

AÑO 2018



UNC



FCEFyN



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXÁCTAS FÍSICAS Y NATURALES

MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA REQUERIDAS DURANTE EVENTOS EXTREMOS



PRÁCTICAS
SUPERVISADAS

SUPERVISOR EXTERNO: Msc. Ing. Nicolás F. Guillen
DIRECTOR: PhD. Ing. Carlos Marcelo García
AUTOR DEL TRABAJO: LÓPEZ SEBASTIÁN

MODELACION HIDROLOGICA E HIDRAULICA REQUERIDAS DURANTE EVENTOS EXTREMOS

Resumen

Para el aprovechamiento sustentable del recurso hídrico y para mitigar los efectos de amenazas hídricas se requiere diseñar medidas estructurales y medidas no estructurales. El diseño sustentable requiere de un estudio integral que complemente los siguientes aspectos: a) Diseño hidrológico que consiste en la definición precisa de las variables hidrológicas de diseño (por ejemplo el caudal); b) Diseño hidráulico óptimo que contemple la compleja interacción de los flujos turbulentos con el lecho, márgenes, vegetación, infraestructura hidráulica existente y/o nueva, etc.

Generalmente al diseño hidrológico consiste en la estimación y predicción de la creciente de Proyecto. Sin embargo la estimación de esta creciente está afectada por la insuficiencia estadística de los registros históricos de caudales extremos, lo cual lleva a la predicción indirecta de estos caudales mediante el uso de modelos de transformación lluvia – caudal (P-Q), los cuales son alimentados por eventos hipotéticos críticos (lluvias de diseño). En este trabajo se realiza la modelación hidrológica de la cuenca alta del Río Tercero, en la provincia de Córdoba. Se calibra y valida el modelo hidrológico, y se realiza un de análisis de sensibilidad de la respuesta de la cuenca frente a la variación de distintos parámetros del modelo.

En lo que se refiere al diseño hidráulico de infraestructura hídrica, la metodología generalmente utilizada incluye en una primera etapa un diseño preliminar basado en ábacos y herramientas empíricas disponibles en la bibliografía especializada. Una segunda etapa antes de la construcción consiste en la verificación y optimización de este diseño preliminar basado en el uso de modelos físicos y/o numéricos. En ese marco en la segunda parte de este trabajo se presentan modelaciones hidráulicas realizadas en el marco del estudio de distintas herramientas para el manejo del recurso hídrico. En primer lugar se aplica y valida un modelo numérico que permite estimar la relación entre velocidades medias y superficiales en cursos fluviales, parámetro fundamental para el cálculo de caudal a partir de la aplicación de técnicas de velocimetría por imagen. Luego se aplican distintos modelos hidráulicos para el análisis de un flujo en curva con lecho fijo, y se comparan entre sí. Finalmente, se presenta un modelo hidráulico del Río Tercero en el tramo que atraviesa la localidad de Villa María.

HYDROLOGIC AND HYDRAULIC MODELING REQUIRED DURING EXTREME EVENTS

Abstract

For the sustainable use of water resources and to mitigate the effects of water hazards, it is necessary to design structural measures and non-structural measures. The sustainable design requires a comprehensive study that complements the following aspects: a) Hydrological design that consists of the precise definition of the hydrological design variables (for example, the flow); b) Optimal hydraulic design that contemplates the complex interaction of turbulent flows with the bed, margins, vegetation, existing and / or new hydraulic infrastructure, etc.

Generally, the hydrological design consists in the estimation and prediction of the Project river flood. However, the estimation of this growth is affected by the statistical insufficiency of the historical records of extreme flows, which leads to the indirect prediction of these flows through the use of precipitation - flow (PQ) transformation models, which are fed by critical hypothetical events (design precipitations). In this work, hydrological modeling of the upper basin of the Tercero River in Córdoba province. The hydrologic model is calibrated and validated; and a sensitivity analysis of the response of the basin is performed against the variation of different parameters of the model.

Regarding the hydraulic design of water infrastructure, the methodology generally used includes in a first stage a preliminary design based on abacuses and empirical tools available in the specialized bibliography. A second stage before construction consists in the verification and optimization of this preliminary design based on the use of physical and / or numerical models. Within this framework, in the second part of this work, hydraulic modeling is presented in the framework of the study of different tools for the management of water resources. In the first place, a numerical model is applied and validated to estimate the relationship between average and superficial speeds in fluvial courses, a fundamental parameter for the flow calculation based on the application of velocimetry by image techniques. Then different hydraulic models are applied for the analysis of a flow in a curve with a fixed bed, and they are compared with each other. Finally, a hydraulic model of the Rio Tercero is presented in the section that crosses the town of Villa María.

Agradecimientos

En primer lugar agradecer a la Universidad Nacional de Córdoba la oportunidad de formarme académicamente y personalmente de manera gratuita, en una de las casa de estudio más importantes del Continente, con más de 400 años de historia y un alto reconocimiento a nivel mundial, casa donde se Recibieron de Ingenieros mi querido abuelo y mi padre.

También agradecer a la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales por el excelente nivel académico, profesional y humano que ofrece para la formación como Ingeniero Civil.

Merecen un importante agradecimiento el PhD. Ing. Carlos Marcelo García y el Dr. Ing. Andrés Rodríguez por bríndame su apoyo, tiempo, conocimientos y la posibilidad de realizar las Practicas Profesionales Supervisadas en un importante centro académico y tecnológico como es el Centro de Estudios y Tecnológicos del Agua (CETA).

Agradecer principalmente al Mg. Ing. Nicolás F. Guillen mi tutor y amigo, por brindarme todo su apoyo, paciencia, tiempo y conocimientos para guiarme a lo largo de este trabajo.

También agradecer a todos los integrantes del CETA por su apoyo en distintas etapas de la realización de este trabajo, otorgándome su tiempo y conocimientos. En especial al Mg. Ing. José Manuel Díaz Lozada, Ing. Javier Álvarez y la Mg. Ana Heredia.

Agradecer enormemente a mi novia Carolina García y mis amigos de toda la vida Ramiro Quiroga, Franco Blardone, Joaquín Sivori, Facundo Espinosa, Lucas Cerqueti, Alex Terzian, Jonathan Toledo, Ramiro Saludas, Rodrigo Giarocco, Gaston Cuevas, Di Giannantonio Rodrigo, Alan Parodi, Julián Baroubille, y Eugenio Murziez, por el apoyo y todas las postergaciones.

A mis compañeros y amigos de la facultad, y de esta hermosa etapa de mi vida, Nicolás Conte, Federico Lucca, Gabriel Segalla, Noelia Etcheto, Ferreras Gonzalo, Gutiérrez Franco, Storani Julio, Soteras Valentín, Vicario Emiliano, Beretta Tomas, Majorel Eduardo, Pérez Guillermo, Villalba Julián, Mainguyague Martin y Rojo Franco.

A toda mi familia por su incondicional apoyo. A mi abuelo, primera generación de Ingenieros y gran ejemplo de vida Antonio Roberto Lopez, y especialmente a mi hermano Agustín Lopez, compañero de carrera y de vida.

Finalmente y más importante a mis dos ejemplos de vida, guías, modelos de personas a seguir y padres, Miriam Reginatto y Fabian Lopez, por absolutamente todo.

INDICE

1. MARCO REFERENCIAL	5
1.1. Introducción	5
1.2. Objetivos.....	6
1.2.1. Objetivos generales	6
1.2.2. Objetivos específicos.....	6
1.3. Metodología	6
2. MODELACION HIDROLOGICA CUENCA ALTA RIO TERCERO	7
2.1. Introducción	7
2.2. Descripción del Área de Estudio.....	7
2.3. Problemática Existente.....	8
2.4. Modelación Hidrológica.....	9
2.4.1. Caracterización de la Cuenca	9
2.4.2. Determinación de parámetros hidrológicos.....	11
2.4.3. Curvas características de los Embalses del sistema.....	14
2.4.4. Determinación de las Lluvias de Diseño	17
2.4.5. Modelo de Transformación Lluvia-Caudal	22
2.5. Calibración y validación del modelo hidrológico.....	23
2.5.1. Calibración del Modelo	23
2.5.2. Validación del Modelo	26
2.5.3. Determinación de caudales de diseño asociados a diferentes tiempos de retorno	28
2.6. Análisis de sensibilidad ante variación de diferentes parámetros del modelo	29
2.6.1. Análisis de sensibilidad de las Cotas iniciales de los embalses del sistema.....	29
2.6.2. Análisis de sensibilidad del parámetro de infiltración CN	32
3. MODELACION HIDRAULICA.....	33
3.1. Introducción	33
3.2. Relaciones entre velocidades medias y velocidades medias superficiales en	
cursos fluviales utilizando métodos numéricos y experimentales.....	33
3.2.1. Introducción.....	33
3.2.2. Materiales y métodos.....	34
3.2.3. Resultados	34
3.3. Modelación Hidráulica de flujo en curva con lecho fijo	40
3.3.1 Marco Conceptual	40
3.3.1.1. Modelos numéricos hidráulicos utilizados	41
3.3.1.2. Geometría de modelación.....	45
3.3.1.3. Resultados obtenidos.....	47
3.4. Modelación Hidráulica del Río Tercero en el tramo que atraviesa Villa María	57
3.4.1. Modelación del tramo en HEC-RAS 1D	58
3.4.2. Modelación del tramo en HEC-RAS 2D	62
4. CONCLUSIONES.....	74
4.1. Conclusiones del trabajo realizado.....	74
4.2. Conclusiones Personales	74
4.3. Trabajos futuros.....	75
5. Bibliografía.....	76

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación de la cuenca Alta de Río Tercero.....	8
Figura 2: Principales subcuencas y red de drenaje, junto a la nomenclatura usada para el estudio.....	9
Figura 3: Nomenclatura de los tránsitos	12
Figura 4: Tipos de suelos de la cuenca.	13
Figura 5: Curva Cota-Volumen del embalse Cerro Pelado	15
Figura 6: Curva Cota-Caudal del vertedero de embalse de Cerro Pelado	15
Figura 7: Curva Cota-Volumen del embalse Arroyo Corto.	16
Figura 8: Curva Cota-Caudal del vertedero de embalse de Arroyo Corto.	16
Figura 9: Curva Cota-Volumen del Embalse de Río Tercero.	17
Figura 10: Curva Cota-Caudal del vertedero de Embalse de Río Tercero.	17
Figura 11: Caudales picos para distintas duraciones de lluvia.	18
Figura 12: Localización de la estación pluviométrica Las Albahacas respecto a la ubicación de la zona de estudio.	19
Figura 13: Curvas IDT para duraciones entre 5 y 120 min	19
Figura 14: Curvas I-D-T para duraciones mayores a 120 min	20
Figura 15: Hietogramas tipo estimados La Suela.	21
Figura 16: Hietograma tipo estimado	22
Figura 17: Hietograma del 14/02/2014 para estación 5060.....	23
Figura 18: Hietograma del 14/02/2014 para estación 5100.....	24
Figura 19: Ubicación de las Estaciones de Lluvia 5060 y 5100.....	24
Figura 20: Comparación de Hidrogramas de salida de Embalse entre resultados del modelo y evento observado.	25
Figura 21: Distribuciones temporales de lluvias usadas para la tormenta del 03/01/2016	26
Figura 22: Ubicación de las estaciones utilizadas para la tormenta del 03/01/2016.	26
Figura 23: Distribuciones temporales de las lluvias usadas para la tormenta del 17/02/2017	27
Figura 24: Ubicación de estaciones utilizadas para la tormenta del 17/02/2017.....	27
Figura 25: Comparación de Hidrogramas de entrada asociados a distintos periodos de retorno.....	28
Figura 26: Comparación de Hidrogramas de salida asociados a distintos periodos de retorno.....	29
Figura 27: Resultados de Análisis de sensibilidad de Cota de espera de Cerro Pelado .	30
Figura 28: Resultados de Análisis de sensibilidad de Cota de espera de Arroyo Corto.	31
Figura 29: Resultados de Análisis de sensibilidad de Cota de espera de Embalse de Río Tercero.....	31
Figura 30: Análisis de sensibilidad de los parámetros CN.....	32
Figura 31: Secciones de aforo en el sistema de riego de Villa Dolores	34
Figura 32: Sección 5, Canal Maestro Sur – Villa Dolores	35
Figura 33: Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] medido con ADCP - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.....	35
Figura 34: Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] estimado con modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.	36
Figura 35: Campo de diferencias entre las Velocidades en la dirección del flujo [m/s] encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.....	36

Figura 36.- Perfiles de Velocidad media superficial en la dirección del flujo [m/s] estimado con ADCP y con modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.	36
Figura 37.- Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] medido con ADCP – Rio Mississippi.....	37
Figura 38.- Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] estimado con modelo numérico - Rio Mississippi.....	37
Figura 39.- Campo de diferencias entre las Velocidades en la dirección del flujo [m/s] encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.....	38
Figura 40.- Comparación entre caudales estimados con ADCP y los calculados con el modelo numérico en diferentes cursos fluviales aforados. En línea punteada se muestra la curva a 45° de igualdad entre los valores de caudales.	39
Figura 41: Configuración geométrica del canal.	40
Figura 42: Campo de velocidades (cm/s) en una de las curvas obtenidos aplicando PTV para los caudales de los casos A (izquierda) y B (derecha).....	41
Figura 43: Sección transversal del modelo para HEC-RAS.....	45
Figura 44: Modelación del tramo de la curva para HEC-RAS 1D.....	45
Figura 45: Mallado del canal curvo en HEC-RAS 2D.	46
Figura 46: Geometría del modelo, con mallado en FLOW 3D.	47
Figura 47: Campo de velocidades aplicando HEC-RAS 1D del CASO A.	48
Figura 48: Campo de velocidades aplicando HEC-RAS 2D del CASO A.	48
Figura 49: Campo de velocidades aplicando FLOW 3D del CASO A.	49
Figura 50: Campo de velocidades aplicando HEC-RAS 1D del CASO B.....	49
Figura 51: Campo de velocidades aplicando HEC-RAS 2D del CASO B.....	50
Figura 52: Campo de velocidades aplicando FLOW 3D del CASO B.	50
Figura 53: Posición de los perfiles en el canal.	51
Figura 54: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil A.....	51
Figura 55: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil B.....	52
Figura 56: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil C.....	52
Figura 57: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil D.....	53
Figura 58: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil E.....	53
Figura 59: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil F.	54
Figura 60: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil A.....	54
Figura 61: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil B.....	55
Figura 62: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil C.....	55
Figura 63: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil D.....	56
Figura 64: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil E.....	56
Figura 65: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil F.....	57
Figura 66: Tramo a analizar del Rio Tercero, tramo Villa María.....	58
Figura 67: Distribución de secciones transversales a lo largo del tramo Villa María. ...	58
Figura 68: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal Modulo – HEC RAS 1D.....	59
Figura 69: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal Modulo – HEC RAS 1D (Con escala de velocidades en m/s).....	59
Figura 70: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal 300 m ³ /s – HEC RAS 1D.	60
Figura 71: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal 300 m ³ /s – HEC RAS 1D (Con escala de velocidades en m/s).....	60
Figura 72: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal 375 m ³ /s – HEC RAS 1D.	61

Figura 73: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal 375 m ³ /s – HEC RAS 1D (Con escala de velocidades en m/s).	61
Figura 74: Mallado de Río Tercero en el tramo Villa María – HEC RAS 2D.	62
Figura 75: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal Modulo – HEC RAS 2D.	63
Figura 76: Campo de velocidades en el tramo Villa María para el caudal Modulo - HEC RAS 2D (Con escala de velocidades en m/s).	63
Figura 77: Ubicación de la curva analizada N°1.	64
Figura 78: Sección transversal 1.A extraída de HEC-RAS 1D – Q=25 m ³ /s.	64
Figura 79: Sección transversal 1.A extraída de HEC-RAS 2D – Q=25 m ³ /s.	65
Figura 80: Sección transversal 1.B extraída de HEC-RAS 1D – Q=25 m ³ /s.	65
Figura 81: Sección transversal 1.B extraída de HEC-RAS 2D – Q=25 m ³ /s.	66
Figura 82: Ubicación de la curva analizada N°2.	66
Figura 83: Sección transversal 2.A extraída de HEC-RAS 1D – Q=25 m ³ /s.	67
Figura 84: Sección transversal 2.A extraída de HEC-RAS 2D – Q=25 m ³ /s.	67
Figura 85: Sección transversal 2.B extraída de HEC-RAS 1D – Q=25 m ³ /s.	68
Figura 86: Sección transversal 2.B extraída de HEC-RAS 2D – Q=25 m ³ /s.	68
Figura 87: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal de 300 m ³ /s - HEC RAS 2D.	69
Figura 88: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal de 300 m ³ /s - HEC RAS 2D (Con escala de velocidades en m/s).	69
Figura 89: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal de 375 m ³ /s - HEC RAS 2D.	70
Figura 90: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal de 375 m ³ /s - HEC RAS 2D (Con escala de velocidades en m/s).	70
Figura 91: Ubicación de la primera imagen aérea del evento del 14 de febrero de 2014.	71
Figura 92: Ubicación de segunda imagen aérea del evento de 14 de febrero del 2014.	72
Figura 93: Ubicación de la tercera imagen del evento del 14 de febrero de 2014.	72

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Principales parámetros de las subcuencas.	10
Tabla 2: Calculo de los tiempos de concentración de las distintas subcuencas.	11
Tabla 3: Parámetros de los tránsitos	12
Tabla 4: Valores CN estimados para cada subcuenca.	14
Tabla 5: Láminas de lluvia (en mm) caídas en 720 minutos para las diferentes recurrencias.....	20
Tabla 6: Laminas de lluvia medias areales para distintos periodos de retorno.	21
Tabla 7: Valores de CN calibrados.....	25
Tabla 8: Parámetros picos para distintos periodos de retorno	29
Tabla 9.- Velocidades medias, velocidades medias superficiales y relación entre ambas (coeficiente α) obtenidas a partir de la medición experimental con ADCP y aplicando el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.	37
Tabla 10.- Velocidades medias, velocidades medias superficiales y relación entre ambas (coeficiente α) obtenidas a partir de la medición experimental con ADCP y aplicando el modelo numérico - Rio Mississippi.....	38
Tabla 11: Condiciones del flujo analizadas.	41

1. MARCO REFERENCIAL

1.1. Introducción

Desde el punto de vista humano, el agua tiene un impacto positivo si se la considera como un recurso natural que puede ser utilizado con fines domésticos, industriales, agrícolas, mineros, recreativos, entre otros. Mientras que, también se puede tener un impacto negativo si se habla de los fenómenos naturales que pueden convertirse en amenazas hídricas (por ejemplo inundaciones) para seres vivos, suelos, infraestructura, etc.

Para el aprovechamiento sustentable del recurso hídrico (problema de regulación de aportes continuos a largo plazo) y para mitigar los efectos de amenazas hídricas (problema de control de eventos extremos) se debe proceder a desarrollar medidas estructurales (infraestructura) y medidas no estructurales (medidas de gestión, disposiciones legales y reglamentarias, normas de operación, etc.).

El diseño sustentable de estas medidas estructurales y no estructurales se define como el diseño consistente con los principios del desarrollo global sustentable, el cual prevé un desarrollo que satisface las necesidades presentes sin comprometer la capacidad de futuras generaciones de satisfacer sus propias necesidades (World Commission on Environment and Development, 1987). Un sobredimensionamiento de las medidas genera un impacto innecesario sobre el medio ambiente y resulta antieconómico, en tanto que si se subestiman estas medidas pueden fallar con resultados catastróficos con un impacto aun mayor para la sociedad y el medio ambiente, tanto por la pérdida de vidas humanas como de bienes materiales. En este marco, el diseño sustentable de las medidas estructurales y no estructurales requiere de un estudio integral que complemente los siguientes aspectos: (a) Diseño hidrológico que consiste en la definición precisa de las variables hidrológicas de diseño (por ejemplo: caudal) (b) Diseño hidráulico óptimo que contemple la compleja interacción de los flujos turbulentos con el lecho, márgenes, vegetación, infraestructura hídrica existente y/o nueva, etc.

En este trabajo se decidió profundizar en dos líneas de trabajo realizando estudios avanzados en los dos aspectos mencionados, es decir en el Diseño Hidrológico e Hidráulico de Infraestructura Hídrica. En primer lugar se desarrolla un modelo hidrológico completo de la cuenca alta del Río Tercero en la provincia de Córdoba con el fin de estimar caudales de proyecto, parámetro fundamental de diseño hidrológico de cualquier obra hidráulica. Se calibra y valida el modelo y se realiza un análisis de sensibilidad de la respuesta de la cuenca frente a la variación de distintos parámetros del modelo. En segundo lugar se desarrolla una herramienta para calcular la relación entre velocidades medias y superficiales en cursos fluviales, parámetro fundamental para el cálculo de caudal a partir de la aplicación de técnicas de velocimetría por imagen. Luego se aplican distintos modelos hidráulicos para el análisis de un flujo en curva con lecho fijo, y se comparan entre sí. Finalmente, se presenta un modelo hidráulico del Río Tercero en el tramo que atraviesa la localidad de Villa María.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

El objetivo del presente trabajo es la realización de modelaciones hidrológicas e hidráulicas requeridas para un manejo del recurso hídrico durante eventos hidrológicos extremos.

1.2.2. Objetivos específicos

A lo fines de cumplir con el objetivo general mencionado anteriormente, se proponen los siguientes objetivos específicos:

- Modelar hidrológicamente la Cuenca Alta Rio Tercero
- Calibrar y validar dicho modelo utilizando eventos de crecida de los últimos años
- Realizar análisis de sensibilidad del modelo ante la variación de distintos parámetros
- Realizar un modelo numérico para analizar las Relaciones entre velocidades medias y velocidades medias superficiales en cursos fluviales
- Modelar hidráulicamente flujo en curva con lecho fijo
- Modelar hidráulicamente tramo de Villa María del Rio Tercero

1.3. Metodología

En el Capítulo 2 se presenta la modelación hidrológica de la cuenca alta de Rio Tercero. Se detalla cada uno de las actividades realizadas para la confección del mismo. Así mismo se presenta la calibración del modelo, su validación y también una serie de análisis de sensibilidad de la respuesta de la cuenca frente a la variación de distintos parámetros del modelo.

En el Capítulo 3 se presentan modelaciones hidráulicas realizadas en el marco del estudio de distintas herramientas para la gestión del recurso hídrico. En primer lugar se aplica y valida un modelo numérico que permite estimar las relaciones entre velocidades medias y velocidades medias superficiales en cursos fluviales, parámetro fundamental para el cálculo de caudal a partir de la aplicación de técnicas de velocimetría por imagen. Luego se aplican distintos modelos hidráulicos para el análisis de un flujo en curva con lecho fijo, y se comparan entre sí. Finalmente, se presenta un modelo hidráulico del Rio Tercero en el tramo que atraviesa la localidad de Villa María.

Finalmente en el Capítulo 4 se presentaran a modo de cierre las conclusiones tanto del trabajo realizado como de la experiencia personal en la realización del trabajo.

2. MODELACION HIDROLOGICA CUENCA ALTA RIO TERCERO

2.1. Introducción

En el presente capítulo se desarrolla la modelación hidrológica de la cuenca alta del Río Tercero. Se presentan las distintas actividades realizadas para la confección del mismo, comenzando por la caracterización de la cuenca, determinación de la Lluvia de diseño y el modelo de transformación lluvia caudal. También se muestra la calibración y validación del modelo. Por último se realiza un análisis de sensibilidad de la respuesta de la cuenca frente a la variación de distintos parámetros del modelo.

2.2. Descripción del Área de Estudio

El área de estudio donde se centra este trabajo es la cuenca del río Tercero (Ctalamochita), la cual posee un área de 9700 km² (Saldaño, 2010) y es una de las cuencas de mayor explotación hidroeléctrica en la Provincia de Córdoba. Su cuenca alta (Figura 1), la cual es modelada hidrológicamente en este trabajo, posee con una superficie de 3238 km² (tomando como cierre el embalse de Río Tercero), y se encuentra ubicada en el centro-oeste de la Provincia de Córdoba, en las sierras de Comechingones. Esta cuenca, a la vez se divide en 6 sub-cuencas, donde los principales ríos tributarios que recolectan el agua de las mismas son el río Santa Rosa, el arroyo Amboy, el río Quillinzo, río Grande y el río La Cruz. El río que desagua de la cuenca alta es el río Tercero (también llamado río Ctalamochita). El mismo nace en el embalse de Río Tercero y a partir del embalse Piedras Moras adquiere características de un río de llanura. El río Tercero (Ctalamochita) recorre todo el ancho de la Provincia de Córdoba de oeste a este (En la localidad de Villa María, se ha realizado un modelo hidráulico), y luego de confluir con el río Saladillo (nombre del curso inferior del río Cuarto) forma el río Carcarañá, que luego ingresa en territorio de la Provincia de Santa Fe para finalmente desembocar en el río Coronda en las proximidades de la localidad de Puerto Gaboto, el cual a su vez es afluente del río Paraná.



Figura 1: Ubicación de la cuenca Alta de Río Tercero

2.3. Problemática Existente

La cuenca alta del río Tercero (Ctalamochita) se encuentra regulada por un sistema de seis embalses, los cuales poseen múltiples usos (los embalses de Cerro Pelado, Arroyo Corto, Río Tercero, Ingeniero Casaffousth, Ingeniero Benjamín Reolín y Piedras Moras). El embalse de Río Tercero, posee la mayor capacidad de almacenamiento (560 Hm^3 a cota de vertedero) y tiene entre sus funciones atenuar crecidas, lo cual es de vital importancia, por lo que es el objeto del presente trabajo. Aguas abajo del embalse se encuentran importantes localidades emplazadas en las márgenes del río, las cuales presentan riesgos de inundación cuando los caudales por el río son mayores a $200 \text{ m}^3/\text{s}$. A estos usos, se suma la existencia de la central nuclear de Embalse, la cual se encuentra emplazada en las costas del mismo embalse, y que posee como limitación una cota mínima para que pueda funcionar el sistema de enfriamiento de sus reactores, lo que dificulta aún más el manejo del embalse. Todos estos factores requieren de una planificación detallada para realizar una operación adecuada del mismo y para lo cual se debe contar con datos confiables y con sustento científico. Sumado a la problemática del manejo de embalses, se agrega que debido a los caudales erogados por el mismo en el mes de febrero de 2014 y fechas posteriores, se registraron crecidas de importancia sobre el río Tercero (Ctalamochita) que inundaron varias localidades ribereñas. Con el fin de lograr una herramienta de gestión y toma de decisiones sobre el manejo del embalse se procedió a realizar un modelo hidrológico de la cuenca alta usando como evento de calibración la tormenta del 14 de febrero de 2014.

2.4. Modelación Hidrológica

En este apartado se presenta el cálculo de los caudales de proyecto asociados a una recurrencia 10, 25, 50 y 100 años en la cuenca de estudio. El estudio hidrológico se realizará aplicando el Método del Hidrograma Unitario. Para el cálculo de la intensidad de precipitación se utilizarán las curvas Intensidad Duración Frecuencia calculadas a partir del modelo DIT (Caamaño y Daaso, 2003). La definición de las cuencas y sus parámetros principales se realizó a partir de información topográfica satelital provista por el modelo digital de elevación del IGN (Instituto Geográfico Nacional).

2.4.1. Caracterización de la Cuenca

Subdivisión de la Cuenca

Las subcuencas (áreas tributarias) que conforman la cuenca de estudio, se definieron a partir de la información topográfica satelital provista por el modelo digital de elevación IGN y se complementó el análisis mediante la visualización de la zona de estudio con imágenes satelitales de alta resolución. Se detectaron de este modo 17 subcuencas, cuyas superficies varían entre los 37 y los 317 Km². En la Figura 2 se presentan las subcuencas y sus respectivos cauces principales con la nomenclatura adoptada.



Figura 2: Principales subcuencas y red de drenaje, junto a la nomenclatura usada para el estudio.

Los parámetros principales de las subcuencas se indican en la Tabla 1:

Subcuenca N°	Area (Km2)	Lc(m)	Sc
W480	312.72	17800.00	0.016
W490	219.12	24400.00	0.045
W530	200.65	22300	0.006
W540	216.27	24500	0.023
W550	175.58	16600	0.012
W600	48.1	8100	0.035
W640	206.74	25000	0.044
W660	37.947	0	0.000
W670	254.72	28700	0.003
W740	166.6	13700	0.025
W750	131.93	22700	0.040
W760	73.34	10500	0.022
W770	296.84	41600	0.004
W780	100.18	20300	0.004
W830	316.4	25100	0.029
W860	147.57	21900	0.011
W900	279.76	42000	0.015

Tabla 1: Principales parámetros de las subcuencas.

Dónde:

Area: Área de las subcuencas.

Lc: Longitud del cauce principal de las subcuencas.

Sc: Pendiente del cauce principal de las subcuencas.

Determinación de los tiempos de concentración de las subcuencas

Para el cálculo de los tiempos de concentración (TC) de las subcuencas; Roussel et al. 2005 concluyen que generalmente la ecuación de Kirpich, y en particular la ecuación de Kerby-Kirpich para estimar el tiempo de la concentración de una cuenca es adecuada. Esta ecuación produce estimaciones de tiempo de concentración consistentes con valores obtenidos en cuencas que fueron calculados a partir de tormentas reales e hidrogramas de escorrentía. Al aplicar este método para el cálculo de TC, el tiempo total de concentración se obtiene sumando el tiempo de flujo superficial en lámina l t_o (Kerby) y el tiempo de flujo en canal t_c (Kirpich):

$$TC = t_o + t_c$$

Dónde:

$$t_o = K_o (L_o \cdot N)^{0.467} S_o^{-0.235}$$

$$t_c = K_c L_c^{0.77} S_c^{-0.385}$$

K_o : Coeficiente de conversión de unidades. Es igual a 1.44 para unidades del sistema internacional (SI)

K_c : Coeficiente de conversión de unidades. Es igual a 0.0195 para unidades del sistema internacional (SI)

L_o : Longitud del flujo superficial (o flujo en láminas).

L_c : Longitud del flujo en canal

S_o : Pendiente de la cuenca adimensional en la zona de flujo superficial (en el caso analizado es igual a S)

S_c : Pendiente de la cuenca adimensional en la zona de flujo en canal (en el caso analizado es igual a S)

N : Coeficiente de retardo del flujo. Su valor se obtiene de tablas.

Subcuenca N°	Area (Km2)	Tc(min)
W480	312.72	299.08
W490	219.12	227.45
W530	200.65	376.42
W540	216.27	265.45
W550	175.58	361.94
W600	48.1	147.36
W640	206.74	222.81
W660	37.947	105.83
W670	254.72	673.15
W740	166.6	202.82
W750	131.93	211.53
W760	73.34	408.88
W770	296.84	630.38
W780	100.18	395.48
W830	316.4	245.61
W860	147.57	316.06
W900	279.76	421.90

Tabla 2: Calculo de los tiempos de concentración de las distintas subcuencas.

2.4.2. Determinación de parámetros hidrológicos

Parámetros de Transito

Para los tránsitos se utiliza el método de Muskingum, Chow et al. (1988), El cual utiliza para el transito 2 parámetros: K y X. K puede asimilarse igual al tiempo de recorrido de la onda cinemática de un extremo al otro del tramo estudiado y X es una constante que vale entre 0 y 0.5; y a mayor valor de X menor es la amortiguación del hidrograma a lo largo del tramo del cauce.

En la Figura 3, se indica la nomenclatura utilizada para cada uno de los cauces principales detectados en la cuenca.

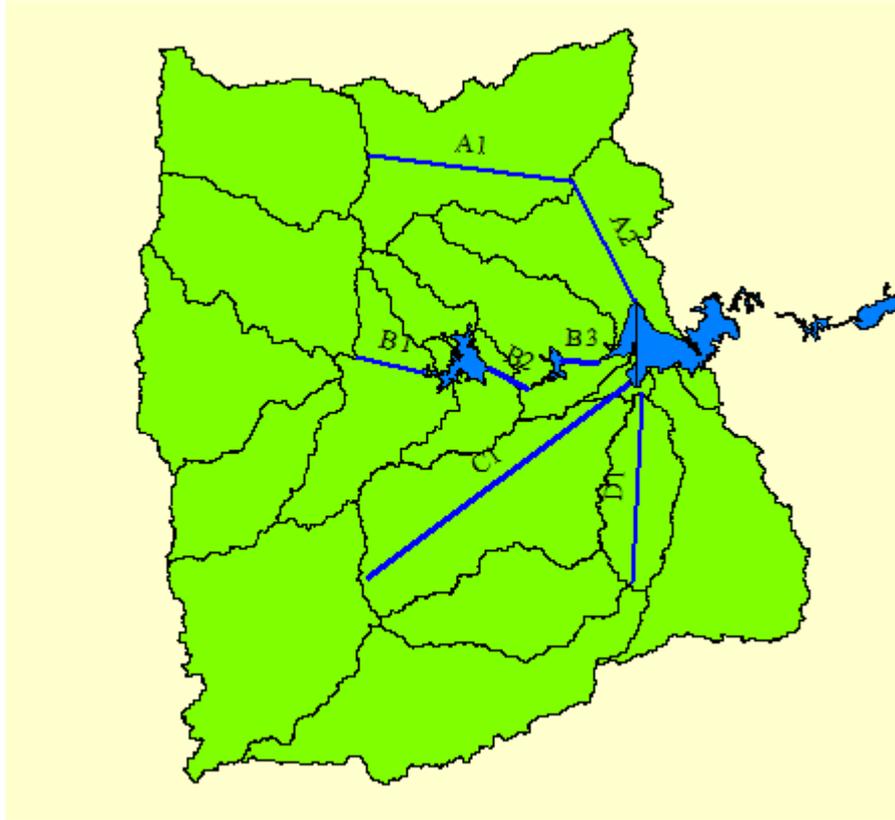


Figura 3: Nomenclatura de los tránsitos

Para cada uno de los tramos transitados se usaron los parámetros indicados en la Tabla 3:

Tramos	K(hs)	X
A1	1.60	0.3
A2	1.94	0.3
B1	0.97	0.3
B2	0.28	0.3
B3	0.44	0.3
C1	3.27	0.3
D1	2.48	0.3

Tabla 3: Parámetros de los tránsitos

Determinación de los parámetros de infiltración

Para el cálculo de las pérdidas en las subcuencas se utiliza el método del SCS – CN. Este método utiliza dos parámetros: CN e infiltración inicial (I_a); pero este último se obtiene a partir del valor de CN con la siguiente ecuación:

$$I_a [mm] = 0.2 \left(\frac{25400}{CN} - 254 \right)$$

Para el *uso del suelo* se realizó un análisis de imágenes satelitales del terreno. Si se observa una imagen satelital de la cuenca, se observan zonas bien diferenciadas. En cada una de las subcuencas se diferenciaron los siguientes tipos de usos de suelo:

- Pastizal
- Arbustos
- Arbustos - Pastizal
- Bosque degradado
- Bosque serrano

Partiendo de los datos de uso de suelo y tipo de suelo detectados en cada una de las subcuencas, se estimaron los valores de CN, que se muestran en la Tabla 4:

SUBCUENCA	ESTACION DE LLUVIA	CN
W480	5060	72.5
W490	5060	72.5
W530	5060	75
W540	5060	73.5
W550	5060	73.5
W600	5060	72
W640	5060	79
W660	5060	63.5
W670	5100	81
W740	5060	79
W750	5060	73.5
W760	5060	61
W770	5100	61
W780	5100	81
W830	5100	79
W860	5100	71
W900	5100	79.4

Tabla 4: Valores CN estimados para cada subcuenca.

2.4.3. Curvas características de los Embalses del sistema

Para la modelación de los embalses se utilizaron las curvas Cota-Volumen de cada dique y Cota-Descarga del vertedero de cada uno de ellos, los cuales fueron extraídos del “Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina” Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación (2010).

Curvas Características del Embalse Cerro Pelado

La Curva correspondiente a Cota-Volumen (H-V) se muestra en la Figura 5 y la Curva de Cota-Erogación por vertedero (H-Q) se muestra en la Figura 6.

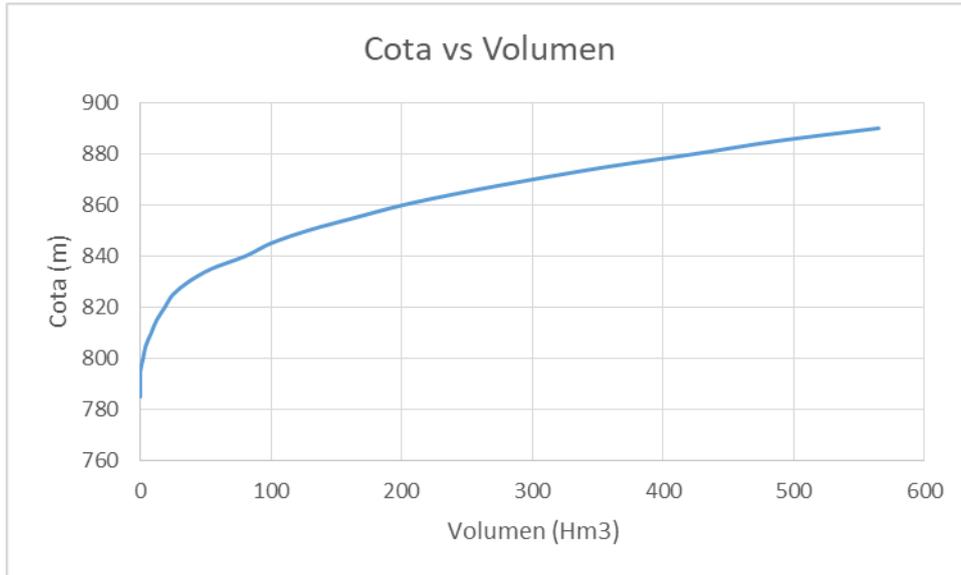


Figura 5: Curva Cota-Volumen del embalse Cerro Pelado

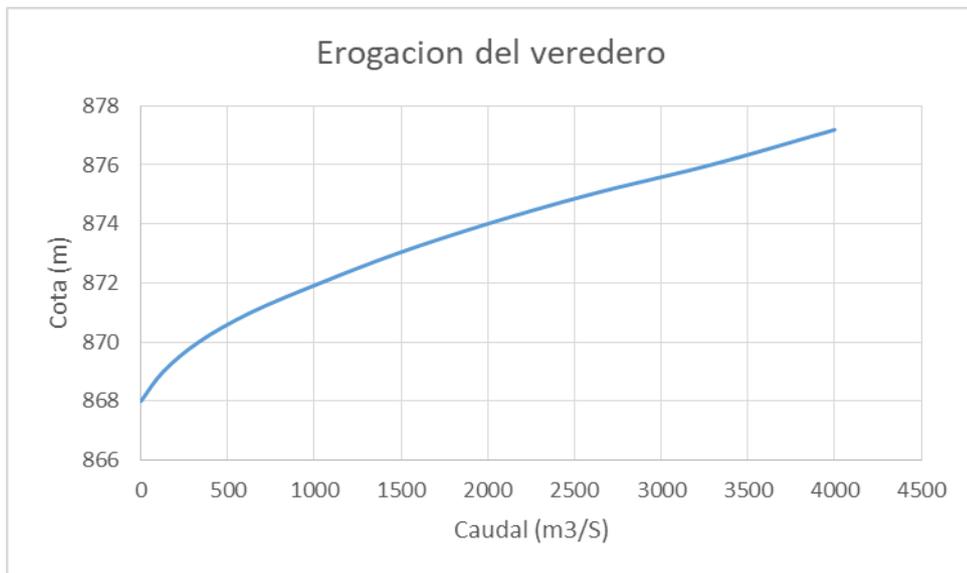


Figura 6: Curva Cota-Caudal del vertedero de embalse de Cerro Pelado

Curvas Características del Embalse Arroyo Corto

La Curva correspondiente a Cota-Volumen (H-V) se muestra en la Figura 7 y la Curva de Cota-Erogación por vertedero (H-Q) se muestra en la Figura 8.

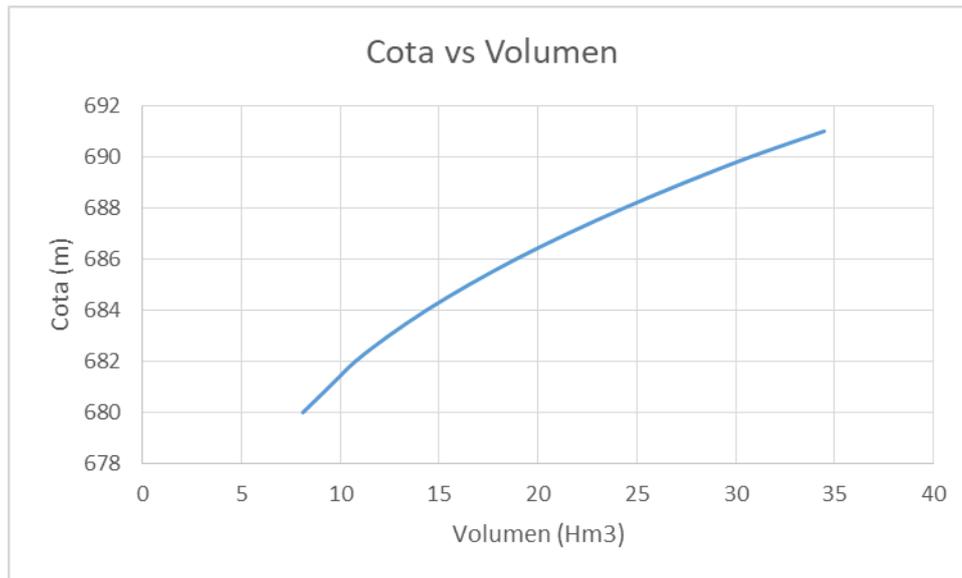


Figura 7: Curva Cota-Volumen del embalse Arroyo Corto.

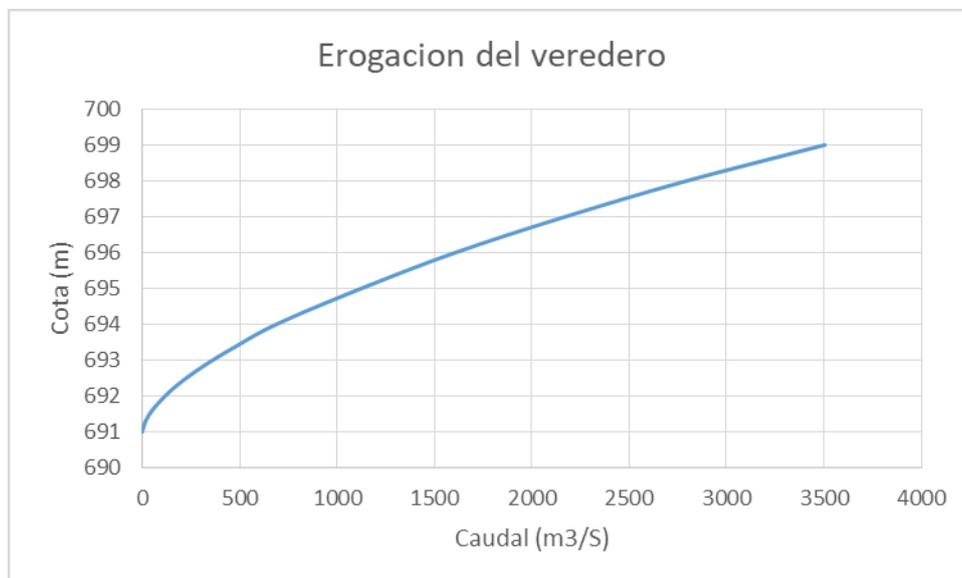


Figura 8: Curva Cota-Caudal del vertedero de embalse de Arroyo Corto.

Curvas Características del Embalse de Rio Tercero (Fitz Simon)

La Curva correspondiente a Cota-Volumen (H-V) se muestra en la Figura 9 y la Curva de Cota-Erogación por vertedero (H-Q) se muestra en la Figura 10.

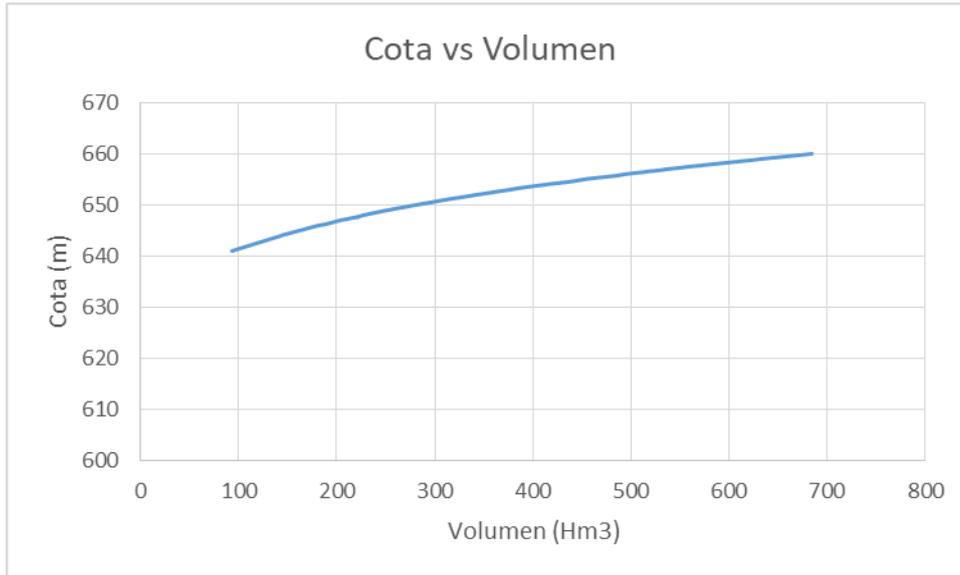


Figura 9: Curva Cota-Volumen del Embalse de Río Tercero.

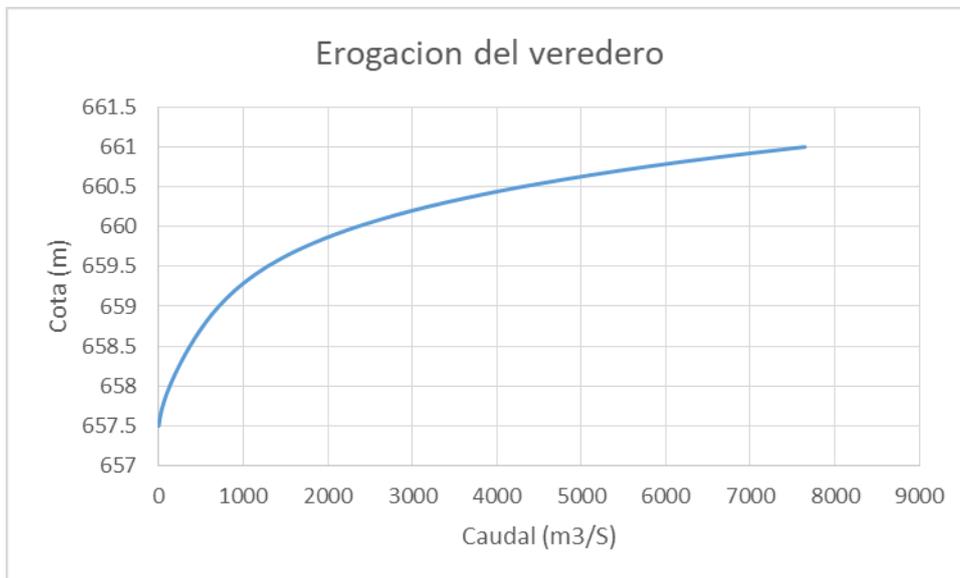


Figura 10: Curva Cota-Caudal del vertedero de Embalse de Río Tercero.

2.4.4. Determinación de las Lluvias de Diseño

Cálculo de la duración de la tormenta crítica sobre la cuenca

Para calcular la duración de la tormenta crítica de la cuenca analizada, se modelaron para una recurrencia de 25 años lluvias de diferentes duraciones para encontrar cual es la duración que genera el caudal pico máximo (caso más desfavorable); y esto se hizo teniendo en cuenta aplicando el modelo del SCS – CN con los valores previamente presentados. A continuación se grafican los caudales picos obtenidos para cada una de las duraciones de lluvia modeladas:

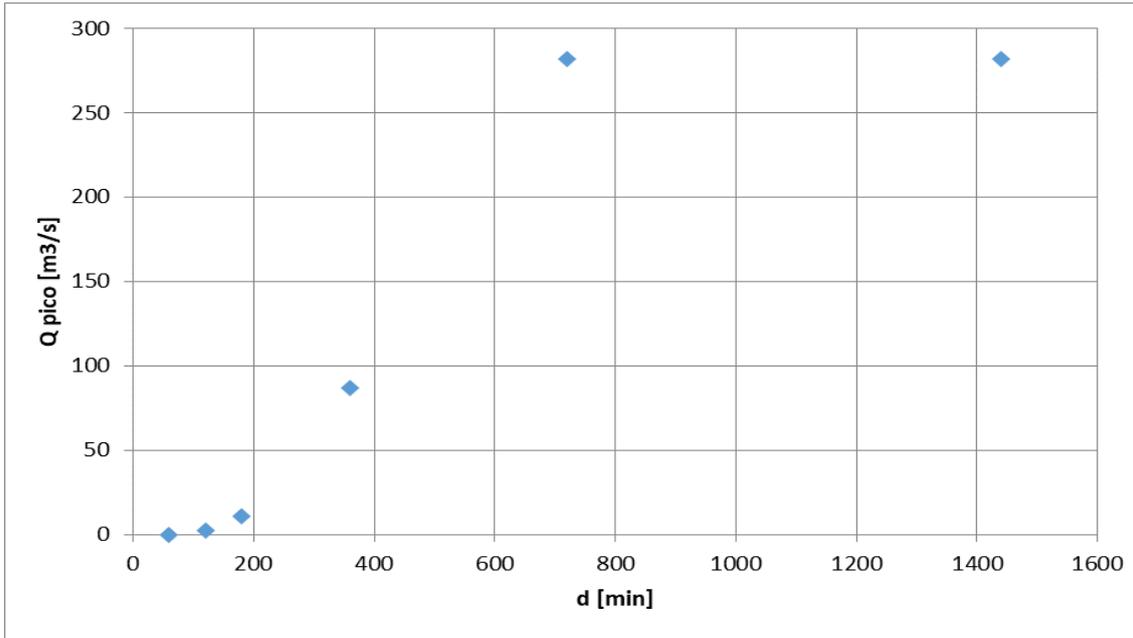


Figura 11: Caudales picos para distintas duraciones de lluvia.

En la Figura 11 se observa que a partir de una duración de tormenta de 720 minutos (12 horas) la cuenca entra en régimen, es decir que los caudales picos crecen muy poco en su magnitud. Para duraciones mayores a la misma se obtienen caudales del mismo orden, por lo que la tormenta de duración igual a 12 horas es la crítica sobre la cuenca de estudio. Es por ello que la duración de la lluvia de diseño a ser ingresada al modelo hidrológico para la determinación de los caudales de diseño es de 720 minutos (y esta generará la respuesta más desfavorable sobre la cuenca).

Calculo de la Curva IDT

Para este cálculo se utilizó el modelo DIT. Para ello se utilizó como estación base pluviográfica la existente en la localidad de Los Reartes y como estación satélite pluviométrica la existente en Las Albahacas. La localización de la estación pluviométrica respecto a la cuenca de estudio se muestra en la siguiente Figura 12:

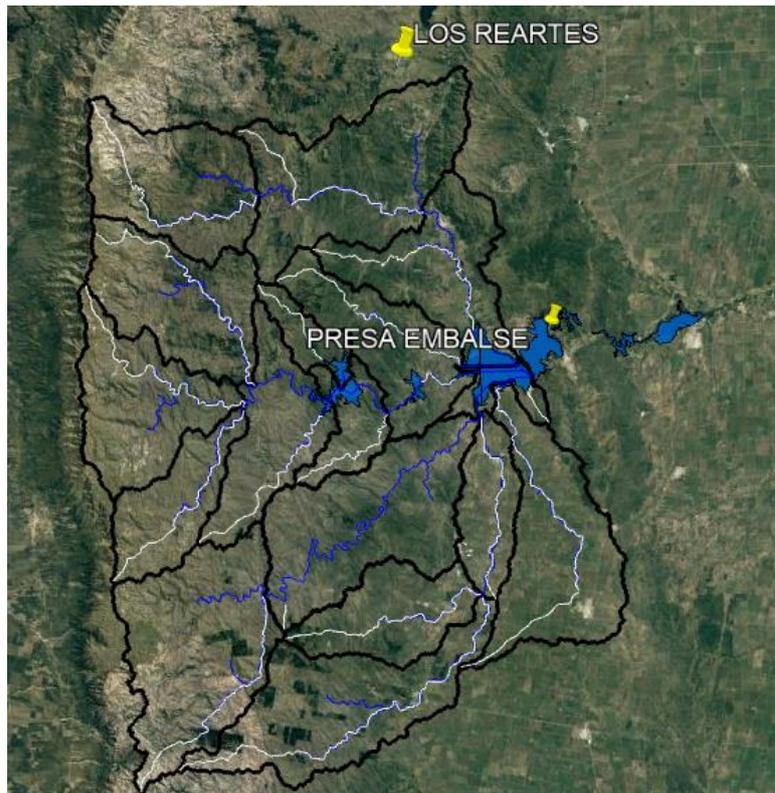


Figura 12: Localización de la estación pluviométrica Las Albahacas respecto a la ubicación de la zona de estudio.

La IDT resultante es la que se presenta a continuación:

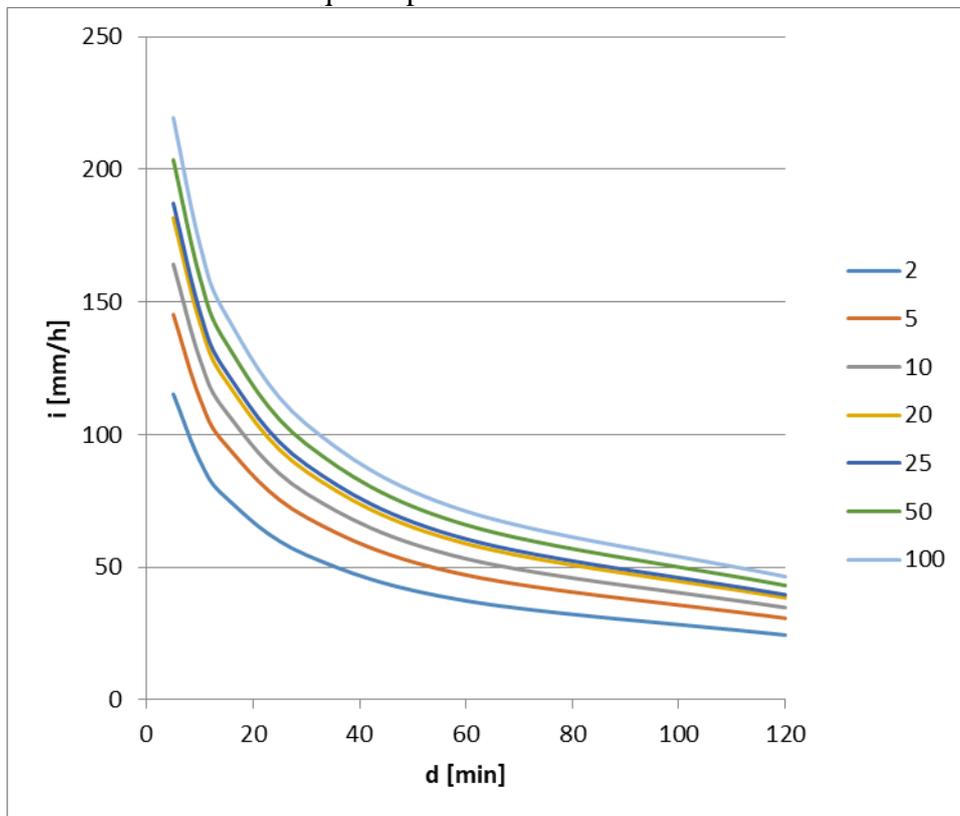


Figura 13: Curvas IDT para duraciones entre 5 y 120 min

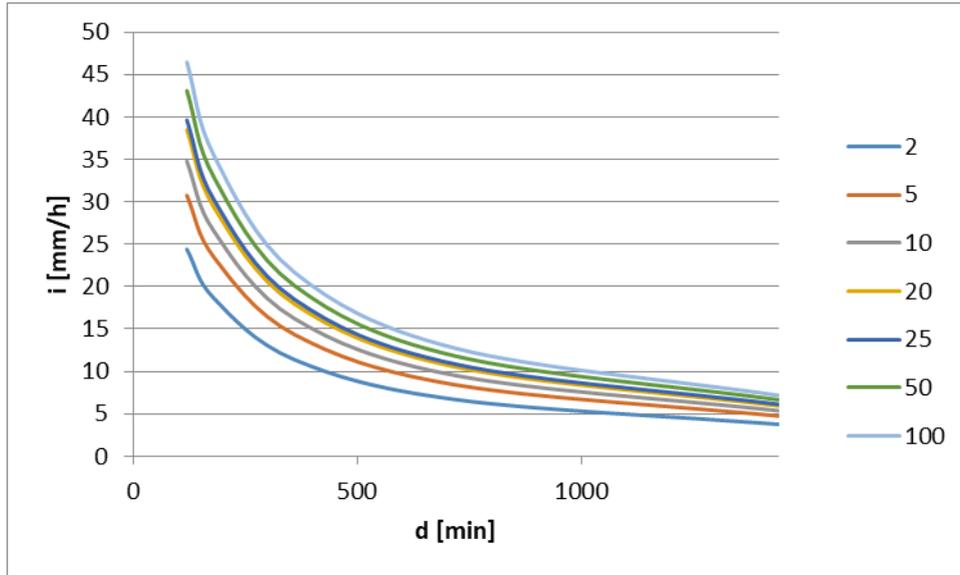


Figura 14: Curvas I-D-T para duraciones mayores a 120 min

Partiendo de la curva IDT previamente calculada, se estimaron las lluvias de diseño asociadas a las recurrencias de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años. Las láminas de lluvia correspondientes a una duración de 720 minutos (duración crítica de la cuenca) y a los diferentes T son:

T [años]	2	5	10	25	50	100
h [mm]	80	101	114	130	142	153

Tabla 5: Láminas de lluvia (en mm) caídas en 720 minutos para las diferentes recurrencias.

Atenuación espacial de la lámina de lluvia

Se tiene en cuenta debido a que el área de la cuenca es mayor a 25 km². Se aplicó el método CoDA. El mismo establece que:

$$h_{areal} = CDA \cdot h$$

Dónde:

h_{areal} : Lámina de lluvia media areal sobre la cuenca.

h : Lámina de lluvia puntual cuya localización coincide con la ubicación de la IDT Previamente calculada.

CDA : Coeficiente de atenuación para calcular la precipitación media areal en una cuenca a partir de datos de precipitación puntuales. Depende de la duración de la tormenta (d) y del área de la cuenca (A); y se calcula como (Catalini, 2001):

$$CDA = 25^k A^{-k}$$

$$k = -2.1438d^{-0.4774}$$

Las láminas de lluvia medias areales correspondientes a una duración de 720 minutos (duración crítica de la cuenca) y a los diferentes T son:

T [años]	2	5	10	25	50	100
h [mm]	51	64	73	83	90	97

Tabla 6: Laminas de lluvia medias areales para distintos periodos de retorno.

Distribución temporal de la lámina de lluvia

Se aplicaron los hietogramas tipo del trabajo “Distribución Sintética De Lluvias Intensas en el área serrana de la provincia de Córdoba, Argentina” de Dasso y Caamaño Nelli, 2011.

La Figura 15 muestra los hietogramas tipo para duraciones entre 30 y 1440 minutos sintetizados en La Suela, con el método de la mediana de la distribución empírica (técnica de Huff) y por el método del ordenamiento de intervalos (técnica de Pilgrim), expresados en sextiles. Cada bloque de las ocho series dura 1/6 de la duración, es decir, 5 a 240 minutos desde el IMA (Intervalo de máximos anuales) de 30 al de 1440 minutos respectivamente.

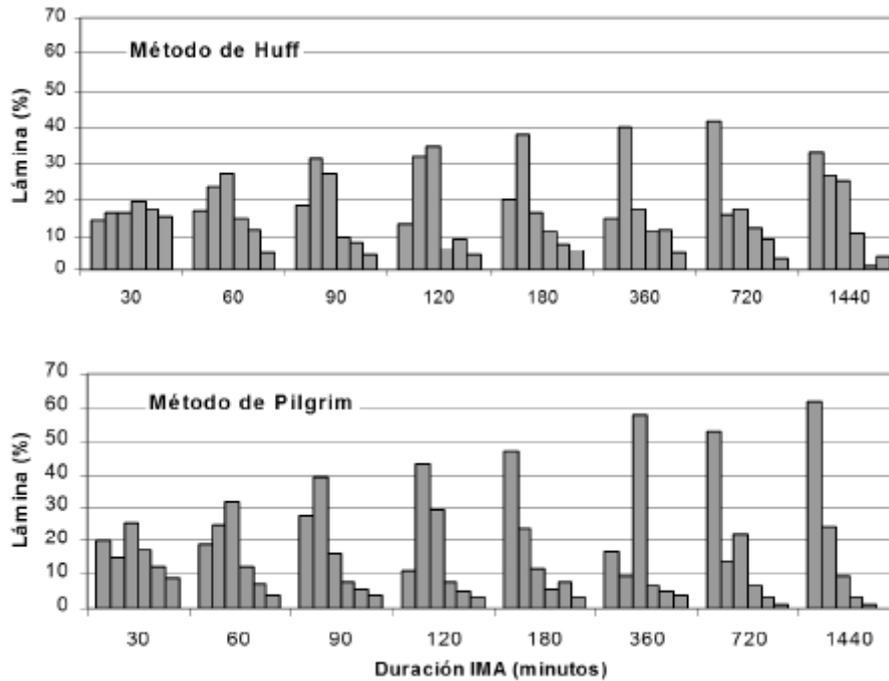


Figura 15: Hietogramas tipo estimados La Suela.

Teniendo en cuenta estos resultados, en este trabajo se utilizó un coeficiente de avance de 0.25. El hietograma ingresado al modelo es el mostrado en la Figura 16.

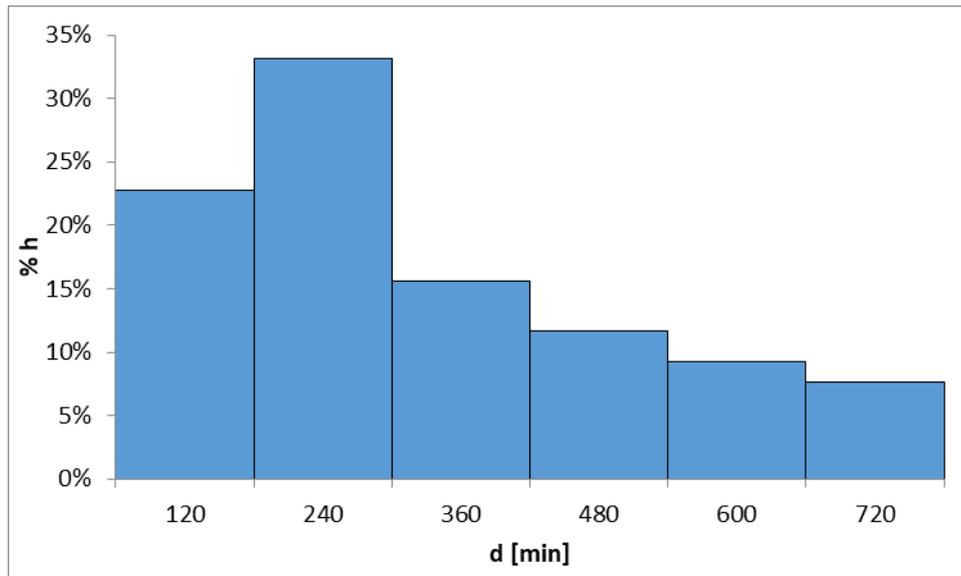


Figura 16: Hietograma tipo estimado

2.4.5. Modelo de Transformación Lluvia-Caudal

Se utiliza el hidrograma unitario adimensional del SCS modificado, el cual se define por la siguiente relación:

$$q_p = PRF \times A \times Q / t_p$$

Dónde:

q_p : Caudal pico del hidrograma unitario en ft^3/s .

A : Área de la cuenca en mi^2 .

Q : Volumen escurrido en pulgadas.

t_p : Tiempo al pico del hidrograma unitario en horas.

El porcentaje del volumen que escurre antes de alcanzar el caudal pico (PRF por sus siglas en inglés) no es uniforme en todas las cuencas debido a que depende de la longitud del cauce principal, cobertura del suelo y otras propiedades de la cuenca.

Haciendo variar este factor, se pueden obtener diferentes hidrogramas unitarios adimensionales del SCS. Se ha encontrado que las cuencas de llanura poseen factores PRF más bajos (del orden de 100 a 300); mientras que cuencas con mayores pendientes poseen PRF más altos (del orden de 400 a más de 600).

Para poder definir el factor PRF de los hidrogramas unitarios adimensionales, Sheridan et. Al (2002) desarrolló una relación entre dicho factor y dos características de las cuencas: el área de drenaje (A , en km^2) y la pendiente del cauce principal (S , en %):

$$PRF = 490.196 \times S^{0.882} \times A^{0.264}$$

El hidrograma unitario estándar adimensional del SCS utiliza por defecto un $PRF=484$, en este trabajo se analizó cada una de las subcuencas y se definió el valor del PRF para cada una de las subcuencas.

Para poder aplicar este hidrograma unitario, es necesario además calcular el tiempo de retardo (t_{lag}) de la cuenca. Este parámetro se calcula como el 60% del tiempo de concentración de la cuenca, es decir:

$$t_{lag} = 0.6TC$$

2.5. Calibración y validación del modelo hidrológico

En este apartado se presenta la calibración del modelo utilizando la Tormenta ocurrida el 14 de febrero de 2014. Además, la validación realizada se realizó usando dos tormentas representativas de los últimos años.

2.5.1. Calibración del Modelo

Para calibrar el modelo se utilizó el evento de 14/02/2014 en la cuenca alta de Río Tercero, el cual generó importantes crecidas en la cuenca. El parámetro de calibración fue el CN. A priori se adoptaron los estimados para las subcuencas mostrados en la Tabla 4. Los hidrogramas durante dicho evento fueron registrados por la Estación 5060 representada en la Figura 17 y la Estación 5100 representada en Figura 18 (ambas de la red del INA CIRSA). La localización de dichas estaciones respecto a la cuenca se observan en la Figura 19

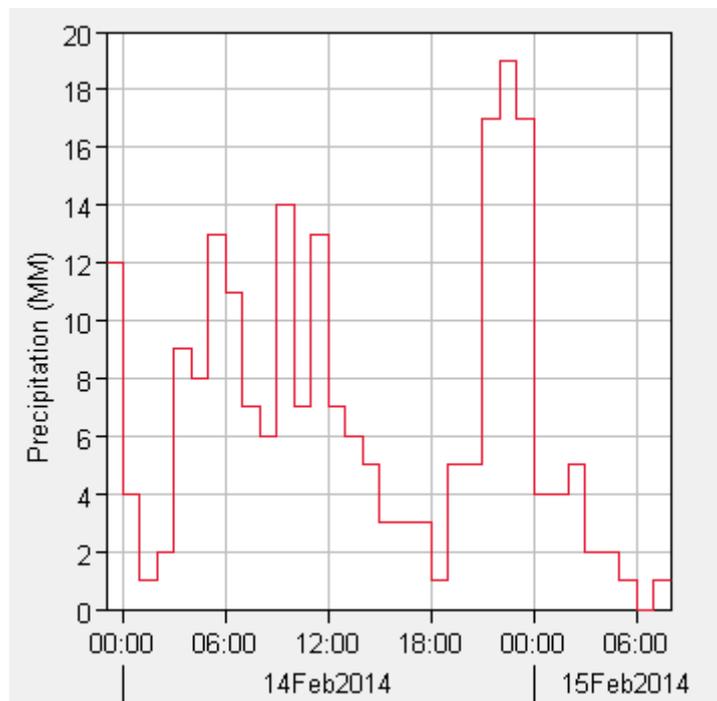


Figura 17: Hietograma del 14/02/2014 para estación 5060

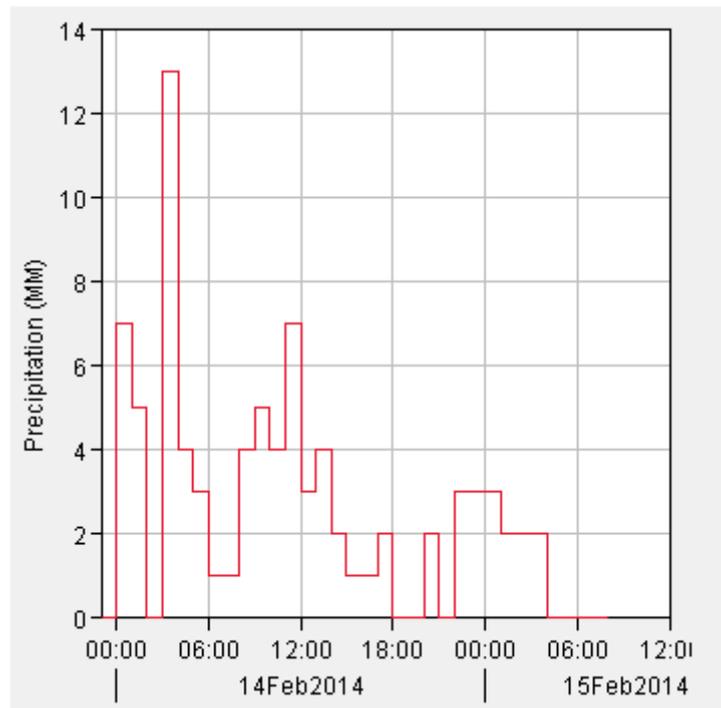


Figura 18: Hietograma del 14/02/2014 para estación 5100.

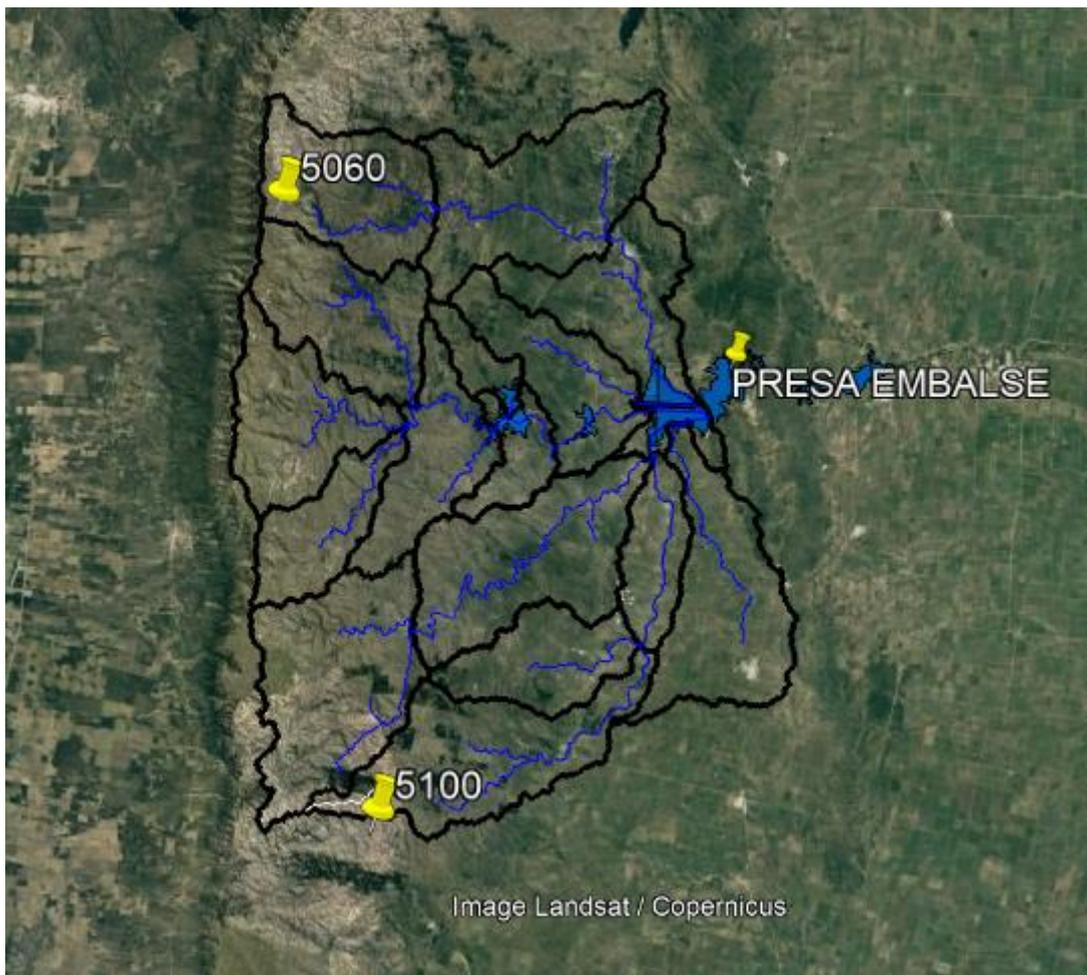


Figura 19: Ubicación de las Estaciones de Lluvia 5060 y 5100.

Se hicieron variar cada uno de los valores de CN de las subcuencas hasta obtener un buen ajuste entre los niveles observados y los simulados en el embalse Fitz Simon. Finalmente en la Tabla 7 se observan los valores finales de CN calibrados para cada una de las Subcuencas del modelo. En la Figura 20 se pueden observar la comparación entre los niveles observados y simulados.

SUBCUENCA	CN (II)
W480	70
W490	64
W530	58
W540	70
W550	58
W600	64
W640	70
W660	56
W670	58
W740	70
W750	70
W760	64
W770	58
W780	58
W830	70
W860	64
W900	64

Tabla 7: Valores de CN calibrados.



Figura 20: Comparación de Hidrogramas de salida de Embalse entre resultados del modelo y evento observado.

2.5.2. Validación del Modelo

Posteriormente se procedió a la validación del modelo utilizando los datos de la tormenta del 3 de enero de 2016 y del 18 de febrero de 2017.

Tormenta del 3 de Enero de 2016

Se usaron datos de precipitación de las estaciones “La cumbrecita” y “Corralito” con las distribuciones temporales mostradas en la Figura 21. La localización de dichas estaciones se observan en Figura 22.

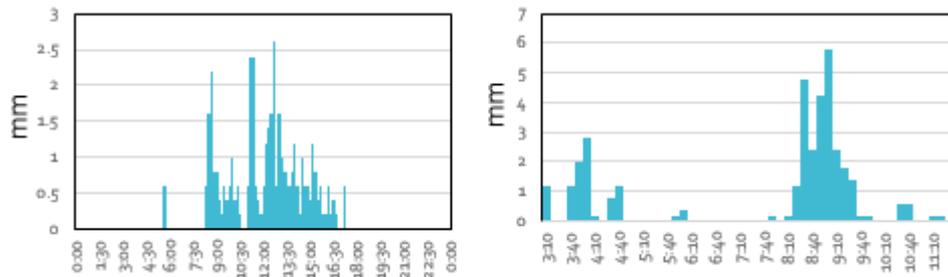


Figura 21: Distribuciones temporales de lluvias usadas para la tormenta del 03/01/2016

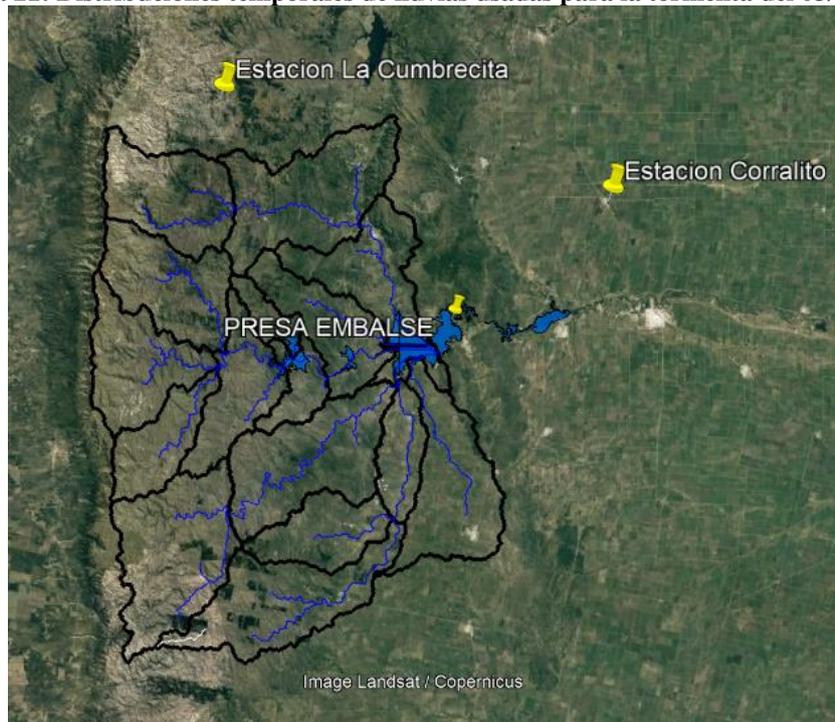


Figura 22: Ubicación de las estaciones utilizadas para la tormenta del 03/01/2016.

Se usaron las siguientes cotas iniciales de los embalses:

- Cota Arroyo Corto: 685.08 m
- Cota Cerro Pelado: 864.57 m
- Cota Embalse Rio Tercero: 654.06 m

Si se tiene en cuenta que el volumen de ingreso registrado por el operador del embalse Fitz Simon fue de 25.88 Hm³ y el obtenido con el modelo fue de 25.13 Hm³; y el nivel del embalse medido fue de 654.54 m contra 654.60 m obtenido por el modelo, se muestra un buen ajuste entre lo modelado y lo medido.

Tormenta del 18 de Febrero de 2017

Se usaron datos de precipitación de las estaciones “Yacanto Norte” y “Rio Los Sauces” con las distribuciones temporales mostradas en la Figura 23. La localización de dichas estaciones se observan en Figura 24.

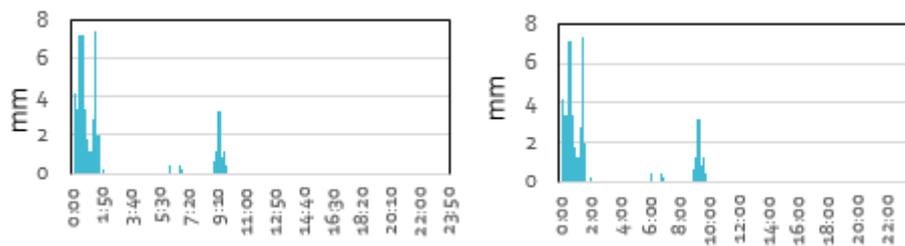


Figura 23: Distribuciones temporales de las lluvias usadas para la tormenta del 17/02/2017



Figura 24: Ubicación de estaciones utilizadas para la tormenta del 17/02/2017.

Se usaron las siguientes cotas iniciales de los embalses:

- Cota Arroyo Corto: 686.66 m
- Cota Cerro Pelado: 864.24 m
- Cota Embalse Rio Tercero: 654.75 m

Si se tiene en cuenta que el volumen de ingreso registrado por el operador del embalse FITZ SIMON fue de 13.55 Hm³ y el obtenido con el modelo fue de 11.6 Hm³; y el nivel del embalse medido fue de 655.15 m contra 655.10 m obtenido por el modelo, se muestra un buen ajuste entre lo modelado y lo medido.

Vale recalcar que luego de la validación este modelo se utilizó para el “Proyecto Relámpago, Hydrometeorology Component: Land Surface controls on heavy precipitation and flooding in the Carcarañá River Basin, Argentina. Source of Support: NSF. Director de la componente argentina de este proyecto: C.M. García.”

2.5.3. Determinación de caudales de diseño asociados a diferentes tiempos de retorno

Partiendo de la hipótesis de que todos los embalses del sistema se encuentran llenos (A nivel de labio de vertedero), dado que se tratan de centrales de tubinado y bombeo por lo que tratan de mantenerse llenos, se hicieron modelaciones para distintos periodos de retorno entre 10 y 100 años. En la Figura 25, se pueden observar los distintos hidrogramas de entrada a Embalse de Rio Tercero (Fitz Simon) y en la Figura 26, se observan los hidrogramas de salida del embalse para las 4 recurrencias analizadas. Además, en la Tabla 8 Se muestran los caudales pico de entrada, caudales picos de salida, Volumen del hidrograma, cota máxima alcanzada de cada uno de los hidrogramas obtenidos de la modelación y Porcentaje de laminación.

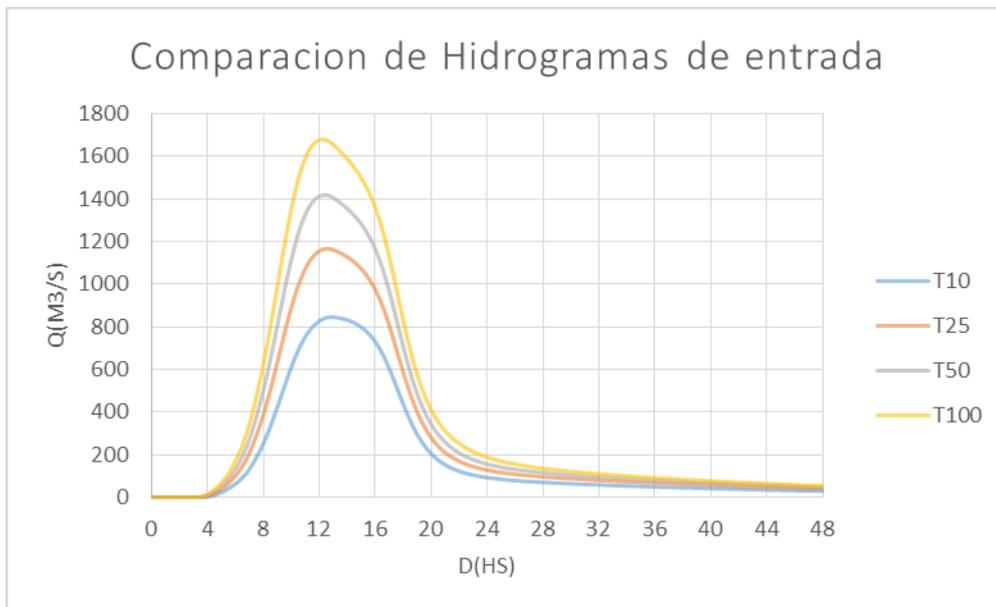


Figura 25: Comparación de Hidrogramas de entrada asociados a distintos periodos de retorno.

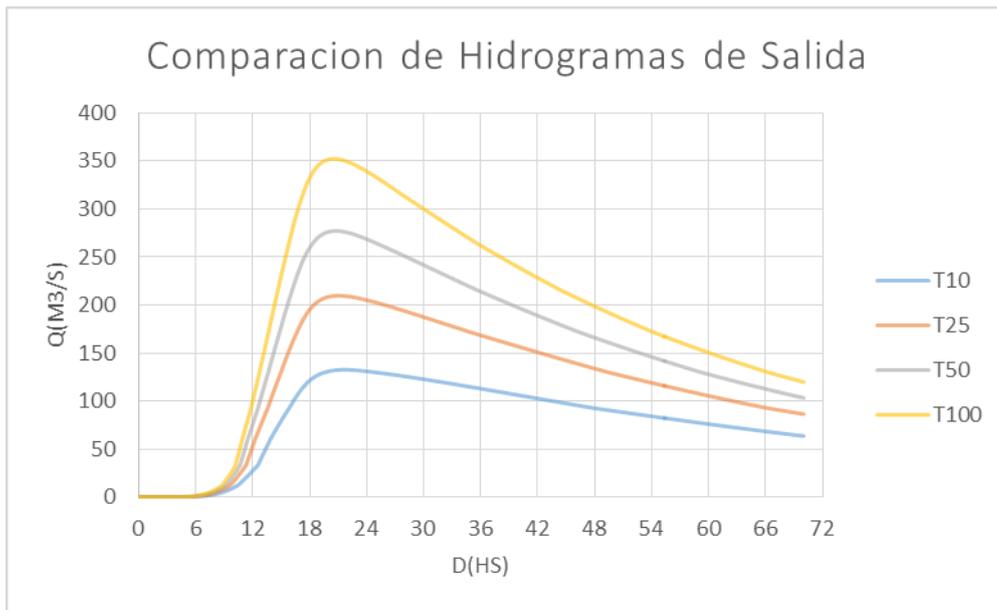


Figura 26: Comparación de Hidrogramas de salida asociados a distintos periodos de retorno.

TR	Q MAX Ingreso (m3/s)	VOLUMEN DEL HIDROGRAMA (Hm3)	COTA MAX	Q MAX Salida (m3/s)	Laminación (%)
10	846	58.5	658.01	133	84%
25	1167	59.4	658.19	210	82%
50	1418	60.1	658.33	277	80%
100	1678	60.9	658.47	352	79%

Tabla 8: Parámetros picos para distintos periodos de retorno

2.6. Análisis de sensibilidad ante variación de diferentes parámetros del modelo

En este apartado se realiza un análisis de sensibilidad de la respuesta de la cuenca (tomando como variable de referencia el caudal de salida de Fitz Simon) en relación a la variación de dos parámetros del modelo: el valor de CN, parámetro de infiltración, y la cota inicial de cada uno de los embalses del sistema.

2.6.1. Análisis de sensibilidad de las Cotas iniciales de los embalses del sistema.

Se realizó un análisis de sensibilidad haciendo variar la cota inicial de cada uno de los tres embalses del sistema, analizando la variación del caudal de salida de Embalse Fitz Simon. Se hicieron 15 simulaciones con distintas cotas iniciales que variaban entre 0 a 2 metros por debajo del nivel de Vertedero, para las recurrencias de 10, 25, 50 y 100 años.

Para cada uno de los casos se tuvo como referencia el caudal máximo admisible de salida de 200 m³/s de Embalse Fitz Simon, el cual se considera el caudal de erogación que inunda aguas abajo a la ciudad de Villa María.

Embalse Cerro Pelado

A continuación, en la Figura 27 se presentan los caudales erogados por el embalse Fitz Simon al hacer variar la cota inicial del embalse Cerro Pelado ante la ocurrencia de precipitaciones asociadas a recurrencias de entre 10 y 100 años.

Se observa que para las lluvias de diseño simuladas, modificar la cota de espera no genera disminuciones significativas de caudales a la salida de Fitz Simon. Para lluvias de recurrencias 10 y 25 años no se ve superado el caudal admisible de 200 m³/s para ninguno de los casos simulados.

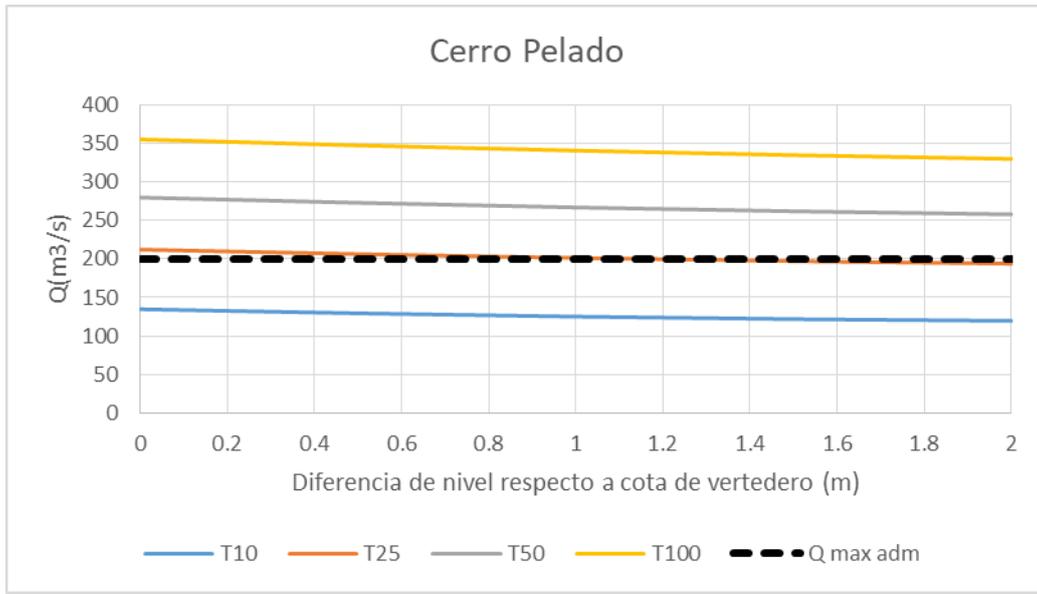


Figura 27: Resultados de Análisis de sensibilidad de Cota de espera de Cerro Pelado

Arroyo Corto

A continuación, en la Figura 28 se presentan los caudales erogados por el embalse Fitz Simon al hacer variar la cota inicial del embalse Arroyo Corto ante la ocurrencia de precipitaciones asociadas a recurrencias de entre 10 y 100 años.

Se observa que para las lluvias de diseño simuladas, modificar la cota de espera tampoco genera disminuciones significativas de caudales a la salida de Fitz Simon. Para lluvias de recurrencias 10 y 25 años no se ve superado el caudal admisible de 200 m³/s para ninguno de los casos simulados.

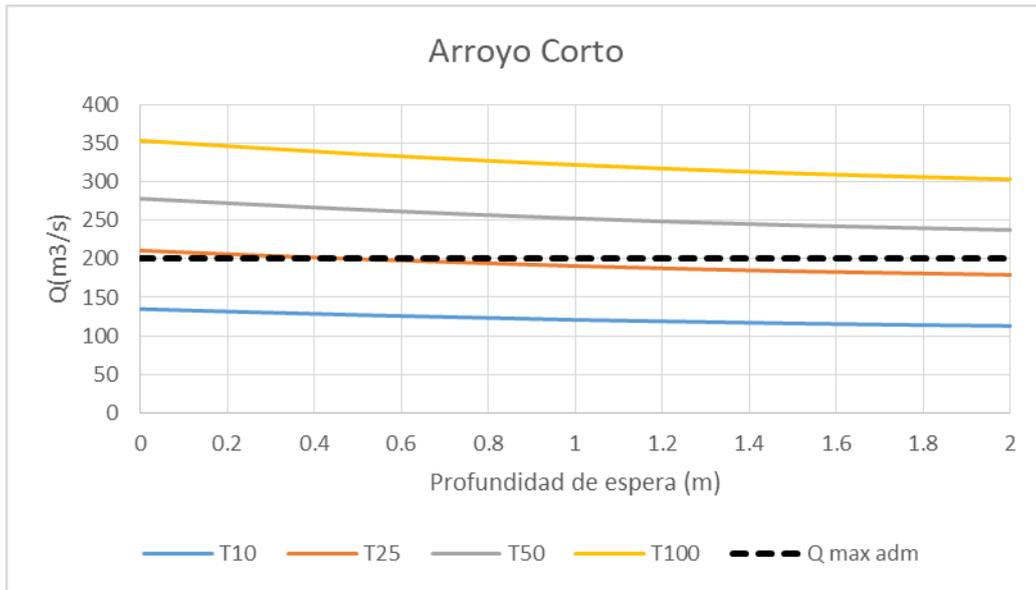


Figura 28: Resultados de Análisis de sensibilidad de Cota de espera de Arroyo Corto.

Fitz Simon

A continuación, en la Figura 29 se presentan los caudales erogados por el embalse Fitz Simon al hacer variar su cota inicial ante la ocurrencia de precipitaciones asociadas a recurrencias de entre 10 y 100 años.

Se observa que para las lluvias de diseño simuladas, en este caso la laminación de la crecida por efecto de este embalse es significativa. Si la cota inicial del embalse es de 50 cm por debajo del nivel de vertedero no se ve superado el caudal máximo admisible de salida para lluvias de recurrencia menores o iguales a 100 años.

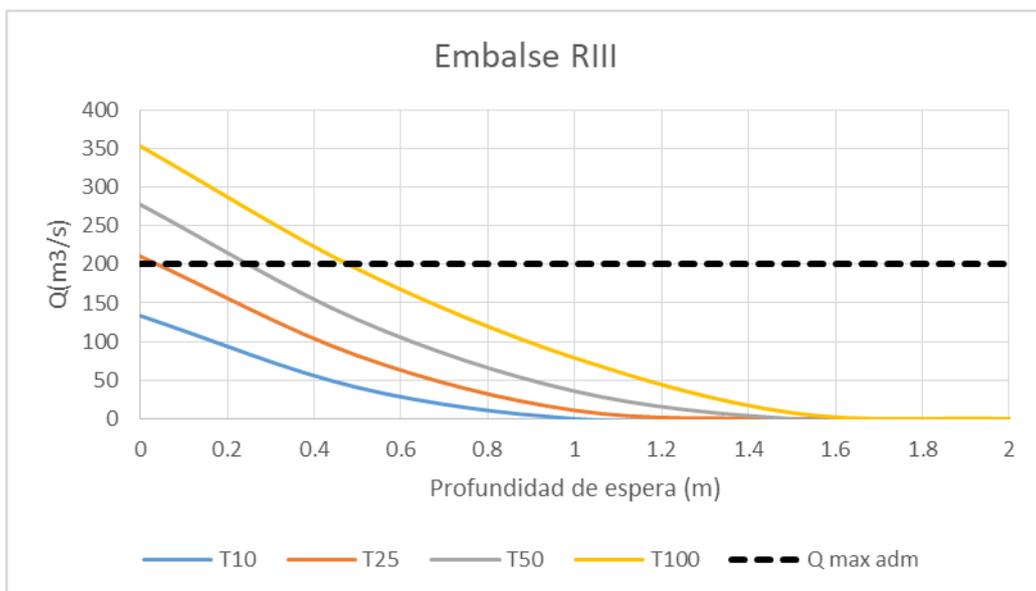


Figura 29: Resultados de Análisis de sensibilidad de Cota de espera de Embalse de Rio Tercero.

2.6.2. Análisis de sensibilidad del parámetro de infiltración CN

Se realizó un análisis de sensibilidad haciendo variar los CN de cada una de las subcuencas, analizando la variación del caudal de salida de Embalse Fitz Simon. Se hicieron 50 simulaciones con combinaciones de CN diferentes para cada una de las recurrencias analizadas (10, 25, 50 y 100 años).

Lo que se buscó analizar es la respuesta del modelo lluvia-caudal realizado ante diferentes condiciones de humedad previas a un evento de precipitación. En la Figura 30 se presentan los caudales picos simulados para las diferentes recurrencias haciendo variar los parámetros de infiltración de las Subcuencas:

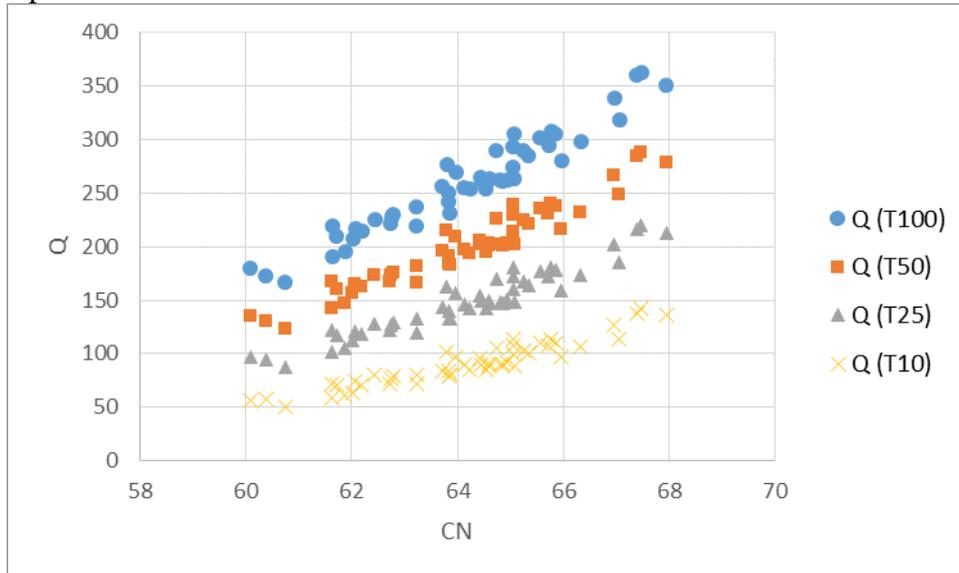


Figura 30: Análisis de sensibilidad de los parámetros CN.

De la última figura se muestra que los caudales escurridos en la cuenca son sensibles a la humedad antecedente en la misma; y a medida que los tiempos de retornos crecen, la variación de los caudales es más significativa. Se observa que las condiciones previas de humedad de la cuenca son determinantes para la respuesta hídrica.

3. MODELACION HIDRAULICA

3.1. Introducción

La segunda parte de este trabajo consiste principalmente en el estudio y uso de modelos numéricos hidráulicos como herramienta para las bases previas a la gestión de los recursos hídricos.

En primer lugar se presenta un modelo numérico utilizado para calcular caudales partiendo de la estimación de velocidades superficiales mediante técnicas de velocimetría por imágenes.

La segunda parte del capítulo presenta el estudio de un flujo en curva aplicando diferentes modelos numéricos.

Finalmente se realiza un modelo numérico de un tramo del Rio Tercero ubicado en la zona de Villa María buscando mostrar el comportamiento hidráulico de esta zona de estudio.

3.2. Relaciones entre velocidades medias y velocidades medias superficiales en cursos fluviales utilizando métodos numéricos y experimentales

El siguiente apartado se ha presentado y publicado en el “Simposio Ríos 2017” con el título “Relaciones entre velocidades medias y velocidades medias superficiales en cursos fluviales utilizando métodos numéricos y experimentales” (Guillén, López, Weber y García; 2017).

3.2.1. Introducción

La técnica de Velocimetría por Imágenes de Partículas a Gran Escala (LSPIV) es una moderna técnica experimental con gran potencial para el monitoreo de diversos flujos superficiales en cauces naturales de manera remota (no intrusiva).

Mediante la aplicación de LSPIV pueden estimarse caudales escurridos superficialmente en cursos fluviales en condiciones extremas (crecidas repentinas) tanto de manera discreta como continua en el tiempo. Para poder realizar un aforo aplicando LSPIV no solamente es necesaria la batimetría de una sección y el perfil de velocidades medias superficiales en la misma, sino que es necesario conocer la relación existente entre la velocidad media de la sección y la velocidad media superficial de la misma (coeficiente α).

En este apartado, a partir de mediciones realizadas con ADCP (el cual mide el campo de velocidades tridimensional completo en la sección) y mediante la aplicación de un modelo numérico de la distribución transversal de velocidades en cauces, se busca analizar la relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial (coeficientes α) para distintas condiciones de flujo y se busca estimar el valor de dichos coeficientes en diferentes cursos fluviales de nuestro país.

A su vez, se busca generar una metodología de estimación de los coeficientes α cuando no se cuente con datos experimentales de ADCP; sino cuando se busquen estimar caudales a partir de la aplicación de LSPIV.

3.2.2. Materiales y métodos

Para la estimación de la relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial en los cauces fluviales aplicando técnicas experimentales, el instrumental utilizado para las mediciones de caudales superficiales escurridos en distintas secciones en el sistema fluvial analizado es un Perfilador de Corriente Acústico Doppler (ADCP, por sus siglas en inglés) “River Surveyour S5” (número de serie S501387) fabricado por la compañía YSI/SonTek. El ADCP provee información batimétrica (profundidades) de la sección y de las velocidades del flujo en tres direcciones ortogonales, lo que permite definir el caudal generalmente con un error menor al 5%.

Los ADCP determinan la velocidad del flujo utilizando el principio Doppler. En un comienzo fueron desarrollados para medición de caudales en ríos cuya profundidad mínima fuera de 1.5 metros, lo cual imposibilitaba el uso de esta técnica en ríos de baja profundidad. A partir de desarrollos efectuados en los últimos 10 años, en la actualidad existen ADCP (como el utilizado en este trabajo) que permiten realizar aforos en ríos de baja profundidad (profundidades mínimas mayores a 0,3m), típicos de la región central de la República Argentina.

Para complementar el trabajo realizado, se aplicó un modelo matemático que permite estimar la distribución transversal (en el plano de la sección) de la componente longitudinal de la velocidad, promediada en el tiempo, para canales a superficie libre, bajo flujo uniforme y estacionario (Weber y Martijena, 2008). Se derivan las fórmulas que representan la distribución vertical y lateral de la viscosidad de torbellino (coeficiente de difusión de momentum) bajo ciertas hipótesis simplificativas. La ecuación diferencial que gobierna el campo de velocidades es una ecuación en derivadas parciales elíptica, no homogénea, con un término fuente asociado a la acción gravitatoria y que surge como integración de las ecuaciones de movimiento (ecuaciones de Navier-Stokes) en la dirección principal del flujo junto con la ecuación de conservación de masa. Para su solución se utilizó el método de diferencias finitas.

Se aplica el modelo a los cauces medidos con ADCP y se contrastan los resultados obtenidos con las mediciones experimentales.

3.2.3. Resultados

Se realizó una campaña de aforo el día 28 de Marzo de 2017 donde se cuantificó experimentalmente el escurrimiento superficial en los principales canales del sistema de riego de Villa Dolores (ver Figura 31). El aforo cuyos resultados aquí se presentan se realizó en el canal Maestro Sur en Compuertas Coloradas (Figura 32).

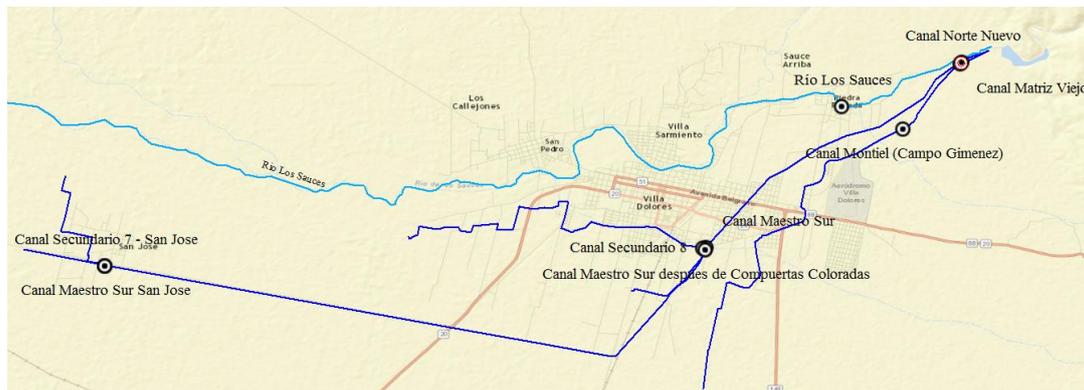


Figura 31: Secciones de aforo en el sistema de riego de Villa Dolores



Figura 32: Sección 5, Canal Maestro Sur – Villa Dolores

A continuación, en la Figura 33 se presenta el campo de velocidad media en la dirección del flujo medido con ADCP; mientras que en la Figura 34 se presenta el campo estimado con el modelo numérico.

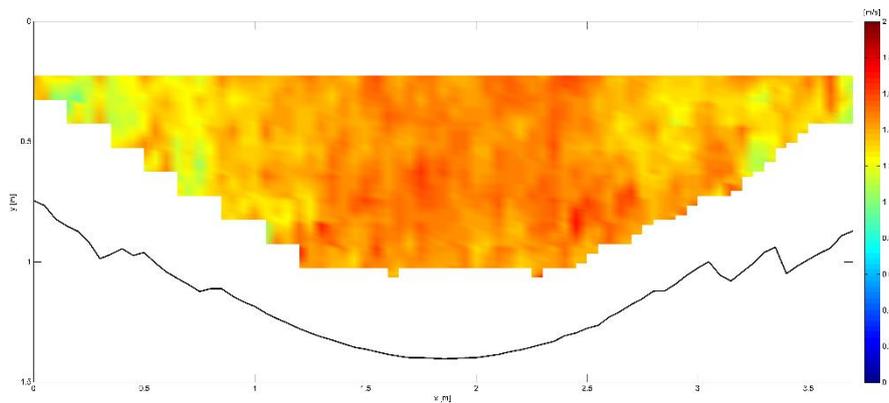


Figura 33: Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] medido con ADCP - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

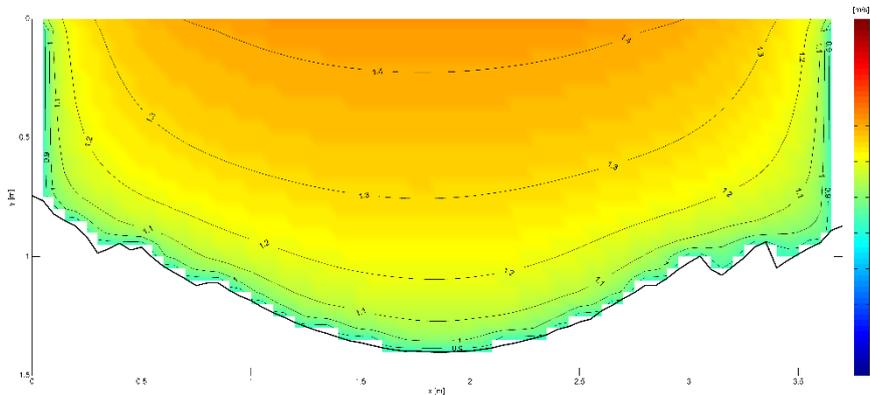


Figura 34: Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] estimado con modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

De las últimas figuras se observa una muy buena correspondencia entre la distribución de velocidades obtenida con ADCP y la estimada con el modelo numérico. A continuación, en la Figura 35 se muestran las diferencias entre las velocidades en la dirección del flujo encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico. En todos los casos las mismas son casi siempre menores a 0.2 m/s (en valor absoluto).

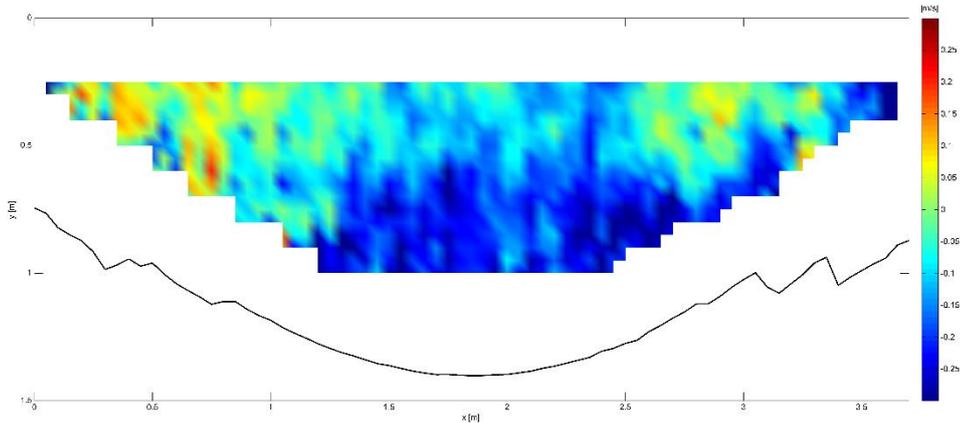


Figura 35: Campo de diferencias entre las Velocidades en la dirección del flujo [m/s] encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

En la Figura 36 se presentan los perfiles de velocidad superficial de ambos casos. Además, en la Tabla 9 se presentan las velocidades medias, velocidades medias superficiales y las relaciones entre ambas para la medición experimental y aplicando el modelo numérico.

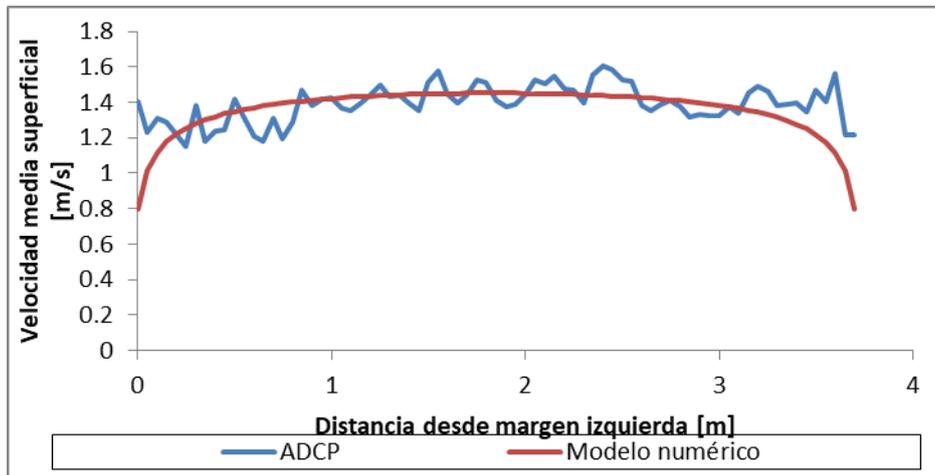


Figura 36.- Perfiles de Velocidad media superficial en la dirección del flujo [m/s] estimado con ADCP y con modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

Tabla 9.- Velocidades medias, velocidades medias superficiales y relación entre ambas (coeficiente α) obtenidas a partir de la medición experimental con ADCP y aplicando el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

	ADCP	Modelo numérico
Caudal [m ³ /s]	4.9	5.1
Vel. media [m/s]	1.25	1.27
Vel. Media sup. [m/s]	1.39	1.37
α	0.90	0.92

Se puede observar que el modelo numérico representa muy bien el caso aquí presentado; y permite una estimación adecuada del coeficiente α . La diferencia entre el caudal medido con ADCP y el estimado con el modelo numérico es menor al 5% (está dentro del orden del error del ADCP).

En la actualidad se está replicando esta metodología en cauces fluviales con caudales que varían desde los 0.1 m³/s a los 6000 m³/s; alcanzándose muy buenos resultados. A modo de ejemplo se presenta el caso de un aforo en el Río Mississippi, donde en este caso la diferencia entre el caudal medido con ADCP y el estimado con el modelo numérico es menor al 2%:

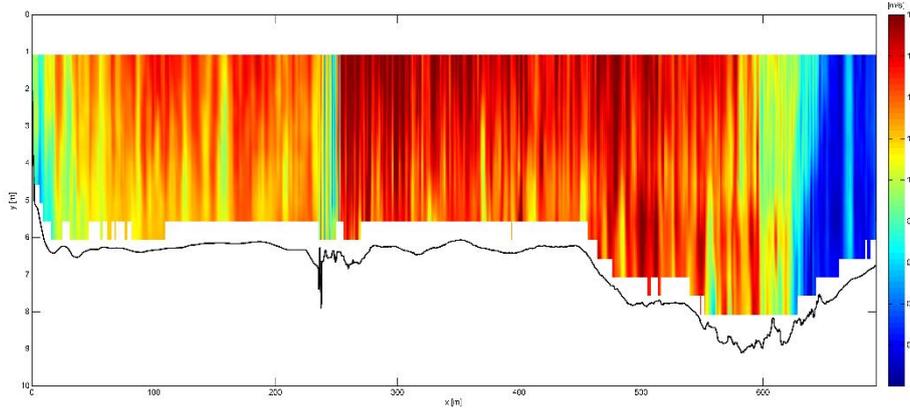


Figura 37.- Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] medido con ADCP – Río Mississippi.

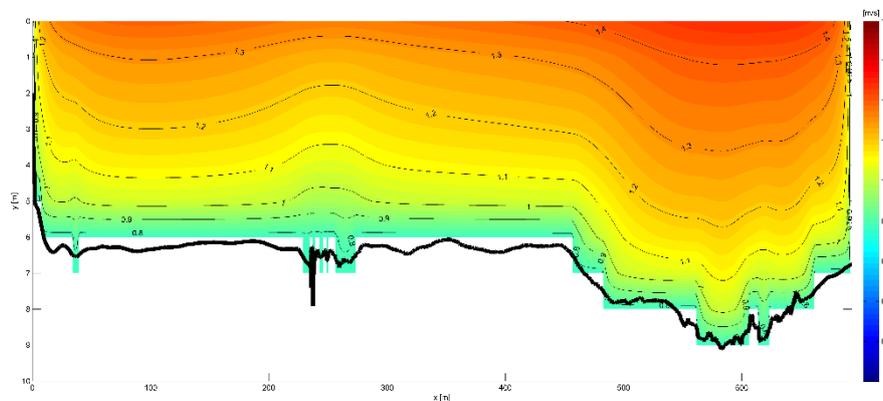


Figura 38.- Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] estimado con modelo numérico - Río Mississippi.

A continuación, en la Figura 39 se muestran las diferencias entre las velocidades en la dirección del flujo encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico. En casi toda la sección las mismas son inferiores a 0.2 m/s; y las mayores diferencias se dan en la margen derecha del flujo (alcanza valores de hasta 1.6 m/s) y esto puede deberse al cambio en el material del lecho en la margen lo que genera mayor resistencia al flujo.

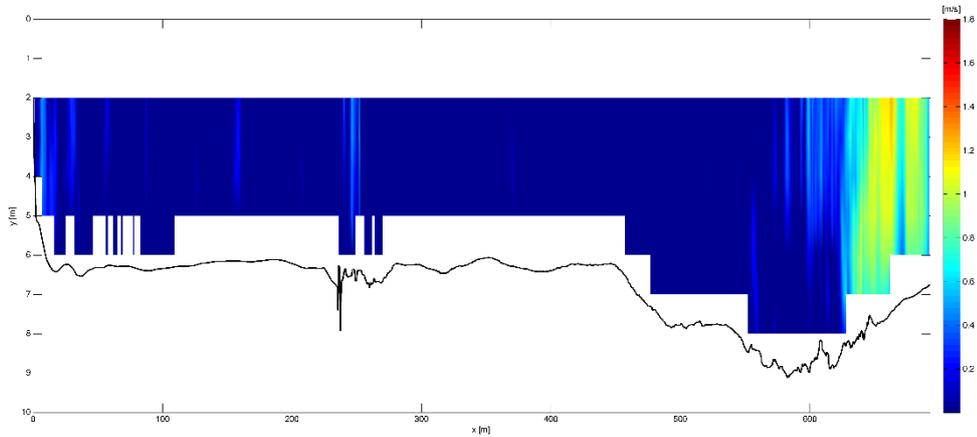


Figura 39.- Campo de diferencias entre las Velocidades en la dirección del flujo [m/s] encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

Tabla 10.- Velocidades medias, velocidades medias superficiales y relación entre ambas (coeficiente α) obtenidas a partir de la medición experimental con ADCP y aplicando el modelo numérico - Rio Mississippi.

	ADCP	Modelo numérico
Caudal [m ³ /s]	6250	6180
Vel. media [m/s]	1.26	1.33
Vel. Media sup. [m/s]	1.39	1.39
α	0.91	0.95

Al replicarse la metodología aquí descrita; y posteriormente comparando los caudales estimados con ADCP respecto a los calculados con el modelo numérico se han detectado diferencias siempre inferiores al 10%. En la Figura 40 se grafica esta comparación de caudales:

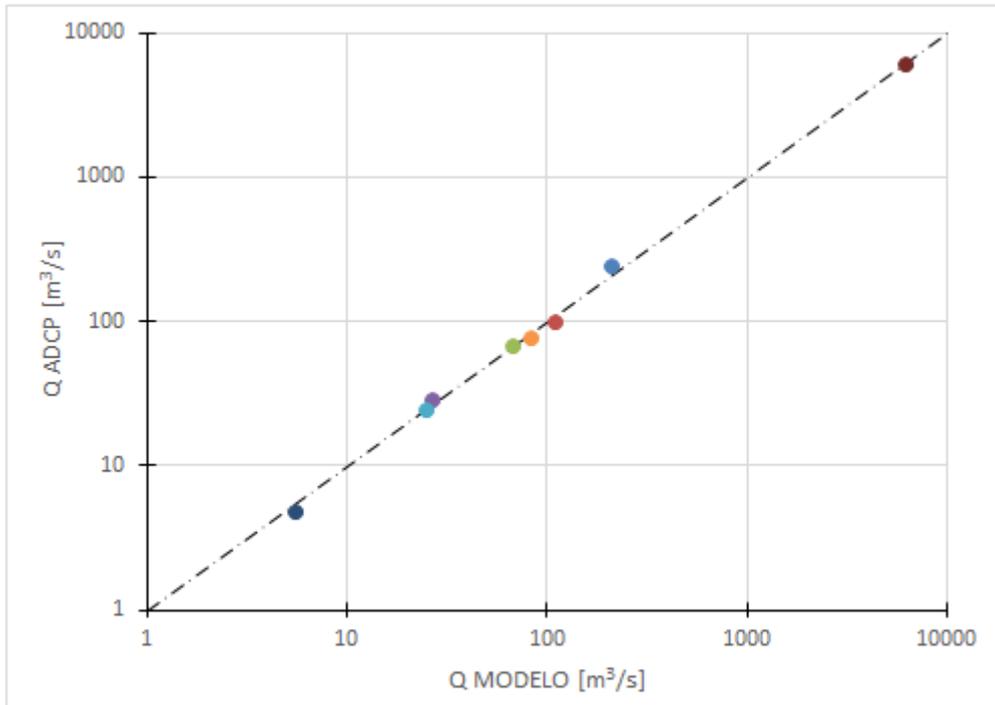


Figura 40.- Comparación entre caudales estimados con ADCP y los calculados con el modelo numérico en diferentes cursos fluviales aforados. En línea punteada se muestra la curva a 45° de igualdad entre los valores de caudales.

A partir de mediciones experimentales realizadas con ADCP y mediante la aplicación de un modelo numérico de la distribución transversal de velocidades en cauces, se puede estimar la relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial (coeficiente α) para distintas condiciones de flujo en diferentes cauces fluviales de diferentes magnitudes.

De ahora en adelante, debido a que fue validada la metodología de estimación del coeficiente α mediante la aplicación del modelo numérico, se buscará aplicar este modelo generado para la estimación de los coeficientes α cuando no se cuente con datos experimentales de ADCP; sino cuando se busquen estimar caudales a partir de la aplicación de LSPIV. Conociendo la velocidad media superficial mediante el procesamiento de un video digital con LSPIV; y mediante la aplicación del modelo numérico, se estimará el coeficiente α , parámetro fundamental para el cálculo de caudal.

3.3. Modelación Hidráulica de flujo en curva con lecho fijo

3.3.1 Marco Conceptual

Con el objetivo de analizar las distintas herramientas numéricas disponibles para realizar modelaciones hidráulicas se analizó el caso de flujo en curva con lecho fijo. Tarrab (2013) realizó un estudio experimental de este tipo de flujo; y las simulaciones numéricas aquí desarrolladas se realizaron tomando como base dicho estudio antecedente.

Partiendo de entender que los ríos no son rectos, en la gran mayoría de los casos se encuentran formados por una serie de curvas dependiendo de sus condiciones morfológicas, modificando sus perfiles de velocidad influyendo en las tasas de erosión y transporte de sedimentos. La principal característica de un flujo en meandro fluvial que presenta topografía típica (Erosión en la margen externa y depósito de sedimentos en el margen interno), es la distribución asimétrica de las velocidades longitudinales encontrado las máximas en el margen externo, en coincidencia con las mayores profundidades de la sección. Sin embargo en el caso de canales curvos rectangulares de fondo fijo, las velocidades máximas se encuentran en la zona cercana al margen interno de la curva y son desplazadas hacia la margen externa a la salida de la curva cuando la sobre elevación de la superficie del agua (producida por las fuerzas centrífugas) se torna insignificante (Rozovskii, 1961).

Se desarrolló un modelo físico de un canal de fondo fijo formado por dos curvas consecutivas en el Instituto de Hidromecánica de la Universidad de Karlsruhe, Alemania y se observa en la Figura 41.

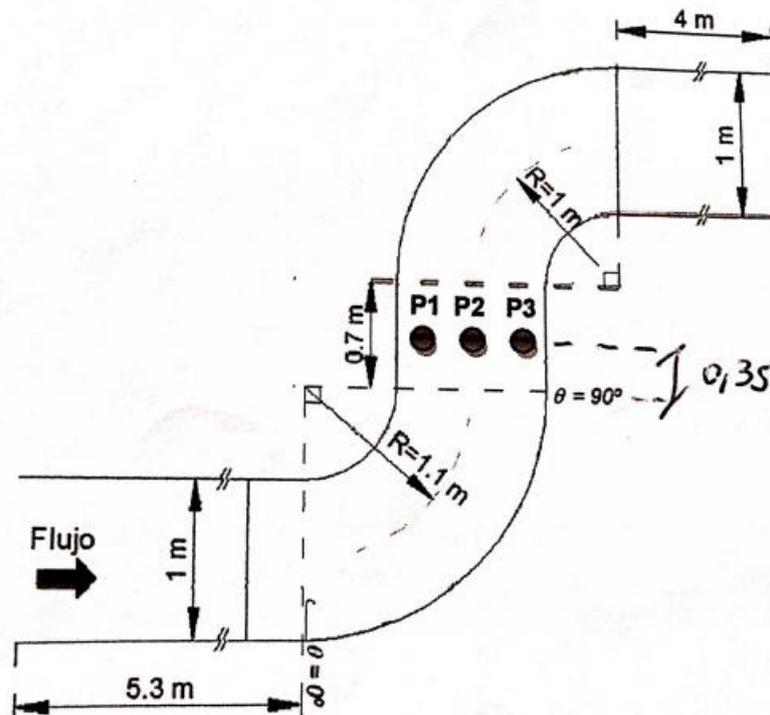


Figura 41: Configuración geométrica del canal.

Se analizaron dos caudales distintos y son los que se muestran en Tabla 11.

CASO	CAUDAL (l/s)
CASO A	4.4
CASO B	13.9

Tabla 11: Condiciones del flujo analizadas.

Se obtuvieron campos instantáneos de velocidades superficiales mediante la técnica de velocimetría por seguimiento de partículas utilizando imágenes digitales (PTV). Sembrando partículas de polipropileno de diámetro 2 mm y densidad 0.9 gr/cm³.

En Figura 42 se observa el campo medio de dirección y magnitud de vectores de la velocidad media superficial del flujo medida con PTV en una de las curvas para los dos caudales analizados. Se observa que la velocidad es mayor en la zona cercana a la margen interna en la entrada de la curva mientras que hacia el tramo final, las velocidades máximas se encuentran en la zona cercana al margen externo. Efecto que podría deberse al gradiente de presiones debido a la elevación de la superficie libre del agua.

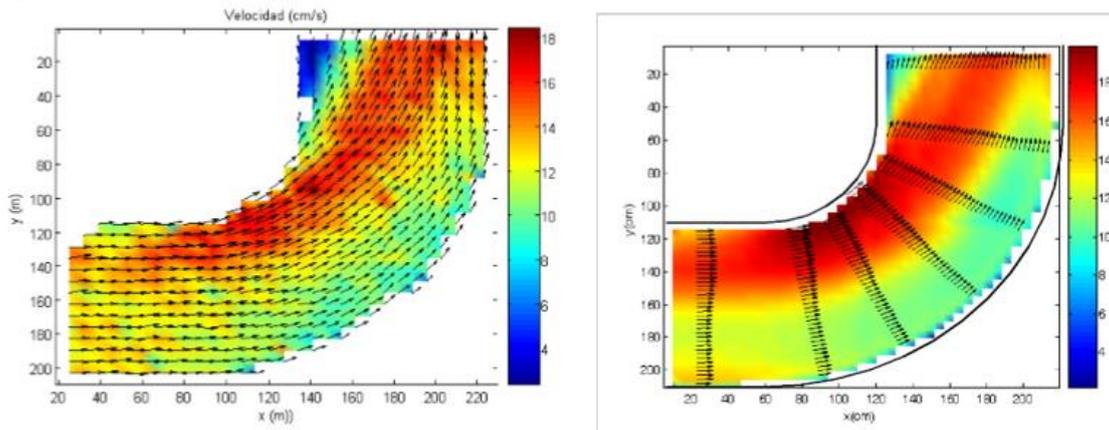


Figura 42: Campo de velocidades (cm/s) en una de las curvas obtenidos aplicando PTV para los caudales de los casos A (izquierda) y B (derecha).

3.3.1. Modelos numéricos hidráulicos utilizados

Se modeló la curva con tres herramientas numéricas distintas: HEC-RAS tanto en su versión 1D como 2D y FLOW 3D en su versión bidimensional. A continuación se desarrollan las principales características de los programas utilizados.

HEC – RAS 5.0.4

Para realizar la modelación hidráulica se utilizó el programa computacional HEC-RAS versión 5.0.4 Este programa fue creado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center, HEC) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos. El software permite al usuario realizar cálculos hidráulicos unidimensionales 1D y bidimensionales 2D. HEC-RAS es un sistema

integrado de software. El sistema está compuesto por una interfaz gráfica (GUI), componentes de análisis hidráulicos separados, capacidades de almacenamiento y gestión de datos, gráficos, mapeo (HEC-RAS Mapper) e instalaciones de generación de informes.

HEC-RAS contiene cuatro componentes de análisis hidráulicos:

- (1) cálculos de perfil de la superficie de agua para flujo permanente,
- (2) simulación de flujo no permanente 1D y 2D,
- (3) cálculos de transporte de sedimentos con contornos móviles (sedimentos cohesivos y no cohesivos), y
- (4) temperatura del agua y modelado del transporte de contaminantes.

Un elemento clave es que los cuatro componentes utilizan una representación de datos geométricos comunes y rutinas de cálculos geométricos e hidráulicos comunes. Además de los cuatro componentes hidráulicos, el sistema contiene varias características de diseño hidráulico que se pueden incorporar una vez que se computan los perfiles básicos de la superficie del agua. El software también contiene herramientas para realizar mapeo de inundaciones directamente dentro del software.

Aplicaciones de Áreas 2D

Las áreas de flujo 2D en HEC-RAS se pueden usar de varias maneras. Los siguientes son ejemplos de cómo las áreas de flujo 2D se pueden usar con el modelo con HEC-RAS.

- Modelado detallado de canales 2D y llanuras de inundación
- Canales 1D combinados con área de llanuras de inundación 2D
- Canales 1D y llanuras de inundación combinados con áreas de flujo 2D aguas abajo de diques
- Conectando directamente un modelo 1D con áreas 2D aguas abajo del mismo
- Conectar directamente un área de flujo 2D y un área de almacenamiento 1D con una estructura hidráulica
- Crear múltiples área de flujo 2D en la misma geometría
- Conectar múltiples áreas de flujo 2D con estructuras hidráulicas
- Análisis de Dam Breach
- Análisis de Levee Breach
- Régimen de flujo mixto. La capacidad 2D (así como la 1D) puede calcular y combinar flujos supercrítico y subcrítico.

Las capacidades de enrutamiento de flujo 2D en HEC-RAS se han desarrollado para permitir al usuario realizar modelado 2D o combinado 1D / 2D. El algoritmo de modelado de flujo 2D en HEC-RAS tiene las siguientes capacidades.

1. Puede realizar modelaciones 1D, 2D y combinar modelos 1D y 2D: HEC-RAS puede realizar modelado 1D, modelado 2D (sin elementos 1D), y combinar modelos 1D y 2D. El modelo combinando 1D y 2D permite realizar por ejemplo: analizar el desborde e inundación de las márgenes de un río. Donde se modela en 1D el cauce del río principal y en 2D las áreas que requieren un nivel más alto de hidrodinámica (planicies de inundación).

2. Ecuaciones de Saint-Venant o de Onda Difusiva en 2D: El programa resuelve las ecuaciones 2D de Saint Venant (con adiciones de momento opcionales para efectos de turbulencia y coriolis) o las ecuaciones de Onda Difusiva 2D. En general, las ecuaciones de Onda Difusiva 2D permiten que el software funcione más rápido y tenga mayor estabilidad. Las ecuaciones 2D de Saint-Venant son aplicables a una gama más amplia de problemas. Sin embargo, muchas situaciones de modelado se pueden modelar con precisión con las ecuaciones de Onda Difusiva 2D.

3. Algoritmo de solución Implícito de Volúmenes Finitos: El solucionador de ecuaciones de flujo impermanente 2D utiliza el algoritmo de Volúmenes Finitos. El algoritmo de solución implícito permite pasos de tiempo computacionales más grandes que los métodos explícitos. El método de Volúmenes Finitos proporciona una mayor estabilidad y robustez, mejorados respecto a las técnicas de diferencias finitas y de elementos finitos. La inundación y el drenado de las células 2D son muy robusto. Las áreas de flujo 2D pueden comenzar completamente secas y manejar una repentina corriente de agua en el área. Además, el algoritmo puede manejar regímenes de flujo subcríticos, supercríticos y mixtos (flujo que pasa a través de profundidad crítica, como un salto hidráulico).

4. Algoritmo de solución acoplada 1D y 2D: Los algoritmos de solución 1D y 2D se acoplan para cada paso de tiempo con una opción para iterar entre transferencias de flujo 1D y 2D dentro de un paso de tiempo. Esto permite la retroalimentación directa cada vez que se pasa entre los elementos de flujo de 1D y 2D. Por ejemplo, considere un río modelado en 1D con el área detrás de un levee modelado en 2D (conectado hidráulicamente con una estructura lateral). El flujo sobre el levee (estructura lateral) se calcula con el nivel del río 1D y un colector de la zona de flujo 2D a la que está conectado. La ecuación del vertedero se usa para calcular el flujo sobre el levee. En cada paso del tiempo, la ecuación del vertedero usa los resultados 1D y 2D o calcula el flujo permitiendo una contabilidad precisa de la sumersión del vertedero, en cada paso de tiempo, a medida que se llena el área interior. Además, el flujo puede retroceder nuevamente hacia el cauce (desde el área 2D hasta el 1D), en la rama descendente del hidrograma.

5. Mallas computacionales no estructuradas o estructuradas: El software fue diseñado para usar mallas computacionales no estructurales, pero también puede manejar mallas estructuradas. Una malla estructurada se procesa igual que una malla no estructurada, excepto que el software aprovecha las celdas que son ortogonales entre sí (es decir, esto simplifica algunos de los cálculos requeridos). Esto significa que las celdas computacionales pueden ser triángulos, cuadrados, rectángulos o incluso elementos de cinco y seis lados (el modelo está limitado a elementos de hasta ocho lados). La malla puede ser una mezcla de formas y tamaños de células. El límite exterior de la malla computacional se define con un polígono. La malla computacional no necesita ser ortogonal, pero si la malla es ortogonal, la desratización numérica se simplifica y es más eficiente.

FLOW 3D

La herramienta utilizada en este trabajo fue un potente programa de modelado numérico llamado FLOW-3D. Su propósito general es la dinámica de fluidos y se emplea especialmente para resolver las ecuaciones de movimiento de fluidos en dos y tres dimensiones. Una serie de opciones físicas y numéricas permite a los usuarios aplicar FLOW-3D a una amplia variedad de fenómenos de flujo y de transferencia de calor de fluido.

El movimiento del fluido se describe con ecuaciones diferenciales de segundo orden, transitorias, no lineales. Estas ecuaciones son empleadas para resolver todo tipo de problemas. La ciencia de desarrollar estos métodos se llama dinámica de fluidos computacional (CFD). Una solución numérica de estas ecuaciones implica la aproximación de los distintos términos con expresiones algebraicas. Las ecuaciones resultantes se resuelven para producir una solución aproximada para el problema original. Este proceso se llama simulación.

Típicamente, un modelo numérico comienza con la discretización del dominio mediante el uso de una malla computacional, o rejilla. Se compone de un número de elementos interconectados, o celdas. Estas celdas subdividen el espacio físico en pequeños volúmenes con varios nodos asociados con cada uno de esos volúmenes. Los nodos se utilizan para almacenar valores de las incógnitas, como presión, temperatura y velocidad.

La malla es efectivamente el espacio numérico que sustituye al original físico. Proporciona los medios para definir los parámetros de flujo en lugares discretos, el establecimiento de condiciones de borde y, por supuesto, para el desarrollo de aproximaciones numéricas de las ecuaciones de movimiento de fluidos. El enfoque de FLOW-3D es subdividir el dominio de flujo en una rejilla de celdas rectangulares. Una malla computacional discretiza efectivamente el espacio físico. Cada parámetro de fluido se representa en una malla por una serie de valores en puntos discretos. Dado que los parámetros físicos reales varían de forma continua en el espacio, una malla con una fina separación entre nodos proporciona una representación mejor de la realidad que una sola malla gruesa. Llegamos entonces a una propiedad fundamental de una simulación numérica: cualquier aproximación numérica válida se acerca a las ecuaciones originales como el espaciado de la cuadrícula se reduce. Si una aproximación no satisface esta condición, entonces debe considerarse incorrecto. Reducir el tamaño de la cuadrícula, o refinar la malla, nos da una mayor precisión de los resultados pero, al mismo tiempo, implica un mayor costo computacional en la resolución del problema. A partir del tamaño medio de celda adoptado, el programa calcula el paso de tiempo requerido para mantener resultados computacionalmente estables y precisos. Esto produce un cálculo simple y eficiente para la mayoría de los propósitos.

Rejillas rectangulares son muy fáciles de generar y almacenar debido a su naturaleza regular. Un uniforme espaciado de la rejilla añade flexibilidad a la hora de mallado de dominios complejos de flujo. Las celdas son computacionalmente numeradas de forma consecutiva con tres índices: i en la dirección x , j en la dirección y y k en la dirección z . De esta manera cada celda en una malla tridimensional puede ser identificado por una dirección única (i, j, k), similar a coordenadas de un punto en el espacio físico.

Los algoritmos numéricos más antiguos basados en las diferencias finitas y métodos de volúmenes finitos se han desarrollado originalmente en dichas mallas. Ellos forman el núcleo del enfoque numérico de FLOW-3D. El método de diferencias finitas

se basa en las propiedades de la expansión de Taylor y en la aplicación directa de la definición de derivadas. El método de volúmenes finitos se deriva directamente de la forma integral de las leyes de conservación para el movimiento del fluido y, por tanto, posee naturalmente la conservación de las propiedades.

3.3.2. Geometría de modelación

HEC-RAS 1D

Para la modelación en HEC-RAS 1D se deben introducir las secciones transversales del canal, las cuales se relevaron del trabajo experimental previo. En la Figura 43 se muestra la sección transversal modelada, y en la Figura 44 se observa la modelación del tramo con las Secciones transversales.

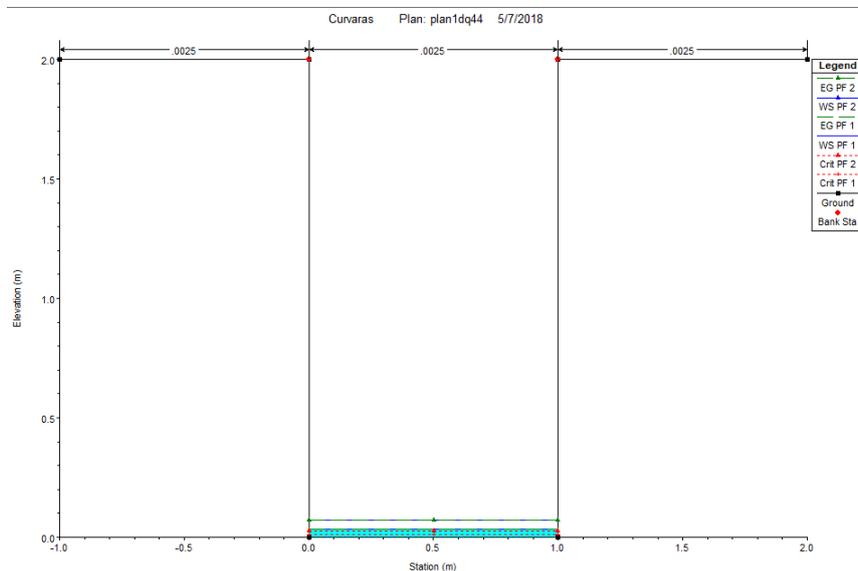


Figura 43: Sección transversal del modelo para HEC-RAS.

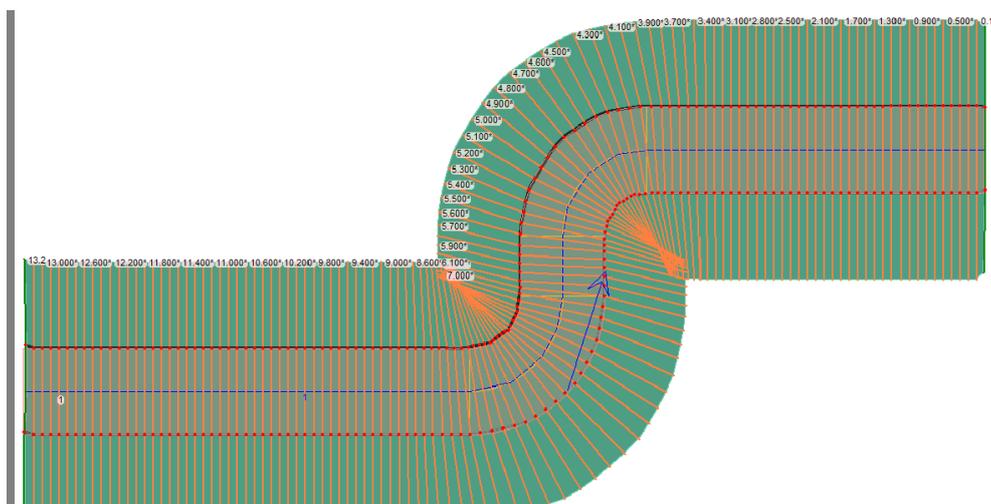


Figura 44: Modelación del tramo de la curva para HEC-RAS 1D.

El coeficiente de rugosidad de Manning utilizado es 0.0045. Los caudales modelados son 4.4 l/s (CASO A) y $Q=13.91$ l/s (CASO B). Las condiciones de borde del modelo son tirante normal tanto en los extremos aguas arriba como aguas abajo para un pendiente de 0.00001 m/m.

HEC – RAS 2D

Para la modelación en HEC-RAS 2D es necesario un modelo digital de elevación; sobre el cual se realiza un mallado bidimensional a lo largo del tramo como se puede observar en la Figura 45. Las celdas de la malla son: 15893.

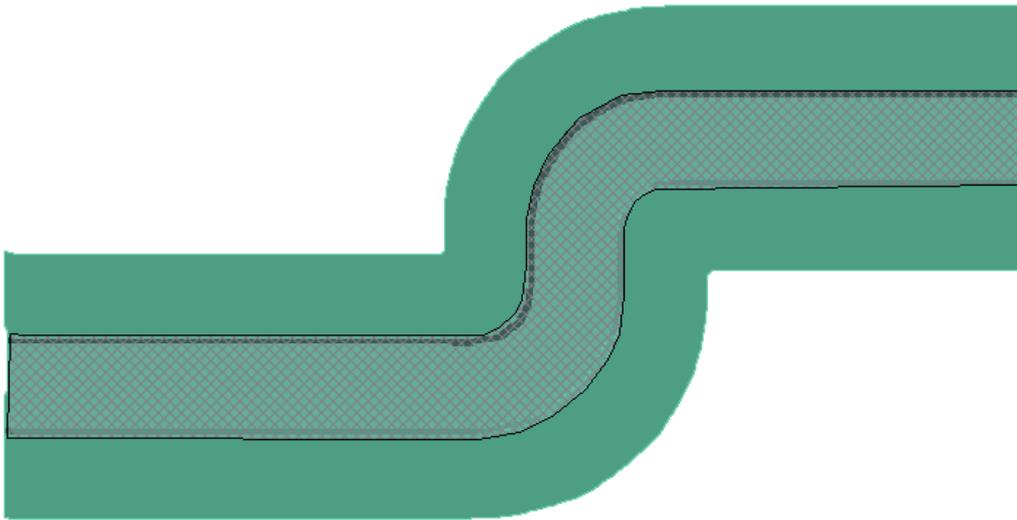


Figura 45: Mallado del canal curvo en HEC-RAS 2D.

El coeficiente de rugosidad de Manning es de 0.0045. Los caudales modelados son 4.4 l/s (CASO A) y $Q=13.91$ l/s (CASO B). Las condiciones de borde del modelo son tirante normal tanto en el extremo aguas abajo con pendiente de 0.00001 m/m, y caudal permanente en el extremo aguas arriba.

FLOW 3D

Se utilizó este programa en su versión bidimensional. La malla utilizadas se muestra en la Figura 46 y tiene 1120 celdas en dirección X y 480 en dirección Y.

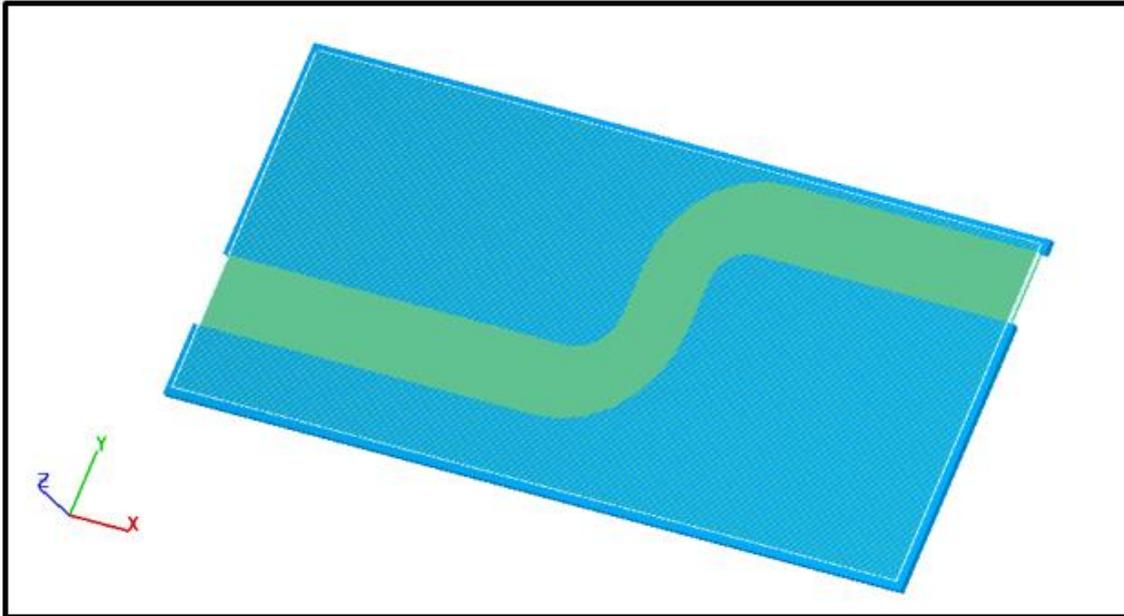


Figura 46: Geometría del modelo, con mallado en FLOW 3D.

Las condiciones de borde del modelo son flujo continuado en el extremo aguas abajo, y caudal permanente en el extremo aguas arriba.

3.3.3. Resultados obtenidos

A continuación se presentan los resultados obtenidos con los tres modelos usados.

Comparación de campos de velocidades

El campo de velocidades obtenido en la zona de estudio con cada uno de los modelos se analiza a continuación.

Para el “CASO A” ($Q=4.4 \text{ l/s}$) los resultados para el modelo en HEC-RAS 1D se muestran en la Figura 47, para la simulación en HEC-RAS 2D se observan en la Figura 48, y los alcanzados con Flow 3D se muestra en la Figura 49.

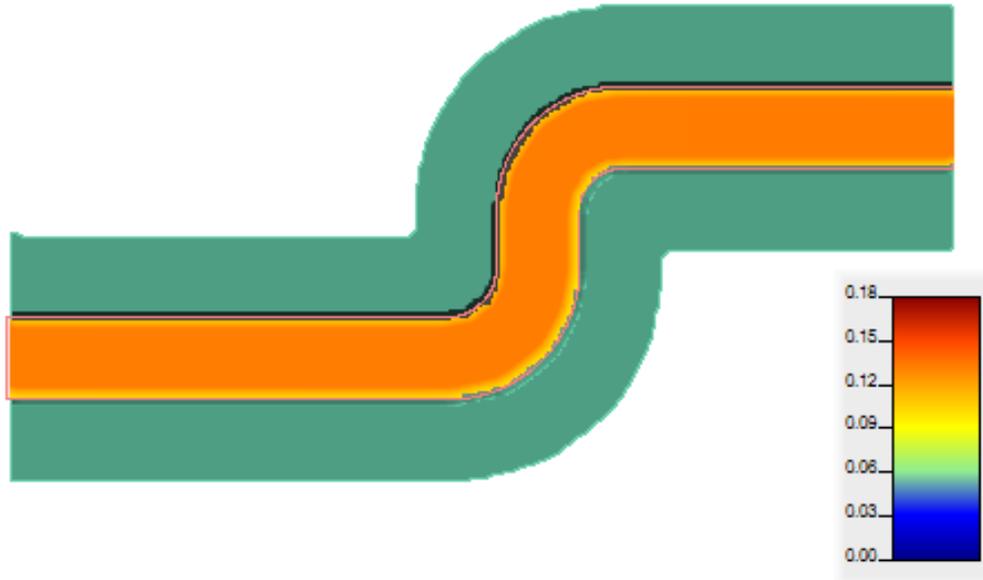


Figura 47: Campo de velocidades aplicando HEC-RAS 1D del CASO A.

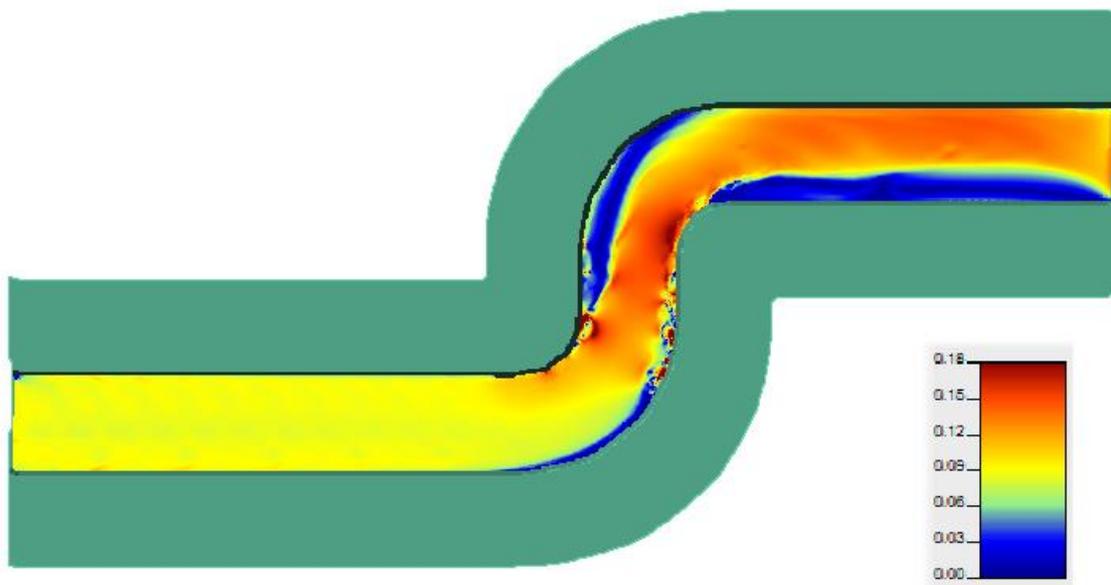


Figura 48: Campo de velocidades aplicando HEC-RAS 2D del CASO A.

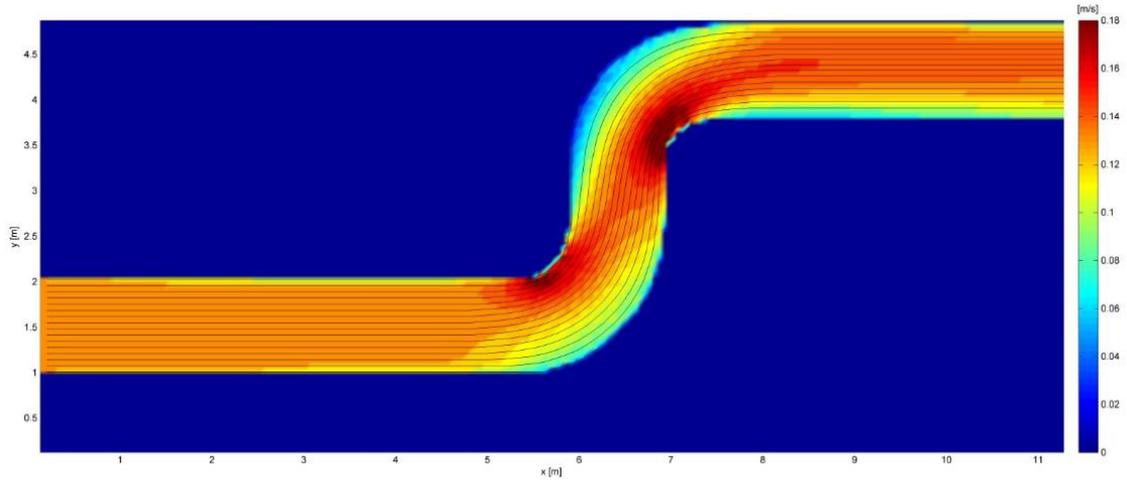


Figura 49: Campo de velocidades aplicando FLOW 3D del CASO A.

Para el “CASO B” ($Q=4.4$ l/s) los resultados para el modelo en HEC-RAS 1D se muestran en la Figura 50, para la simulación en HEC-RAS 2D se observan en la Figura 51, y los alcanzados con Flow 3D se muestra en la Figura 52.

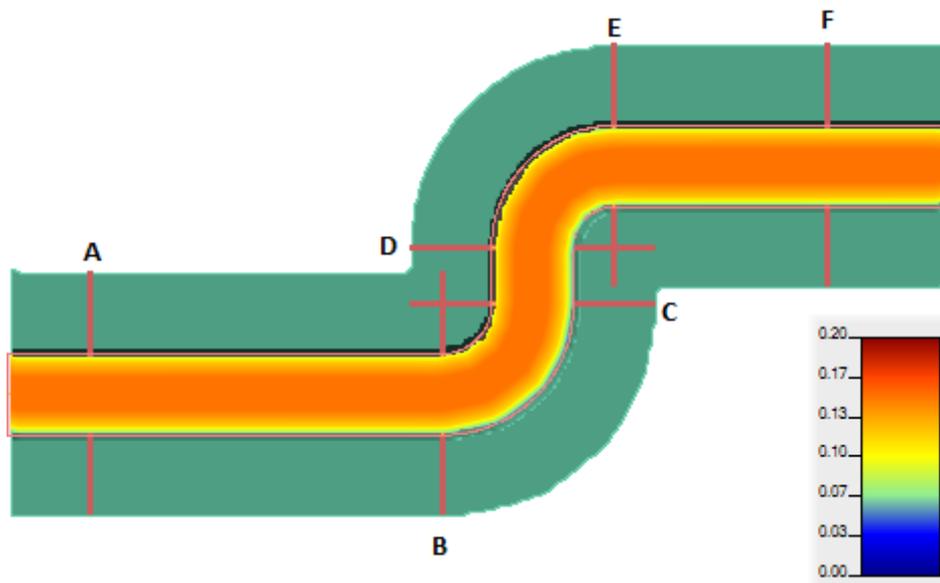


Figura 50: Campo de velocidades aplicando HEC-RAS 1D del CASO B.

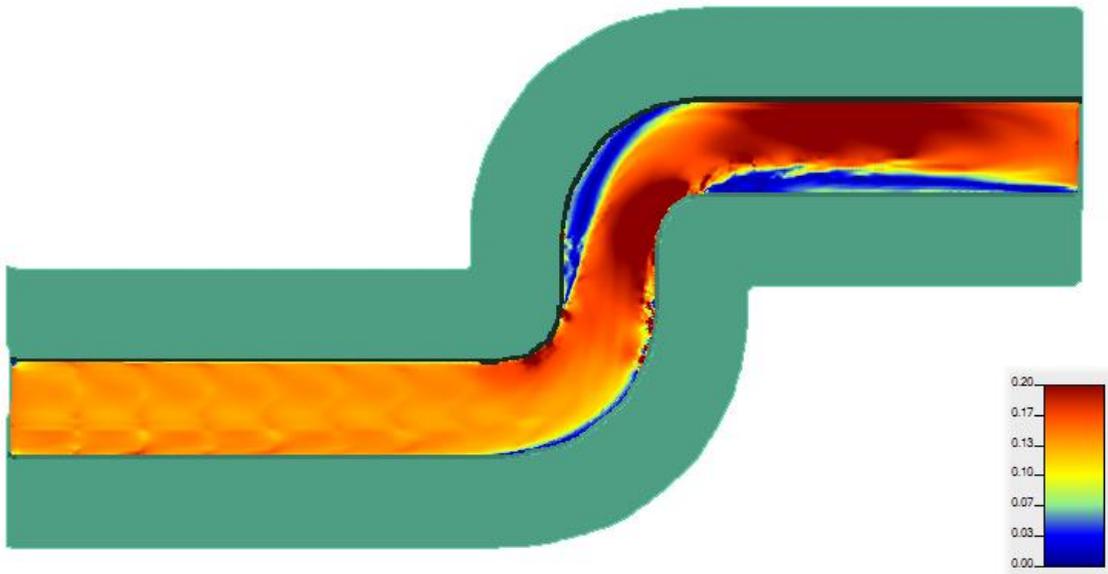


Figura 51: Campo de velocidades aplicando HEC-RAS 2D del CASO B.

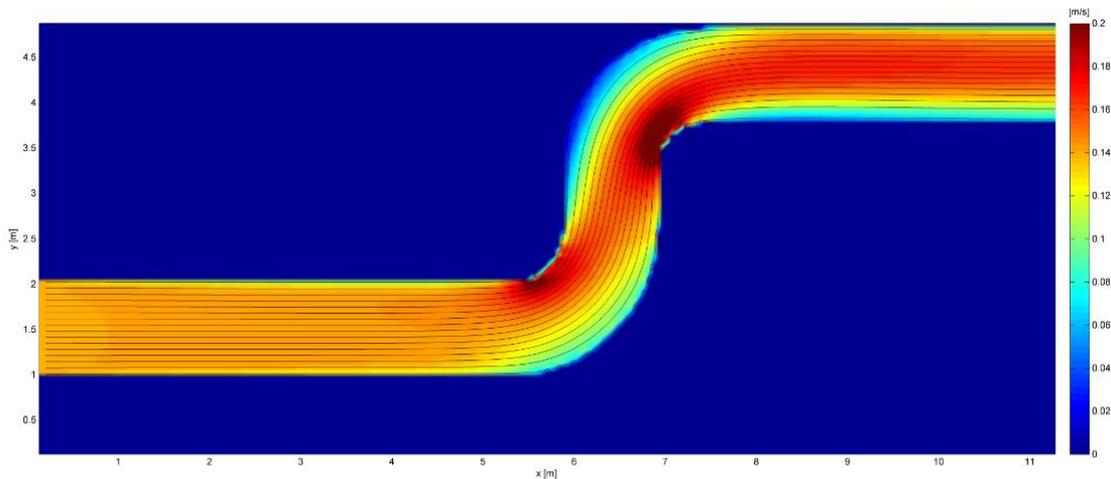


Figura 52: Campo de velocidades aplicando FLOW 3D del CASO B.

Tal como era de esperarse la modelación unidimensional no capta la variación transversal de las velocidades del flujo en las curvas; sin embargo los modelos 2D sí son capaces de representar la aceleración del flujo en las márgenes internas de las curvas con lecho fijo.

Perfiles de Velocidad en diferentes secciones transversales

Para realizar una mejor comparación de los resultados alcanzados con las distintas modelaciones se procedió a extraer 6 perfiles del canal y comparar los resultados obtenidos por los distintos modelos. Los perfiles extraídos son los indicados en la Figura 53.

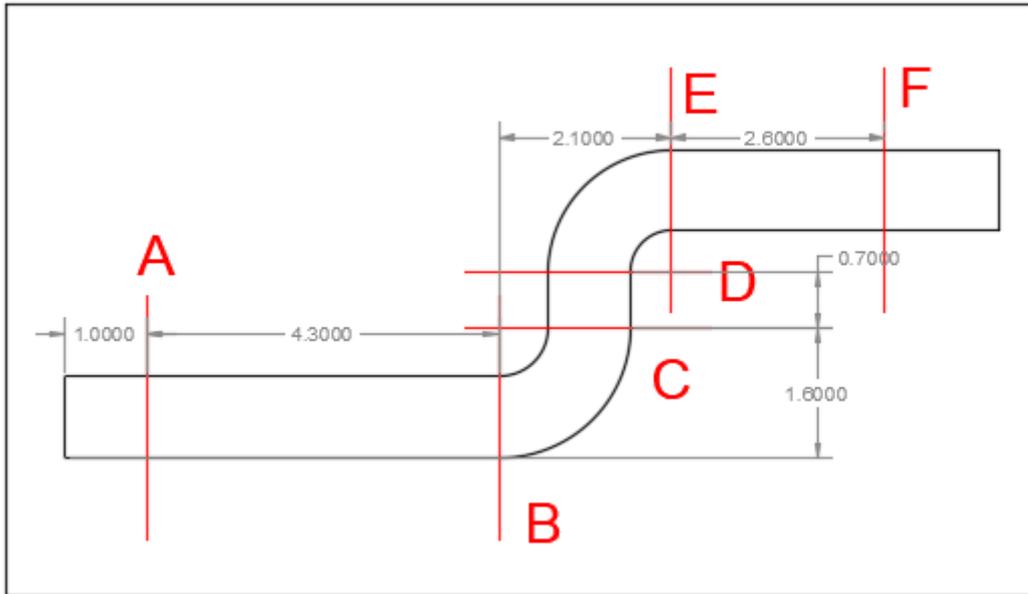


Figura 53: Posición de los perfiles en el canal.

Para el "Caso A" se obtuvieron las distribuciones de velocidades mostradas a continuación.

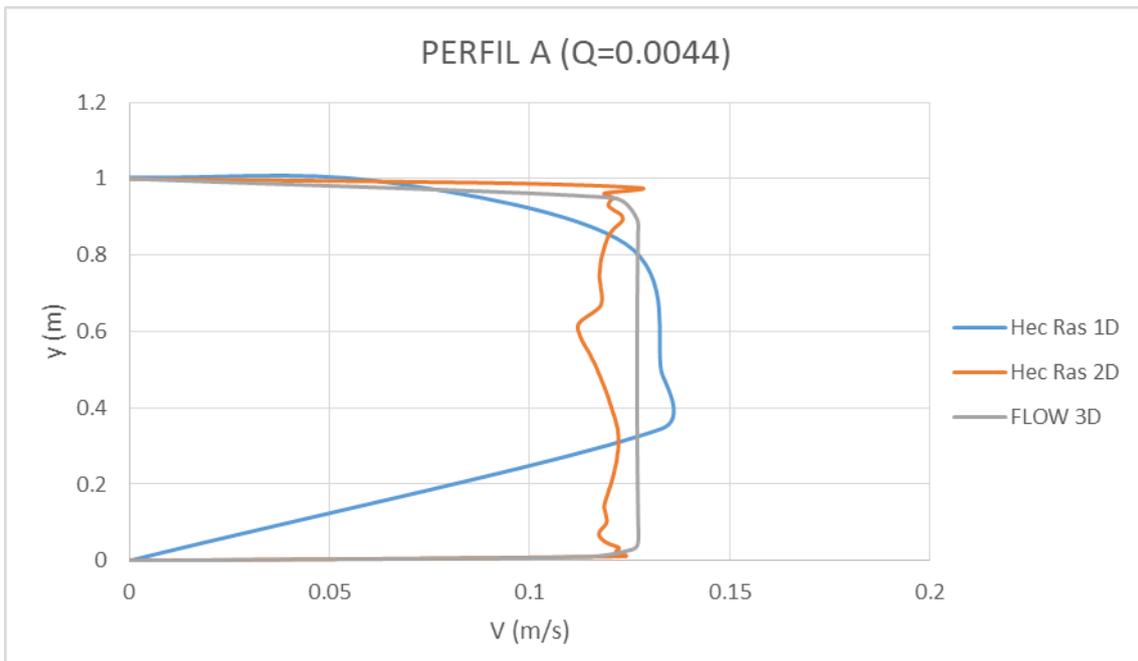


Figura 54: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil A.

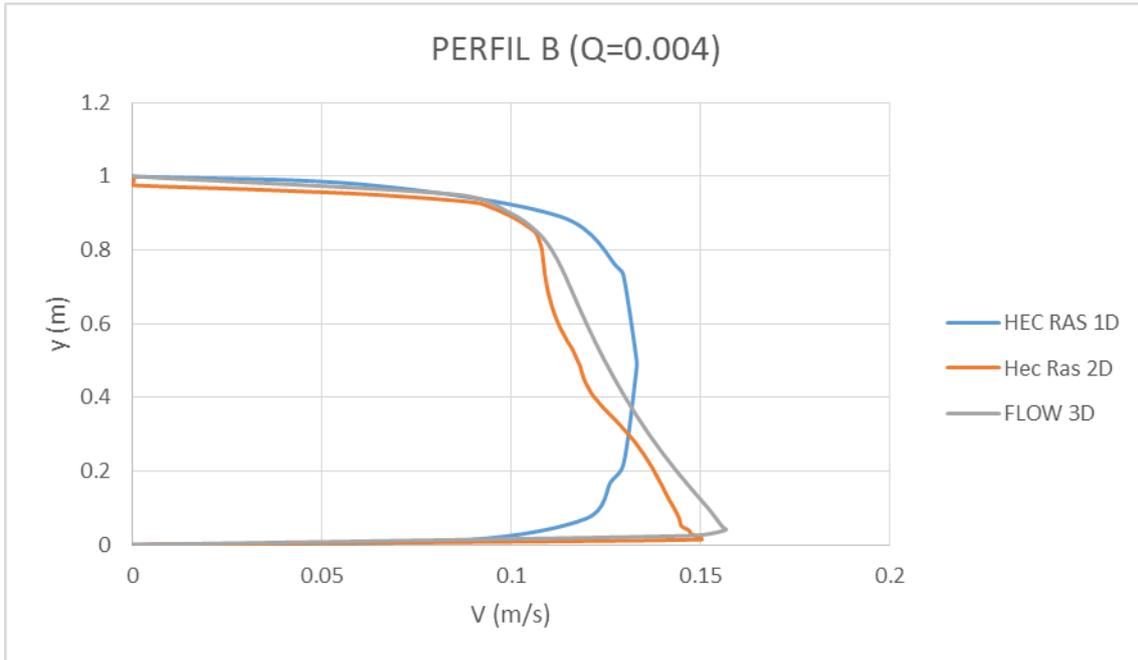


Figura 55: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil B.

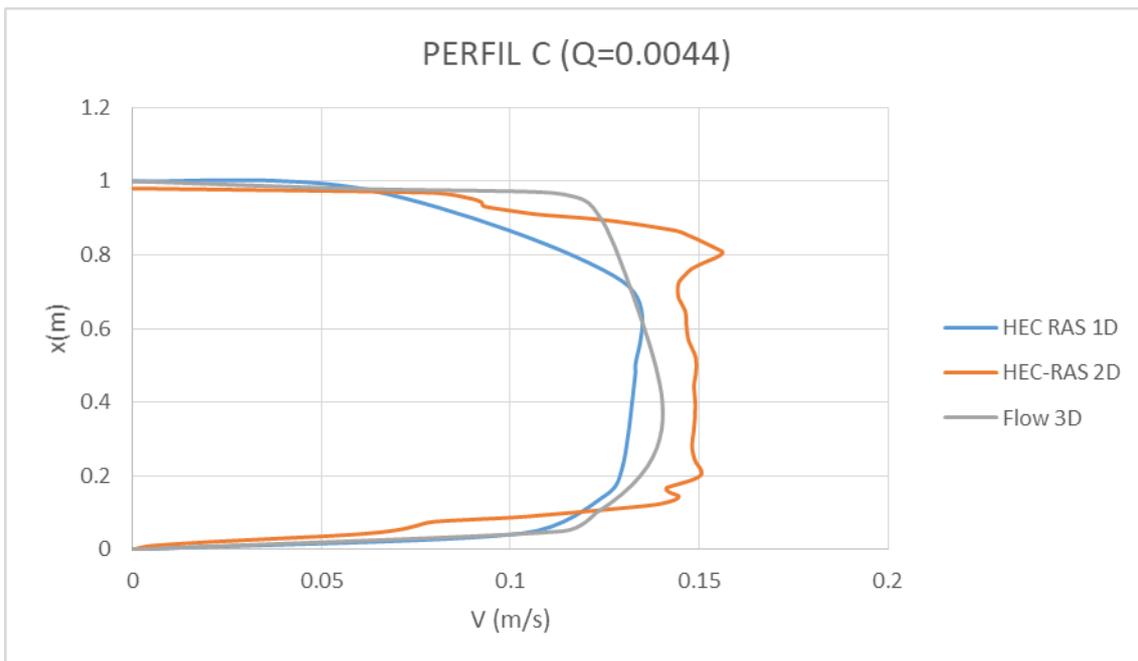


Figura 56: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil C.

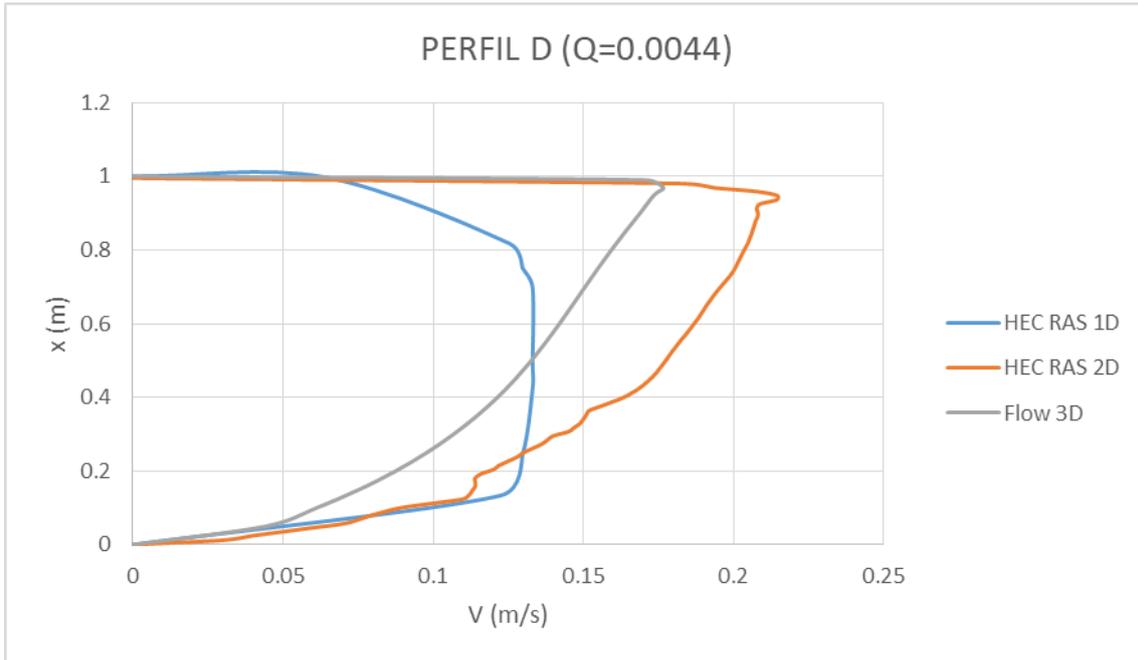


Figura 57: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil D.

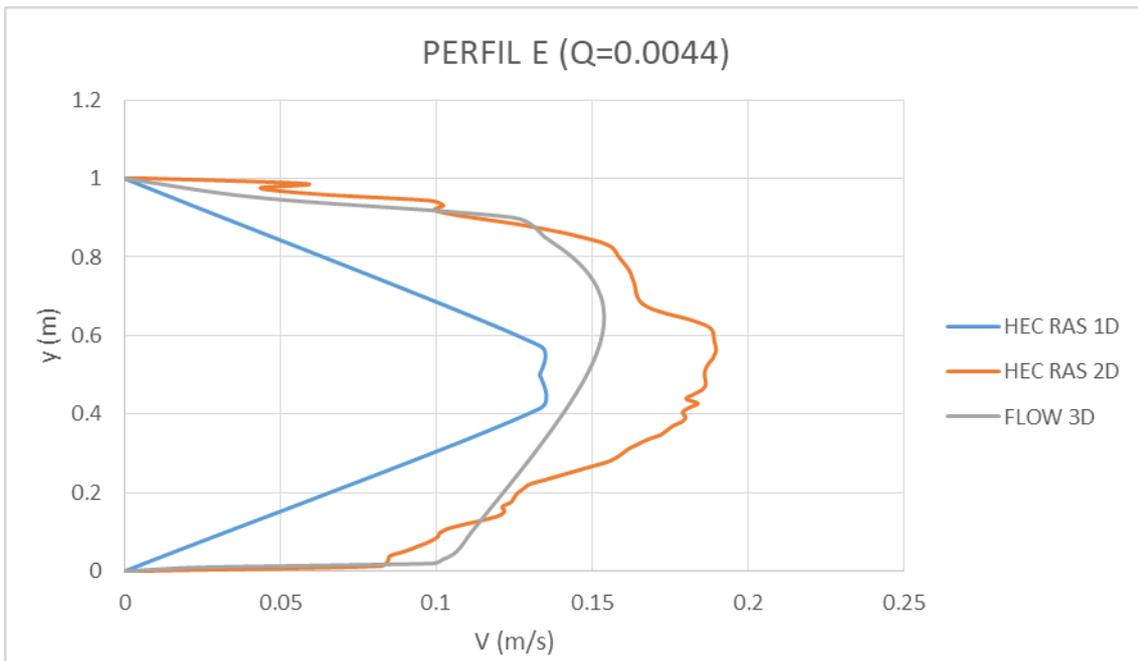


Figura 58: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil E.

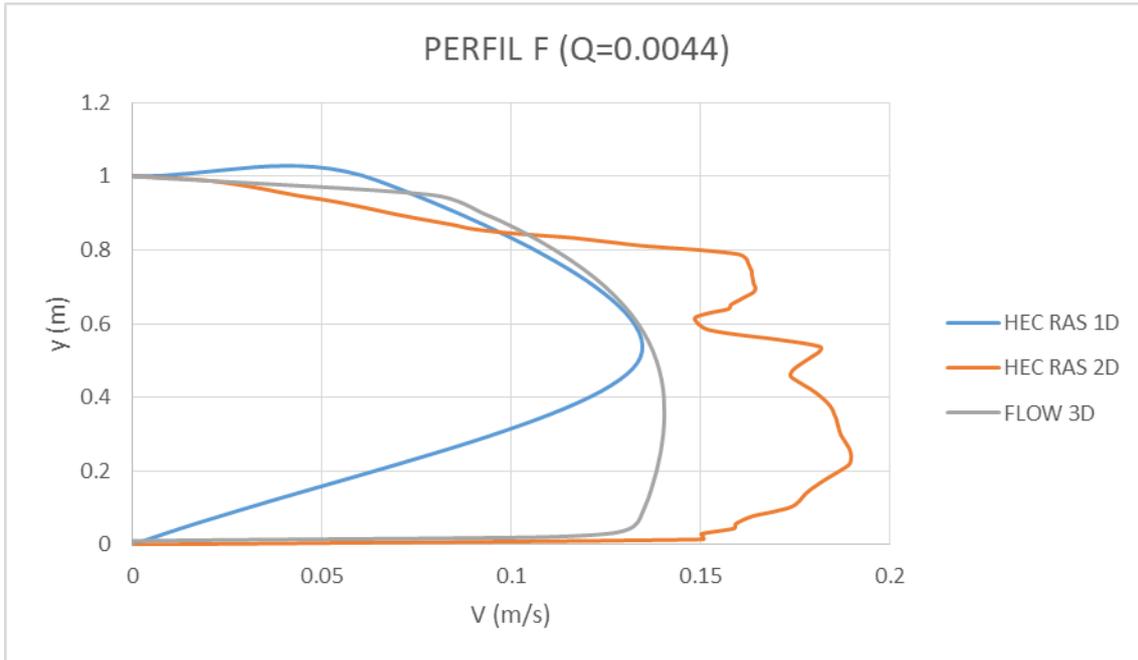


Figura 59: Perfiles de Velocidad - "Caso A" - Perfil F.

Al comparar los perfiles de velocidad obtenidos para el caudal de 4.4 l/s se observa que:

- Los resultados obtenidos con HEC RAS 1D no permiten visualizar la variación transversal de las velocidades debido al efecto de la curva.
- Si bien las velocidades medias en todos los casos son iguales, si se compara el estudio experimental antecedente con las simulaciones numéricas se observa una muy buena correspondencia entre lo medido y lo simulado con las herramientas bidimensionales.

Del mismo modo para el "Caso B" se obtuvieron las distribuciones de velocidades mostradas a continuación:

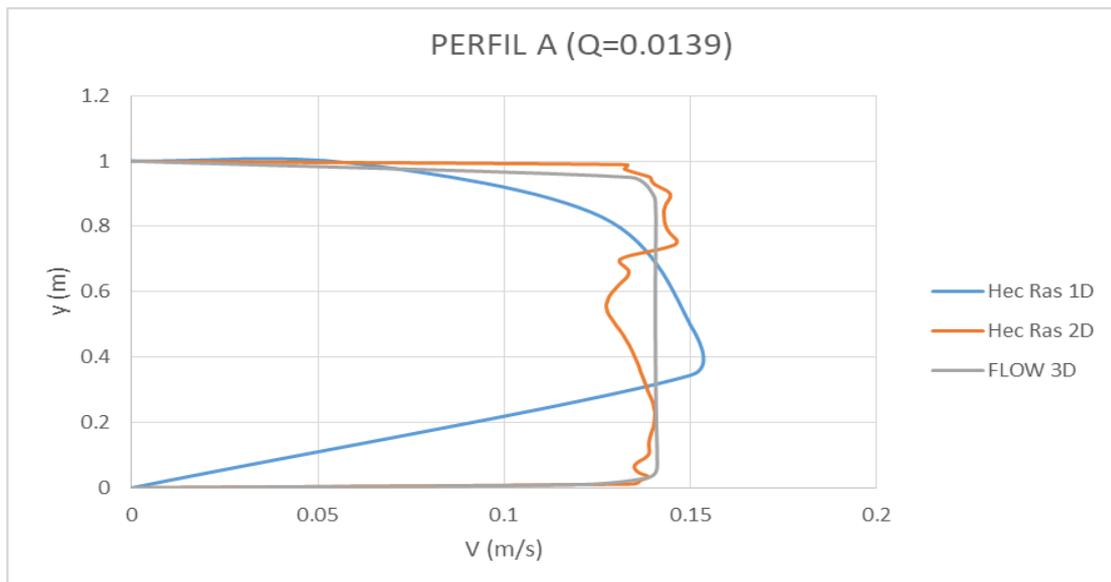


Figura 60: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil A.

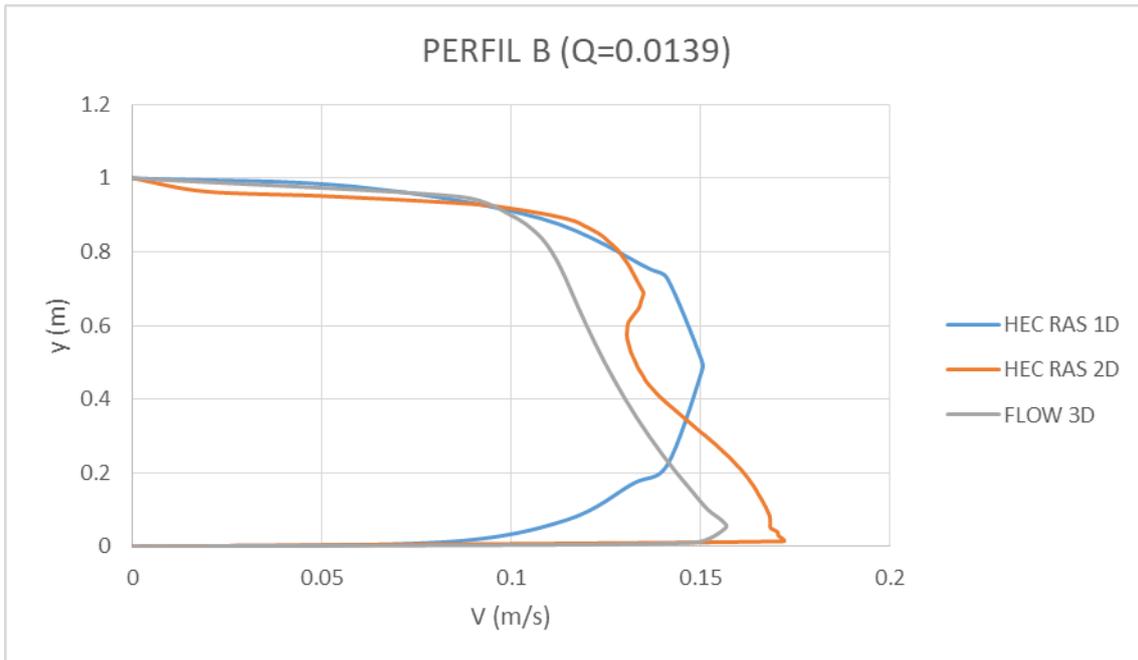


Figura 61: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil B.

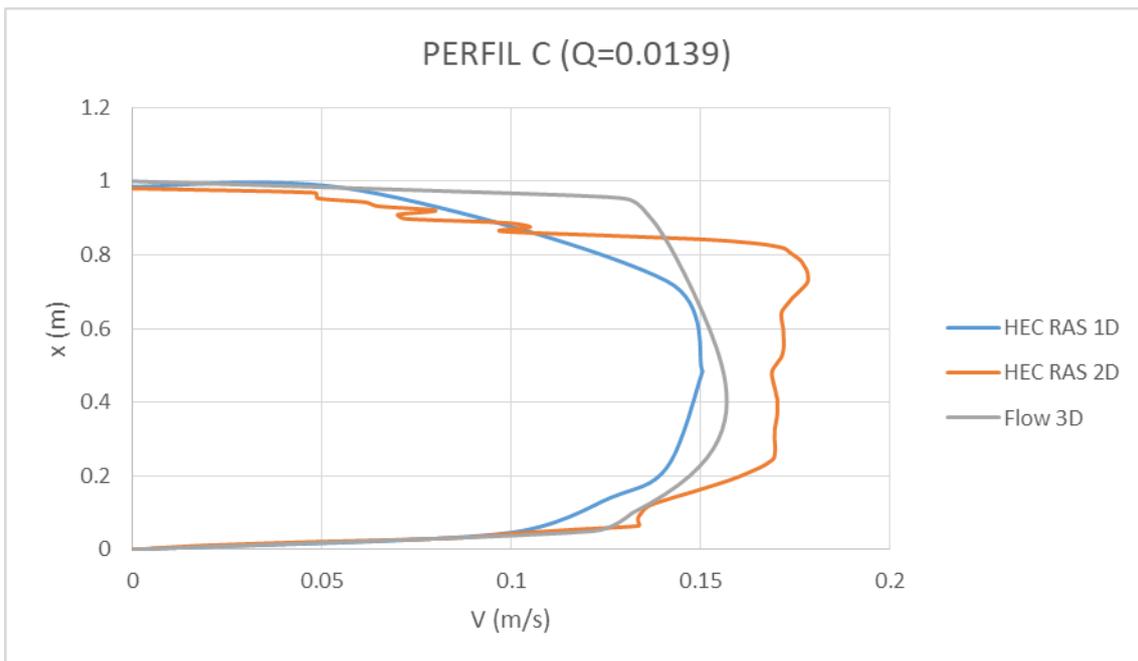


Figura 62: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil C.

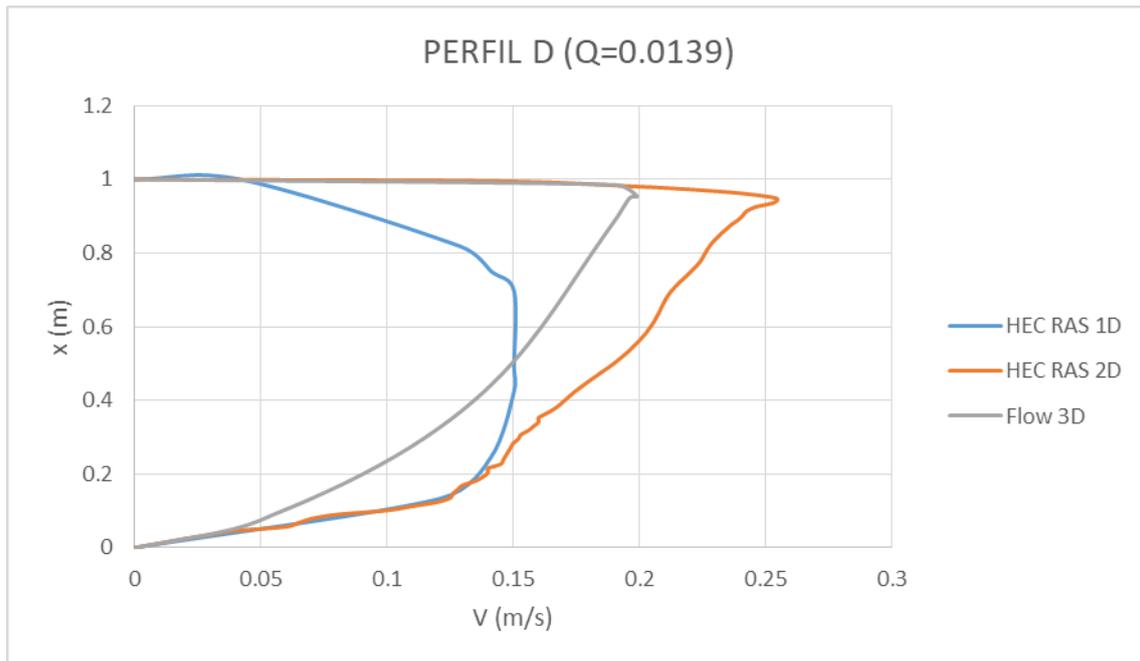


Figura 63: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil D.

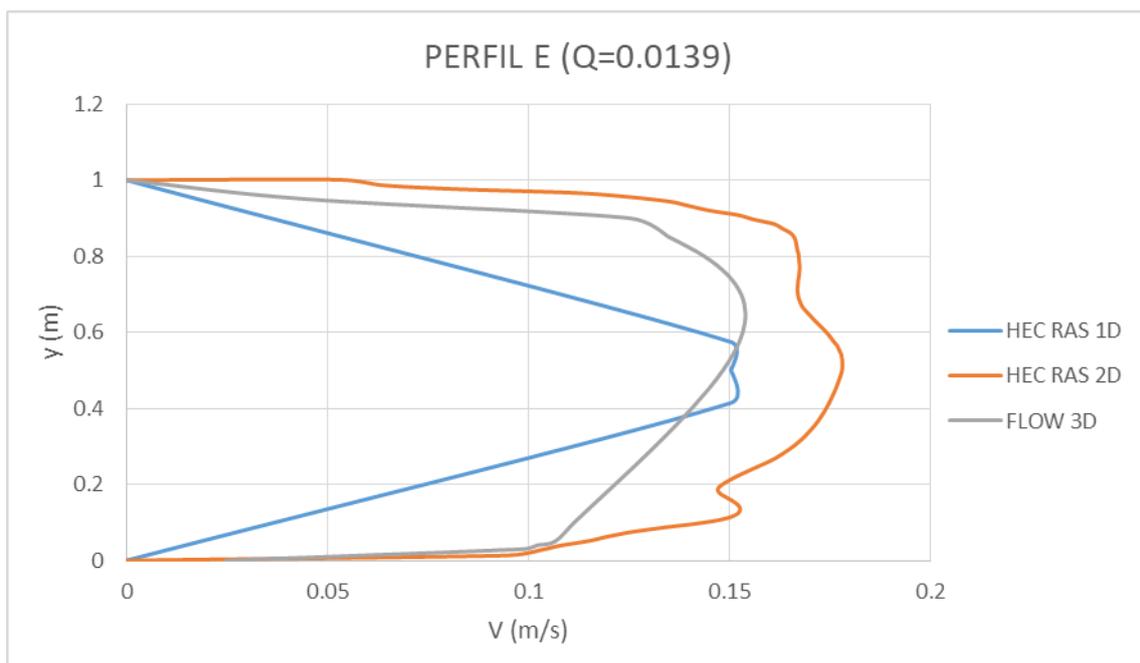


Figura 64: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil E.

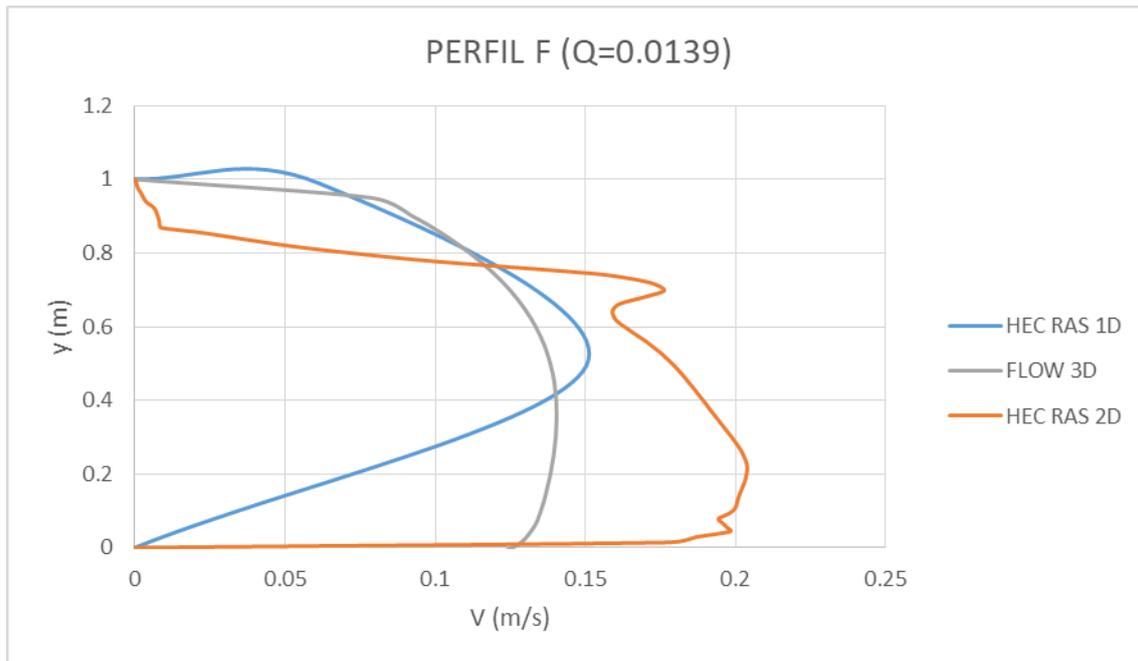


Figura 65: Perfiles de Velocidad - "Caso B" - Perfil F.

De las figuras presentadas para el caudal del caso B se observan conclusiones similares al caso anterior.

En los perfiles se puede observar como el HEC-RAS 1D no representa bien lo que sucede en las curvas, generando un perfil uniforme a lo largo del ancho del canal, por lo que no sirve para analizar flujos en curvas. Comparando los resultados obtenidos por el HEC-RAS 2D y el FLOW 3D podemos ver que los perfiles se asemejan bastante, viendo claramente en las curvas un aumento de velocidad hacia el interior y una disminución hacia el borde externo.

Las principales diferencias entre los resultados obtenidos con los dos modelos bidimensionales se deben a la cantidad de nodos de cada una de las mallas: ya que mientras que en HEC RAS 2D se tenían 15893 elementos en FLOW 3D se tenían muchos más (537600).

Otro comentario que bien vale la pena resaltar es que el modelado en FLOW 3D conlleva un tiempo de trabajo significativamente mayor que un mismo modelo en HEC-RAS 2D.

3.4. Modelación Hidráulica del Río Tercero en el tramo que atraviesa Villa María

Siguiendo con la línea del trabajo, se modeló un tramo del Río Tercero aguas abajo del embalse Fitz Simon, precisamente en la zona donde el río atraviesa la localidad de Villa María, Córdoba, debido a que se trata de un tramo que sufrió inundaciones en el evento del 14/02/2014. Para ello se usó el Software HEC-RAS 5.0.4 en su versión 1D y 2D. El tramo analizado es el mostrado en la Figura 66:

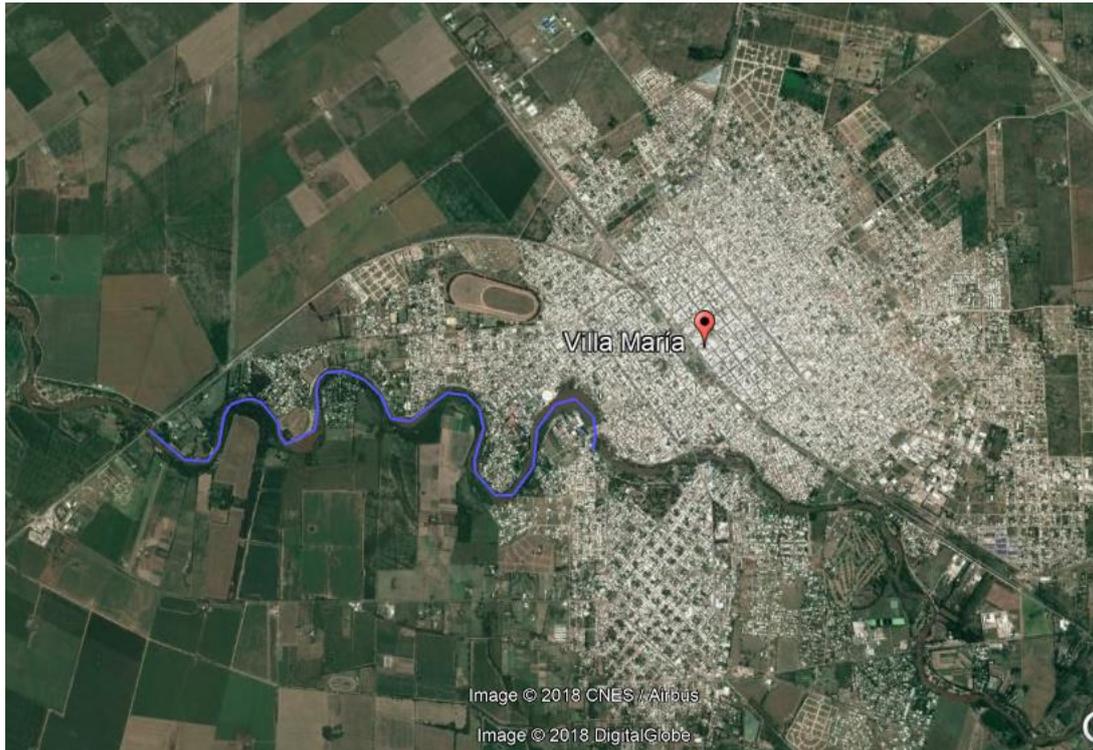


Figura 66: Tramo a analizar del Rio Tercero, tramo Villa María.

Para el análisis del tramo se obtuvo la batimetría del tramo relevada en campo topográficamente. Dicha topografía fue provista por la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba.

3.4.1. Modelación del tramo en HEC-RAS 1D

En primer lugar, con el objeto de comprar las modelaciones de distintas herramientas, se realizó la modelación del tramo utilizando el HEC-RAS 1D. La geometría modelada se muestra en la Figura 67.

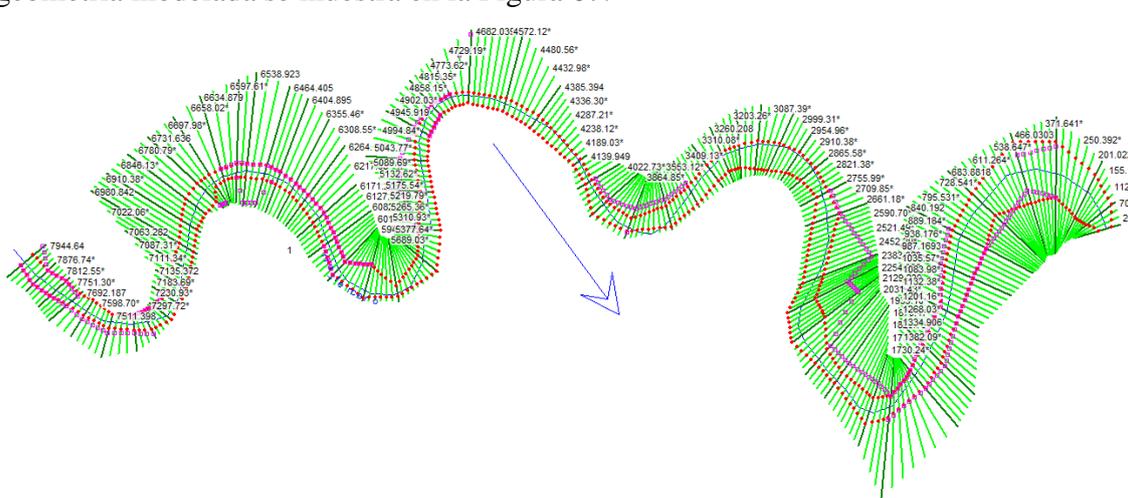


Figura 67: Distribución de secciones transversales a lo largo del tramo Villa María.

Primero se modelo un caudal módulo de $25 \text{ m}^3/\text{s}$, luego un caudal de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ y finalmente uno de $325 \text{ m}^3/\text{s}$

Los resultados del modelo para un caudal módulo de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ son los mostrados en Figura 68 y Figura 69.



Figura 68: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal Modulo – HEC RAS 1D.

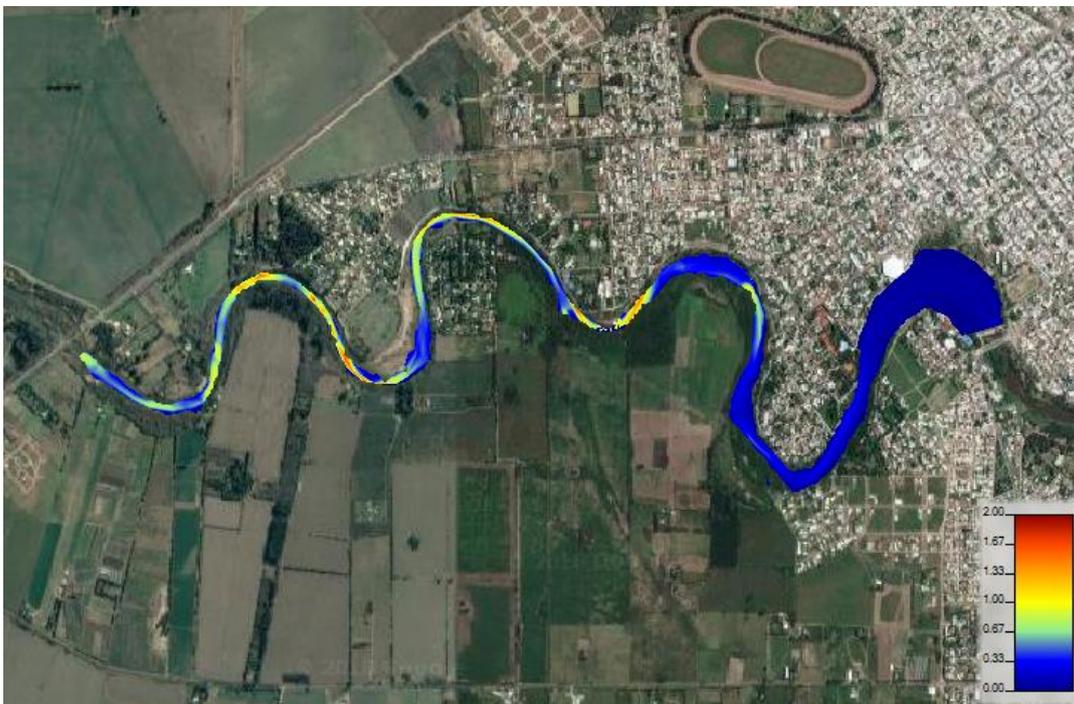


Figura 69: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal Modulo – HEC RAS 1D (Con escala de velocidades en m/s).

Luego los resultados del modelo para el caudal de $300 \text{ m}^3/\text{s}$, se muestran en Figura 70 y Figura 71.

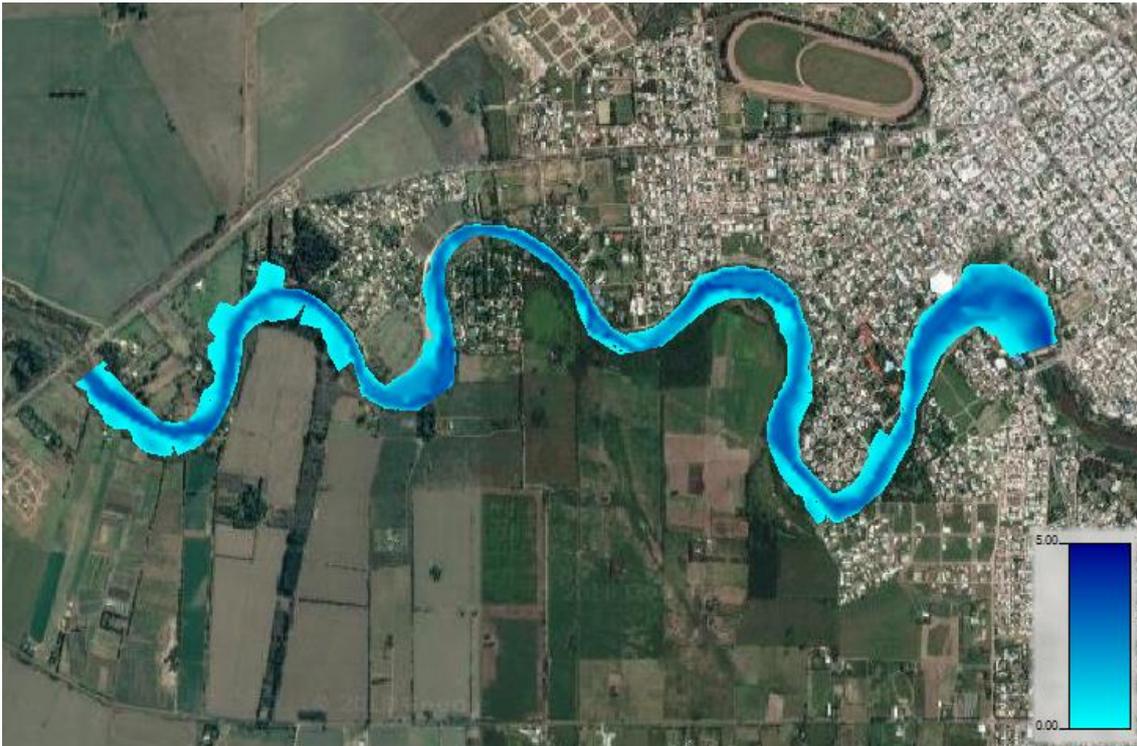


Figura 70: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal 300 m³/s – HEC RAS 1D.

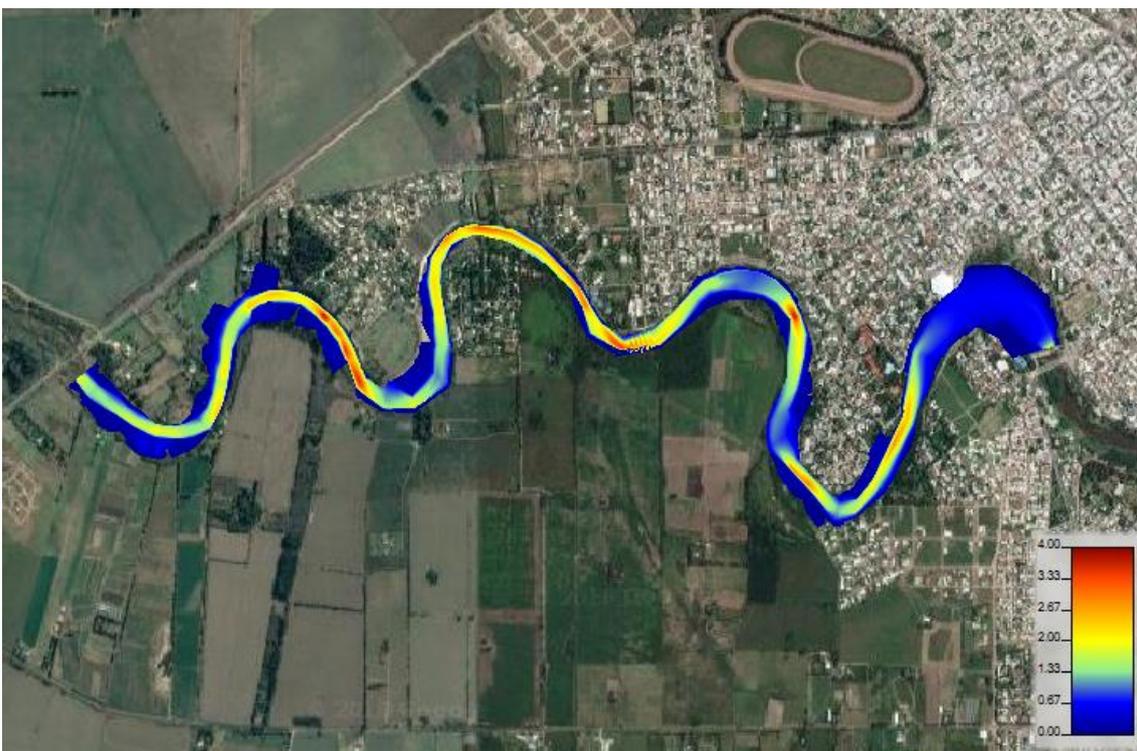


Figura 71: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal 300 m³/s – HEC RAS 1D (Con escala de velocidades en m/s).

Al modelar un caudal de 375 m³/s se obtienen los resultados mostrados en Figura 72 y Figura 73.

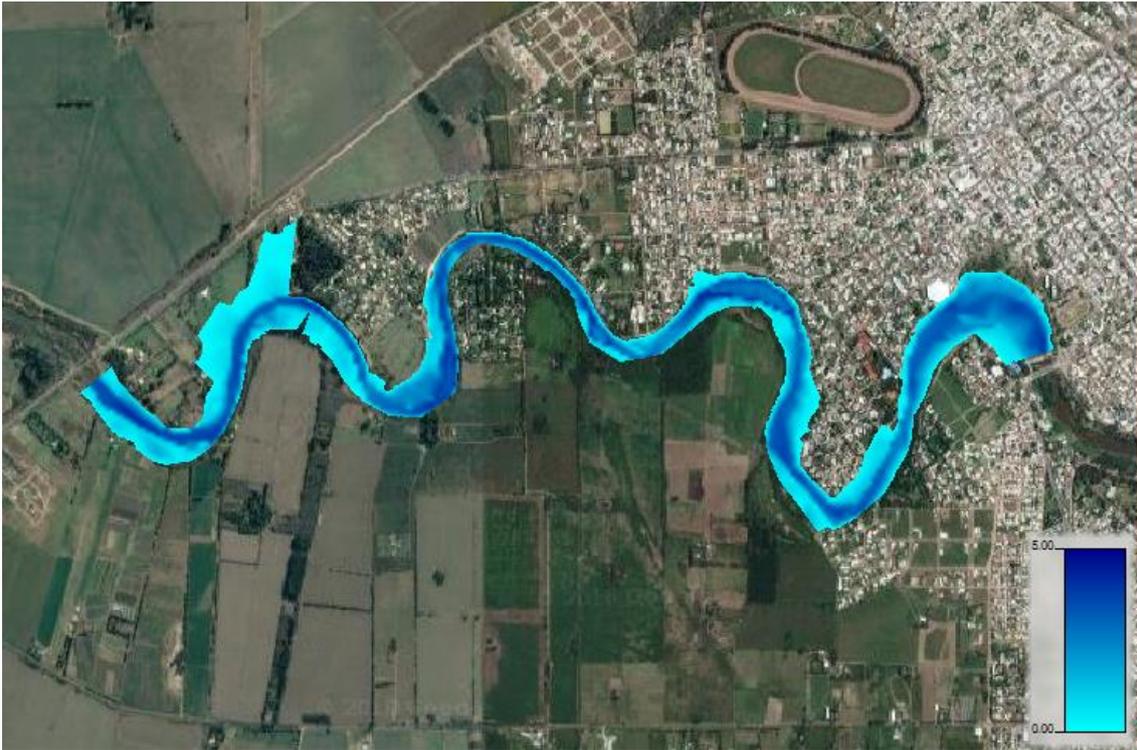


Figura 72: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal $375 \text{ m}^3/\text{s}$ – HEC RAS 1D.

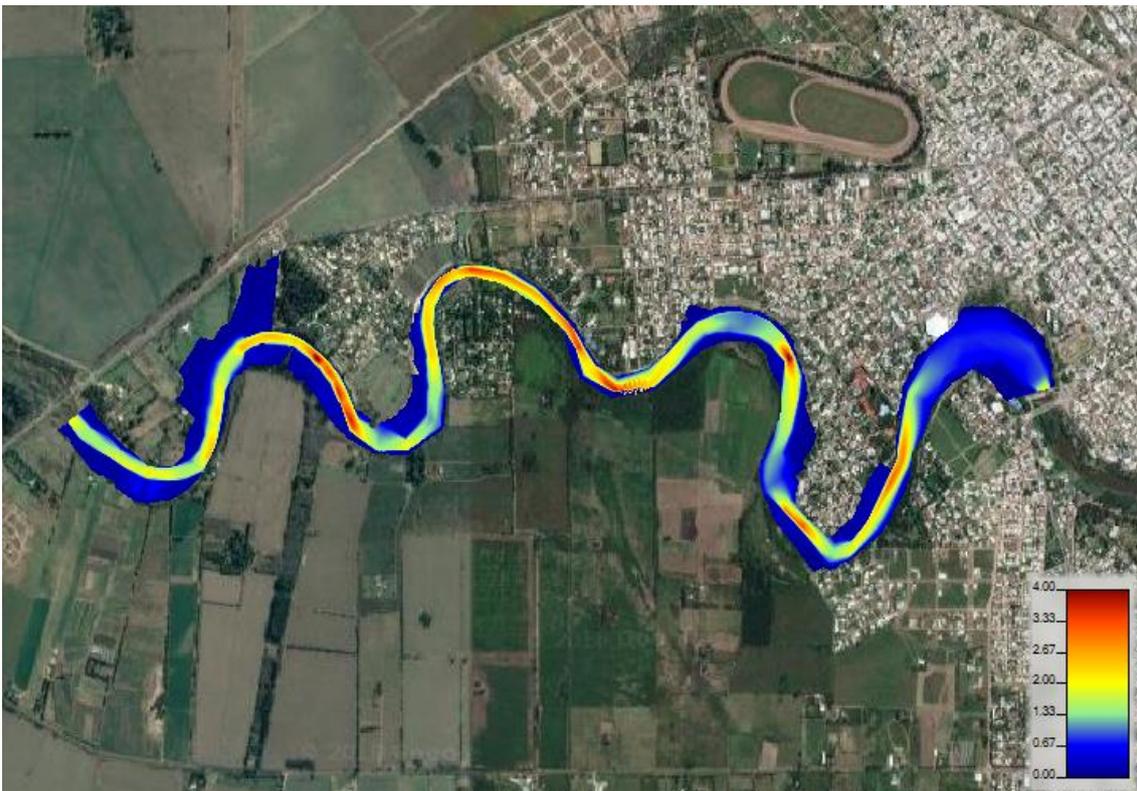


Figura 73: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal $375 \text{ m}^3/\text{s}$ – HEC RAS 1D (Con escala de velocidades en m/s).

3.4.2. Modelación del tramo en HEC-RAS 2D

Para la modelación del tramo con la herramienta HEC-RAS en su versión 2D, se procedió a realizar un mallado del tramo, partiendo del modelo de elevación digital del terreno. El mallado del tramo en cuestión se observa en la Figura 74 y cuenta con 28743 celdas, de un tamaño promedio de 85 m²:



Figura 74: Mallado de Río Tercero en el tramo Villa María – HEC RAS 2D.

Como condiciones de contorno se usó lo siguiente:

- Aguas Arriba: Se introdujo un hidrograma con caudal constante igual al: a) caudal modulo del Río en ese tramo que es igual a 25 m³/s (Caso 1) y; b) 300 m³/s (Caso 2) c) 375 m³/s (Caso 3).
- Aguas Abajo: Se utilizó una altura constante en el azud nivelador de Villa María con cota igual a 200 m.

Resultados obtenidos para Q=25 m³/s

Para la modelación del caudal modulo se obtuvieron resultados de Profundidad y velocidades para todo el tramo, y también se extrajeron perfiles de velocidad. La distribución de Profundidades a lo largo del tramo se puede muestra en la Figura 75, observando tirante medio del orden de 1 metro de profundidad a lo largo del tramo, con un aumento en la zona del embalse generado por el Azud llegando a profundidades cercanas a 5 m.

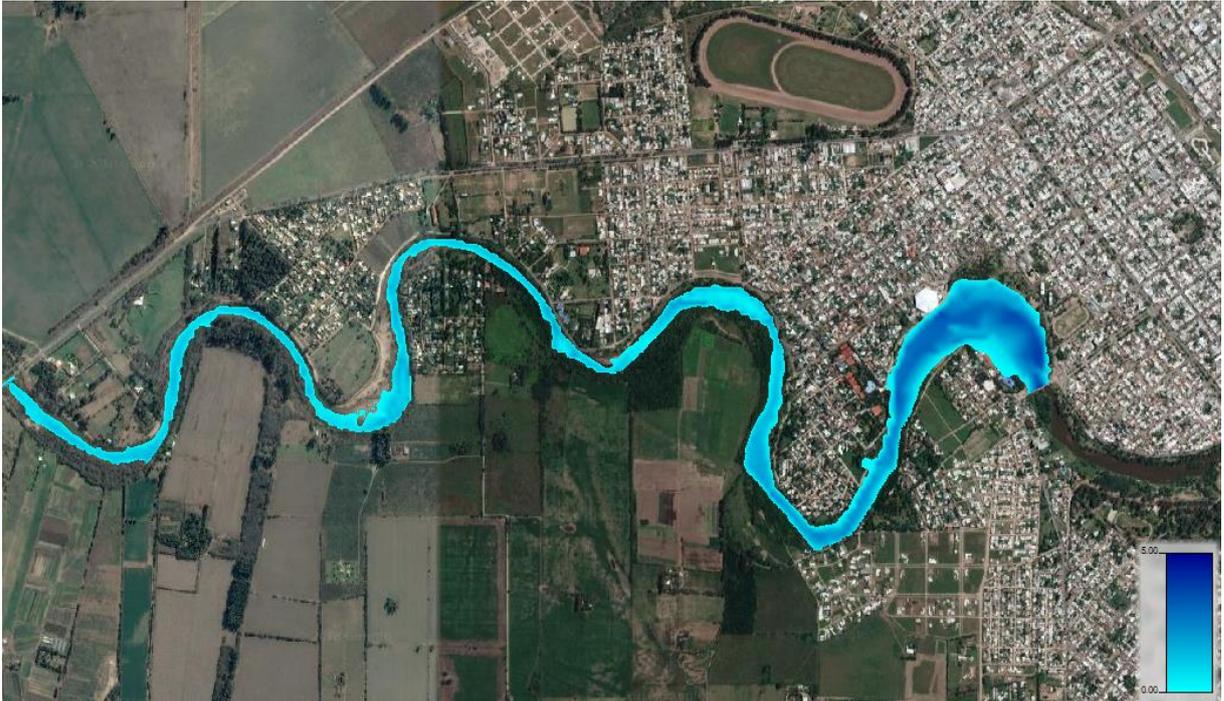


Figura 75: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal Modulo – HEC RAS 2D.

En la Figura 76 se observa la distribución de velocidades a lo largo del tramo, donde se observan velocidades máximas en los tramos más angostos, así como velocidades mínimas en los tramos más anchos, y por último velocidades muy bajas en la zona del embalse generado por el Azud.

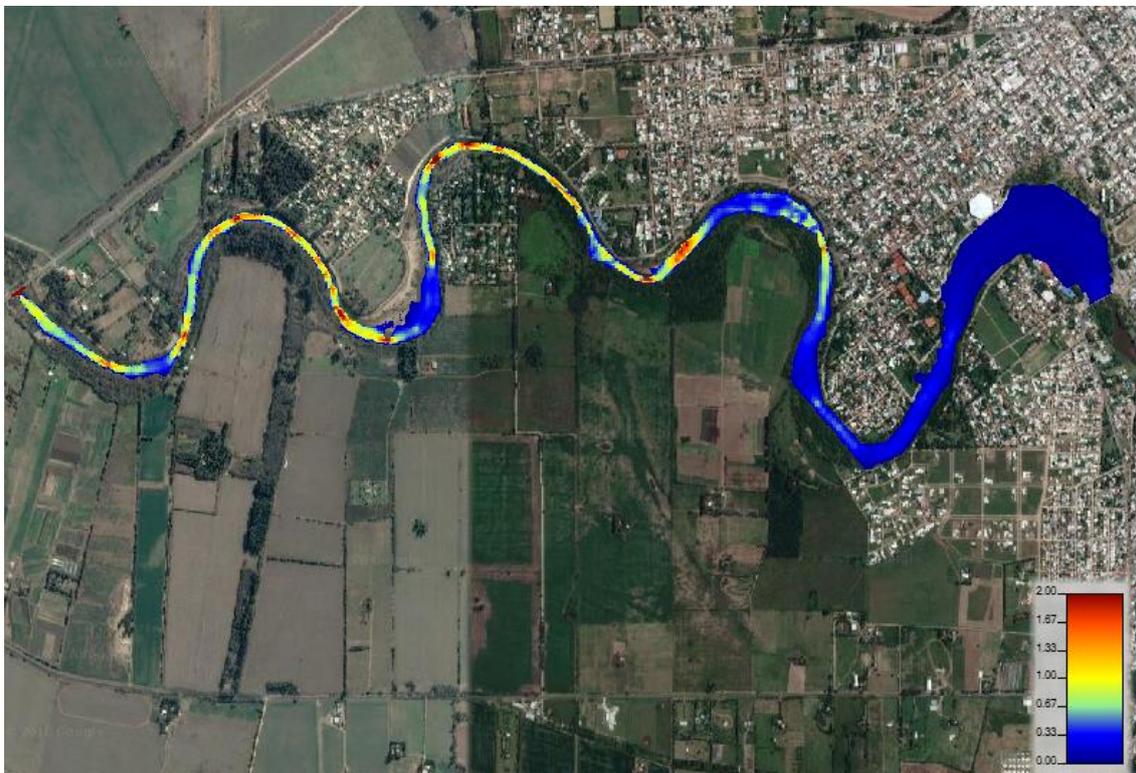


Figura 76: Campo de velocidades en el tramo Villa María para el caudal Modulo - HEC RAS 2D (Con escala de velocidades en m/s).

Finalmente para un análisis más detallado se extrajeron perfiles a lo largo del tramo con especial interés en las curvas. La primera curva analizada es la indicada en la Figura 77, en la cual se indica la ubicación de los perfiles analizados.

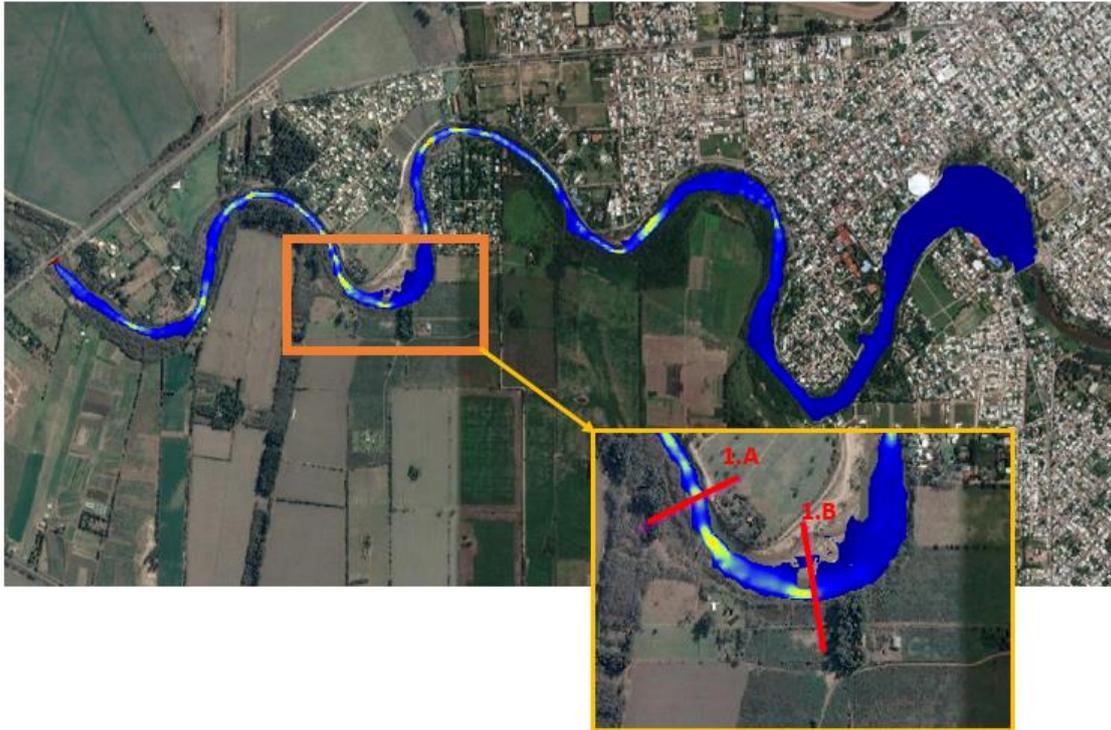


Figura 77: Ubicación de la curva analizada N°1.

Se extraen los perfiles indicados anteriormente los cuales representan uno el inicio de la curva y el segundo el comportamiento del flujo en la curva propiamente dicha. Los resultados obtenidos para el Perfil 1.A aplicando HEC RAS 1D y 2D se observan en la Figura 78 y la Figura 79 respectivamente. Y los resultados obtenidos para el Perfil 1.B son los mostrados en las Figura 80 (HEC RAS 1D) y Figura 81 (HEC-RAS 2d).

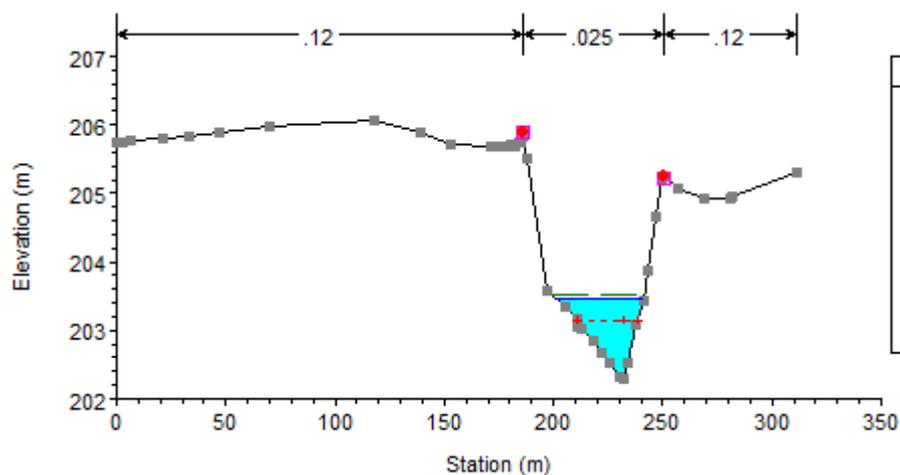


Figura 78: Sección transversal 1.A extraída de HEC-RAS 1D – $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

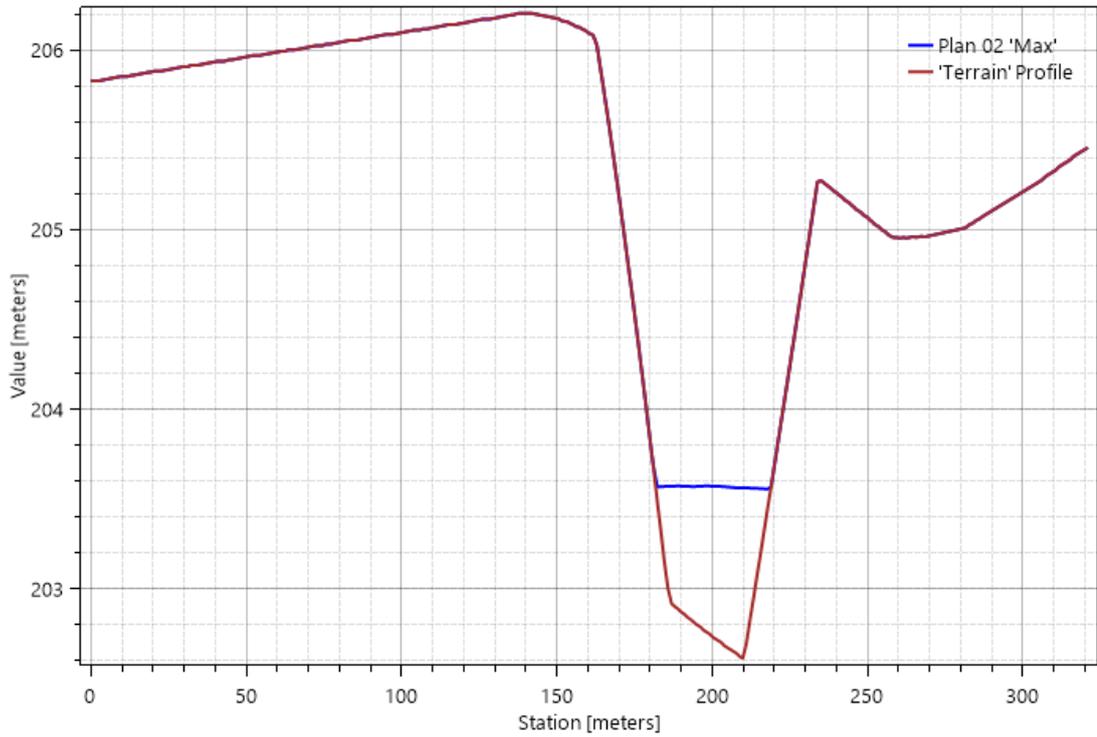


Figura 79: Sección transversal 1.A extraída de HEC-RAS 2D – $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

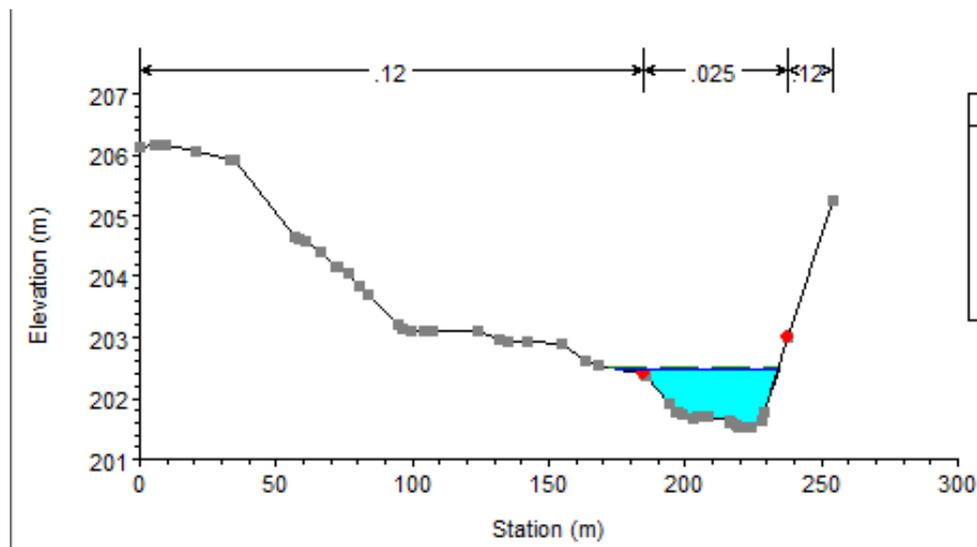


Figura 80: Sección transversal 1.B extraída de HEC-RAS 1D – $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

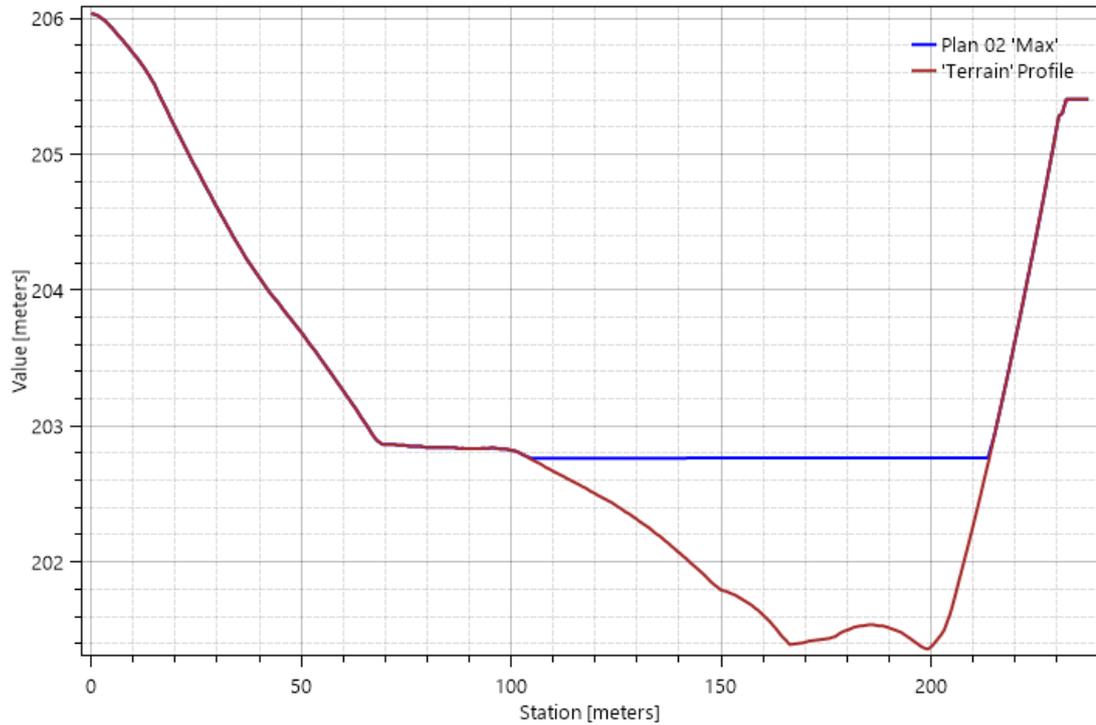


Figura 81: Sección transversal 1.B extraída de HEC-RAS 2D – $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se puede observar que se obtuvieron resultados muy similares aplicando el HEC RAS tanto en su versión 1D como en 2D.

Para complementar el estudio en segundo lugar se realizará una curva más angosta, la cual se indica en la Figura 82:

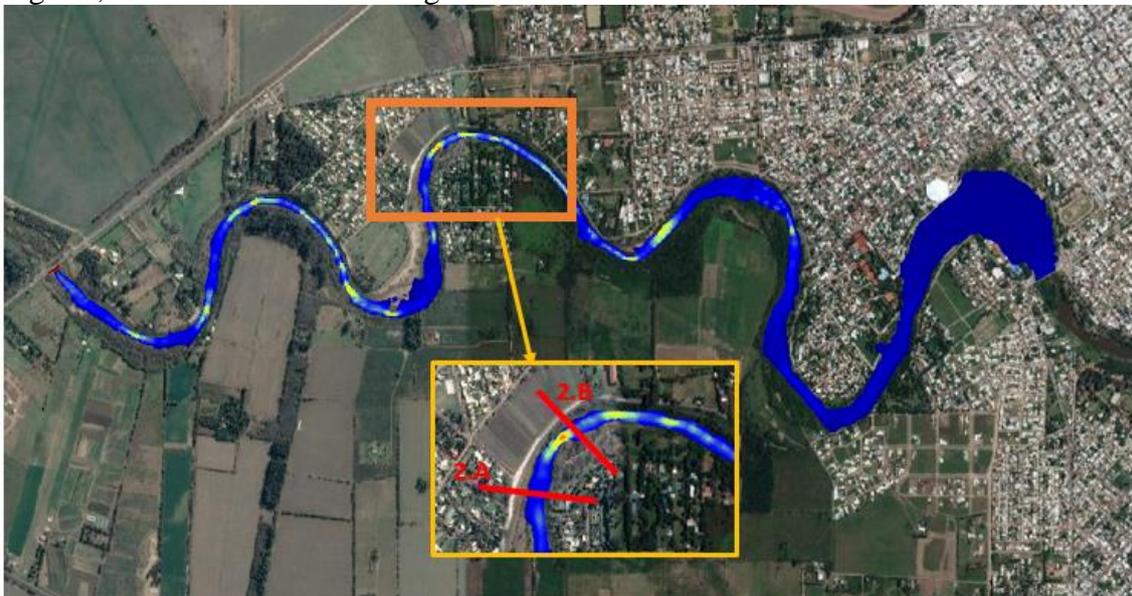


Figura 82: Ubicación de la curva analizada N°2.

De igual modo que para la curva anterior se extraen perfiles al ingreso y en la curva, para observar tanto distribuciones de velocidad como de profundidad a lo largo de la sección transversal.

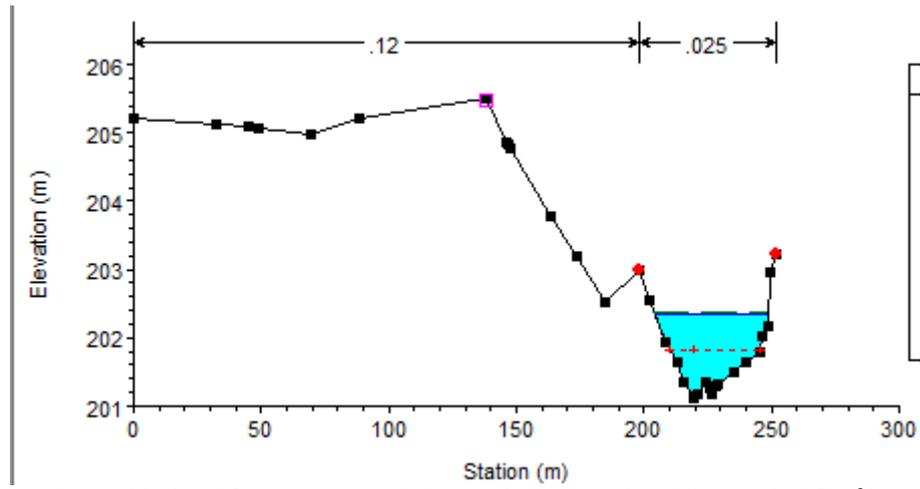


Figura 83: Sección transversal 2.A extraída de HEC-RAS 1D – $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

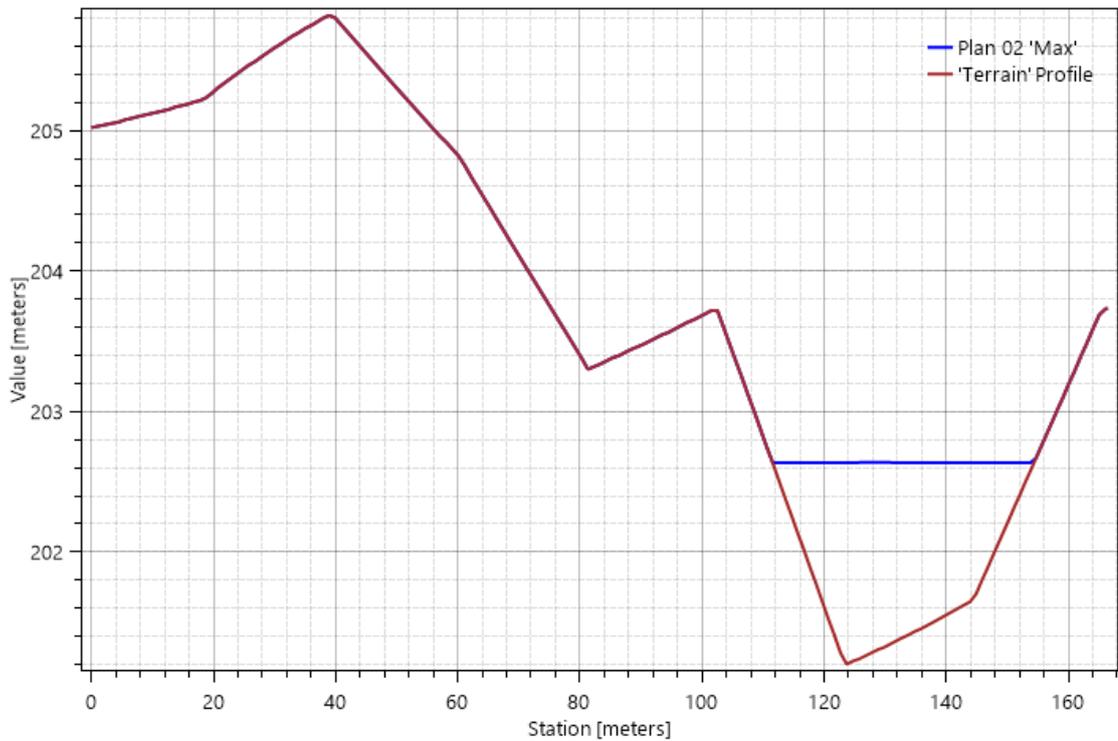


Figura 84: Sección transversal 2.A extraída de HEC-RAS 2D – $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

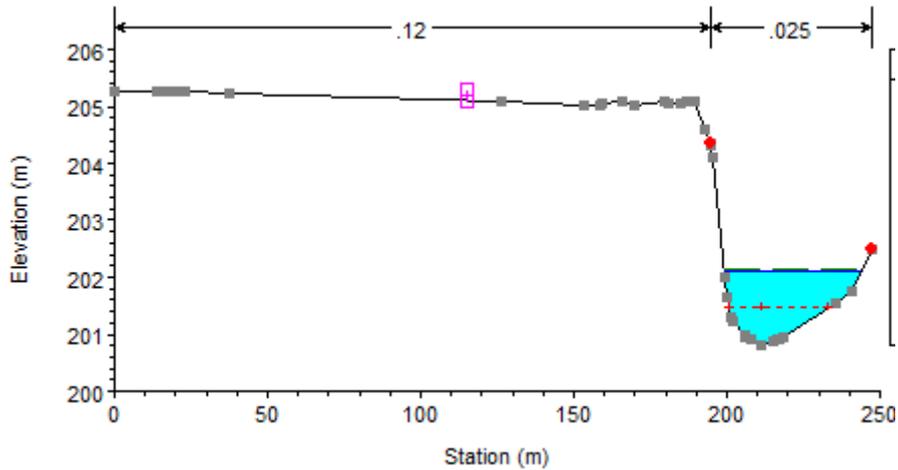


Figura 85: Sección transversal 2.B extraída de HEC-RAS 1D – $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

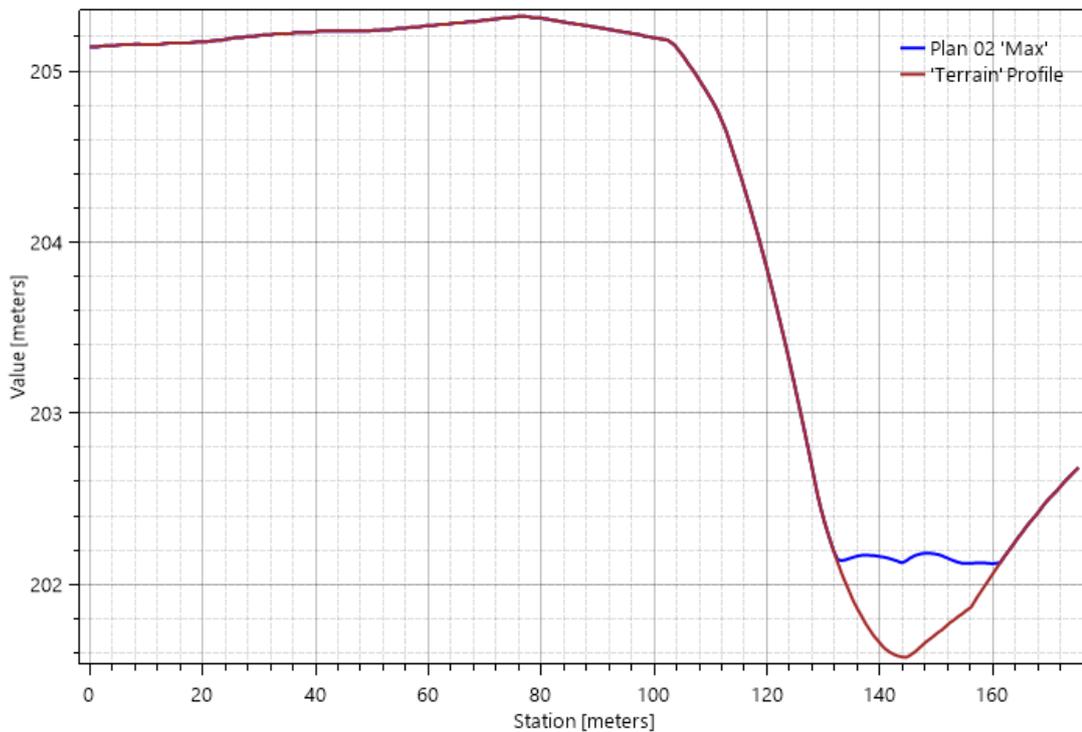


Figura 86: Sección transversal 2.B extraída de HEC-RAS 2D – $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se puede observar que se obtuvieron resultados muy similares aplicando el HEC RAS tanto en su versión 1D como en 2D.

Resultados obtenidos para $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$

Como parte de la gestión eficiente de los recursos hídricos en eventos extremos es de gran importancia tener un modelo del comportamiento del tramo Villa María de Rio Tercero para el caudal crítico, por lo que en este apartado veremos cómo es el comportamiento del tramo frente a un evento que me genere un ingreso al tramo de caudal de $300 \text{ m}^3/\text{s}$. Los niveles de profundidad se observan en la Figura 87 y la variación de velocidad en el tramo en la Figura 88.

Lo que podemos observar es que el tirante aumenta bastante con relación al módulo, llegando a profundidades de entre 3 y 4 metros, y la velocidad presenta velocidades máximas cercanas a 4 m/s.

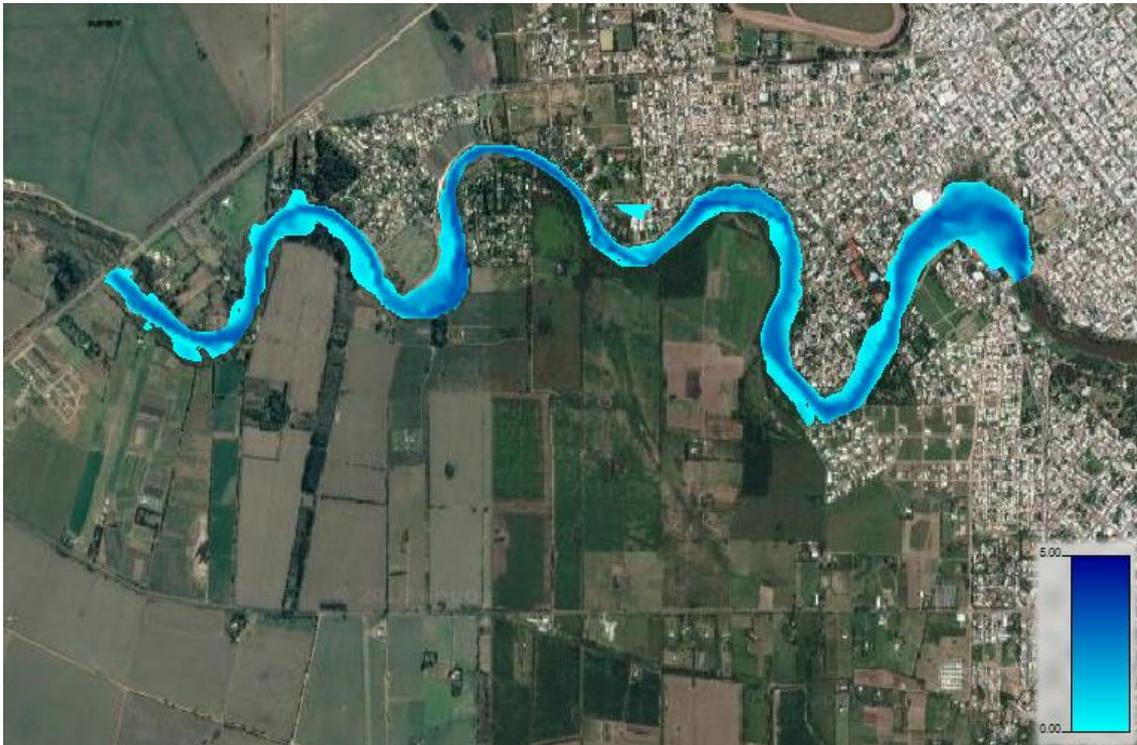


Figura 87: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ - HEC RAS 2D.

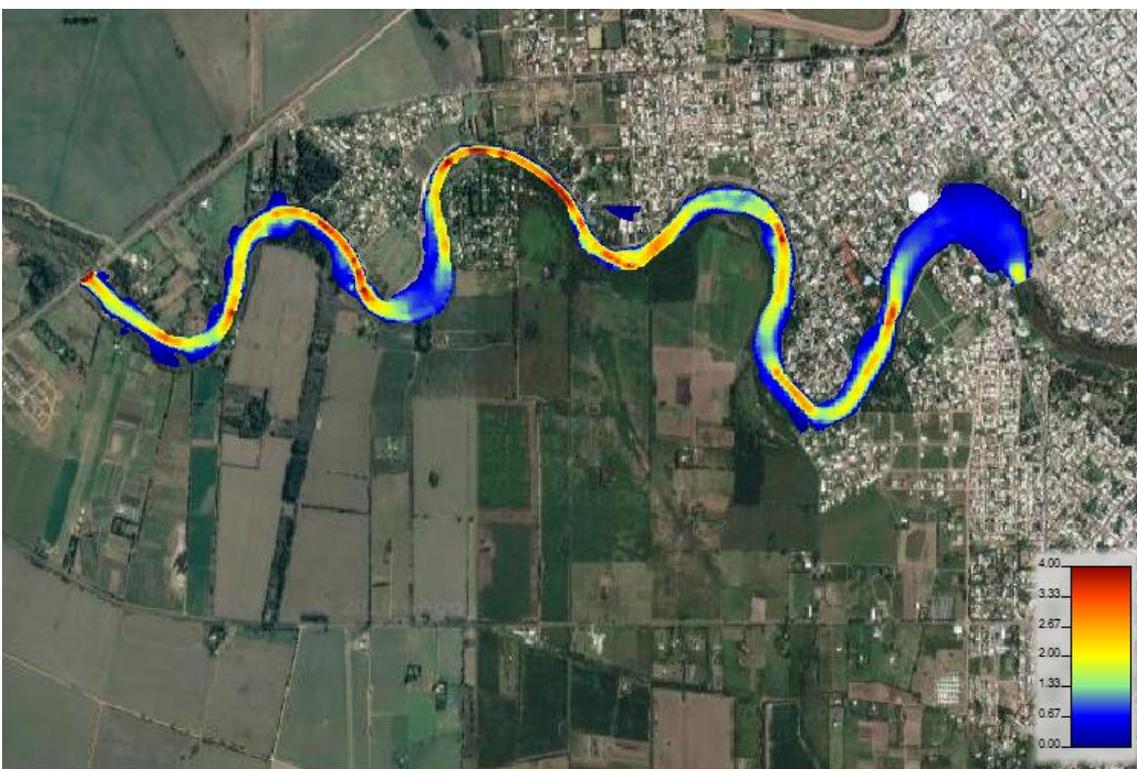


Figura 88: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ - HEC RAS 2D (Con escala de velocidades en m/s).

Resultados obtenidos para $Q=375 \text{ m}^3/\text{s}$

Al analizar un caudal mayor e igual a $375 \text{ m}^3/\text{s}$, a continuación se presentan los niveles de profundidad alcanzados en la Figura 89 y la variación de velocidad en el tramo en la Figura 90.

Lo que se observa es que el tirante aumenta bastante con relación al módulo, llegando a profundidades de 4 metros en casi todo el tramo, y la velocidad presenta velocidades máximas cercanas a 4 m/s en varias zonas del tramo.

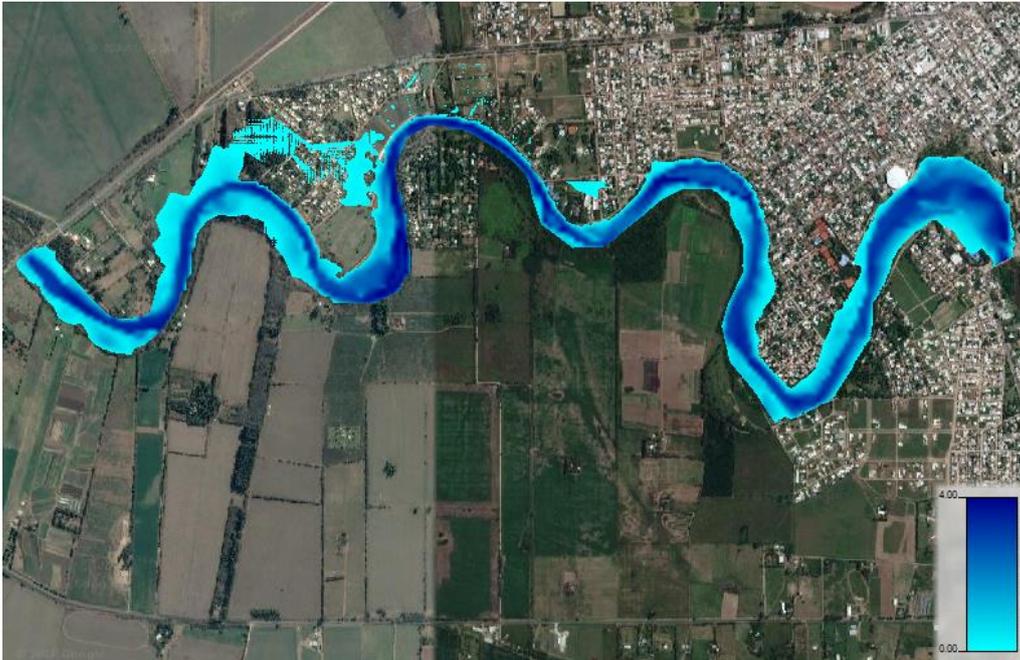


Figura 89: Campo de profundidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal de $375 \text{ m}^3/\text{s}$ - HEC RAS 2D.

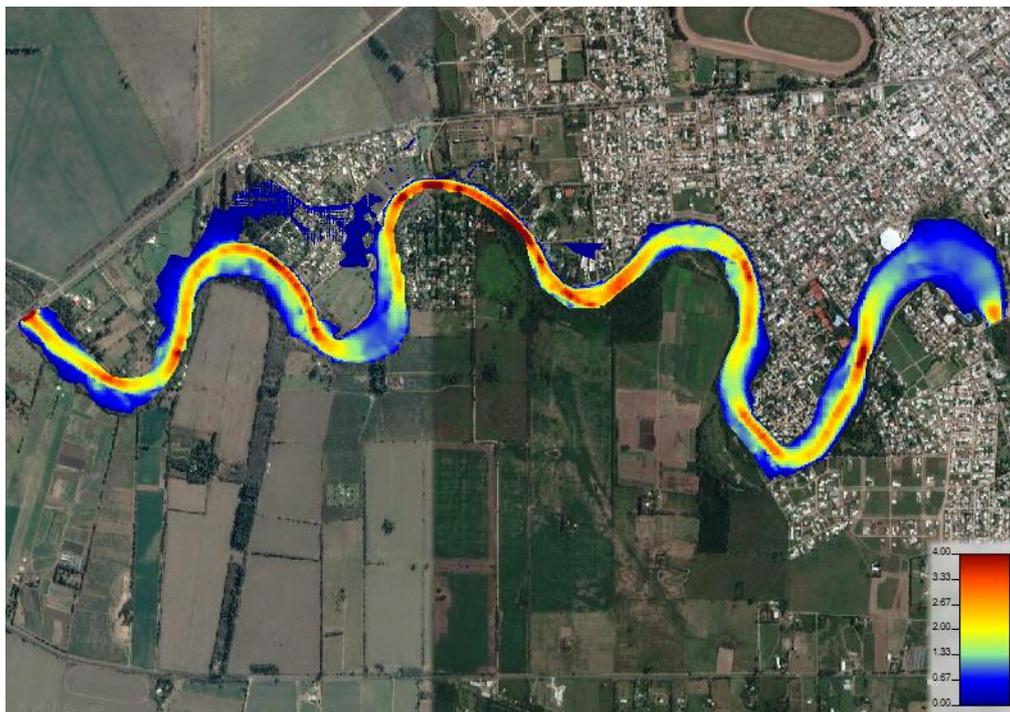


Figura 90: Campo de velocidades a lo largo del tramo Villa María para el caudal de $375 \text{ m}^3/\text{s}$ - HEC RAS 2D (Con escala de velocidades en m/s).

A modo de validar y contrastar los resultados obtenidos por el modelo, se recopilamos imágenes aéreas de los desbordes generados por la tormenta del 14 de febrero de 2014. En la Figura 91, Figura 92 y Figura 93 se observan imágenes de la inundación de esa fecha superpuestas con los resultados del modelo. Se observa una muy buena correspondencia entre lo ocurrido y lo modelado.

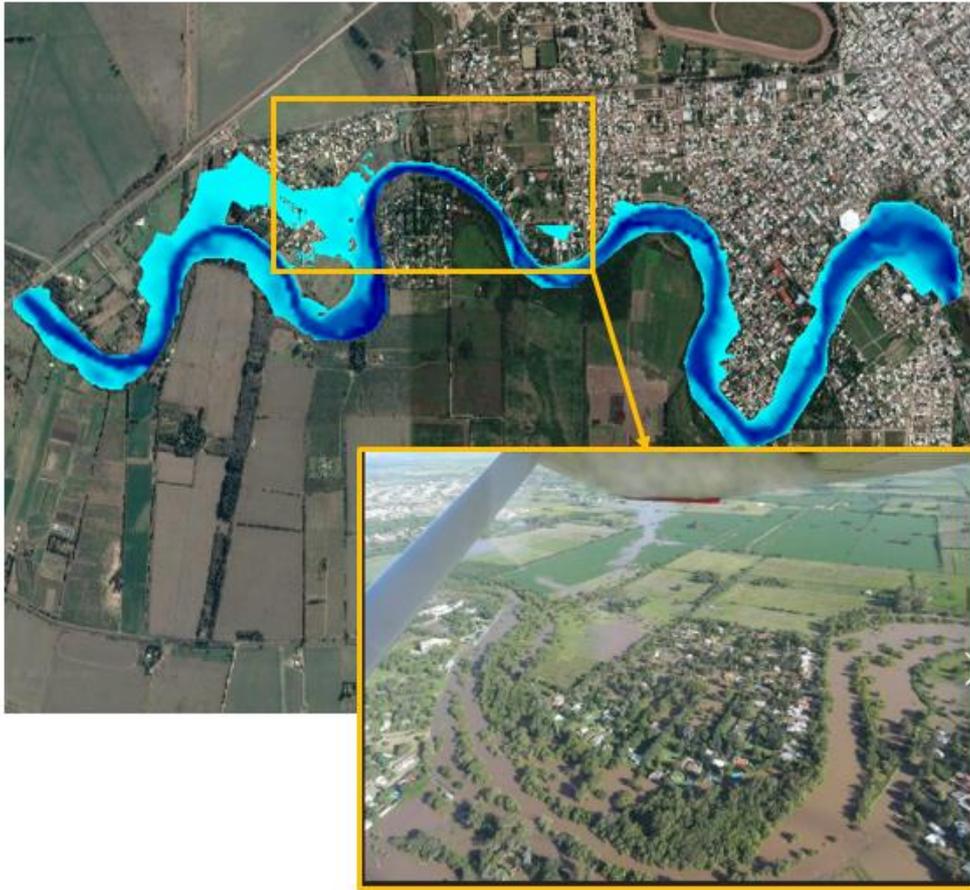


Figura 91: Ubicación de la primera imagen aérea del evento del 14 de febrero de 2014.

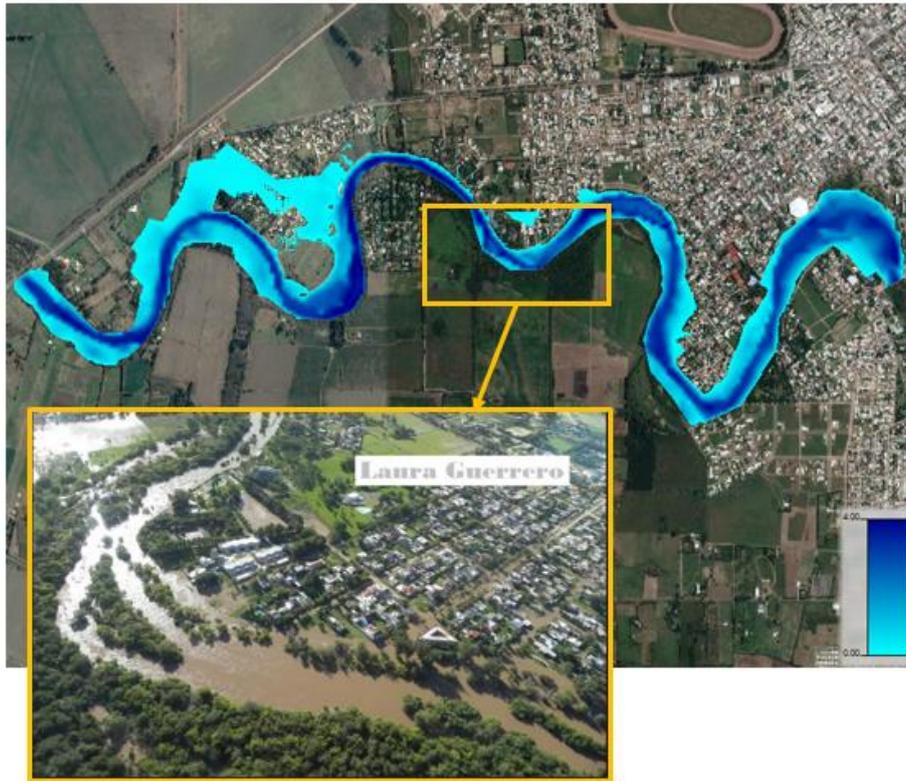


Figura 92: Ubicación de segunda imagen aérea del evento de 14 de febrero del 2014.

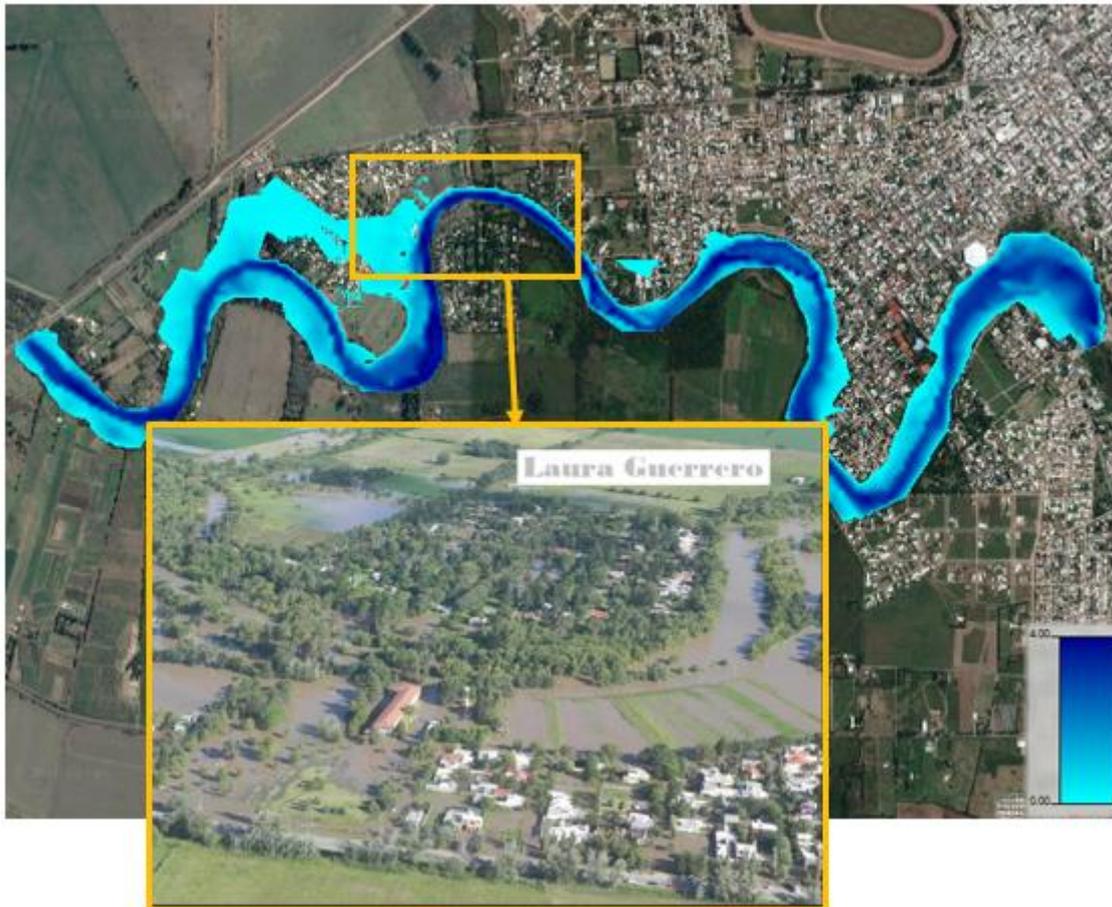


Figura 93: Ubicación de la tercera imagen del evento del 14 de febrero de 2014.

Estas últimas figuras demuestran que el modelo desarrollado funciona adecuadamente, y de ahora en adelante puede ser usado como una herramienta para la toma de decisión frente a eventos extremos, como también para la modelación de proyectos de obras hidráulicas con el fin de evitar desbordes como los observados en las figuras antes mencionadas. Se recalca una vez más la importancia de poseer herramientas numéricas para la toma de decisión en la gestión eficiente del recurso hídrico.

4. CONCLUSIONES

4.1. Conclusiones del trabajo realizado

De la modelación hidrológica de la cuenca alta del Río Tercero, pudo calibrarse y validarse un modelo que de ahora en adelante puede ser utilizado para un adecuado manejo de la cuenca completa. También pudo analizarse la sensibilidad del mismo ante diferentes situaciones de humedad antecedente en la cuenca; y como varía la erogación de Fitz Simon ante diferentes cotas iniciales de los embalses del sistema.

De la modelación hidráulica se destacan varias conclusiones. Con la herramienta numérica desarrollada y validada para determinar caudal partiendo de las velocidades superficiales obtenidas de las técnicas de velocimetría por imágenes, de ahora en adelante será posible disminuir la incertidumbre en la estación de caudales a partir de la aplicación de LSPIV.

En cuanto a la modelación del flujo en curva con las distintas herramienta numéricas, se puede concluir que la herramienta unidimensional de HEC RAS 1D, no representa el efecto de la curva generado en el flujo, con lo cual no es una herramienta que genere resultados representativos del comportamiento de este tipo de flujo. En cuanto a las modelaciones bidimensionales podemos destacar su muy buen funcionamiento para caracterizar este flujo analizado.

Por último, con el modelo hidráulico del tramo de Río Tercero cuando atraviesa la localidad de Villa María realizado y validado, se ha desarrollado una valiosa herramienta para el manejo de las crecidas en esta zona de estudio.

Finalmente es de gran importancia destacar la necesidad del desarrollo y uso de herramientas del tipo realizadas en este trabajo como bases previas a la gestión eficiente del recurso hídrico, tanto para planes de acción durante eventos extremos como para la proyección de medidas estructurales y no estructurales en las cuencas.

4.2. Conclusiones Personales

Las prácticas profesionales supervisadas como parte de la curricula de la Carrera de Ingeniería Civil, proporciona una visión practica de todos los contenidos teorico-practicos adquiridos a lo largo de la carrera; Pudiendo aplicar conocimientos para el desarrollo de trabajos profesionales con este caso fueron modelaciones para la gestión del recurso hídrico, permitiéndome interiorizarme de la problemática con la que convive el área de estudio de los recursos hídricos.

Lo aprendido durante el trabajo en el CETA-Laboratorio de Hidráulica, es de importancia significativa para el futuro desempeño en el área profesional. Los conocimientos teóricos y científicos adquiridos durante la realización del trabajo y el desarrollo de habilidades con herramientas numéricas usadas para la modelación de recursos hídricos, complementan los conceptos desarrollados en las materias del grado relacionadas con los recursos hídricos. Como así también los valores adquiridos durante el tiempo de trabajo como, la importancia del trabajo en equipo para resolver dificultades del trabajo, entendiendo que el CETA trabaja en forma de equipo con apoyo de parte de los experimentas ingenieros para con los colegas y los pasantes con dificultades de enfrentarse a problemas que superan su formación; También valores del

trabajo acompañado de una base teórica, donde cada acción realizada en el trabajo se vea respaldada por conceptos y conocimientos teóricos de manera de poder ser verdaderos críticos de la realidad y de los resultados obtenidos por los modelos y no simple “data-entry”.

Para finalizar fue una experiencia de aprendizaje destacada en mi formación como futuro Ingeniero Civil, por lo antes mencionado y por los vínculos generados con futuros colegas. Esta experiencia mencionada me motivo a continuar mi formación académica con la postulación para una beca para realizar estudios de posgrado en la Maestría con mención en Recursos Hídricos.

4.3. Trabajos futuros

Para el futuro quedara profundizar en varios aspectos de los distintos trabajos de estas prácticas profesionales supervisadas.

Sobre el modelo hidrológico quedara la incorporación al modelo de las limitaciones de regulación que tiene Embalse por ser un cuerpo de enfriamiento de la central nuclear de Rio Tercero, como también la incorporación al modelo de distintos elementos de descarga (Los cuales estarán siendo colocados este año). Y partiendo de una batimetría (la cual no cuenta hoy en día el embalse) poder generar un modelo hidráulico bidimensional del embalse con representación de áreas de inundación y funcionamiento de órganos de descarga con representación del flujo superficial.

En cuanto al desarrollo de la técnica numérica desarrollada para el cálculo de caudales mediante el uso de técnicas de velocimetría por imagen, quedara la investigación sobre la posibilidad del uso de esta herramienta para el estudio de modificaciones de formas de fondo en cursos fluviales como para la determinación de caudales sólidos.

En cuanto al modelo hidráulico del flujo en curva quedara comprobar el cambio en los resultados del HEC-RAS 2D para mallados de mayor discretización. Como también el estudio con profundidad sobre la detección de la herramienta HEC-RAS 2D de efectos físicos en el flujo medidos en el modelo físico, como la fluctuación del fluido con las paredes del canal.

Finalmente sobre el modelo hidráulico del tramo Villa María de Rio Tercero, podrá usarse el modelo para distintos proyectos y alternativa de mitigación de os efectos de tormentas semejantes a la analizada, y quedara para un futuro la realización de un DEM con mayor exactitud partiendo de algún relevamiento topográfico más reciente para poder modelar la descarga que genero el curso hacia el sur mostrado en las imágenes.

5. Bibliografía

- Caamaño y Daaso, (2003) “Lluvias de diseño. Concepto, técnicas y experiencia”. INA-CIRSA, Córdoba, Argentina.
- Dasso y Caamaño Nelli, (2011). “Distribución Sintética De Lluvias Intensas en el área serrana de la provincia de Córdoba, Argentina”
- Guillen, Nicolás F.; García Carlos M.; Lopez Sebastian; Weber Juan F. (2017). “Relaciones entre velocidades medias y velocidades medias superficiales en cursos fluviales utilizando métodos numéricos y experimentales” (Guillén, López, Weber, García).
- Tarrab, Leticia (2008). “Corrientes secundarias inducidas en cauces Naturales inducidas por curvatura” Tesis de Maestría. FCEFYN UNC. Córdoba, Argentina.
- Rozovskii, I. L. (1957). “Flow of Water in Bends of Open Channels (in Russian), Acad. of Sci. of the Ukrainian SSR, Kiev, 1957”. (English translation, Isr. Program for Sci. Transl., Jerusalem, 1961.)
- Saldaño, V. (2010). "Modelación Hidrológica y de Calidad de Agua del Río Tercero (Ctalamochita)". Trabajo final de la carrera Ingeniería Civil de la FCEFyN UNC. Córdoba, Argentina.
- Sheridan, J. M., and W. H. Merkel. (1993). “Determining design unit hydrographs for small watersheds”. U.S. Geol. Surv. Water Resources.
- Weber, Juan Francisco; Martijena, Sebastián (2008). “Modelación Numérica de la Distribución Transversal de Velocidades en canales – Caso Trapecial” – Mecánica Computacional Vol. XXVII, págs. 385-401.
- “Los Suelos” INTA (2006)
- “Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina” Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación (2010).
- “Proyecto Relámpago, Hydrometeorology Component: Land Surface controls on heavy precipitation and flooding in the Carcarañá River Basin, Argentina. Source of Support: NSF. Director de la componente argentina de este proyecto: C.M. García.”
- MOCKS, V.(1964).-“Estimation of direct runoff from storm rainfall. SCS, National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology.
- World Commission on Environment and Development, 1987