión, reduciendo su incidencia relativa sobre el nivel máximo del agua.

5.3.1.2 PLANICIES DE INUNDACION

La comparación de las planicies de inundación entre los modelos 1D y 2D se presenta en la **Figura 5-20** en la cual se observa que, en términos generales, ambos coinciden en que el flujo se mantiene mayoritariamente confinado al cauce, con desbordes relevantes solo en el sector aguas abajo del puente. Los bordes en color rojo corresponden a la delimitación de la planicie de inundación obtenida con el modelo 2D, mientras que la escala de colores representa la diferencia entre los niveles máximos de agua de ambos modelos. De esta forma, se aprecia que el modelo 2D identifica zonas adicionales de inundación, principalmente en el acceso poniente al puente y en las instalaciones de la planta elevadora de aguas de la Minera Los Pelambres, áreas que no aparecen afectadas en el modelo unidimensional.

Figura 5-26: Comparación – Planicies de Inundación que representa la diferencia entre niveles de agua (Modelo 2D – Modelo 1D)



Esta diferencia se debe a que el modelo 2D representa con mayor detalle la topografía del badén. En este caso, la depresión presente en el acceso funciona como un punto bajo que permite la entrada del agua hacia las zonas laterales. De esta forma, no solo se genera un incremento de niveles por el efecto de vertedero ahogado, sino que también se reproduce el ascenso del agua a través del acceso al badén, lo que explica la propagación de los desbordes hacia sectores adyacentes que no son identificados por el modelo 1D, debido a que no se tiene un perfil transversal en la zona del badén. Además, al observar la diferencia entre niveles mostrada en la figura, se confirma lo señalado en el análisis del perfil longitudinal en el apartado anterior: en las secciones alejadas del puente el modelo 1D tiende a sobreestimar levemente respecto al 2D (zonas en verde y amarillo), mientras que, en la zona del puente y el badén, el modelo 2D el que entrega mayores niveles (zonas en naranja y rojo).

Con respecto a las áreas de inundación, la comparación se presenta en la **Tabla 5-12** donde se observa que el modelo 2D entrega superficies considerablemente mayores que el modelo 1D. Para el período de diseño ($T = 100$ años), la diferencia alcanza 5.809 m^2 , equivalente a un 35%, mientras que para el período de verificación ($T = 150$ años) la diferencia es de 5.925 m^2 , correspondiente a un 34,9%. Esto evidencia que, a diferencia de lo observado en los niveles de agua, el incremento del caudal no genera un aumento significativo en la discrepancia entre modelos. En ambos casos, el área adicional identificada por el modelo 2D se concentra en la zona de aguas abajo, donde el agua ingresa por el badén.

Tabla 5-12: Comparación – Áreas de inundación, para los caudales de diseño y verificación

CAUDAL DE DISEÑO

CAUDAL DE VERIFICACIÓN

En consecuencia, si bien el modelo 1D reproduce adecuadamente el comportamiento general del cauce con diferencias moderadas fuera de las zonas críticas, es en las áreas de mayor complejidad hidráulica donde el modelo 2D entrega resultados más realistas y representativos de las condiciones de inundación. De esta forma, se confirma que el badén constituye un punto crítico dentro del tramo modelado, al favorecer la acumulación de niveles y la generación de desbordes hacia áreas adyacentes. En este contexto, resulta recomendable su eliminación en el marco del nuevo diseño del puente, a fin de reducir la vulnerabilidad del sector y mejorar la seguridad hidráulica de la infraestructura y sus accesos.

Por último, el análisis de sensibilidad de las planicies de inundación evidenció diferencias en la respuesta de ambos modelos ante variaciones en los parámetros hidráulicos. En el caso del caudal, el modelo 2D resultó más sensible (2,78 % frente a 2,39 % en 1D), mientras que para el coeficiente de Manning la sensibilidad fue mayor en el 1D (3,85 % frente a 2,39 % en 2D).

Este comportamiento se explica porque, en el modelo 2D, la topografía completa del cauce y de la planicie gobierna la propagación del flujo y, al representar explícitamente la expansión lateral, responde con mayor variabilidad a las modificaciones en el caudal. En contraste, la influencia de la rugosidad es relativamente menor, ya que las irregularidades del terreno dominan la expansión de la inundación, especialmente aguas abajo del puente, donde se produce el mayor incremento de la planicie. Por el contrario, en el modelo 1D, donde la topografía se reduce a secciones discretas, la influencia se reparte entre la geometría de cada sección y el coeficiente de rugosidad, lo que hace que su respuesta sea relativamente más sensible a cambios en este parámetro.

5.3.1.3 VELOCIDADES DE FLUJO

La comparación de las velocidades entre ambos modelos, en términos generales, se presenta en la **Figura 5-21**, donde se aprecia que las mayores diferencias de velocidad se concentran tanto aguas arriba como aguas abajo del puente, con incrementos locales del orden de 2–3 m/s respecto del modelo 1D. En contraste, en la zona inmediata del puente las diferencias son menores a 1 m/s. Este patrón es coherente con la dinámica hidráulica observada: aguas arriba y aguas abajo se generan aceleraciones asociadas a cambios topográficos, tales como el baden o la descarga al Choapa, y a transiciones de régimen del flujo, mientras que, en la zona del puente, el peraltamiento y el régimen subcrítico que se genera reducen las velocidades.

Figura 5-27: Comparación – Distribución espacial de la diferencia de velocidades (Modelo 2D - Modelo 1D)

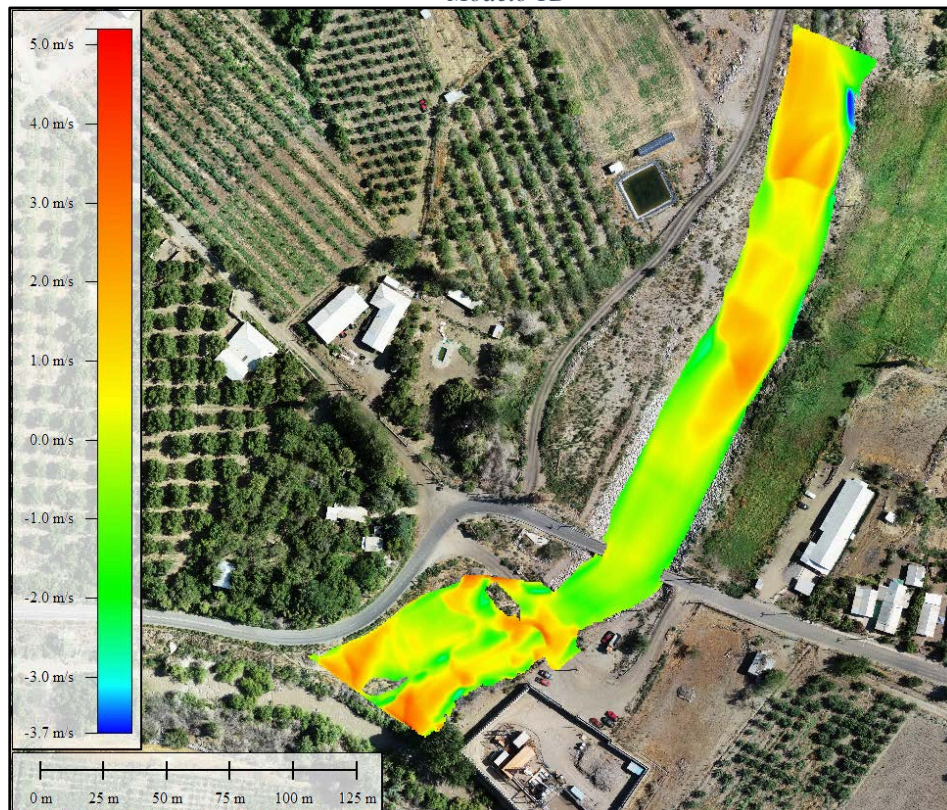
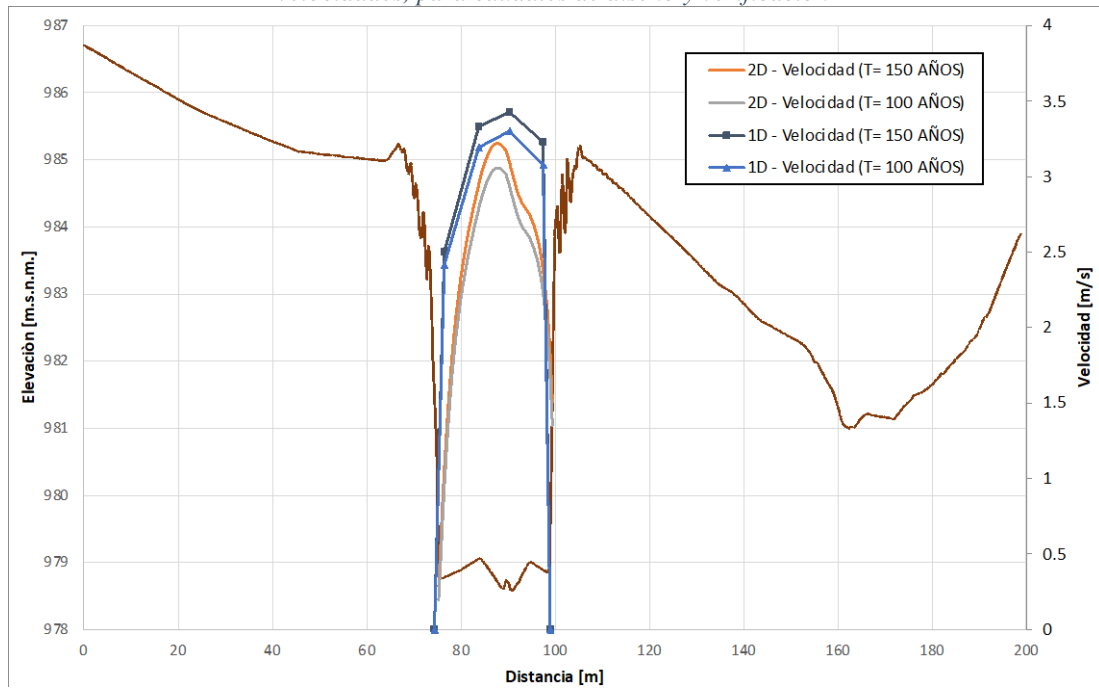


Figura 5-28: Comparación - Perfiles transversales aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71) con velocidades, para caudales de diseño y verificación



Para el caso específico de la zona del puente, se puede observar en la **Figura 5-22** las velocidades en los perfiles aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71) del puente para los caudales de diseño y verificación. En ambos perfiles, la distribución lateral de velocidades es similar entre los modelos, mayores en el fondo del cauce y disminuyen hacia los bordes. La diferencia radica en la forma de representación: en el modelo 2D las curvas son continuas al calcularse la velocidad en cada celda de la malla bidimensional, mientras que en el 1D se generan valores promedio en franjas de la sección transversal, lo que produce

una distribución más escalonada. En términos de magnitud, el modelo 1D tiende a sobreestimar las velocidades en casi todos los casos, salvo en el perfil aguas abajo (RS 123.71) próximo al estribo poniente, donde el modelo 2D entrega valores ligeramente superiores, reflejando una asimetría transversal asociada a la topografía del cauce.

Un aspecto diferenciador del modelo 2D respecto del 1D es su capacidad para reproducir patrones hidráulicos complejos, como recirculaciones o vórtices tanto en las inmediaciones de los estribos, como en la planicie de inundación aguas abajo del puente. Tal como se aprecia en la **Figura 5-17**, estos se generan tanto aguas arriba, por el efecto de los estribos que inducen contracciones locales del flujo, como aguas abajo, donde la expansión del flujo produce cambios bruscos en la dirección y magnitud de la velocidad. Estas estructuras de flujo rotacional, imposibles de captar en simulaciones unidimensionales, reflejan con mayor realismo la interacción del flujo con la geometría del cauce con la infraestructura del puente.

De acuerdo con la **Tabla 5-13** que resume las velocidades máximas, y con las **Tabla 5-14** y **Tabla 5-15**, correspondientes a los estribos poniente y oriente respectivamente, se observa que en el perfil aguas arriba (RS 128.64) para las velocidades máximas, el modelo 1D entrega valores mayores que el 2D: para el caudal de diseño, la sobrestimación alcanza un 7,8 % y para el de verificación un 6,5 %. En los estribos, las diferencias son aún más notorias: en el poniente alcanzan un 17,1 % y en el oriente un 15,8 %. En el perfil aguas abajo (RS 123.71), el modelo 1D también predice mayores velocidades en promedio: 12,8 % más en el caudal de diseño y 11,8 % más en el de verificación. No obstante, en el estribo poniente el modelo 2D entrega velocidades 11,2 % mayores, y en el oriente el modelo 1D entrega valores 14,5 % mayores.

Tabla 5-13: Comparación – Velocidades máximas para los perfiles aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71), para los caudales de diseño y verificación

CAUDAL DE DISEÑO

CAUDAL DE VERIFICACIÓN

Tabla 5-14: Comparación – Velocidades Estribo Poniente para los perfiles aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71), para los caudales de diseño y verificación

CAUDAL DE DISEÑO

CAUDAL DE VERIFICACIÓN

Tabla 5-15: Comparación – Velocidades Estribo Oriente para los perfiles aguas arriba (RS 128.64) y aguas abajo (RS 123.71), para los caudales de diseño y verificación

CAUDAL DE DISEÑO

CAUDAL DE VERIFICACIÓN

Estas diferencias se explican por la forma en que cada modelo representa la velocidad. En el modelo 1D, la componente de velocidad se calcula únicamente en dirección perpendicular a la sección, como un promedio para cada subsección definida por geometría y rugosidad. Esto simplifica la variabilidad transversal, concentrando el flujo en las zonas más profundas, produciendo sobrestimaciones. En cambio, el modelo 2D evalúa la velocidad en cada celda de la malla y considera su dirección real, lo que permite representar recirculaciones, gradientes laterales y variaciones locales en magnitud. Por esta razón, mientras el 1D tiende a entregar valores más altos y uniformes, el 2D reproduce un campo de velocidades más complejo y realista, especialmente en zonas donde la geometría del cauce es asimétrica o presenta discontinuidades por la presencia de estructuras. Lo anterior, tiene sentido con los niveles de aguas obtenidos para el modelo 2D, el cual entrega mayores niveles de agua, reduciendo las velocidades.

Por último, en el análisis de sensibilidad de la velocidad máxima del flujo en la zona del puente se observa que el modelo 2D presenta una mayor variabilidad ante cambios en los parámetros hidráulicos, tanto en el caudal (5.56 % vs 4.62 % en 1D) como en el coeficiente de Manning (9.15% vs 3.33 % en 1D). Este comportamiento se explica porque, en el modelo bidimensional, la velocidad se calcula en cada celda de la malla y se ven reflejados los gradientes laterales del flujo, lo que lo hace más sensible a modificaciones en el caudal y en la rugosidad. En contraste, el modelo 1D estima velocidades promedio en franjas de las

secciones transversales y las supone únicamente perpendiculares al perfil, integrando la influencia del caudal y la rugosidad de forma global. Esto reduce la capacidad de representar variaciones locales en la dirección y magnitud del flujo, generando una respuesta más estable pero menos detallada frente a cambios en los parámetros hidráulicos.

5.3.2 IMPLICANCIAS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE

Los resultados obtenidos en ambos modelos permiten extraer implicancias relevantes para el diseño y seguridad de la infraestructura vial en el sector del puente Cuncumén. En primer lugar, en lo relativo a los niveles máximos de agua, ambos modelos cumplen holgadamente con las condiciones de revancha exigidas por el Manual de Carreteras (1.0 m para período de diseño y 0.5 m para verificación). Aun cuando el modelo 2D entrega valores sistemáticamente más altos que el 1D (con diferencias de hasta 0.84 m en la zona del puente), incluso en este caso la holgura disponible se mantiene cercana a los 2 m, lo que asegura condiciones hidráulicas seguras para la rasante actual. De este modo, se recomienda mantener la rasante proyectada, verificando nuevamente los niveles de aguas máximas una vez que se defina la localización definitiva del nuevo puente y se realice la nueva modelación hidráulica.

En segundo lugar, las velocidades de flujo adquieren una relevancia directa en la evaluación de socavación y la protección de la infraestructura. En la mayoría de los casos analizados en la zona del puente, el modelo 1D entrega velocidades superiores a las del 2D, lo que refleja su tendencia a sobreestimar la magnitud del flujo al simplificar la distribución transversal en valores promedio. No obstante, el modelo 2D permitió identificar incrementos localizados en el estribo poniente aguas abajo, donde las velocidades superan las obtenidas en el 1D debido a topografía del sector y a la interacción con la infraestructura. Asimismo, el modelo bidimensional evidenció zonas de recirculación en la zona de los estribos, las cuales no pueden ser capturadas en modelo unidimensional. Estas recirculaciones no solo incrementan el riesgo de socavación localizada al generar turbulencia adicional, sino que también pueden generar subpresiones en torno a los estribos y accesos, favoreciendo procesos de socavación progresiva en los materiales más finos del terraplén o en las defensas fluviales existentes. Por ello, se recomienda que en el diseño del nuevo puente los estribos se dispongan fuera del cauce principal, reduciendo la formación de estos vórtices y el riesgo asociado. A menos que se propongan medidas para prevenir la formación de estas zonas de recirculación, o se pueda asegurar que las defensas fluviales proyectadas no serán afectadas.

En lo que respecta a la planicie de inundación, si bien en el tramo estudiado no se observaron extensiones significativas, el modelo 2D demostró una mayor capacidad para representar con detalle la propagación lateral de las aguas en crecidas, sobre todo en la zona de aguas abajo del puente. Los resultados del modelo 1D confirman que los accesos se mantienen en condiciones mayormente seguras; sin embargo, la simulación 2D muestra que parte del caudal asciende por el badén existente, generando inundación localizada en uno de los accesos. Adicionalmente, se identificaron recirculaciones aguas abajo, próximas al terraplén de acceso, que podrían intensificar procesos de socavación durante crecidas extraordinarias. En consecuencia, se recomienda considerar medidas de reforzamiento y la extensión de las defensas fluviales en torno al puente, una vez definida la posición final de la estructura, con

el fin de garantizar la estabilidad de los terraplenes de acceso frente a escenarios de mayor severidad hidráulica.

Finalmente, se constató que los tiempos de cómputo y los recursos requeridos para la modelación 2D fueron significativamente mayores que en el modelo 1D. Mientras este último entrega resultados prácticamente de manera instantánea a partir de perfiles transversales, el modelo 2D, con resolución completa de las ecuaciones de Saint Venant, requirió más de 20 minutos por simulación considerando la simplificación de utilizar el caudal peak, y alrededor de 16 horas para modelar todo el hidrograma de crecidas, además de insumos de entrada más exigentes como un DEM de alta resolución. A esto se suma el tiempo adicional necesario para su desarrollo y validación, ya que, aunque el 2D aporta un nivel de detalle superior para evaluar los niveles de aguas máximas, zonas de recirculación, velocidades locales y extensión de la planicie de inundación, su aplicación en este caso demandó un esfuerzo sustancialmente mayor en comparación con el modelo unidimensional.

5.3.3 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

En primer lugar, la calibración del modelo hidráulico se vio restringida por la ausencia de registros locales de nivel-caudal en la zona del puente que permitieran ajustar directamente los parámetros frente a un evento real. Como referencia, se utilizó información recopilada en terreno, tanto mediante inspección visual de marcas de crecidas históricas como a partir de testimonios de habitantes del sector, lo que permitió contar con un marco cualitativo de validación, pero sin una precisión cuantitativa de una estación de aforo.

Por otra parte, existe una incertidumbre asociada a la estimación de los caudales de diseño y verificación, ya que la cuenca se encuentra intervenida aguas arriba por obras de la Minera Pelambres. En este contexto, fue necesario recurrir a métodos indirectos de precipitación-escorrentía para definir los caudales, lo que, aunque representa la práctica habitual en ausencia de registros locales, introduce un margen de error adicional en la magnitud de los caudales de entrada al modelo hidráulico.

Otra limitación corresponde al hecho de que el estudio se desarrolló sobre un puente de un solo tramo, condición que simplifica la interacción hidráulica al no considerar pilas intermedias en el cauce. En consecuencia, los resultados y conclusiones deben interpretarse en este marco, reconociendo que en puentes con cepas las diferencias entre enfoques 1D y 2D podrían ser mayores debido a la complejidad adicional que inducen estas estructuras en el patrón del flujo.

En el caso del modelo bidimensional, la resolución de la malla se definió considerando las limitaciones de tiempo y capacidad computacional disponibles, de modo de alcanzar un equilibrio entre nivel de detalle hidráulico y tiempos de cálculo razonables. Bajo esta configuración, los resultados fueron consistentes para el análisis global; sin embargo, dado que la refinación se concentró principalmente en la zona del puente, es posible que algunos gradientes muy localizados no hayan sido capturados con total precisión, lo que además depende de la resolución del modelo de elevación utilizado como base.

En conjunto, estas limitaciones no invalidan los resultados obtenidos, pero sí acotan su alcance y deben ser consideradas al momento de extrapolar las conclusiones hacia otros escenarios o en el diseño definitivo del puente.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente estudio permitió desarrollar un análisis comparativo entre modelos hidráulicos unidimensionales (1D) y bidimensionales (2D), aplicados al Puente Cuncumén bajo régimen permanente y lecho fijo, considerando caudales de diseño y de verificación. A partir de los resultados obtenidos y de la discusión crítica de los mismos, fue posible identificar diferencias clave entre ambos enfoques, derivar implicancias directas para el diseño del nuevo puente y proponer recomendaciones aplicables a la práctica profesional. Además, se identificaron proyecciones de investigación que podrían complementar y ampliar el alcance de este trabajo.

Con respecto de los niveles máximos de agua, se comprobó que el modelo 2D entrega valores sistemáticamente más altos que el 1D, con diferencias que alcanzan hasta 0.84 m (42,9%, con respecto a la revancha) en la zona del puente. Estas discrepancias se explican por la capacidad del modelo bidimensional de representar en detalle la topografía y fenómenos hidráulicos locales, como el resalto generado por el badén aguas abajo, que induce un peraltamiento aguas arriba. A pesar de estas diferencias, ambos enfoques cumplieron holgadamente con las exigencias de revancha del Manual de Carreteras, asegurando condiciones hidráulicas seguras para la rasante actual.

En cuanto a las velocidades de flujo, el modelo 1D mostró una tendencia a sobreestimar sus valores respecto del 2D en la mayoría de los casos, con diferencias que alcanzaron hasta 0.55 m/s (17%). Sin embargo, en el estribo poniente aguas abajo el modelo 2D entregó velocidades un 0.35 m/s (11%) superiores al 1D, reflejando con mayor realismo la asimetría transversal del cauce y la interacción con la infraestructura. Asimismo, el modelo bidimensional permitió identificar zonas de recirculación en los estribos y márgenes, imposibles de reproducir en 1D, las cuales representan un factor clave para anticipar riesgos de socavación y definir la correcta selección y ubicación de defensas fluviales que protejan tanto la infraestructura del puente como los terraplenes y accesos viales.

Respecto a la planicie de inundación, el modelo 2D demostró una mayor capacidad para representar con precisión la propagación lateral de las aguas en crecidas, sobre todo en la zona aguas abajo del puente. En la zona de aguas arriba, en cambio, el flujo permaneció confinado dentro de la caja del río. La simulación 2D evidenció que parte del caudal asciende por el badén existente, generando inundación localizada en el acceso poniente y en las instalaciones de la planta elevadora de aguas. Adicionalmente, se identificaron recirculaciones próximas al terraplén del acceso poniente, que podrían intensificar procesos de socavación durante crecidas extraordinarias. En consecuencia, se recomienda reforzar y extender las defensas de enrocado existentes, incorporando protecciones adicionales en los terraplenes de acceso, una vez definida la posición final de la estructura, con el fin de garantizar la estabilidad frente a escenarios de crecidas.

El análisis de sensibilidad mostró que, en el caso de los niveles máximos de agua, el modelo 1D fue más sensible a variaciones de caudal, mientras que el 2D resultó más sensible al coeficiente de Manning. Para las velocidades y la planicie de inundación, el 2D presentó sistemáticamente una mayor sensibilidad en ambos parámetros. Esto se explica porque el modelo bidimensional resuelve el flujo celda a celda, incorporando gradientes laterales y detalles de la topografía, mientras que el 1D simplifica la respuesta en valores promedio por sección. En conjunto, puede afirmarse que el modelo 1D entrega respuestas más estables, pero menos detalladas, mientras que el modelo 2D, refleja con mayor fidelidad las variaciones hidráulicas y topográficas, aunque también depende más de la correcta caracterización de dichos parámetros ya que es más sensible a la variación de estos.

En relación con los objetivos del presente trabajo, los resultados permitieron cumplir con el propósito de comparar modelos 1D y 2D en el Puente Cuncumén, evaluando sus ventajas, limitaciones y sensibilidad a parámetros hidráulicos, y entregando una base sólida para discutir sus implicancias en el diseño del nuevo puente.

De los resultados se desprenden diversas recomendaciones para la práctica profesional. En primer lugar, en proyectos de puentes de un solo tramo y cauces relativamente simples, los modelos 1D constituyen una herramienta válida y eficiente, siempre que los perfiles transversales sean bien representativos en sectores críticos, como badenes o estrechamientos. Sin embargo, para la evaluación de niveles máximos y planicies de inundación se recomienda privilegiar el uso de modelos 2D, ya que entregan resultados más conservadores en términos de seguridad hidráulica. Además, el modelo bidimensional permite caracterizar con detalle las zonas de recirculación en torno a los estribos, información esencial para anticipar procesos de socavación y, en consecuencia, definir el emplazamiento de los estribos y de las defensas fluviales, así como las medidas de protección necesarias tanto para la infraestructura del puente como para los terraplenes de acceso.

En segundo lugar, al aplicar modelos bidimensionales resulta fundamental encontrar una adecuada relación entre el tamaño de celda y el tiempo de cómputo, de modo de optimizar los recursos disponibles sin perder resolución en los sectores de interés. En este sentido, se recomienda refinar la malla en torno al puente y accesos, donde se concentran los fenómenos hidráulicos más relevantes, manteniendo una resolución más gruesa en zonas de menor importancia. Asimismo, se destaca la conveniencia de realizar análisis de sensibilidad a parámetros hidráulicos (caudal, coeficiente de Manning, resolución topográfica), dado que el modelo 2D mostró ser más sensible a estas variaciones y, por tanto, requiere un mayor detalle para garantizar resultados confiables.

Finalmente, se identifican diversas líneas futuras de investigación. Entre ellas, ampliar el análisis a puentes con pilas intermedias, donde las diferencias entre enfoques 1D y 2D serían más significativas; incorporar escenarios de flujo no permanente, a fin de estudiar la propagación temporal de crecidas; y considerar modelos de transporte de sedimentos que permitan evaluar dinámicamente la socavación. Asimismo, se sugiere comparar resultados de HEC-RAS con otros softwares bidimensionales (IBER, TUFLOW, MIKE21), con el fin de validar la robustez de los hallazgos y fortalecer la práctica profesional en el diseño hidráulico de puentes.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Argyroudis, S. A., & Mitoulis, S. A. (2021). Vulnerability of bridges to individual and multiple hazards—floods and earthquakes. *Reliability Engineering & System Safety*, 210, 107564.
- Ardicioglu, M., Hadi, A. M. M., Periku, E., & Kuriqi, A. (2022). Experimental and numerical investigation of bridge configuration effect on hydraulic regime. *International Journal of Civil Engineering*, 20(8), 981-991.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M. E., Dolz, J., & Coll, A. (2014). IBER: Herramienta de simulación numérica de flujos en lámina libre. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30(1), 1–10.
- Brunner, G. W., Savant, G., & Heath, R. E. (2020). *Modeler Application Guidance for Steady vs Unsteady, and 1D vs 2D vs 3D Hydraulic Modeling*. U.S. Army Corps of Engineers.
- Brunner, G. W. (2024). *HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual (Version 6.6)*. U.S. Army Corps of Engineers.
- Brunner, G. W. (2024). *HEC-RAS: User's Manual (Version 6.6)*. U.S. Army Corps of Engineers.
- Brunner, G. W. (2024). *HEC-RAS 2D: User's Manual (Version 6.6)*. U.S. Army Corps of Engineers.
- Chow, V. T. (2004). *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill. (Trabajo original publicado en 1959).
- Deal, E. C., Parr, A. D., & Young, C. B. (2017). A comparison study of one- and two-dimensional hydraulic models for river environments. Kansas Department of Transportation.
- DHI. (2017). *MIKE 21 Flow Model FM – Hydrodynamic Module: Scientific Documentation*. Danish Hydraulic Institute (DHI).
- Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. (2024). *Manual de Carreteras, Volumen 3: Instrucciones y Criterios de Diseño*. Ministerio de Obras Públicas, Chile.
- Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. (2024). *Manual de Carreteras, Volumen 2: Procedimientos de Estudios Viales*. Ministerio de Obras Públicas, Chile.
- Dirección General de Aguas (DGA). (1995). *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica*. Ministerio de Obras Públicas, Chile.
- García-Santiago, K. (2021). 1D and 2D hydraulic modeling to estimate bridge scour: A case study. *Civil Engineering Program*.
- IPCC. (2021). *Climate Change 2021: The Physical Science Basis*. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press.

-
- Koks, E. E., Rozenberg, J., Zorn, C., Tariverdi, M., Vousdoukas, M., Fraser, S. A., ... & Hallegatte, S. (2019). A global multi-hazard risk analysis of road and railway infrastructure assets. *Nature Communications*, 10(1), 2677.
 - Mehta, D. J., & Yadav, S. M. (2020). Analysis of scour depth in the case of parallel bridges using HEC-RAS. *Water Supply*, 20(8), 3419-3432.
 - Ortega, J. C., & Rebolledo, R. (2020). Análisis de herramientas de modelización hidráulica bidimensional.
 - Ríos, D. (2023). Comparación de los modelos HEC-RAS 1D y 2D para la simulación de ríos urbanos. *Revista EIA*, 20(40).
 - Syme, W. J. (2001). TUFLOW—Two and three dimensional finite volume modelling of rivers, estuaries and coastal waters. *Proceedings of the 34th IAHR World Congress*. Brisbane, Australia. BMT WBM Pty Ltd.

8 ANEXOS

8.1 HIDROLOGIA

8.1.1 Parámetros de la Cuenca

Figura 8.1-1: Límites y red hidrográfica de la cuenca en estudio.

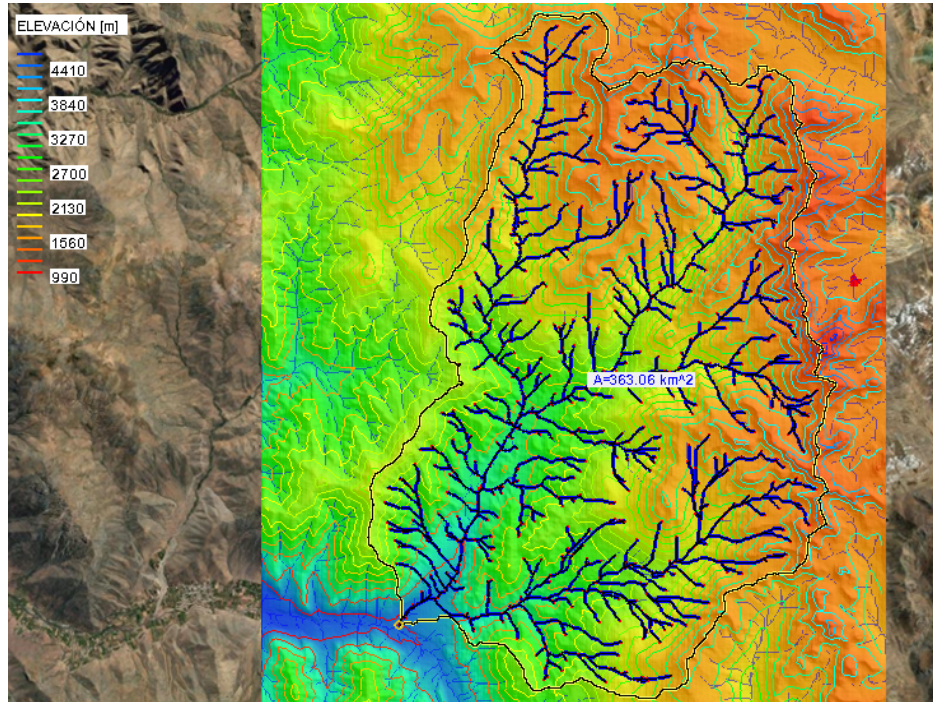


Figura 8.1-2: Cuenca Nival y Pluvial, dividida por la cota de nieve (3000 m.s.n.m.).

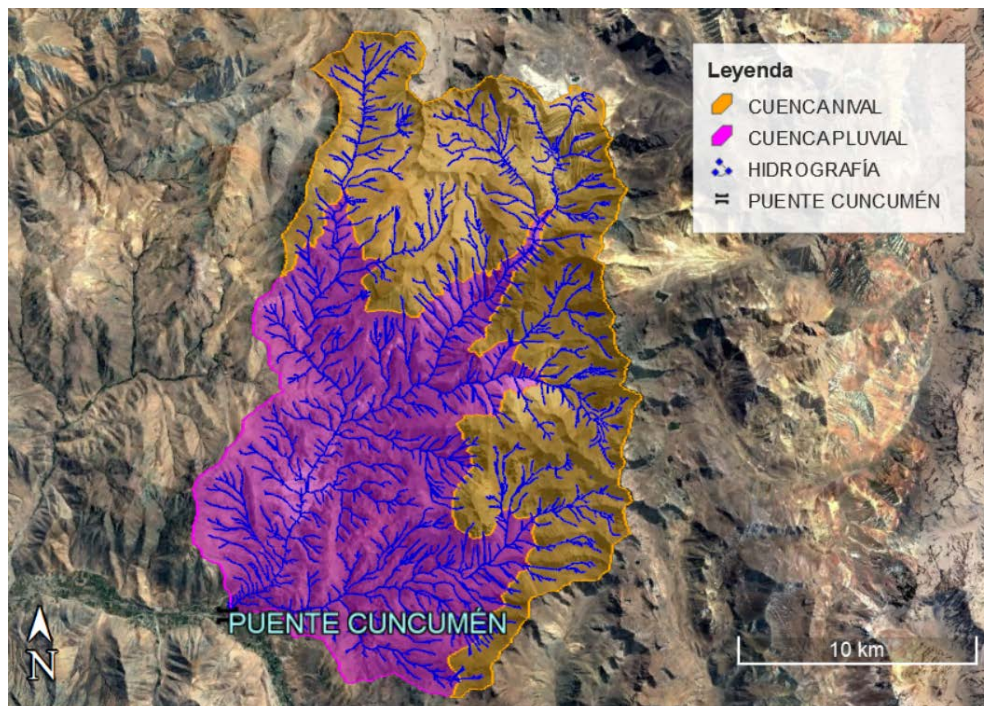


Tabla 8.1-1: Parámetros Geomorfológicos de la cuenca en estudio

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CUENCA
			CUNCUMÉN
AREA TOTAL DE LA CUENCA	At	Km ²	363,06
AREA NIVAL	Ap	Km ²	173,84
AREA PLUVIAL	An	Km ²	189,22
MAXIMA ELEVACIÓN	Hmax	m	3000
MINIMA ELEVACIÓN	Hmin	m	989
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL	Lc	Km	26,20
LONGITUD DESDE CENTRO DE GRAVEDAD AL PUNTO DE CONTROL	Lg	Km	9,19
DESNIVEL MAXIMO DE LA CUENCA	H	m	2011
DESNIVEL ENTRE COTA DE CENTRO DE GRAVEDAD Y PUNTO DE CONTROL	Hg	m	685,63
PENDIENTE MEDIA CUENCA	S	m/m	0,45
PENDIENTE MEDIA CAUCE PRINCIPAL	Ss	m/m	0,086

8.1.2 Estadística Fluviométrica

a) Serie de Datos Originales

Tabla 8.1-2: Serie original de Caudales Máximos Instantáneos Mensuales E.F. Río Cuncumén Antes Junta Choapa (Chachay)

ESTADÍSTICA DE CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (DGA)
E.F.: RIO CUNCUMEN ANTES JUNTA CHOAPA (CHACAY)

PERIODO	MES											
	ENE (m3/s)	FEB (m3/s)	MAR (m3/s)	ABR (m3/s)	MAY (m3/s)	JUN (m3/s)	JUL (m3/s)	AGO (m3/s)	SEP (m3/s)	OCT (m3/s)	NOV (m3/s)	DIC (m3/s)
2001 - 2002								1,20	1,08	2,67	1,93	1,37
2002 - 2003	1,06	0,87	0,82	0,80	2,98	2,20	1,97	2,65	3,03	4,54	5,14	4,70
2003 - 2004	2,87	1,50	1,19	0,94	1,22	1,11	1,33	0,87	0,83	1,02	0,87	0,66
2004 - 2005	0,76	0,60	0,41	0,66	0,46	0,51	0,61	0,72	0,56	0,47	0,80	0,44
2005 - 2006	0,34	0,35	0,26	0,14	0,34	1,16	0,32	0,68	0,90	1,29	1,95	1,36
2006 - 2007	0,88	2,87	0,67	0,52	0,56	0,46	1,77	0,48	0,46	0,76	0,67	0,63
2007 - 2008	0,24	0,24	0,49	0,25	0,24	1,06	0,87	0,39	0,51	0,65	0,53	0,50
2008 - 2009	0,25	0,34	0,23	0,20	0,49	0,64	0,36	5,69	0,66	1,31	1,56	1,33
2009 - 2010	0,66	0,42	0,40	0,22	0,21	0,39	0,28	0,61	0,57	0,99	1,07	0,57
2010 - 2011	0,63	0,28	0,28	0,20	0,31	0,50	0,30	0,27	0,28	0,20	0,37	0,16
2011 - 2012	0,24	0,25	0,30	0,16	0,20	0,26	0,24	0,26	0,32	0,47	0,33	0,25
2012 - 2013	0,24	0,27	0,23	0,21	0,42	0,22	0,16	0,21	0,19	0,19	0,16	0,15
2013 - 2014	0,31	0,17	0,13	0,16	0,15	0,13	0,17	0,14	0,13	0,16	0,18	0,13
2014 - 2015	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,10	0,14	0,10	0,09	0,09	0,10	0,09
2015 - 2016	0,08	0,08	0,17	0,08	0,09	0,06	0,12	0,23	0,18	0,55	1,30	1,23
2016 - 2017	0,44	0,31	0,20	0,26	0,30	1,05	0,66	0,57	1,00	1,01	0,49	0,46
2017 - 2018	0,57	0,34	0,54	0,37	0,55	0,42	0,32	0,28	0,30	0,25	0,22	0,20
2018 - 2019	0,15	0,15	0,12	0,10	0,10		0,24	0,15	0,22	0,22	0,08	0,10
2019 - 2020	0,12	0,08	0,14	0,07	0,10	0,10	0,07	0,07	0,07	0,08	0,07	0,10
2020 - 2021	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,10	0,05	0,04	0,05	0,06	0,05	0,06
2021 -	0,08	0,12	0,07	0,06	0,07	0,05	0,04	0,06	0,05	0,05	0,06	0,07
MAX	2,87	2,87	1,19	0,94	2,98	2,20	1,97	5,69	3,03	4,54	5,14	4,70
PROM	0,51	0,47	0,34	0,28	0,45	0,55	0,50	0,75	0,55	0,81	0,85	0,69
DESV	0,39	0,40	0,21	0,19	0,36	0,41	0,42	0,71	0,41	0,68	0,75	0,62

Fuente: DGA

Tabla 8.1-3: Serie original de Caudales Máximos Instantáneos Mensuales E.F. Río Cuncumén en Bocatoma

ESTADÍSTICA DE CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (DGA)
E.F.: RÍO CUNCUMÉN EN BOCATOMA

PERIODO	MES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
1965 - 1966										4,38	4,65	4,65
1966 - 1967	3,85		1,45	1,02	0,87	1,24	1,56	1,34	2,01	2,51	2,31	1,71
1967 - 1968	1,56	1,02	0,94	0,87	0,64	0,87	0,79	0,64	0,94	0,59	0,54	0,38
1968 - 1969	0,35	0,35	0,35	0,28	0,28	0,28	0,32	0,32	0,28	0,43	0,48	0,25
1969 - 1970	0,20	0,20	0,22	0,20	0,22	0,28	0,28	0,28	0,25	0,18	0,20	0,15
1970 - 1971	0,18	0,15	0,20	0,20	0,64	0,35	0,35	0,38	0,38	0,54	0,64	0,38
1971 - 1972	0,48	0,32	0,32	0,32	0,35	0,35	0,43	0,54	0,54			0,43
1972 - 1973	0,43	0,38	0,38	0,38								
1973 - 1974												
1974 - 1975												
1975 - 1976												
1976 - 1977												
1977 - 1978												
1978 - 1979												
1979 - 1980												
1980 - 1981					1,08	1,30	1,56	1,13	0,97	1,56	1,84	2,14
1981 - 1982	1,43	1,08	0,92	0,83	0,92	0,78	0,78	0,78	0,83	0,70	0,57	0,53
1982 - 1983	0,45	0,45	0,57	0,45	0,70	8,10	10,02	2,54	3,63	3,63	6,04	8,22
1983 - 1984	4,09	2,92	1,88	1,62	1,32	1,03	1,10	1,46	1,36	2,37	3,29	2,30
1984 - 1985	1,83	1,35	1,22	1,05	0,99	1,05			2,36	5,94	6,31	5,81
1985 - 1986	3,56	2,19	1,61	1,70	1,35	1,22	1,15	1,01	0,82	0,70	0,65	0,51
1986 - 1987	0,47	0,56	0,41	0,49	0,95	1,47	0,51	0,54	0,56	1,68	1,96	1,79
1987 - 1988	1,56	1,11	0,76	0,79	0,78	1,71			3,41	6,29	9,83	9,90
1988 - 1989	8,07	4,00	2,61	1,94	1,89	1,39	1,21	1,15	1,02	0,80	1,08	0,90
1989 - 1990	0,76	0,70	0,63	0,69	0,76	0,71	0,73	1,35	1,04	1,31	1,28	1,06
1990 - 1991	0,85	0,70	0,63	0,58	0,61	0,71	0,68	0,61	0,62			0,50
1991 - 1992	0,46	0,44	0,48	0,51	1,45	0,81	1,70	1,06	1,66	1,97	2,74	2,83
1992 - 1993	1,75	1,41	0,88	1,23	1,12	1,34	1,21	1,25	1,55	2,48	2,81	1,84
1993 - 1994	1,83	3,87	1,03	3,44	10,43	1,68	1,48	1,31	1,38	2,35	1,81	1,45
1994 - 1995	1,16	0,94	0,82	0,86	0,88	0,80	0,75	0,70	0,72	0,67	0,60	0,51
1995 - 1996	3,71	0,55	0,51	0,53	0,49	0,51	0,51	0,37	0,48	0,39	0,40	10,50
1996 - 1997	0,48	0,41	0,36	0,43	0,46	0,30	0,31	0,61	0,27	0,24	0,12	0,13
1997 - 1998	0,13	0,09	1,11	0,30	0,17	9,57	1,32	4,34	4,32	4,24	5,98	6,15
1998 - 1999	5,08	2,92	2,10	1,24	-	1,03	0,94	0,89	0,88	0,75	0,76	0,80
1999 - 2000	0,72	0,65	0,85	0,73	0,75	0,83	0,76	0,84	1,25	1,06	0,88	0,51
2000 - 2001	0,20	0,19	0,23	0,19	0,07	0,73	1,07	0,80	0,99	2,36	1,78	1,68
2001 - 2002	0,83	0,33	0,50	0,29	0,38	0,46	2,97	1,19	1,08	2,82	1,98	1,35
2002 - 2003	1,08	0,82	0,79	0,80	2,98	2,20	1,97	3,06	3,30	2,80		4,12
2003 - 2004	1,08	1,72	1,37	1,04	1,40	1,27	1,53	0,95	0,89	1,14	0,95	0,72
2004 - 2005		0,67	0,50	0,50								0,05
2005 -											0,37	0,22
MAX	8,07	4,00	2,61	3,44	10,43	9,57	10,02	4,34	4,32	6,29	9,83	10,50
PROM	1,62	1,08	0,86	0,82	1,20	1,48	1,36	1,12	1,33	1,91	2,17	2,26
DESV	1,28	0,78	0,44	0,45	0,85	1,06	0,85	0,55	0,78	1,28	1,69	2,07

Fuente: DGA

Tabla 8.1-4: Serie original de Caudales Máximos Instantáneos Mensuales E.F. Río Choapa en Cuncumén

PERIODO	MES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
1965 - 1966										40.00	103.00	75.00
1966 - 1967	41.73	14.78	9.06	6.72	6.45	6.18	12.29	8.75	15.71	29.37	55.94	32.94
1967 - 1968	15.24	8.14	5.71	4.79	4.38	4.79	4.38	3.97	7.53	13.09	11.91	6.45
1968 - 1969	4.18	2.65	2.79	2.94	2.35	2.35	2.10	1.73	1.73	5.47	2.94	
1969 - 1970		1.32	1.32	1.32	1.73	3.44	1.85	2.10	4.18	11.15	18.62	11.53
1970 - 1971		2.65	2.65	2.35	8.14	3.09	5.47	4.79	6.72	54.90	14.36	14.78
1971 - 1972	5.71	3.62	2.94	2.79	2.50	2.65	3.97	4.38	6.99	26.72	21.86	7.53
1972 - 1973	3.79	2.79	2.79	3.09	8.75	27.37		24.82				123.60
1973 - 1974	76.00	25.99	12.30				8.00	17.30	28.78		44.65	24.92
1974 - 1975	9.70	6.26			4.20	10.64	6.26	6.49		21.87	30.55	20.44
1975 - 1976	10.33	5.58	5.17	4.01	4.01	4.01	5.58	6.02	7.74	11.96	22.86	17.74
1976 - 1977	6.96	5.37	3.34	2.61	2.61	3.34	2.74	2.61	2.47	11.27	39.59	11.27
1977 - 1978	4.75	3.51	2.88	3.02	3.02	4.38	27.09				59.36	70.59
1978 - 1979	31.75	16.06	12.30	9.41	9.41	7.74	77.66	9.89	15.51	33.09	79.87	86.76
1979 - 1980	38.85	15.51	9.55	8.22	7.61	5.38	6.44	5.62	6.72	26.02	16.41	13.35
1980 - 1981	6.44	6.44	3.79	33.77	10.61	10.23	9.55	8.53	12.11	31.74	53.66	77.65
1981 - 1982	17.86	9.89	6.72	5.62	7.30	6.17	4.66	5.62	6.72	12.93	10.23	4.90
1982 - 1983	8.87	4.42	3.19	2.48	10.23	28.48	33.09	13.76	20.39	53.66	85.59	142.31
1983 - 1984	86.80	30.60	14.60	15.40	10.32	8.02	8.52	12.32	10.00	38.24	96.68	56.42
1984 - 1985	15.00	8.52	9.11	5.15	6.10	4.64	10.96	10.00	16.20	41.00	106.40	88.96
1985 - 1986	45.36	14.60	18.20	8.27	6.34	5.53	5.34	5.91	4.98	11.60	26.50	6.74
1986 - 1987	4.15	4.37	3.01	3.26	9.50	16.20	5.32	6.69	9.67	28.65	53.74	49.90
1987 - 1988	20.66	8.82	6.52	5.47	5.44	12.32	42.04	74.20	23.36	45.74	152.92	125.40
1988 - 1989	107.10	38.57	19.37	12.15	9.96	8.43	6.64	6.48	8.30	16.26	17.29	5.47
1989 - 1990	4.53	3.26	2.66	2.32	4.71	3.25	4.12	13.14	11.76	36.81	50.46	20.74
1990 - 1991	8.07	5.61	5.25	5.18	4.31	5.07	4.55	4.84	6.83	15.62	13.41	5.55
1991 - 1992	3.82	3.17	2.86	3.48	11.97	6.74	22.63	11.28	19.09	32.88	60.96	58.71
1992 - 1993	28.50	12.82	7.27	11.45	9.19	8.92	7.94	9.41	18.49	40.17	81.72	30.06
1993 - 1994	15.06	28.01	6.24	18.45	30.72	8.84	7.52	7.69	10.39	23.78	27.96	16.86
1994 - 1995	8.46	5.48	4.62	4.17	4.00	3.61	6.61	5.05	9.93	13.36	20.93	9.06
1995 - 1996	44.63	4.54	3.32	3.80	3.59	3.64	3.47	3.51	6.49	13.05	14.90	5.80
1996 - 1997	4.46	2.76	2.57	2.85	2.35	2.34	2.40	3.53	3.64	4.96	3.51	2.10
1997 - 1998	1.71	1.57	16.90	1.53	1.94	36.48	6.76	25.60	27.76	42.17	87.63	109.40
1998 - 1999	85.90	33.12	14.54	14.16	9.03	6.84	5.72	4.52	4.14	10.53	4.21	3.80
1999 - 2000	3.58	2.78	7.08	3.04	3.78	3.77	3.32	3.97	14.68	40.12	36.22	14.21
2000 - 2001	5.00	4.35	7.72	4.37	4.05	9.57	10.17	7.12	16.28	43.22	61.02	52.80
2001 - 2002	15.48	7.56	4.95	4.74	4.98	4.42	37.42	11.70	15.01	42.41	55.70	41.19
2002 - 2003	13.30	21.20	6.13	6.90	31.76	13.04	13.93	29.19	25.50	51.95	94.24	73.96
2003 - 2004	42.56	17.85	12.86	7.92	11.75	7.73	9.80	7.37	10.59	37.26	30.84	17.36
2004 - 2005	8.56	6.12	5.45	5.92	5.11	4.63	4.80	8.02	11.78	16.00	17.63	11.32
2005 - 2006	5.34	4.01	10.77	3.62	4.87	35.19	7.74	32.88	15.96	46.64	75.96	79.40
2006 - 2007	37.78	13.44	8.45	6.40	6.15	7.09	30.84	8.96	18.69	50.66	57.91	33.12
2007 - 2008	16.04	7.43	5.68	5.07	4.55	9.68	7.43	5.60	12.38	34.22	29.46	14.04
2008 - 2009	6.49	5.95	4.81	3.69	5.60	8.34	5.25	36.33	14.33	48.59	64.21	32.18
2009 - 2010	18.02	6.89	5.95	4.88	4.79	5.23	4.90	10.91	8.89	45.48	40.78	23.31
2010 - 2011	13.00	4.84	4.41	3.89	4.10	4.80	4.00	3.79	4.89	8.79	10.89	5.53
2011 - 2012	3.57	3.31	2.63	2.45	2.32	3.13	3.52	3.14	11.80	20.10	21.63	9.29
2012 - 2013	6.53	3.32	2.60	3.06	3.97	3.39	2.96	3.22	5.65	7.85	12.35	3.49
2013 - 2014	17.99	9.29	2.20	2.30	2.79	3.19	2.84	3.91	5.45	14.11	17.50	6.34
2014 - 2015	5.82	2.96	2.65	2.57	2.41	2.88	2.49	3.47	3.50	15.72	4.27	2.43
2015 - 2016	2.11	2.02	5.92	1.89	2.25	1.86	2.32	9.22	8.97	29.46	53.63	58.42
2016 - 2017	18.09	15.26	7.07	37.73	10.62	18.56	11.13	10.23	29.98	49.53	48.79	31.50
2017 - 2018	11.37	20.04	10.03	6.44	13.86	9.93	6.06	6.67	15.09	15.39	16.12	7.31
2018 - 2019	4.01	3.12	4.62	2.96	7.71	6.64	5.37	3.52	9.58	10.41	14.58	5.92
2019 - 2020	6.28	3.78	3.08	7.17	13.99	7.82	2.72	3.03	3.78	2.10	1.94	1.99
2020 - 2021	3.80	1.23	1.76	5.71	1.23	4.07	2.46	2.84	4.33	8.65	4.27	2.39
2021 - 2022	1.97	1.94	1.89	1.48	2.09	1.63	1.78	2.22	3.29	2.80	1.85	1.02
2022 -	0.83	0.98	0.81									
MAX	107.10	38.57	19.37	37.73	31.76	36.48	77.66	74.20	29.98	54.90	152.92	142.31
PROM	18.80	8.96	6.31	6.38	6.86	8.14	9.91	9.96	11.32	26.66	40.40	33.31
DESV	16.12	6.48	3.37	4.02	3.82	4.87	7.65	6.70	5.57	13.89	26.97	28.72

Fuente: DGA

Tabla 8.1-5: Serie original de Caudales Máximos Instantáneos Mensuales E.F. Río Choapa en Salamanca

PERIODO	MES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
1965 - 1966	1.30	1.30	4.20	11.08	5.80	3.94	42.38	640.00	32.30	77.10	141.40	68.10
1966 - 1967	50.44	8.49	3.38	5.83	4.75	24.76	46.10	9.81	19.50	25.90	43.00	31.00
1967 - 1968	9.81									4.71	3.05	1.62
1968 - 1969	0.94	0.46	0.70	0.94	0.46	0.46	0.42	1.06	0.42	0.70	0.38	0.38
1969 - 1970	0.38	0.38	0.46	0.26	0.46	0.21	0.20	0.24	0.38	1.81	12.26	4.20
1970 - 1971	0.42	0.25	0.25	0.38	8.45	4.20	0.94	6.27	0.42	21.42	31.90	8.27
1971 - 1972	1.68	1.06	1.17	1.17	0.88	3.80	5.20	8.27	4.08	23.82	15.72	0.95
1972 - 1973	0.81	0.81	0.95	0.95								
1973 - 1974									1.51	12.30	26.56	24.68
1974 - 1975	4.15	-	0.60	0.60	5.48	10.60	7.32	4.37	6.86	17.56	24.68	18.16
1975 - 1976	5.55	1.20	0.52	0.62	5.00	5.82	8.88	12.24	10.76	8.68	9.00	9.64
1976 - 1977	1.52	3.34	0.40	0.45	2.66	3.17	0.35	3.34	5.15	6.26	30.14	5.70
1977 - 1978	0.80	0.35	0.40	0.35	0.40	4.60	225.00	18.04	44.04		165.00	160.80
1978 - 1979	23.66	6.16	5.16	3.24	4.85	6.16	405.00	50.10	26.60	51.12	158.40	155.20
1979 - 1980	69.08	12.00	5.36	5.74	8.11	4.60	4.00	19.00				
1980 - 1981												98.92
1981 - 1982	7.56	4.02	4.83	1.88	23.92	9.34	10.10	6.30	3.43	5.63	4.49	2.01
1982 - 1983	0.73	0.45	0.45	0.87	6.63	169.00	169.00	47.30	45.90	61.46	72.00	169.00
1983 - 1984								19.48	17.32	227.00		
1984 - 1985										55.60	165.00	133.40
1985 - 1986	76.12	52.18								1.36	10.52	-
1986 - 1987	0.46	0.24	0.24	0.31	23.30	23.30	8.51	8.03	8.75	26.70	77.40	51.50
1987 - 1988	18.40	4.03	2.80	3.00	6.91	13.40	260.00					
1988 - 1989												
1989 - 1990												
1990 - 1991												
1991 - 1992												
1992 - 1993												
1993 - 1994												
1994 - 1995					4.70	5.19	10.05	4.48	9.00	9.90	13.62	5.60
1995 - 1996		2.73	2.14	2.50	2.51	4.03	5.48	3.60	5.22	6.52	7.62	6.85
1996 - 1997	2.29	2.44	0.91	1.93	1.11	1.23	5.91	3.25	1.91	2.74	1.35	0.78
1997 - 1998	0.57	0.92	4.71	0.79	1.69	125.40	14.04	47.71	45.52	64.19	99.80	109.30
1998 - 1999	65.04	35.20		15.60	11.83	12.05	8.12	4.20			0.16	0.16
1999 - 2000		0.85	2.01	1.69	1.71	3.30	2.81	8.56	15.20	28.75	24.28	10.55
2000 - 2001	4.44	3.32	2.64	2.11	2.90	29.01	19.05	9.32	24.05	52.70	116.40	48.42
2001 - 2002	9.49	5.01	4.00	3.69	12.30	6.52	147.31	17.20	14.08	32.19	37.48	29.56
2002 - 2003	11.76	6.43	3.69	6.81	30.00	162.26	134.33	40.10	20.74	104.42	133.52	117.30
2003 - 2004	60.41	15.77	8.33	5.22	24.55	15.30	21.89	8.55	9.19	33.24	27.36	13.69
2004 - 2005	7.11	5.38	3.56	8.60	5.80	4.28	6.10	17.65	10.32	13.97	19.64	10.45
2005 - 2006	6.55	1.35	2.86	4.24	7.10	71.79	11.51	112.53	32.06	78.37	117.30	110.97
2006 - 2007	41.59	23.33	16.51	5.51	6.71	19.27	49.00	7.36	14.88	76.41	93.20	39.50
2007 - 2008	12.03	3.87	3.07	2.89	3.09	44.90	9.54	8.97	12.87	37.68	31.37	11.56
2008 - 2009	4.46	3.23	2.87	2.75	6.29	8.87						
2009 - 2010								11.37	11.32	59.06	57.47	22.02
2010 - 2011	6.08	2.89	2.22	2.29			8.58	3.72	3.72	4.96	10.12	3.72
2011 - 2012	1.34	1.02	0.86	0.75	1.23	4.30	6.92	2.70	9.69	16.94	20.43	7.87
2012 - 2013	2.70	0.92	0.75	1.56	2.48	1.13	1.81	1.68	1.56	3.42	4.30	2.48
2013 - 2014	2.91	4.01	0.42	0.39	3.42	1.56	0.69	0.73	0.89	8.58	15.87	2.59
2014 - 2015	1.85	0.61	0.35	0.41	0.79	3.60	0.84					
2015 - 2016			1.75	0.96	2.89	2.89	4.00	46.43	9.96	41.74	79.32	62.92
2016 - 2017	11.35	1.07	2.21	18.19	7.72	7.63		9.52	28.50	50.72	48.90	23.04
2017 - 2018	6.99	20.67	4.87				6.49	6.54	9.70	9.38		
2018 - 2019				1.13	2.69	4.61	4.51	0.74	1.77	4.46	6.03	1.87
2019 - 2020	0.51	0.99	0.67	0.88	0.99	1.71	1.58	1.58	1.71	0.99	0.22	0.58
2020 - 2021	1.71	0.58	0.49	0.11	0.13	3.62	2.38	0.76	1.00	2.97	1.17	0.76
2021 - 2022	0.68	0.61	0.76	0.46	0.68	0.76	0.33	0.40	0.46	1.17	1.00	0.33
2022 -	0.83	0.07	0.06									
MAX	76.12	52.18	16.51	18.19	30.00	169.00	405.00	640.00	45.90	227.00	165.00	169.00
PROM	12.77	5.71	2.49	3.07	6.18	20.31	40.89	29.37	12.75	31.97	45.55	36.89
DESV	14.41	6.13	1.93	2.71	4.75	23.80	54.15	37.08	9.87	27.51	41.27	39.34

Fuente: DGA

b) Serie Pluvial – Nival

Tabla 8.1-6: Serie Pluvial – Nival de Caudales Máximos Instantáneos anuales E.F en Río Cuncumén

ESTADISTICA DE CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (DGA)
E.F : RIO CUNCUMEN ANTES JUNTA CHOAPA (CHACAY)

PERIODO	Q _{max.inst}	
	PERIODO PLUVIAL ABR - SEP	PERIODO NIVAL OCT - MAR
	(m3/s)	(m3/s)
2001 - 2002	1,20	2,67
2002 - 2003	3,03	5,14
2003 - 2004	1,33	1,02
2004 - 2005	0,72	0,80
2005 - 2006	1,16	2,87
2006 - 2007	1,77	0,76
2007 - 2008	1,06	0,65
2008 - 2009	5,69	1,56
2009 - 2010	0,61	1,07
2010 - 2011	0,50	0,37
2011 - 2012	0,32	0,47
2012 - 2013	0,42	0,31
2013 - 2014	0,17	0,18
2014 - 2015	0,14	0,17
2015 - 2016	0,23	1,30
2016 - 2017	1,05	1,01
2017 - 2018	0,55	0,25
2018 - 2019	0,24	0,22
2019 - 2020	0,10	0,10
2020 - 2021	0,10	0,12
2021 -	0,07	0,07
MAX	5,69	5,14
PROM	0,97	1,00
DESV	0,81	0,82

ESTADISTICA DE CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (DGA)
E.F : RIO CUNCUMEN EN BOCATOMA

PERIODO	Q _{max.inst}	
	PERIODO PLUVIAL ABR - SEP	PERIODO NIVAL OCT - MAR
	(m3/s)	(m3/s)
1965 - 1966		4,65
1966 - 1967	2,01	2,51
1967 - 1968	0,94	0,59
1968 - 1969	0,32	0,48
1969 - 1970	0,28	0,20
1970 - 1971	0,64	0,64
1971 - 1972	0,54	0,54
1972 - 1973		
1973 - 1974		
1974 - 1975		
1975 - 1976		
1976 - 1977		
1977 - 1978		
1978 - 1979		
1979 - 1980		
1980 - 1981	1,56	2,14
1981 - 1982	0,92	0,70
1982 - 1983	10,02	8,22
1983 - 1984	1,62	3,29
1984 - 1985	2,36	6,31
1985 - 1986	1,70	0,70
1986 - 1987	1,47	1,96
1987 - 1988	3,41	9,90
1988 - 1989	1,94	1,08
1989 - 1990	1,35	1,31
1990 - 1991	0,71	0,50
1991 - 1992	1,70	2,83
1992 - 1993	1,55	3,87
1993 - 1994	10,43	2,35
1994 - 1995	0,88	3,71
1995 - 1996	0,53	10,50
1996 - 1997	0,61	1,11
1997 - 1998	9,57	6,15
1998 - 1999	1,24	0,85
1999 - 2000	1,25	1,06
2000 - 2001	1,07	2,36
2001 - 2002	2,97	2,82
2002 - 2003	3,30	4,12
2003 - 2004	1,53	1,14
2004 - 2005	0,50	0,05
2005 -		0,37
MAX	10,43	10,50
PROM	2,22	2,70
DESV	1,71	2,06

Fuente: DGA y Elaboración Propia

Tabla 8.1-7: Serie Pluvial – Nivel de Caudales Máximos Instantáneos anuales E.F. en Río Choapa

ESTADÍSTICA DE CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (DGA) E.F.: RÍO CHOAPA EN CUNCUMEN ESTADÍSTICA DE CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (DGA) E.F.: RÍO CHOAPA EN SALAMANCA

PERIODO	Q _{max.inst}		PERIODO	Q _{max.inst}	
	PERIODO PLUVIAL ABR - SEP	PERIODO NIVAL OCT - MAR		PERIODO PLUVIAL ABR - SEP	PERIODO NIVAL OCT - MAR
	(m3/s)	(m3/s)		(m3/s)	(m3/s)
1965 - 1966		103,00	1965 - 1966	640,00	141,40
1966 - 1967	15,71	55,94	1966 - 1967	46,10	43,00
1967 - 1968	7,53	13,09	1967 - 1968		4,71
1968 - 1969	2,94	5,47	1968 - 1969	1,06	0,70
1969 - 1970	4,18	18,62	1969 - 1970	0,46	12,26
1970 - 1971	8,14	54,90	1970 - 1971	8,45	31,90
1971 - 1972	6,99	26,72	1971 - 1972	8,27	23,82
1972 - 1973	27,37	123,60	1972 - 1973	0,95	
1973 - 1974	28,78	44,65	1973 - 1974	1,51	26,56
1974 - 1975	10,64	30,55	1974 - 1975	10,60	24,68
1975 - 1976	7,74	22,86	1975 - 1976	12,24	9,64
1976 - 1977	3,34	39,59	1976 - 1977	5,15	30,14
1977 - 1978	27,09	70,59	1977 - 1978	225,00	165,00
1978 - 1979	77,66	86,76	1978 - 1979	405,00	158,40
1979 - 1980	8,22	26,02	1979 - 1980	19,00	
1980 - 1981	33,77	77,65	1980 - 1981		98,92
1981 - 1982	7,30	12,93	1981 - 1982	23,92	5,63
1982 - 1983	33,09	142,31	1982 - 1983	169,00	169,00
1983 - 1984	15,40	96,68	1983 - 1984	19,48	227,00
1984 - 1985	16,20	106,40	1984 - 1985		165,00
1985 - 1986	8,27	26,50	1985 - 1986		10,52
1986 - 1987	16,20	53,74	1986 - 1987	23,30	77,40
1987 - 1988	74,20	152,92	1987 - 1988	260,00	
1988 - 1989	12,15	17,29	1988 - 1989		
1989 - 1990	13,14	50,46	1989 - 1990		
1990 - 1991	6,83	15,62	1990 - 1991		
1991 - 1992	22,63	60,96	1991 - 1992		
1992 - 1993	18,49	81,72	1992 - 1993		
1993 - 1994	30,72	27,96	1993 - 1994		
1994 - 1995	9,93	44,63	1994 - 1995	10,05	13,62
1995 - 1996	6,49	14,90	1995 - 1996	5,48	7,62
1996 - 1997	3,64	16,90	1996 - 1997	5,91	4,71
1997 - 1998	36,48	109,40	1997 - 1998	125,40	109,30
1998 - 1999	14,16	10,53	1998 - 1999	15,60	2,01
1999 - 2000	14,68	40,12	1999 - 2000	15,20	28,75
2000 - 2001	16,28	61,02	2000 - 2001	29,01	116,40
2001 - 2002	37,42	55,70	2001 - 2002	147,31	37,48
2002 - 2003	31,76	94,24	2002 - 2003	162,26	133,52
2003 - 2004	11,75	37,26	2003 - 2004	24,55	33,24
2004 - 2005	11,78	17,63	2004 - 2005	17,65	19,64
2005 - 2006	35,19	79,40	2005 - 2006	112,53	117,30
2006 - 2007	30,84	57,91	2006 - 2007	49,00	93,20
2007 - 2008	12,38	34,22	2007 - 2008	44,90	37,68
2008 - 2009	36,33	64,21	2008 - 2009	8,87	
2009 - 2010	10,91	45,48	2009 - 2010	11,37	59,06
2010 - 2011	4,89	10,89	2010 - 2011	8,58	10,12
2011 - 2012	11,80	21,63	2011 - 2012	9,69	20,43
2012 - 2013	5,65	17,99	2012 - 2013	2,48	4,30
2013 - 2014	5,45	17,50	2013 - 2014	3,42	15,87
2014 - 2015	3,50	15,72	2014 - 2015	3,60	1,75
2015 - 2016	9,22	58,42	2015 - 2016	46,43	79,32
2016 - 2017	37,73	49,53	2016 - 2017	28,50	50,72
2017 - 2018	15,09	16,12	2017 - 2018	9,70	9,38
2018 - 2019	9,58	14,58	2018 - 2019	4,61	6,03
2019 - 2020	13,99	3,80	2019 - 2020	1,71	1,71
2020 - 2021	5,71	8,65	2020 - 2021	3,62	2,97
2021 - 2022	3,29	2,80	2021 - 2022	0,76	1,17
2022 -			2022 -		
MAX	77,66	152,92	MAX	640,00	227,00
PROM	17,69	46,78	PROM	59,31	51,98
DESV	11,39	28,93	DESV	72,88	48,11

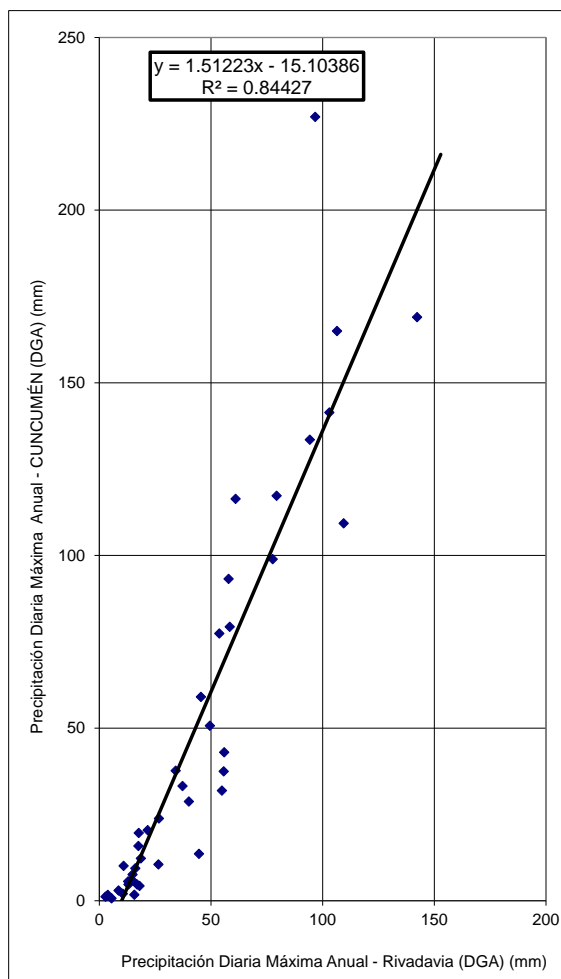
Fuente: DGA y Elaboración Propia

c) Correlación y Relleno de Datos

Figura 8.1-1: Correlación y Relleno de Estadísticas para E.F. Río Choapa en Salamanca - Nival

E. RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN vs E. RIO CHOAPA EN SALAMANCA (NIVAL)

Series Originales		
Año	RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN DGA	RIO CHOAPA EN SALAMANCA DGA
1964/65	103.0	141.4
1965/66	55.9	43.0
1966/67	13.1	4.7
1967/68	5.5	0.7
1968/69	18.6	12.3
1969/70	54.9	31.9
1970/71	26.7	23.8
1971/72	123.6	
1972/73	44.7	
1973/74	30.5	
1974/75	22.9	
1975/76	39.6	
1976/77	70.6	
1977/78	86.8	
1978/79	26.0	
1979/80	77.7	98.9
1980/81	12.9	5.6
1981/82	142.3	169.0
1982/83	96.7	227.0
1983/84	106.4	165.0
1984/85	26.5	10.5
1985/86	53.7	77.4
1986/87	152.9	
1987/88	17.3	
1988/89	50.5	
1989/90	15.6	
1990/91	61.0	
1991/92	81.7	
1992/93	28.0	
1993/94	44.6	13.6
1994/95	14.9	7.6
1995/96	16.9	4.7
1996/97	109.4	109.3
1997/98	10.5	2.0
1998/99	40.1	28.8
1999/00	61.0	116.4
2000/01	55.7	37.5
2001/02	94.2	133.5
2002/03	37.3	33.2
2003/04	17.6	19.6
2004/05	79.4	117.3
2005/06	57.9	93.2
2006/07	34.2	37.7
2007/08	64.2	
2008/09	45.5	59.1
2009/10	10.9	10.1
2010/11	21.6	20.4
2011/12	18.0	4.3
2012/13	17.5	15.9
2013/14	15.7	1.8
2014/15	58.4	79.3
2015/16	49.5	50.7
2016/17	16.1	9.4
2017/18	14.6	6.0
2018/19	3.8	1.7
2019/20	8.7	3.0
2020/21	2.8	1.2



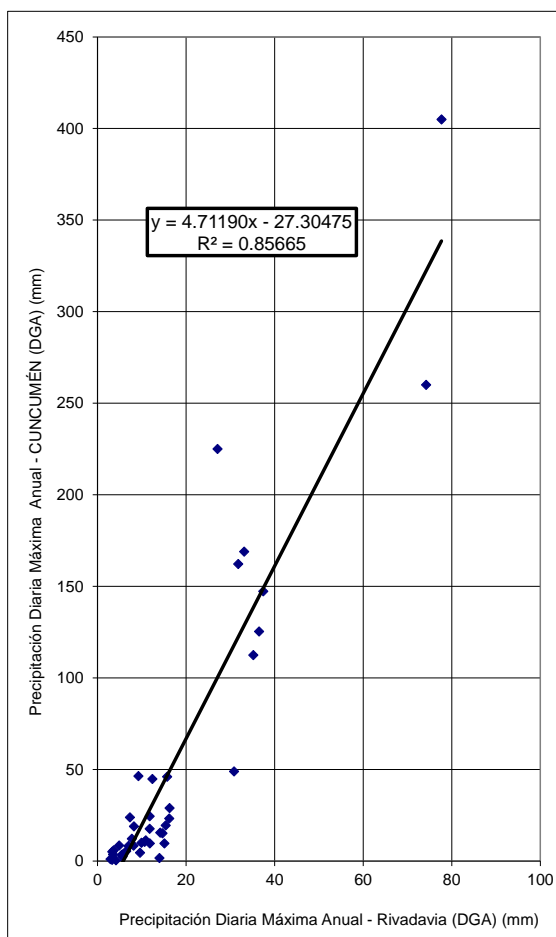
Se rellena o corrige

Serie Rellenada	
Año	RIO CHOAPA EN SALAMANCA DGA
1964/65	141.4
1965/66	43.0
1966/67	4.7
1967/68	0.7
1968/69	12.3
1969/70	31.9
1970/71	23.8
1971/72	171.9
1972/73	52.5
1973/74	31.1
1974/75	19.5
1975/76	44.8
1976/77	91.7
1977/78	116.2
1978/79	24.3
1979/80	98.9
1980/81	5.6
1981/82	169.0
1982/83	227.0
1983/84	165.0
1984/85	10.5
1985/86	77.4
1986/87	216.2
1987/88	11.1
1988/89	61.3
1989/90	8.6
1990/91	77.1
1991/92	108.5
1992/93	27.2
1993/94	13.6
1994/95	7.6
1995/96	4.7
1996/97	109.3
1997/98	2.0
1998/99	28.8
1999/00	116.4
2000/01	37.5
2001/02	133.5
2002/03	33.2
2003/04	19.6
2004/05	117.3
2005/06	93.2
2006/07	37.7
2007/08	82.1
2008/09	59.1
2009/10	10.1
2010/11	20.4
2011/12	4.3
2012/13	15.9
2013/14	1.8
2014/15	79.3
2015/16	50.7
2016/17	9.4
2017/18	6.0
2018/19	1.7
2019/20	3.0
2020/21	1.2

Figura 8.1-2: Correlación y Relleno de Estadísticas para E.F. Río Choapa en Salamanca - Pluvial

E. RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN vs E. RIO CHOAPA EN SALAMANCA (PLUVIAL)

Series Originales		
Año	RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN DGA	RIO CHOAPA EN SALAMANCA DGA
1965/66	15.7	46.1
1966/67	7.5	
1967/68	2.9	1.1
1968/69	4.2	0.5
1969/70	8.1	8.5
1970/71	7.0	8.3
1971/72	27.4	
1972/73	28.8	
1973/74	10.6	10.6
1974/75	7.7	12.2
1975/76	3.3	5.1
1976/77	27.1	225.0
1977/78	77.7	405.0
1978/79	8.2	19.0
1979/80	33.8	
1980/81	7.3	23.9
1981/82	33.1	169.0
1982/83	15.4	19.5
1983/84	16.2	
1984/85	8.3	
1985/86	16.2	23.3
1986/87	74.2	260.0
1987/88	12.2	
1988/89	13.1	
1989/90	6.8	
1990/91	22.6	
1991/92	18.5	
1992/93	30.7	
1993/94	9.9	10.0
1994/95	6.5	5.5
1995/96	3.6	5.9
1996/97	36.5	125.4
1997/98	14.2	15.6
1998/99	14.7	15.2
1999/00	16.3	29.0
2000/01	37.4	147.3
2001/02	31.8	162.3
2002/03	11.8	24.6
2003/04	11.8	17.7
2004/05	35.2	112.5
2005/06	30.8	49.0
2006/07	12.4	44.9
2007/08	36.3	
2008/09	10.9	11.4
2009/10	4.9	8.6
2010/11	11.8	9.7
2011/12	5.6	2.5
2012/13	5.5	3.4
2013/14	3.5	3.6
2014/15	9.2	46.4
2015/16	37.7	
2016/17	15.1	9.7
2017/18	9.6	4.6
2018/19	14.0	1.7
2019/20	5.7	3.6
2020/21	3.3	0.8



Se rellena o corrige

Serie Rellenada	
Año	RIO CHOAPA EN SALAMANCA DGA
1965/66	46.1
1966/67	6.3
1967/68	1.1
1968/69	0.5
1969/70	8.5
1970/71	8.3
1971/72	105.6
1972/73	112.7
1973/74	10.6
1974/75	12.2
1975/76	5.1
1976/77	225.0
1977/78	405.0
1978/79	19.0
1979/80	137.6
1980/81	23.9
1981/82	169.0
1982/83	19.5
1983/84	49.7
1984/85	10.0
1985/86	23.3
1986/87	260.0
1987/88	29.5
1988/89	34.4
1989/90	2.8
1990/91	81.9
1991/92	61.2
1992/93	122.4
1993/94	10.0
1994/95	5.5
1995/96	5.9
1996/97	125.4
1997/98	15.6
1998/99	15.2
1999/00	29.0
2000/01	147.3
2001/02	162.3
2002/03	24.6
2003/04	17.7
2004/05	112.5
2005/06	49.0
2006/07	44.9
2007/08	150.5
2008/09	11.4
2009/10	8.6
2010/11	9.7
2011/12	2.5
2012/13	3.4
2013/14	3.6
2014/15	46.4
2015/16	157.5
2016/17	9.7
2017/18	4.6
2018/19	1.7
2019/20	3.6
2020/21	0.8

d) Series de Datos Corregida y Rellenada

Tabla 8.1-8: Series corregidas de Caudales Máximos Instantáneos Anuales.

AÑO	RIO CHOAPA EN CUNCUMEN		RIO CHOAPA EN SALAMANCA	
	Qmax Instantáneo [m3/s]		Qmax Instantáneo [m3/s]	
	Pluvial	Nival	Pluvial	Nival
1965		103.00		141.40
1966	15.71	55.94	46.10	43.00
1967	7.53	13.09	6.30	4.71
1968	2.94	5.47	1.06	0.70
1969	4.18	18.62	0.46	12.26
1970	8.14	54.90	8.45	31.90
1971	6.99	26.72	8.27	23.82
1972	27.37	123.60	105.60	171.90
1973	28.78	44.65	112.70	52.50
1974	10.64	30.55	10.60	31.10
1975	7.74	22.86	12.24	19.50
1976	3.34	39.59	5.15	44.80
1977	27.09	70.59	225.00	91.70
1978	77.66	86.76	405.00	116.20
1979	8.22	26.02	19.00	24.30
1980	33.77	77.65	137.60	98.92
1981	7.30	12.93	23.92	5.63
1982	33.09	142.31	169.00	169.00
1983	15.40	96.68	19.48	227.00
1984	16.20	106.40	49.70	165.00
1985	8.27	26.50	10.00	10.52
1986	16.20	53.74	23.30	77.40
1987	74.20	152.92	260.00	216.20
1988	12.15	17.29	29.50	11.10
1989	13.14	50.46	34.40	61.30
1990	6.83	15.62	2.80	8.60
1991	22.63	60.96	81.90	77.10
1992	18.49	81.72	61.20	108.50
1993	30.72	27.96	122.40	27.20
1994	9.93	44.63	10.05	13.62
1995	6.49	14.90	5.48	7.62
1996	3.64	16.90	5.91	4.71
1997	36.48	109.40	125.40	109.30
1998	14.16	10.53	15.60	2.01
1999	14.68	40.12	15.20	28.75
2000	16.28	61.02	29.01	116.40
2001	37.42	55.70	147.31	37.48
2002	31.76	94.24	162.26	133.52
2003	11.75	37.26	24.55	33.24
2004	11.78	17.63	17.65	19.64
2005	35.19	79.40	112.53	117.30
2006	30.84	57.91	49.00	93.20
2007	12.38	34.22	44.90	37.68
2008	36.33	64.21	8.87	82.10
2009	10.91	45.48	11.37	59.06
2010	4.89	10.89	8.58	10.12
2011	11.80	21.63	9.69	20.43
2012	5.65	17.99	2.48	4.30
2013	5.45	17.50	3.42	15.87
2014	3.50	15.72	3.60	1.75
2015	9.22	58.42	46.43	79.32
2016	37.73	49.53	28.50	50.72
2017	15.09	16.12	9.70	9.38
2018	9.58	14.58	4.61	6.03
2019	13.99	3.80	1.71	1.71
2020	5.71	8.65	3.62	2.97
2021	3.29	2.80	0.76	1.17

Valores Rellenados o Corregidos
Valores Faltantes o Eliminados

Figura 8.1-3: Resultados gráficos de Series de Caudales Máximos Instantáneos Pluviales y Estivales, E.F en río Cuncumén

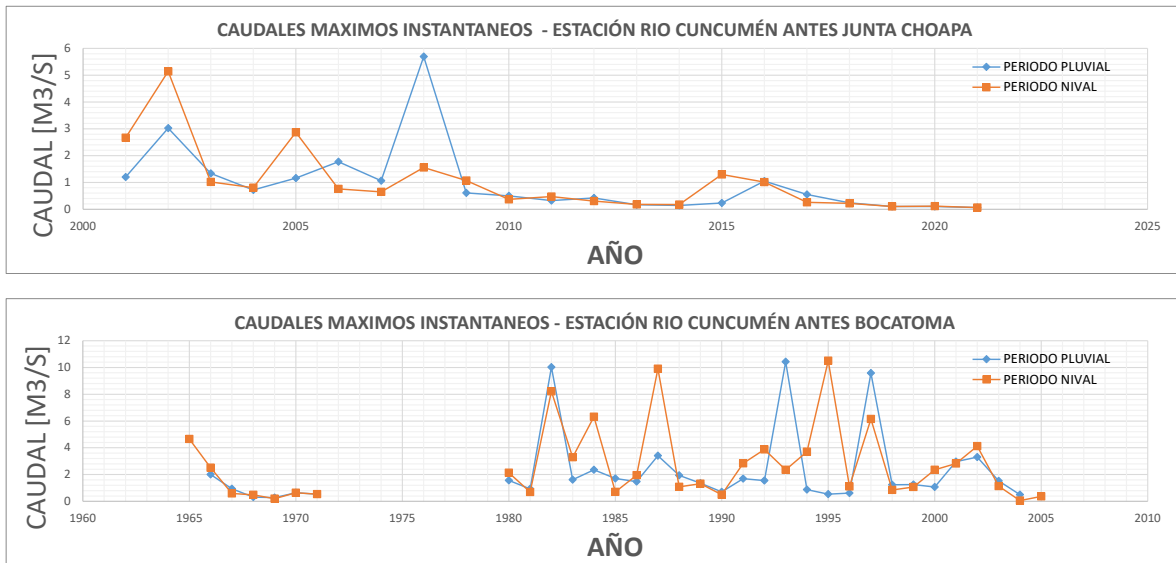
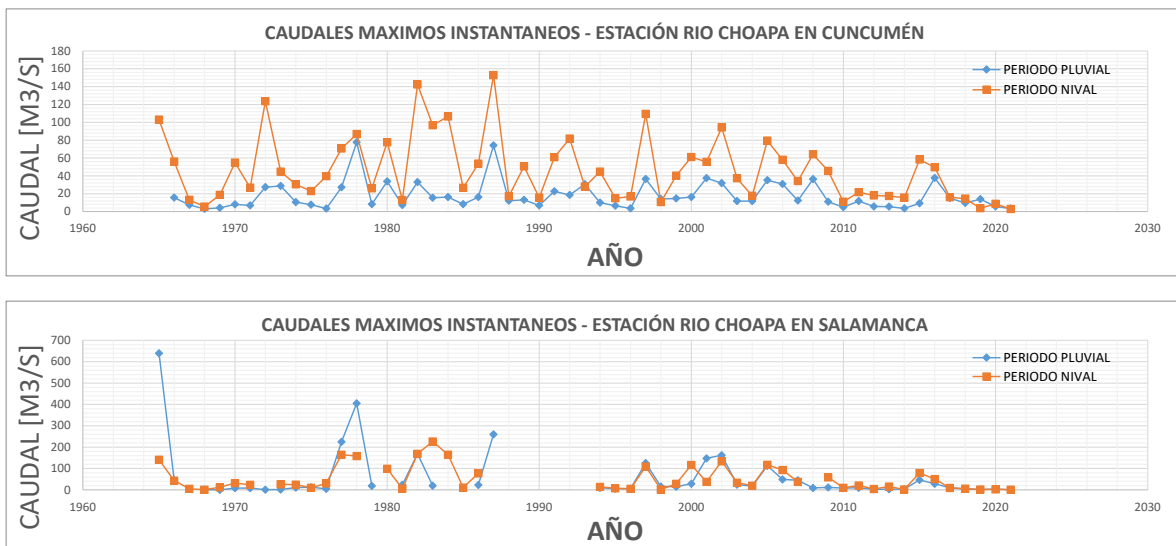


Figura 8.1-4: Resultados gráficos de Series de Caudales Máximos Instantáneos Pluviales y Estivales, E.F en río Choapa



8.1.3 Estadística Pluviométrica

a) Serie de Datos Originales

Tabla 8.1-9: Serie original de Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas E. Coirón

Fuente: DGA

Tabla 8.1-10: Serie original de Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas E. Cuncumén

Fuente: DGA

Tabla 8.1-11: Serie original de Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas E. La Tranquilla

Fuente: DGA

b) Correlación y Relleno de Datos

Figura 8.1-5: Correlación y Relleno de Estadísticas para E. Cuncumén

E. La Tranquilla vs E. Cuncumén

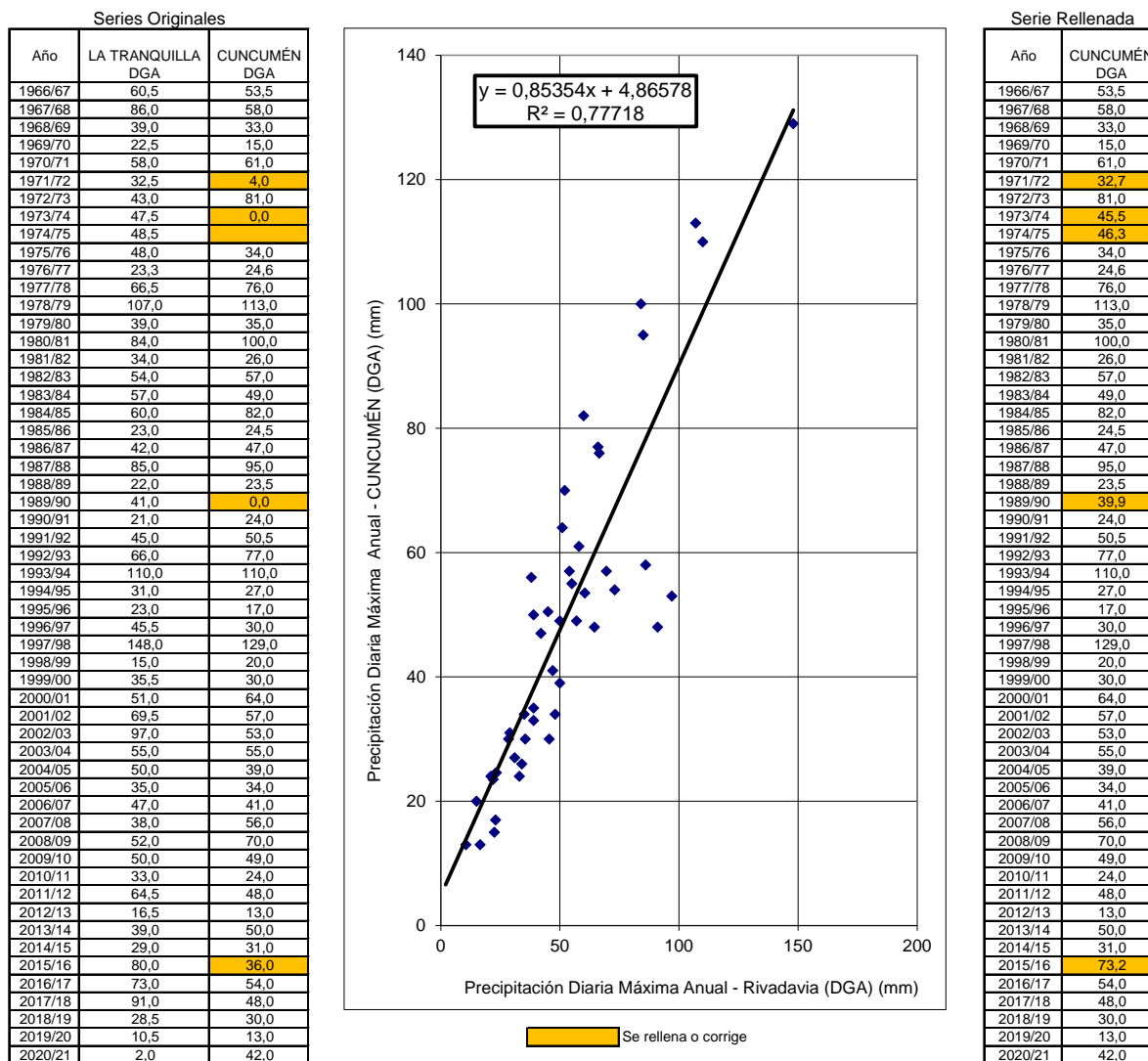
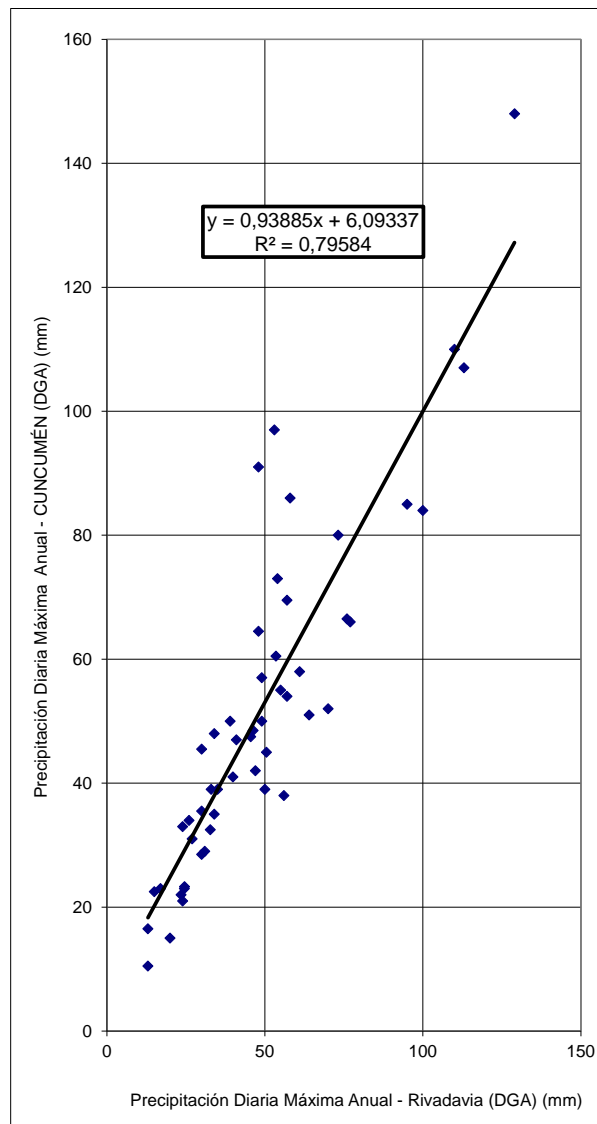


Figura 8.1-6: Correlación y Relleno de Estadísticas para E. Tranquilla

E. Cuncumén vs E. La Tranquilla

Series Originales		
Año	CUNCUMÉN DGA	LA TRANQUILLA DGA
1958/59	7,0	
1959/60	47,3	
1960/61	35,0	
1961/62	90,9	
1962/63	52,0	
1963/64	64,0	
1964/65	45,0	
1965/66	66,0	
1966/67	53,5	60,5
1967/68	58,0	86,0
1968/69	33,0	39,0
1969/70	15,0	22,5
1970/71	61,0	58,0
1971/72	32,7	32,5
1972/73	81,0	43,0
1973/74	45,5	47,5
1974/75	46,3	48,5
1975/76	34,0	48,0
1976/77	24,6	23,3
1977/78	76,0	66,5
1978/79	113,0	107,0
1979/80	35,0	39,0
1980/81	100,0	84,0
1981/82	26,0	34,0
1982/83	57,0	54,0
1983/84	49,0	57,0
1984/85	82,0	60,0
1985/86	24,5	23,0
1986/87	47,0	42,0
1987/88	95,0	85,0
1988/89	23,5	22,0
1989/90	39,9	41,0
1990/91	24,0	21,0
1991/92	50,5	45,0
1992/93	77,0	66,0
1993/94	110,0	110,0
1994/95	27,0	31,0
1995/96	17,0	23,0
1996/97	30,0	45,5
1997/98	129,0	148,0
1998/99	20,0	15,0
1999/00	30,0	35,5
2000/01	64,0	51,0
2001/02	57,0	69,5
2002/03	53,0	97,0
2003/04	55,0	55,0
2004/05	39,0	50,0
2005/06	34,0	35,0
2006/07	41,0	47,0
2007/08	56,0	38,0
2008/09	70,0	52,0
2009/10	49,0	50,0
2010/11	24,0	33,0
2011/12	48,0	64,5
2012/13	13,0	16,5
2013/14	50,0	39,0
2014/15	31,0	29,0
2015/16	73,2	80,0
2016/17	54,0	73,0
2017/18	48,0	91,0
2018/19	30,0	28,5
2019/20	13,0	10,5
2020/21	42,0	2,0



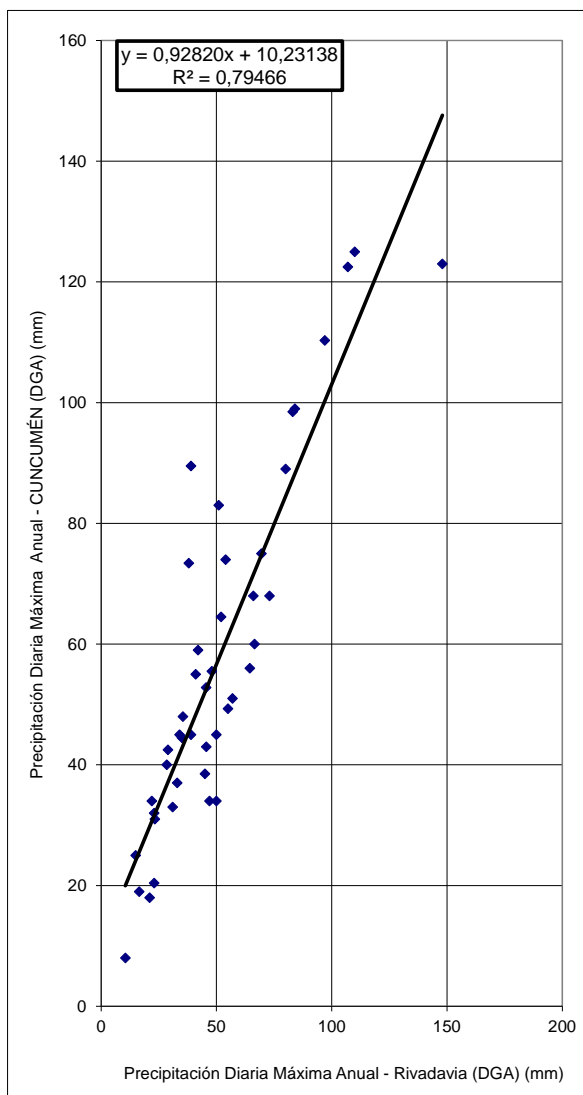
Serie Rellenada	
Año	LA TRANQUILLA DGA
1958/59	12,7
1959/60	50,6
1960/61	39,0
1961/62	91,5
1962/63	55,0
1963/64	66,2
1964/65	48,4
1965/66	68,1
1966/67	60,5
1967/68	86,0
1968/69	39,0
1969/70	22,5
1970/71	58,0
1971/72	32,5
1972/73	82,2
1973/74	47,5
1974/75	48,5
1975/76	48,0
1976/77	23,3
1977/78	66,5
1978/79	107,0
1979/80	39,0
1980/81	84,0
1981/82	34,0
1982/83	54,0
1983/84	57,0
1984/85	83,1
1985/86	23,0
1986/87	42,0
1987/88	85,0
1988/89	22,0
1989/90	41,0
1990/91	21,0
1991/92	45,0
1992/93	66,0
1993/94	110,0
1994/95	31,0
1995/96	23,0
1996/97	45,5
1997/98	148,0
1998/99	15,0
1999/00	35,5
2000/01	51,0
2001/02	69,5
2002/03	97,0
2003/04	55,0
2004/05	50,0
2005/06	35,0
2006/07	47,0
2007/08	38,0
2008/09	52,0
2009/10	50,0
2010/11	33,0
2011/12	64,5
2012/13	16,5
2013/14	39,0
2014/15	29,0
2015/16	80,0
2016/17	73,0
2017/18	91,0
2018/19	28,5
2019/20	10,5
2020/21	45,6

Se rellena o corrige

Figura 8.1-7: Correlación y Relleno de Estadísticas para E. Coirón

E. La Tranquilla vs E. Coirón

Series Originales		
Año	LA TRANQUILLA DGA	COIRON DGA
1958/59	13,2	
1959/60	50,1	
1960/61	38,9	
1961/62	90,2	
1962/63	54,5	
1963/64	65,5	
1964/65	48,0	
1965/66	67,3	
1966/67	60,5	
1967/68	86,0	
1968/69	39,0	
1969/70	22,5	
1970/71	58,0	
1971/72	32,5	
1972/73	81,1	
1973/74	47,5	
1974/75	48,5	36,0
1975/76	48,0	55,5
1976/77	23,3	31,0
1977/78	66,5	60,0
1978/79	107,0	122,5
1979/80	39,0	89,5
1980/81	84,0	99,0
1981/82	34,0	45,0
1982/83	54,0	74,0
1983/84	57,0	51,0
1984/85	60,0	98,5
1985/86	23,0	20,4
1986/87	42,0	59,0
1987/88	85,0	167,5
1988/89	22,0	34,0
1989/90	41,0	55,0
1990/91	21,0	18,0
1991/92	45,0	38,5
1992/93	66,0	68,0
1993/94	110,0	125,0
1994/95	31,0	33,0
1995/96	23,0	32,0
1996/97	45,5	52,8
1997/98	148,0	123,0
1998/99	15,0	25,0
1999/00	35,5	48,0
2000/01	51,0	83,0
2001/02	69,5	75,0
2002/03	97,0	110,3
2003/04	55,0	49,3
2004/05	50,0	34,0
2005/06	35,0	44,5
2006/07	47,0	34,0
2007/08	38,0	73,4
2008/09	52,0	64,5
2009/10	50,0	45,0
2010/11	33,0	37,0
2011/12	64,5	56,0
2012/13	16,5	19,0
2013/14	39,0	45,0
2014/15	29,0	42,5
2015/16	80,0	89,0
2016/17	73,0	68,0
2017/18	91,0	180,0
2018/19	28,5	40,0
2019/20	10,5	8,0
2020/21	45,3	43,0



Se rellena o corrige

Serie Rellenada	
Año	COIRON DGA
1958/59	22,5
1959/60	56,8
1960/61	46,4
1961/62	94,0
1962/63	60,9
1963/64	71,1
1964/65	54,8
1965/66	72,7
1966/67	66,4
1967/68	90,1
1968/69	46,5
1969/70	31,2
1970/71	64,1
1971/72	40,4
1972/73	85,6
1973/74	54,4
1974/75	36,0
1975/76	55,5
1976/77	31,0
1977/78	60,0
1978/79	122,5
1979/80	89,5
1980/81	99,0
1981/82	45,0
1982/83	74,0
1983/84	51,0
1984/85	98,5
1985/86	20,4
1986/87	59,0
1987/88	167,5
1988/89	34,0
1989/90	55,0
1990/91	18,0
1991/92	38,5
1992/93	68,0
1993/94	125,0
1994/95	33,0
1995/96	32,0
1996/97	52,8
1997/98	123,0
1998/99	25,0
1999/00	48,0
2000/01	83,0
2001/02	75,0
2002/03	110,3
2003/04	49,3
2004/05	34,0
2005/06	44,5
2006/07	34,0
2007/08	73,4
2008/09	64,5
2009/10	45,0
2010/11	37,0
2011/12	56,0
2012/13	19,0
2013/14	45,0
2014/15	42,5
2015/16	89,0
2016/17	68,0
2017/18	180,0
2018/19	40,0
2019/20	8,0
2020/21	43,0

c) Series de Datos Corregida y Rellenada

Tabla 8.1-12: Series corregidas de Precipitaciones Máximas Anuales en 24 horas

AÑO	COIRON		CUNCUMEN		LA TRANQUILLA	
	Fecha	Pmax24	Fecha	Pmax24	Fecha	Pmax24
1958	08/10	22,5	08/10	7	08/10	12,7
1959	23/06	56,8	23/06	47,3	23/06	50,6
1960	21/06	46,4	21/06	35	21/06	39
1961	07/06	94	07/06	90,9	07/06	91,5
1962	23/06	60,9	23/06	52	23/06	55
1963	26/06	71,1	26/06	64	26/06	66,2
1964	09/06	54,8	09/06	45	09/06	48,4
1965	09/08	72,7	09/08	66	09/08	68,1
1966	09/06	66,4	13/06	53,5	09/06	60,5
1967	16/07	90,1	16/07	58	16/07	86
1968	17/09	46,5	17/09	33	17/09	39
1969	30/04	31,2	29/04	15	30/04	22,5
1970	28/07	64,1	28/07	61	28/07	58
1971	02/07	40,4	02/07	32,7	02/07	32,5
1972	28/06	85,6	06/06	81	06/06	82,2
1973	19/05	54,4	19/05	45,5	19/05	47,5
1974	07/06	36	23/06	46,3	23/06	48,5
1975	13/07	55,5	29/05	34	06/08	48
1976	03/11	31	27/05	24,6	27/05	23,3
1977	11/07	60	11/07	76	11/07	66,5
1978	19/07	122,5	19/07	113	19/07	107
1979	31/07	89,5	30/07	35	31/07	39
1980	10/04	99	10/04	100	10/04	84
1981	12/05	45	12/05	26	12/05	34
1982	12/08	74	15/07	57	14/06	54
1983	07/07	51	07/07	49	07/07	57
1984	04/07	98,5	04/07	82	03/07	83,1
1985	03/07	20,4	29/07	24,5	03/07	23
1986	28/05	59	27/05	47	09/06	42
1987	14/07	167,5	14/07	95	15/07	85
1988	28/07	34	28/07	23,5	28/07	22
1989	26/07	55	26/07	39,9	26/07	41
1990	07/07	18	30/08	24	07/07	21
1991	19/06	38,5	26/05	50,5	26/05	45
1992	05/06	68	30/08	77	30/08	66
1993	06/05	125	06/05	110	06/05	110
1994	20/07	33	20/07	27	20/07	31
1995	13/08	32	10/01	17	10/01	23
1996	06/07	52,8	06/07	30	06/07	45,5
1997	16/08	123	16/08	129	16/08	148
1998	15/06	25	09/04	20	09/04	15
1999	30/08	48	30/08	30	30/08	35,5
2000	14/06	83	14/06	64	14/06	51
2001	18/07	75	19/07	57	18/07	69,5
2002	04/06	110,3	04/06	53	04/06	97
2003	20/05	49,3	20/05	55	20/05	55
2004	02/08	34	21/04	39	02/08	50
2005	28/08	44,5	28/08	34	28/08	35
2006	13/10	34	26/07	41	08/06	47
2007	13/06	73,4	14/06	56	14/06	38
2008	15/08	64,5	15/08	70	15/08	52
2009	28/06	45	18/08	49	27/06	50
2010	18/06	37	07/11	24	18/06	33
2011	18/06	56	18/06	48	18/06	64,5
2012	16/06	19	26/04	13	17/08	16,5
2013	27/05	45	27/05	50	27/05	39
2014	11/06	42,5	03/06	31	11/06	29
2015	06/08	89	06/08	73,2	06/08	80
2016	02/06	68	02/06	54	02/06	73
2017	10/05	180	15/06	48	11/05	91
2018	09/06	40	04/07	30	04/07	28,5
2019	29/05	8	29/05	13	29/05	10,5
2020	23/06	43	22/06	42	22/06	45,6

Valores Rellenados o Corregidos

8.1.4 Análisis de Datos Dudosos

Tabla 8.1-13: Análisis Datos Dudosos Serie de Precipitaciones

AÑO	COIRON		CUNCUMEN		LA TRANQUILLA	
	Pmax24	Log10 (Pmax24)	Pmax24	Log10 (Pmax24)	Pmax24	Log10 (Pmax24)
1958	22,5	1,35	7	0,85	12,7	1,1038
1959	56,8	1,75	47,3	1,67	50,6	1,7042
1960	46,4	1,67	35	1,54	39	1,5911
1961	94	1,97	90,9	1,96	91,5	1,9614
1962	60,9	1,78	52	1,72	55	1,7404
1963	71,1	1,85	64	1,81	66,2	1,8209
1964	54,8	1,74	45	1,65	48,4	1,6848
1965	72,7	1,86	66	1,82	68,1	1,8331
1966	66,4	1,82	53,5	1,73	60,5	1,7818
1967	90,1	1,95	58	1,76	86	1,9345
1968	46,5	1,67	33	1,52	39	1,5911
1969	31,2	1,49	15	1,18	22,5	1,3522
1970	64,1	1,81	61	1,79	58	1,7634
1971	40,4	1,61	32,7	1,51	32,5	1,5119
1972	85,6	1,93	81	1,91	82,2	1,9149
1973	54,4	1,74	45,5	1,66	47,5	1,6767
1974	36	1,56	46,3	1,67	48,5	1,6857
1975	55,5	1,74	34	1,53	48	1,6812
1976	31	1,49	24,6	1,39	23,3	1,3674
1977	60	1,78	76	1,88	66,5	1,8228
1978	122,5	2,09	113	2,05	107	2,0294
1979	89,5	1,95	35	1,54	39	1,5911
1980	99	2,00	100	2,00	84	1,9243
1981	45	1,65	26	1,41	34	1,5315
1982	74	1,87	57	1,76	54	1,7324
1983	51	1,71	49	1,69	57	1,7559
1984	98,5	1,99	82	1,91	83,1	1,9196
1985	20,4	1,31	24,5	1,39	23	1,3617
1986	59	1,77	47	1,67	42	1,6232
1987	167,5	2,22	95	1,98	85	1,9294
1988	34	1,53	23,5	1,37	22	1,3424
1989	55	1,74	39,9	1,60	41	1,6128
1990	18	1,26	24	1,38	21	1,3222
1991	38,5	1,59	50,5	1,70	45	1,6532
1992	68	1,83	77	1,89	66	1,8195
1993	125	2,10	110	2,04	110	2,0414
1994	33	1,52	27	1,43	31	1,4914
1995	32	1,51	17	1,23	23	1,3617
1996	52,8	1,72	30	1,48	45,5	1,6580
1997	123	2,09	129	2,11	148	2,1703
1998	25	1,40	20	1,30	15	1,1761
1999	48	1,68	30	1,48	35,5	1,5502
2000	83	1,92	64	1,81	51	1,7076
2001	75	1,88	57	1,76	69,5	1,8420
2002	110,3	2,04	53	1,72	97	1,9868
2003	49,3	1,69	55	1,74	55	1,7404
2004	34	1,53	39	1,59	50	1,6990
2005	44,5	1,65	34	1,53	35	1,5441
2006	34	1,53	41	1,61	47	1,6721
2007	73,4	1,87	56	1,75	38	1,5798
2008	64,5	1,81	70	1,85	52	1,7160
2009	45	1,65	49	1,69	50	1,6990
2010	37	1,57	24	1,38	33	1,5185
2011	56	1,75	48	1,68	64,5	1,8096
2012	19	1,28	13	1,11	16,5	1,2175
2013	45	1,65	50	1,70	39	1,5911
2014	42,5	1,63	31	1,49	29	1,4624
2015	89	1,95	73,2	1,86	80	1,9031
2016	68	1,83	54	1,73	73	1,8633
2017	180	2,26	48	1,68	91	1,9590
2018	40	1,60	30	1,48	28,5	1,4548
2019	8	0,90	13	1,11	10,5	1,0212
2020	43	1,63	42	1,62	45,6	1,6590
Promedio	61,26	1,73	49,50	1,63	52,57	1,66
Desviación Estandar	33,57	0,24	25,77	0,25	26,69	0,24
n	63		63		63	
Kn	2,854		2,854		2,854	
Umbral Superior	yH	2,41	yH	2,34	yH	2,3363
	pH	259,45	pH	216,72	pH	216,9393
Umbral Superior	yH	1,04	yH	0,93	yH	0,9896
	pH	10,90	pH	8,50	pH	9,7633
Pmin	8	NO CUMPLE	13	CUMPLE	10,5	CUMPLE
Pmax	180	CUMPLE	129	CUMPLE	148	CUMPLE

Tabla 8.1-14: Análisis Datos Dudosos Serie de Precipitaciones Corregido

AÑO	COIRON		CUNCUMEN		LA TRANQUILLA	
	Pmax24	Log10 (Pmax24)	Pmax24	Log10 (Pmax24)	Pmax24	Log10 (Pmax24)
1958	22,5	1,35	7	0,85	12,7	1,1038
1959	56,8	1,75	47,3	1,67	50,6	1,7042
1960	46,4	1,67	35	1,54	39	1,5911
1961	94	1,97	90,9	1,96	91,5	1,9614
1962	60,9	1,78	52	1,72	55	1,7404
1963	71,1	1,85	64	1,81	66,2	1,8209
1964	54,8	1,74	45	1,65	48,4	1,6848
1965	72,7	1,86	66	1,82	68,1	1,8331
1966	66,4	1,82	53,5	1,73	60,5	1,7818
1967	90,1	1,95	58	1,76	86	1,9345
1968	46,5	1,67	33	1,52	39	1,5911
1969	31,2	1,49	15	1,18	22,5	1,3522
1970	64,1	1,81	61	1,79	58	1,7634
1971	40,4	1,61	32,7	1,51	32,5	1,5119
1972	85,6	1,93	81	1,91	82,2	1,9149
1973	54,4	1,74	45,5	1,66	47,5	1,6767
1974	36	1,56	46,3	1,67	48,5	1,6857
1975	55,5	1,74	34	1,53	48	1,6812
1976	31	1,49	24,6	1,39	23,3	1,3674
1977	60	1,78	76	1,88	66,5	1,8228
1978	122,5	2,09	113	2,05	107	2,0294
1979	89,5	1,95	35	1,54	39	1,5911
1980	99	2,00	100	2,00	84	1,9243
1981	45	1,65	26	1,41	34	1,5315
1982	74	1,87	57	1,76	54	1,7324
1983	51	1,71	49	1,69	57	1,7559
1984	98,5	1,99	82	1,91	83,1	1,9196
1985	20,4	1,31	24,5	1,39	23	1,3617
1986	59	1,77	47	1,67	42	1,6232
1987	167,5	2,22	95	1,98	85	1,9294
1988	34	1,53	23,5	1,37	22	1,3424
1989	55	1,74	39,9	1,60	41	1,6128
1990	18	1,26	24	1,38	21	1,3222
1991	38,5	1,59	50,5	1,70	45	1,6532
1992	68	1,83	77	1,89	66	1,8195
1993	125	2,10	110	2,04	110	2,0414
1994	33	1,52	27	1,43	31	1,4914
1995	32	1,51	17	1,23	23	1,3617
1996	52,8	1,72	30	1,48	45,5	1,6580
1997	123	2,09	129	2,11	148	2,1703
1998	25	1,40	20	1,30	15	1,1761
1999	48	1,68	30	1,48	35,5	1,5502
2000	83	1,92	64	1,81	51	1,7076
2001	75	1,88	57	1,76	69,5	1,8420
2002	110,3	2,04	53	1,72	97	1,9868
2003	49,3	1,69	55	1,74	55	1,7404
2004	34	1,53	39	1,59	50	1,6990
2005	44,5	1,65	34	1,53	35	1,5441
2006	34	1,53	41	1,61	47	1,6721
2007	73,4	1,87	56	1,75	38	1,5798
2008	64,5	1,81	70	1,85	52	1,7160
2009	45	1,65	49	1,69	50	1,6990
2010	37	1,57	24	1,38	33	1,5185
2011	56	1,75	48	1,68	64,5	1,8096
2012	19	1,28	13	1,11	16,5	1,2175
2013	45	1,65	50	1,70	39	1,5911
2014	42,5	1,63	31	1,49	29	1,4624
2015	89	1,95	73,2	1,86	80	1,9031
2016	68	1,83	54	1,73	73	1,8633
2017	180	2,26	48	1,68	91	1,9590
2018	40	1,60	30	1,48	28,5	1,4548
2019			13	1,11	10,5	1,0212
2020	43	1,63	42	1,62	45,6	1,6590
Promedio	62,12	1,74	49,50	1,63	52,57	1,66
Desviación Estandar	33,13	0,22	25,77	0,25	26,69	0,24
n	62		63		63	
Kn	2,849		2,854		2,854	
Umbral Superior	yH	2,36	yH	2,34	yH	2,3363
	pH	230,26	pH	216,72	pH	216,9393
Umbral Superior	yH	1,12	yH	0,93	yH	0,9896
	pH	13,05	pH	8,50	pH	9,7633
Pmin	18	CUMPLE	13	CUMPLE	10,5	CUMPLE
Pmax	180	CUMPLE	129	CUMPLE	148	CUMPLE

Tabla 8.1-15: Análisis Datos Dudosos Serie de Caudales Nival - Pluvial

AÑO	RIO CHOAPA EN CUNCUMEN NIVAL		RIO CHOAPA EN CUNCUMEN PLUVIAL		RIO CHOAPA EN SALAMANCA NIVAL		RIO CHOAPA EN SALAMANCA PLUVIAL	
	Qmax Instantaeno [m3/s]	Log10 (Qmax Instantaeno)	Qmax Instantaeno [m3/s]	Log10 (Qmax Instantaeno)	Qmax Instantaeno [m3/s]	Log10 (Qmax Instantaeno)	Qmax Instantaeno [m3/s]	Log10 (Qmax Instantaeno)
1965	103.00	2.01			141.40	2.15		
1966	55.94	1.75	15.7	1.1961	43.00	1.63	46.10	1.6637
1967	13.09	1.12	7.5	0.8768	4.71	0.67	6.30	0.7993
1968	5.47	0.74	2.9	0.4686	0.70	-0.15	1.06	0.0253
1969	18.62	1.27	4.2	0.6208	12.26	1.09	0.46	-0.3372
1970	54.90	1.74	8.1	0.9107	31.90	1.50	8.45	0.9269
1971	26.72	1.43	7.0	0.8445	23.82	1.38	8.27	0.9175
1972	123.60	2.09	27.4	1.4373	171.90	2.24	105.60	2.0237
1973	44.65	1.65	28.8	1.4592	52.50	1.72	112.70	2.0519
1974	30.55	1.49	10.6	1.0270	31.10	1.49	10.60	1.0253
1975	22.86	1.36	7.7	0.8887	19.50	1.29	12.24	1.0878
1976	39.59	1.60	3.3	0.5243	44.80	1.65	5.15	0.7116
1977	70.59	1.85	27.1	1.4327	91.70	1.96	225.00	2.3522
1978	86.76	1.94	77.7	1.8902	116.20	2.07	405.00	2.6075
1979	26.02	1.42	8.2	0.9150	24.30	1.39	19.00	1.2788
1980	77.65	1.89	33.8	1.5285	98.92	2.00	137.60	2.1386
1981	12.93	1.11	7.3	0.8632	5.63	0.75	23.92	1.3788
1982	142.31	2.15	33.1	1.5197	169.00	2.23	169.00	2.2279
1983	96.68	1.99	15.4	1.1875	227.00	2.36	19.48	1.2896
1984	106.40	2.03	16.2	1.2095	165.00	2.22	49.70	1.6964
1985	26.50	1.42	8.3	0.9176	10.52	1.02	10.00	1.0000
1986	53.74	1.73	16.2	1.2095	77.40	1.89	23.30	1.3674
1987	152.92	2.18	74.2	1.8704	216.20	2.33	260.00	2.4150
1988	17.29	1.24	12.2	1.0846	11.10	1.05	29.50	1.4698
1989	50.46	1.70	13.1	1.1187	61.30	1.79	34.40	1.5366
1990	15.62	1.19	6.8	0.8346	8.60	0.93	2.80	0.4472
1991	60.96	1.79	22.6	1.3547	77.10	1.89	81.90	1.9133
1992	81.72	1.91	18.5	1.2670	108.50	2.04	61.20	1.7868
1993	27.96	1.45	30.7	1.4874	27.20	1.43	122.40	2.0878
1994	44.63	1.65	9.9	0.9969	13.62	1.13	10.05	1.0022
1995	14.90	1.17	6.5	0.8122	7.62	0.88	5.48	0.7387
1996	16.90	1.23	3.6	0.5613	4.71	0.67	5.91	0.7716
1997	109.40	2.04	36.5	1.5621	109.30	2.04	125.40	2.0983
1998	10.53	1.02	14.2	1.1511	2.01	0.30	15.60	1.1931
1999	40.12	1.60	14.7	1.1667	28.75	1.46	15.20	1.1818
2000	61.02	1.79	16.3	1.2116	116.40	2.07	29.01	1.4625
2001	55.70	1.75	37.4	1.5731	37.48	1.57	147.31	2.1682
2002	94.24	1.97	31.8	1.5019	133.52	2.13	162.26	2.2102
2003	37.26	1.57	11.8	1.0702	33.24	1.52	24.55	1.3901
2004	17.63	1.25	11.8	1.0713	19.64	1.29	17.65	1.2469
2005	79.40	1.90	35.2	1.5464	117.30	2.07	112.53	2.0513
2006	57.91	1.76	30.8	1.4891	93.20	1.97	49.00	1.6902
2007	34.22	1.53	12.4	1.0928	37.68	1.58	44.90	1.6523
2008	64.21	1.81	36.3	1.5603	82.10	1.91	150.50	2.1775
2009	45.48	1.66	10.9	1.0378	59.06	1.77	11.37	1.0559
2010	10.89	1.04	4.9	0.6896	10.12	1.01	8.58	0.9334
2011	21.63	1.33	11.8	1.0717	20.43	1.31	9.69	0.9861
2012	17.99	1.26	5.6	0.7518	4.30	0.63	2.48	0.3948
2013	17.50	1.24	5.5	0.7366	15.87	1.20	3.42	0.5344
2014	15.72	1.20	3.5	0.5444	1.75	0.24	3.60	0.5561
2015	58.42	1.77	9.2	0.9646	79.32	1.90	46.43	1.6668
2016	49.53	1.69	37.7	1.5767	50.72	1.71	157.50	2.1973
2017	16.12	1.21	15.1	1.1788	9.38	0.97	9.70	0.9866
2018	14.58	1.16	9.6	0.9814	6.03	0.78	4.61	0.6639
2019	3.80	0.58	14.0	1.1459	1.71	0.23	1.71	0.2339
2020	8.65	0.94	5.7	0.7570	2.97	0.47	3.62	0.5581
2021	2.80	0.45	3.3	0.5176	1.17	0.07	0.76	-0.1204
Promedio	46.78	1.52	17.69	1.11	55.66	1.42	56.61	1.31
Desviación Estandar	36.25	0.39	15.52	0.35	58.06	0.63	78.85	0.69
n	57		56		57		56	
Kn	2.818		2.811		2.818		2.811	
Umbral Superior	yH	2.63	yH	2.0848	yH	3.20	yH	3.2621
	pH	426.51	pH	121.5634	pH	1600.25	pH	1828.4846
Umbral Superior	yH	0.42	yH	0.1390	yH	-0.37	yH	-0.6346
	pH	2.60	pH	1.3771	pH	0.43	pH	0.2320
Pmin	2.80	CUMPLE	2.94	CUMPLE	0.70	CUMPLE	0.46	CUMPLE
Pmax	152.92	CUMPLE	77.66	CUMPLE	227.00	CUMPLE	405.00	CUMPLE

8.1.5 A. de Frecuencia y Test de Bondad de Ajuste

Tomando en consideración las recomendaciones entregadas por el MC-V2 en su Sección 2.402.401, se utilizaron las siguientes distribuciones para el análisis de frecuencia: valores extremos Tipo I (distribución de Gumbel), la distribución Log-Pearson Tipo III o Pearson III y las distribuciones de probabilidad Log-normal y Normal. De forma complementaria se utilizó la distribución Gamma.

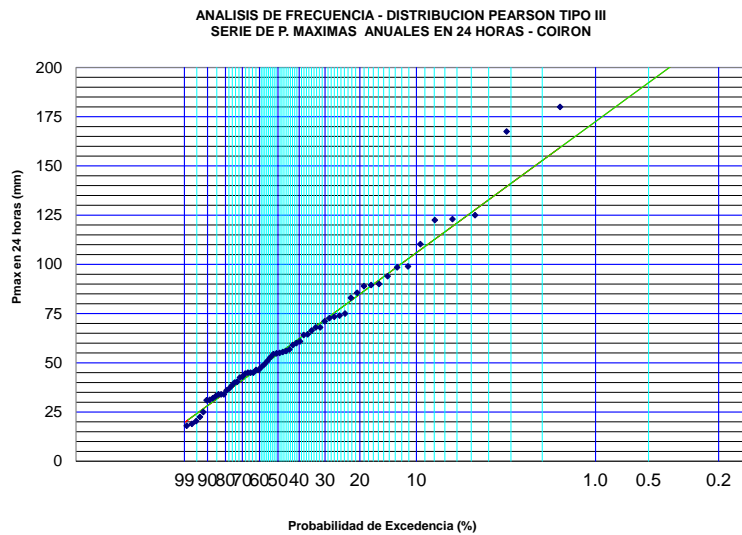
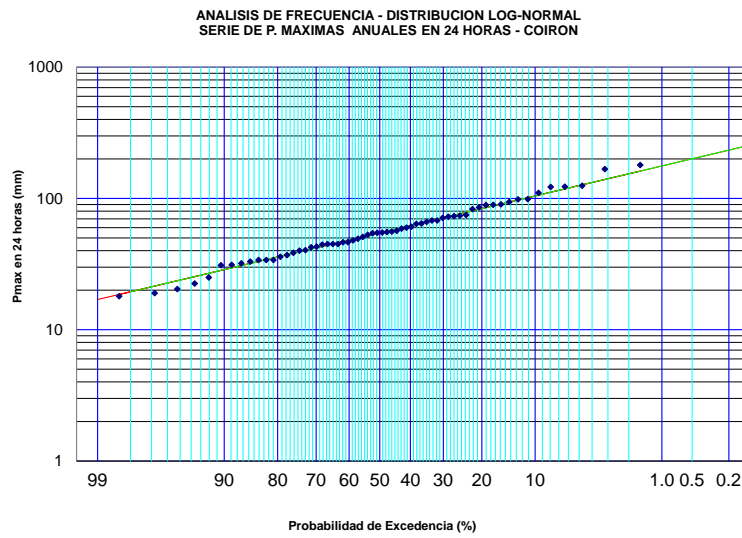
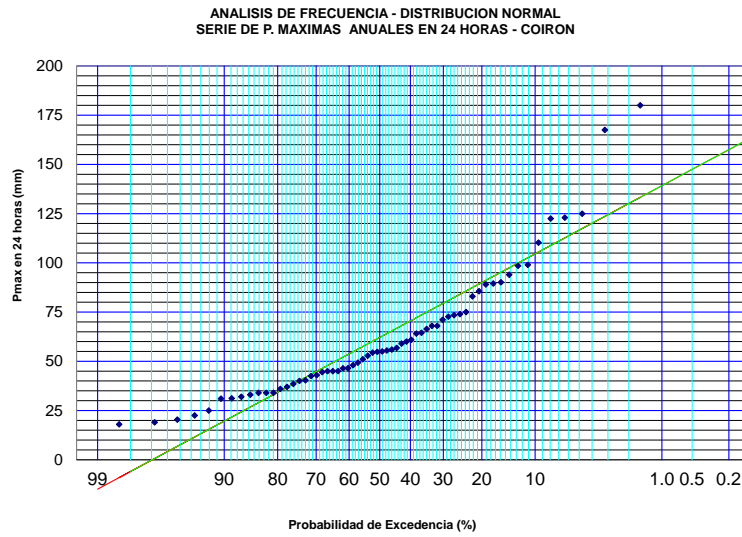
Por otro lado, se realizan los Test de Bondad de Ajuste según lo descrito en 2.402.403(2) del MC V-2, utilizando el Test de Chi-cuadrado y de Kolmogoroff-Smirnov.

8.1.5.1 E. Pluviométricas

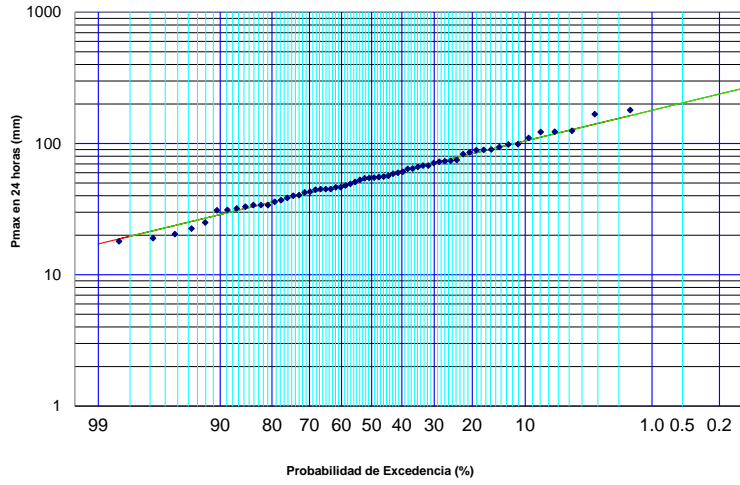
Tabla 8.1-16: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.P. Coirón

RESUMEN ANALISIS DE FRECUENCIA - P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - E.P.COIRON						
T	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel	Gamma
5	90,0	83,8	84,9	83,7	88,8	85,3
10	104,6	104,6	105,9	104,7	109,9	103,0
25	120,1	132,4	132,8	133,2	136,6	124,2
50	130,2	154,3	152,7	155,6	156,4	139,3
100	139,2	177,0	172,5	179,1	176,1	153,8
150	144,1	190,7	184,1	193,4	187,5	162,1
200	147,5	200,7	192,3	203,8	195,6	167,9
300	152,0	215,1	203,8	218,8	207,1	176,0
$\chi^2(\text{calculado})$	64,84	7,08	8,78	9,53	7,36	20,5
$\chi^2(0,05)$	14,07	14,07	12,59	12,59	14,07	12,6
Razón	4,61	0,50	0,70	0,76	0,52	1,63
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Rechazado
D(0.05) K-S	0,114	0,114	0,114	0,114	0,114	0,114
Dmax (Int. Clase)	0,108	0,024	0,033	0,033	0,049	0,041
Razón	0,947	0,207	0,293	0,293	0,433	0,359
Test	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0,114	0,114	0,114	0,114	0,114	0,114
Dmax (Serie)	0,128	0,048	0,054	0,044	0,095	0,070
Razón	1,130	0,425	0,477	0,389	0,838	0,619
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado

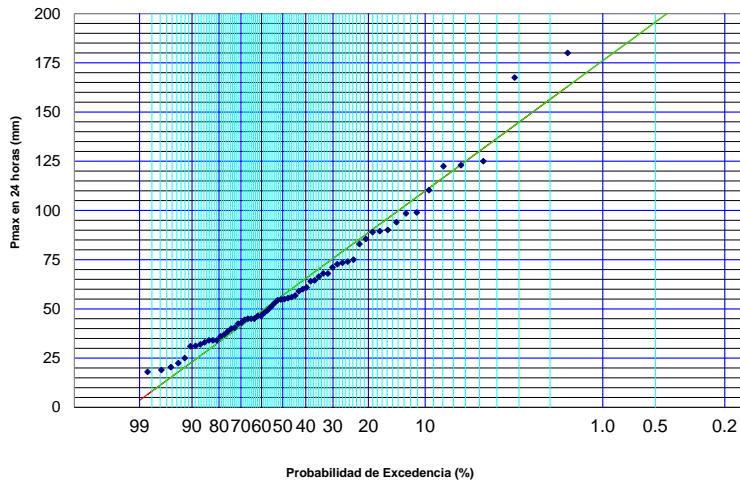
Figura 8.1-8: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.P. Coirón



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III
 SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - COIRON



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GUMBEL
 SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - COIRON



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GAMMA
 SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - COIRON

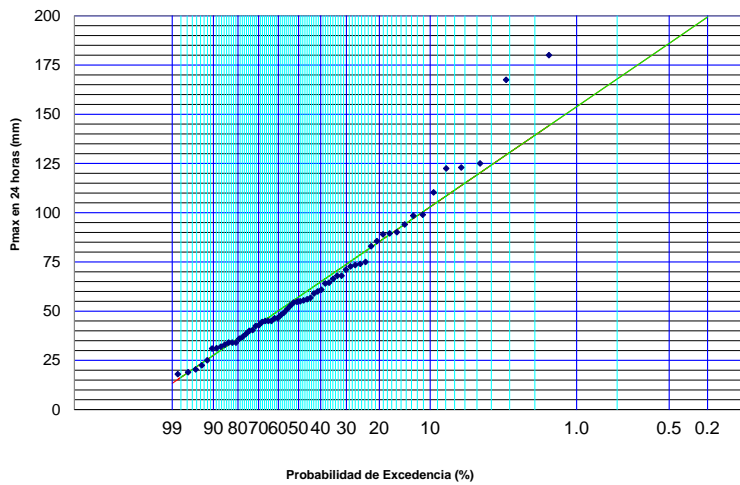
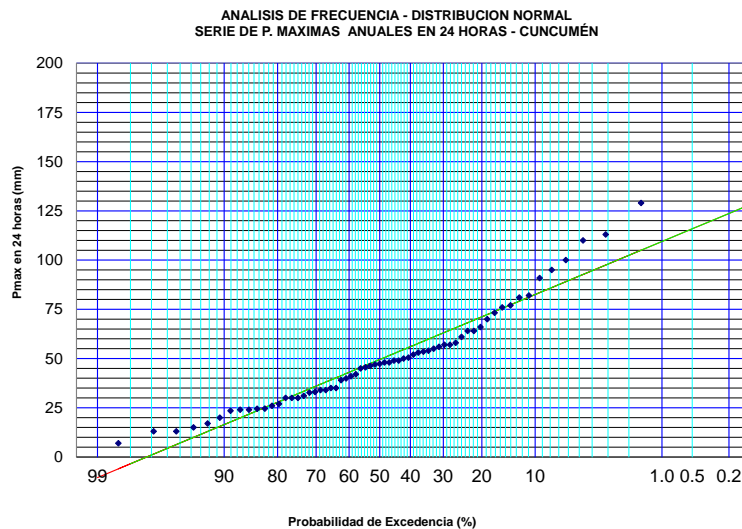


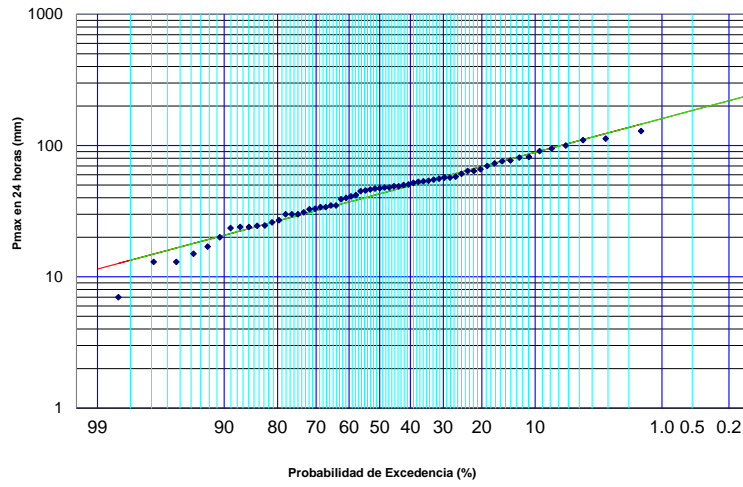
Tabla 8.1-17: Resultado Analítico del A. Frecuencias - E.P. Cuncumén

RESUMEN ANALISIS DE FRECUENCIA - P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - E.P.CUNCUMÉN						
T	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel	Gamma
5	71,2	69,2	69,1	69,7	70,2	68,9
10	82,5	88,8	83,9	84,5	86,6	84,1
25	94,6	115,9	101,8	101,3	107,4	102,5
50	102,4	137,7	114,5	112,6	122,8	115,6
100	109,5	160,7	126,8	123,0	138,0	128,3
150	113,3	174,8	133,9	128,7	146,9	135,5
200	115,9	185,1	138,8	132,5	153,2	140,6
300	119,4	200,1	145,7	137,8	162,1	147,7
$\chi^2(\text{calculado})$	11,50	5,62	3,17	3,69	4,30	4,2
$\chi^2(0,05)$	14,07	14,07	12,59	12,59	14,07	12,6
Razón	0,82	0,40	0,25	0,29	0,31	0,33
Test	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113
Dmax (Int. Clase)	0,086	0,082	0,033	0,043	0,042	0,047
Razón	0,763	0,730	0,289	0,378	0,375	0,417
Test	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113
Dmax (Serie)	0,117	0,104	0,070	0,076	0,069	0,070
Razón	1,036	0,927	0,623	0,675	0,612	0,622
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado

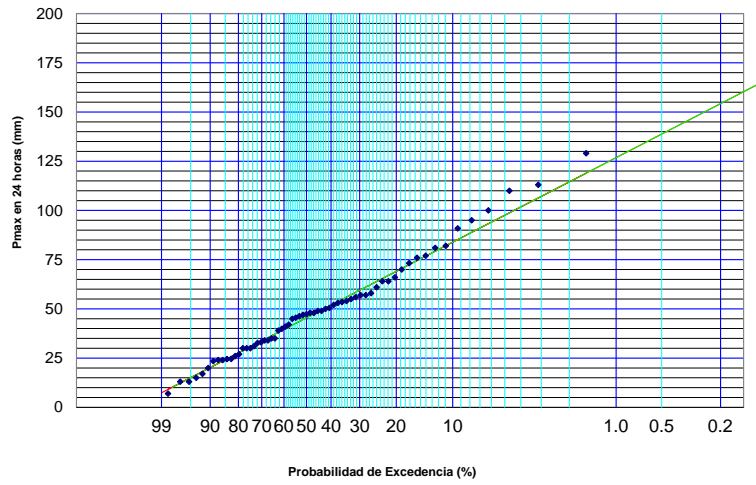
Figura 8.1-9: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.P. Cuncumén



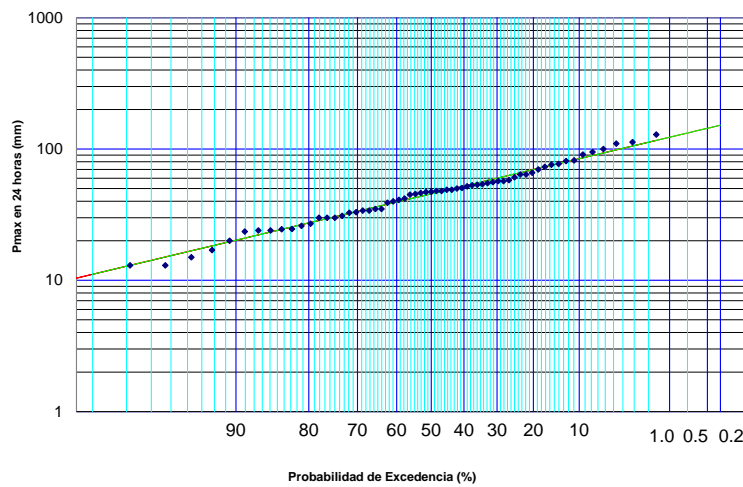
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-NORMAL
SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - CUNCUMÉN



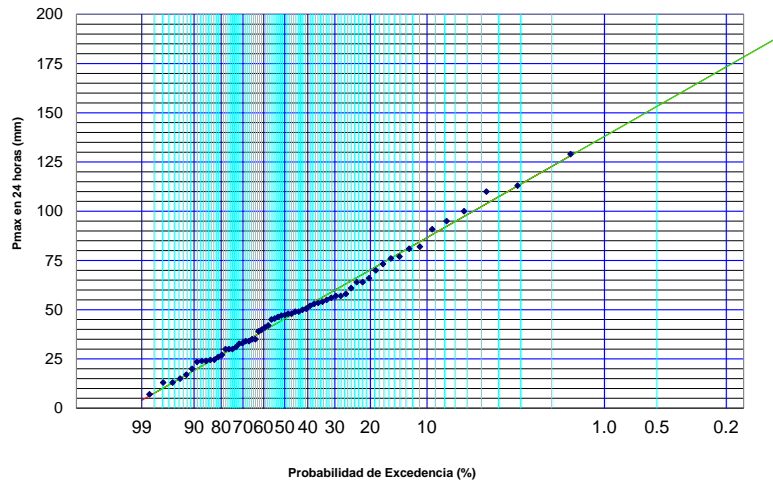
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION PEARSON TIPO III
SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - CUNCUMÉN



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III
SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - CUNCUMÉN



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GUMBEL
SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - CUNCUMÉN



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GAMMA
SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - CUNCUMÉN

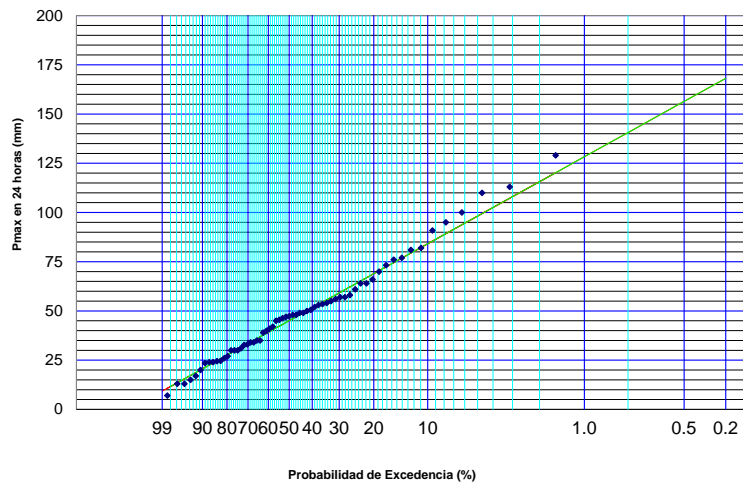
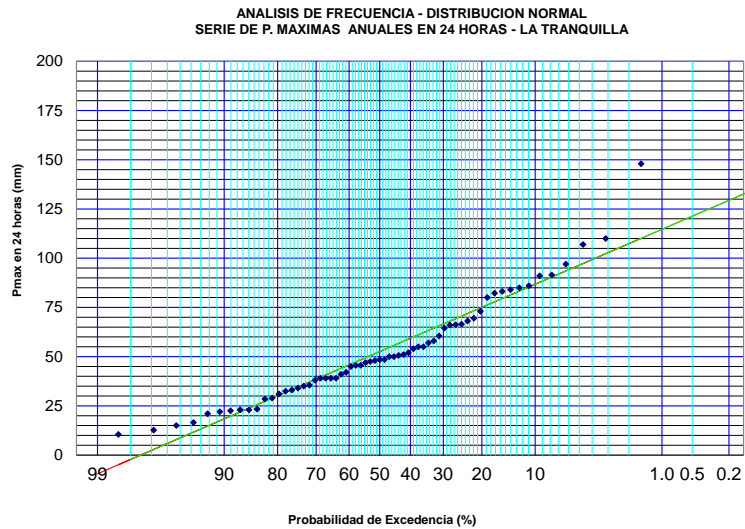


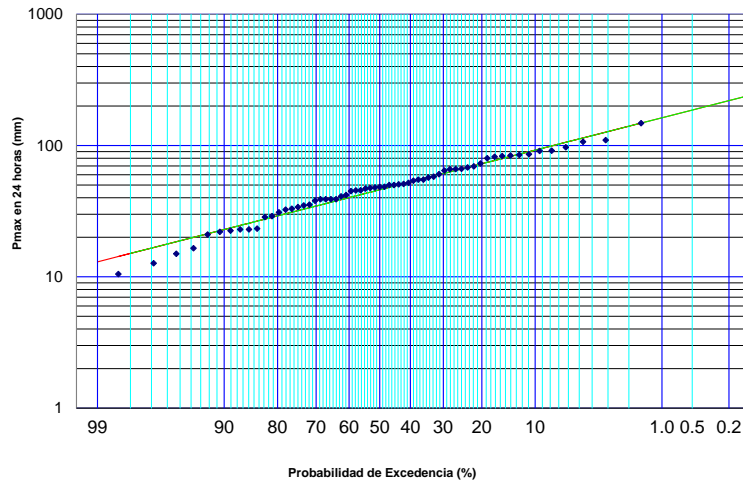
Tabla 8.1-18: Resultado Analítico del A. Frecuencias - E.P. La Tranquilla

RESUMEN ANALISIS DE FRECUENCIA - P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - E.P.LA TRANQUILLA						
T	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel	Gamma
5	75,0	72,7	72,7	73,2	74,0	72,7
10	86,8	92,3	88,2	89,0	91,0	88,2
25	99,3	119,2	107,0	107,7	112,5	106,9
50	107,4	140,5	120,4	120,8	128,4	120,2
100	114,7	162,9	133,4	133,0	144,3	133,1
150	118,6	176,6	140,9	139,9	153,5	140,4
200	121,3	186,6	146,1	144,6	160,0	145,5
300	125,0	201,0	153,4	151,2	169,2	152,6
$\chi^2(\text{calculado})$	22,62	12,99	10,15	12,79	9,92	12,0
$\chi^2(0,05)$	14,07	14,07	12,59	12,59	14,07	12,6
Razón	1,61	0,92	0,81	1,02	0,70	0,96
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Rechazado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113
Dmax (Int. Clase)	0,100	0,076	0,044	0,044	0,049	0,046
Razón	0,884	0,679	0,393	0,393	0,434	0,406
Test	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113
Dmax (Serie)	0,115	0,087	0,059	0,053	0,054	0,052
Razón	1,017	0,769	0,521	0,472	0,483	0,461
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado

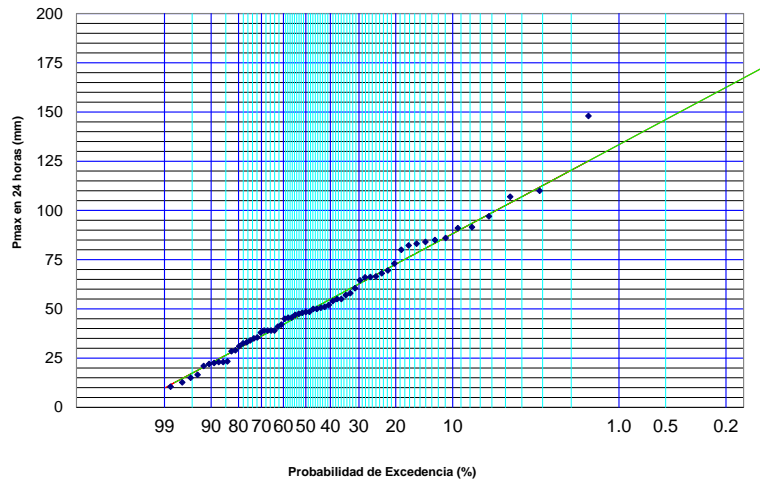
Figura 8.1-10: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.P. La Tranquilla



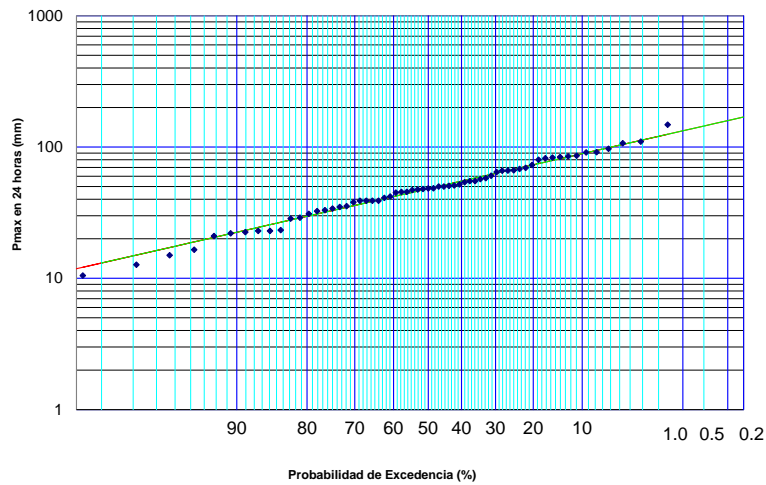
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-NORMAL
 SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - LA TRANQUILLA



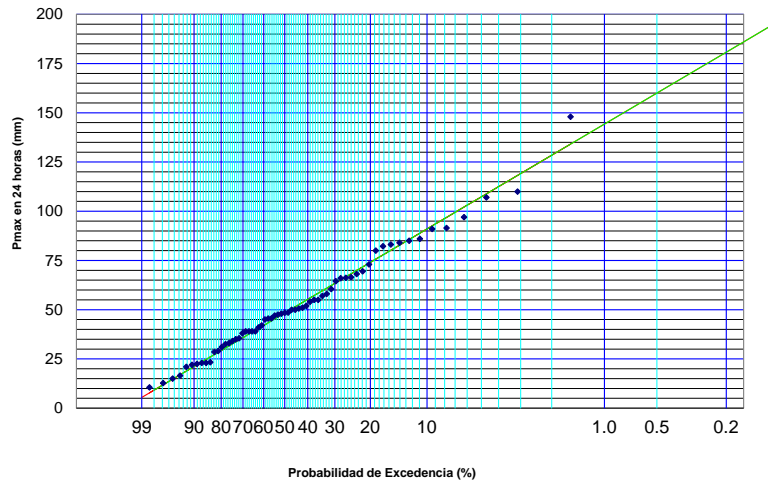
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION PEARSON TIPO III
 SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - LA TRANQUILLA



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III
 SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - LA TRANQUILLA



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GUMBEL
 SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - LA TRANQUILLA



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GAMMA
 SERIE DE P. MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS - LA TRANQUILLA

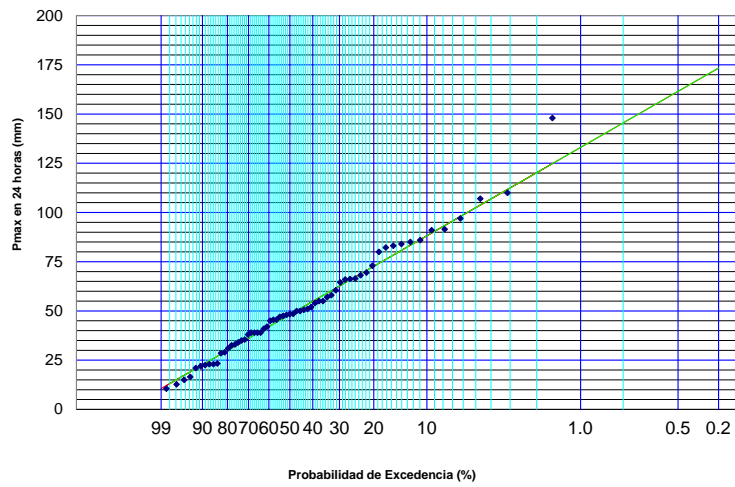


Tabla 8.1-19: Precipitaciones de Diseño.

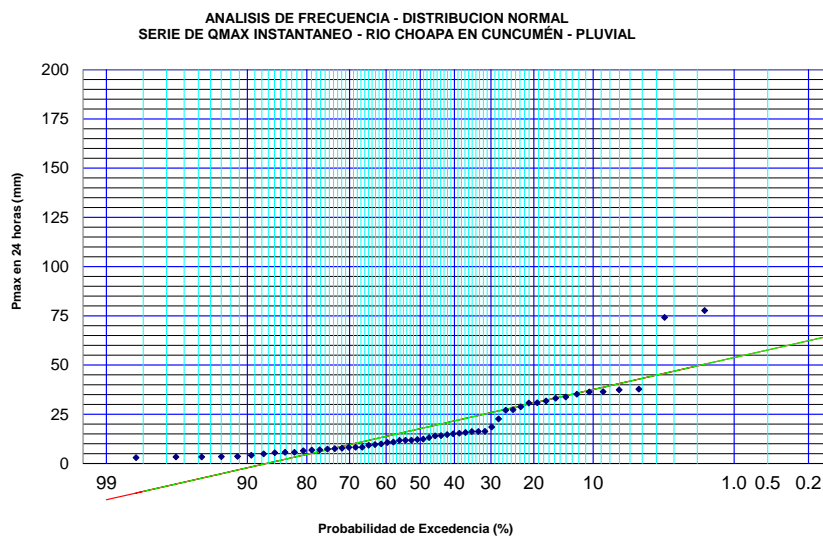
E.P. LA TRANQUILLA - GUMBEL		
T	P_{24}^T	P_{24}^T ABS
(Años)	(mm)	
10	91,0	100,1
25	112,5	123,8
50	128,4	141,3
100	144,3	158,7
150	153,5	168,8

8.1.5.2 E. Fluviométricas - Pluvial

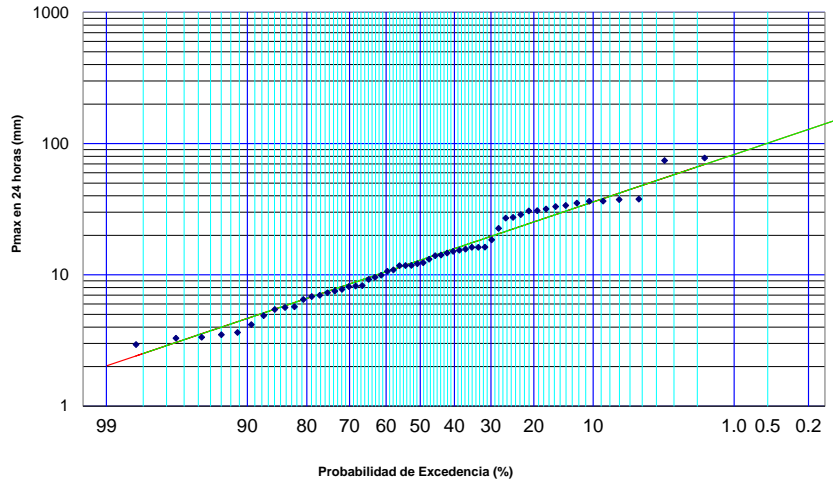
Tabla 8.1-20: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Cuncumén - Pluvial

RESUMEN ANALISIS DE FRECUENCIA - QMAX INSTANTANEO - E.P.RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - PLUVIAL						
T	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel	Gamma
5	30.7	25.3	26.8	25.1	30.3	26.9
10	37.6	35.9	37.5	36.3	40.2	35.5
25	44.9	52.2	51.9	54.2	52.8	46.4
50	49.6	66.5	63.0	70.5	62.2	54.4
100	53.8	82.6	74.3	89.6	71.4	62.3
150	56.1	93.0	81.1	102.2	76.8	66.9
200	57.7	100.8	85.9	111.8	80.6	70.1
300	59.8	112.5	92.8	126.4	86.0	74.6
χ^2 (calculado)	98.87	6.14	7.46	10.54	6.40	18.5
χ^2 (0,05)	9.49	9.49	7.81	7.81	9.49	7.8
Razón	10.42	0.65	0.95	1.35	0.67	2.37
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Rechazado	Aceptado	Rechazado
D(0.05) K-S	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119
Dmax (Int. Clase)	0.139	0.053	0.028	0.048	0.079	0.065
Razón	1.167	0.446	0.233	0.401	0.662	0.542
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119
Dmax (Serie)	0.233	0.091	0.106	0.088	0.173	0.138
Razón	1.949	0.761	0.891	0.736	1.452	1.155
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Rechazado	Rechazado

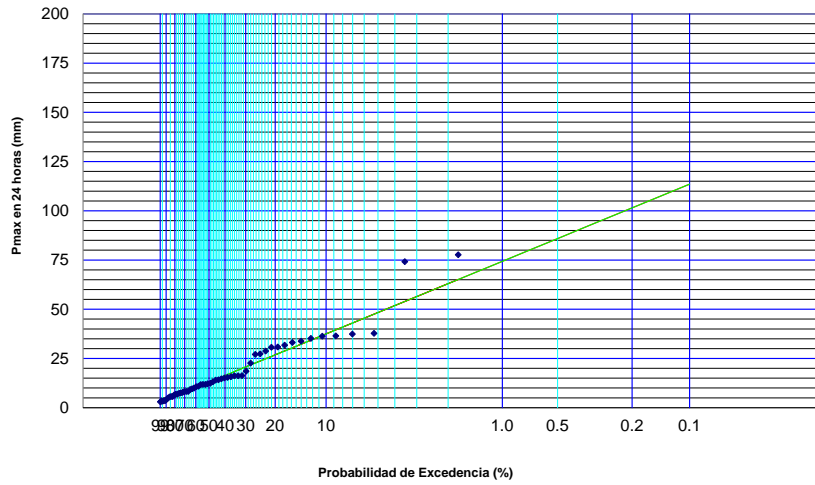
Figura 8.1-11: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Cuncumén - Pluvial



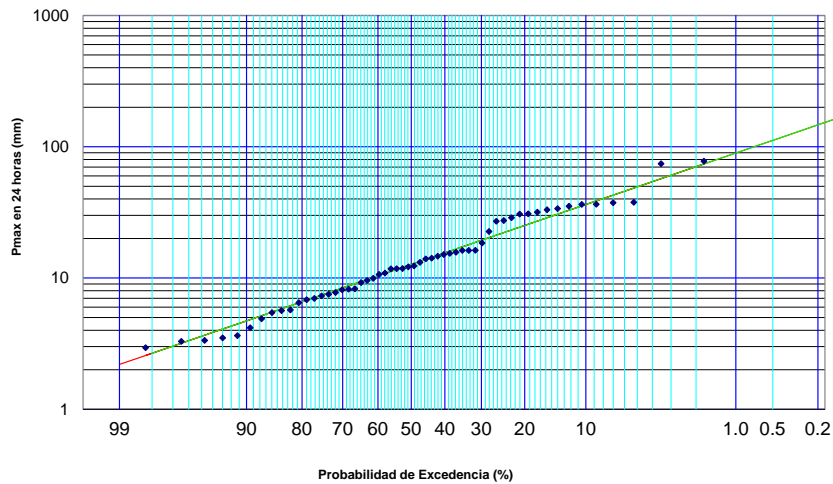
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-NORMAL
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - PLUVIAL



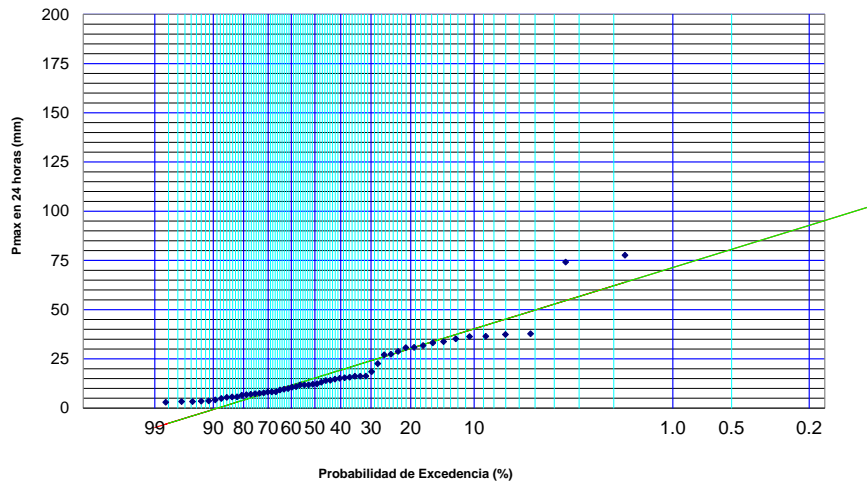
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION PEARSON TIPO III
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - PLUVIAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - PLUVIAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GUMBEL
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - PLUVIAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GAMMA
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - PLUVIAL

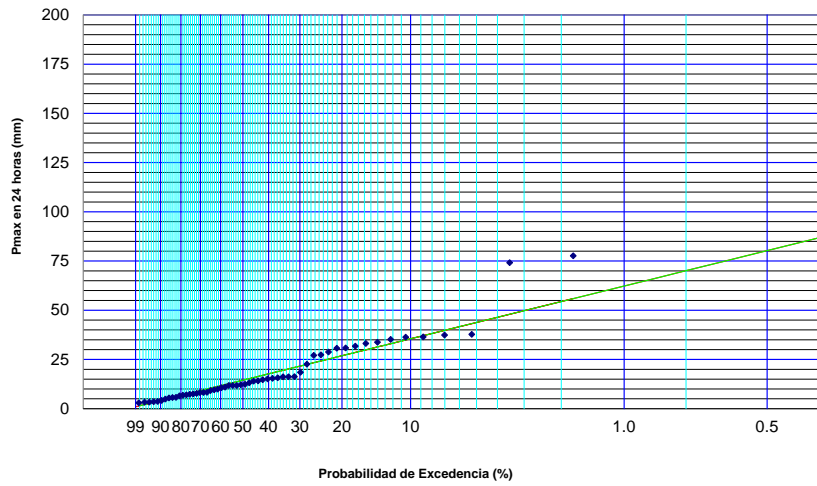
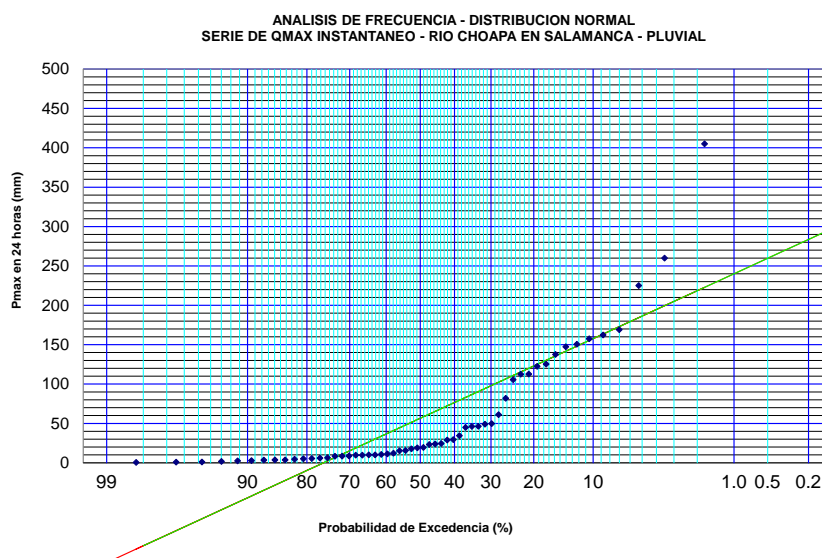


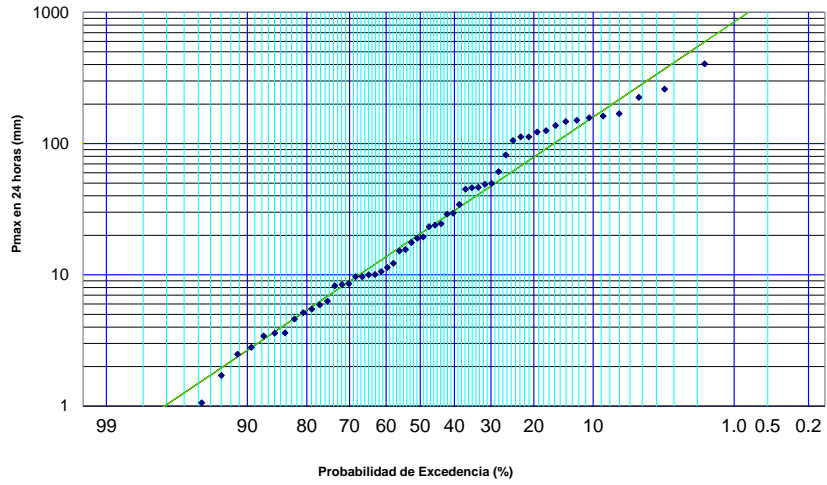
Tabla 8.1-21: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Salamanca - Pluvial

RESUMEN ANALISIS DE FRECUENCIA - QMAX INSTANTANEO - E.P.RIO CHOAPA EN SALAMANCA - PLUVIAL						
T	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel	Gamma
5	123.0	78.9	100.5	79.9	120.6	93.3
10	157.7	159.3	155.5	153.2	171.2	145.8
25	194.7	336.9	231.2	299.7	235.1	218.5
50	218.6	546.4	290.4	456.8	282.6	275.1
100	240.1	844.3	351.3	661.9	329.7	332.6
150	251.8	1,069.8	387.6	807.5	357.1	366.5
200	259.7	1,257.1	413.7	923.4	376.6	390.7
300	270.6	1,564.8	450.9	1,105.9	404.0	424.9
$\chi^2(\text{calculado})$	391.51	15.39	12.18	12.47	10.45	13.7
$\chi^2(0,05)$	14.07	14.07	12.59	12.59	14.07	12.6
Razón	27.83	1.09	0.97	0.99	0.74	1.09
Test	Rechazado	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Rechazado
D(0.05) K-S	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119
Dmax (Int. Clase)	0.204	0.073	0.065	0.068	0.142	0.060
Razón	1.708	0.613	0.544	0.568	1.189	0.501
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Rechazado	Aceptado
D(0.05) K-S	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119
Dmax (Serie)	0.249	0.097	0.220	0.090	0.266	0.126
Razón	2.087	0.814	1.843	0.754	2.225	1.054
Test	Rechazado	Aceptado	Rechazado	Aceptado	Rechazado	Rechazado

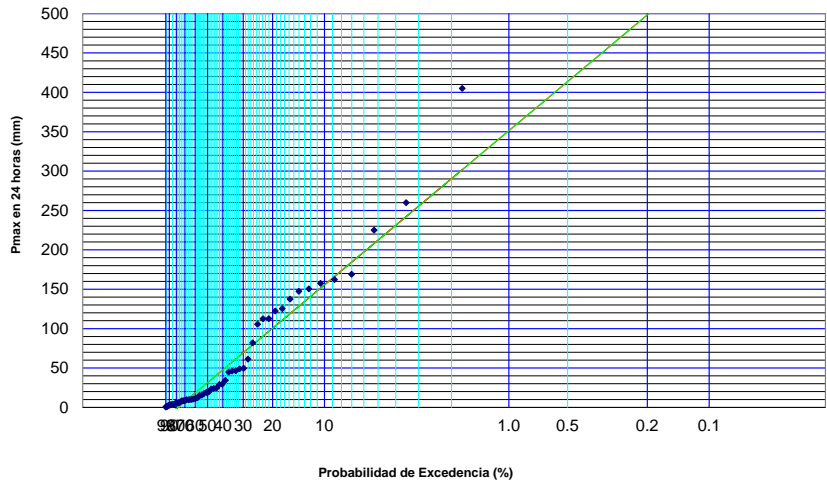
Figura 8.1-12: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Salamanca - Pluvial



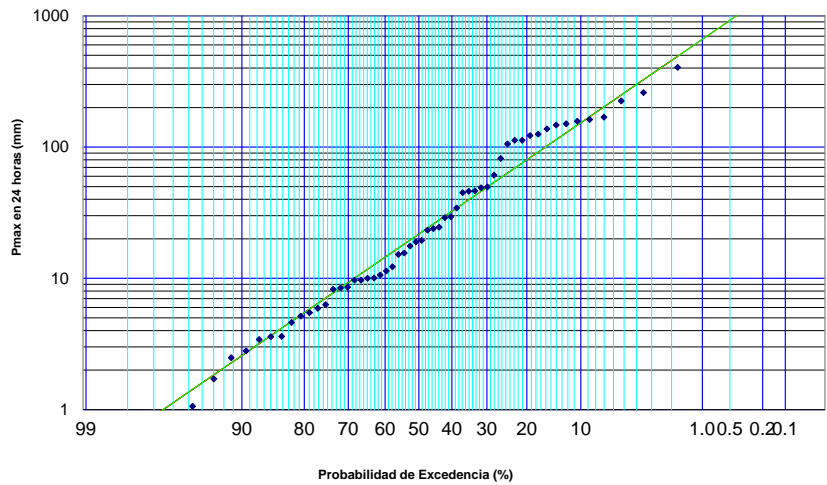
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-NORMAL
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - PLUVIAL



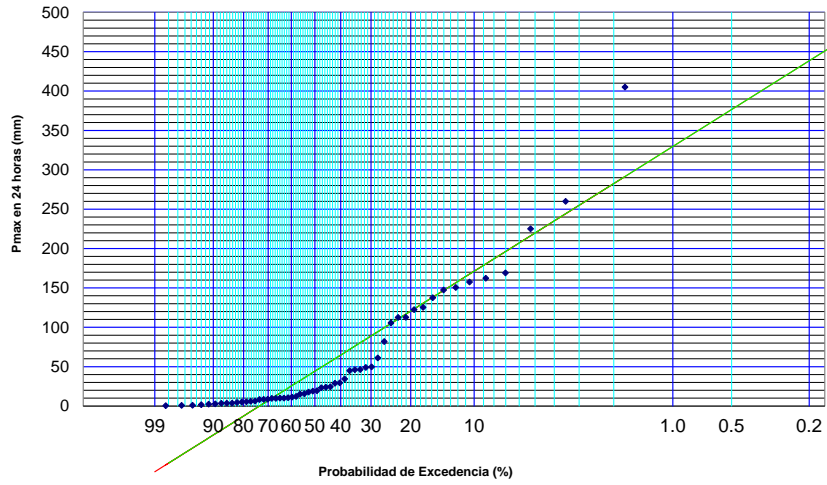
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION PEARSON TIPO III
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - PLUVIAL



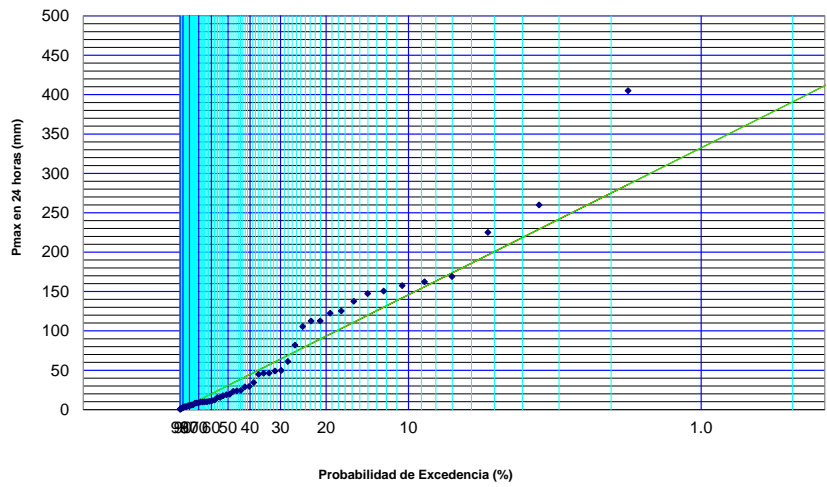
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - PLUVIAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GUMBEL
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - PLUVIAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GAMMA
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - PLUVIAL

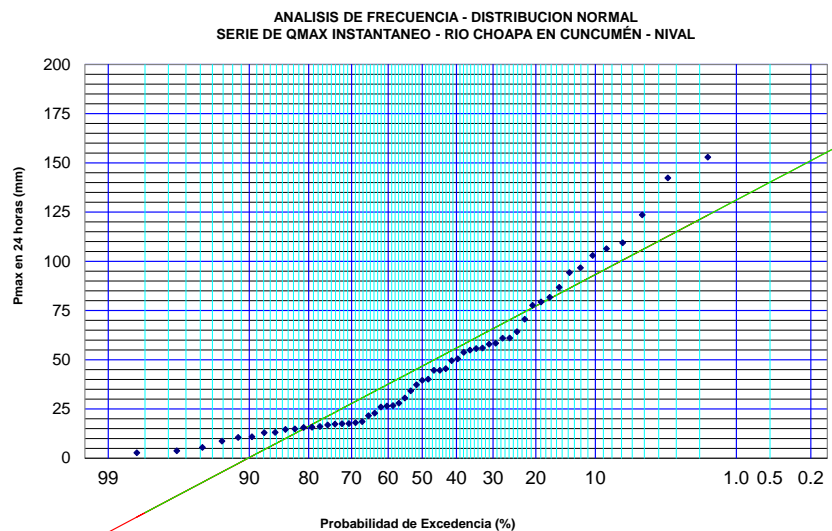


8.1.5.3 E. Fluviométricas - Nival

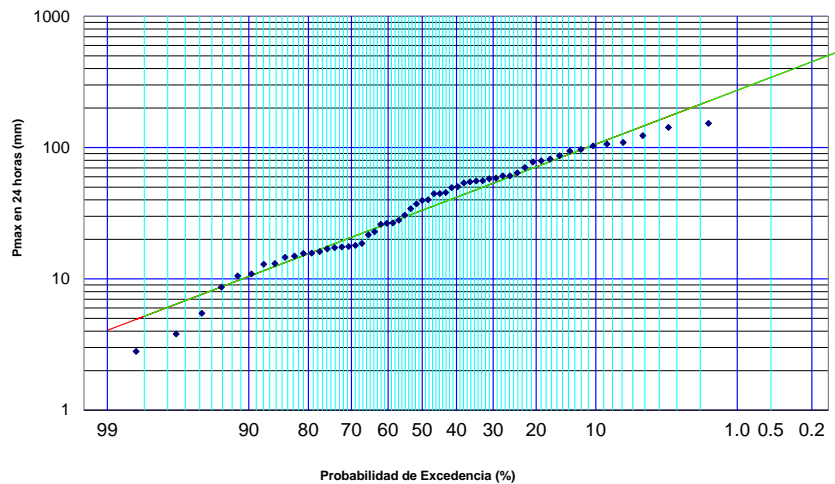
Tabla 8.1-22: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Cuncumén - Nival

RESUMEN ANALISIS DE FRECUENCIA - QMAX INSTANTANEO - E.P.RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - NIVAL						
T	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel	Gamma
5	77.3	71.3	73.8	72.2	76.2	71.8
10	93.3	106.2	95.2	99.6	99.4	95.6
25	110.3	162.4	121.3	136.0	128.8	126.0
50	121.3	213.7	140.1	163.7	150.6	148.5
100	131.1	273.5	158.3	191.5	172.2	170.6
150	136.5	312.8	168.8	207.7	184.8	183.4
200	140.2	342.7	176.2	219.2	193.7	192.4
300	145.2	388.0	186.5	235.3	206.3	205.1
$\chi^2(\chi\alpha\chi\upsilon\lambda\alpha\delta\omicron)$	8.54	4.92	6.39	2.86	2.48	4.0
$\chi^2(0,05)$	9.49	9.49	7.81	7.81	9.49	7.8
Razón	0.90	0.52	0.82	0.37	0.26	0.52
Test	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118
Dmax (Int. Clase)	0.101	0.058	0.078	0.038	0.065	0.053
Razón	0.856	0.487	0.663	0.325	0.551	0.444
Test	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118
Dmax (Serie)	0.137	0.100	0.113	0.093	0.094	0.103
Razón	1.156	0.849	0.958	0.789	0.796	0.873
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado

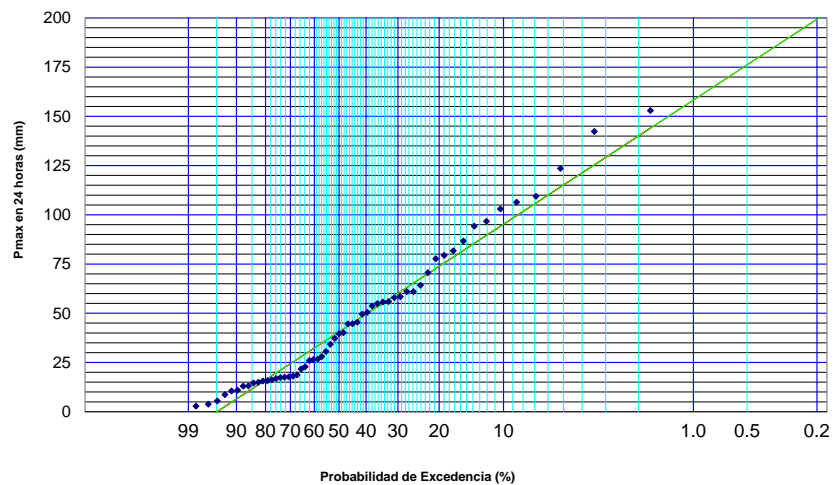
Figura 8.1-13: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Cuncumén - Nival



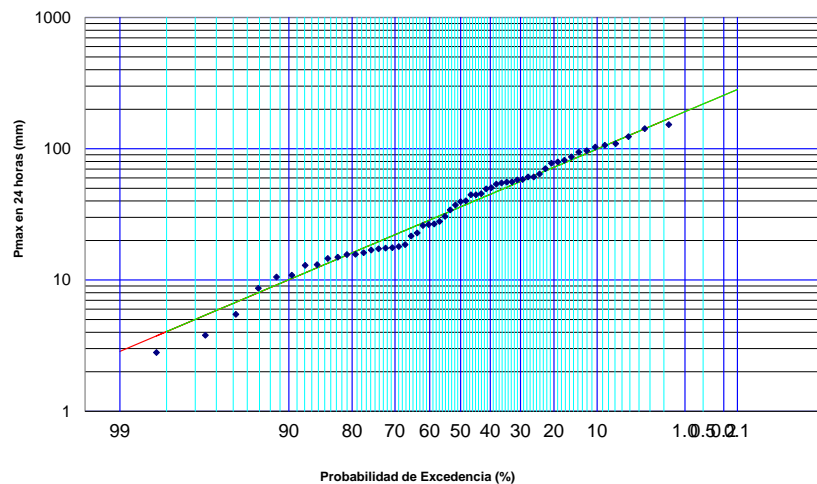
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-NORMAL
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - NIVAL



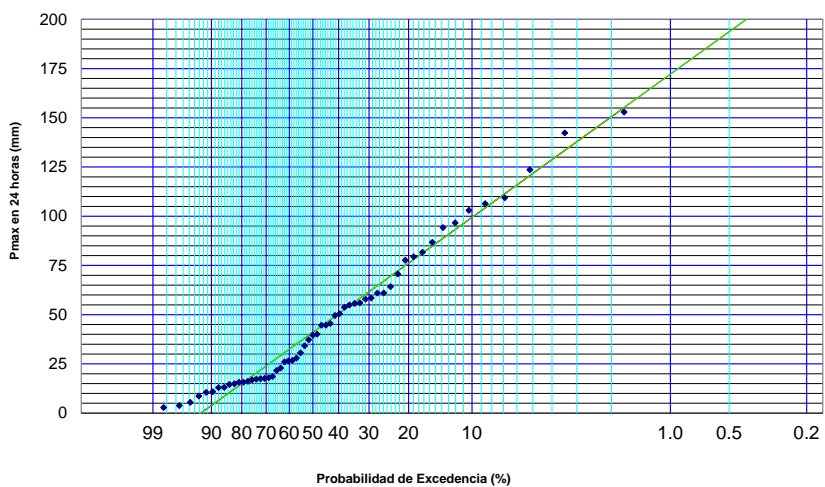
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION PEARSON TIPO III
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - NIVAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - NIVAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GUMBEL
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - NIVAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GAMMA
 SERIE DE QMAX INSTANANEO - RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN - NIVAL

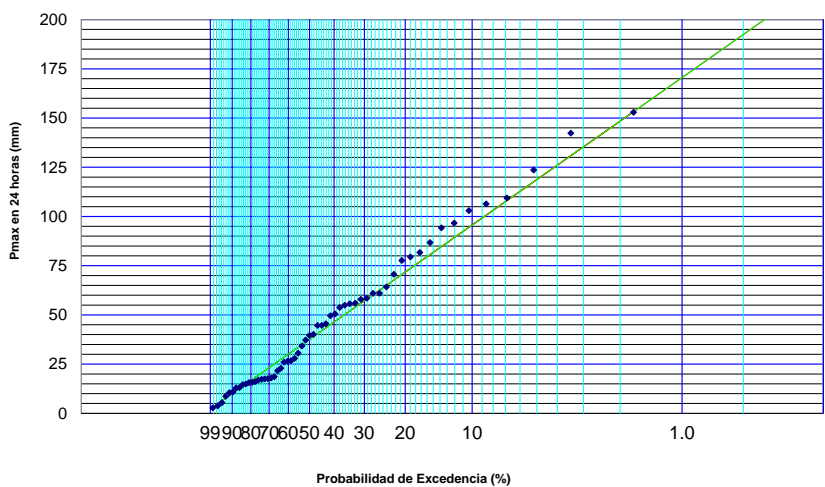
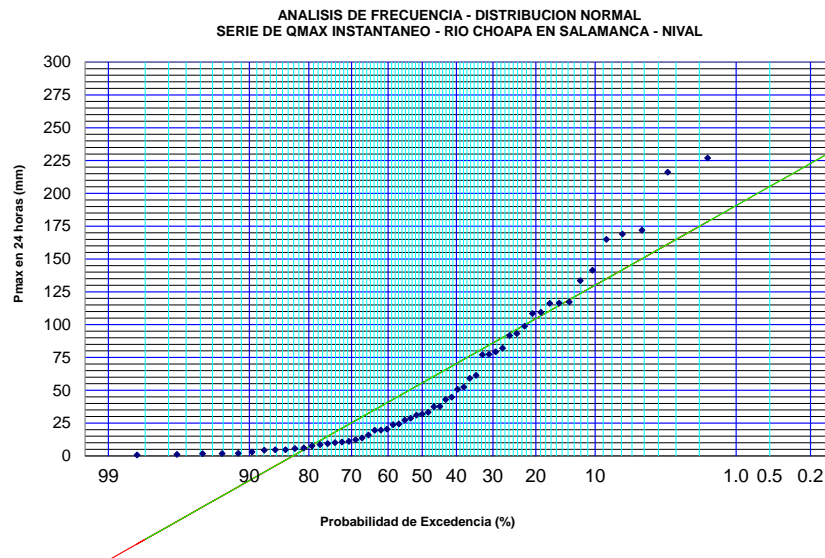


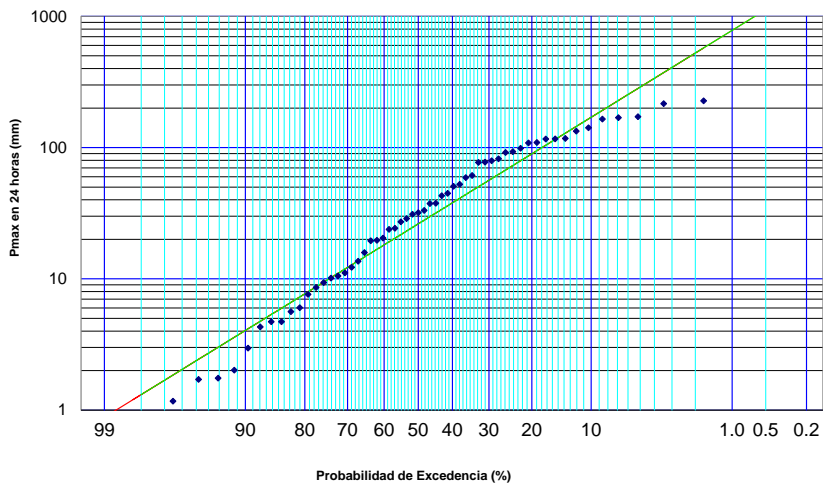
Tabla 8.1-23: Resultado Analítico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Salamanca – Nival

RESUMEN ANALISIS DE FRECUENCIA - QMAX INSTANTANEO - E.P.RIO CHOAPA EN SALAMANCA - NIVAL						
T	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel	Gamma
5	104.5	89.6	97.6	91.4	102.7	90.9
10	130.1	170.2	133.0	151.5	139.9	135.2
25	157.3	337.5	177.0	246.4	187.0	194.9
50	174.9	525.2	209.1	328.0	221.8	240.7
100	190.7	781.7	240.6	417.0	256.5	286.8
150	199.4	970.5	258.8	471.9	276.6	313.8
200	205.2	1,124.7	271.7	512.0	291.0	333.1
300	213.2	1,373.9	289.7	570.0	311.1	360.3
$\chi^2(\text{calculado})$	15.60	9.15	8.67	6.00	5.00	5.1
$\chi^2(0,05)$	9.49	9.49	7.81	7.81	9.49	7.8
Razón	1.64	0.96	1.11	0.77	0.53	0.65
Test	Rechazado	Aceptado	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118
Dmax (Int. Clase)	0.160	0.068	0.099	0.050	0.106	0.048
Razón	1.356	0.570	0.835	0.422	0.897	0.408
Test	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado
D(0.05) K-S	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118
Dmax (Serie)	0.183	0.103	0.150	0.083	0.175	0.084
Razón	1.546	0.873	1.267	0.704	1.475	0.709
Test	Rechazado	Aceptado	Rechazado	Aceptado	Rechazado	Aceptado

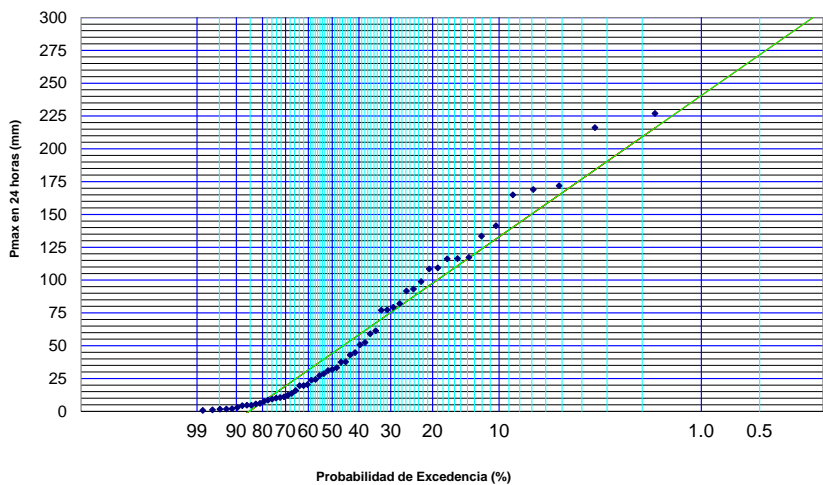
Figura 8.1-14: Resultado Grafico del A. de Frecuencias - E.F. Río Choapa en Salamanca - Nival



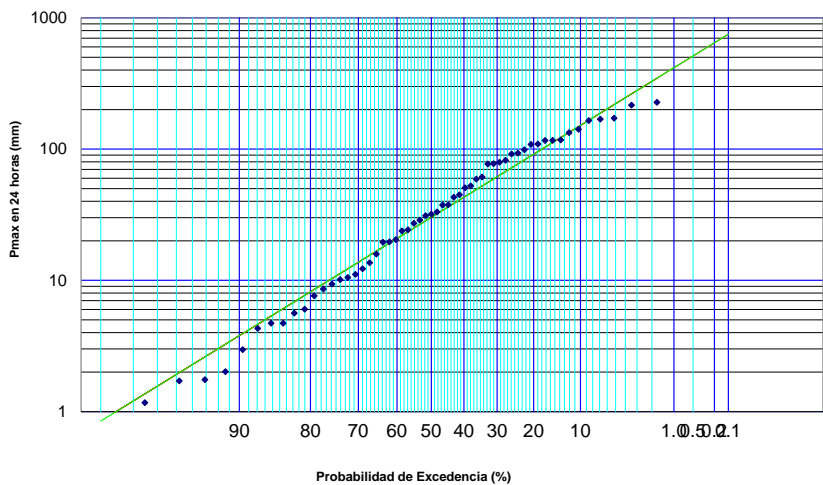
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-NORMAL
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - NIVAL



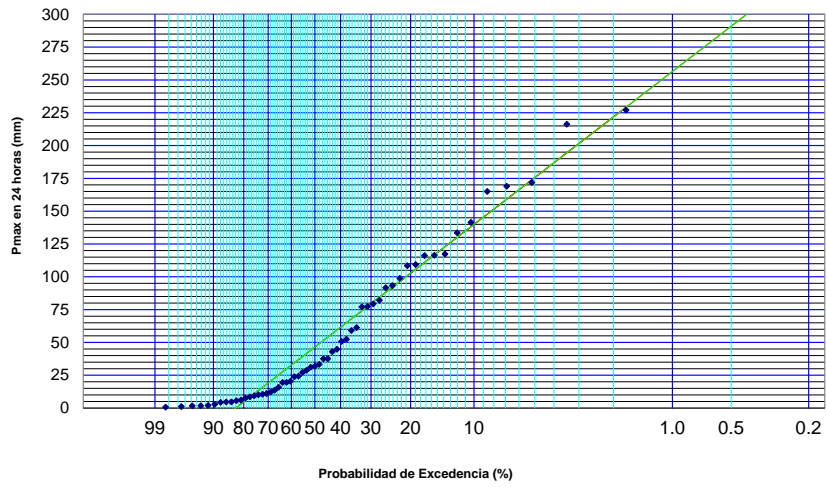
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION PEARSON TIPO III
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - NIVAL



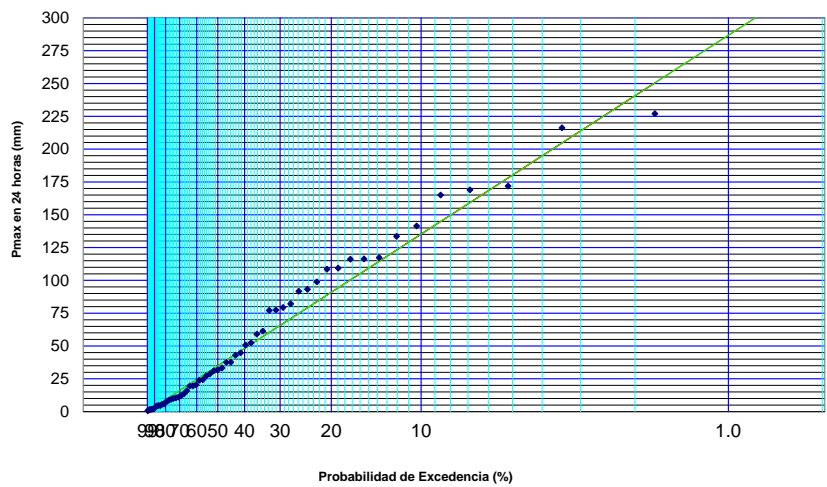
ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - NIVAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GUMBEL
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - NIVAL



ANALISIS DE FRECUENCIA - DISTRIBUCION GAMMA
 SERIE DE QMAX INSTANTANEO - RIO CHOAPA EN SALAMANCA - NIVAL



8.1.6 Métodos Precipitación Escorrentía

Tabla 8.1-24: Cálculo de Tiempos de Concentración Puente Cuncumén

PARAMETROS

L=	26,20 Km	LONGITUD CAUCE PRINCIPAL
L*=	26198,00 m	LONGITUD CAUCE PRINCIPAL EN m
Ss=	0,086 m/m	PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL
A=	163,38 Km ²	AREA PLUVIAL DE LA CUENCA
Hm=	1123,91 m	DIFERENCIA DE NIVEL ENTRE COTA DEL CENTRO DE GRAVEDAD Y PUNTO DE CONTROL
H=	2011,00 m	DIFERENCIA DE NIVEL ENTRE COTA MAS ALTA DE LA CUENCA Y PUNTO DE CONTROL
Latitud=	31,82 °	
CN=	73 CURVA NUMERO TENDENCIA MEDIA SUPERIOR	
CN=	154 CURVA NUMERO ENVOLVENTE SUPERIOR	
CN=	98 LIMITE SUPERIOR	
CNadopt=	73 CURVA NUMERO ADOPTADA	

FORMULAS:

NORMAS ESPAÑOLAS

$$t_c = 18 \frac{L^{0,76}}{S^{0,19}}$$

tc = 343,2 Minutos

SCS

$$t_c = 258,7 \cdot L^{0,8} \cdot \frac{\left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0,7}}{1900\sqrt{S}}$$

tc = 18,5 Minutos

CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (CCP)

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$$

tc = 132,5 Minutos

KIRPICH

$$t_c = 0,0195 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

tc = 126,6 Minutos

GIANDOTTI

$$t_c = 60 \left(\frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_m}}\right)$$

tc = 202,29 Minutos

Rango Tiempo de Concentración

t _{cmin} =	291,1 Minutos
t _{cmax} =	436,6 Minutos

CUADRO RESUMEN TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN

tc [min]				
NORMAS ESPAÑOLAS	CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (CCP)	GIANDOTTI	SCS	KIRPICH
343,2	132,5	291,1	18,5	126,6

tc =	237,9 Minutos	Promedio Normas
tc =	3,96 Horas	Españolas y CCP

Tabla 8.1-25: Método Verni-King Puente Cuncumén

T (Años)	P_{24}^T (mm)	Qmax. Inst (T) (m3/s)
10	100,13	174,98
25	123,75	227,55
50	141,28	268,17
100	158,68	309,71
150	168,82	334,45

Tabla 8.1-26: Método Verni-King Modificado Puente Cuncumén

T (Años)	C(10)	C(T)	P_{24}^T (mm)	Qmax. Inst (T) (m3/s)
10	0,2	0,200	100,13	35,00
25	0,2	0,308	123,75	70,09
50	0,2	0,400	141,28	107,27
100	0,2	0,512	158,68	158,57
150	0,2	0,531	168,82	177,43

Tabla 8.1-27: Método DGA-AC Puente Cuncumén

T (Años)	Q(T)/Q10	α	P_{24}^{10} (mm)	Q10 (m3/s)	Qmedio (T) (m3/s)	Qmax. Inst (T) (m3/s)
10	1,000	1,59	100,13	17,53	17,53	27,88
25	1,820	1,59	100,13	17,53	31,91	50,74
50	2,610	1,59	100,13	17,53	45,76	72,76
100	3,670	1,59	100,13	17,53	64,35	102,31
150	3,657	1,59	100,13	17,53	64,12	101,95

Tabla 8.1-28: Método Racional MC V-3 Puente Cuncumén

T (Años)	C(T)	$P_{24}T$ (mm)	tc (horas)	I(tc) (mm/h)	Qmax. Inst (T) (m3/s)
10	0,530	100,13	3,96	7,791	199,39
25	0,583	123,75	3,96	9,629	271,09
50	0,636	141,28	3,96	10,993	337,62
100	0,663	158,68	3,96	12,347	394,99
150	0,692	168,82	3,96	13,136	438,90

Tabla 8.1-29: Método Racional DGA Puente Cuncumén

T (Años)	C(T)	$P_{24}T$ (mm)	tc (horas)	CD(tc)	I(tc) (mm/h)	Qmax. Inst (T) (m3/s)
10	0,080	100,13	3,96	0,438	11,059	42,7
25	0,123	123,75	3,96	0,438	13,669	81,3
50	0,160	141,28	3,96	0,438	15,605	120,6
100	0,205	158,68	3,96	0,438	17,526	173,3
150	0,212	168,82	3,96	0,438	18,647	191,1

Tabla 8.1-30: Hidrograma Unitario de Diseño según H.U MC-V2

t (Horas)	Qcrecida (m3/s)				
	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años	T = 150 años
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,66	1,00	1,86	2,61	3,44	3,96
1,20	2,63	4,88	6,85	9,02	10,37
1,32	3,10	5,76	8,09	10,65	12,24
1,86	5,94	11,04	15,51	20,42	23,47
1,98	6,70	12,44	17,48	23,02	26,46
1,99	6,79	12,62	17,72	23,34	26,83
2,39	10,72	19,92	27,98	36,84	42,36
2,52	11,76	21,85	30,69	40,42	46,47
2,64	12,90	23,96	33,65	44,32	50,95
2,65	13,03	24,20	33,99	44,76	51,46
2,99	17,37	32,25	45,31	59,66	68,59
3,05	18,09	33,61	47,21	62,16	71,47
3,18	19,36	35,96	50,51	66,52	76,47
3,30	20,72	38,49	54,07	71,20	81,85
3,31	20,88	38,77	54,47	71,72	82,45
3,65	25,83	47,96	67,38	88,72	102,00
3,71	26,67	49,53	69,57	91,61	105,32
3,84	28,16	52,30	73,47	96,75	111,23
3,97	29,91	55,54	78,02	102,74	118,12
3,98	30,09	55,89	78,50	103,38	118,85
4,31	33,88	62,92	88,38	116,38	133,80
4,37	34,53	64,13	90,08	118,62	136,37
4,50	35,65	66,20	92,99	122,46	140,78
4,63	36,97	68,67	96,46	127,03	146,03
4,64	37,12	68,94	96,85	127,53	146,61
4,97	39,92	74,15	104,16	137,16	157,68
5,03	40,39	75,01	105,37	138,75	159,51
5,18	41,27	76,65	107,67	141,78	163,00
5,29	41,85	77,73	109,18	143,77	165,29
5,30	41,94	77,89	109,42	144,09	165,65
5,63	43,27	80,36	112,88	148,65	170,89
5,69	43,45	80,69	113,35	149,26	171,60
5,84	43,65	81,07	113,88	149,96	172,40
5,96	43,73	81,21	114,08	150,22	172,70
5,98	43,69	81,15	113,99	150,11	172,57
6,29	43,08	80,01	112,39	148,00	170,14
6,50	42,40	78,76	110,63	145,68	167,48
6,62	41,91	77,84	109,35	143,99	165,54
6,64	41,82	77,68	109,12	143,68	165,19
7,16	38,41	71,34	100,21	131,96	151,70
7,17	38,32	71,17	99,98	131,65	151,35
7,28	37,57	69,78	98,02	129,07	148,38
7,30	37,45	69,55	97,70	128,65	147,90
7,82	32,60	60,55	85,06	112,01	128,77
7,83	32,48	60,33	84,74	111,59	128,29
7,96	31,31	58,15	81,68	107,56	123,66
8,48	26,78	49,74	69,88	92,01	105,78
8,49	26,67	49,53	69,57	91,62	105,33
8,62	25,57	47,49	66,71	87,85	100,99
9,15	21,26	39,49	55,48	73,05	83,99
9,16	21,17	39,32	55,24	72,74	83,63
9,28	20,31	37,72	52,99	69,78	80,22
9,81	16,61	30,86	43,35	57,08	65,62
9,82	16,54	30,71	43,15	56,81	65,32
10,47	12,31	22,86	32,12	42,29	48,62
10,48	12,24	22,73	31,93	42,04	48,33
10,76	10,55	19,60	27,54	36,26	41,69
11,14	8,62	16,01	22,49	29,61	34,05
11,42	7,19	13,35	18,75	24,69	28,38
11,80	5,60	10,41	14,62	19,25	22,13
12,08	4,42	8,21	11,53	15,18	17,46
12,46	3,19	5,92	8,32	10,96	12,59
12,74	2,25	4,19	5,88	7,74	8,90
13,40	0,75	1,40	1,96	2,58	2,97
14,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Qmax	Qmax	Qmax	Qmax	Qmax
	43,73	81,21	114,08	150,22	172,70

Tabla 8.1-31: Hidrograma Unitario de Diseño según H.U DGA

t (Horas)	Qcrecida (m3/s)				
	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años	T = 150 años
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,66	1,24	2,22	3,07	4,00	4,57
1,16	3,11	5,58	7,72	10,05	11,49
1,32	3,87	6,94	9,59	12,49	14,28
1,82	7,14	12,82	17,72	23,07	26,38
1,93	7,99	14,33	19,81	25,80	29,50
1,98	8,49	15,24	21,07	27,43	31,36
2,32	12,61	22,62	31,27	40,72	46,56
2,48	14,27	25,61	35,41	46,10	52,71
2,59	15,54	27,88	38,55	50,18	57,39
2,64	16,23	29,11	40,26	52,41	59,93
2,90	20,32	36,46	50,41	65,63	75,05
2,98	21,49	38,55	53,30	69,40	79,35
3,14	23,52	42,19	58,34	75,95	86,85
3,25	25,04	44,92	62,11	80,86	92,46
3,30	25,84	46,35	64,09	83,44	95,41
3,56	30,51	54,73	75,68	98,52	112,66
3,64	31,85	57,15	79,02	102,88	117,64
3,80	34,25	61,44	84,96	110,60	126,47
3,86	35,25	63,24	87,44	113,84	130,17
3,91	35,82	64,26	88,85	115,68	132,27
4,22	40,23	72,18	99,81	129,94	148,58
4,30	41,28	74,05	102,40	133,31	152,44
4,46	43,07	77,26	106,83	139,08	159,04
4,52	43,83	78,63	108,72	141,54	161,85
4,57	44,21	79,32	109,68	142,79	163,28
4,88	47,48	85,18	117,79	153,35	175,35
4,96	48,22	86,52	119,63	155,74	178,09
5,02	48,69	87,35	120,78	157,24	179,81
5,18	49,72	89,20	123,34	160,57	183,61
5,23	49,83	89,39	123,61	160,92	184,02
5,54	51,38	92,17	127,45	165,93	189,73
5,62	51,66	92,69	128,17	166,85	190,80
5,68	51,77	92,88	128,43	167,20	191,19
5,79	51,86	93,03	128,64	167,47	191,50
5,84	51,94	93,18	128,85	167,74	191,81
6,20	51,07	91,63	126,70	164,95	188,62
6,34	50,51	90,61	125,29	163,11	186,52
6,45	49,96	89,63	123,93	161,34	184,49
6,50	49,76	89,28	123,45	160,72	183,78
6,95	46,14	82,77	114,45	149,00	170,38
7,00	45,78	82,13	113,56	147,84	169,05
7,11	44,85	80,46	111,26	144,84	165,62
7,16	44,49	79,82	110,37	143,68	164,30
7,61	39,34	70,58	97,59	127,06	145,29
7,66	38,82	69,64	96,30	125,36	143,35
7,77	37,51	67,29	93,05	121,14	138,52
8,27	32,18	57,72	79,82	103,91	118,82
8,32	31,69	56,85	78,61	102,34	117,02
8,43	30,46	54,65	75,57	98,39	112,50
8,88	25,99	46,63	64,48	83,94	95,98
8,93	25,49	45,73	63,23	82,32	94,13
9,09	23,96	42,99	59,44	77,38	88,49
9,54	20,12	36,10	49,91	64,98	74,30
9,59	19,69	35,32	48,84	63,59	72,71
10,20	14,76	26,47	36,61	47,66	54,50
10,25	14,35	25,74	35,59	46,34	52,99
10,43	13,01	23,34	32,28	42,02	48,05
10,86	10,32	18,51	25,59	33,32	38,10
11,09	8,86	15,90	21,98	28,61	32,72
11,52	6,65	11,94	16,51	21,49	24,58
11,75	5,45	9,78	13,52	17,61	20,13
12,18	3,74	6,70	9,27	12,07	13,80
12,41	2,79	5,00	6,91	9,00	10,29
13,07	0,93	1,67	2,30	3,00	3,43
13,73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Qmax	Qmax	Qmax	Qmax	Qmax
	51,94	93,18	128,85	167,74	191,81

Tabla 8.1-32: Resumen de Caudales de Crecida obtenidos por M. Indirecto

Resumen Metodos Indirectos - E.P. LA TRANQUILLA									
T	Racional DGA	Racional MC-V3	DGA-AC	Verni King	Verni King Modificado	H.U. DGA	H.U. MC V2		
(Años)	Qmax. Inst (T) (m ³ /s)							PROMEDIO	DESV
10	42.82	211.91	27.88	174.98	35.00	51.94	43.73	62.72	61.20
25	81.51	282.59	50.74	227.55	70.09	93.18	81.21	100.71	70.51
50	120.85	346.70	72.76	268.17	107.27	128.85	114.08	135.33	75.50
100	173.74	399.67	102.31	309.71	158.57	167.74	150.22	177.05	77.99
150	191.54	440.38	101.95	334.45	177.43	191.81	172.70	194.98	85.02

8.1.7 Transposición de Caudales

Cuadro 8.1-1: Mapa de cuencas para transposición de caudales.

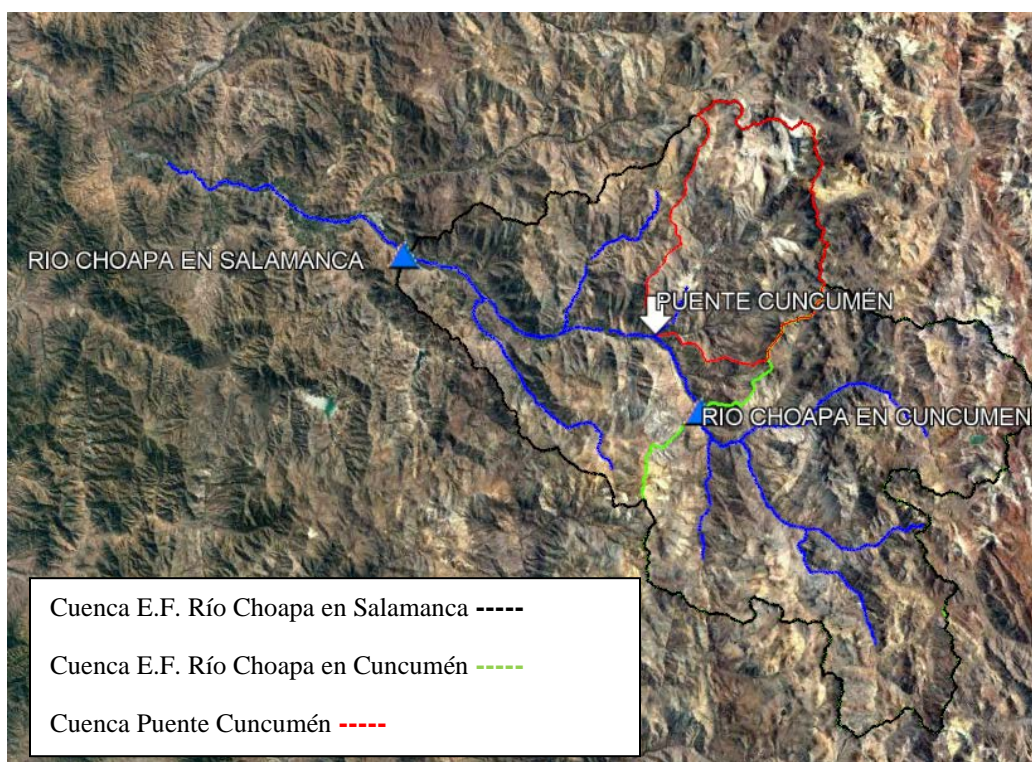


Tabla 8.1-33: Áreas de cuencas y factores para transposición de caudales

CUENCA	AREA (KM ²)		
	TOTAL	NIVAL	PLUVIAL
E.F. CHOAPA EN CUNCUMÉN	1106	728	378
E.F. CHOAPA EN SALAMANCA	2210	919	1291
Punto de Control - Río Cuncumén en Puente Cuncumén	363	174	189

Transposición	FACTOR DE TRANSPOSICIÓN	
	NIVAL	PLUVIAL
E.F. CHOAPA EN CUNCUMÉN a Punto de Control - Río Cuncumén en Puente Cuncumén	0.28	0.54
E.F. CHOAPA EN SALAMANCA a Punto de Control - Río Cuncumén en Puente Cuncumén	0.23	0.18

Tabla 8.1-34: Caudales Pluviales Transpuestos al Punto de Control en el Puente Cuncumén.

PLUVIALES		
Qmax. Inst (T) (m3/s)		
T	E.P. RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN	E.P. RIO CHOAPA EN SALAMANCA
5	13.7	14.8
10	19.8	28.3
25	29.5	55.3
50	38.3	84.3
100	48.7	122.2
150	55.6	149.0

Tabla 8.1-35: Caudales Nivales Transpuestos al Punto de Control en el Puente Cuncumén.

NIVALES		
Qmax. Inst (T) (m3/s)		
T	E.P. RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN	E.P. RIO CHOAPA EN SALAMANCA
5	20.5	21.1
10	28.2	35.0
25	38.6	56.9
50	46.4	75.7
100	54.3	96.3
150	58.9	108.9

8.1.8 Resumen Caudales M. Directo e Indirecto

Tabla 8.1-36: Resumen Caudales de Crecida por Métodos Directos e Indirectos

PLUVIALES - Qmax. Inst (T) (m3/s)				ESTIVALES - Qmax. Inst (T) (m3/s)		
T	M. INDIRECTO	M. DIRECTO		METODO DIRECTO		
	E.P. LA TRANQUILLA	E.F. RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN	E.F. RIO CHOAPA EN SALAMANCA	T	E.F. RIO CHOAPA EN CUNCUMÉN	E.F. RIO CHOAPA EN SALAMANCA
10	42.82	19.8	28.3	10	28.2	35.0
25	81.51	29.5	55.3	25	38.6	56.9
50	120.85	38.3	84.3	50	46.4	75.7
100	173.74	48.7	122.2	100	54.3	96.3
150	191.54	55.6	149.0	150	58.9	108.9

8.2 VALIDACIÓN MODELO 1D

8.2.1 Verificación de independencia hidráulica entre ríos

Figura 8.2-1: Modelo 1D - Planicie de inundación, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa

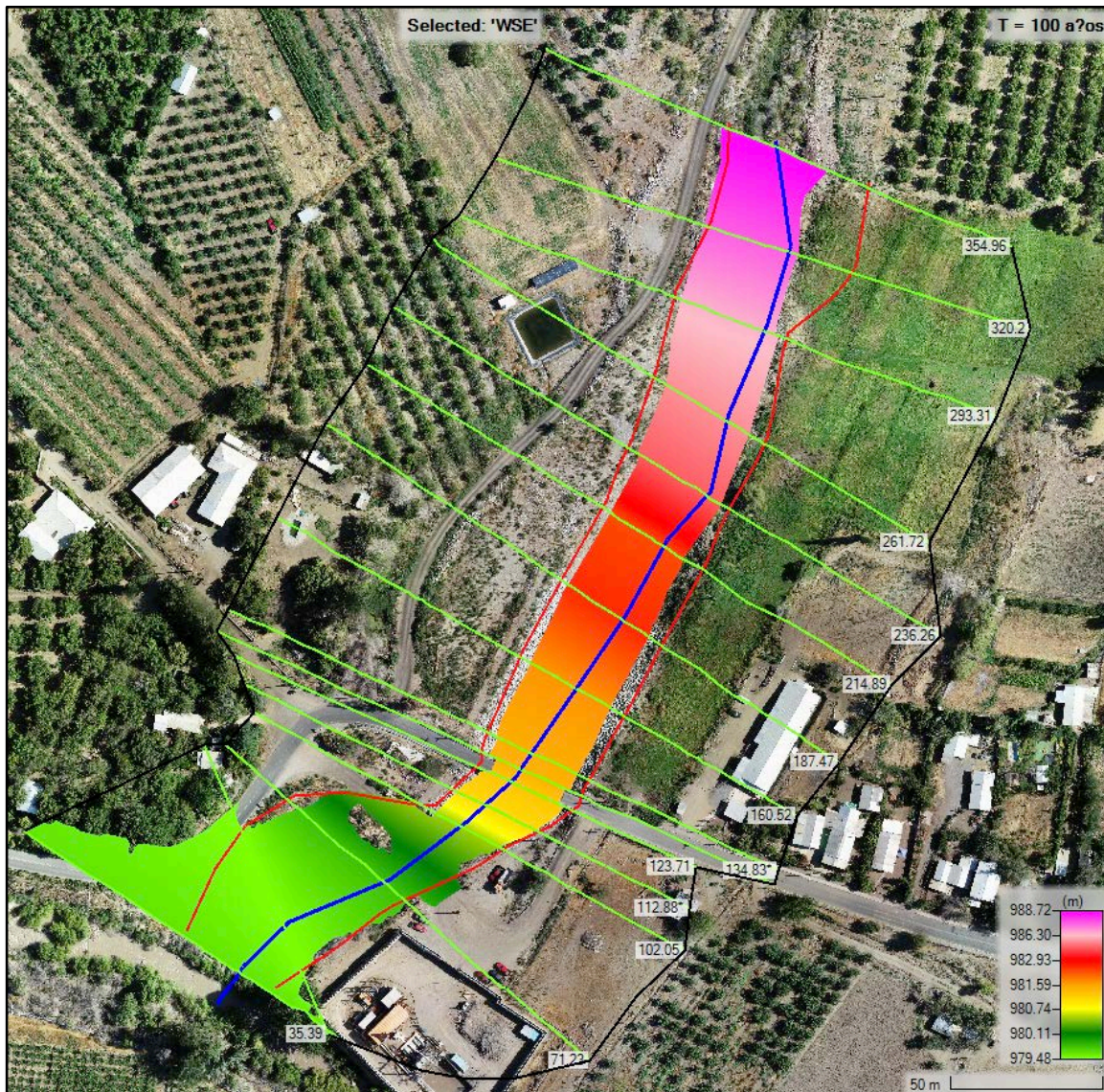


Figura 8.2-2: Modelo 1D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximas, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa

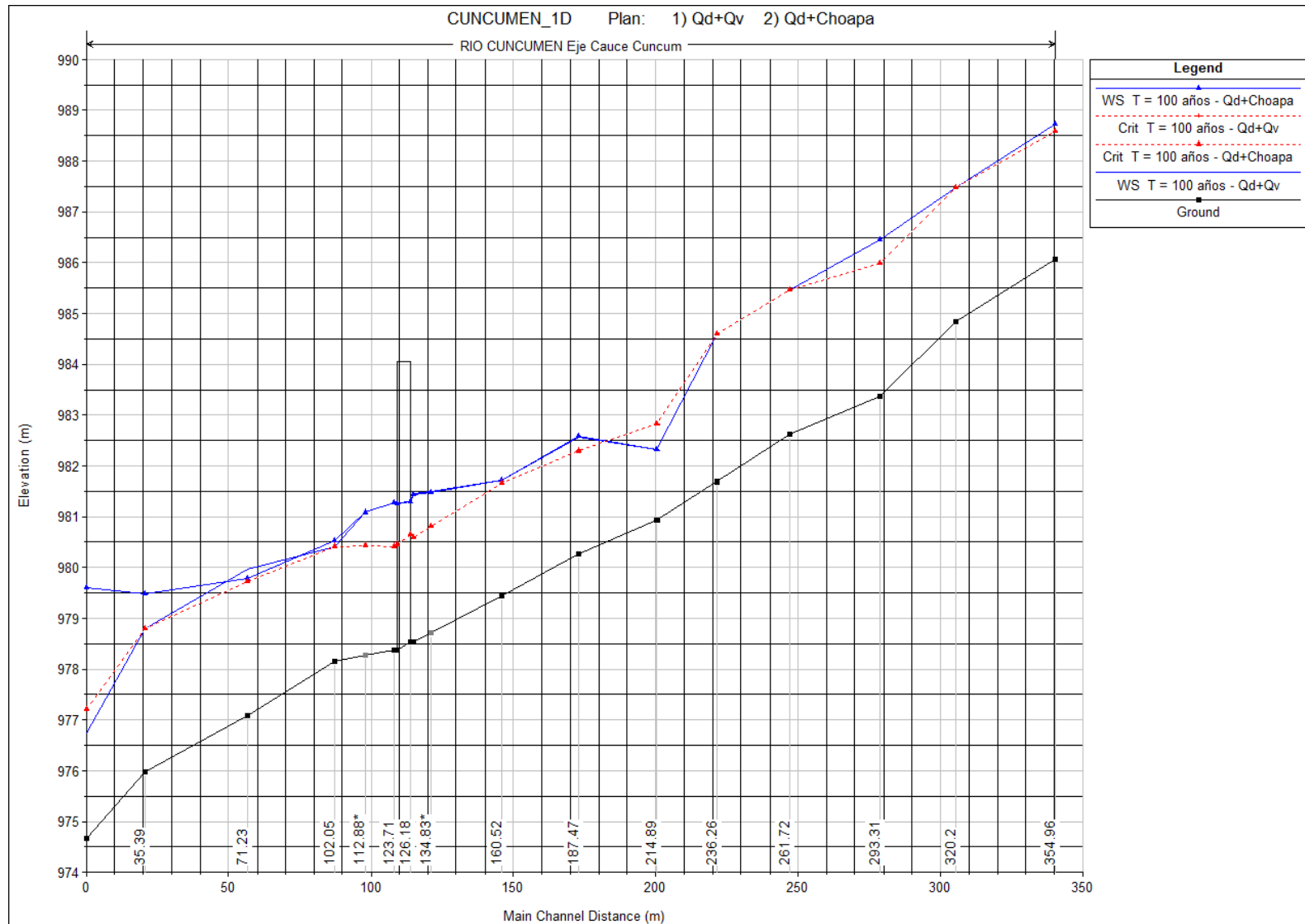


Figura 8.2-3: Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64) y aguas abajo (123.71) con niveles de aguas máximo, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa

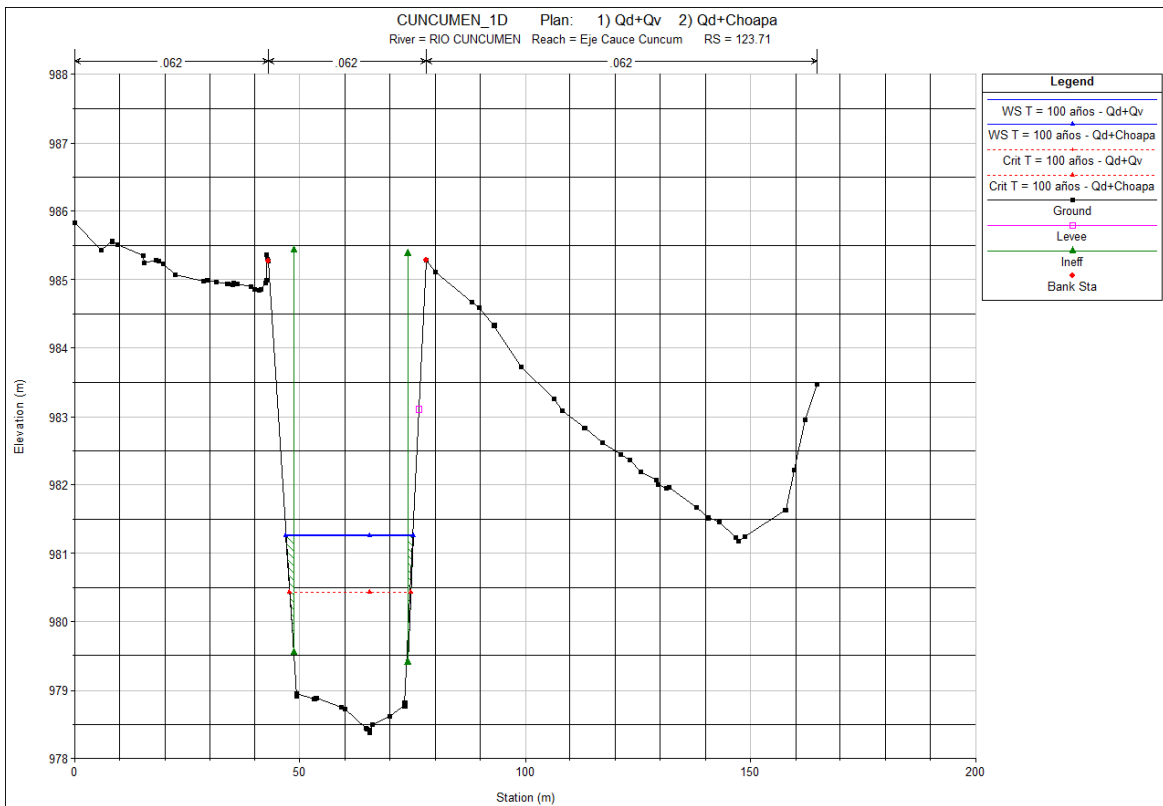
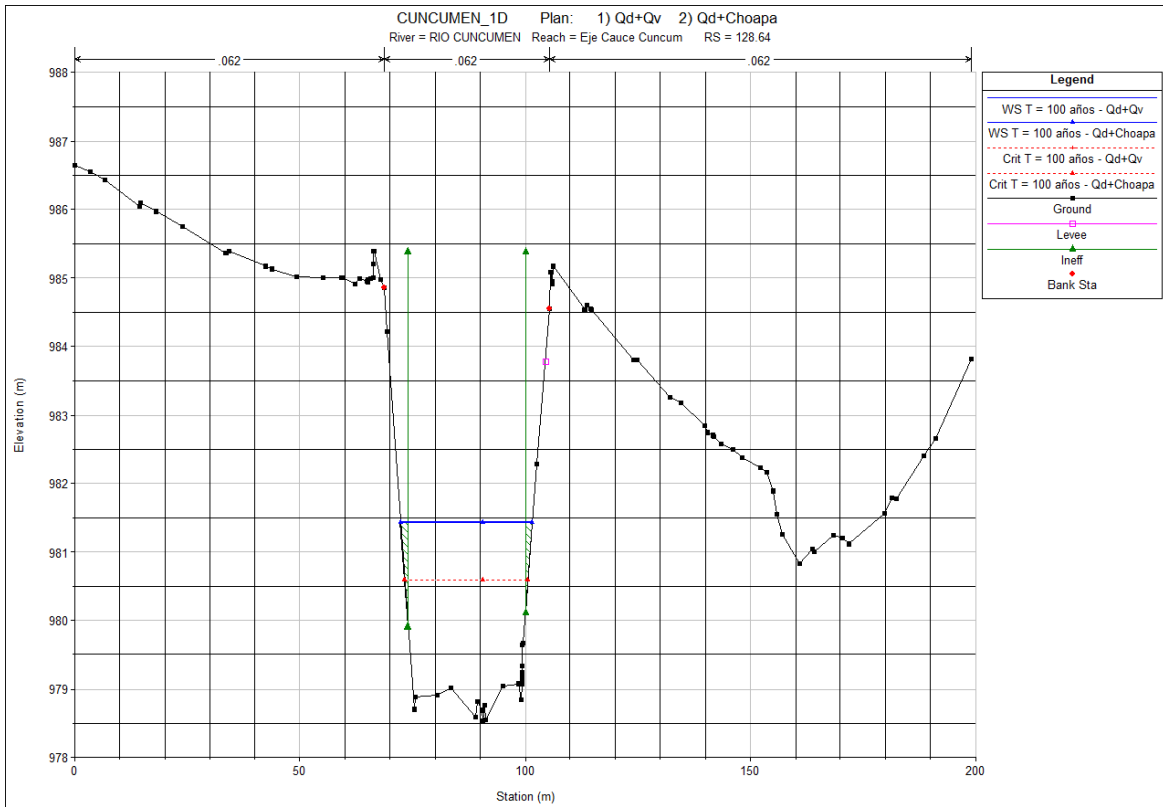


Figura 8.2-4: Modelo 1D – Mapa de velocidades, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa

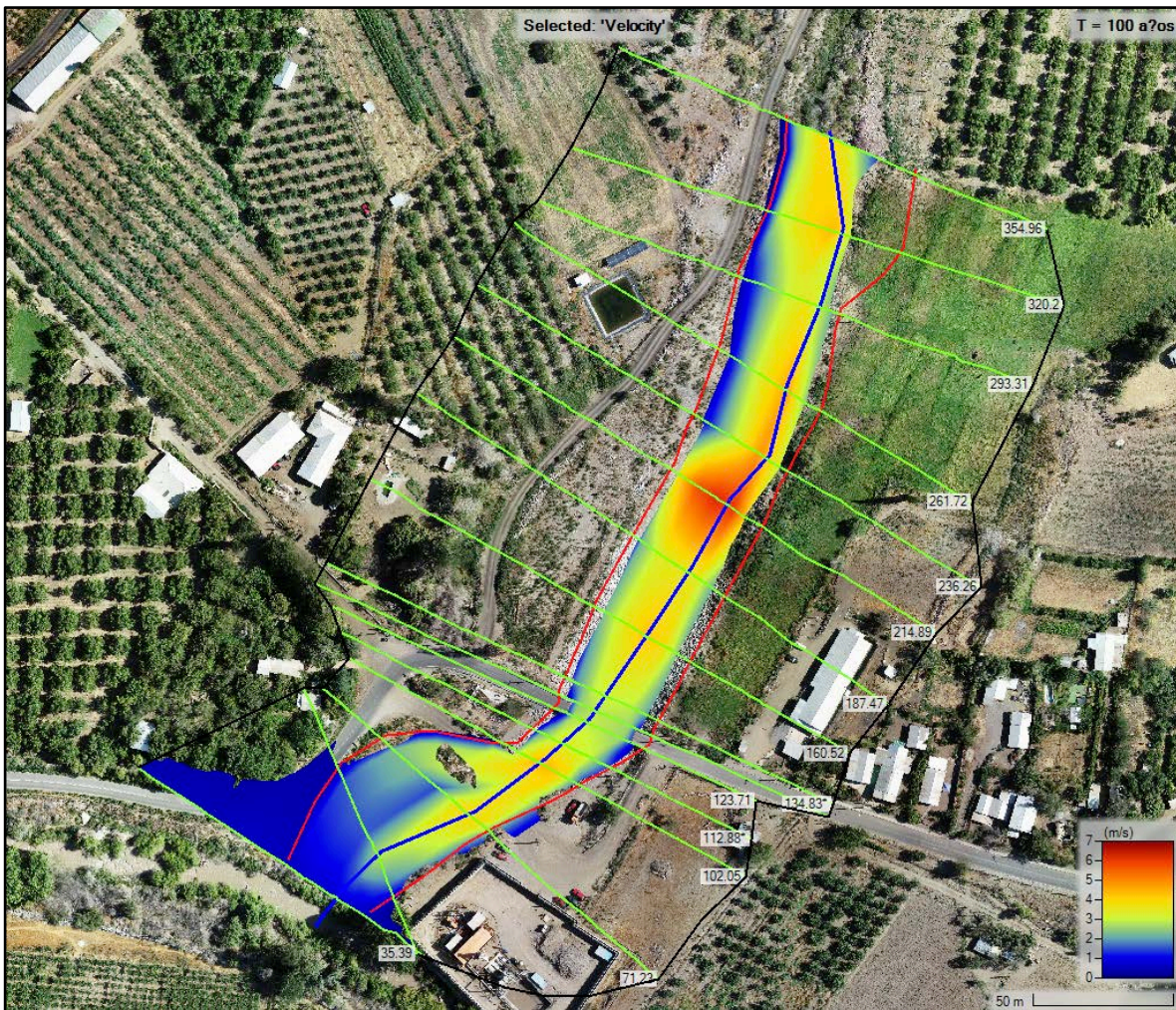
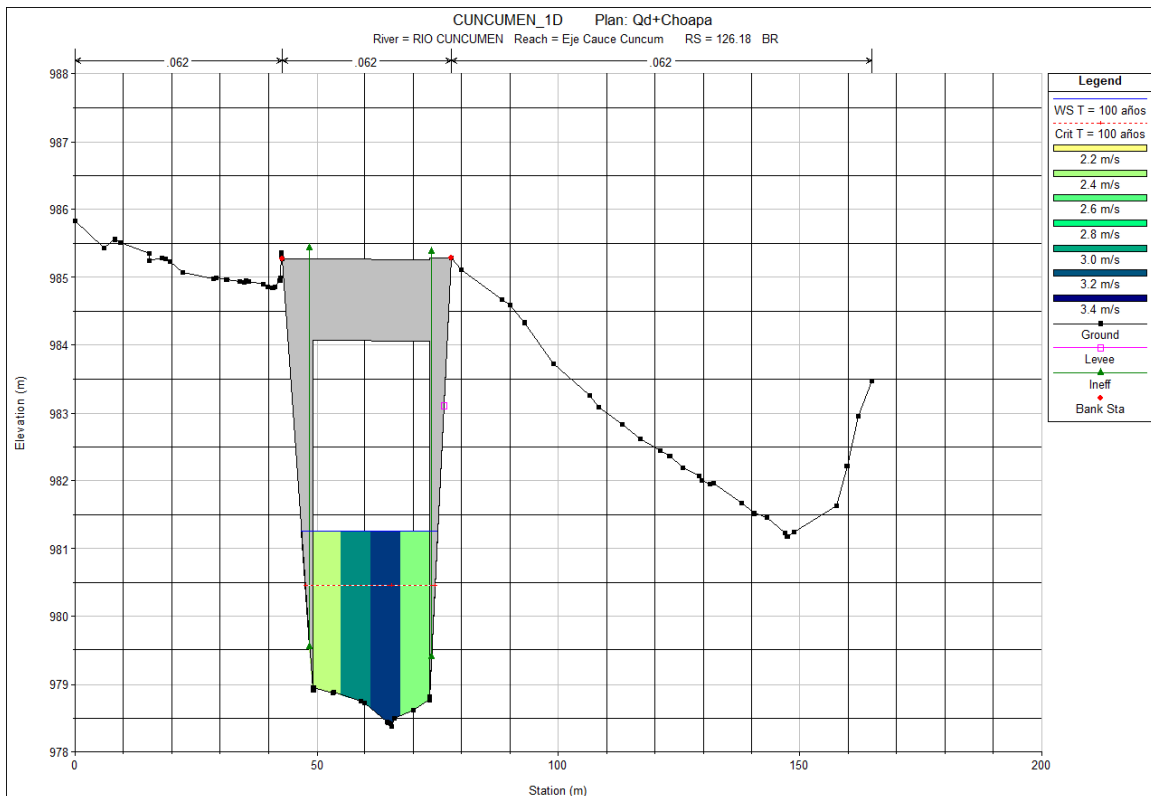
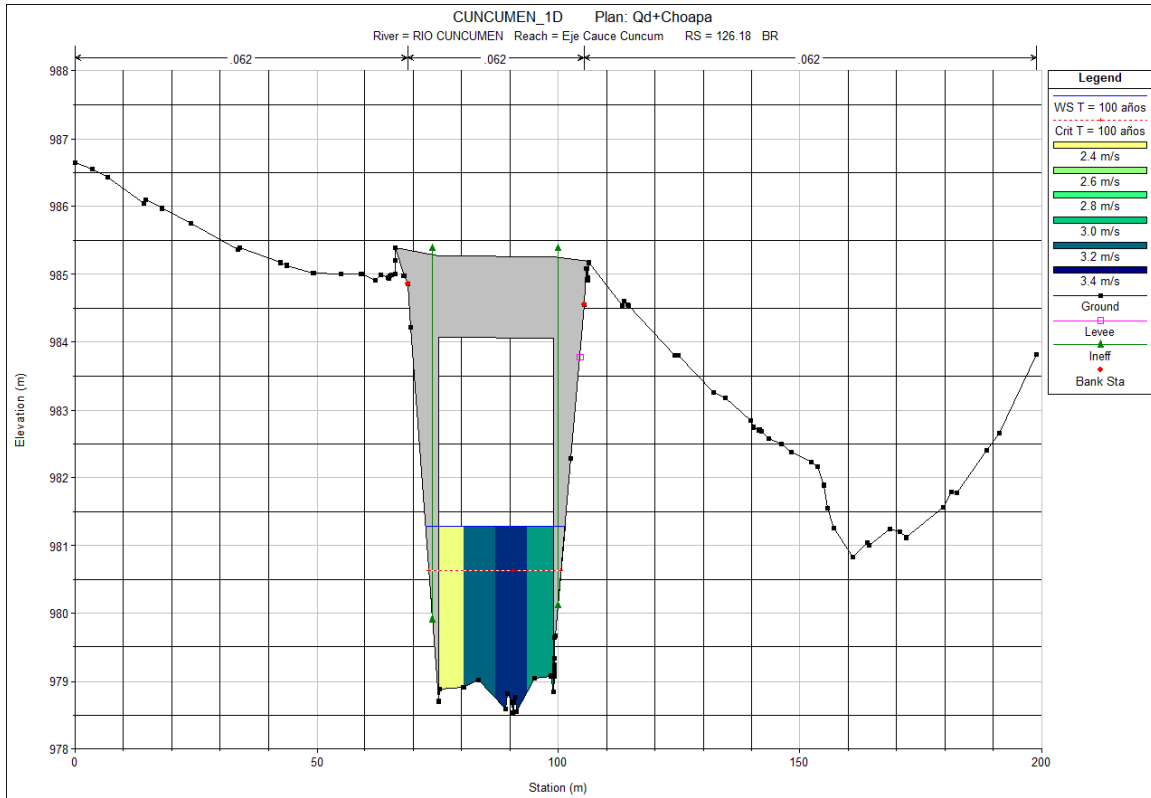


Figura 8.2-5: Modelo 1D - Perfiles transversales dentro de puente Aguas arriba (126.18 BR U) y Aguas Abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para caudal de diseño y la condición de borde considerando el río Choapa



8.2.2 Análisis de Sensibilidad

8.2.2.1 Variación de Caudales

Figura 8.2-6: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Planicie de inundación, para $Q - 10\%$

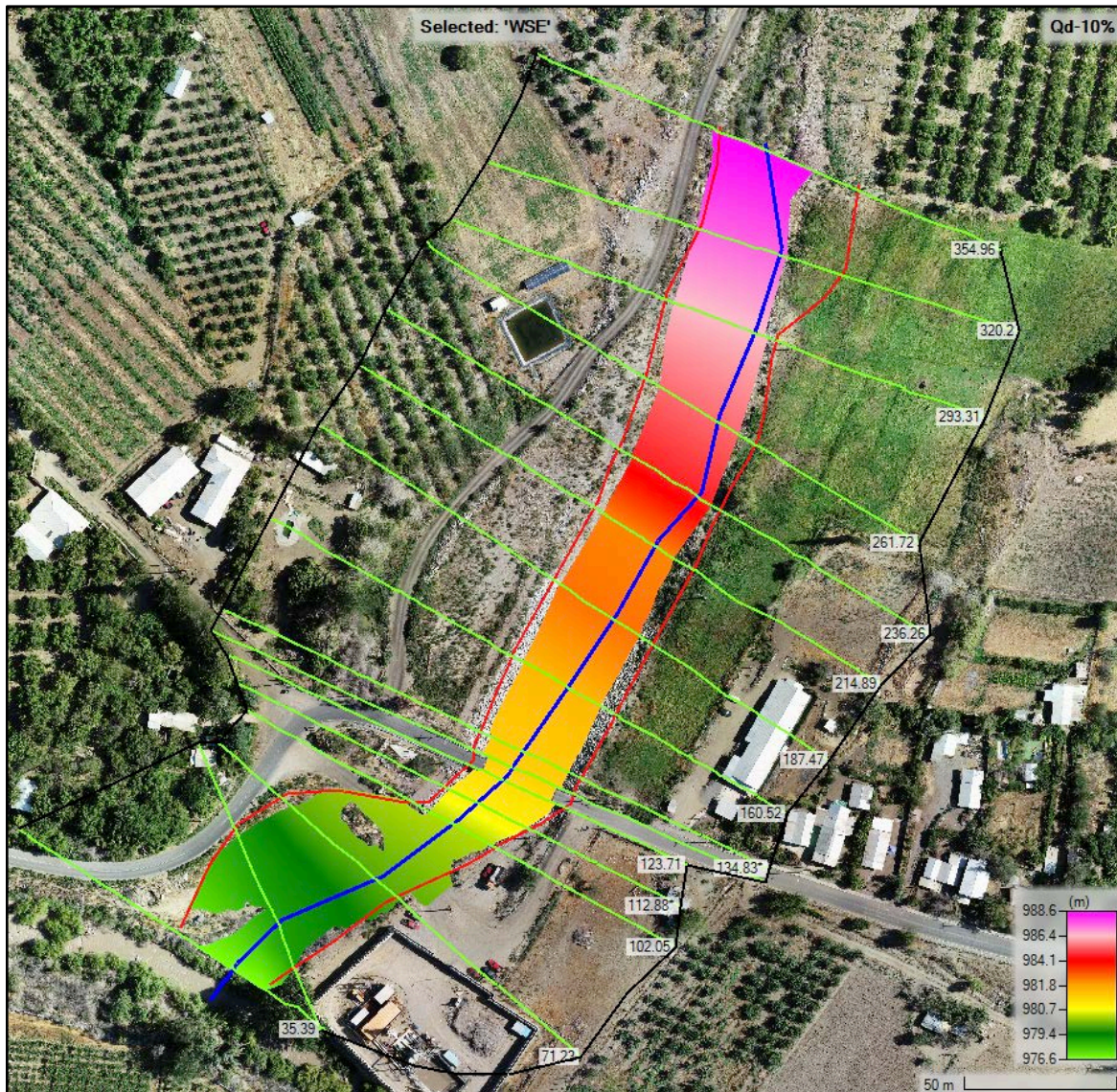


Figura 8.2-7: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Planicie de inundación, para $Q + 10\%$

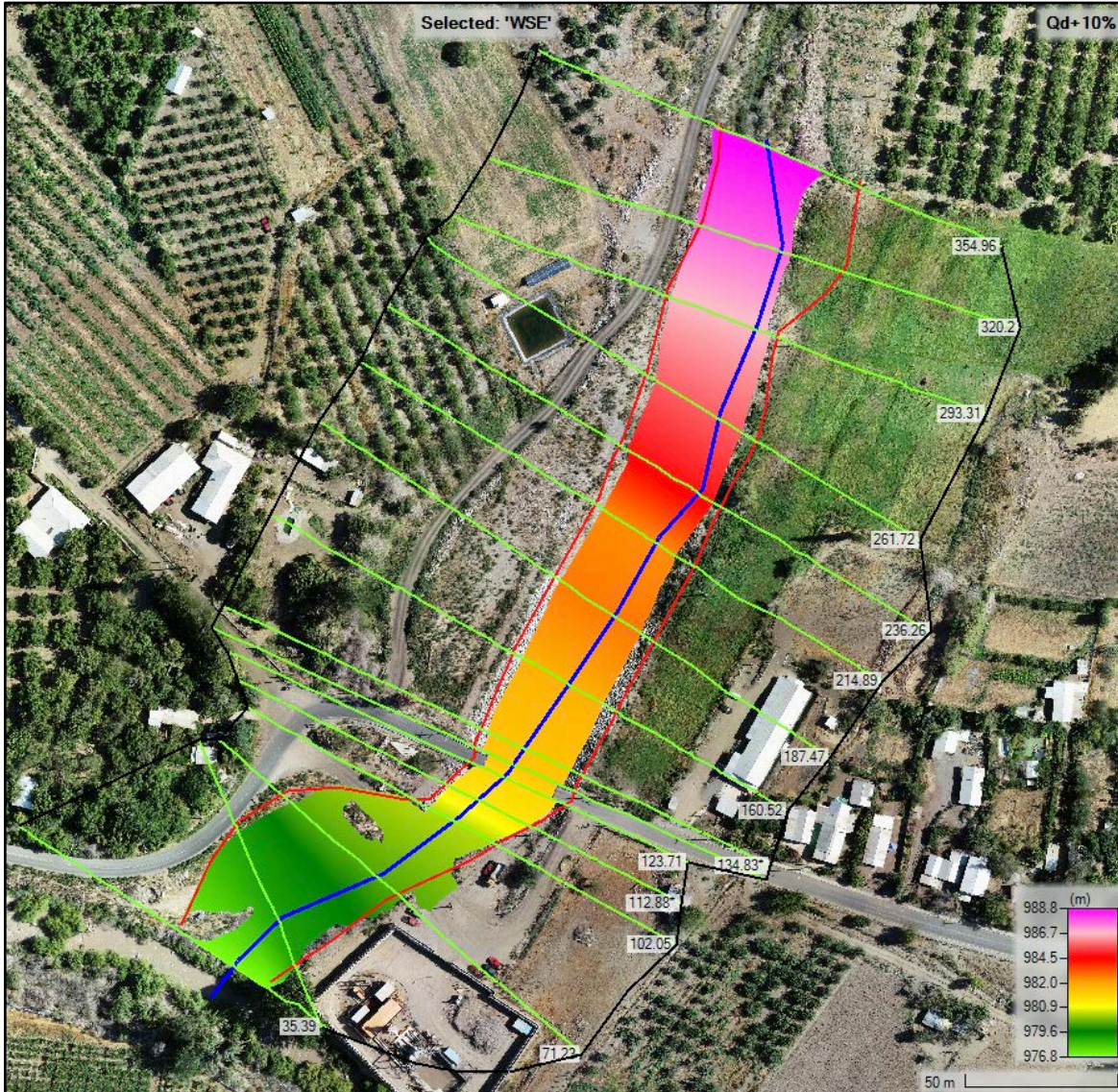


Figura 8.2-8: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para $Q \pm 10\%$

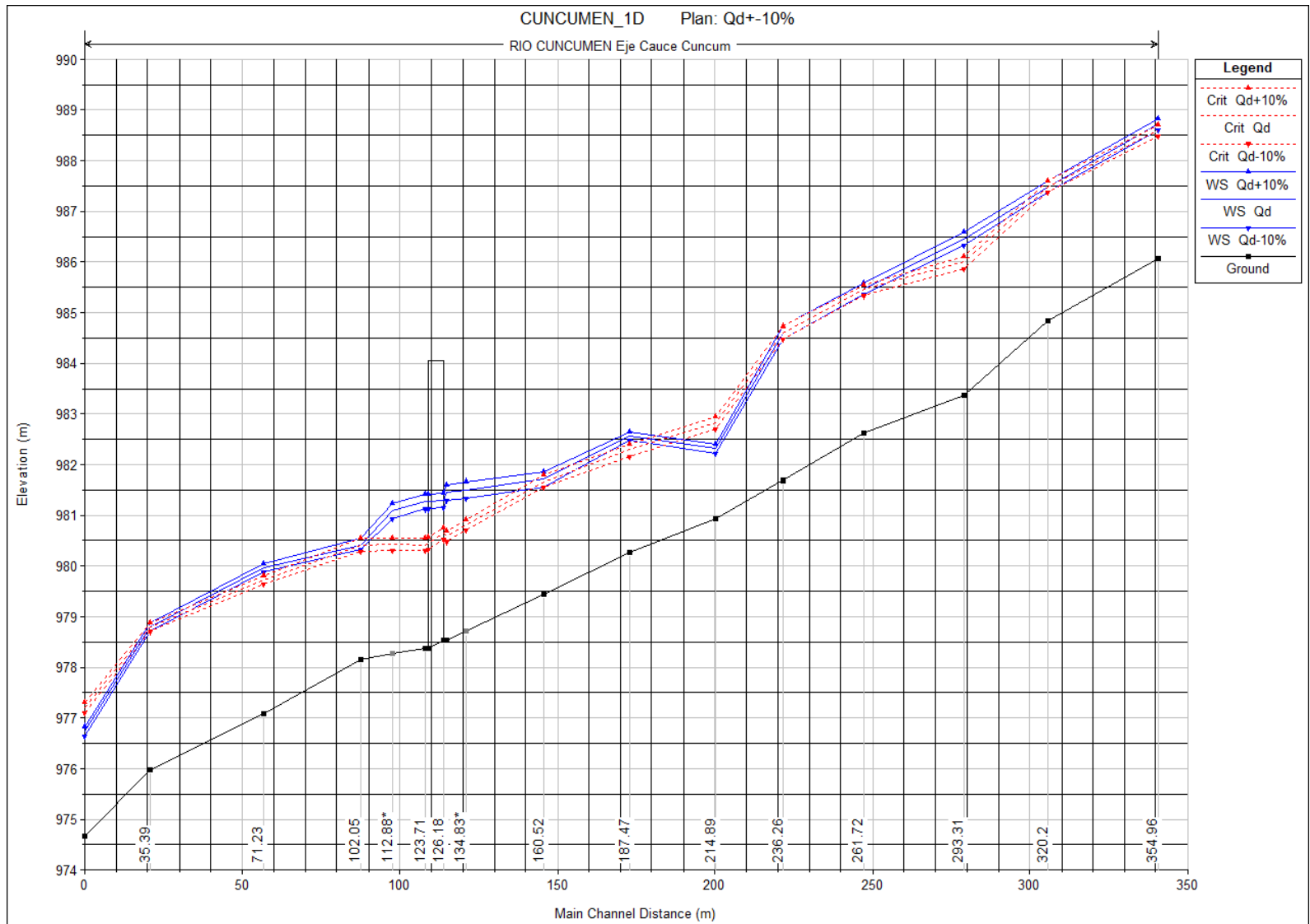


Figura 8.2-9: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64) y aguas abajo (123.71) con niveles de aguas máximos, para $Q \pm 10\%$

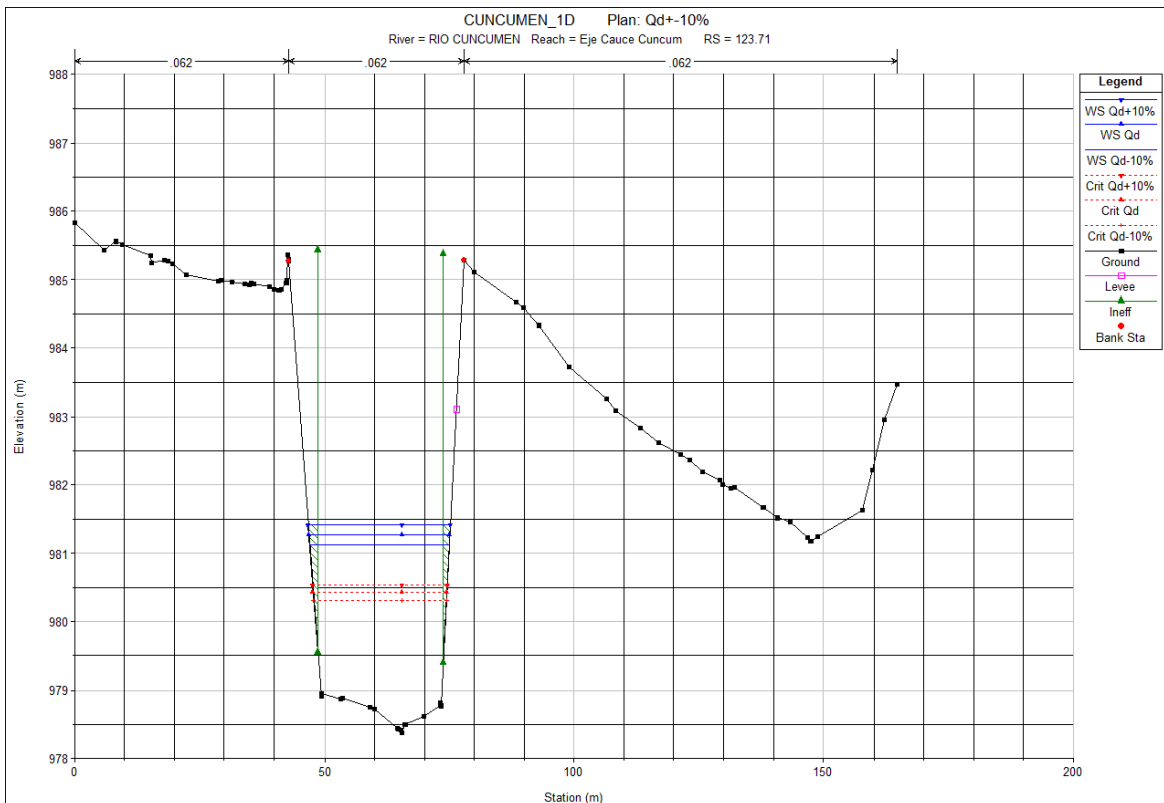
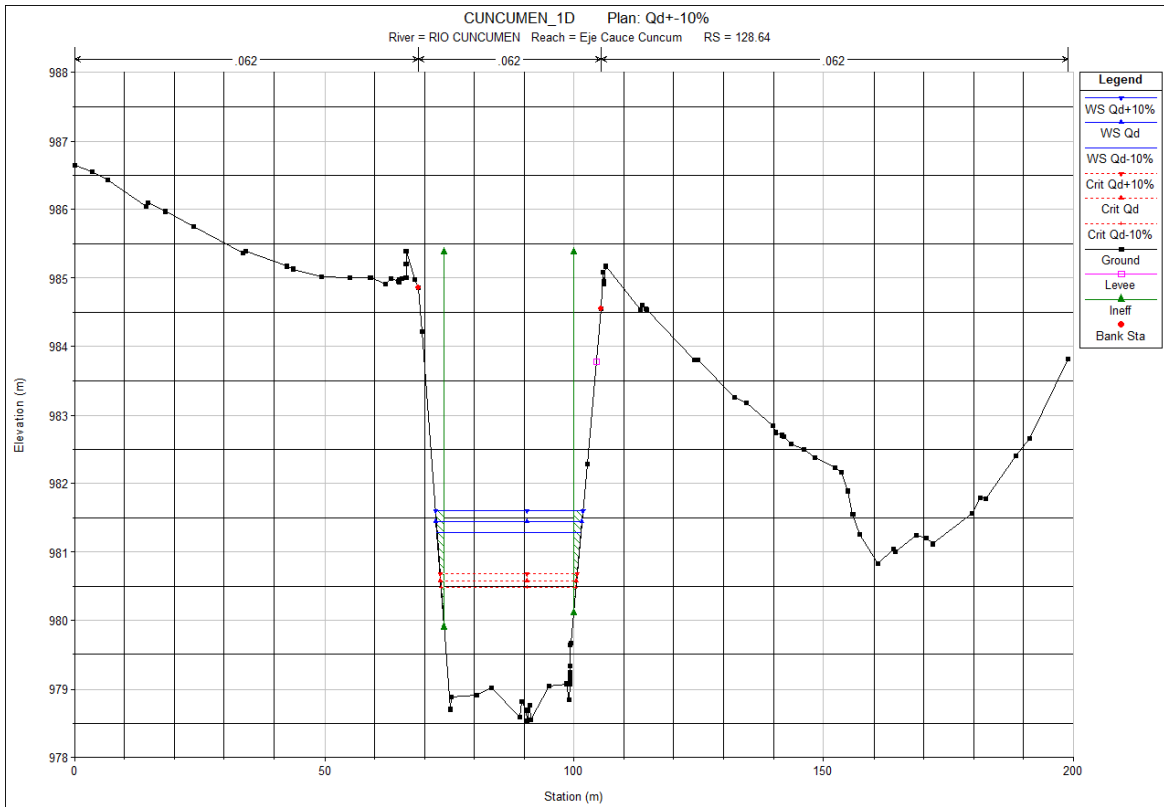


Figura 8.2-10: A. de Sensibilidad - Modelo 1D – Mapa de velocidades, para Q - 10%

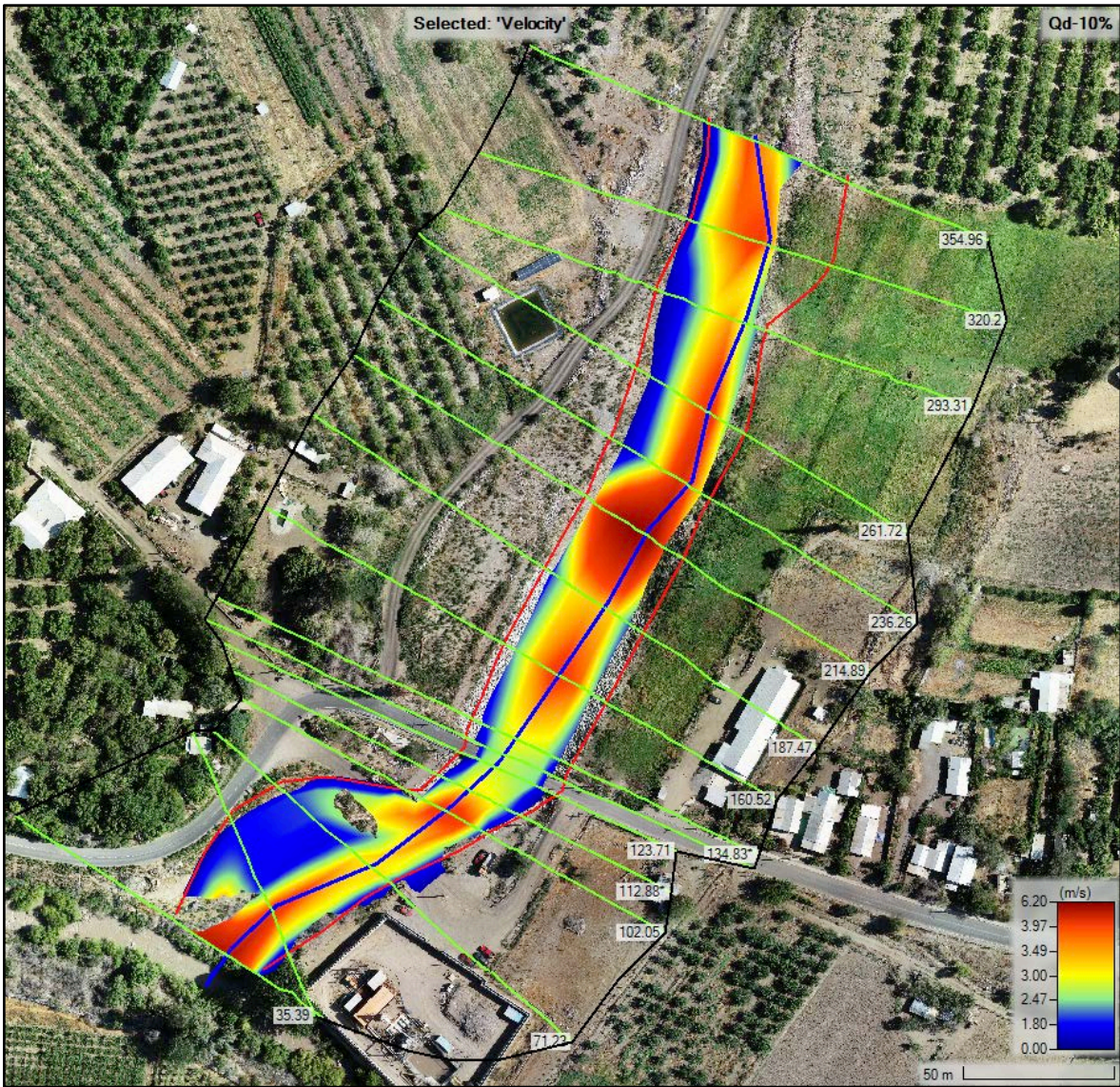


Figura 8.2-11: A. de Sensibilidad - Modelo 1D – Mapa de velocidades, para $Q + 10\%$

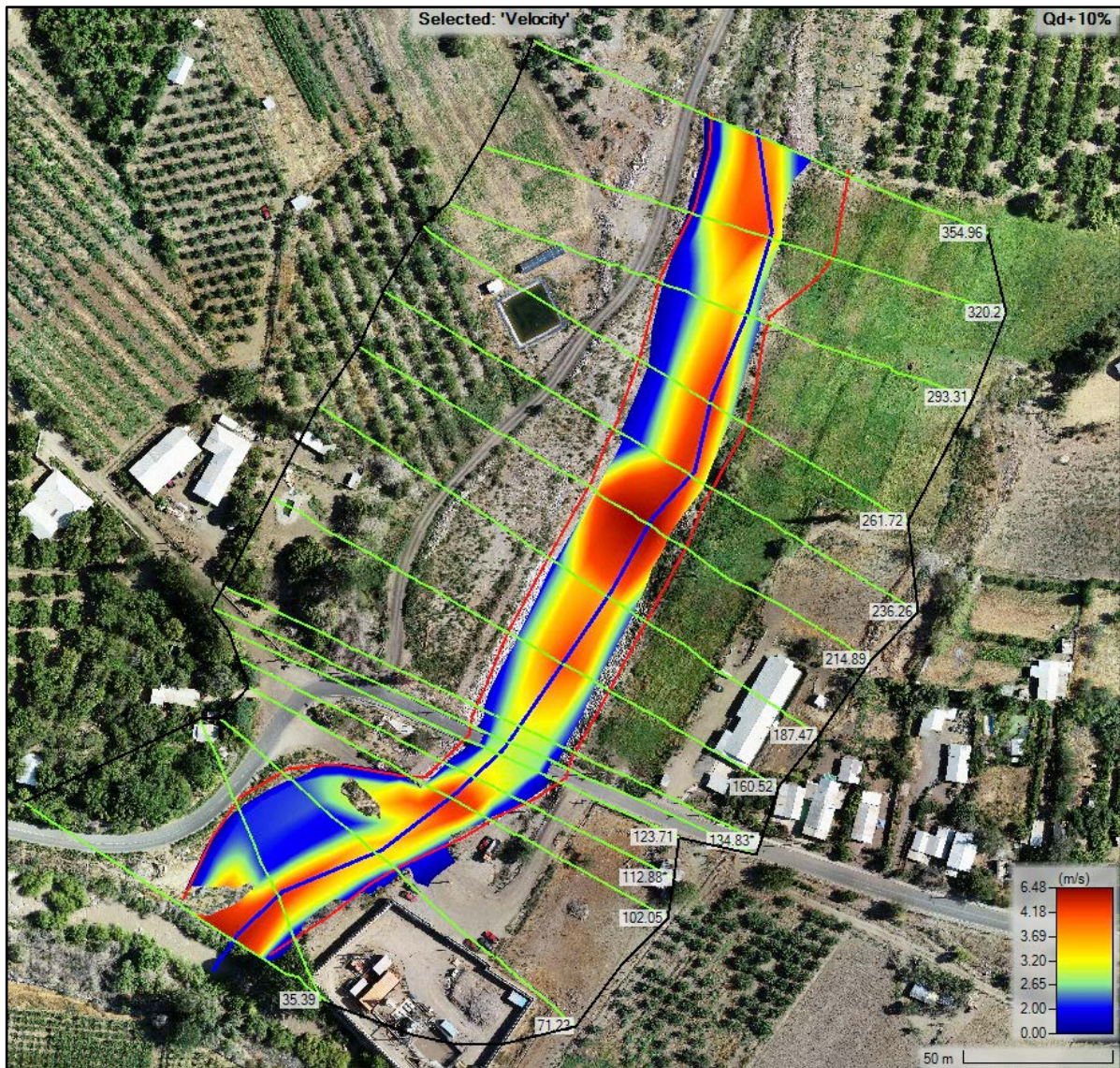


Figura 8.2-12: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (126.18 BR U) y aguas abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para Q - 10%

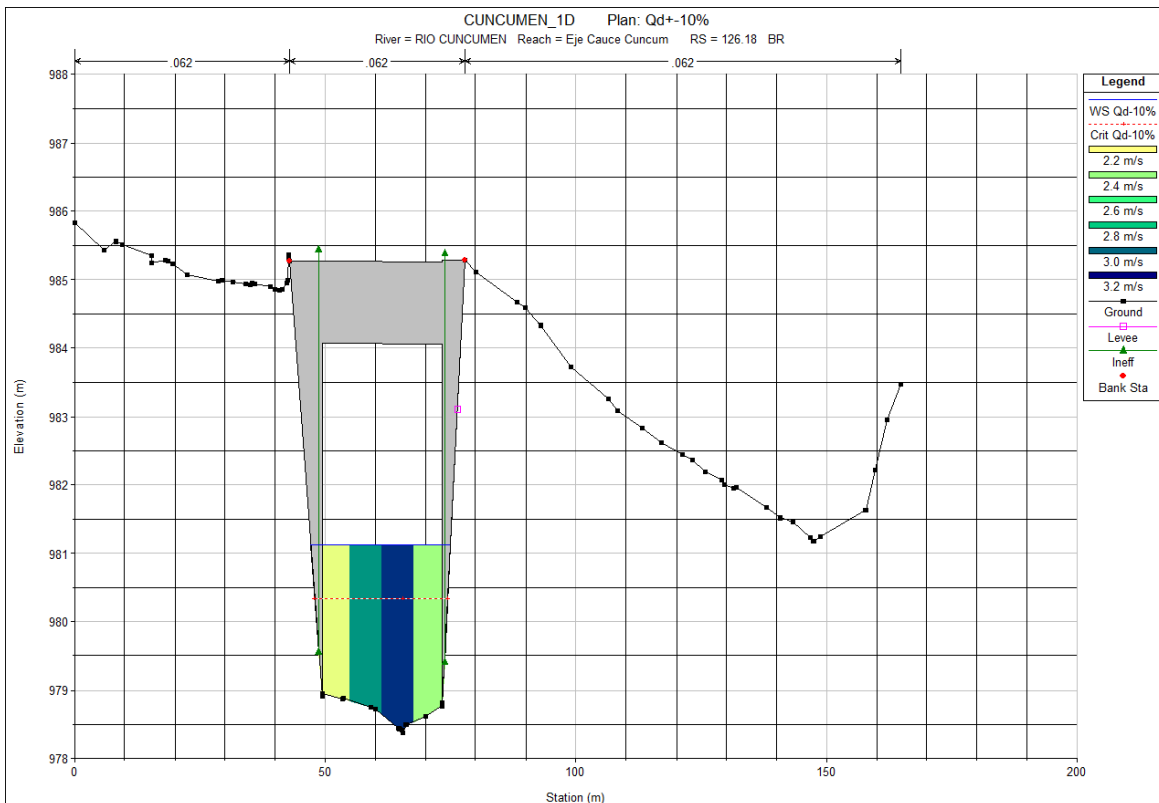
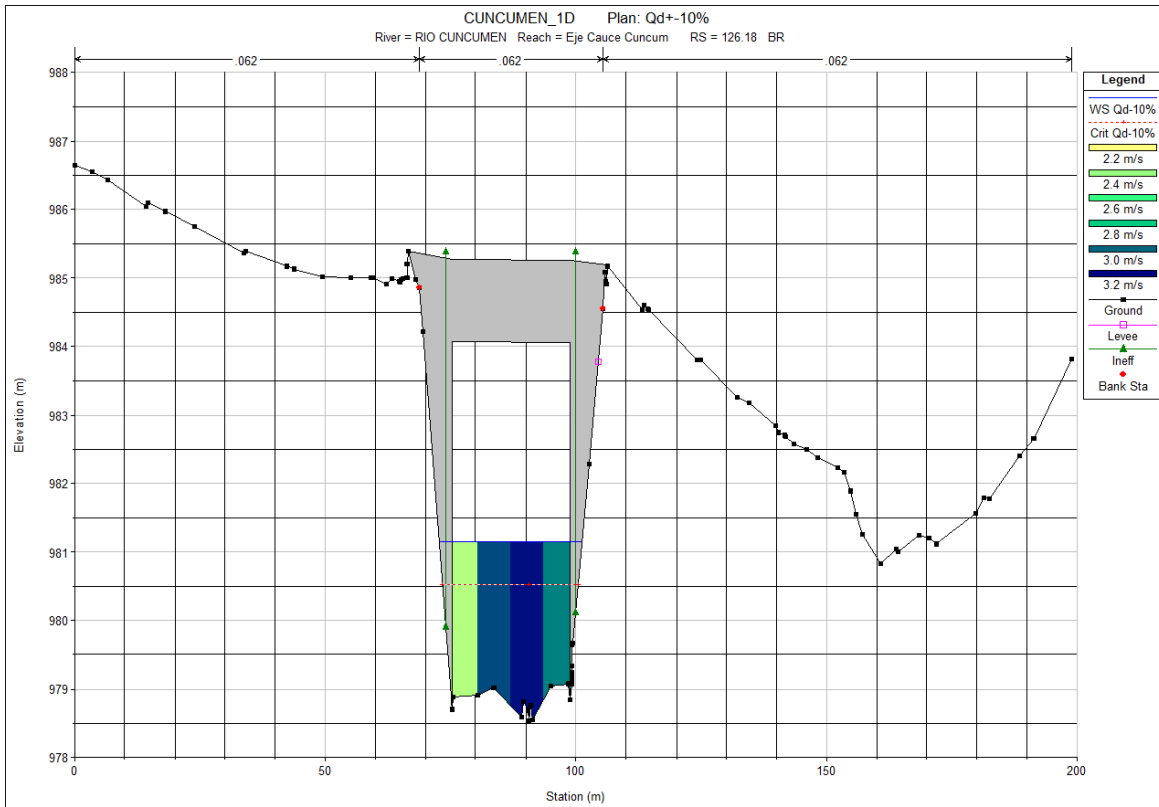
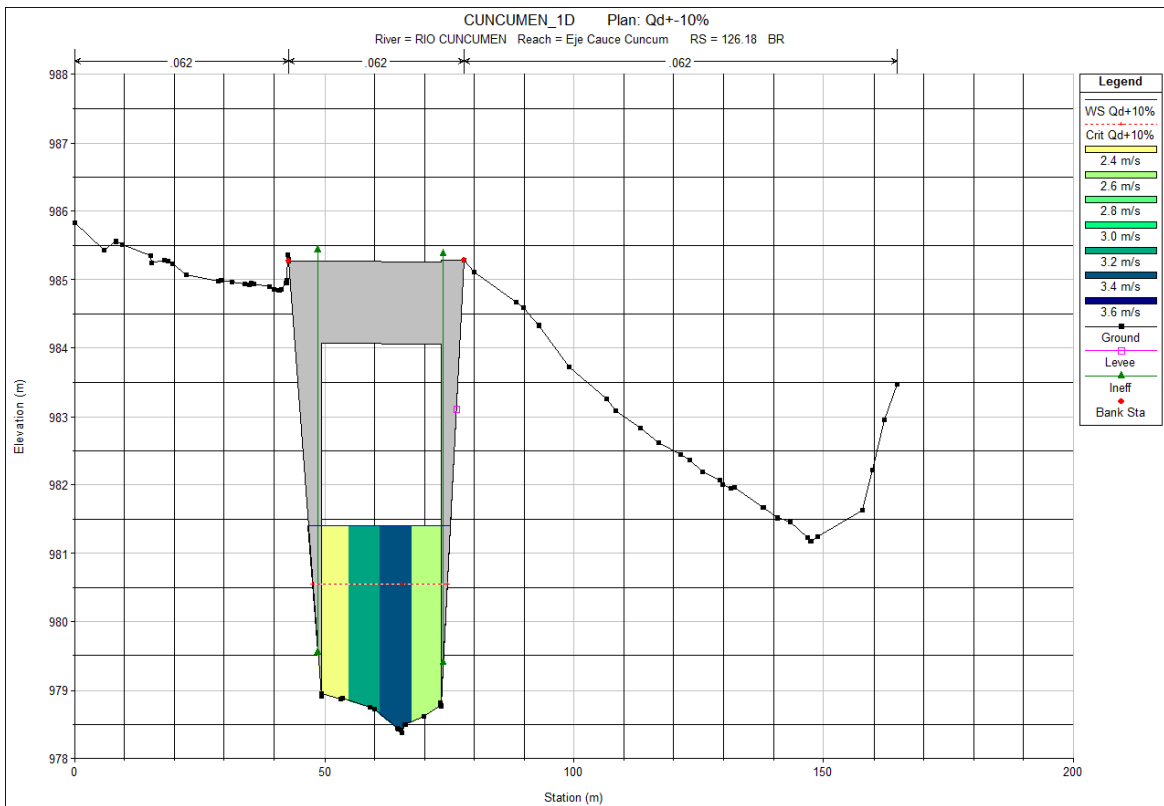
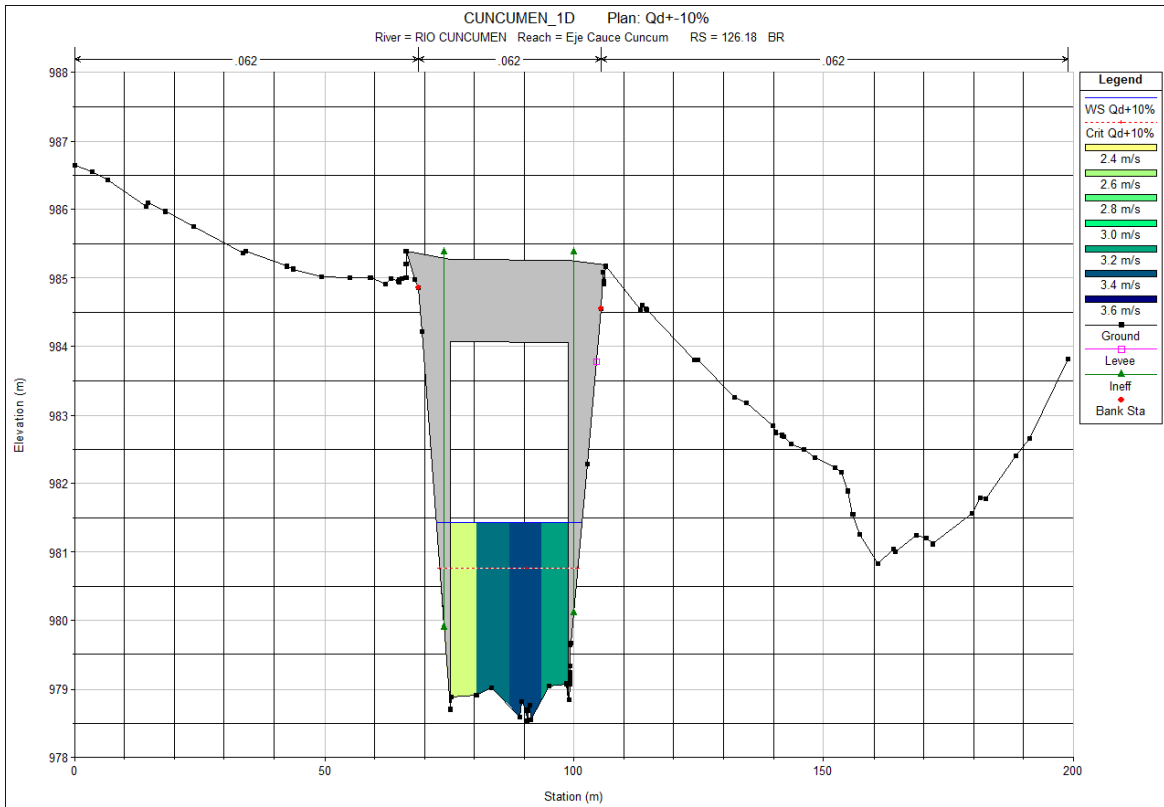


Figura 8.2-13: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (126.18 BR U) y aguas abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para $Q + 10\%$



8.2.2.2 Variación de Coeficiente de Rugosidad

Figura 8.2-14: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Planicie de inundación, para $n = 10\%$

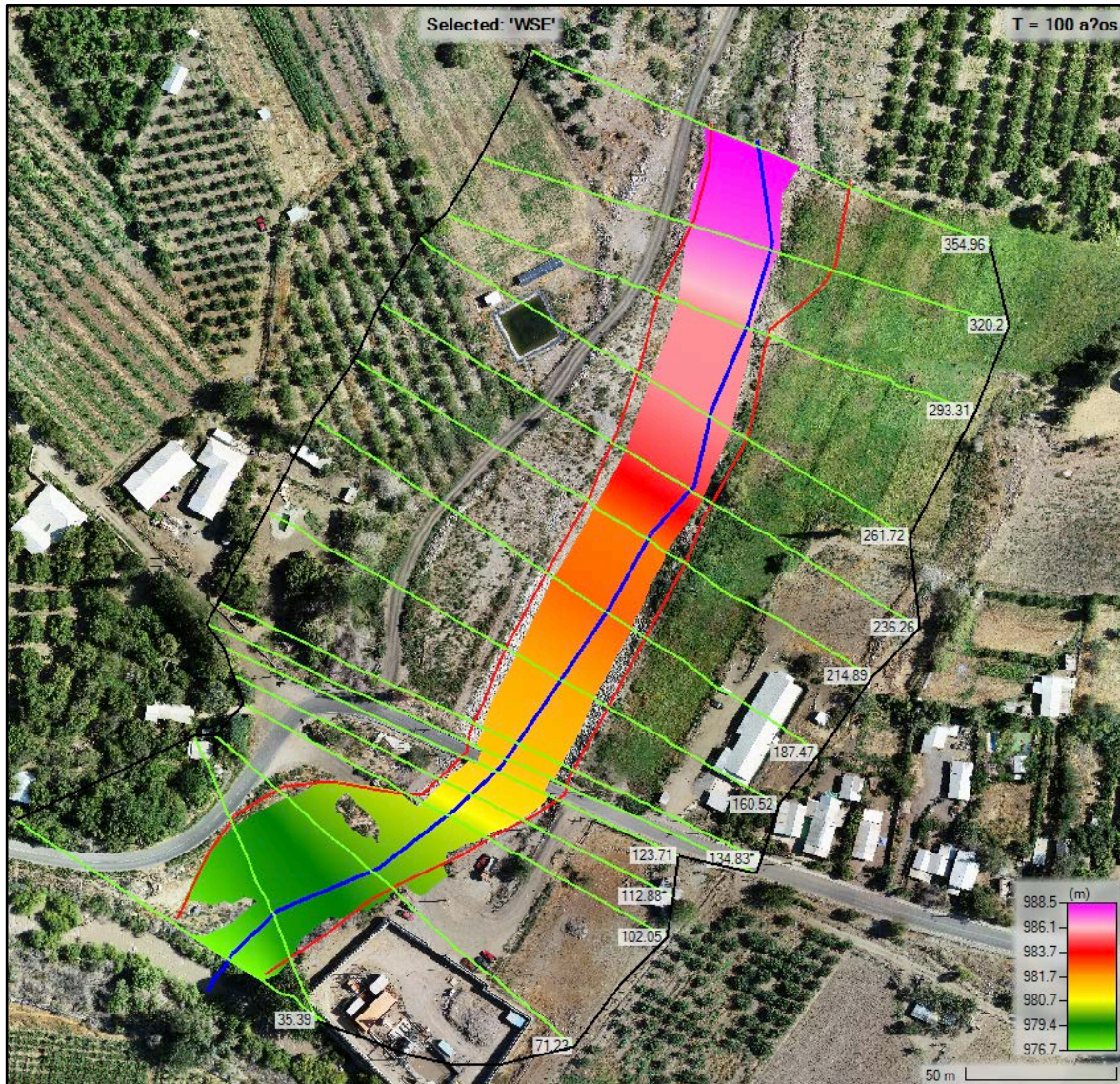


Figura 8.2-15: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Planicie de inundación, para $n + 10\%$

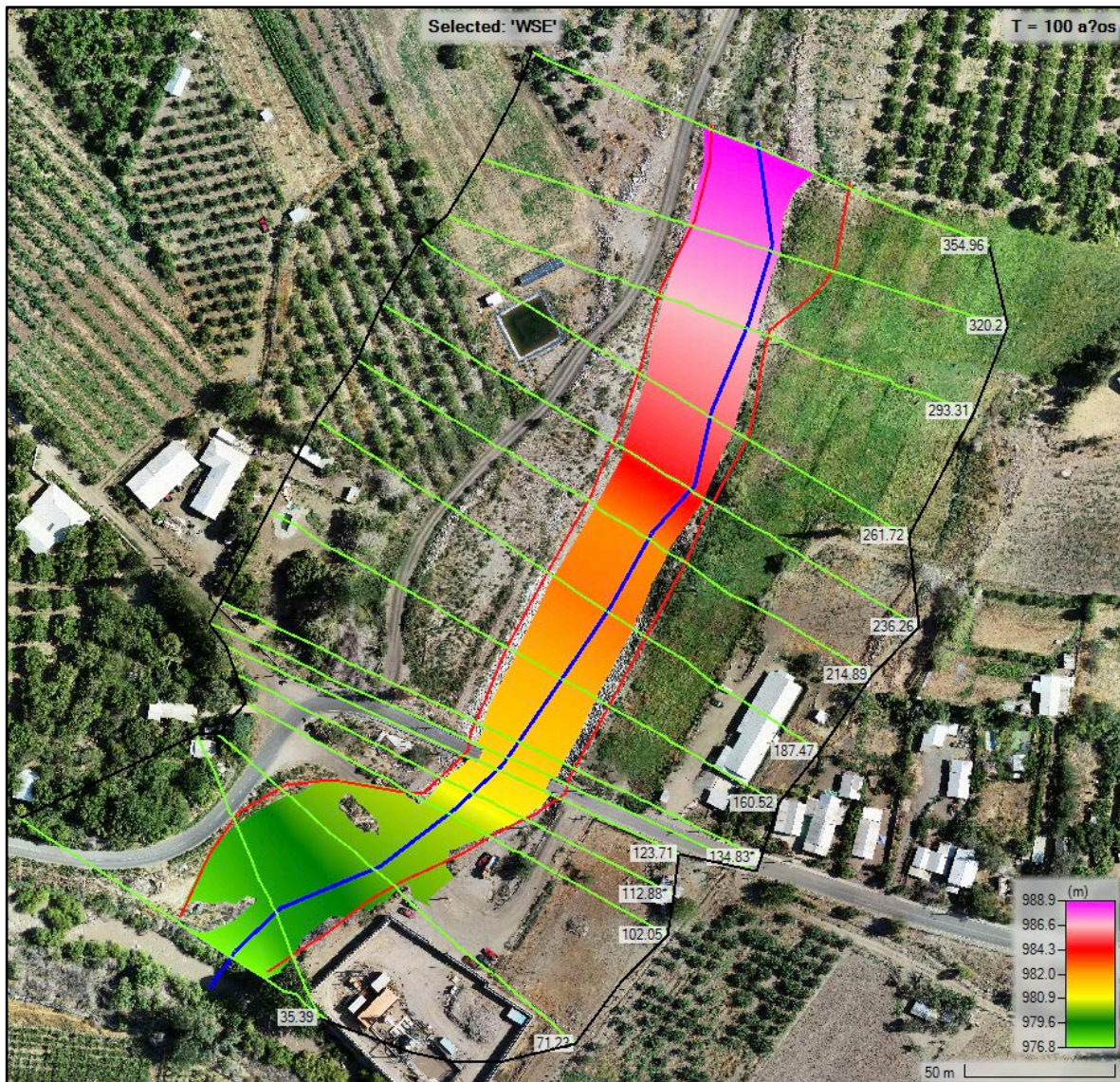


Figura 8.2-16: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para $n \pm 10\%$

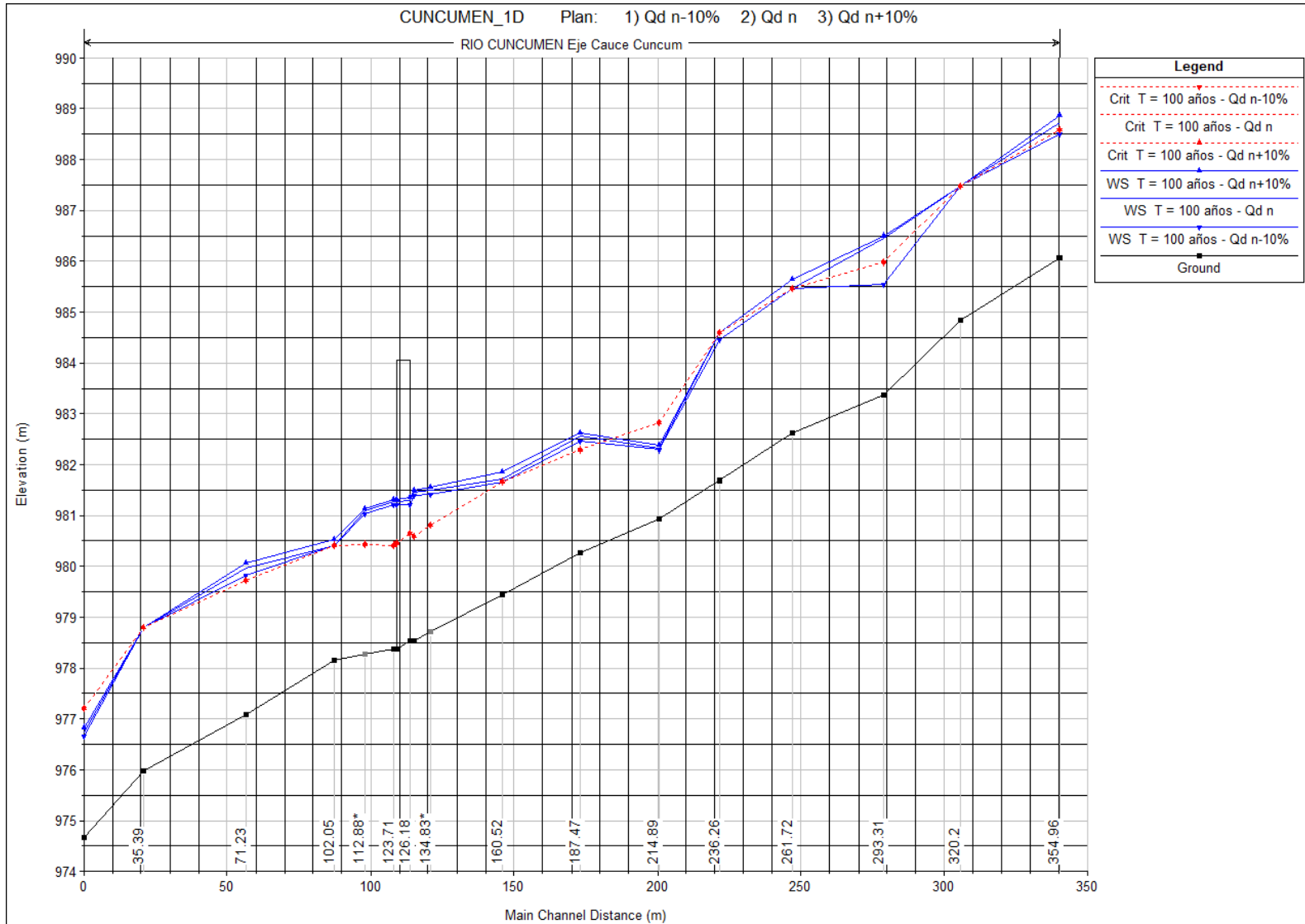


Figura 8.2-17: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64) y aguas abajo (123.71) con niveles de aguas máximos, para $n \pm 10\%$

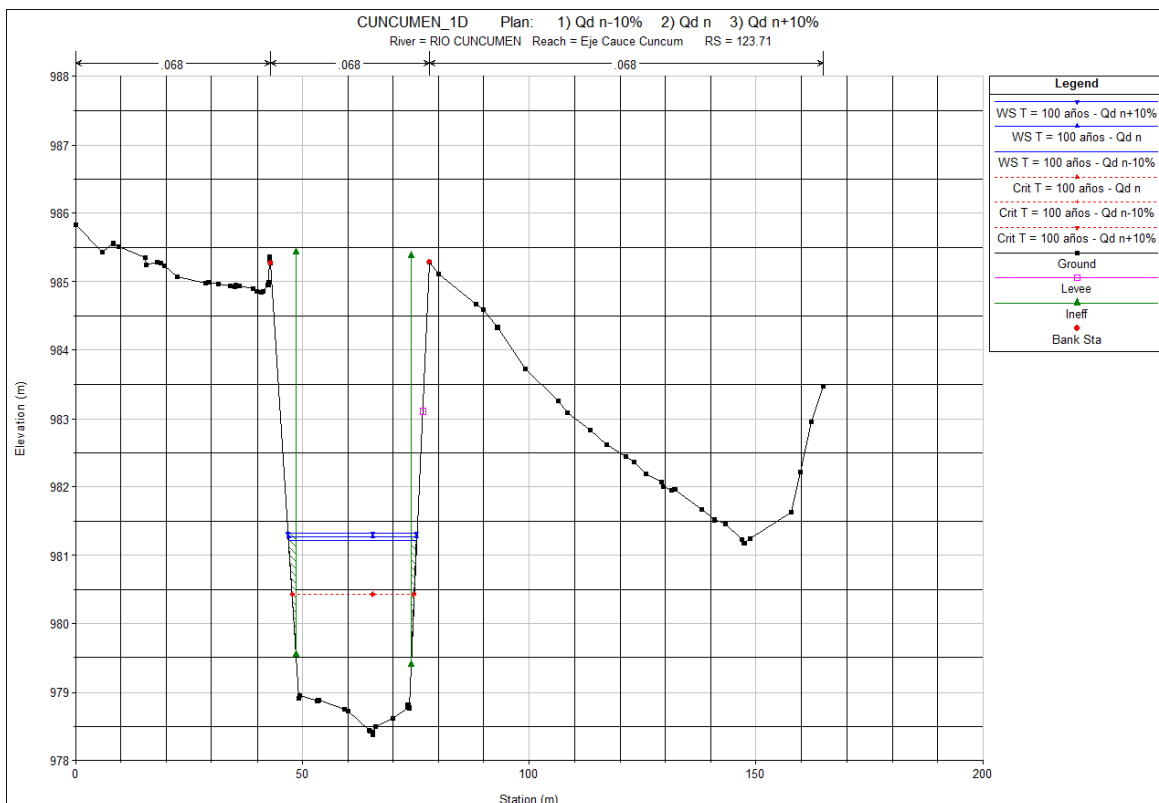
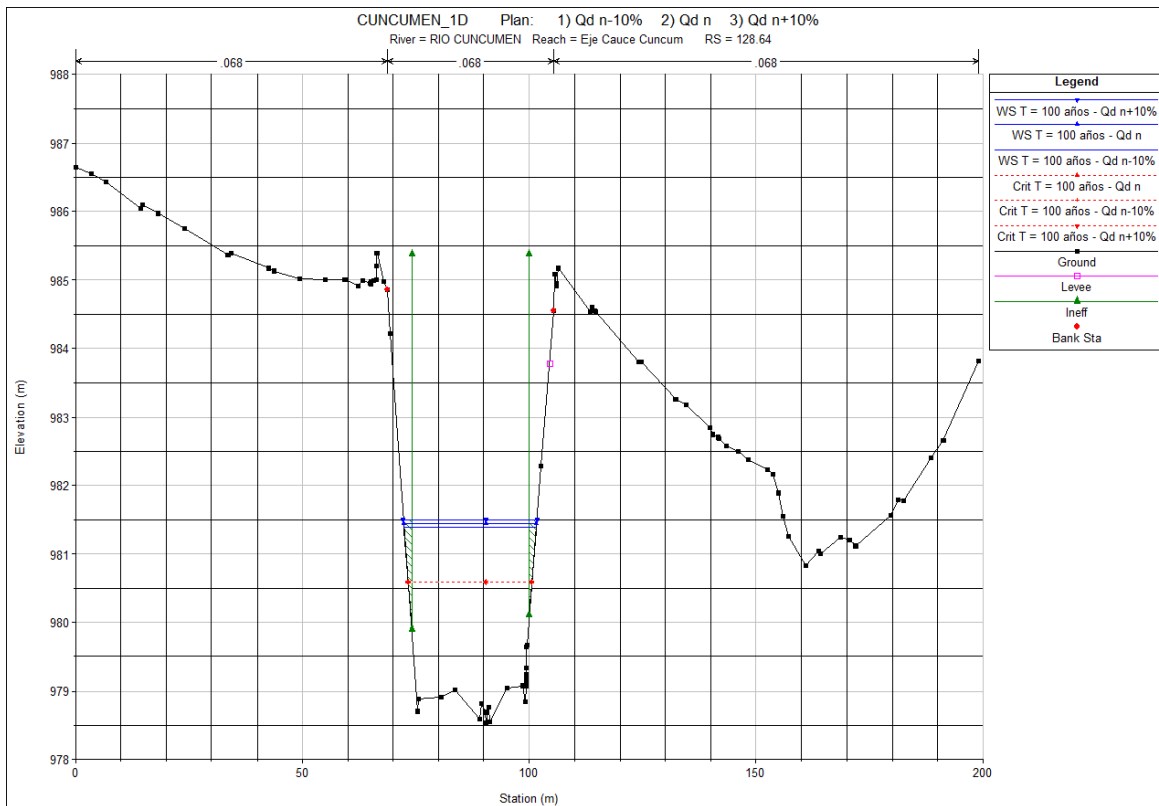


Figura 8.2-18: A. de Sensibilidad - Modelo 1D – Mapa de velocidades, para $n = 10\%$

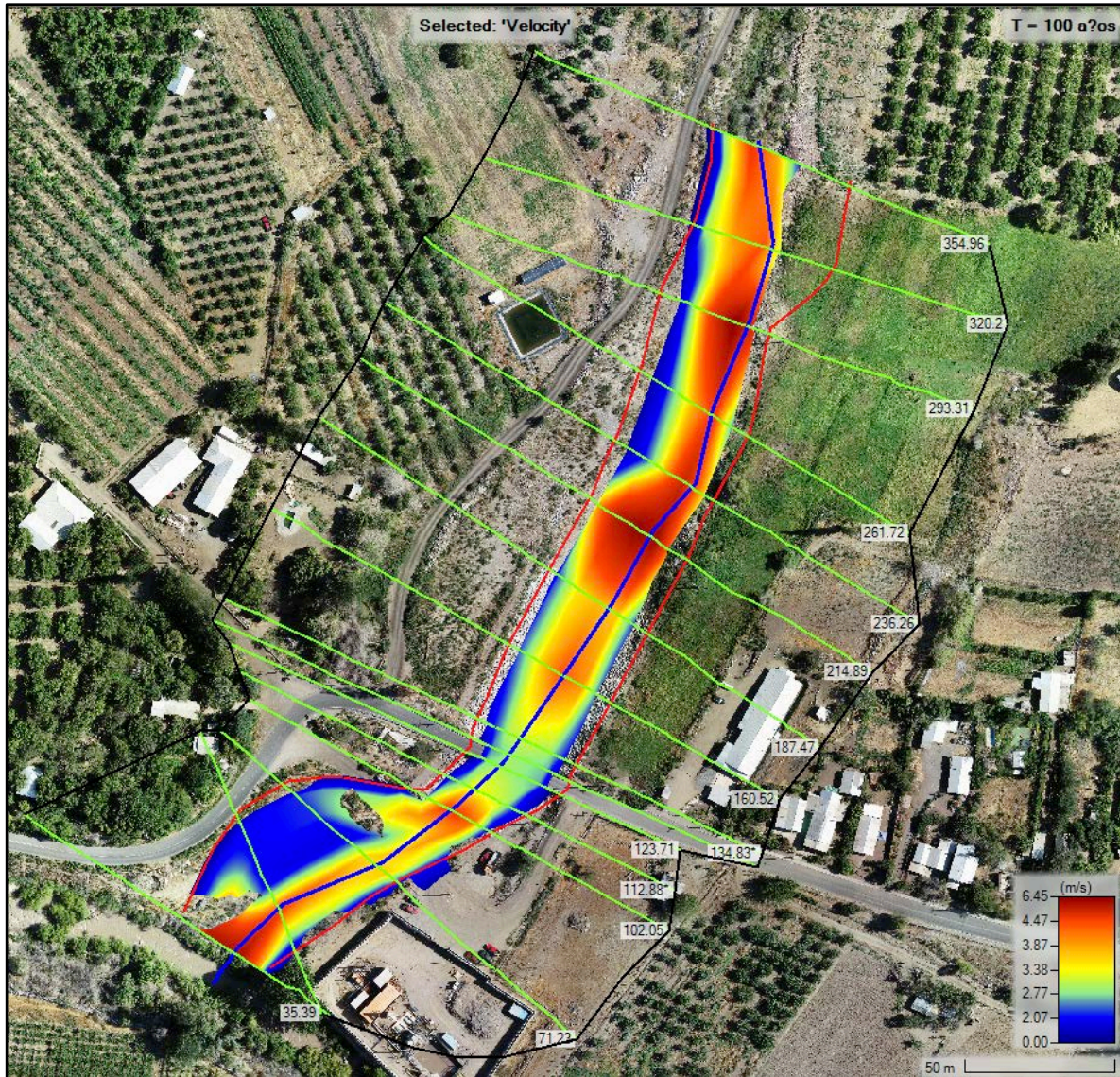


Figura 8.2-19: A. de Sensibilidad - Modelo 1D – Mapa de velocidades, para $n + 10\%$

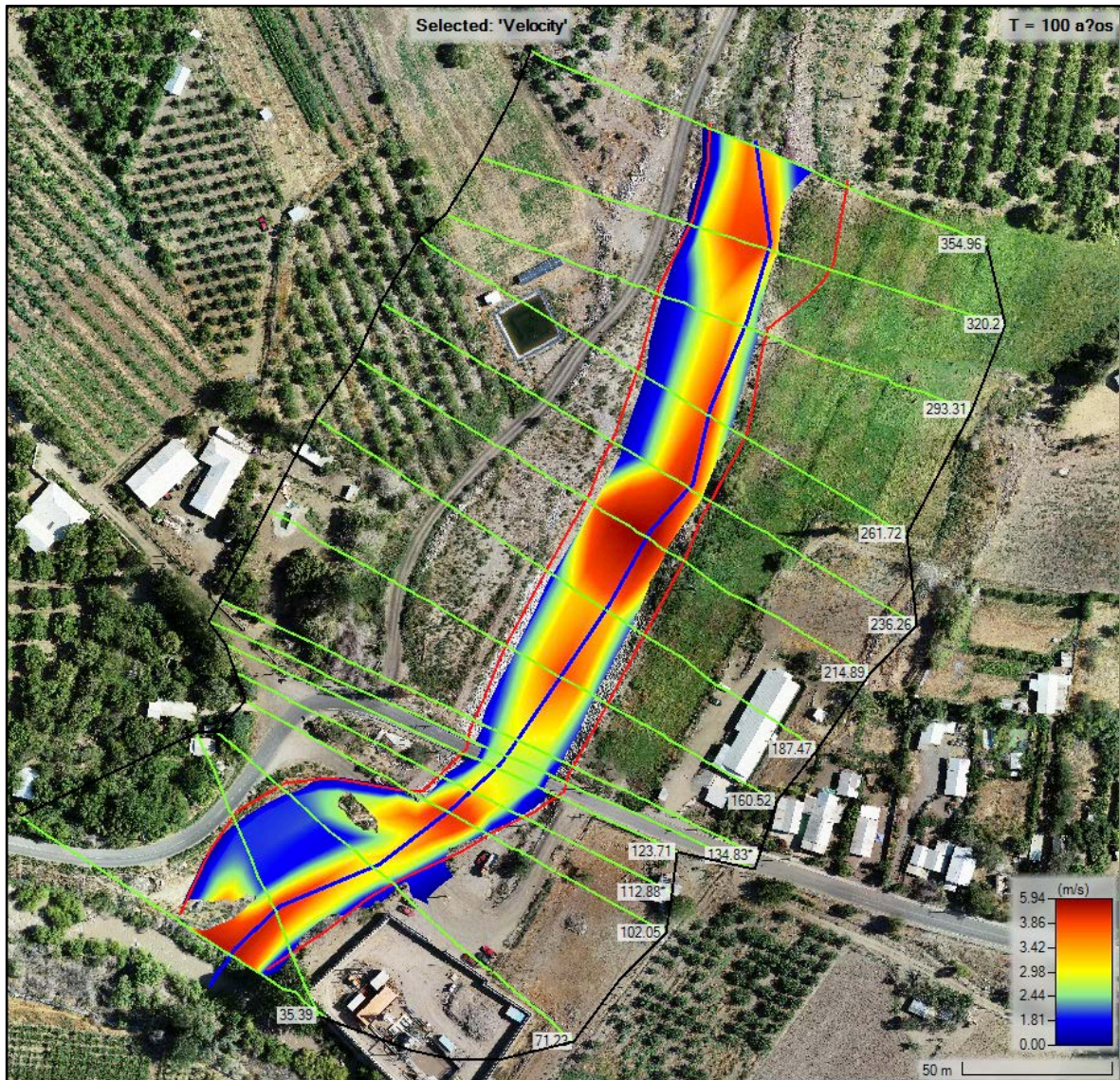


Figura 8.2-20: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (126.18 BR U) y aguas abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para n - 10%

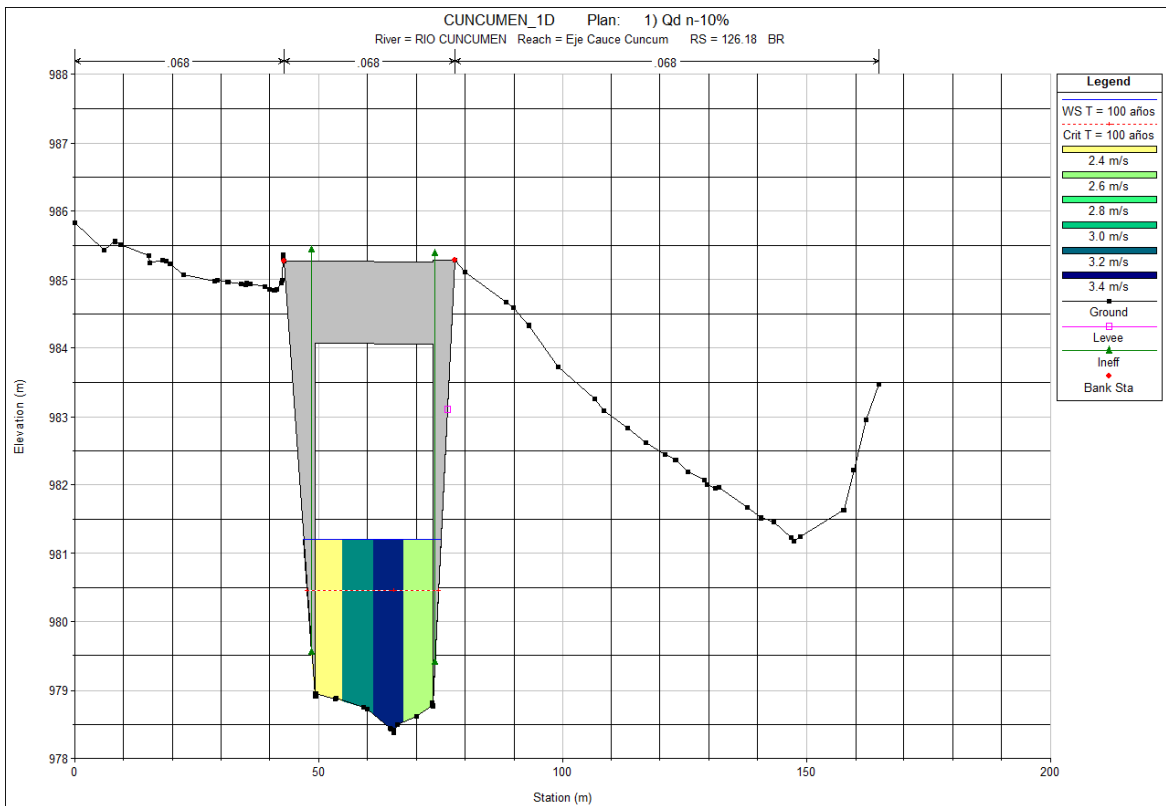
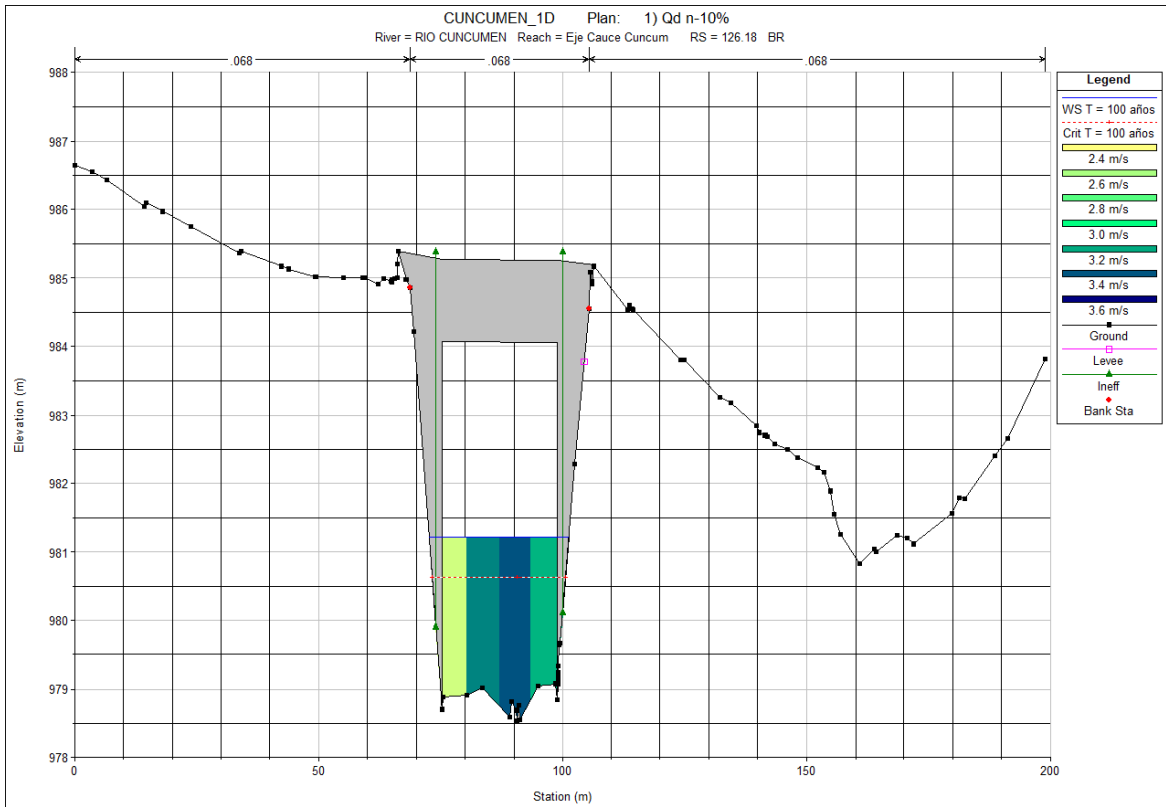
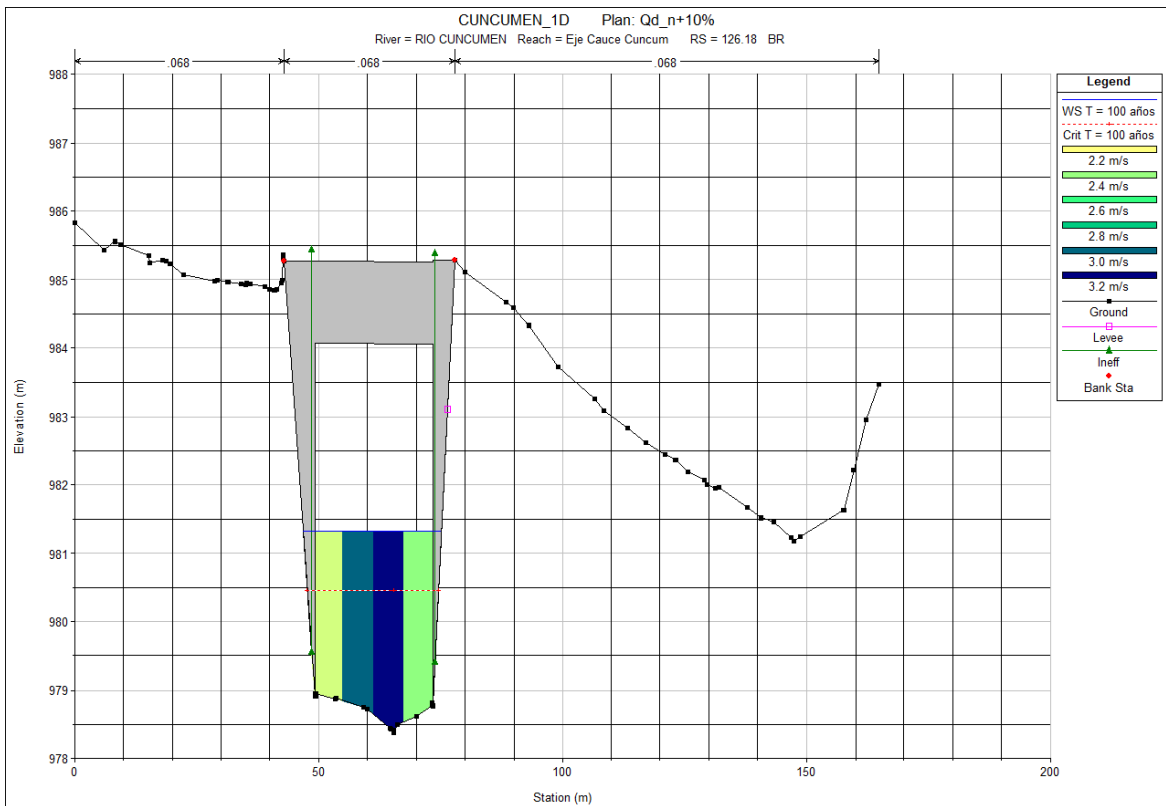
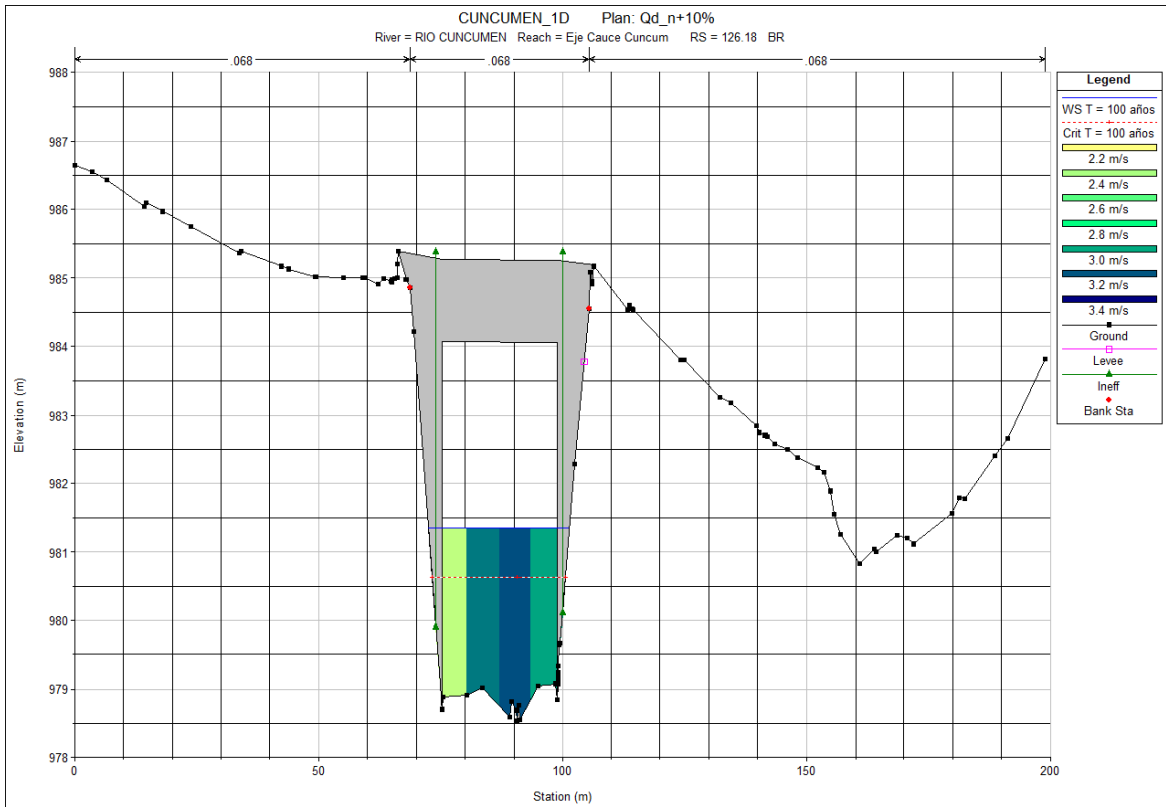


Figura 8.2-21: A. de Sensibilidad - Modelo 1D - Perfiles transversales aguas arriba (126.18 BR U) y aguas abajo (126.18 BR D) con distribución de velocidades, para $n + 10\%$



8.3 VALIDACIÓN MODELO 2D

8.3.1 Verificación del Régimen Estacionario

Figura 8.3-1: Nivel de Aguas Máximo en función del tiempo en celdas ubicadas en la entrada del modelo, en la zona del puente y en la salida del modelo, respectivamente

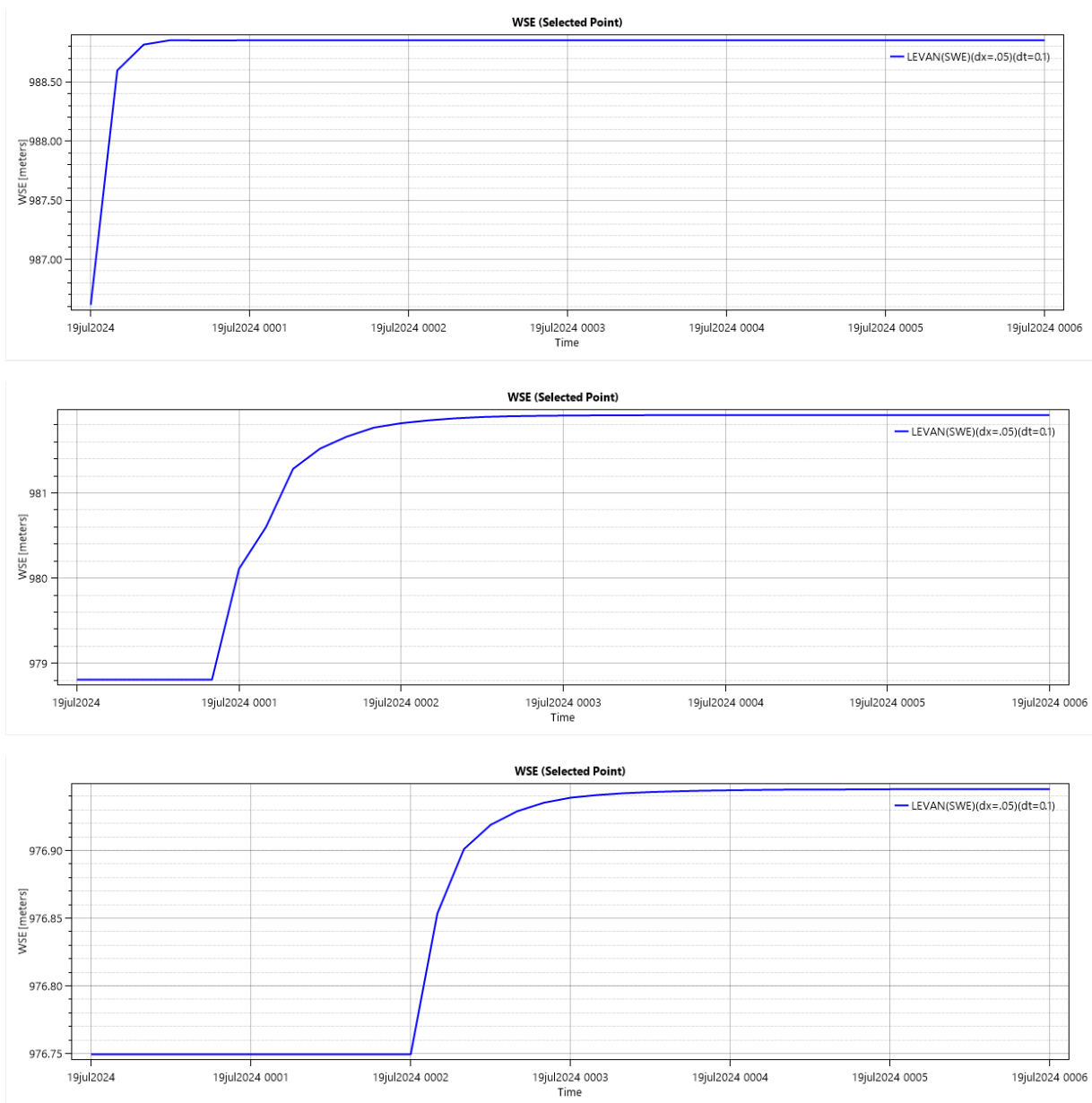
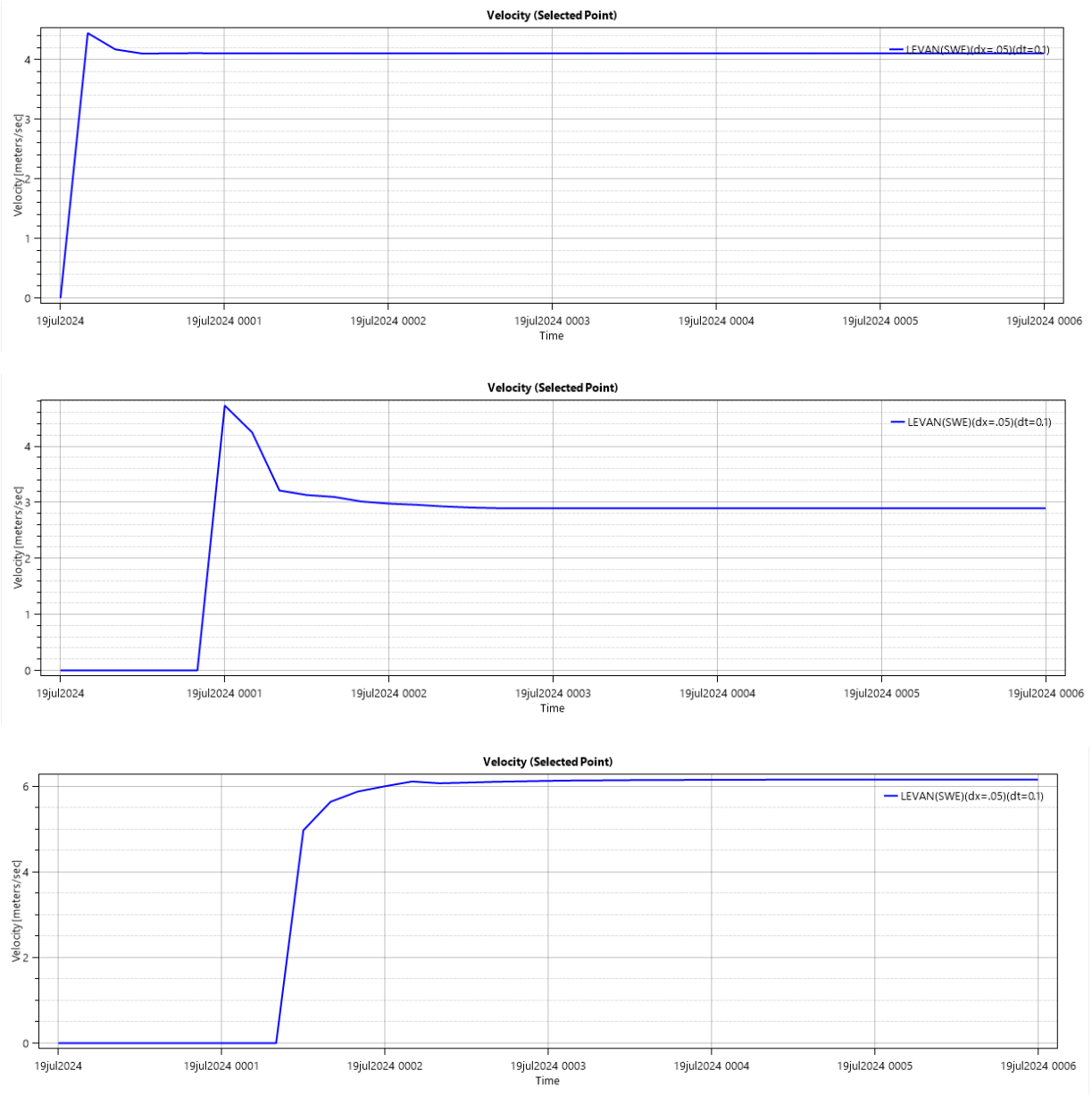
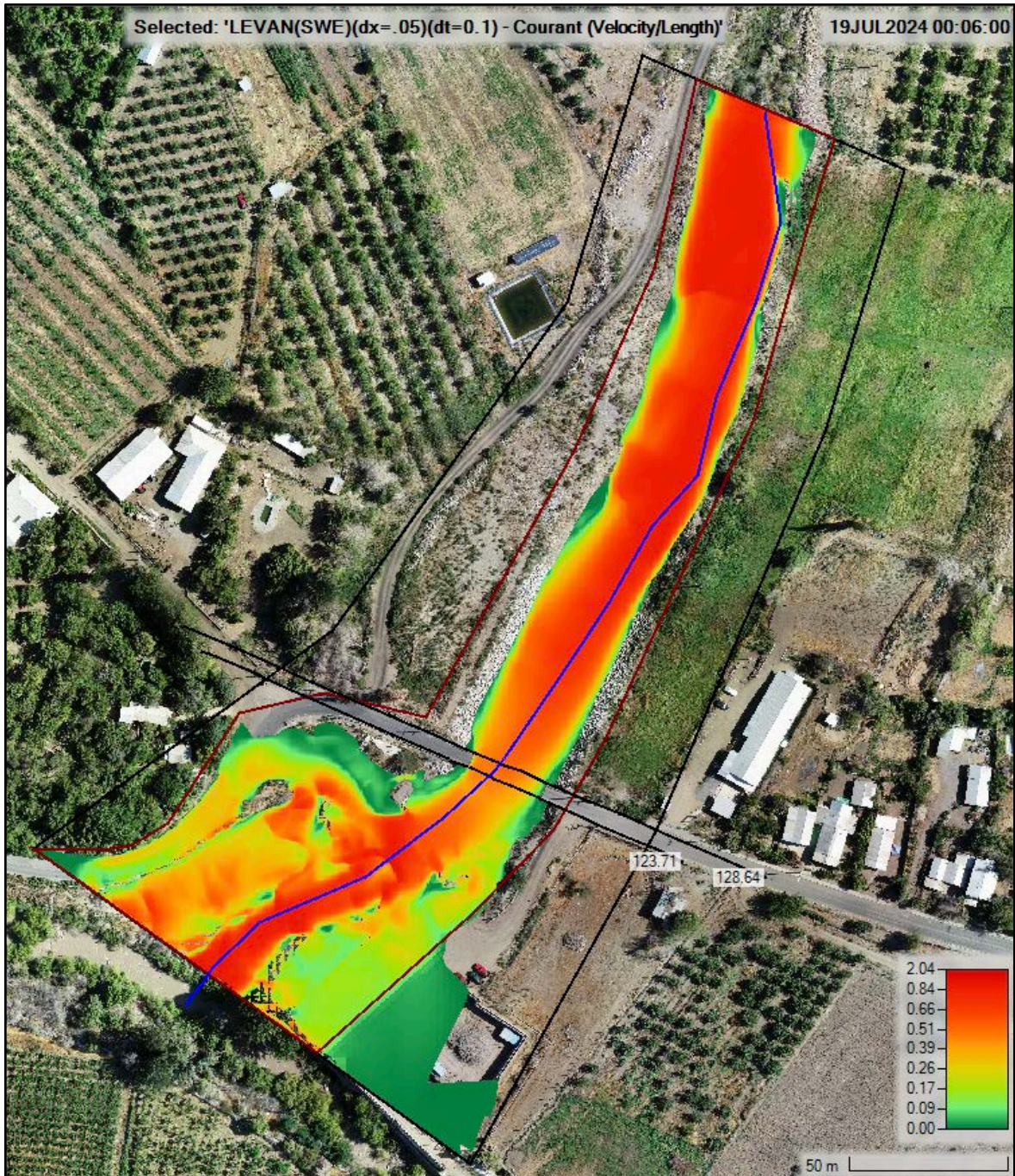


Figura 8.3-2: Velocidad en función del tiempo en celdas ubicadas en la entrada del modelo, en la zona del puente y en la salida del modelo, respectivamente



8.3.2 Verificación de la Estabilidad Numérica

Figura 8.3-3: Modelo 2D – Distribución de numero de Courant con $\Delta t = 0.1$



8.3.3 Verificación de la Independencia hidráulica entre Ríos

Figura 8.3-4: Modelo 2D - Planicie de inundación, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa

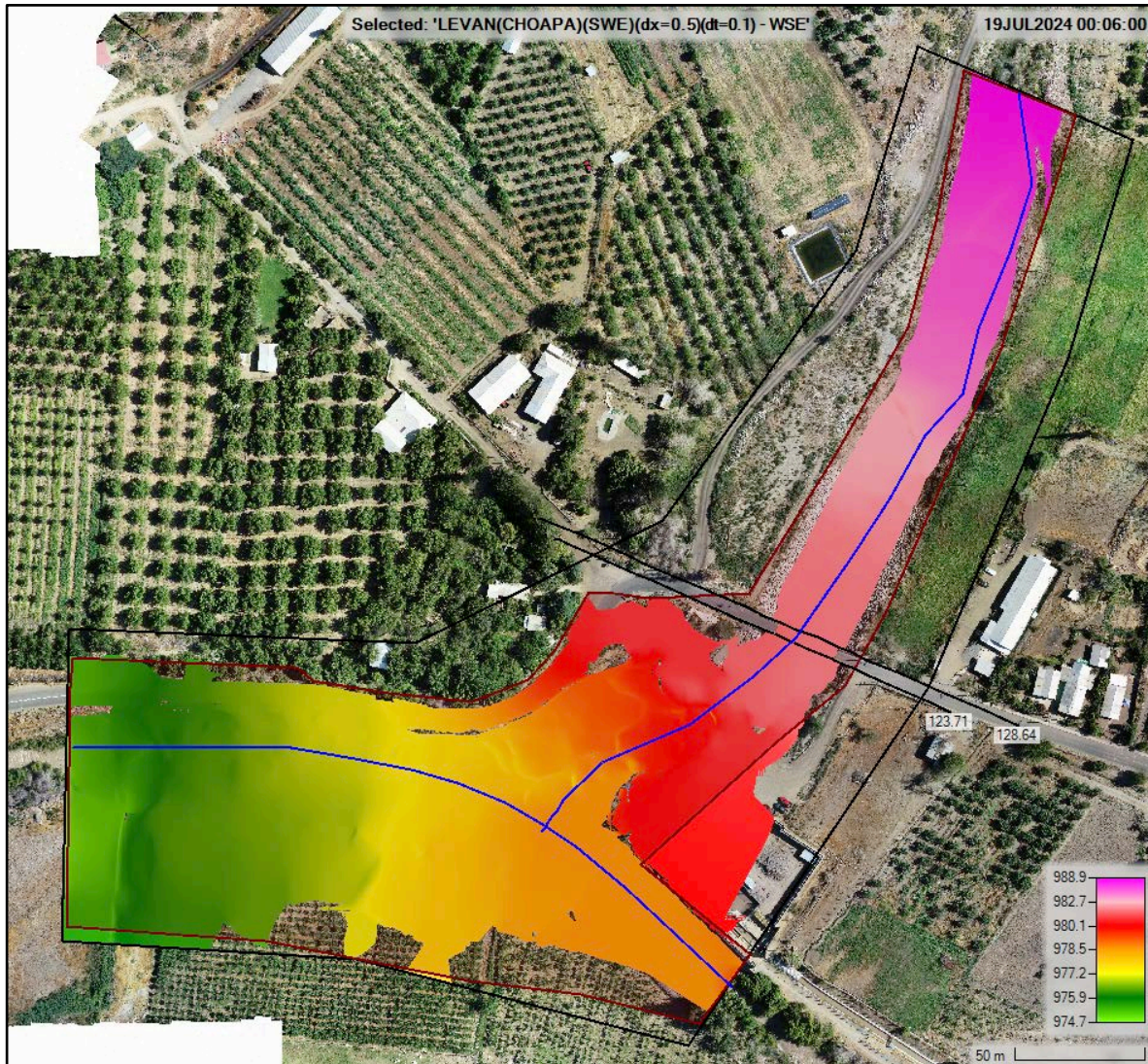


Figura 8.3-5: Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximas, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa

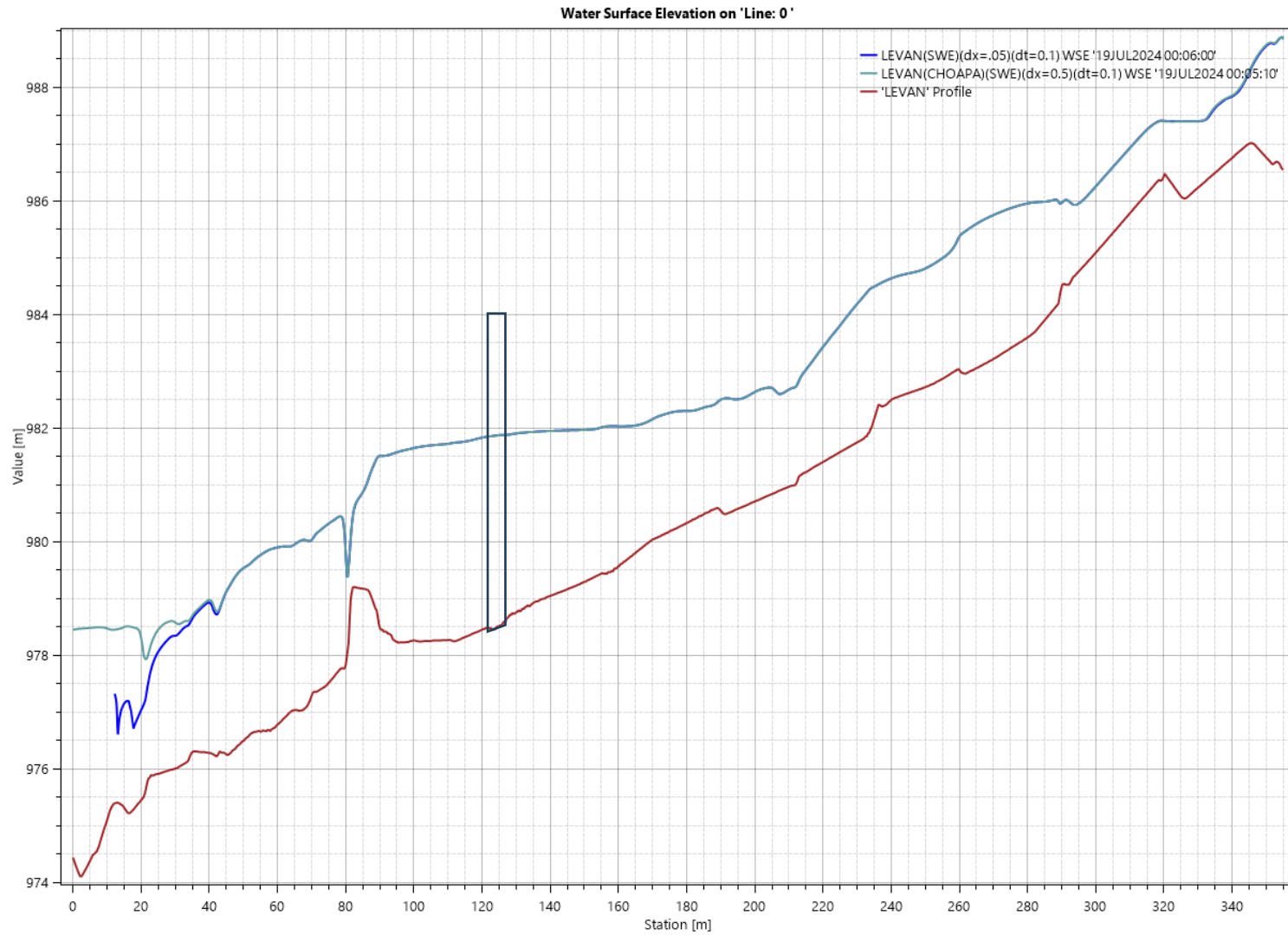


Figura 8.3-6: Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con niveles de aguas máximas, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa

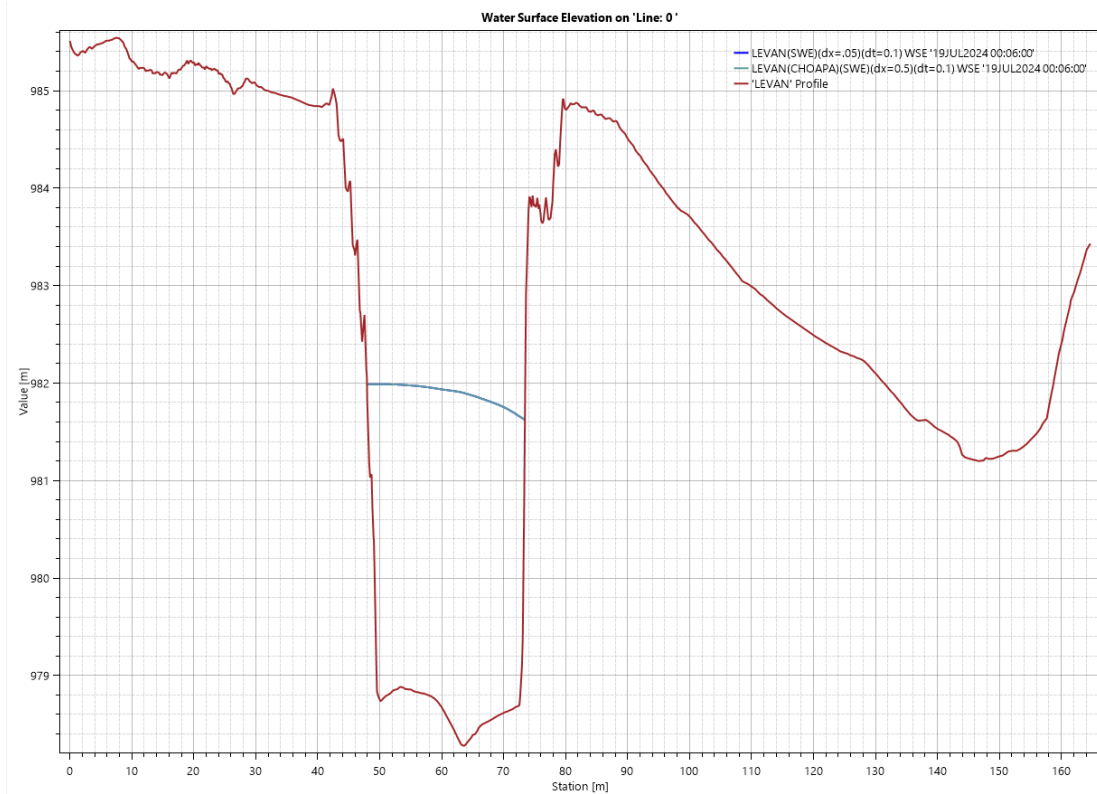
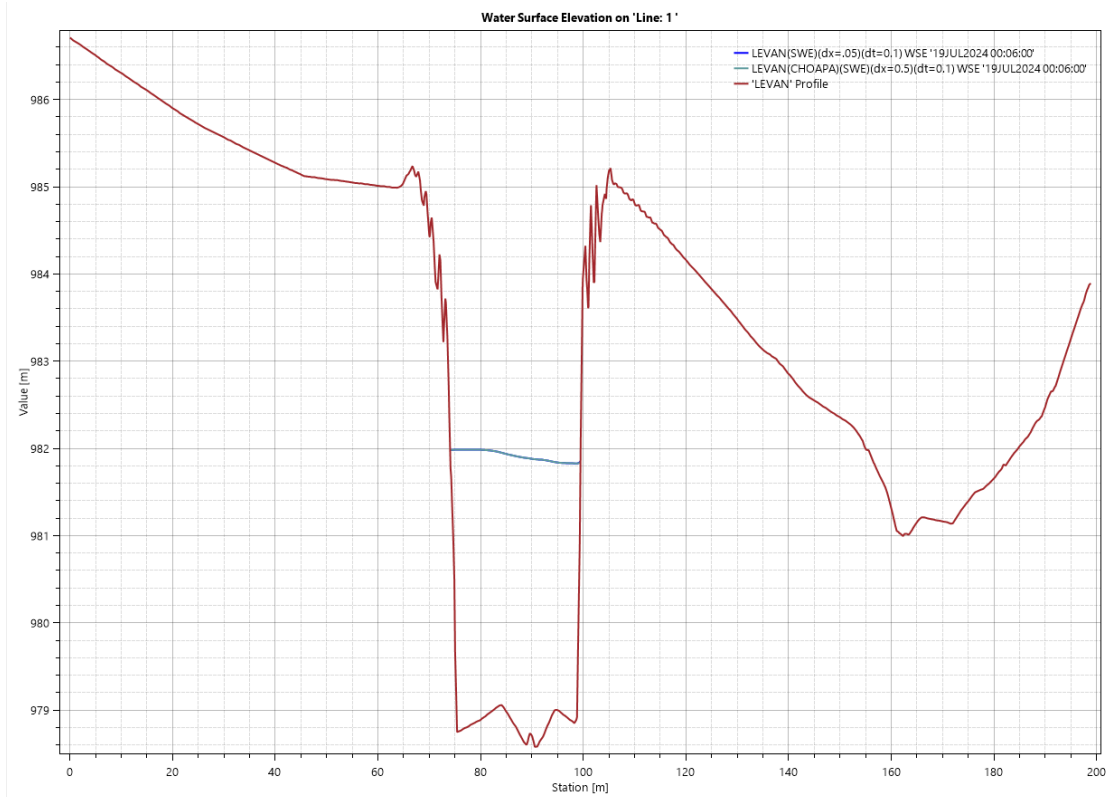


Figura 8.3-7: Modelo 2D – Mapa de velocidades, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa

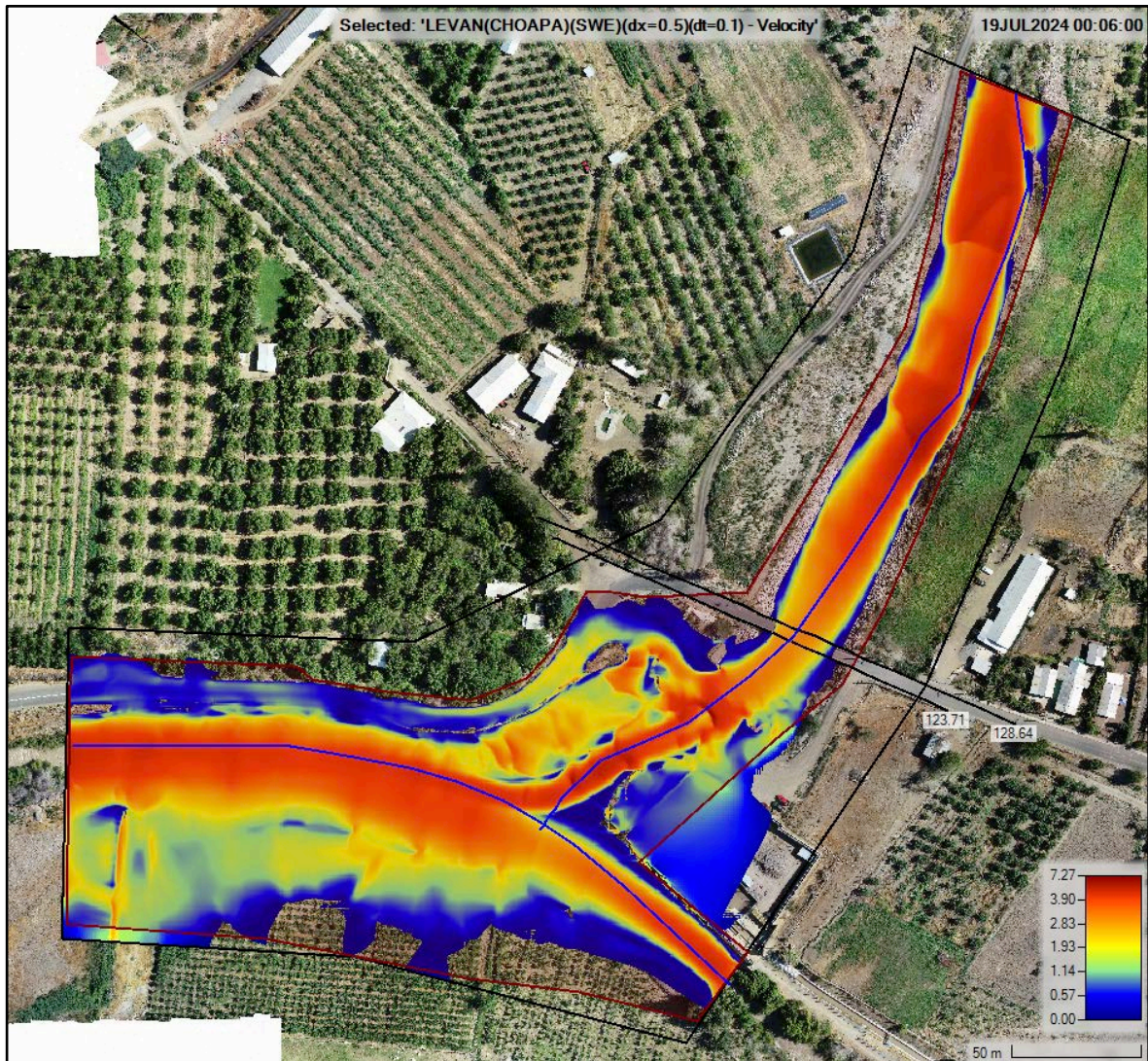
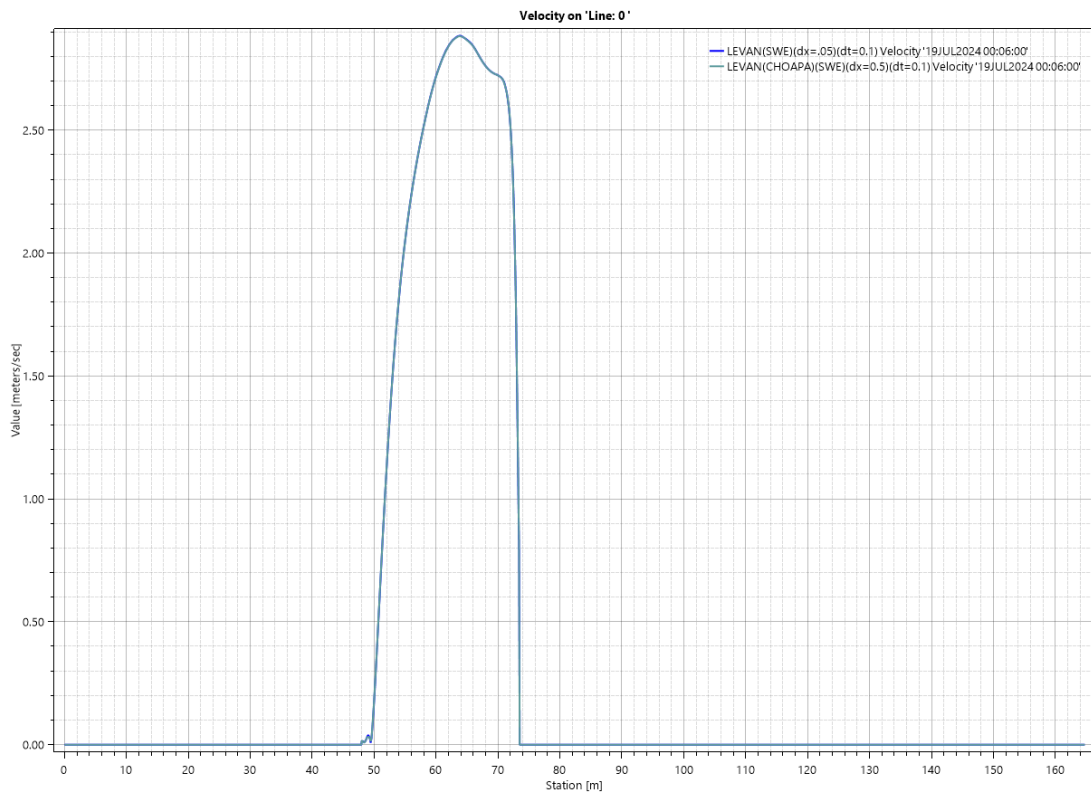
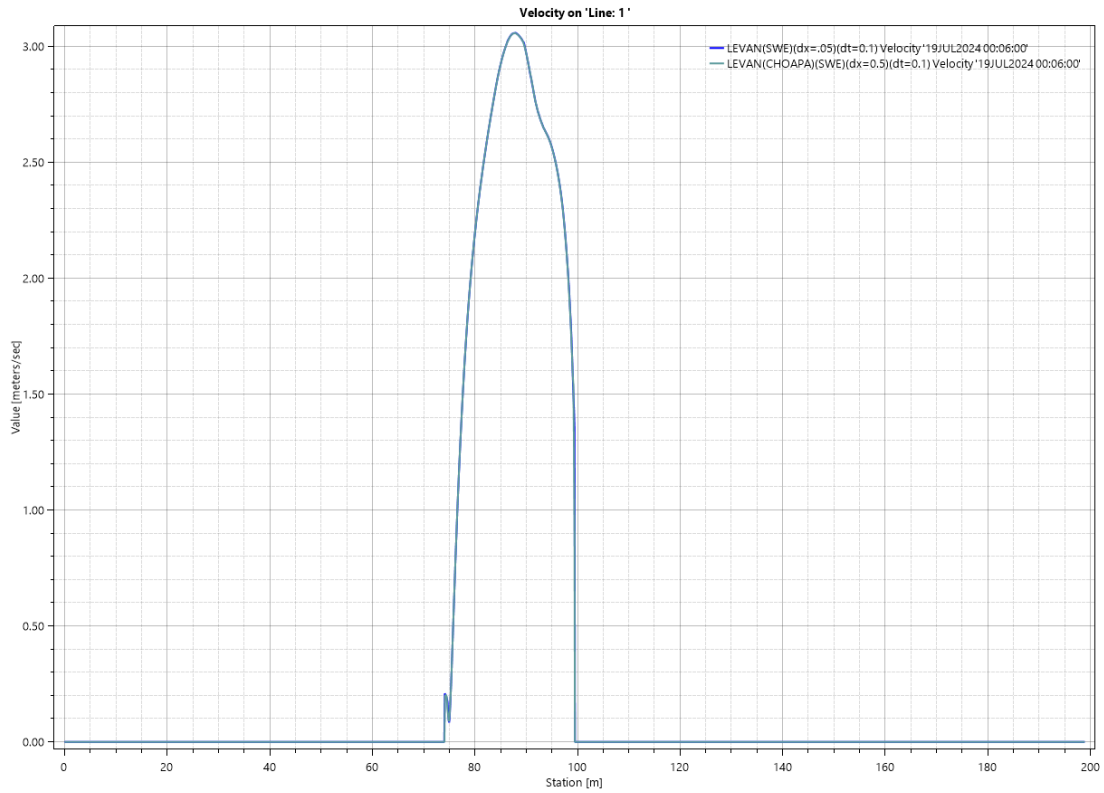


Figura 8.3-8: Modelo 2D - Perfiles aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con distribución de velocidades, para caudal de diseño e incorporando el tramo del río Choapa



8.3.4 Validación del régimen permanente

Figura 8.3-9: Modelo 2D - Planicie de inundación, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas

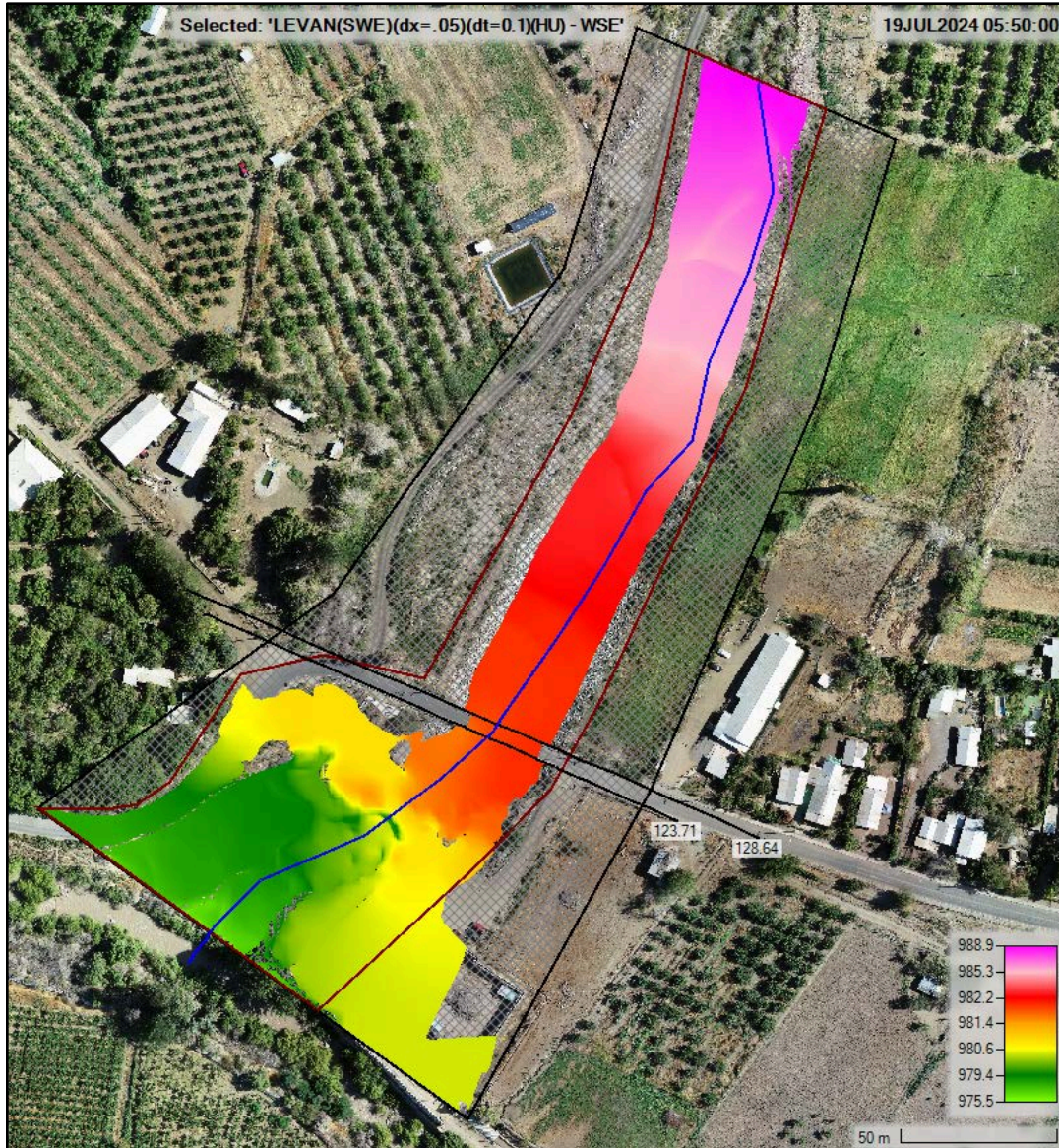


Figura 8.3-10: Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximas, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas

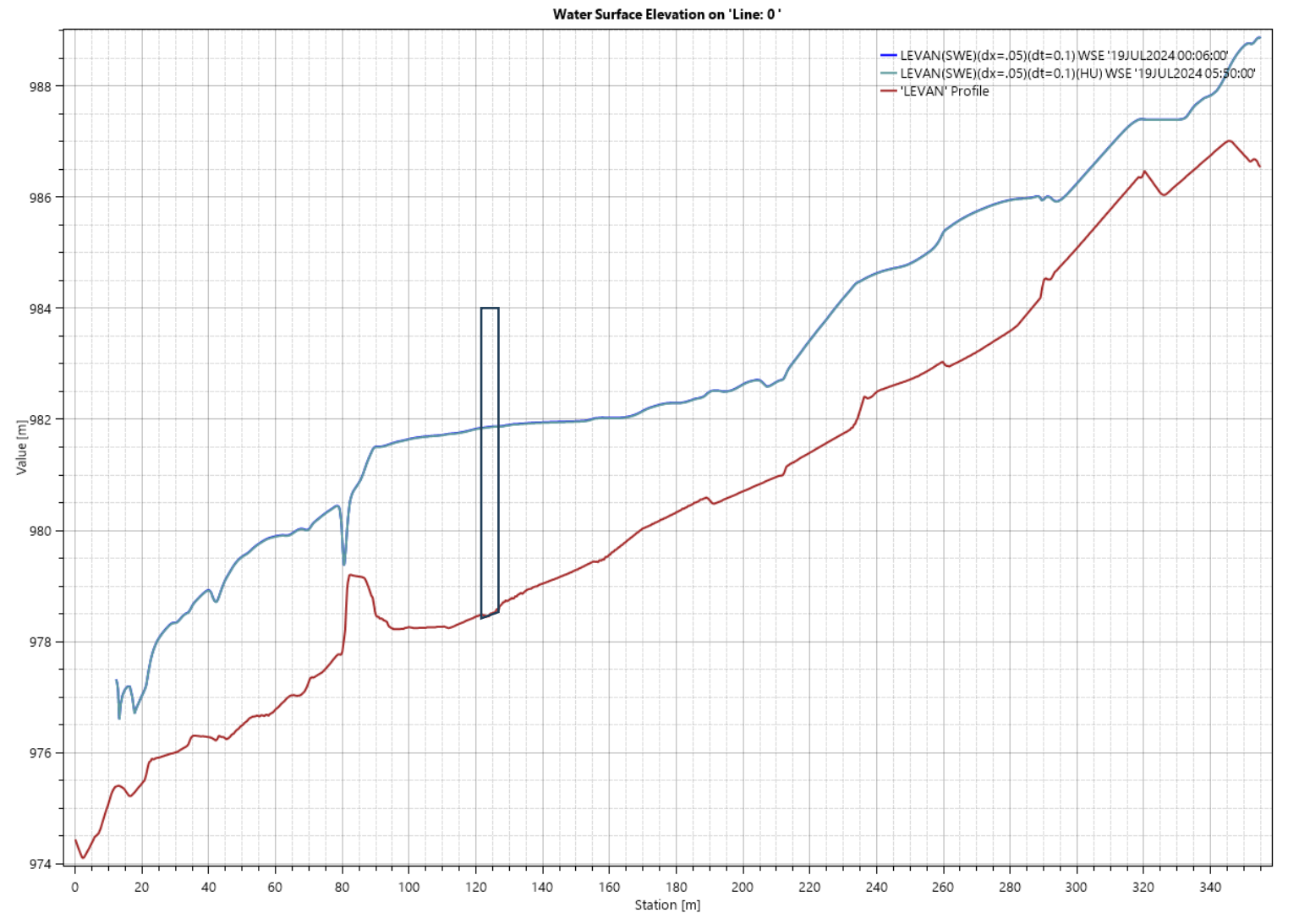


Figura 8.3-11: Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con niveles de aguas máximos, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas

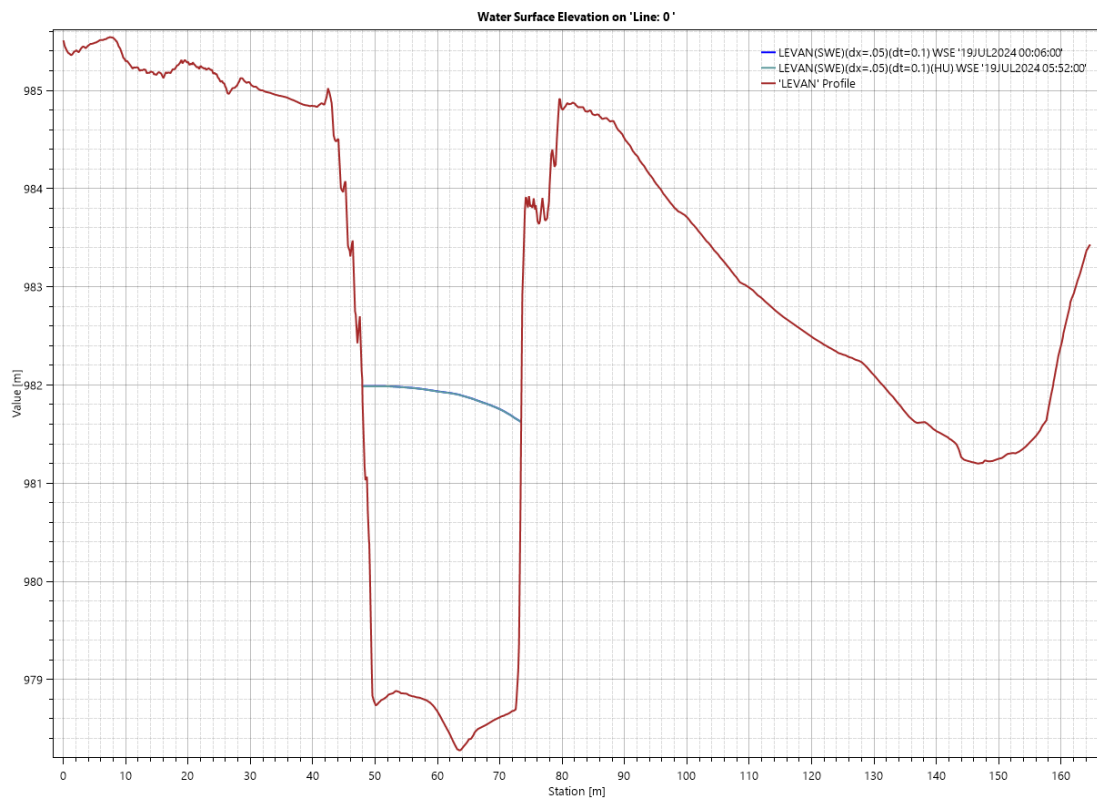
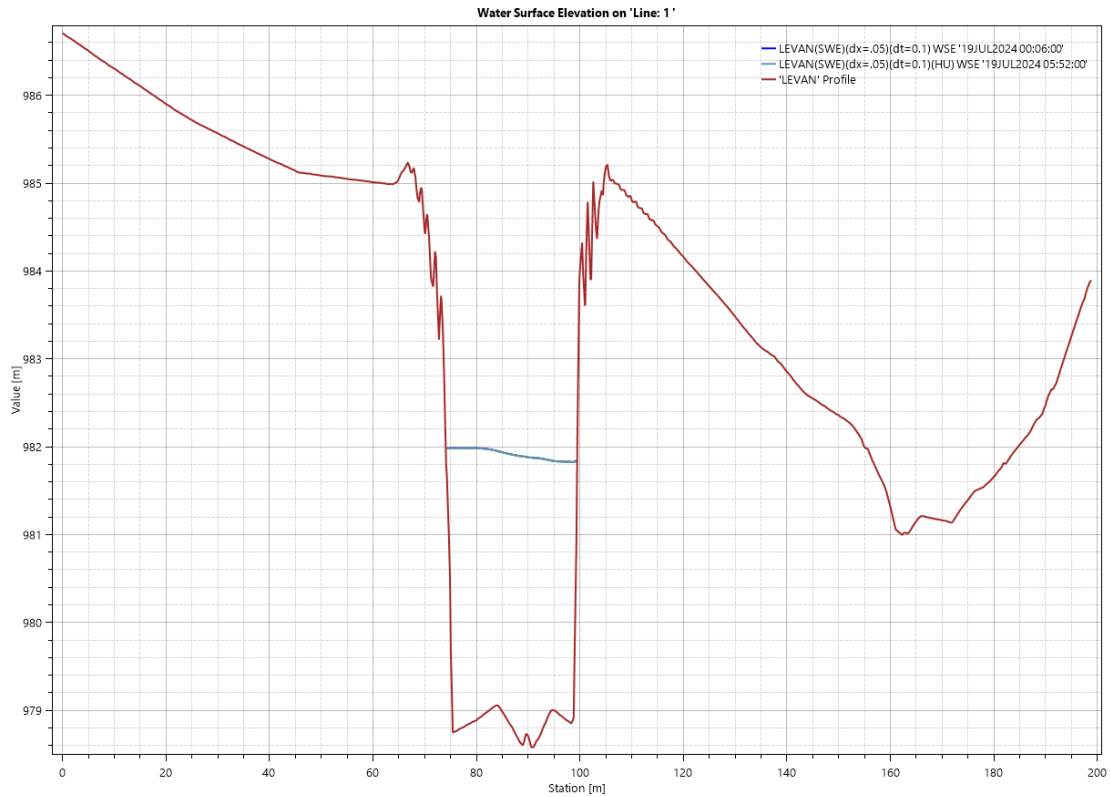


Figura 8.3-12: Modelo 2D – Mapa de velocidades, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas

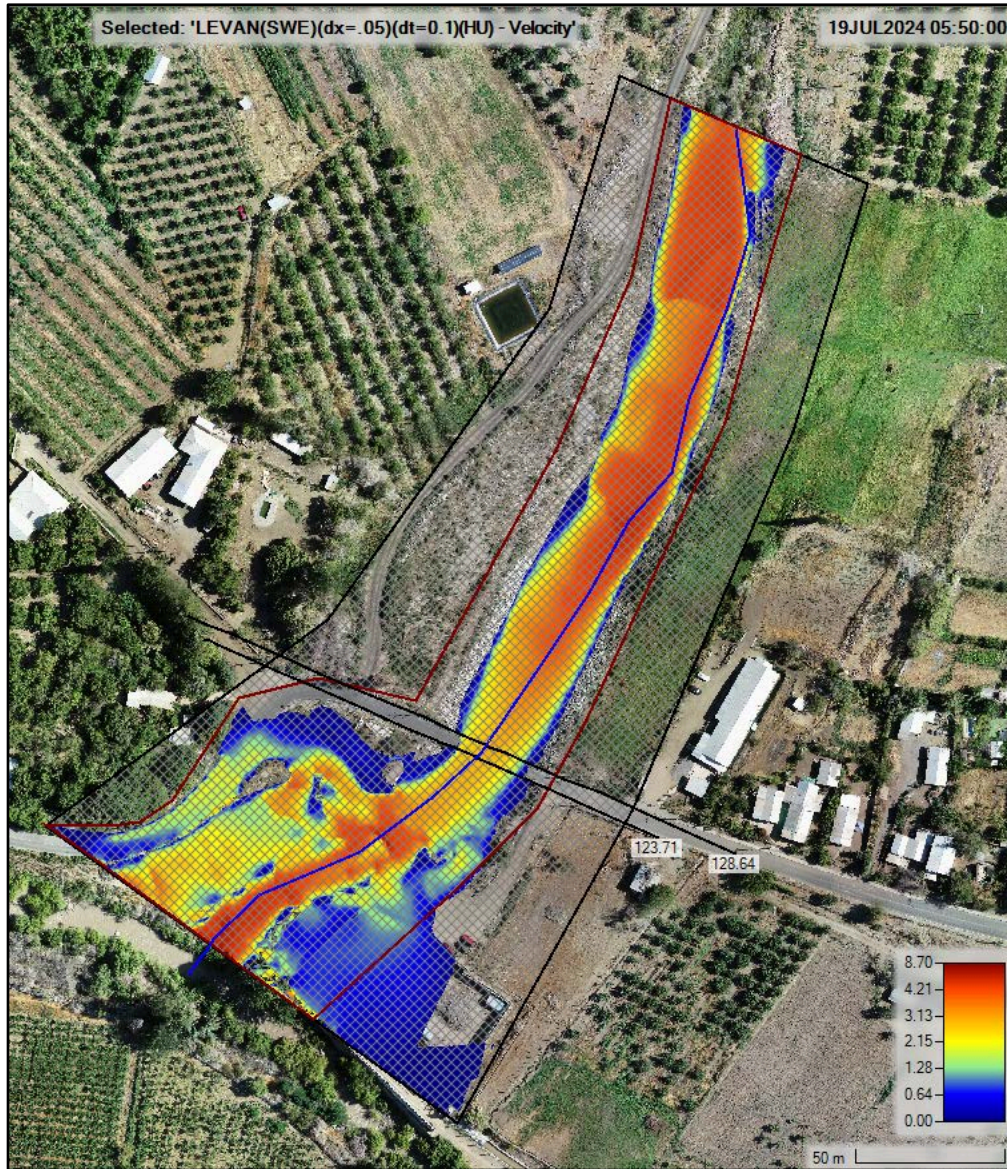
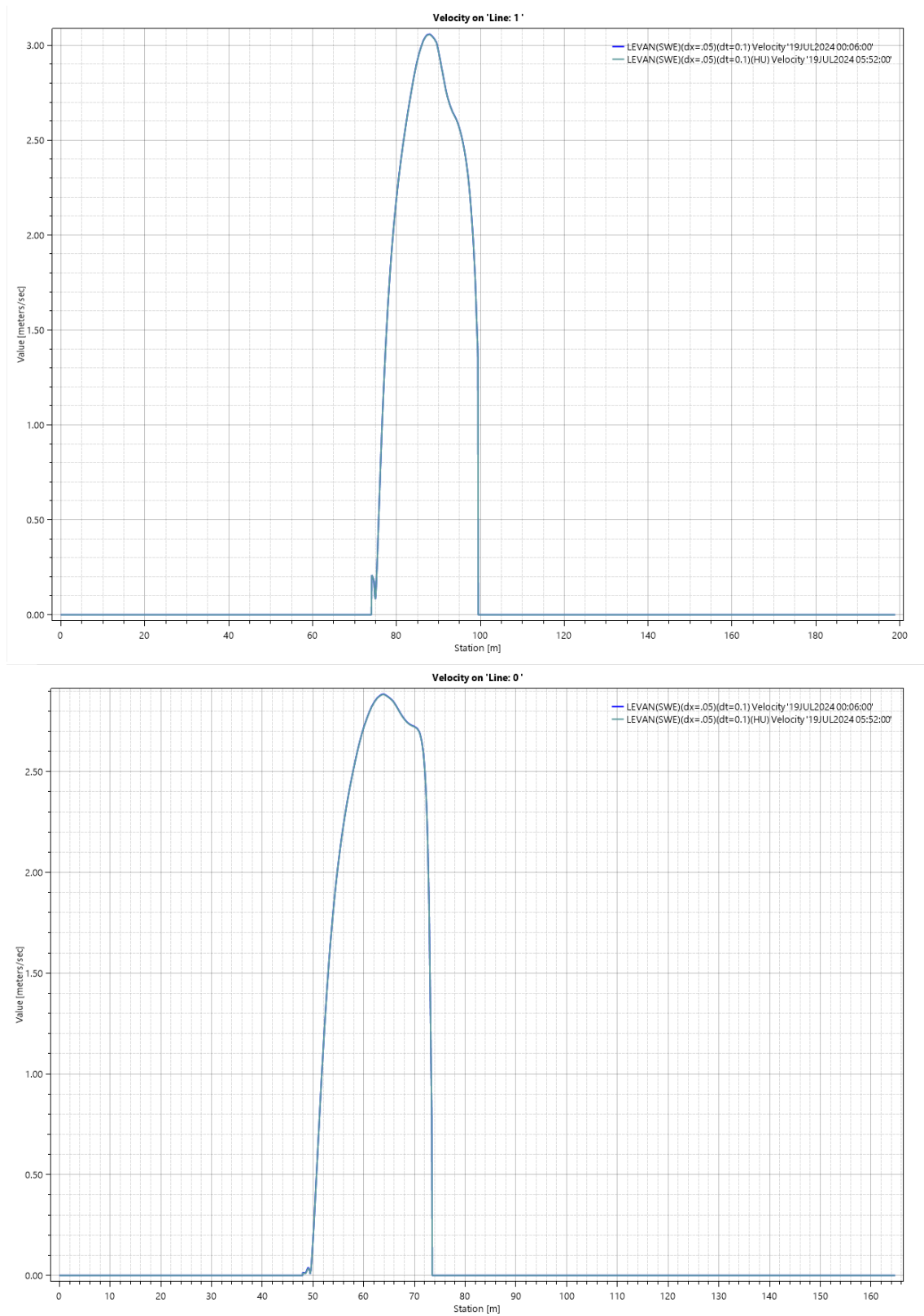


Figura 8.3-13: Modelo 2D - Perfiles aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con distribución de velocidades, para caudal de diseño con Hidrograma de crecidas



8.3.5 Análisis de Sensibilidad

8.3.5.1 Variación de Caudales

Figura 8.3-14: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, para $Q - 10\%$

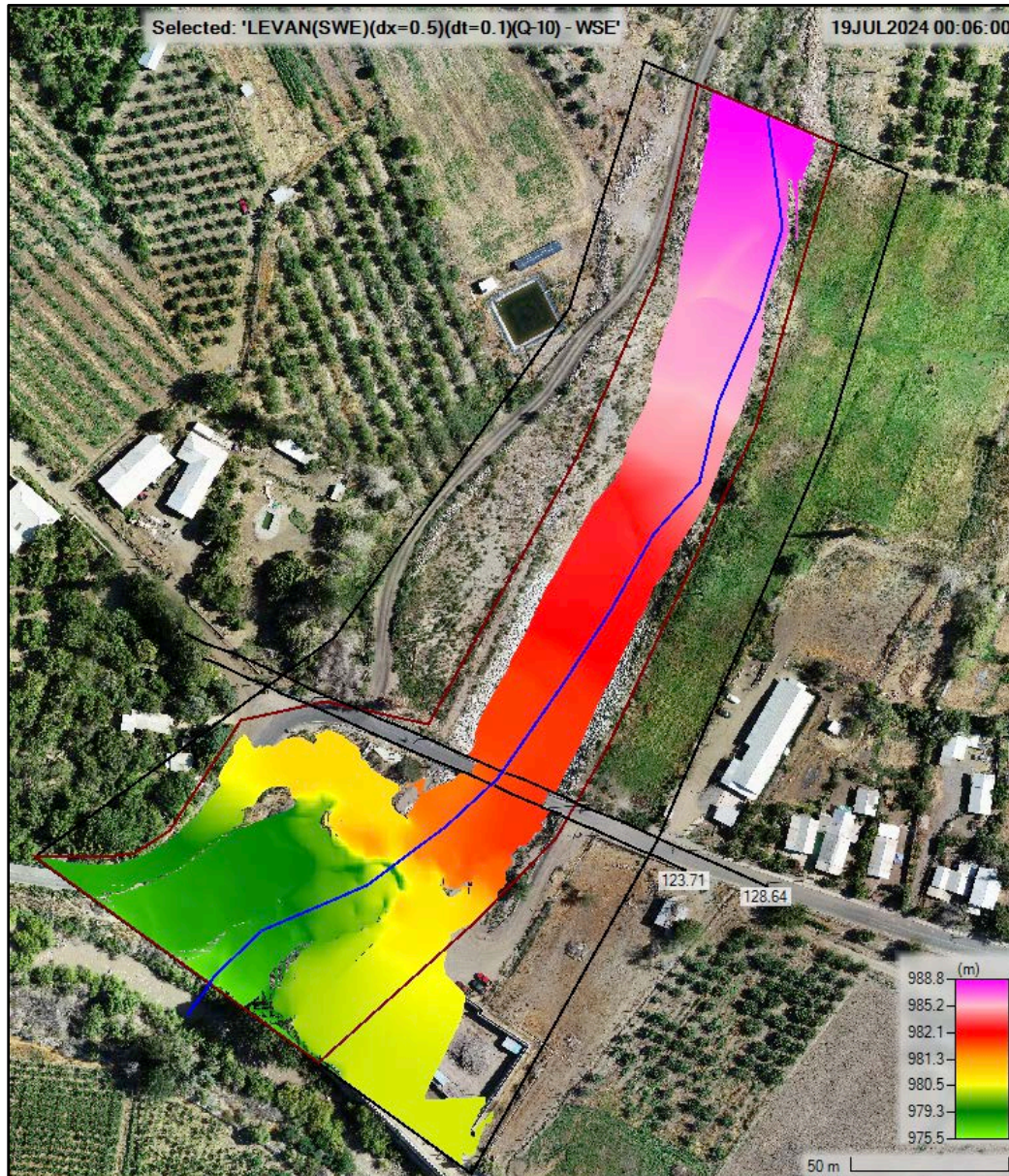


Figura 8.3-15: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, para $Q + 10\%$

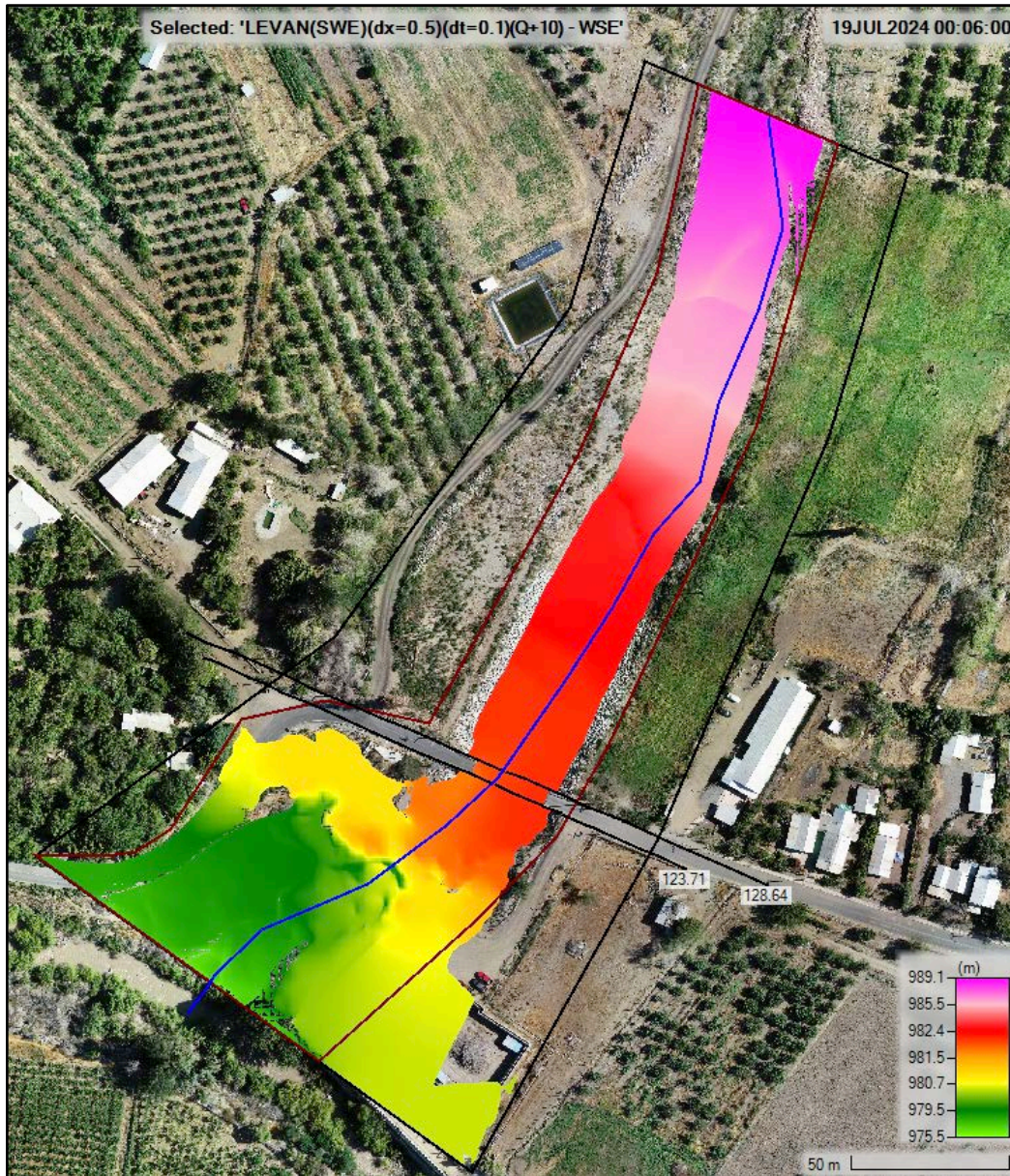


Figura 8.3-16: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para $Q \pm 10\%$

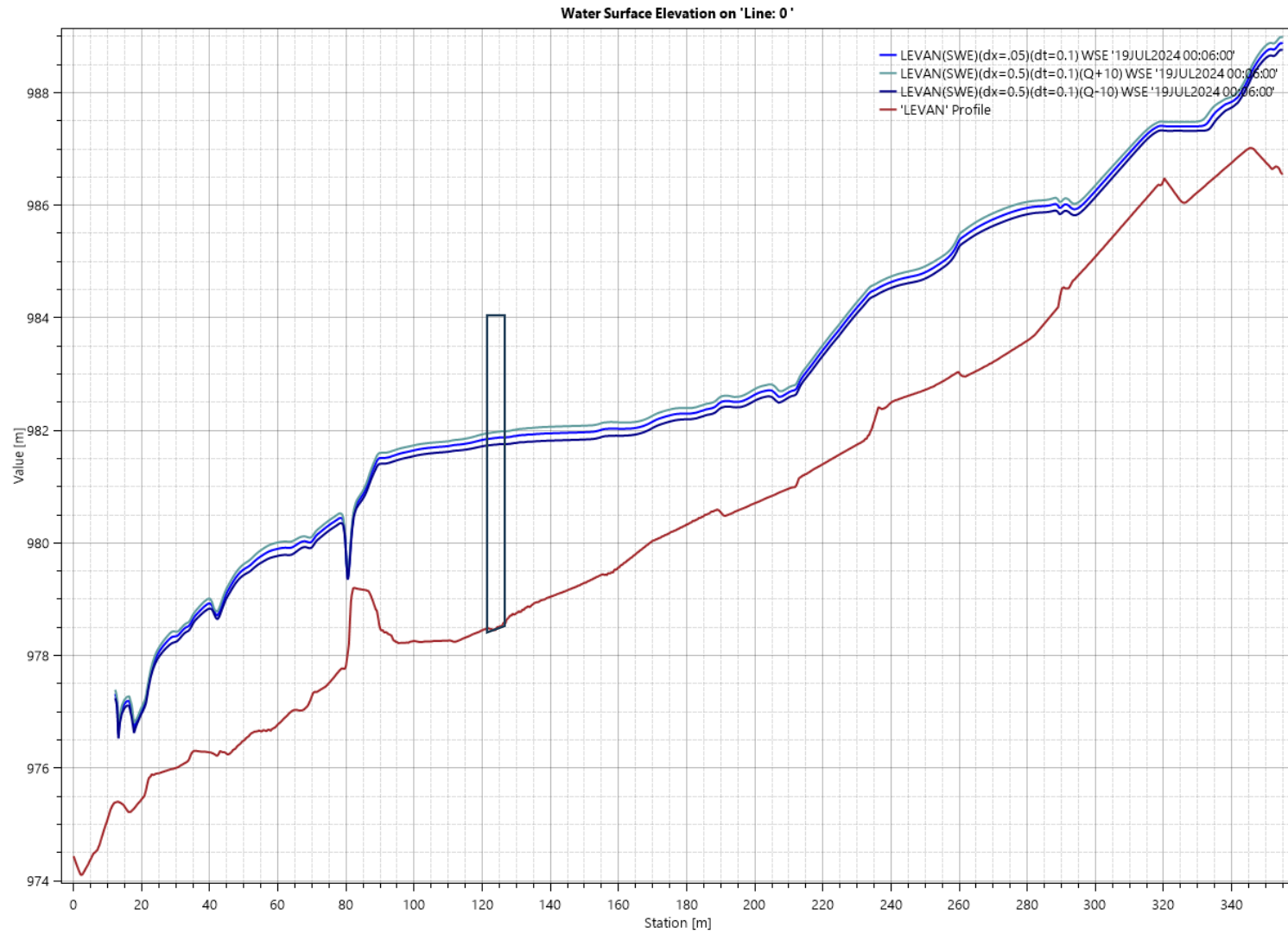


Figura 8.3-17: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con niveles de aguas máximas, para $Q \pm 10\%$

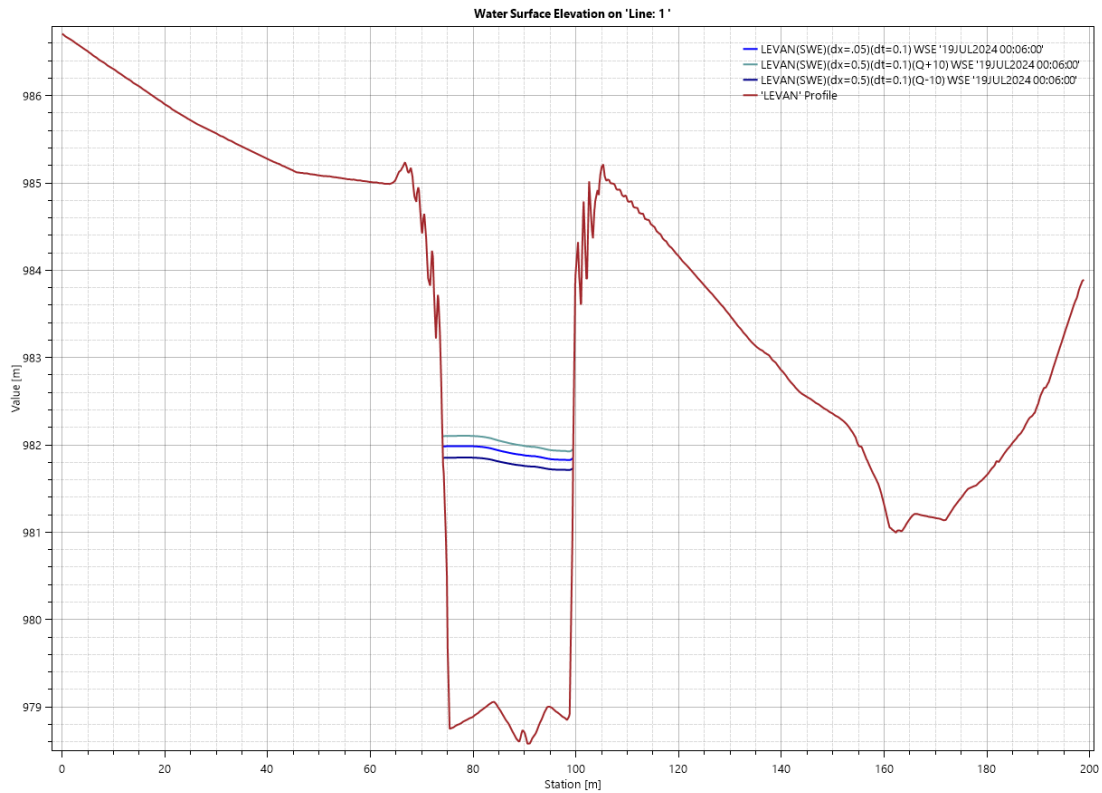


Figura 8.3-18: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, para $Q - 10\%$

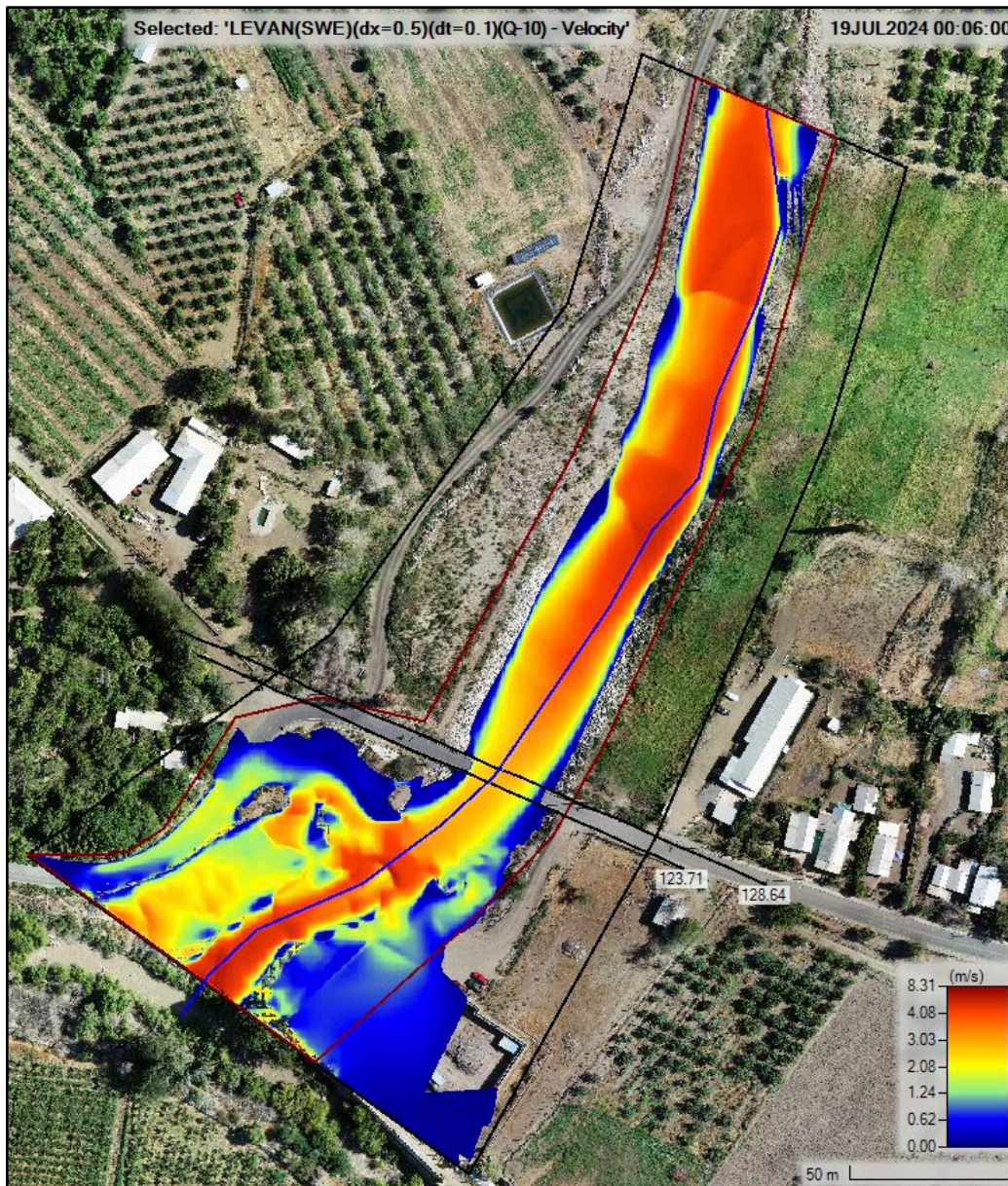


Figura 8.3-19: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, para $Q + 10\%$

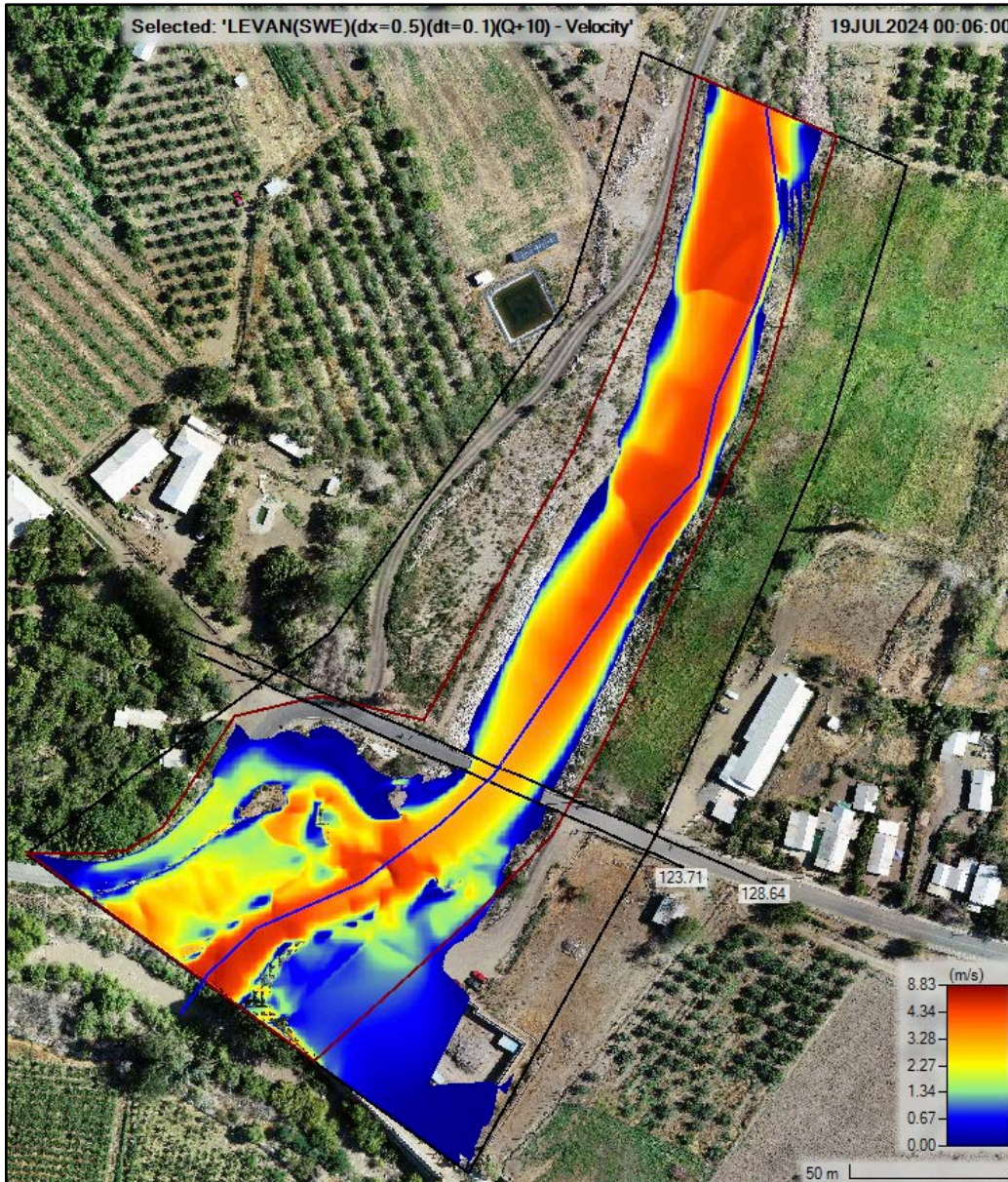
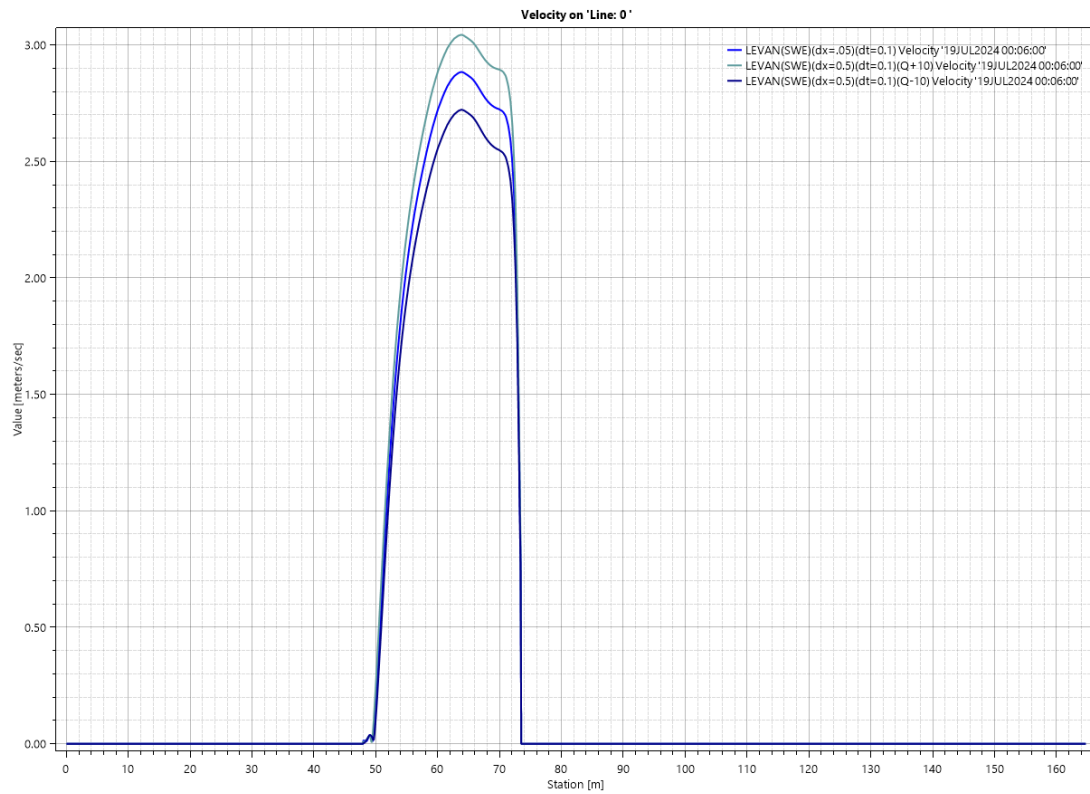
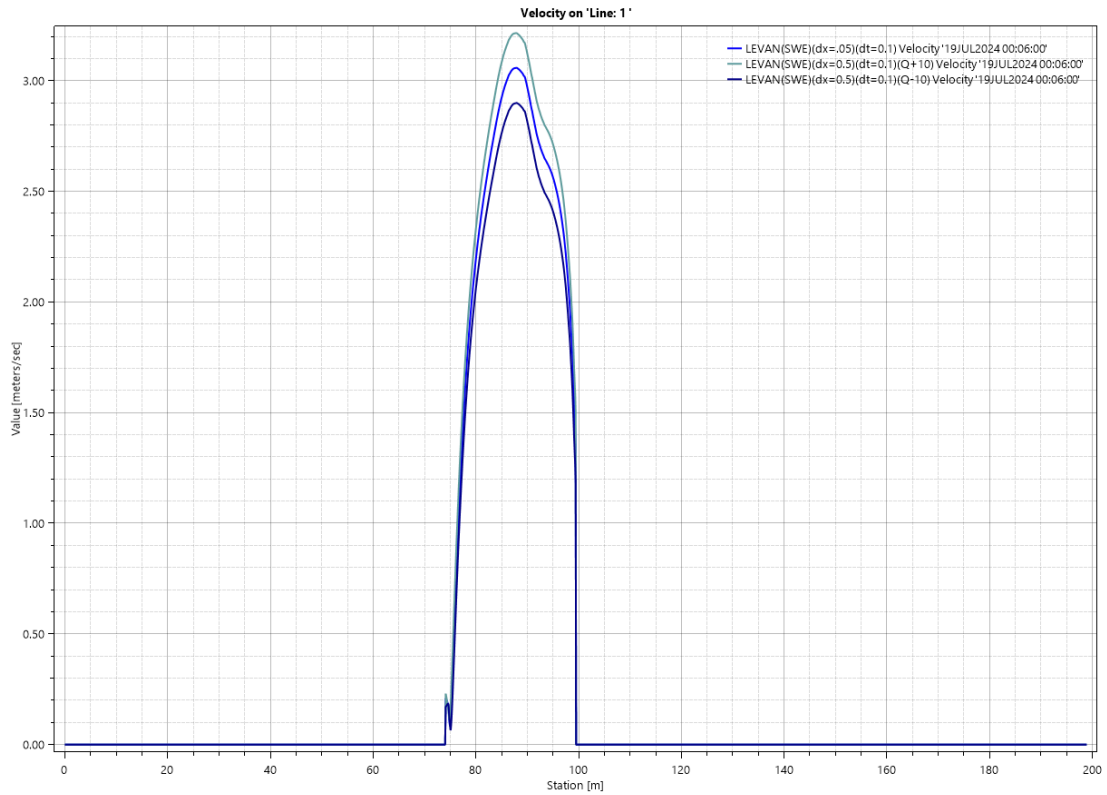


Figura 8.3-20: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con distribución de velocidades, para $Q \pm 10\%$



8.3.5.2 Variación de Coeficiente de Rugosidad

Figura 8.3-21: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, para $n = 10\%$

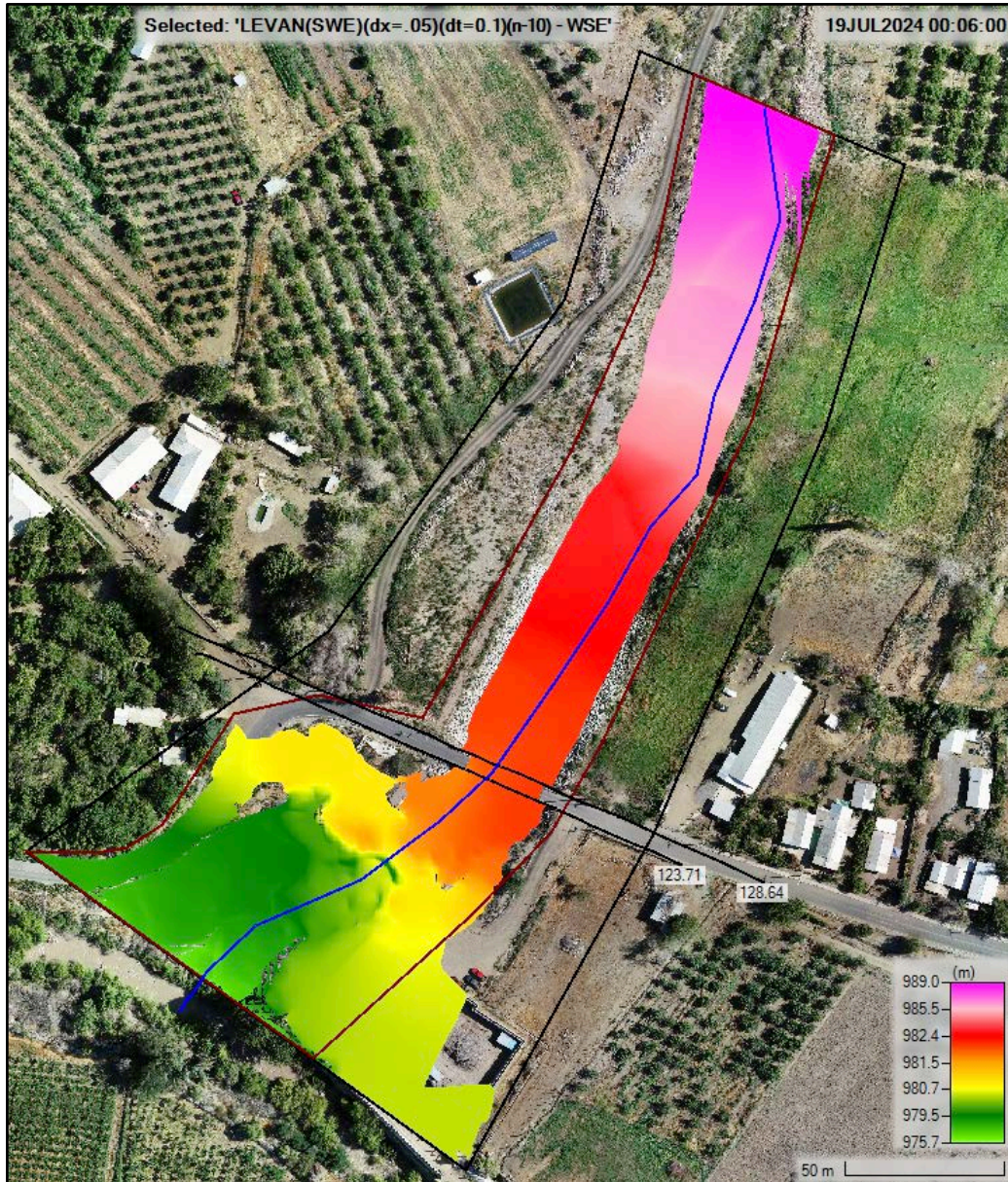


Figura 8.3-22: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, para $n + 10\%$

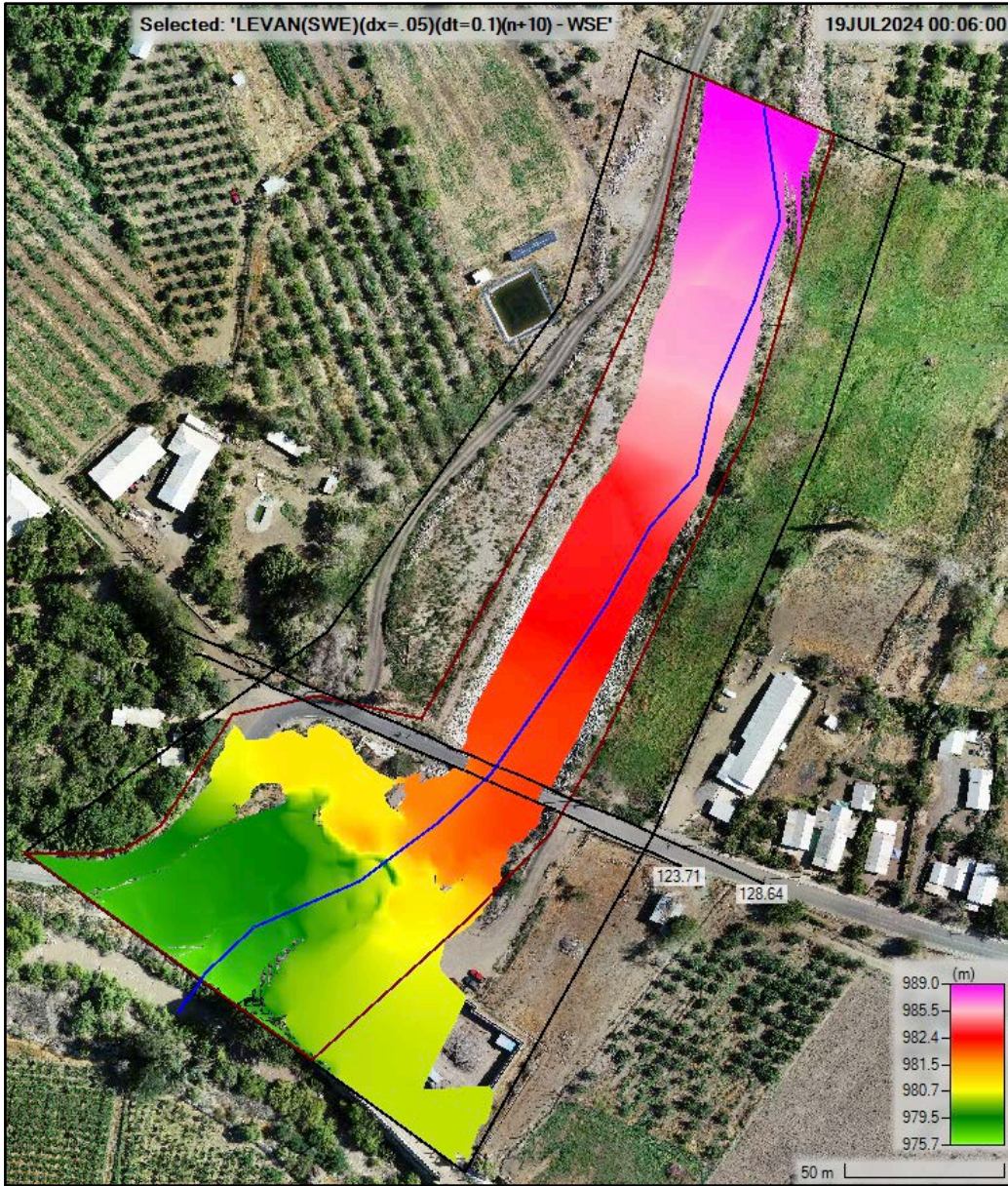


Figura 8.3-23: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, para $n \pm 10\%$

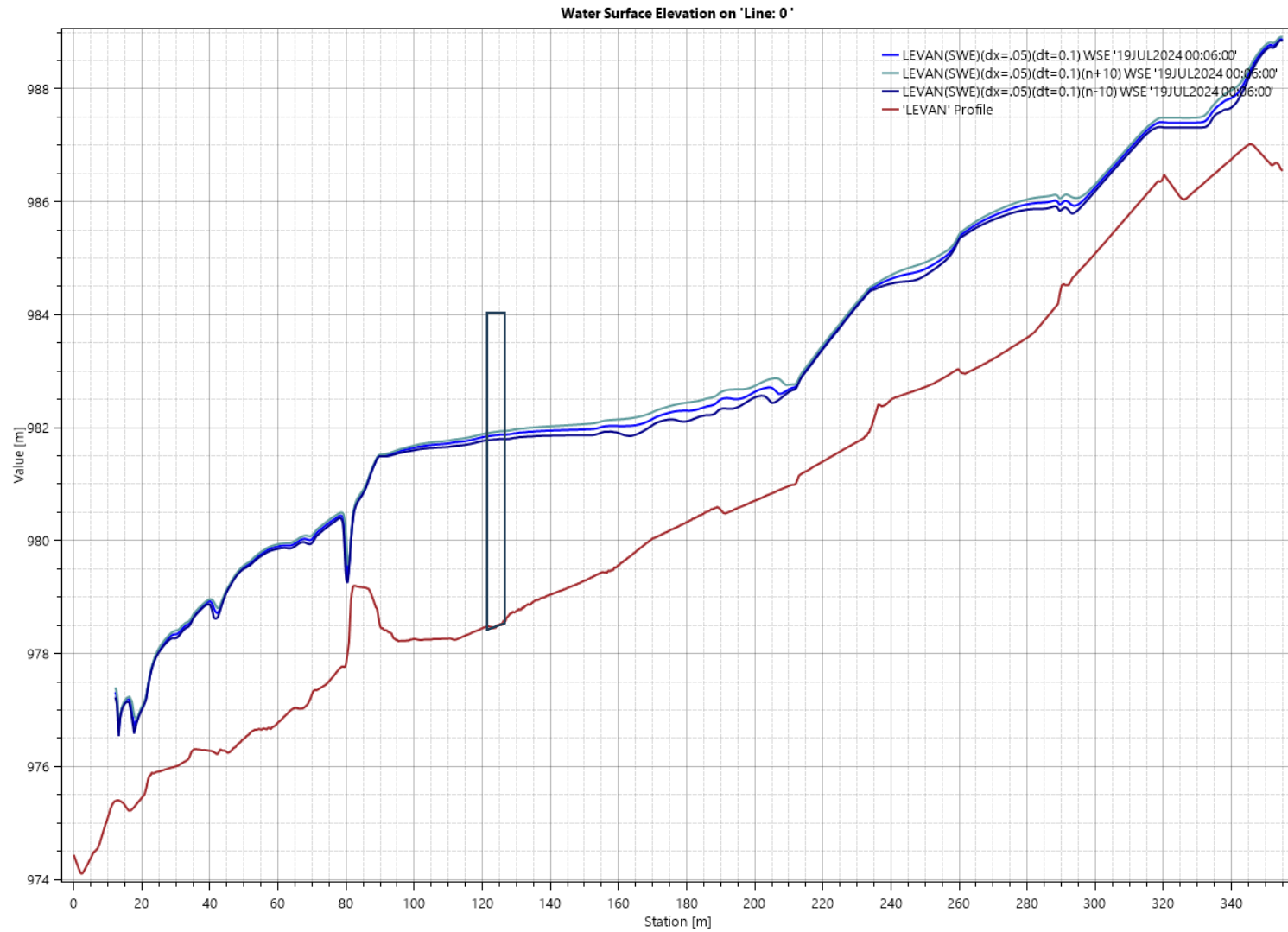


Figura 8.3-24: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con niveles de aguas máximos, para $n \pm 10\%$

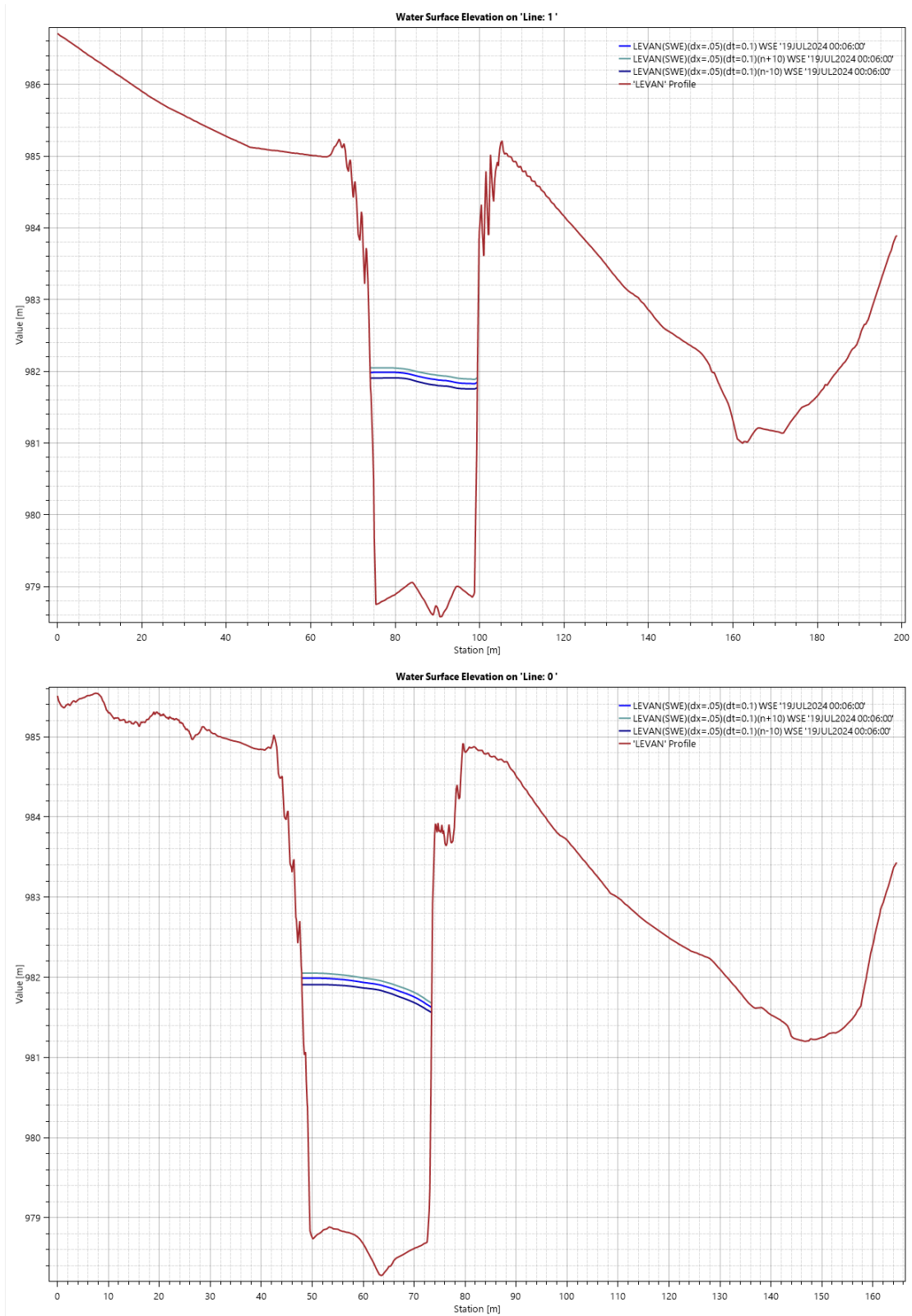


Figura 8.3-25: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, para n - 10%

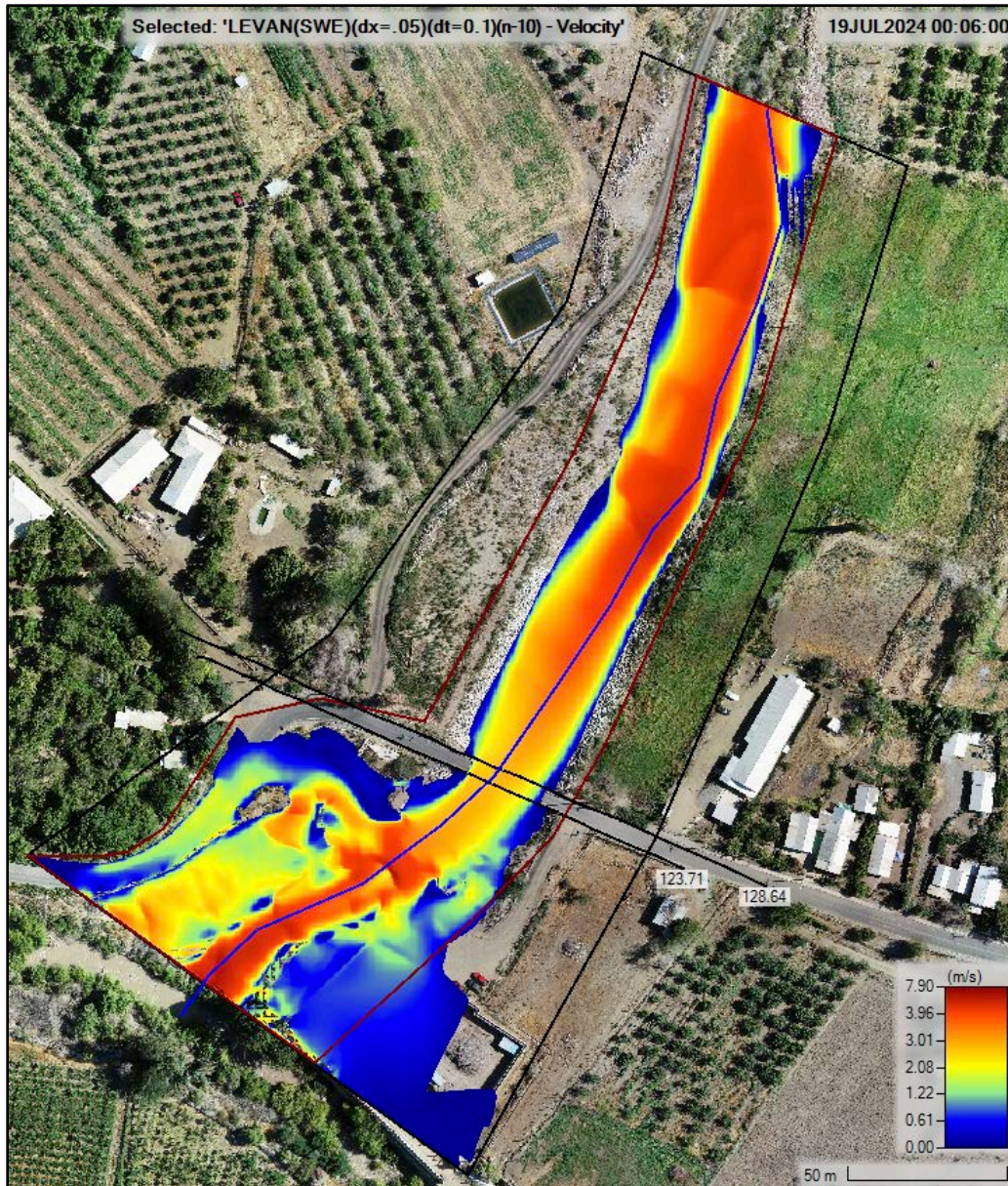


Figura 8.3-26: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, para $n + 10\%$

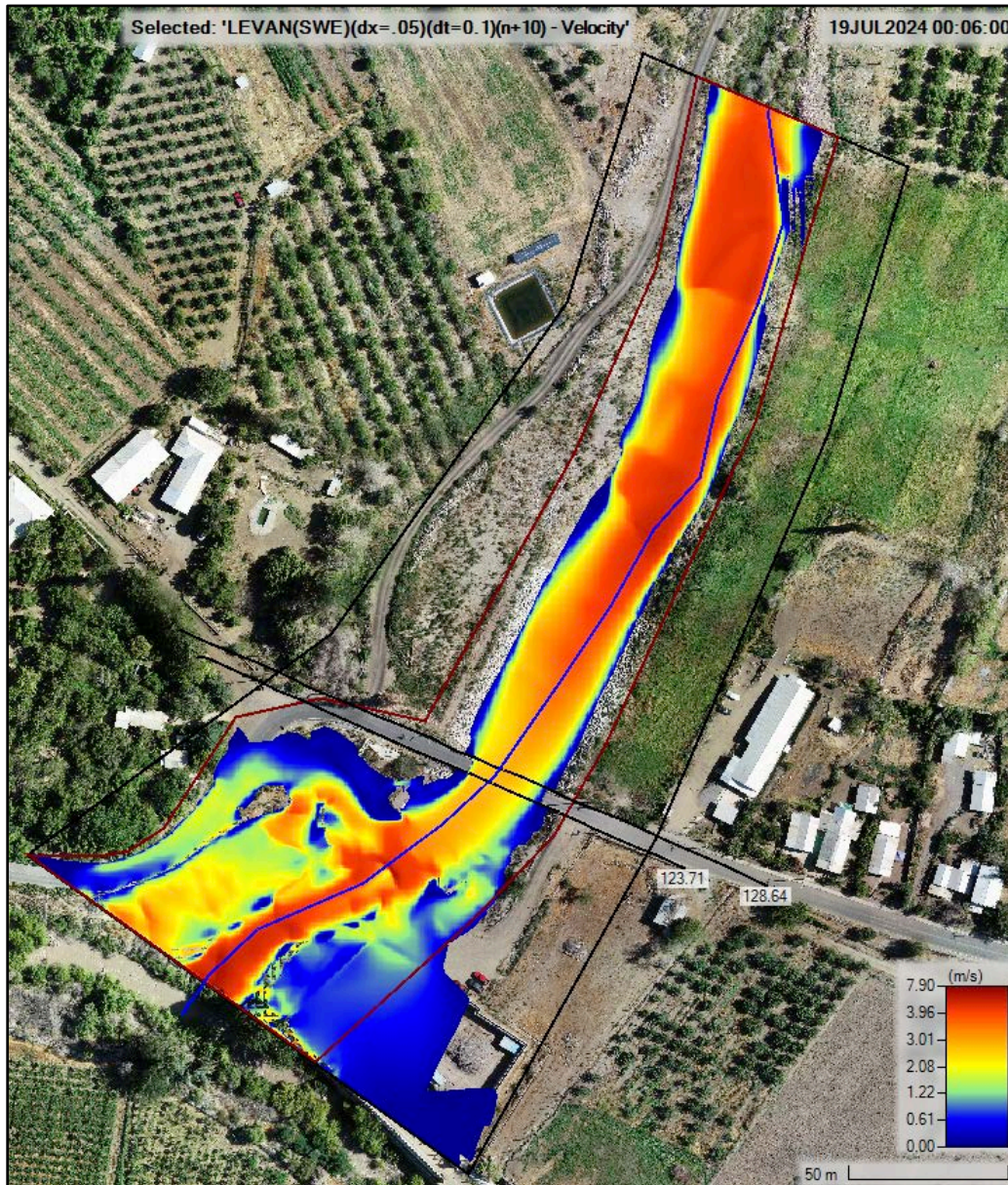
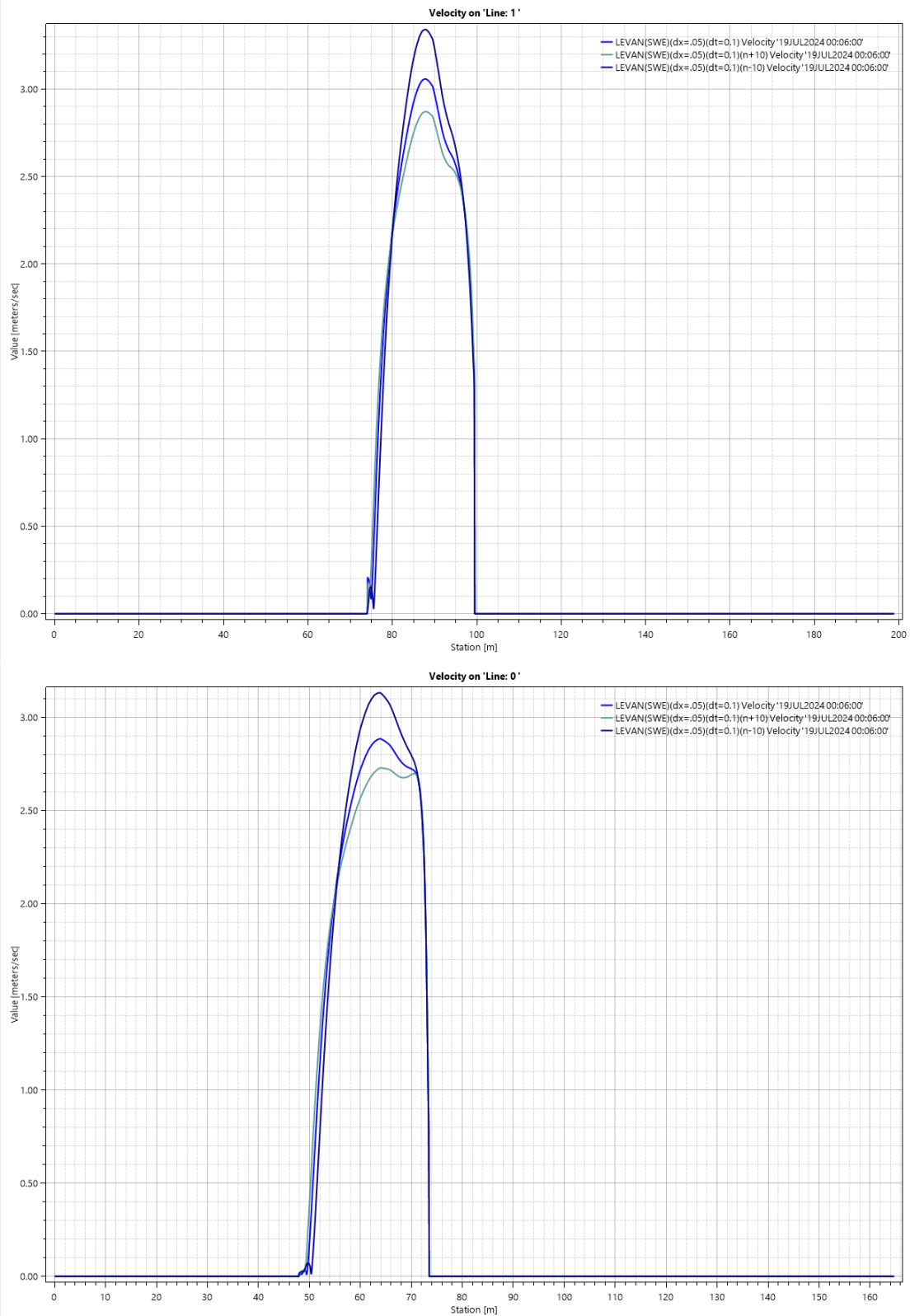


Figura 8.3-27: A. de Sensibilidad - Modelo 2D Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con distribución de velocidades, para $n \pm 10\%$



8.3.5.3 Variación de Superficie

Figura 8.3-28: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Planicie de inundación, con superficie LiDAR

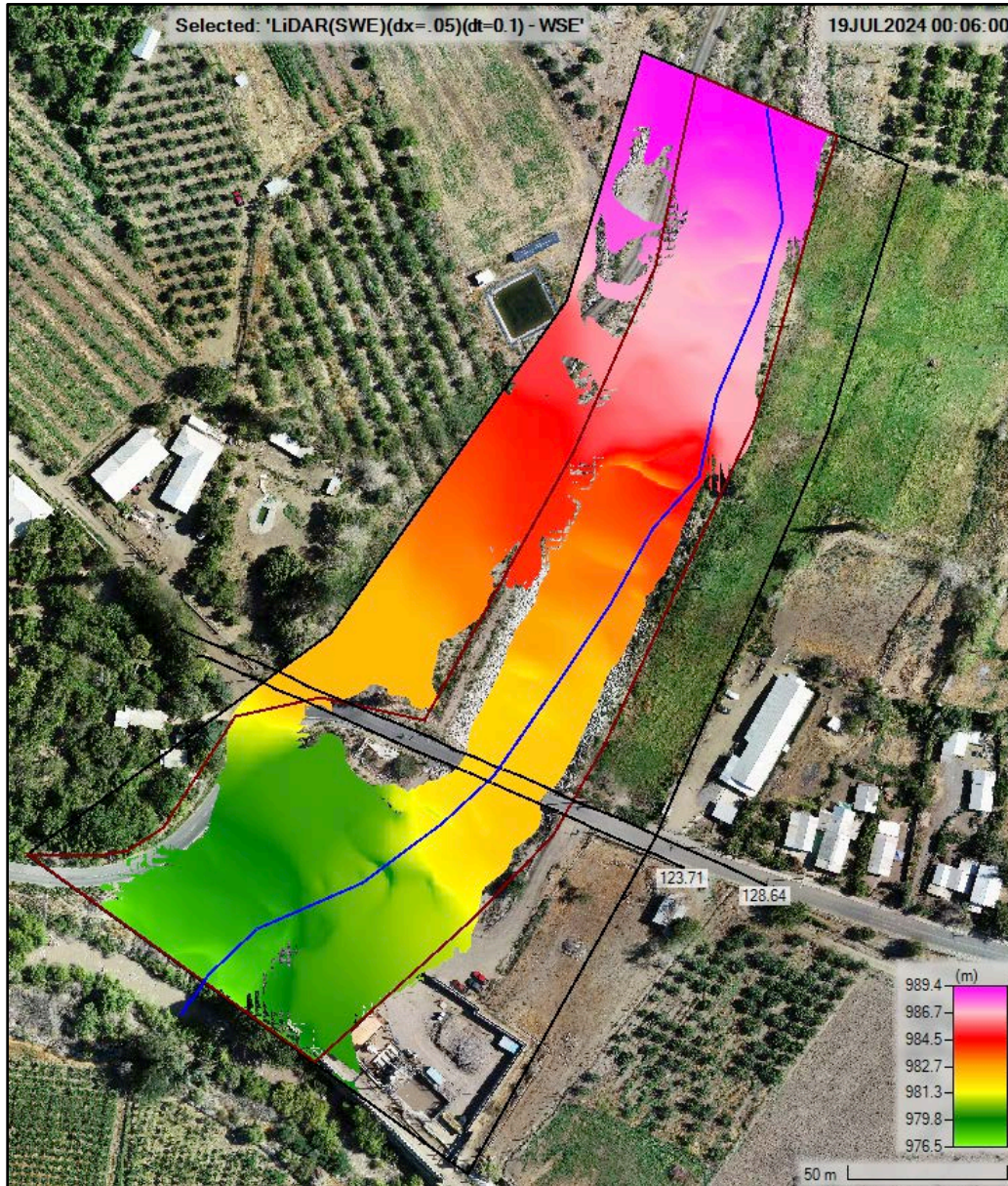


Figura 8.3-29: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfil longitudinal con niveles de aguas máximos, con superficie LiDAR

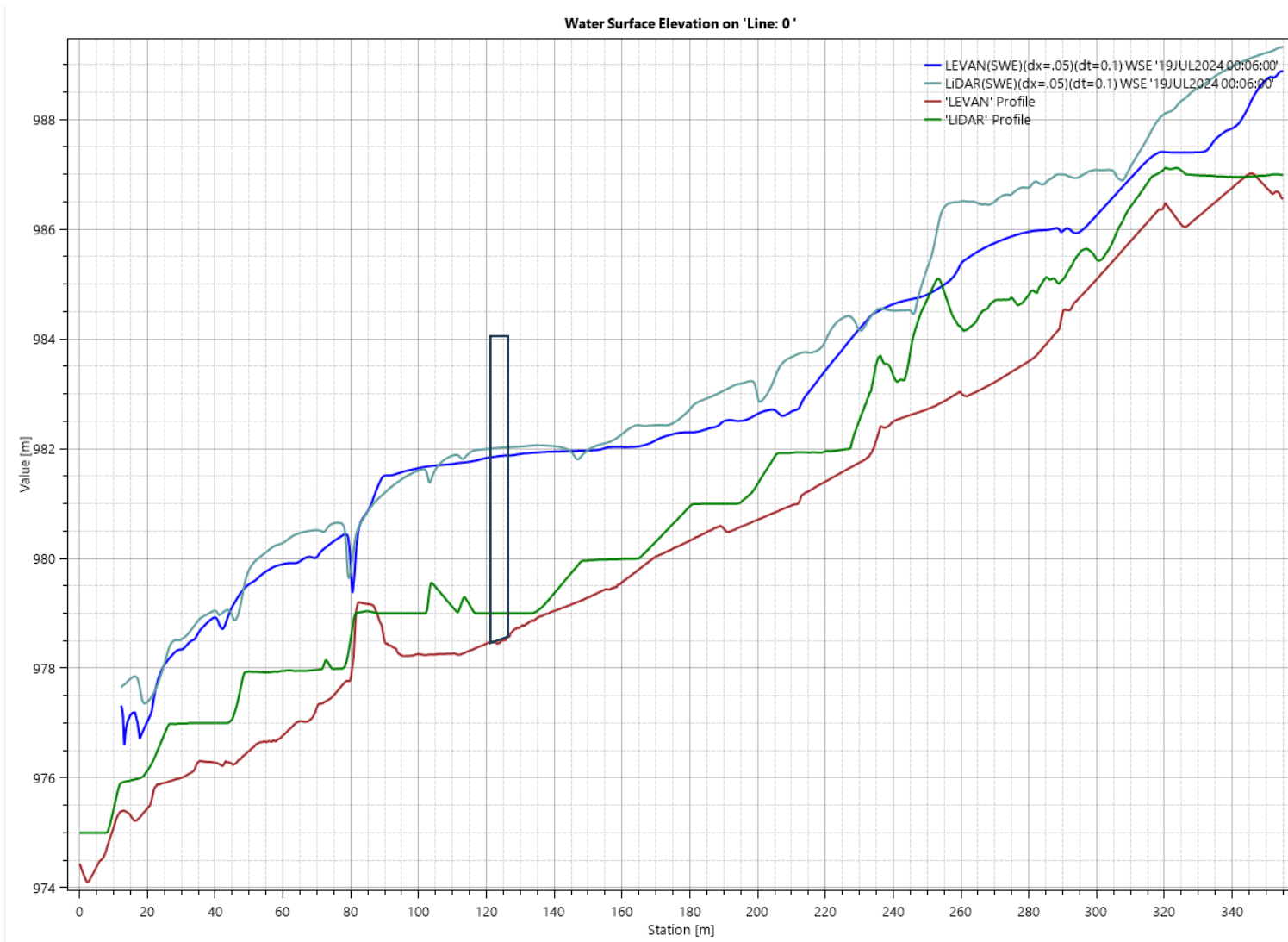


Figura 8.3-30: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con niveles de aguas máximas, con superficie LiDAR

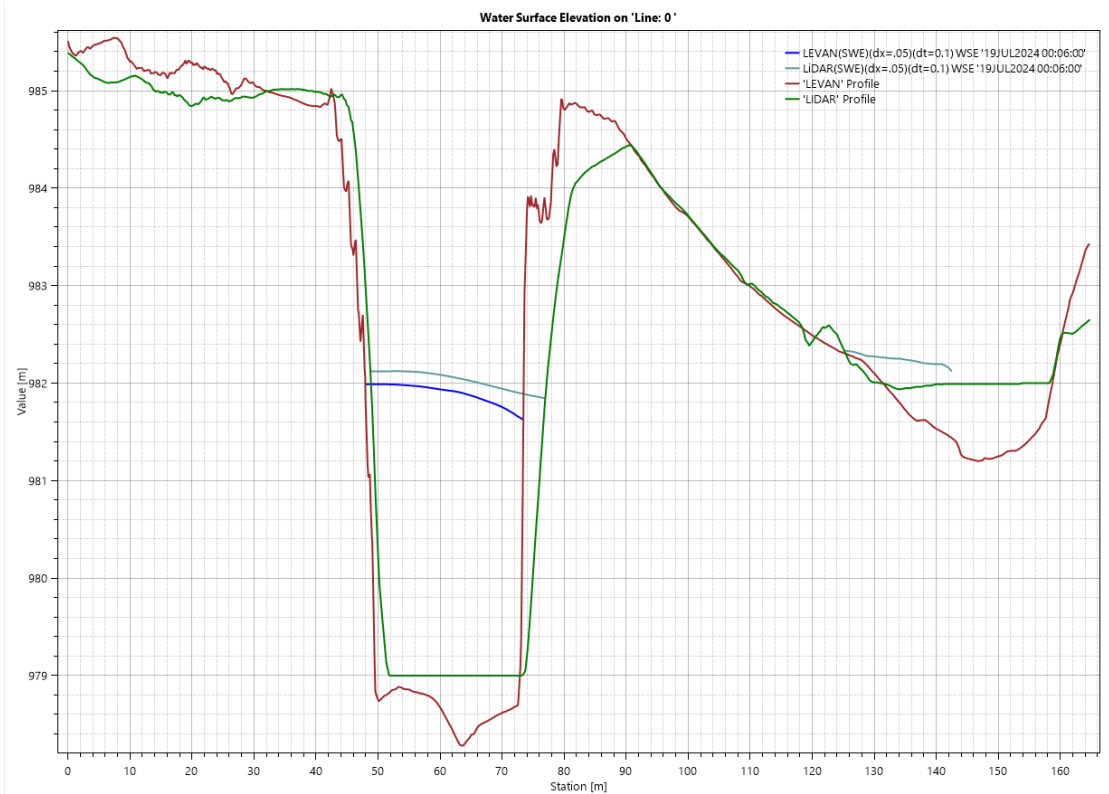
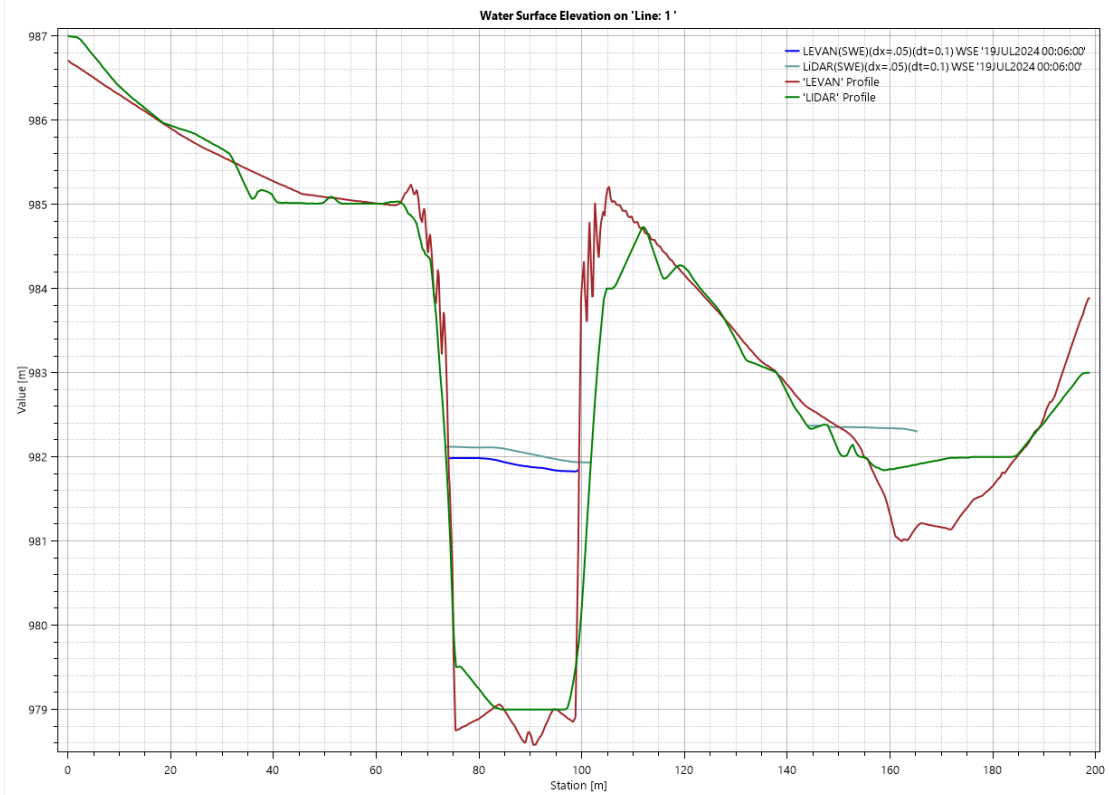


Figura 8.3-31: A. de Sensibilidad - Modelo 2D – Mapa de velocidades, con superficie LiDAR

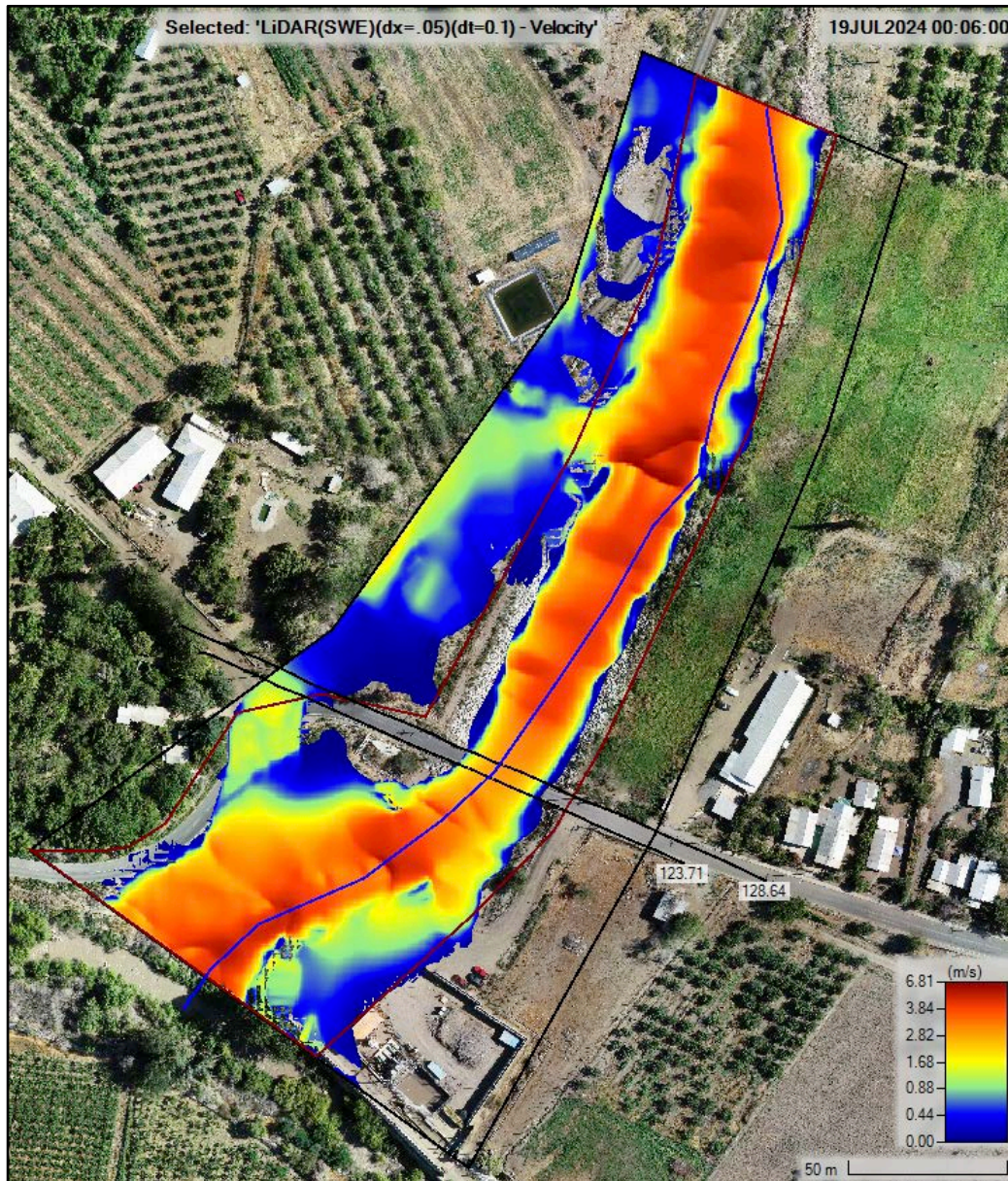


Figura 8.3-32: A. de Sensibilidad - Modelo 2D - Perfiles transversales aguas arriba (128.64 – 'Line:1') y aguas abajo (123.71 – 'Line:0') con distribución de velocidades, con superficie LiDAR

