



UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MACÁNICA DE FLUIDOS E INGENIERIA AMBIENTAL

PROYECTO FIN DE CARRERA

ANALISIS DE RIESGO POR ROTURA DE PRESAS DE RIEGO EN URUGUAY



Nicolás Canavese 4.023.470-0
Ernesto Oleaga 3.715.951-5

Tutores:

Luis Teixeira
Christian Chreties
Luis Silveira

INDICE

1	Motivación	6
2	Objetivos.....	7
2.1	Objetivo general	7
2.2	Objetivo específico	7
3	Metodología de trabajo	8
4	Antecedentes.....	9
4.1	Contexto internacional del Análisis de Riesgo sobre la seguridad de presas..	9
4.1.1	Argentina	9
4.1.2	Brasil	10
4.1.3	Estados Unidos	10
4.1.4	España	11
4.1.5	Australia	12
4.2	Resumen Antecedentes.....	12
5	Información utilizada.....	15
6	Estudio hidrológico	18
7	Estudio hidráulico	23
7.1	Implementación del modelo en HEC-RAS	23
7.1.1	Ajuste numérico.....	25
7.2	Diseño del aliviadero	25
7.3	Rotura de la presa	26
7.3.1	Definición de los parámetros de la brecha	26
7.3.2	Análisis hidrodinámico	28
8	Propuesta de una metodología simplificada para evaluar efectos de inundación.	30
8.1	Introducción.....	30
8.2	Determinación del caudal pico.....	30
8.3	Determinación del caudal máximo	33
8.3.1	Definición de las variables intervinientes en el análisis	33
8.3.2	Análisis dimensional	34
8.3.3	Gráficos representativos de los modelos hidrodinámicos.....	35
8.3.4	Determinación de las envolventes, calculo de caudales	37
8.4	Cálculo del tirante.....	39
8.5	Evaluación de la influencia de los restantes grupos adimensionales	39
8.5.1	Influencia del $GA(n)$	39
8.5.2	Influencia del $GA(sas0)$	41
9	Ejemplos de utilización de metodología simplificada propuesta	46
9.1	Introducción.....	46
9.2	Ejemplo 1	46
9.2.1	Determinación del rango de caudales máximos.....	46

9.2.2	Determinación del área afectada	47
9.3	Otros ejemplos	50
10	Propuesta de lineamientos para la clasificación de pequeñas presas	52
11	Conclusiones.....	56
12	Lineamientos a seguir	58
13	Agradecimientos	59
14	Bibliografía	60
15	Anexos.....	62
15.1	ANEXO I - Sensibilidad del modelo a variaciones en la geometría y tiempo de formación de la brecha.....	62
15.2	ANEXO II - Cálculos tirante con formulación de Manning	65
15.3	ANEXO III - Resultados obtenidos en metodología propuesta por Bornschein 68	
15.4	ANEXO IV - Resultados de los modelos	71

INDICE DE FIGURAS

Figura 1	- Mapa Uruguay con ubicación de las cuencas de los modelos	20
Figura 2	- Cuenca arroyo San Carlos.....	21
Figura 3	- Hidrograma de caudales modelo del Arroyo San Carlos.....	22
Figura 4	- Geometría de modelo del arroyo Batoví	23
Figura 5	- Condición inicial en arroyo Batoví	24
Figura 6	- Presa Batoví.....	24
Figura 7	- Brecha completamente formada y sección longitudinal con nivel máximo de agua. Modelo Batoví.....	25
Figura 8	- Parámetros físicos de una brecha de presa idealizada	27
Figura 9	- Ventana HEC-RAS para introducir parámetros de la brecha (ejemplo modelo Batoví)	28
Figura 10	- Hidrograma de rotura, modelo del arroyo San Carlos	29
Figura 11	- Gráfico Q_p vs $V_{emb} \times h_{max}$	32
Figura 12	- Curvas obtenidas para cada modelo relacionando los grupos adimensionales ($GA(Q_{max})$ vs $GA(x)$).....	36
Figura 13	- Gráfico anterior con la ordenada estandarizada ($GA(Q_{max})$ estandarizada vs $GA(x)$)	36
Figura 14	- Gráfico curvas representativas con envolventes propuestas.....	38
Figura 15	- Resultados de los modelos variando el grupo adimensional representante del Manning (c: cauce ; p: planicie ; n mayor: número de Manning mayor al del modelo real ; n menor: número de Manning menor al del modelo real)	40
Figura 16	- Resultados modelos con valores de pendiente media de la cuenca.....	42
Figura 17	- Resultados modelos con valores de pendiente longitudinal del cauce ponderada	44
Figura 18	- Ejemplo simplificación sección cauce	48
Figura 19	- Área afectada (zona celeste) debido a la rotura de la presa según metodología simplificada propuesta.....	49
Figura 20	- Sección $x=15.900$ m	50
Figura 21	- Ubicación presas de estudio.....	51

Figura 22 - Imagen satelital presas de estudio: Izq. - ROCHA; Centro. - RIVERA; Der. – SORIANO	51
Figura 23 - Procedimiento para clasificar presas (esquema).....	53
Figura 24 - Sensibilidad del modelo a variaciones en la geometría y tiempo de formación de la brecha para algunos modelos.....	63
Figura 25 - Resultados obtenidos a partir de la metodología desarrollada por Bornschein para los modelos de presas en Uruguay	69

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 - Información recopilada para realizar modelos.....	17
Tabla 2 - Parámetros utilizados para SCS	19
Tabla 3 - Parámetros utilizados para Método Racional	19
Tabla 4 - Datos presas de estudio	50
Tabla 5 - Resultados caudales máximos arrojados por la formulación simplificada propuesta.....	51

1 Motivación

En las últimas dos décadas, se ha registrado en nuestro país un incremento sostenido en la construcción de presas para almacenamiento de agua con fines agropecuarios, particularmente riego de arroz. Este incremento pone de manifiesto: a) la necesidad de mejorar la gestión de las autorizaciones de uso del recurso hídrico (debido a la intensificación del mismo) y b) la necesidad de avanzar en la gestión del riesgo de inundación aguas abajo de dichas obras, sobre la base de establecer directrices sobre seguridad de presas.

Esta situación es identificada y formalizada por la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA) del MVOTMA, a través de la Ley 18.610 de Política Nacional de Aguas, la cual prevé entre otros elementos, la revisión de las formas y criterios técnicos para la concesión de derechos de uso de los recursos hídricos. En particular, se viene trabajando en la elaboración de directrices técnicas para el diseño hidrológico e hidráulico de presas pequeñas y medianas incorporando para su clasificación, criterios sobre riesgo y seguridad de las obras.

Uno de los elementos centrales a la hora de evaluar la seguridad de presas es el análisis del riesgo de sobre-pasamiento de su estructura y las consecuencias aguas abajo en cuanto al potencial erosivo de la crecida y al área inundada. El abordaje metodológico habitual para cuantificar los impactos aguas abajo de una eventual rotura se basa en la modelación numérica unidimensional del tránsito (ecuaciones de Saint-Venant 1D) de la avenida asociada a la rotura en el tramo del curso situado aguas abajo de la obra. Sin embargo, a los efectos de la clasificación de las presas y para el caso particular de pequeñas presas, se requiere disponer de formulaciones simplificadas que permitan estimar, en primera aproximación, las áreas de inundación aguas abajo como consecuencia de una potencial rotura.

2 Objetivos

2.1 Objetivo general

Establecer un conjunto de pautas que sirvan de guía a la autoridad competente (DINAGUA/DNH) para la clasificación de presas pequeñas y medianas en base al análisis de los efectos de la eventual rotura de la misma.

2.2 Objetivo específico

- I. Proponer y validar una formulación paramétrica que permita determinar un rango de caudales máximos generados aguas abajo por la rotura de una presa, a partir de las características de almacenamiento del embalse (altura de embalse y volumen embalsado), características físicas de la cuenca y características morfológicas del valle de inundación (rugosidad, tipo y uso del suelo, pendiente, radio hidráulico, desarrollo en planta, etc.). (*Capítulo 8*)
- II. Implementar la formulación paramétrica propuesta para estimar el área afectada aguas abajo. (*Capítulo 9*)
- III. Plantear lineamientos para la clasificación de pequeñas presas en Uruguay utilizando los elementos desarrollados en los puntos II y III. (*Capítulo 10*)

3 Metodología de trabajo

La metodología de trabajo consistió en:

- I. Estudio de la bibliografía recopilada de manera de identificar las prácticas o avances realizados en diferentes países en relación a la seguridad de presas. (*Capítulo 4*)
- II. Se encontraron lineamientos que sirvieran de guía en la elaboración una metodología de cálculo simplificado para determinar el área inundada aguas abajo de la presa. (*Capítulo 4*)
- III. Recopilación de información de 8 casos presa-cauce de Uruguay para aplicación de un modelo completo que permitiera estimar áreas de inundación. Para la elección de dichos casos se buscó contemplar todas las variantes que se presentan en presas de riego en nuestro país. Para ello tuvieron en cuenta los tamaños de las cuencas, ubicación espacial, características físicas y morfológicas de las mismas, etc. (*Capítulo 5*)
- IV. Se realizó un análisis hidrológico de cada caso y posteriormente se implementó un modelo de HEC-RAS para reproducir el evento de rotura de la presa y la propagación de la onda generada aguas abajo de la misma. (*Capítulo 6*)
- V. Tomando como base los datos obtenidos de las modelaciones hidrodinámicas de las 8 presas estudiadas y mediante análisis dimensional se procedió a implementar una formulación paramétrica que permite determinar un rango de caudal máximo a partir del cual se podrá determinar el área inundada aguas abajo de la presa. (*Capítulo 8*)
- VI. La metodología desarrollada se aplicó a 4 ejemplos de presas construidas en Uruguay para evaluar los efectos de una eventual rotura de las mismas. (*Capítulo 9*)

4 Antecedentes

4.1 Contexto internacional del Análisis de Riesgo sobre la seguridad de presas

Aunque no se recogen todas las referencias consultadas, a continuación se resume la aplicación actual del Análisis de Riesgo para la seguridad de presas y embalses en algunos países del mundo. Se intentan destacar diferentes trabajos realizados tanto en América del Sur como en los países más desarrollados en este aspecto en el resto del mundo.

4.1.1 Argentina

El organismo competente en seguridad de presas en Argentina se denomina Organismo Regulador de Seguridad de Presas (ORSEP), y desde hace más de 15 años está establecido en el país un primer reglamento de seguridad de presas.

De acuerdo a las memorias del VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos de fines de 2010 no existe un sistema único y universalmente adoptado, que obligue a todos los responsables de la operación de presas al cumplimiento de normas mínimas de seguridad.

Se estable allí que los avances alcanzados por la tecnología y los procedimientos de gestión de riesgo en presas no concuerdan así con la seguridad jurídica de los ciudadanos por lo que es necesario establecer una ley que contemple los siguientes aspectos:

- Marco conceptual, estableciendo alcances, roles, derechos y obligaciones y definiendo una política de seguridad de presas federal.
- Sistema Nacional de Seguridad de Presas, definiendo la obligatoriedad de registrar y clasificar todas las presas, el funcionamiento del sistema y el ente rector nacional.
- Financiamiento asegurado para la totalidad de las actividades que no cuenten con recursos, estableciendo los mecanismos para su funcionamiento.
- Adhesión como condición para su aplicación total en las jurisdicciones provinciales.
- Mecanismo para su aplicación universal, que asegure a las presas bajo jurisdicción nacional y a aquellas incorporadas mediante adhesión provincial.

Este organismo además ha participado de la elaboración y actualmente supervisa la implementación de los Planes de Acción durante Emergencias (PADE), en cada una de las 30 presas que se encuentran bajo su jurisdicción.¹

El PADE es un plan formal escrito que identifica los procedimientos y acciones que el operador de una presa debe seguir durante una emergencia hídrica, como por ejemplo, falla de órganos esenciales para evacuación de caudales, compuertas, deslizamiento de taludes, fallas en la fundación de una presa, o una rotura completa de la misma causada por sobrepaso, terremoto o sifonaje.

Estos planes son específicos para cada presa, básicamente están integrados por un manual que contiene la información necesaria y describe los procedimientos para actuar durante una emergencia. Asimismo, incluye los Mapas de Inundación que

¹ ORTEGA, E. ORSEP (Organismo Regulador de Seguridad de Presas) (2010). *Una Ley de Seguridad de Presas en Argentina*. En: VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. Neuquén. Noviembre, 2010.

muestran gráficamente los escenarios que se pueden prever de acuerdo a las situaciones más críticas consideradas.²

4.1.2 Brasil

Con la promulgación de la Ley N° 12.334 del 20 de setiembre de 2010, que establece la “Política Nacional de Seguridad de Presas destinadas a la acumulación de agua para cualquier uso, la disposición final o temporal de residuos y la acumulación de residuos industriales” se creó el Sistema Nacional de Información sobre Seguridad de Presas. La Agencia Nacional del Agua (ANA) toma el papel de la organización, despliegue y gestión de la Seguridad Nacional de Información de Presas (SNISB), para fomentar la coordinación entre los órganos, coordinar la preparación del Informe de seguridad de la presa, remitirlo anualmente al Consejo Nacional del Agua de Recursos Hídricos (CNRH) y supervisar la seguridad de las presas otorgadas por él.

Se establece además que la ANA (entidad que adjudicará el derecho a utilizar los recursos de agua en cuerpos de agua de jurisdicción federal y la acumulación de agua -excepto para la generación hidroeléctrica-) es responsable de supervisar la seguridad de las presas existentes en los cursos de aguas bajo su jurisdicción y mantener un registro actualizado de estas presas, con la identificación de los empresarios, para su incorporación en SNISB.

Estas resoluciones plantean la generación de algunos procedimientos que permitan determinar el estado de situación y regular a futuro de una manera más eficaz el manejo de la seguridad de presas, entre los que se destacan los siguientes:

- Registro de presas otorgadas por la ANA
- Informe de inspección regular de presas
- Plan de seguridad de presas (para cualquier tipo de presa, las exigencias de dicho plan varían de acuerdo a cual categoría, dentro de las cinco existentes, pertenece la presa).³

4.1.3 Estados Unidos

*Bureau of Reclamation (USBR)*⁴

El Bureau of Reclamation es una agencia federal con más de cien años de historia cuya misión fundamental consiste en garantizar el abastecimiento de agua en los 17 Estados del Oeste de los Estados Unidos.

Hace algunos años, se constituyó un grupo “ad hoc” con el objeto de implementar una metodología que permitiese tomar decisiones de inversión en seguridad de presas basadas en “riesgo”. Aunque esta denominación no continúa vigente, sus trabajos prosiguen y, según desarrollan nuevos aspectos relacionados con el análisis de riesgos, éstos son publicados e incorporados a los procedimientos técnicos del departamento de Seguridad de Presas.

La primera labor relacionada con el análisis de riesgos que llevó a cabo el Bureau of Reclamation, en 1996, consistió en un análisis de conjunto simplificado (Risk Based Profile System, RBSPS) para todas las presas.

² <http://www.orsep.gob.ar>

³ <http://www.ana.gob.br>

⁴ <http://www.usbr.gov>

Por otra parte, las presas del Bureau of Reclamation son inspeccionadas anualmente (“annual inspection checklist”) y se someten a revisiones más profundas cada tres años, alternándose los denominados trabajos de “Comprehensive Facility Review” (CFR) y “Periodic Facility Review” (PFR).

Los PFR son llevados a cabo por personal local e incluyen un examen físico del estado estructural así como una revisión de los aspectos más importantes de las conclusiones sobre seguridad de informes anteriores (Safety of Dams and Operation and Maintenance Recommendations).

Los CFR incorporan una revisión de la estructura y todos sus componentes mecánicos, el examen de toda la información histórica y técnica relativa a la estructura, la revisión de las conclusiones de seguridad de informes anteriores y un análisis para evaluar el riesgo existente para las personas. La metodología que emplean se fundamenta en todos los modos de fallo identificados más que en escenarios de carga, aunque consideran cuatro categorías: cargas estáticas, hidrológicas, sísmicas y operación-mantenimiento.

Army Corps of Engineers (USACE)⁵

El USACE es responsable de las presas en el sector este del país y, esencialmente, gestiona infraestructuras dedicadas a la protección frente avenidas. En el año 1999 desarrolló también un procedimiento homogéneo de evaluación preliminar que se basaba en las condiciones presentes de las presas de materiales sueltos y proporcionaba un método para priorizar las actividades de mantenimiento y reparación en las presas.

Federal Emergency Management Agency (FEMA)⁶

La FEMA ha desarrollado diversos proyectos de investigación y reuniones centradas en el análisis de riesgos. En 1985 se preparó el primer sistema para evaluar de forma preliminar la seguridad de presas ya construidas y, además de análisis probabilístico, se incluyeron tablas para poder asignar:

- Una puntuación diferenciada para calibrar el estado y condición de las presas de materiales sueltos y de gravedad.
- La probabilidad de rotura en función de una serie de variables evaluables por los ingenieros encargados de efectuar el estudio.

En cualquier caso, esta agencia estatal posee gran cantidad de información al respecto así como una guía específica dedicada a la gestión de la seguridad en presas y embalses.

Federal Energy Regulatory Commission (FERC)⁷

La FERC se encarga de supervisar aquellas presas de titularidad no estatal encaminadas a la obtención de energía hidroeléctrica y también ha desarrollado recomendaciones en el campo de la seguridad de presas y embalses.

4.1.4 España

De acuerdo a una revisión histórica realizada por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA -<http://www.magrama.gov.es>-) la

⁵ <http://www.usace.army.mil>

⁶ <http://www.fema.gov>

⁷ <http://www.ferc.gov>

experiencia del país en el marco de seguridad de presas se resume de la siguiente manera:

La legislación sobre presas es amplia y data de principios del siglo XX.

Si bien con el correr del tiempo fueron surgiendo diferentes normativas sobre el manejo de las presas, se destaca que en Enero de 2008 se ha publicado el Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, en el cual se añade un nuevo título, concretamente el VII, que trata de la Seguridad de presas, embalses y balsas (ver texto B.O.E. (Boletín Oficial del Estado)). Este Capítulo persigue, como principal objetivo, unificar en una misma norma los criterios de seguridad a aplicar a todas las presas, embalses y balsas, con independencia de dónde se encuentren y quien sea el titular, así como delimitar las competencias de las Administraciones competentes en materia de seguridad.

El Real Decreto 9/2008 dispone la elaboración, redacción y aprobación de tres Normas Técnicas de Seguridad que serán, a partir de su aprobación, los únicos textos legales vigentes, derogando la Instrucción y el Reglamento.

4.1.5 Australia⁸

El Comité Nacional de Grandes Presas Australiano (ANCOLD) ha elaborado durante los últimos años diversas versiones de una guía sobre la Declaración de Riesgo en presas. La primera edición data de 1994, con unos comentarios posteriores añadidos en 1998, y la última versión está fechada en octubre de 2003. No obstante, cada uno de los estados australianos es libre de interpretar o aplicar las recomendaciones según su propio criterio.

Resulta igualmente destacable el trabajo desarrollado por Bowles et.al.(1999) para describir la Declaración de Riesgo aplicada a un grupo de 17 presas explotadas por el SA Water (South Australia Water) australiano en el año 1998 (Bowles et al). Además de aplicar un QRA (Quantitative Risk Assessment) compara los resultados con el enfoque tradicional. Por otra parte, aplica la técnica “ALARP” (As Low As Reasonably Practical) para estudiar las diferentes opciones de reducción de riesgo. Dicha técnica fue desarrollada en el Reino Unido y se estableció por medio del Health and Safety at Work etc. Act 1974, el cual requiere que se mantengan las instalaciones y sus sistemas “seguros y sin riesgo a la salud” hasta donde fuera razonablemente práctico. Esta última frase se interpreta como una obligación de los propietarios de las instalaciones para reducir el riesgo a un nivel tan bajo como sea razonablemente posible.

4.2 Resumen Antecedentes

Dado que nuestro país no cuenta con una normativa que proponga un desarrollo simplificado para la estimación de caudales máximos y aérea afectada a causa de rotura de presas, resultó imprescindible la revisión bibliográfica internacional.

Uno de los resultados importantes hallado fue observar que en algunos países, especialmente aquellos más desarrollados en el área de ingeniería de presas, destacan la importancia de la realización de análisis de riesgo en los procesos de gestión de presas y embalses. Si bien los procedimientos difieren en su estructura, dificultad de implementación, alcance, etc. todos apuntan a la generación de nueva

⁸ ANCOLD (2003). Guidelines on Risk assessment. Australian National Committee on Large Dams.

información y la definición de procesos claros que permitan reducir las incertidumbres en la materia, para de ésta manera, disminuir los riesgos asociados a las presas. Con respecto a formulaciones paramétricas que permitan determinar el área afectada aguas abajo por rotura de la presa, es destacable que no se encontraron muchos casos en los que se propusiera alguna para su aplicación. Si bien muchos países tienen diferentes criterios de clasificación de presas, no se logró encontrar una ecuación simplificada (presente en normativa) que estimara los parámetros buscados en este trabajo.

Cabe recalcar que la gran mayoría de las normativas y procedimientos utilizados están orientados hacia la gestión de grandes presas, donde la generación de modelos hidrodinámicos resulta imprescindible. No obstante existen casos en donde se pueden obtener soluciones más sencillas, si citamos por ejemplo la proposición de la Guía técnica de España⁹, donde se recomienda, en general, *“...el empleo de métodos hidráulicos de tipo completo, es decir, de métodos que se basan en las ecuaciones dinámicas del movimiento. Sin embargo hay que señalar que en casos de clasificaciones obvias, en los que el juicio ingenieril dispone de elementos suficientes para formular una propuesta de clasificación, podrá ser suficiente el empleo de aproximaciones alternativas, como por ejemplo los métodos simplificados que sirven para comprobar analíticamente la clasificación prevista y dotan de objetividad y consistencia a apreciaciones que pudieran ser subjetivas.”*

El método simplificado que propone dicha guía es el *método de las curvas envolventes* el cual consiste en la aplicación directa de las familias de curvas que se han establecido a partir de múltiples corridas del programa DAMBRK. En general esta metodología corresponde al escenario de rotura sin avenida y se utiliza solamente como análisis preliminar.

Se encontró además dentro de la recopilación bibliográfica, la existencia de estudios no reflejados en normativa que, a partir de modelos hidrodinámicos de un grupo de presas, proponen la utilización de procedimientos simplificados para la estimación de las características del flujo aguas abajo de la presa. En especial, los desarrollados por el “Dams Safety Committe of New South Wales” de Australia y particularmente el realizado por A. Bornschein (2009) de la universidad de Dresden, Alemania.

Por último, en cuanto a la definición de un criterio de clasificación, se observo que los criterios establecidos en los distintos países generalmente constan de una clasificación de presa en categorías según el riesgo potencial que generan. Por ejemplo, la Guía Técnica de España mencionada anteriormente define estas categorías como:

- Categoría A: corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos, servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- Categoría B: corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido núcleo de viviendas.
- Categoría C: corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdidas de vidas humanas. En todo a caso esta categoría pertenecerán todas las presas incluidas en las categorías A o B.

⁹ MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE. DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS HIDRÁULICAS Y CALIDAD DE AGUAS. *Clasificación de presas en función del riesgo potencial. Guía Técnica.*

Como se puede observar en las definiciones anteriores, para clasificar las presas se deben analizar los siguientes aspectos:

- Riesgo potencial a vidas humanas. Población en riesgo.
- Afecciones a servicios esenciales.
- Daños materiales.
- Daños medioambientales.

Si bien los criterios no son los mismos para todos los países, éstos no difieren mucho entre sí, utilizan 3 o 4 categorías de clasificación de presas y generalmente evalúan los aspectos ya mencionados para su clasificación pudiendo variar la forma de evaluarlos y los rangos de tolerancia o no al riesgo.

5 Información utilizada

Teniendo en cuenta que uno de los ejes centrales del trabajo era la modelación hidrodinámica de la onda de crecida provocada por la rotura de una presa, se consideró apropiado obtener proyectos de presas reales en nuestro país que contaran con la siguiente información:

- Secciones transversales del curso de agua embalsado, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa.
- Topografía del vaso de la presa.
- Planos, o detalles constructivos del cuerpo de la presa.
- Coeficiente de Manning, etc.

Las fuentes de información con las que se contaba eran: la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA), el Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería. La información disponible en la primera de las fuentes básicamente podría ser la incluida dentro de los diferentes estudios realizados por los interesados que hubieren presentado algún proyecto de presas; mientras que la segunda podría obtenerse de algunos estudios o trabajos realizados por el instituto. Se utilizaron complementariamente además las cartas del Sistema Geográfico Militar (SGM) y el modelo digital de terreno de Google Earth.

Dado que la legislación vigente en nuestro país, al momento de realizado el trabajo, no exigía explícitamente para la presentación de un proyecto de presas las secciones transversales ni el coeficiente de Manning del curso, no fue posible contar con casos reales con la totalidad de la información necesaria para una modelación completa, es decir, no se obtuvieron la totalidad de los datos reales necesarios para implementar modelos de HEC-RAS.

Ante este panorama y siempre buscando ajustar los casos de análisis de la mejor manera posible a las características de las presas uruguayas (tanto constructivas del cuerpo de la presa propiamente dicho, como topográficas del entorno), se intentó obtener información real de al menos alguno de los puntos antes referidos y utilizar algunas otras herramientas para completar la información necesaria para la modelación completa.

Para la elección de los casos de estudio se buscó contemplar todas las variantes que se presentan en presas de riego en nuestro país. Para ello tuvieron en cuenta los tamaños de las cuencas, ubicación espacial, características físicas y morfológicas de las mismas, etc. Esto se consideró esencial para tener certeza de que la formulación paramétrica (orientada a pequeñas presas) a desarrollar sea válida para la totalidad de las presas de riego en Uruguay y no para un determinado grupo con ciertas características particulares.

En la Tabla 1 se describe la información utilizada en cada uno de los casos para la modelación completa.

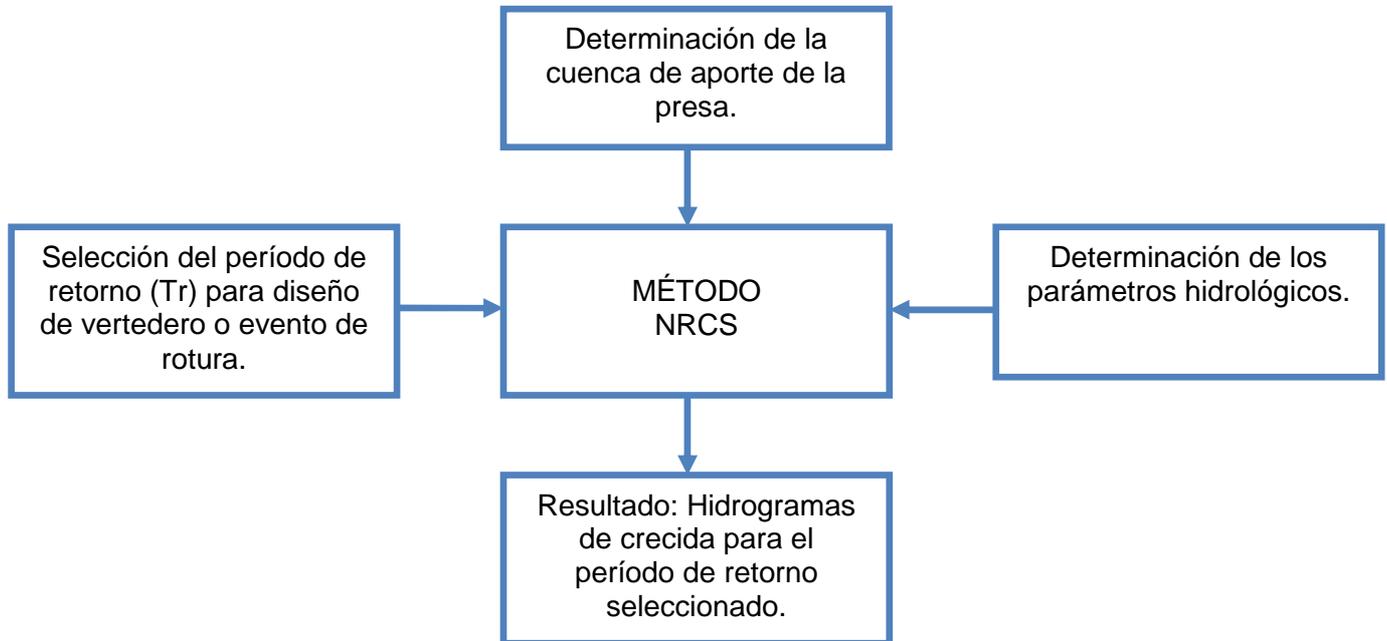
MODELO	Información topográfica	Presa	Otros
<i>San Carlos</i>	<p>Fuente: IMFIA. 8 secciones topográficas que abarcan unos 8.8 km de longitud de cauce.</p> <p>A partir de Google Earth, herramienta que utiliza modelo digital de terreno se obtuvieron secciones adicionales para completar una longitud de 64 km de curso de agua para la planicie, utilizando en el cauce la información del IMFIA.</p>	Dado que en dicho curso no existe ninguna presa construida se implantó una presa ficticia allí. Las características definidas en el presente trabajo	<p>Fuente: IMFIA. Coeficientes de rugosidad de Manning para dicho curso.</p> <p>No se contó con ningún dato de caudal. Los caudales de diseño y avenida fueron obtenidos mediante el método del SCS.</p>
<i>Maldonado</i>	<p>Fuente: IMFIA. 10 secciones topográficas que abarcan unos 14.8 km de longitud de cauce.</p> <p>Fuente: Google Earth. Se obtuvieron secciones adicionales para completar una longitud de 49.5 km de curso de agua.</p>	Características definidas en el presente trabajo.	<p>Fuente: IMFIA. Coeficientes de rugosidad de Manning para dicho curso.</p> <p>Caudales de diseño y avenida obtenidos mediante el método del SCS.</p>
<i>San Salvador</i>	<p>Fuente: IMFIA. 38 secciones topográficas que abarcan unos 28.2 km de longitud de cauce.</p> <p>Fuente: Google Earth. Se obtuvieron secciones adicionales para completar una longitud de 40 km de curso de agua.</p>	Características definidas en el presente trabajo.	<p>Fuente: IMFIA. Coeficientes de rugosidad de Manning para dicho curso.</p> <p>Caudales de diseño y avenida obtenidos mediante el método del SCS.</p>
<i>Batoví</i>	Fuente: IMFIA. Curvas de nivel cada 2.5 m del área en estudio, a partir de las cuales se generaron las secciones topográficas para la modelación.	Se tiene en detalle un vertedero construido como estructura de control de caudal.	No se conto con coeficientes de rugosidad de Manning ajustados para dicho curso. Se suministraron por parte del IMFIA caudales máximos para diferentes períodos de retorno
<i>Espinillo</i>	Fuente: Google Earth. Se obtuvieron secciones para desarrollar una longitud de 11 km de curso de agua.	Características definidas en el presente trabajo.	<p>No se conto con coeficientes de rugosidad de Manning ajustados para dicho curso.</p> <p>Caudales de diseño y avenida obtenidos mediante el método del SCS.</p>
<i>San Francisco</i>	Fuente: Google Earth. Se obtuvieron secciones para desarrollar una longitud de 11 km de curso de agua.	Características definidas en el presente trabajo.	<p>No se conto con coeficientes de rugosidad de Manning ajustados para dicho curso.</p> <p>Caudales de diseño y avenida obtenidos mediante el método del SCS.</p>

<p><i>Solís Chico</i></p>	<p>Fuente: IMFIA. 12 secciones topográficas que abarcan unos 3.3 km de longitud de cauce. Fuente: Google Earth. Se obtuvieron secciones adicionales para completar una longitud de 19.6 km de curso de agua.</p>	<p>Características definidas en el presente trabajo.</p>	<p>Fuente: IMFIA. Coeficientes de rugosidad de Manning para dicho curso. Caudales de diseño y avenida obtenidos mediante el método del SCS.</p>
<p><i>Aguas Blancas</i></p>	<p>Fuente: Google Earth. Se obtuvieron secciones para desarrollar una longitud de 7 km de curso de agua.</p>	<p>Características definidas en el presente trabajo.</p>	<p>No se conto con coeficientes de rugosidad de Manning ajustados para dicho curso. Caudales de diseño y avenida obtenidos mediante el método Racional.</p>
<p><i>Paso Severino</i> -</p>	<p>-</p>	<p>-</p>	<p>Fueron facilitados por el IMFIA los datos de salida de la modelación realizada por dicho Instituto de la presa. Esa información fue utilizada en la verificación de la curva Caudal máximo de salida por la brecha vs BFF, como se verá más adelante.</p>

Tabla 1 - Información recopilada para realizar modelos

6 Estudio hidrológico

Dada la necesidad de determinar los caudales de diseño y rotura de la presa se efectuó un análisis hidrológico de la cuenca para cada modelo en el que se siguió el siguiente esquema de trabajo.



Para la utilización de la metodología del Natural Resources Conservatin Service (NRCS) es necesario contar con los siguientes parámetros:

- Período de retorno (T_r): se eligió dentro de un rango razonable de diseño de presas de riego en Uruguay teniendo en cuenta el área de la cuenca y las magnitud de cauce (50/100 años para diseño de vertedero y 700/1000 años para evento de rotura).
- Longitud del cauce principal (l_{cp}): Se obtuvo de las cartas 1:50.000 del SGM (Servicio Geográfico Militar) o de la herramienta digital Google Earth.
- Área de la cuenca (A_c): Se determinó utilizando las cartas del SGM.
- ΔH_{cauce} (desnivel entre los extremos del cauce principal): Se obtuvo a través de las cartas del SGM o de la herramienta digital Google Earth.
- Pendiente del cauce: Se determinó a través de la longitud y desnivel entre extremos del cauce.
- Precipitación de 3 horas de duración y 10 años de T_r ($P_{3,10}$): se obtuvo de las isoyetas de lluvia extrema de Uruguay luego se corrigió según el T_r utilizado, la duración y el área de la cuenca.
- Número de curva (NC): fue obtenido a partir del tipo y uso de suelo de la cuenca correspondiente utilizando la tabla 'Número de curva para las diferentes combinaciones hidrológicas de suelo-vegetación'.

De esta manera se calcularon los caudales de diseño de la presa vertedero (utilizando 50 años para presas menores a 5 m y 100 años para las restantes¹⁰) y los caudales de la avenida extraordinaria, con los que se evaluó la rotura de la presa.

¹⁰ MINISTERIO DE VIVIENDA, ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y MEDIO AMBIENTE (MVOTMA) (Segunda edición 2011). *Manual de diseño y construcción de pequeñas presas en Uruguay*.

Cabe destacar que debido a que las características de la cuenca del río San Salvador en el punto de cierre establecido exceden las recomendaciones del método¹¹, se optó por dividir la cuenca en 7 subcuencas y se aplicó el método para cada una de las mismas, obteniéndose así 7 hidrogramas de caudales. Los mismos luego fueron transitados por el curso principal obteniéndose de esta manera el hidrograma resultante.

En el caso del arroyo Batoví los caudales eran dato, por lo que simplemente se verificó con el método racional (dado las pequeñas dimensiones de la cuenca) su concordancia con los resultados obtenidos. Cabe destacar también que debido a la misma razón en el modelo del arroyo Aguas Blancas los caudales se determinaron utilizando el método racional.

En la siguiente tabla se resumen las principales características de las cuencas en estudio y los periodos de retorno usados para evaluar la rotura en cada caso.

Cauce	lcp (km)	Ac (km ²)	Pend. cauce (%)	Tr vertedero (años)	Tr rotura (años)	P _{3,10} (mm)	Δhcauce (m)	NC	tc (horas)
Maldonado	27.9	184.4	1.194	100	700	76	333	72	4.85
San Carlos	23.8	270.7	0.681	100	700	76	162	72	5.33
San Salvador	101.5	2273	0.097	100	700	87	98	84	34.5
Espinillo	10.6	9.2	0.284	50	500	87	30	84	3.99
San Francisco	27.6	103.1	0.908	100	1000	78	251	84	5.35
Solís Chico	42.9	415.3	0.182	100	700	76	78	72	13.92

Tabla 2 - Parámetros utilizados para SCS

Cauce	lcp (km)	Ac (km ²)	Pend. cauce (%)	Tr vertedero (años)	Tr rotura (años)	P _{3,10} (mm)	Δhcauce (m)	C (Tr)	tc (horas)
Batoví	1.1	1.08	2.600	50	12500	91.5	27.8	0.5 (50) - 0.73 (12500)	0.30
Aguas Blancas	2.1	3.64	4.800	50	10000	78	100	0.5 (50) - 0.66 (10000)	0.38

Tabla 3 - Parámetros utilizados para Método Racional

Cabe destacar que el diseño de las presas no se realizó de manera detallada debido a que no es el objetivo del proyecto.

En la Figura 1 se puede apreciar la ubicación de las cuencas de cada uno de los modelos.

¹¹ El método asume que la intensidad de la precipitación es constante y uniforme en toda la cuenca, lo que en una cuenca de más de 2000 km² no es válida.

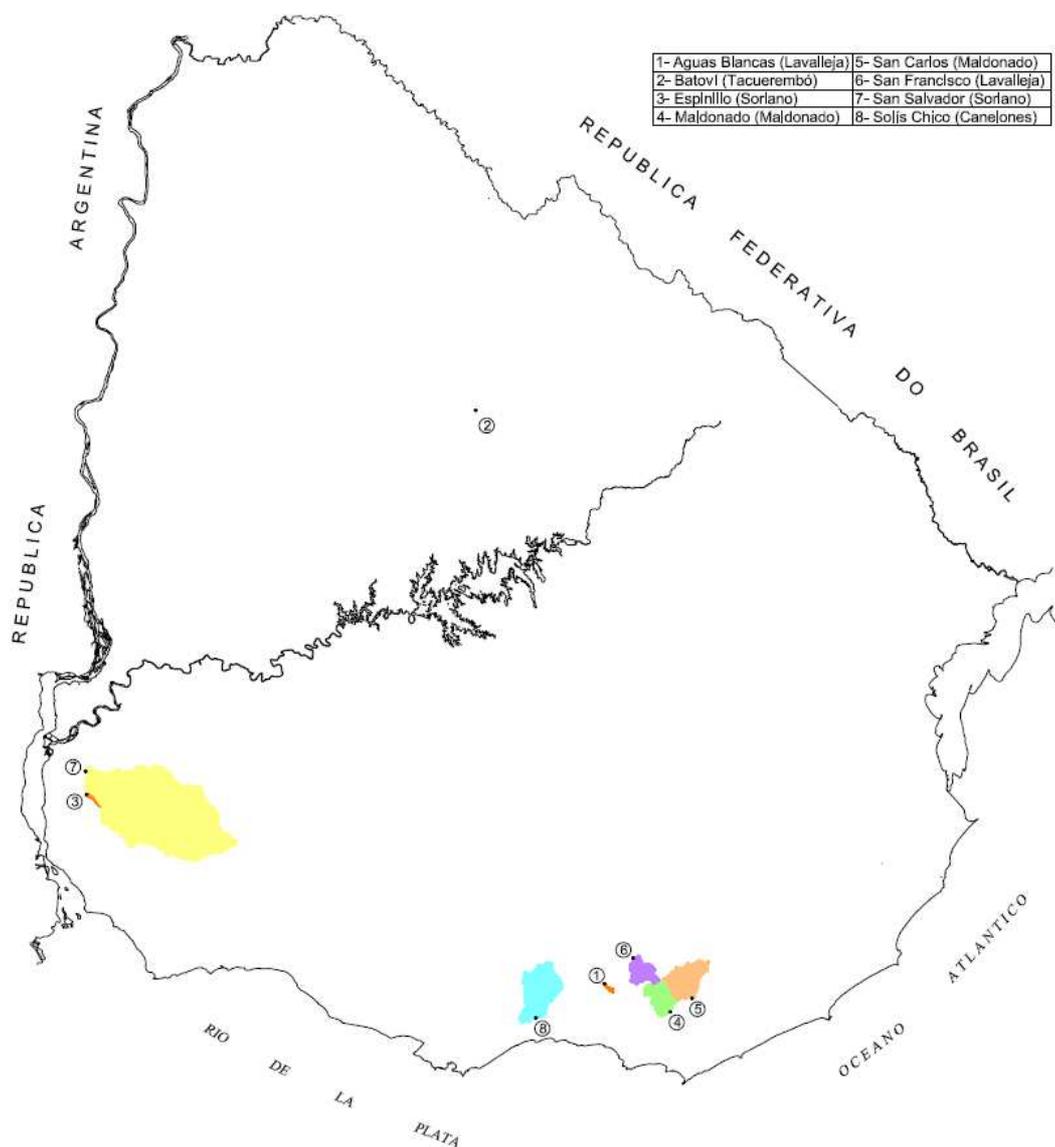


Figura 1 - Mapa Uruguay con ubicación de las cuencas de los modelos

La metodología aplicada se ejemplifica para el Arroyo San Carlos. Los casos restantes se presentan en el ANEXO IV.

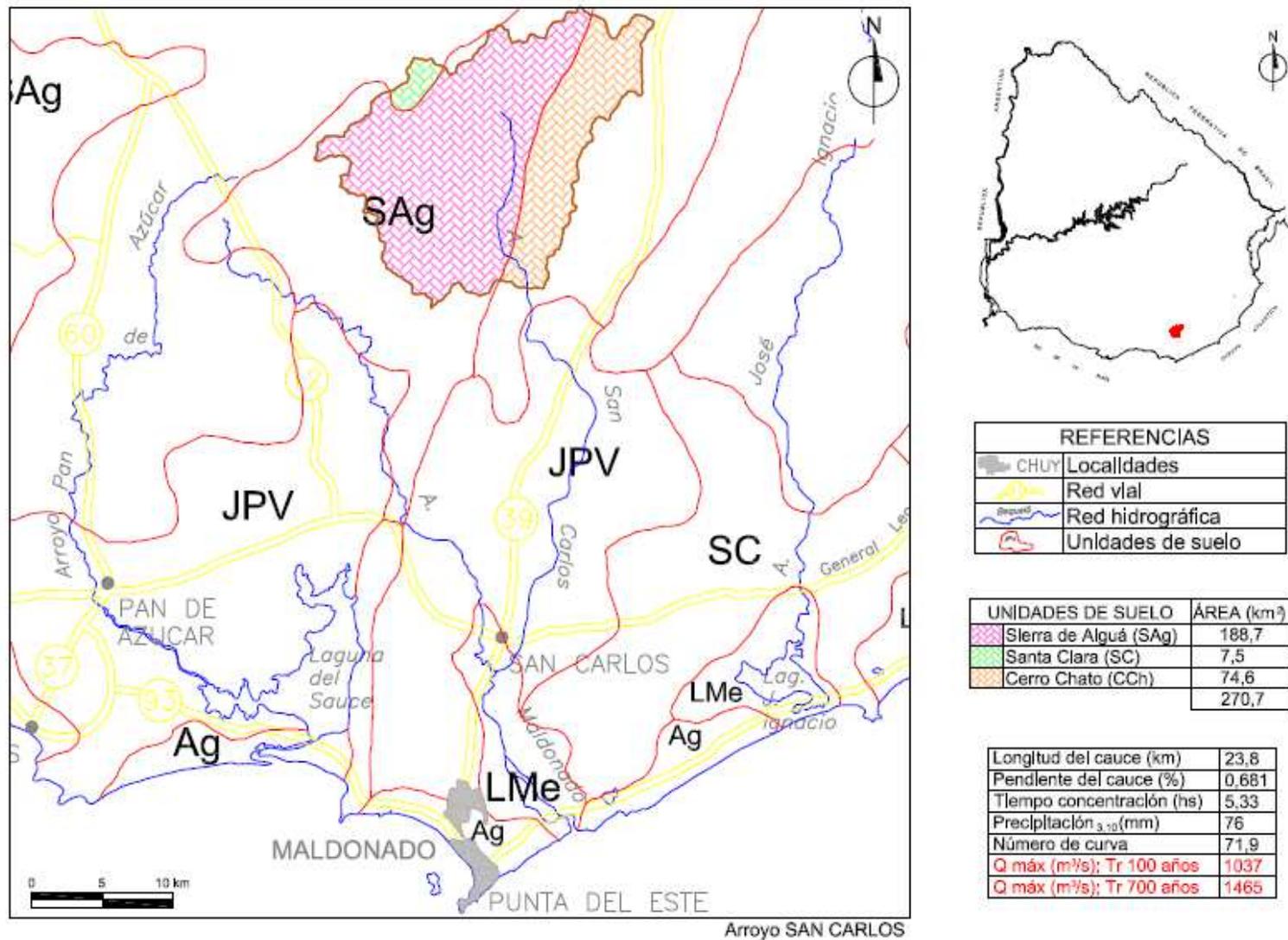


Figura 2 - Cuenca arroyo San Carlos

La Figura 3 muestra el hidrograma de caudales para el diseño del vertedero de la presa y el que genera la rotura de la misma.

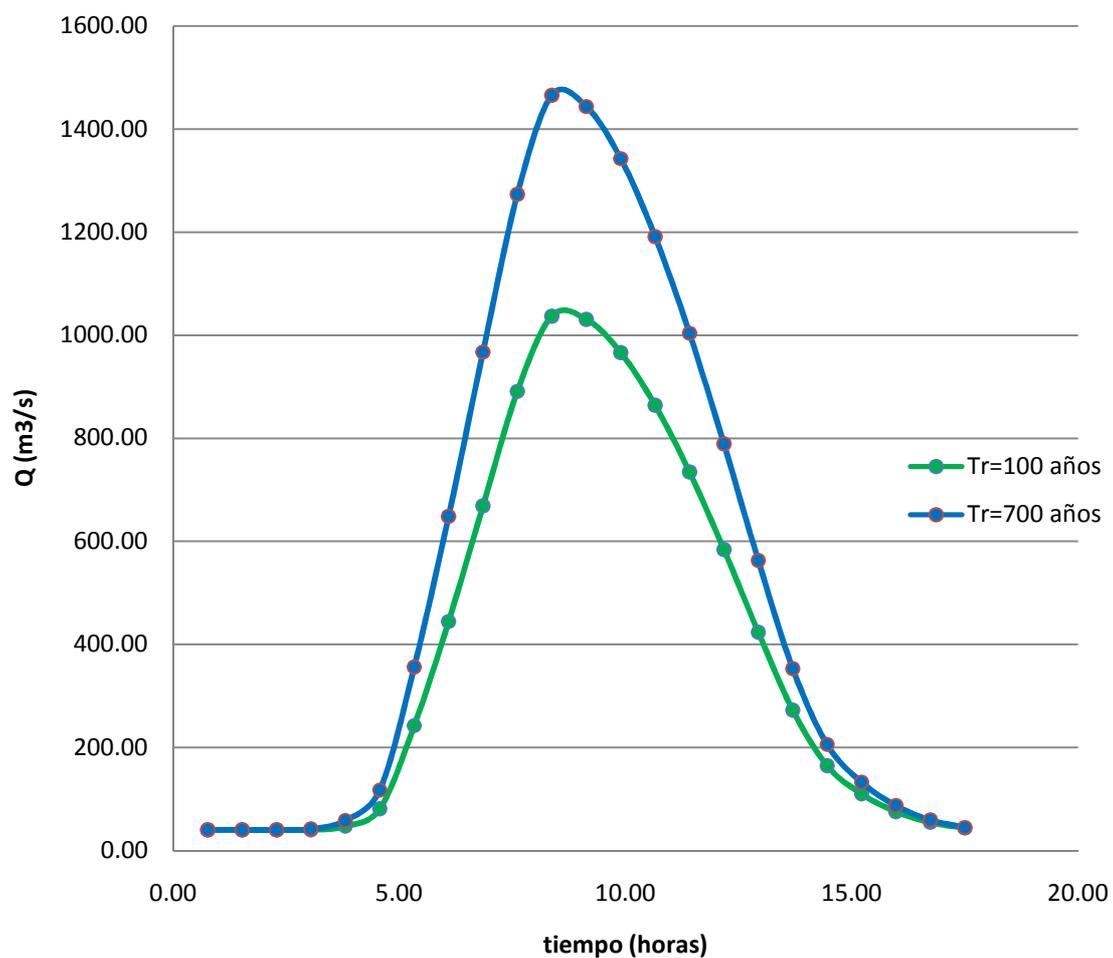


Figura 3 - Hidrograma de caudales modelo del Arroyo San Carlos

7 Estudio hidráulico

7.1 Implementación del modelo en HEC-RAS

La modelación hidrodinámica se realizó con HEC-RAS; el cual es un software libre que resuelve las ecuaciones de Saint-Venant 1D en base a un modelo de diferencias finitas.

Para la implementación se requiere contar con la siguiente información:

- Secciones topográficas del cauce que permitan reproducir de manera razonable su geometría y su planicie de inundación.
- Condiciones de borde en los extremos del tramo modelado, tanto para la sección aguas arriba como para las ubicadas aguas abajo. En todos los modelos implementados durante el presente trabajo la condición utilizada fue la de tirante normal aguas abajo y de caudal (hidrogramas obtenidos del NRCS) aguas arriba.
- Condiciones iniciales, como el caudal inicial del cauce y el coeficiente de rugosidad de Manning del tramo del curso a modelar.
- Ubicación y geometría de la presa.

En estos casos en que se modela la rotura de la presa, resulta fundamental conocer la geometría de la brecha y el tiempo de formación de la misma. El proceso de obtención de dicha información se detalla en 7.3.1.

La información necesaria para la realización de los modelos fue la que se encuentra detallada en la Tabla 1.

Como primer paso se genera la geometría del modelo. Para esto se traza el tramo del cauce que se desea modelar, se introducen las secciones en las progresivas correspondientes y, por último, se realiza una interpolación entre las mismas para obtener secciones intermedias. En la Figura 4 se puede apreciar un ejemplo.

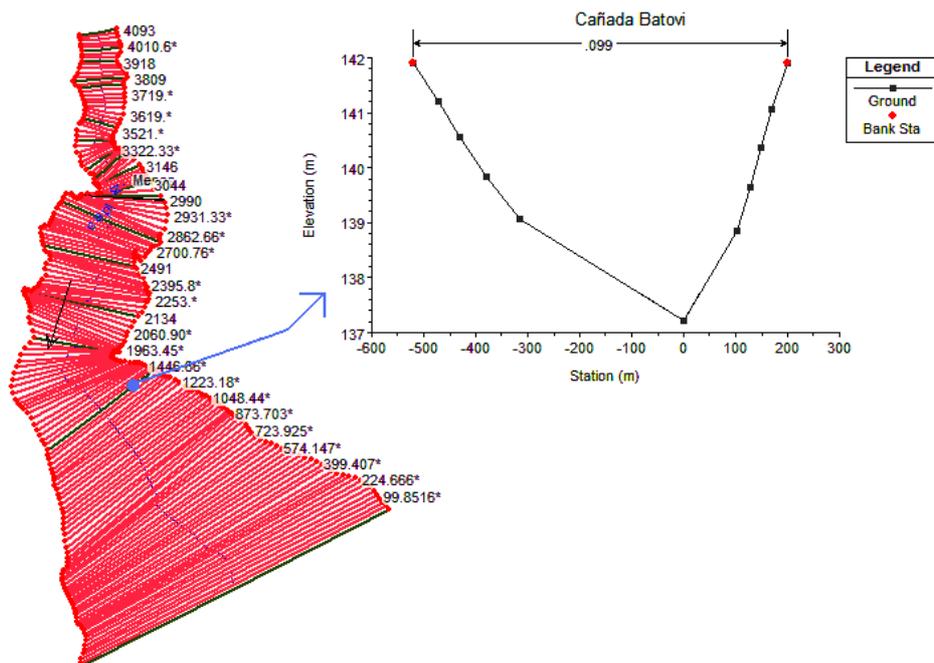


Figura 4 - Geometría de modelo del arroyo Batoví

Luego se introducen las condiciones iniciales de caudal y tirante en el modelo. En la Figura 5 se puede apreciar el curso en estas condiciones.

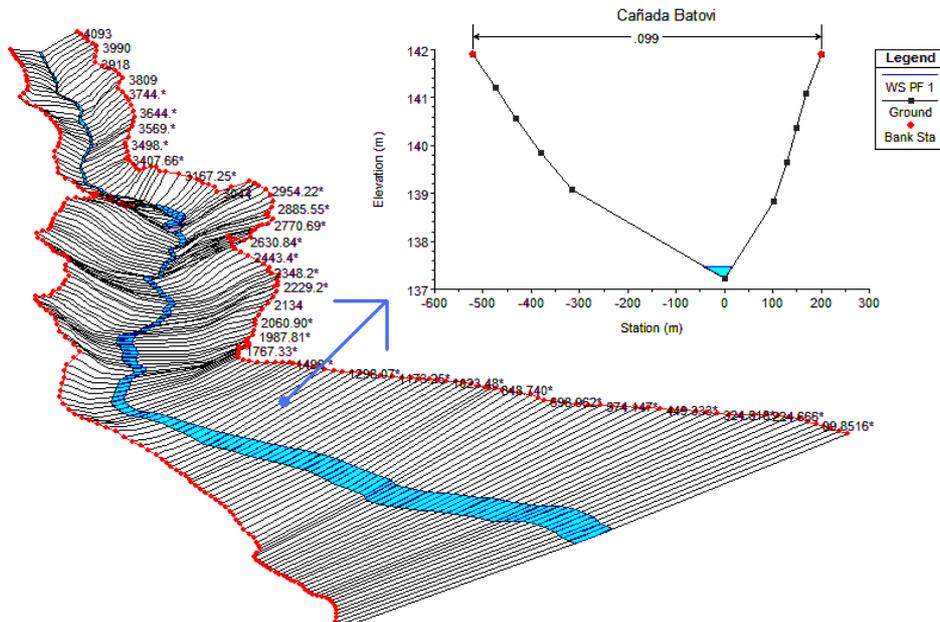


Figura 5 – Condición inicial en arroyo Batoví

A continuación se introduce la geometría de la presa con su estructura de descarga (vertedero) en su ubicación correspondiente dentro del cauce. En la Figura 5 se presenta un corte transversal de la estructura de aforos utilizada en el modelo del Arroyo Batoví, se observa también a la izquierda su ubicación en el cauce. En el caso particular del Arroyo Batoví, se trata de una estructura de aforos con un vertedero central de lámina delgada de tipo combinado triangular-rectangular con paredes laterales de materiales sueltos. No obstante, se presenta este caso especial debido a que el vertedero diseñado para un $Tr=25$ años fue superado por una tormenta milenaria, en que se registraron aproximadamente 120 mm en 50 minutos. El terraplén lateral del vertedero fue superado, con lo que se formó una brecha, que puede estimarse por fotografías disponibles.

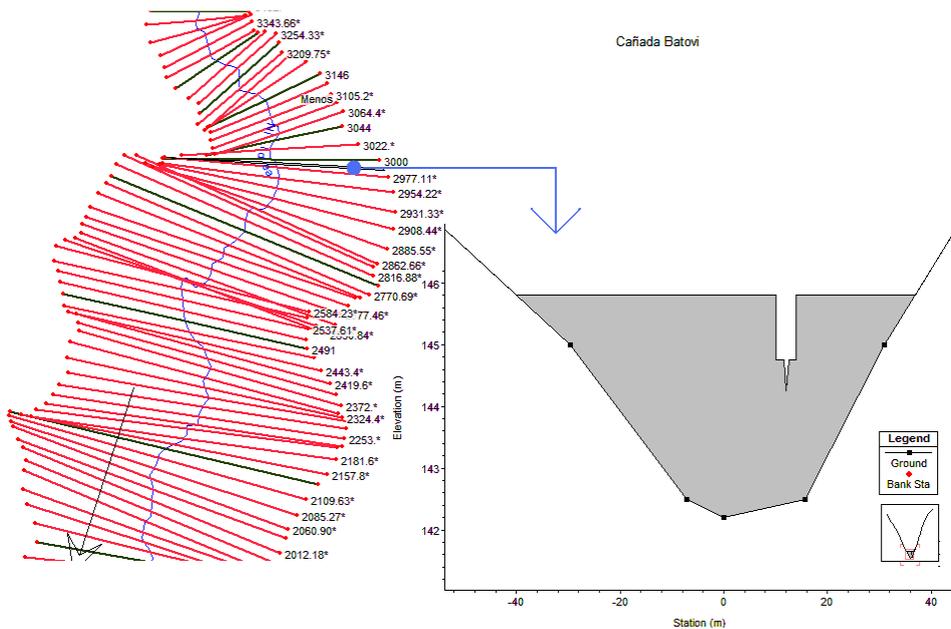


Figura 6 - Presa Batoví

Por último se introduce la geometría y tiempo de formación de la brecha (abordado en profundidad en 7.3.1), se ingresa el hidrograma de la avenida extraordinaria como condición de borde aguas arriba y el tirante normal como condición aguas abajo y se ejecuta el modelo. Finalmente se evalúan y se extraen los resultados.

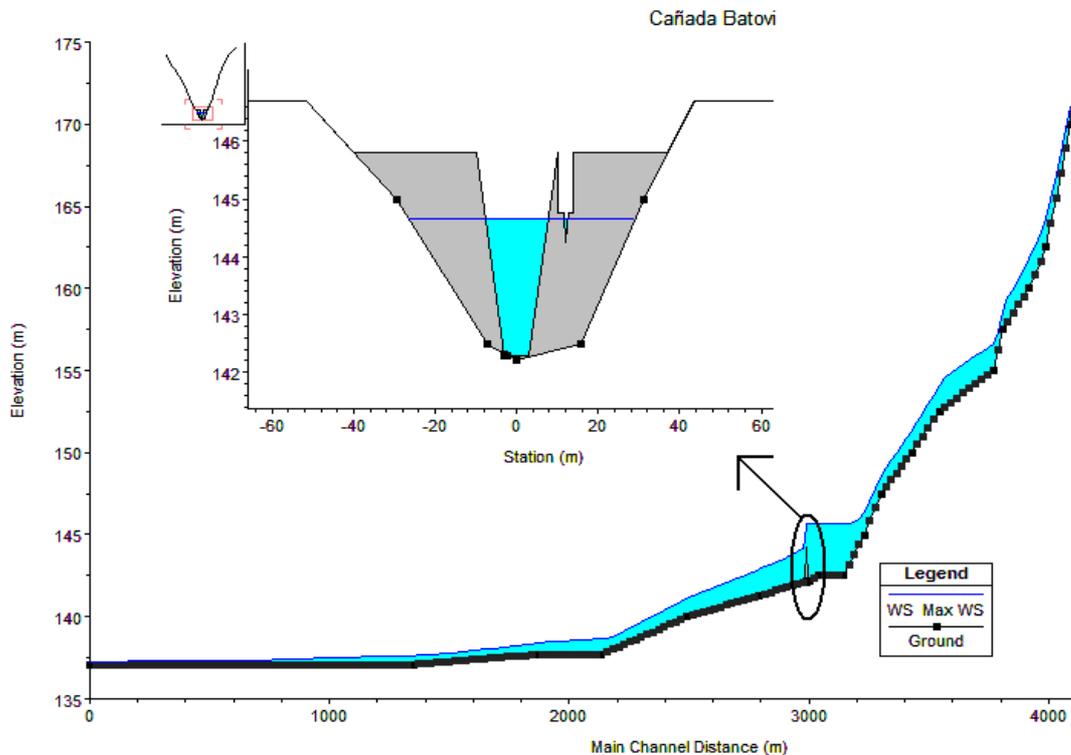


Figura 7 - Brecha completamente formada y sección longitudinal con nivel máximo de agua. Modelo Batoví

7.1.1 Ajuste numérico

Cabe destacar que durante la modelación surgieron diferentes problemáticas relacionadas a la estabilidad de los modelos, lo que generó errores en los mismos que debieron ser corregidos. Entre los principales problemas se destacan los siguientes:

- *Distancia entre secciones consecutivas demasiado grande.*
- *Extrapolación en las secciones en forma de paredes verticales.*
- *Velocidades elevadas.*

7.2 Diseño del aliviadero

En casos en que solo se cuenta con la geometría del curso, producto de otros estudios, se diseñó una presa para su inclusión en el modelo. Esto es, cota de vertido, vertedero, cota de coronación y taludes aguas arriba y aguas abajo.

Como ya se mencionó anteriormente, y teniendo en cuenta que el objetivo del presente trabajo no era el diseño de éstas estructuras, se definieron en conjunto con los tutores las características de las presas teniendo en cuenta recomendaciones encontradas en bibliografía y datos aportados por DINAGUA, no utilizándose procedimientos exhaustivos de cálculo.

Una vez definida la ubicación de la presa, la cota de vertido y los taludes de la misma se procedió al diseño del vertedero; el cual se realizó a partir de modelos hidrodinámicos con los que se ajustó la geometría de la estructura de vertido. Para ello

se realizó un proceso iterativo variando el ancho del mismo hasta lograr velocidades y sobre-elevaciones razonables de acuerdo a la bibliografía consultada

De acuerdo a las características de la presa, caudales, etc. en algunos casos se optó por vertederos era de canal (velocidades menores a 1m/s) y cuando esto no fue posible se diseñaron vertederos de hormigón admitiendo velocidades cercanas a los 3m/s.

Finalmente se determinó la cota de coronamiento de la presa, de acuerdo a la los cálculos de la revancha necesaria. Se tuvieron en cuenta para esto los fenómenos de *Fetch* y *Set Up* del embalse.

7.3 Rotura de la presa

Para simular la rotura de la presa se requiere conocer: la geometría de la brecha, el tiempo de formación de la misma y el momento o condición de inicio de la rotura.

Para definir los dos primeros se tuvieron en cuenta las Recomendaciones del Ministerio de Medio Ambiente España, mientras que como condición de inicio de formación de la brecha se tomó el instante en el que el nivel de agua se situó a 20 cm del coronamiento de la presa (situación crítica sin llegar a sobrepasamiento). Definido estos parámetros se introducen en el modelo de HEC-RAS y se ejecuta el análisis hidrodinámico del evento de rotura.

7.3.1 Definición de los parámetros de la brecha

La brecha es la abertura que se forma en una presa cuando ésta falla. Su forma geométrica, sus dimensiones y el tiempo de formación son elementos de gran incertidumbre dentro del análisis de la rotura de una presa.

Estos parámetros dependen significativamente del tipo de presa según sus materiales y de la causa de la falla. Es por ello que la literatura de rotura de presas separa el análisis en dos grupos: presas de materiales sueltos (tierra y tierra-enrocado) y presas rígidas (hormigón y mampostería). En nuestro caso todas las presas consideradas fueron de materiales sueltos.

Rotura de presas de materiales sueltos (según la Guía Técnica, Dirección Nacional de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas de España, 1996):

Presentan roturas progresivas en el tiempo y con evolución desde formas geométricas iniciales hasta prácticamente la totalidad de la presa. La forma de la brecha en general es trapezoidal. Una vez que la brecha ha comenzado a desarrollarse, la descarga del agua erosionará la brecha hasta agotar el agua del reservorio o hasta que la brecha resista la erosión.

Una brecha completamente desarrollada en presas de tierra tiende a tener en promedio un ancho b en el rango de $h < b < 3h$ donde h es la altura de la presa. La brecha requiere también un intervalo de tiempo para su formación. El tiempo total de falla tiene un rango de unos pocos minutos a pocas horas, dependiendo de la altura de la presa, el tipo de material usado en su construcción, y la magnitud y la duración de la descarga del agua.

Los parámetros de una brecha incluyen todos aquellos parámetros necesarios para describirla físicamente (profundidad, ancho, ángulos de los taludes) como también los parámetros que definen el tiempo requerido para el inicio y desarrollo de la misma.

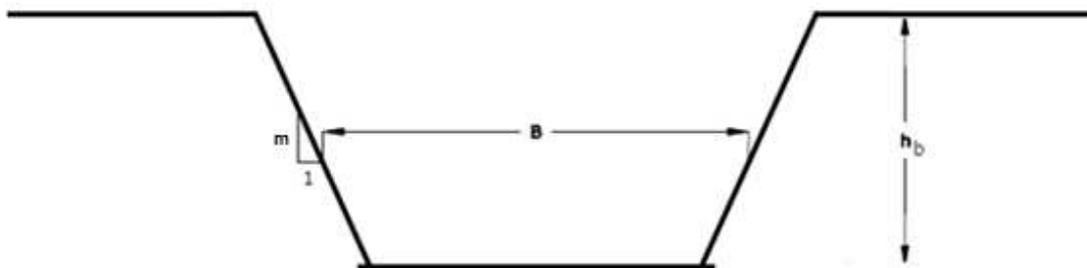


Figura 8 – Parámetros físicos de una brecha de presa idealizada

Profundidad de la brecha (h_b): es la extensión en vertical de la brecha, medida desde la cresta hacia abajo. En la mayoría de los casos la brecha se forma hasta la base de la presa por lo que h_b suele ser igual a la altura de la brecha (h).

Ancho de la brecha (B): tanto el ancho final de la brecha como su tasa de expansión puede afectar dramáticamente la tasa de descarga y el nivel de inundación aguas abajo de la presa.

Pendientes laterales de la brecha: el valor de las pendientes laterales define la forma de la brecha. Este factor generalmente tiene poca influencia.

Tiempo de formación de la brecha es la duración entre la aparición de la primera brecha en la cara aguas arriba de la presa hasta que la brecha está completamente desarrollada. En caso de falla por sobrepaso, se considera desde el momento en que la presa se haya erosionado como resultado de la descarga. En la fase inicial, la presa aún no falló y la descarga de la presa es pequeña. La descarga puede consistir en un sobrepaso de apenas unos centímetros sobre el coronamiento o la descarga desarrollándose a través de un canal de infiltración. Durante la fase de iniciación es posible para la presa sobrevivir si el sobrepaso o la erosión se detienen.

7.3.1.1 Recomendaciones Ministerio de Medio Ambiente España

El Ministerio de Medio Ambiente de España (1988) generó guías técnicas para la elaboración de los planes de emergencia de presas. Dentro de esas guías en el capítulo 3 y en el Anexo recomienda la metodología a utilizar para estimar el modo de rotura y la forma y evolución de la brecha. Menciona como los más empleados los modelos de la progresión lineal, en los que se contemplan diversos parámetros geométricos y temporales, recomendándose que, en principio, se adopten los modos de rotura y parámetros siguientes (para presas de materiales sueltos, por ejemplo):

Siendo:

- V : volumen del embalse
- h : altura de la presa

Se define

- Forma de brecha **trapezoidal** con **taludes: 1:1 (H:V)**
- **Profundidad de la brecha** hasta el contacto con el cauce en el pie.
- **Ancho medio de la brecha:** $B (m) = 20 (V (Hm^3) \cdot h (m))^{0.25}$

- **Tiempo de rotura:** $T \text{ (horas)} = 4,8 \cdot V^{0,5} \text{ (Hm}^3) / h \text{ (m)}$. En caso que la aplicación de la expresión anterior conduzca a un resultado superior a 5 horas, el tiempo de rotura deberá ser evaluado con especial detenimiento.

Puesto que estos parámetros son muy influyentes en el desarrollo del evento de rotura, en el ANEXO I se incluyen los resultados de un análisis de sensibilidad de los mismos en algunos de los modelos desarrollados.

7.3.2 Análisis hidrodinámico

Una vez definidos los parámetros de la brecha los mismos se ingresan al modelo como se muestra en la Figura 9.

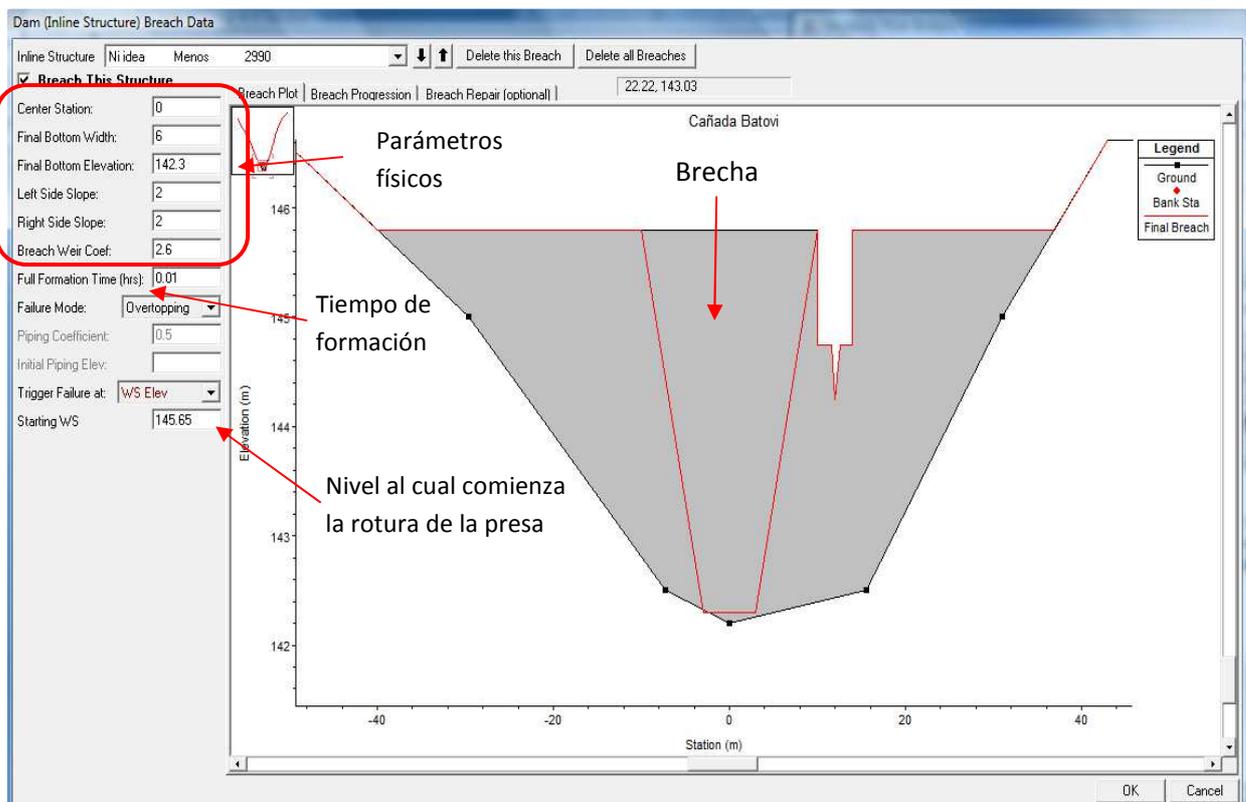


Figura 9 - Ventana HEC-RAS para introducir parámetros de la brecha (ejemplo modelo Batoví)

La magnitud del pico y la forma del hidrograma de caudales de la rotura, dependen también de:

- La profundidad y volumen del agua almacenada en el reservorio
- El caudal ingresando al reservorio al momento de la rotura

Estos dos elementos fueron definidos cuando se introdujo la geometría del modelo y se definieron las condiciones de borde del mismo.

De esta manera el programa HEC-RAS calcula para cada paso de tiempo el valor de caudal de salida de la presa $Q(t)$ (que abarca el caudal erogado por el vertedero y la brecha), lo que permite obtener el hidrograma de caudales de rotura. El modelo obtiene para cada instante una configuración de la brecha (desde el momento de inicio hasta su completa formación) lo que analizado

conjuntamente con los caudales y las condiciones de contorno para ese instante permite definir el caudal de salida correspondiente.

Cabe aclarar que dicho hidrograma resultante representa la condición de contorno de aguas arriba para el estudio del desplazamiento de la onda de rotura aguas abajo en el curso. Como ejemplo se muestra en la Figura 10 el hidrograma obtenido para el modelo del arroyo San Carlos.

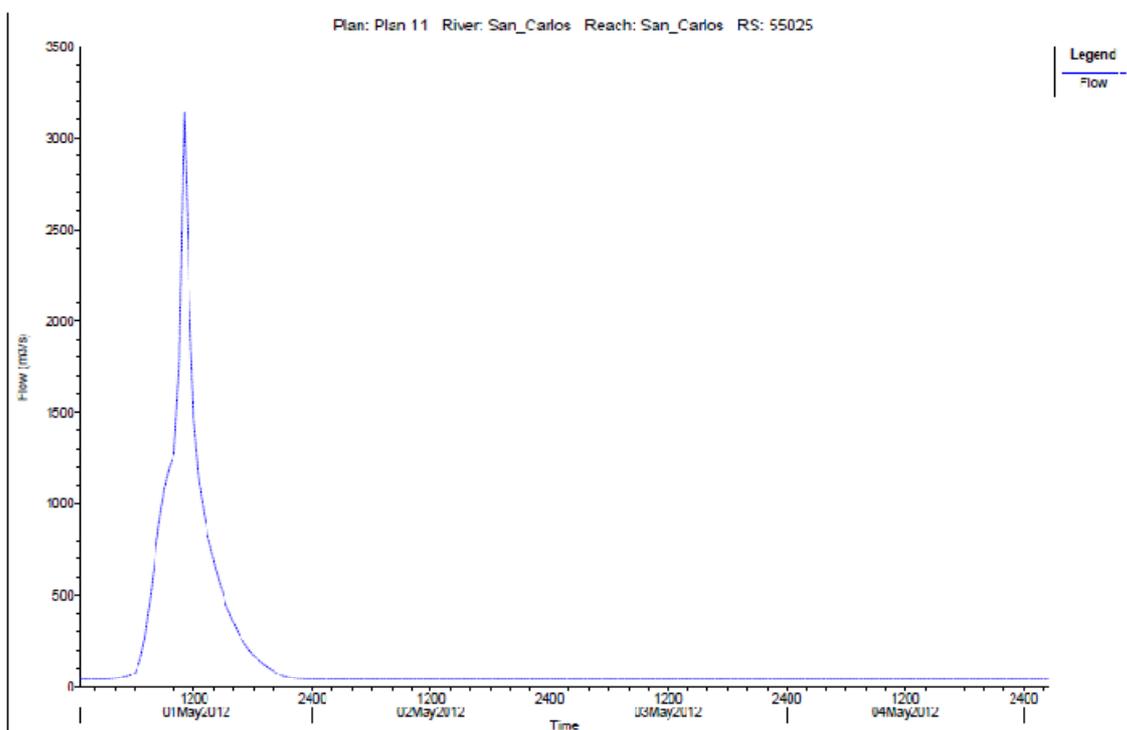


Figura 10 - Hidrograma de rotura, modelo del arroyo San Carlos

8 Propuesta de una metodología simplificada para evaluar efectos de inundación

8.1 Introducción

En función de los objetivos del proyecto, y a partir de la investigación bibliográfica realizada se decidió adoptar la metodología desarrollada en Alemania por el Ing. Antje Bornschein de la universidad de Dresden¹².

Allí se plantea en primera instancia la determinación del **caudal pico** de salida por la brecha durante la rotura como función de 2 parámetros geométricos de la presa, los cuales son: volumen almacenado en el lago previo a la rotura y altura máxima del agua previa a la rotura.

Luego, a partir del caudal pico determinado y con la introducción de una serie de coeficientes adimensionales se establecen un grupo de curvas envolventes que permiten determinar el **caudal máximo** para cada punto ubicado aguas abajo de la presa.

Después de determinado el $Q_{m\acute{a}x}$, si se requiere es posible calcular el tirante (y) en el punto x seleccionado utilizando la formulación de Manning.

De esta manera, el procedimiento desarrollado para determinar los efectos de inundación sin modelación hidrodinámica se puede resumir en 2 etapas independientes, con las siguientes características:

- En primera instancia se determina el **caudal pico** de salida por la brecha durante la rotura como función de 2 parámetros geométricos de la presa, el volumen almacenado en el lago previo a la rotura y la altura máxima del agua en el mismo momento.
- Con el caudal pico determinado y la introducción de una serie de coeficientes adimensionales, se establece un grupo de curvas envolventes que permiten determinar el **caudal máximo** para cada punto ubicado aguas abajo de la presa.

Dichas etapas se desarrollan a continuación.

8.2 Determinación del caudal pico

Los modelos hidrodinámicos implementados permitieron obtener un conjunto de parámetros relacionados con la rotura de la presa:

- Caudal pico de salida en el evento de rotura
- Volumen máximo almacenado en el lago previo a la rotura
- Altura máxima del agua previo a la rotura

Dichos parámetros fueron establecidos para cada uno de los modelos implementados y, a partir de los mismos, se estudió el ajuste de una relación experimental entre el

¹² BORNSCHEIN, A. (2009). *A simple method to estimate inundation due to a dam break*. In Bauer, E., Semprich, S. Zenz, G. (eds.). Long Term Behaviour of Dams, proc. 2nd International Conference Graz, Austria: 751–756.

caudal y el producto del volumen y la altura (Q_p vs $V_{emb} * h_{m\acute{a}x}$). Se incluyó además, a pesar de no haber sido modelado en el presente trabajo, el caso de la presa de Paso Severino a partir de información suministrada por el IMFIA.

Dicha relación ya establecida en trabajos antecedentes (Costa, 1985; Bornschein, 2009) se muestra en la Figura 11. Se puede apreciar que existe una gran robustez de la relación planteada en la que se incluyen más de 70 presas de características muy diferentes y en diferentes países.

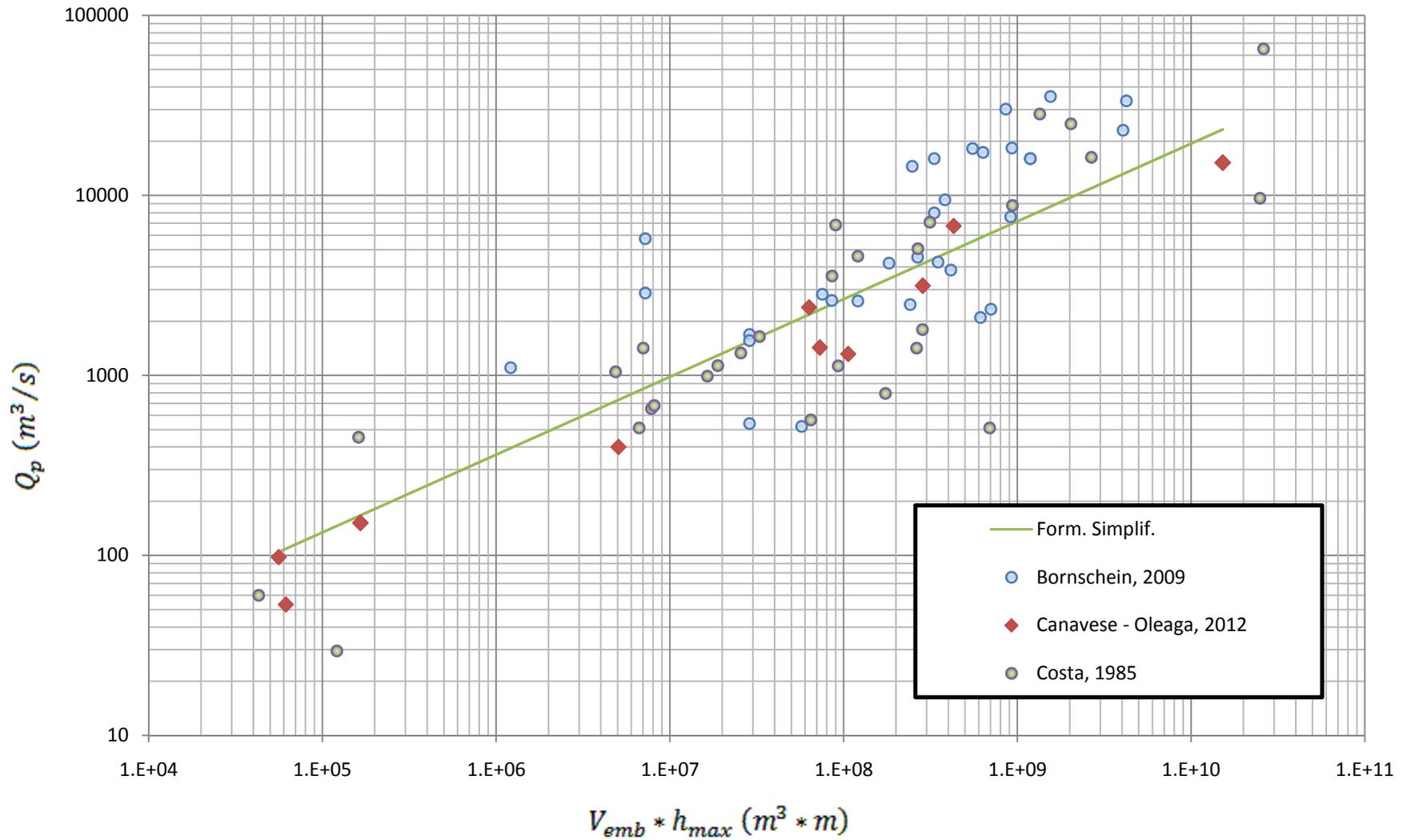


Figura 11 - Gráfico Q_p vs $V_{emb} * h_{max}$

Dicha relación, cuya expresión analítica se muestra a continuación, permite estimar, a partir de 2 parámetros geométricos de la presa, cuál sería el caudal pico que se produciría en caso de que la misma colapsara.

$$Q_p \text{ (m}^3/\text{s)} = 0,928 * (V_{emb}(\text{m}^3) * h_{max}(\text{m}))^{0,4319} \quad [8.1]$$

Esto, es el primer paso necesario para la estimación de las características del flujo aguas abajo de la presa en un evento de rotura.

8.3 Determinación del caudal máximo

En esta etapa se desarrollo una metodología que, mediante la implementación de un grupo de coeficientes adimensionados, permitió generar una serie de curvas representativas de los modelos hidrodinámicos, a partir de las cuales se puede determinar el caudal máximo para cualquier punto ubicado aguas abajo de la presa.

8.3.1 Definición de las variables intervinientes en el análisis

Como primera etapa del proceso se identificaron aquellas variables que se entendió podrían tener influencia en el fenómeno modelado. Aquí se presenta el grupo de variables definitivo obtenido a partir de la observación de las ecuaciones de Saint-Venant (ecuaciones que gobiernan el fenómeno en estudio) y la metodología desarrollada por Bornschein.

Las variables consideradas se muestran a continuación:

- $Q_p \text{ (m}^3/\text{s)}$: Caudal pico que sale por la brecha durante el proceso de rotura.
- $V_{emb} \text{ (m}^3)$: Volumen máximo almacenado en el embalse antes de la rotura de la presa.
- $h_{m\acute{a}x} \text{ (m)}$: Altura máxima del embalse antes de la rotura.
- $x \text{ (m)}$: Distancia aguas abajo de la presa.
- $Q_{m\acute{a}x} \text{ (m}^3/\text{s)}$: Caudal máximo para cada punto aguas abajo de la presa
- s_0 : Pendiente longitudinal del cauce.
- s_α : Pendiente transversal del valle de inundación.
- $n \text{ (s/m}^{1/3})$: Número de Manning
- $g \text{ (m/s}^2)$: aceleración de la gravedad

Por lo tanto, dado que el objetivo consiste en determinar el caudal máximo para cualquier punto aguas abajo de la presa, es posible expresar la relación de dicho caudal con el resto de las variables de la siguiente manera:

$$Q_{max} = \mathcal{F}(h_{max}, n, Q_p, s_\alpha, s_0, x, g, V_{emb}) \quad [8.2]$$

Si se considera además la relación existente entre Q_p y $V_{emb} * h_{max}$, observada anteriormente se tiene entonces:

$$Q_{max} = \mathcal{F}(h_{max} * V_{emb}, n, s_\alpha, s_0, x, g) \quad [8.3]$$

Las características geométricas del valle de inundación se expresan por la variable $s_\alpha * s_0$, obteniéndose:

$$Q_{max} = F(h_{max} * V_{emb}, n, s_\alpha * s_0, x, g) \quad [8.4]$$

8.3.2 Análisis dimensional

Partiendo de la relación entre las variables definida anteriormente y seleccionando adecuadamente los grupos de variables utilizados en el análisis dimensional, se logró determinar una serie de grupos adimensionales y sus respectivas relaciones para poder establecer los gráficos, objetivo de este procedimiento.

Solamente se presenta el procedimiento considerado como más adecuado, no obstante, teniendo en cuenta los pocos antecedentes de este tipo de metodologías, se realizaron otros análisis similares en el proceso de investigación que formó parte del presente trabajo, los cuales no se presentan en este informe.

Recordando la ecuación 8.4:

Las unidades de cada variable son:

	L	M	T
Q_{max}	3	0	-1
$h_{max} * V_{emb}$	4	0	0
n	-1/3	0	1
$s_\alpha * s_0$	0	0	0
x	1	0	0
g	1	0	-2

Se tienen entonces 6 variables (una de ellas adimensional) siendo 2 el rango de la matriz de dimensiones, por lo que, de acuerdo al teorema de Buckingham, se pueden definir 4 números π .

Considerando como variables repetitivas: $(g, V_{emb} * h_{max})$

$$\pi_{Q_{max}} = \frac{Q_{max}}{\sqrt{g} * (V_{emb} * h_{max})^{5/8}} \quad [8.5]$$

$$\pi_n = \frac{n * \sqrt{g}}{(V_{emb} * h_{max})^{1/24}} \quad [8.6]$$

$$\pi_x = \frac{x}{(V_{emb} * h_{max})^{1/4}} \quad [8.7]$$

$$\pi_{s_\alpha s_0} = s_\alpha s_0 \quad [8.8]$$

$$\Rightarrow \frac{Q_{max}}{\sqrt{g} * (V_{emb} * h_{max})^{5/8}} = \phi \left(\frac{n * \sqrt{g}}{(V_{emb} * h_{max})^{1/24}}, \frac{x}{(V_{emb} * h_{max})^{1/4}}, s_\alpha s_0 \right) \quad [8.9]$$

De esta manera se puede observar que el grupo adimensional correspondiente al caudal máximo (de ahora en más $GA(Q_{max})$) es función de otros tres, uno en el que

interviene el número de Manning (n) ($GA(n)$), otro relacionado con la distancia desde la presa al punto considerado (x) ($GA(x)$), y el restante representante de las pendientes del curso ($GA(s_\alpha s_0)$).

8.3.3 Gráficos representativos de los modelos hidrodinámicos

A partir de la relación de dependencia determinada en el análisis dimensional se realizaron, para los modelos implementados, y partiendo de los resultados obtenidos en cada uno de ellos, los gráficos de $GA(Q_{max})$ en función de $GA(x)$.

Si bien, como se desprende de la ecuación 8.9, la dependencia del caudal máximo es con tres grupos adimensionales, la realización de los gráficos planteados (Figura 12 y 13) permiten observar el comportamiento del flujo a medida que el mismo se desplaza aguas abajo de la presa. La influencia de los restantes grupos será objeto de un análisis en el apartado 8.5.

Dichos gráficos (Figura 12 y 13) muestran las curvas representativas de cada modelo obtenidas. La Figura 12 corresponde a la relación directa entre los grupos adimensionales antes referidos mientras la Figura 13 tiene como variable en el eje vertical la variable estandarizada del $GA(Q_{max})$, obtenida dividiendo la variable original entre un valor fijo correspondiente al valor de la misma cuando $GA(x)=0$. De esta manera todas las curvas de los modelos parten del valor 1, donde $Q_{max} = Q_p$, independientemente del valor de este último, variable en los diferentes modelos, lo que hace más comprensible la interpretación conjunta de todos los modelos.

Como puede observarse en la Figura 13 los modelos del Río San Salvador y el Arroyo Batoví se ubican en los extremos del mismo, alejándose significativamente del resto de los modelos agrupados.

En el caso del Río San Salvador se debe destacar que dicho curso se caracteriza en esa zona por presentar una pendiente muy baja. En el caso del Arroyo Batoví, el mismo corresponde a una estructura de control de caudal existente de una pequeña cuenca ($1,08 \text{ km}^2$), por tanto, sin reservorio.

De esto se desprende que los modelos del Río San Salvador y Arroyo Batoví si bien resultan de interés en el análisis al representar casos extremos, debido a las características expuestas resulta muy poco probable que se construyan en esos sitios presas para riego, las que son de interés particular de este trabajo. Por ésta razón en el análisis que sigue estos dos casos no fueron considerados.

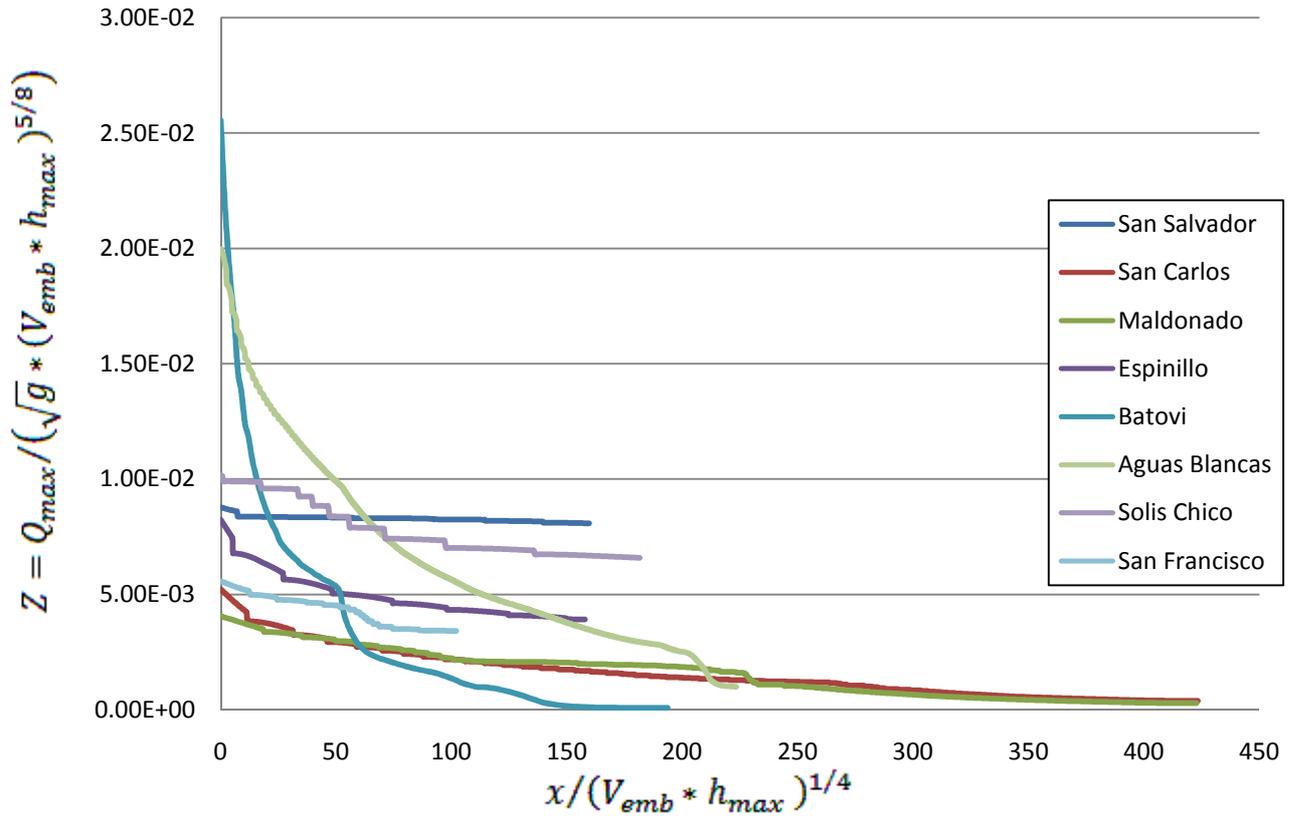


Figura 12 - Curvas obtenidas para cada modelo relacionando los grupos adimensionales ($GA(Q_{max})$ vs $GA(x)$)

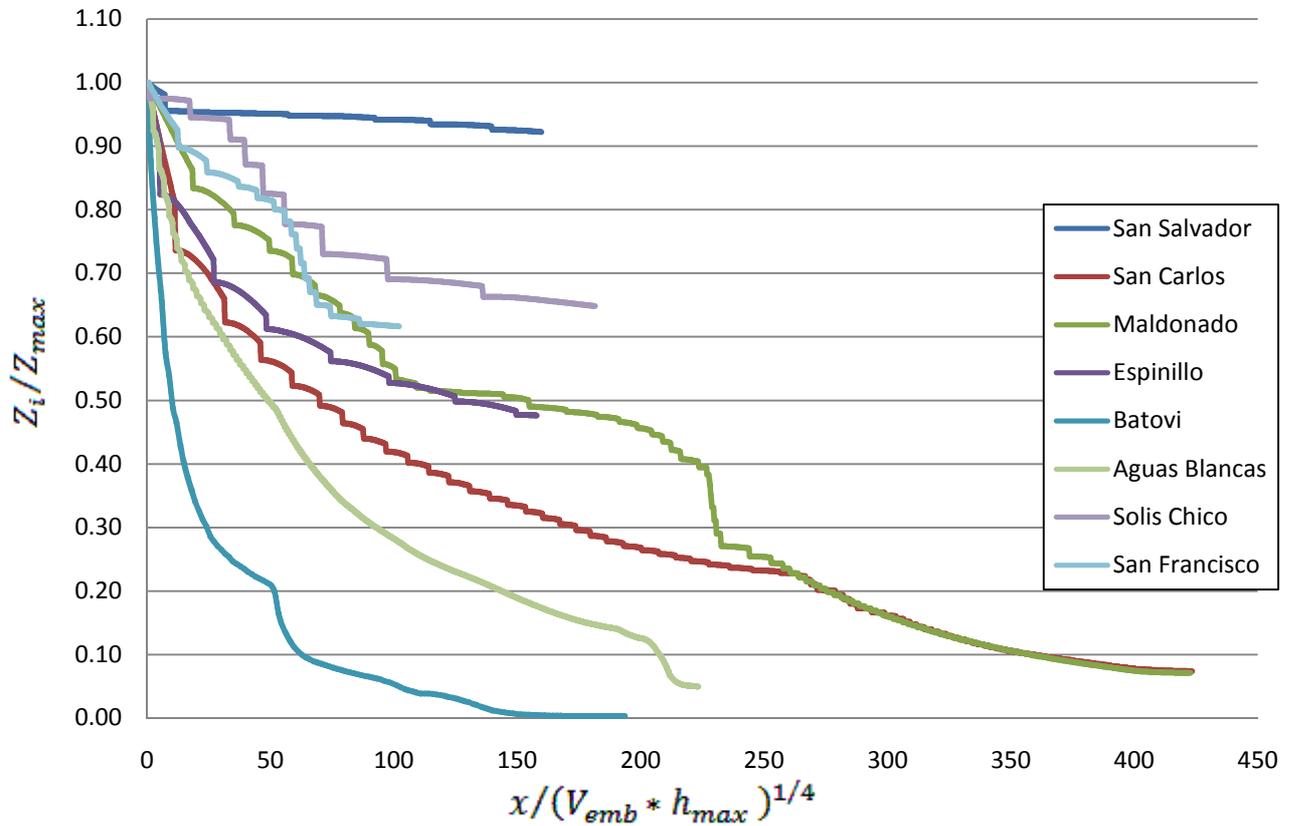


Figura 13 - Gráfico anterior con la ordenada estandarizada ($GA(Q_{max})$ estandarizada vs $GA(x)$)

8.3.4 Determinación de las envolventes, calculo de caudales

A continuación, y teniendo en cuenta que el objetivo es determinar el caudal para cualquier punto, se construyeron 2 curvas envolventes (de manera que entre las mismas quedarán ubicadas las curvas representativas) de los modelos hidrodinámicos implementados.

Las mismas, con expresión analítica conocida, permiten determinar un rango de caudales en cual se espera se ubique el valor de caudal máximo generado en un determinado punto a causa de la rotura de una presa en nuestro país.

Cabe destacar que las mismas fueron desarrolladas a partir de la Figura 13 y sus expresiones analíticas se determinaron tomando como referencia el trabajo realizado por Bornschein y calculando los coeficientes más adecuados para el caso de Uruguay. De acuerdo a lo expuesto anteriormente en relación a la localización de las presas y las características de los cursos Río San Salvador y Arroyo Batoví estos casos no fueron considerados para el trazado de las envolventes.

Si se define X, correspondiente al valor de las abscisas, como:

$$X = \frac{x}{(h_{\max} * V_{\text{emb}})^{1/4}} \quad [8.10]$$

Entonces, en función de dicho parámetro se establecieron las envolventes como:

- Para la cota superior del caudal máximo:

$$(Z_{\max}/Z_p)_1 = e^{-0,004 * X} + 0,02 \quad [8.11]$$

- Para la cota inferior del caudal máximo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } X \leq 30 \rightarrow (Z_{\max}/Z_p)_2 = 0,00045 * X^2 - 0,02950 * X + 1,00000 \\ \text{si } 30 < X \leq 200 \rightarrow (Z_{\max}/Z_p)_2 = 0,000013 * X^2 - 0,005498 * X + 0,66941 \\ \text{si } X > 200 \rightarrow (Z_{\max}/Z_p)_2 = 0,0000001 * X^2 - 0,0003667 * X + 0,14800 \end{array} \right. \quad [8.12]$$

Cabe aclarar que, como se puede observar en la Figura 14, el rango de validez de dichas ecuaciones es hasta $X = 450$ dado que para valores mayores no se tienen datos.

Obsérvese que en este caso se optó por una ecuación compuesta en función de la variable X para un mejor ajuste.

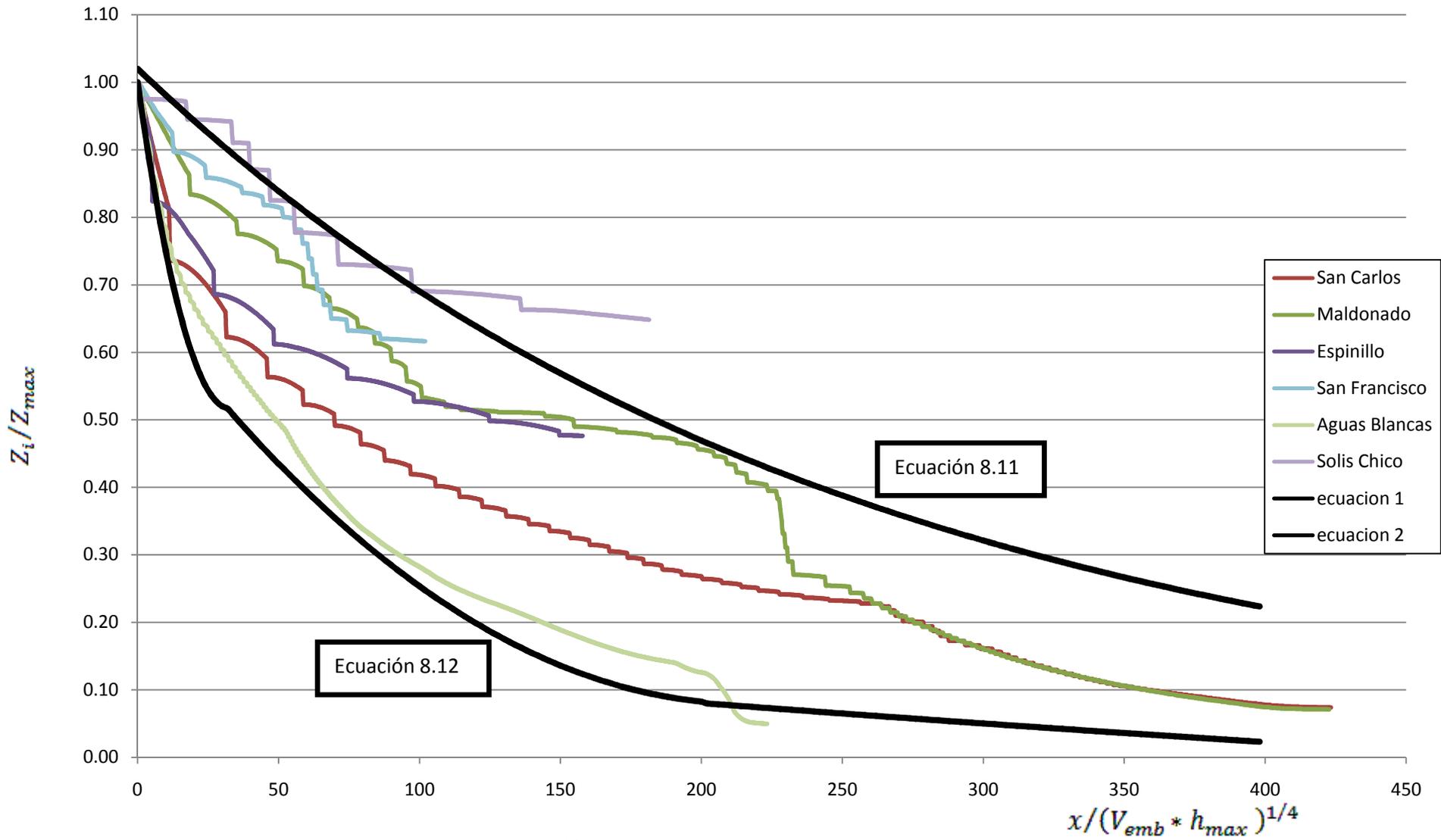


Figura 14 - Gráfico curvas representativas con envolventes propuestas

Las curvas envolventes determinadas permiten entonces estimar para cada punto ubicado aguas abajo de una presa un rango de caudal máximo esperable ante una posible rotura de la misma.

Determinados los valores de caudales el análisis puede continuar con la determinación de las características locales del flujo para el punto de análisis, como por ejemplo el tirante, la velocidad, etc.

8.4 Cálculo del tirante

Una vez hallado el caudal esperado para el punto de interés seleccionado es posible, mediante la utilización de formulaciones conocidas, calcular por ejemplo el tirante de agua en dicha sección del curso. Admitiendo flujo uniforme estacionario, puede emplearse la ecuación de Manning, cuya expresión es la siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{2/3} * S_o^{1/2}$$

Es necesario conocer algunas características adicionales del curso en el punto dónde se evaluará el flujo para realizar el cálculo, las mismas son las siguientes:

- Número de Manning (n)
- Pendiente longitudinal del curso (S_o)
- Ancho de base de la sección transversal (b)
- Pendiente lateral de la sección transversal del curso (S_α)

Cabe destacar que si bien la formulación de Manning considera dentro de sus hipótesis régimen estacionario y el fenómeno de rotura de presas analizado claramente no lo es, si se considera el instante fijo en el que se observa el caudal máximo es posible su aplicación para el cálculo aproximado del tirante tal cual aquí se propone.

8.5 Evaluación de la influencia de los restantes grupos adimensionales

Si bien el desarrollo metodológico descrito anteriormente se basó fundamentalmente en la relación existente entre el caudal de circulación con la distancia aguas abajo de la presa, el análisis dimensional demostró que existe además dependencia del grupo adimensional representante del caudal con otros 2 grupos además del ya desarrollado.

A continuación se muestra el análisis realizado con la intención de determinar el peso de estos 2 grupos en el comportamiento del fenómeno modelado.

8.5.1 Influencia del GA(n)

En la ecuación 8.9 resultante del análisis dimensional se variaron los valores de rugosidad de Manning aguas abajo de la presa manteniendo constantes los restantes grupos adimensionales.

Para cada uno de los casos, siempre que fue posible, se utilizaron valores de rugosidad 20% mayores y 20% menores al valor original y se observó la repercusión de estos cambios en las curvas de los modelos.

Los resultados obtenidos para algunos de los modelos son presentados en Figura 15:

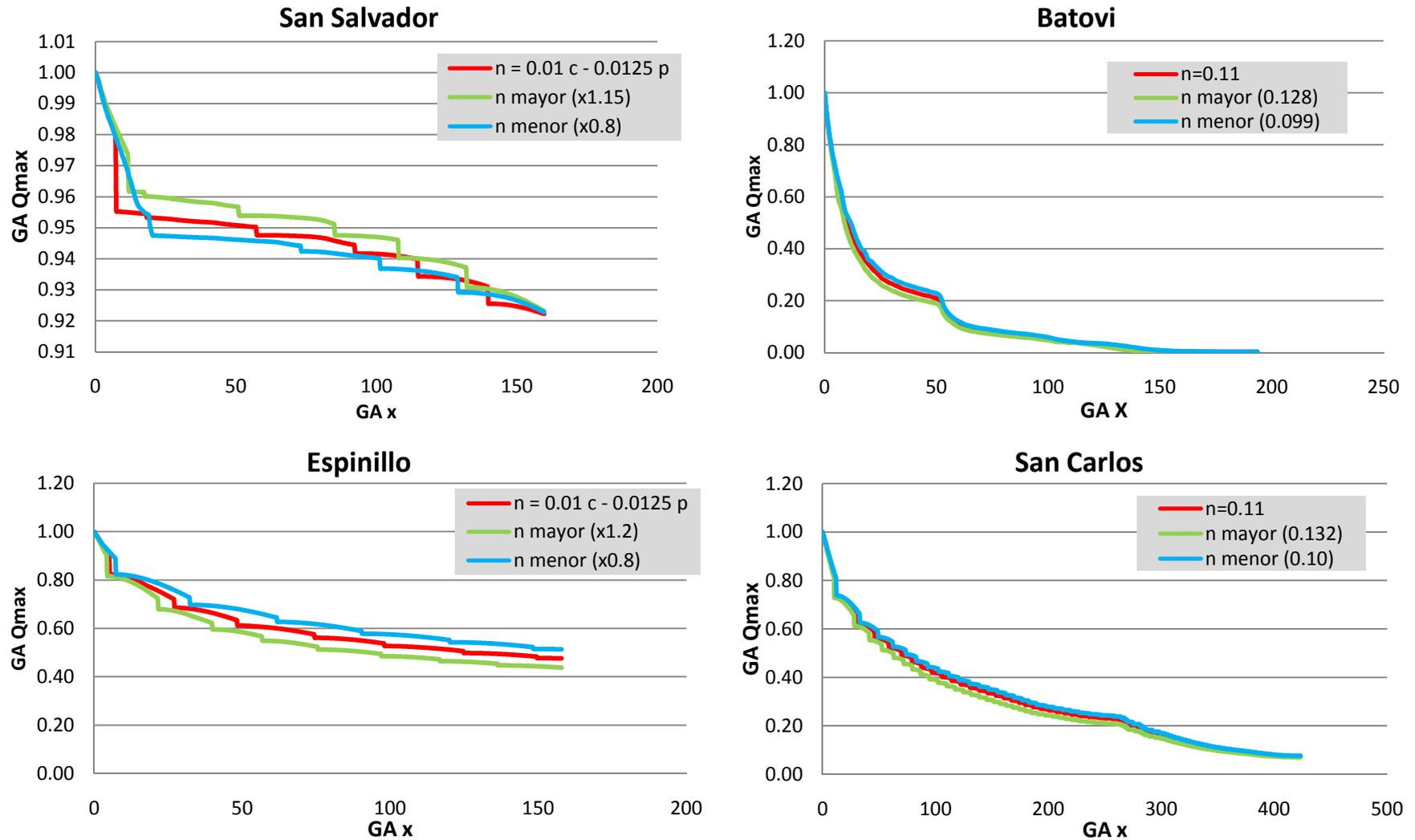


Figura 15 - Resultados de los modelos variando el grupo adimensional representante del Manning (c: cauce ; p: planicie ; n mayor: número de Manning mayor al del modelo real ; n menor: número de Manning menor al del modelo real)

Como se puede apreciar, la variación entre las curvas no es significativa para ninguno de los modelos. Por lo tanto, se concluye que la dependencia respecto al grupo adimensional en dónde interviene el coeficiente de Manning no tiene un peso relevante. De esta manera se puede suponer que el fenómeno está entonces gobernado por la siguiente expresión:

$$\frac{Q_{max}}{\sqrt{g} * (V_{emb} * h_{max})^{5/8}} = \phi \left(\frac{x}{(V_{emb} * h_{max})^{1/4}}, s_{\alpha} s_0 \right) \quad [8.13]$$

8.5.2 Influencia del GA($s_{\alpha} s_0$)

En la ecuación anterior las características geométricas de la zona de inundación se encuentran representadas por $s_{\alpha} s_0$. Cabe aclarar que dichos parámetros representan lo siguiente:

- s_0 - Pendiente longitudinal ponderada del curso, desde el pie de la presa hasta un valor de x determinado, diferente para cada modelo, resultado de fijar para todos los modelos el valor del GA(x).
- s_{α} - Pendiente transversal del curso en el mismo punto x referido anteriormente, valor puntual.

Dado que el trabajo hasta aquí desarrollado permitió reducir a 2 grupos adimensionados la dependencia de Q_{max} y teniendo en cuenta que los gráficos presentados establecen la relación con el GA(x) y deja de lado las pendientes, se entendió necesario estudiar diferentes parámetros para representar la geometría de la planicie de inundación que permitieran entender su influencia en los gráficos.

Con dicho propósito se realizaron los siguientes análisis:

1. Considerando como representante de las pendientes a la pendiente media de la cuenca

Habiendo definido un valor fijo del GA(x), común a todos los modelos, se determinaron los valores correspondientes de x en cada caso y se determinó la cuenca incremental desde el pie de la presa hasta dicho punto.

Cabe destacar que en alguno de los casos desembocaban en el tramo considerado afluentes importantes que cambian drásticamente las características de la cuenca. Dado que los mismos no fueron considerados en la modelación y se entiende solo la zona próxima al curso debería influir en las curvas, estos no fueron considerados para la determinación de los límites de las cuencas.

En la Figura 16 se observan las curvas representativas de cada uno de los casos estudiados dónde se puede observar el valor de pendiente media correspondiente en cada caso.

A priori se observó que los saltos en las curvas de los modelos se daban en zonas de cambio de pendiente, por lo que se esperaba que ésta tuviera un importante rol, y las curvas de los modelos se agruparan de acuerdo a sus valores.

Si bien varias de las curvas de los modelos se agrupan de acuerdo a su pendiente característica existen algunas excepciones, lo que no permite obtener resultados concluyentes. Dado que los resultados no fueron los esperados el cálculo de la pendiente media de la cuenca no fue realizado para la totalidad de los modelos.

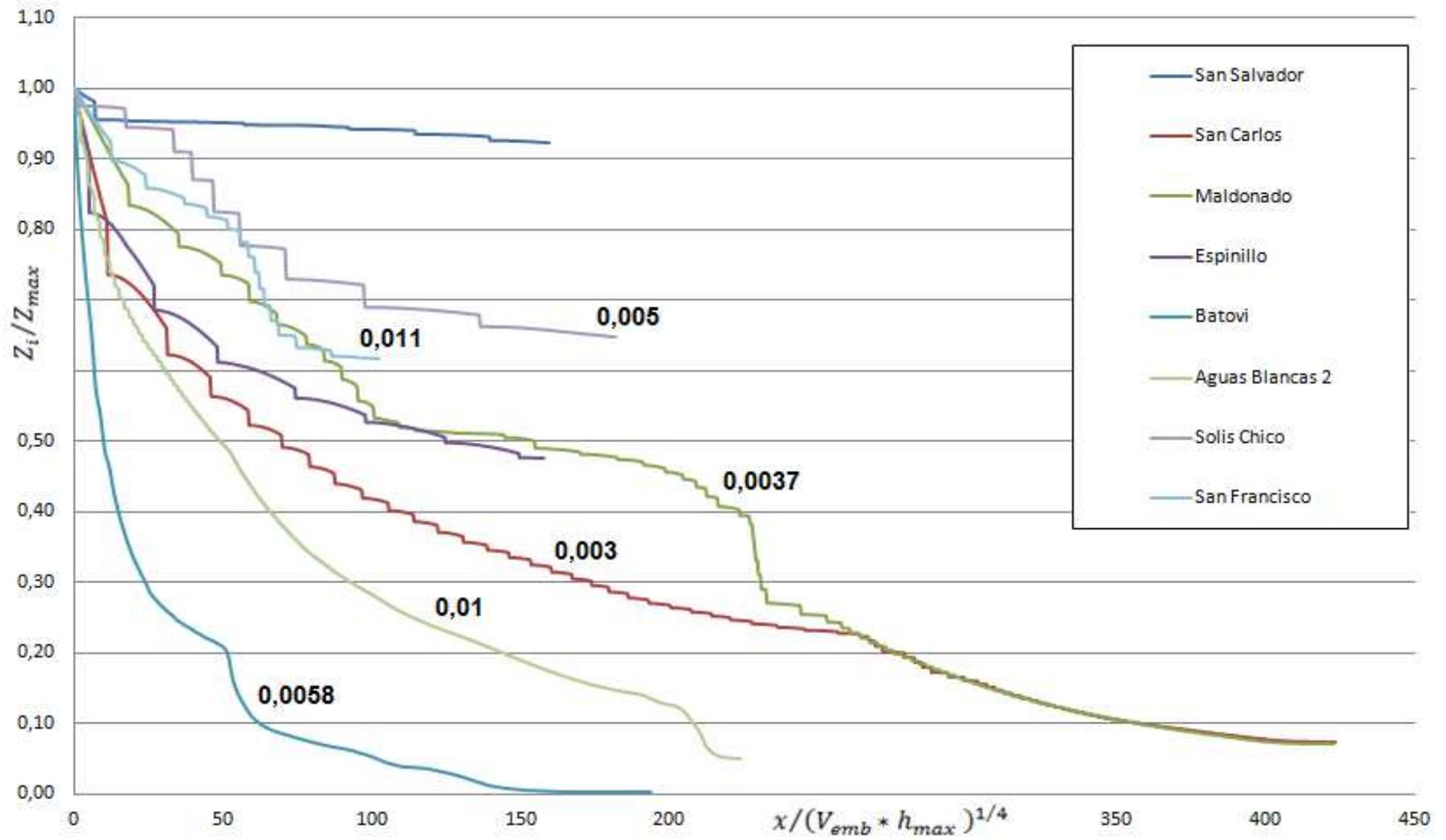


Figura 16 – Resultados modelos con valores de pendiente media de la cuenca

2. Considerando como representante de las pendientes solo a la pendiente longitudinal ponderada

Se observó en todos los gráficos, no importando la formulación planteada, que algunas de las curvas presentaban en determinados puntos algunas variaciones abruptas. A partir de esto se revisaron cada uno de los modelos en lo que esto sucedía, confirmándose que en la totalidad de los casos se debían a cambios repentinos de la pendiente longitudinal del curso.

A partir de esto se decidió oportuno observar si la configuración de los gráficos podría obedecer solamente a este parámetro como representante del grupo adimensionado de las pendientes. En este caso los resultados tampoco fueron concluyentes ya que las curvas no se agrupan estrictamente en función de la pendiente longitudinal ponderada del curso. El gráfico y sus referencias se presentan en la Figura 17.

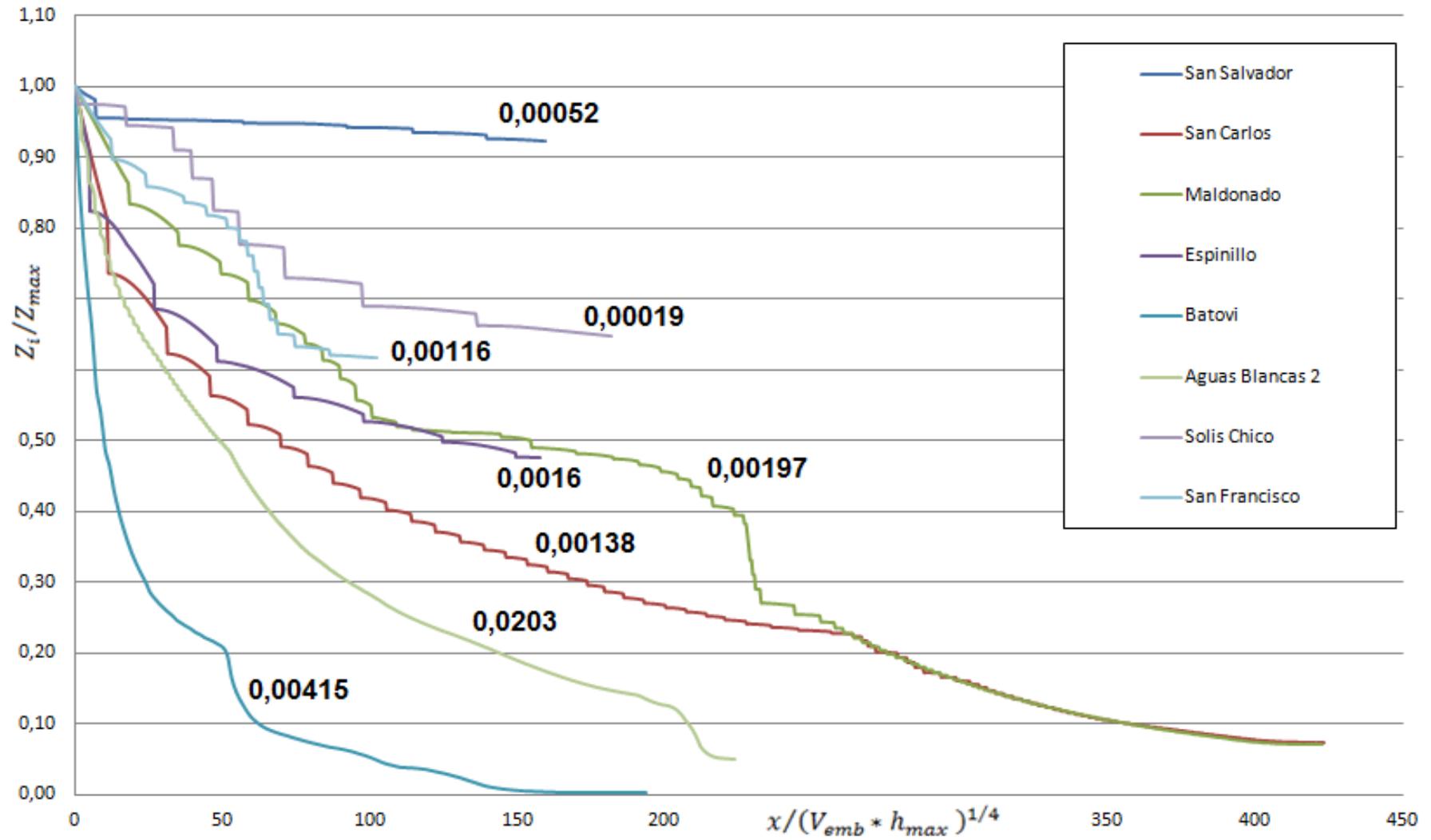


Figura 17 - Resultados modelos con valores de pendiente longitudinal del cauce ponderada

Como se puede apreciar tanto para la pendiente media del cauce como para la pendiente longitudinal la manera en la que se ordenan las curvas no permiten hacer una afirmación concluyente sobre como es la dependencia de las pendientes en el modelo. Por lo tanto este aspecto deberá ser investigado en el futuro.

9 Ejemplos de utilización de metodología simplificada propuesta

9.1 Introducción

En este capítulo se muestran cuatro aplicaciones de la metodología propuesta. En los cuatro casos se consideran presas existentes en nuestro país.

En el punto 9.2 se muestra un primer ejemplo, en el cuál se detalla el cálculo del rango de caudales máximos esperados y el área inundada aguas debajo de la presa ante una rotura de la misma.

En el punto 9.2.2 se presentan una estimación del rango de caudal máximo para tres presas reales de diferente porte.

9.2 Ejemplo 1

9.2.1 Determinación del rango de caudales máximos

A continuación se ejemplifica el procedimiento para determinar los caudales máximos esperables para un punto determinado aguas abajo de una presa existente en nuestro país, a partir de las características de la misma. La presa seleccionada es una presa construida que se ubica en el departamento de Salto (482687 mE, 6524459 mS).

En primera instancia se requiere conocer 2 parámetros características de la presa:

- h_{max} - Altura de la presa en (m)
- V_{emb} - Volumen del embalse (m^3)

De acuerdo a la relación existente entre el producto de estos 2 parámetros y el caudal pico (Q_p) esperado en el evento de rotura, es posible determinar este último a partir de los datos considerados en este ejemplo. De la ecuación 8.1 se obtiene:

$$\left. \begin{array}{l} h_{max} = 9,5 \text{ m} \\ V_{emb} = 2.543.000 \text{ m}^3 \end{array} \right\} \boxed{Q_p = 1433 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Una vez determinado el caudal pico es necesario establecer el o los punto(s) de interés dónde se desea determinar el caudal máximo esperable. El mismo se definirá como una distancia (x) en metros desde el pie de la presa.

El valor de x seleccionado y las características de la presa antes definidas se calculará el valor de uno de los coeficientes adimensionados utilizados en la formulación simplificada planteada, de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} h_{max} = 9,5 \text{ m} \\ V_{emb} = 2.543.000 \text{ m}^3 \\ x = 15.900 \text{ m} \end{array} \right\} X = \frac{x}{(h_{max} * V_{emb})^{1/4}} \rightarrow \boxed{X = 226,8}$$

Dicho valor de x corresponde al cruce del cauce con una ruta, existiendo allí un centro poblado cercano y un grupo de viviendas, lo que hace a esa sección una sección de interés.

Conocido este valor, es posible determinar los respectivos valores del coeficiente adimensional Z_{max}/Z_p (para luego determinar el rango de caudal máximo) para dicho punto, a partir de las ecuaciones 8.11 y 8.12:

Para la cota superior del caudal máximo utilizamos 8.11:

$$(Z_{max}/Z_p)_1 = 0,4237$$

Para la cota inferior del caudal máximo utilizamos la ecuación 8.12

$$(Z_{max}/Z_p)_2 = 0.070$$

Los valores determinados corresponden a la fracción del caudal pico que se observará en el punto de estudio, por lo tanto los mismos se pueden obtener de la siguiente manera:

$$Q_{max_1} = (Z_{max}/Z_p)_1 * Q_p = 0,4237 * 1433 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow Q_{max_1} = 607,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{max_2} = (Z_{max}/Z_p)_2 * Q_p = 0,070 * 1433 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow Q_{max_2} = 100.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto:

$$100 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{max} \leq 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

9.2.2 Determinación del área afectada

Seguidamente con el caudal esperado para el punto de interés seleccionado se calcula el tirante de agua en dicha sección del curso, utilizando la ecuación de Manning, cuya expresión es la siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{2/3} * S_o^{1/2}$$

Por lo tanto, se requiere conocer algunas características del curso en el punto dónde se evaluará el flujo. Sería recomendable poder contar con información precisa del curso en la sección a evaluar, en caso contrario y recordando que la metodología aquí planteada busca ser una herramienta simplificada de cálculo se entiende se puede considerar la sección transversal de la siguiente manera:

- 1- Cauce principal: Utilizar la topografía de la sección donde se ubica la represa y transformarla en una sección trapecial equivalente, como se muestra en la Figura 18.
- 2- Planicie de inundación: Extender la topografía del cauce principal mediante la utilización de las curvas de nivel del SGM por ejemplo.

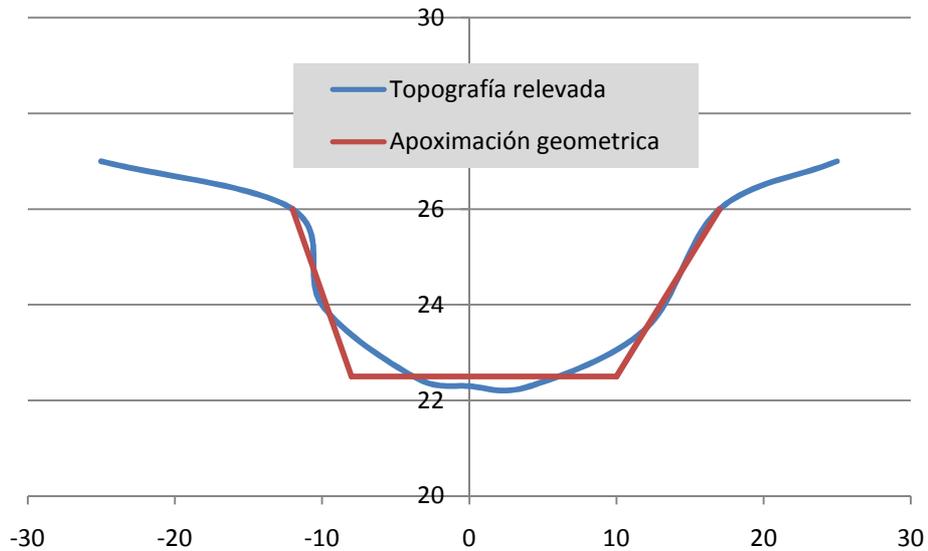


Figura 18 - Ejemplo simplificación sección cauce

Una vez realizado esto se contará con una sección compuesta por un trapecio (cauce principal) extendido hacia las márgenes por rectas de pendiente determinada a partir de las curvas de nivel. Se pueden observar en los anexos los cálculos correspondientes a dicho cálculo simplificado de manera general.

Se muestra a continuación la información requerida tomando como ejemplo las características de la sección de $x=15.900\text{m}$.

- Número de Manning (n) - 0.15
- Pendiente longitudinal del curso (S_o) – 0.00075 m/m
- Ancho de base (b) - 10 m
- Pendiente transversal del curso (S_α) – 0.015 m/m, 1H:ZV con $Z=226,8$

Si bien la formulación de Manning se aplica a régimen estacionario y flujo uniforme, y el fenómeno de rotura de presas analizado claramente no lo es, si se considera el instante fijo en el que se observa el caudal máximo se puede obtener una buena aproximación.

Realizando el mismo cálculo para secciones ubicadas a diferentes distancias aguas abajo de la presa es posible estimar el área afectada por la onda de rotura. Se muestran a continuación las características del flujo determinada para 6 secciones ubicadas aguas abajo de la presa tomada como ejemplo.

x (m)	3000	6000	9000	12000	15900	19000
S_0 (m/m)	0,00144	0,00089	0,00089	0,00089	0,00075	0,00075
S_α (m/m)	0,0226	0,0205	0,0190	0,0178	0,0150	0,0125
Q_{max1} (m ³ /s)	1236	1046	886	751	607	513
Q_{max2} (m ³ /s)	656	421	255	157	100	80,2
Y_{max1} (m)	8,69	8,65	8,06	7,55	6,97	6,36
Y_{max2} (m)	7,21	6,64	5,69	4,95	4,39	4,05
B_{max1} (m)	610	667	656	642	681	716
B_{max2} (m)	479	471	406	349	337	345

A partir de los anchos determinados en cada una de las secciones analizadas es posible establecer un área afectada de manera estimada, tomando una faja que abarque una distancia igual a la mitad del ancho determinado en cada sección y una las mismas siguiendo la geometría del cauce. Si bien es un procedimiento que realiza muchas simplificaciones de la realidad, se entiende podría tener desde el punto de vista práctico gran aplicación para un primer análisis de los elementos que se podrían a llegar a ver afectados por el flujo provocado por la rotura de la presa.

Se muestran a continuación los resultados de dicho análisis para el caso ejemplo. En la Figura 19 se observa la ubicación de la presa y la faja afectada para los 19 km aguas abajo evaluados.

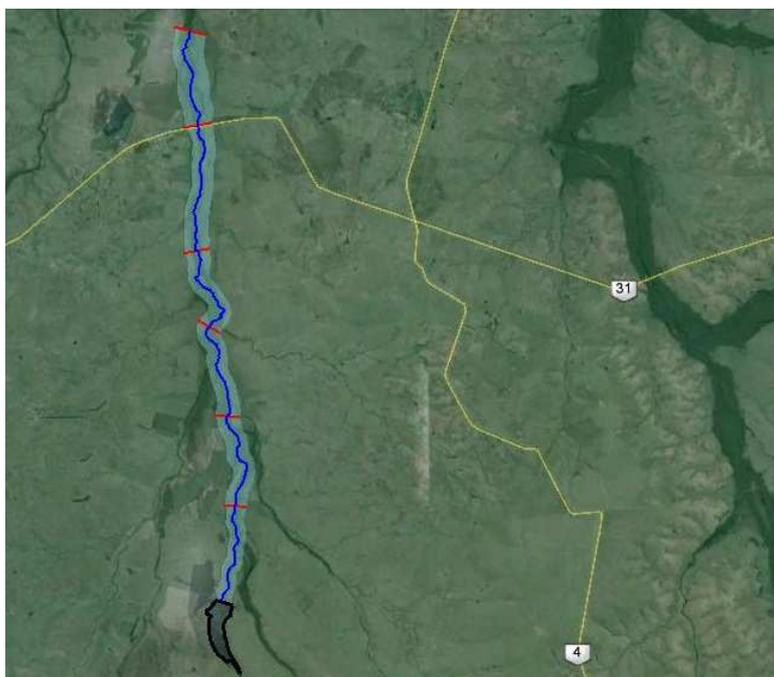


Figura 19 - Área afectada (zona celeste) debido a la rotura de la presa según metodología simplificada propuesta

En la Figura 20 se observa en detalle la afectación esperada para la sección ubicada a 15.900 metros de la presa, correspondiente al cruce del cauce con la ruta N 31. Como ya se menciono existen allí un centro poblado cercano y un grupo de viviendas que no se verían afectadas, en cambio ambos márgenes de los puentes sobre la ruta si serían afectados considerando que se esperan tirantes cercanos a los 7 metros, lo que se entiende debería dar lugar a un análisis más detallado del fenómeno y sus posibles consecuencias.

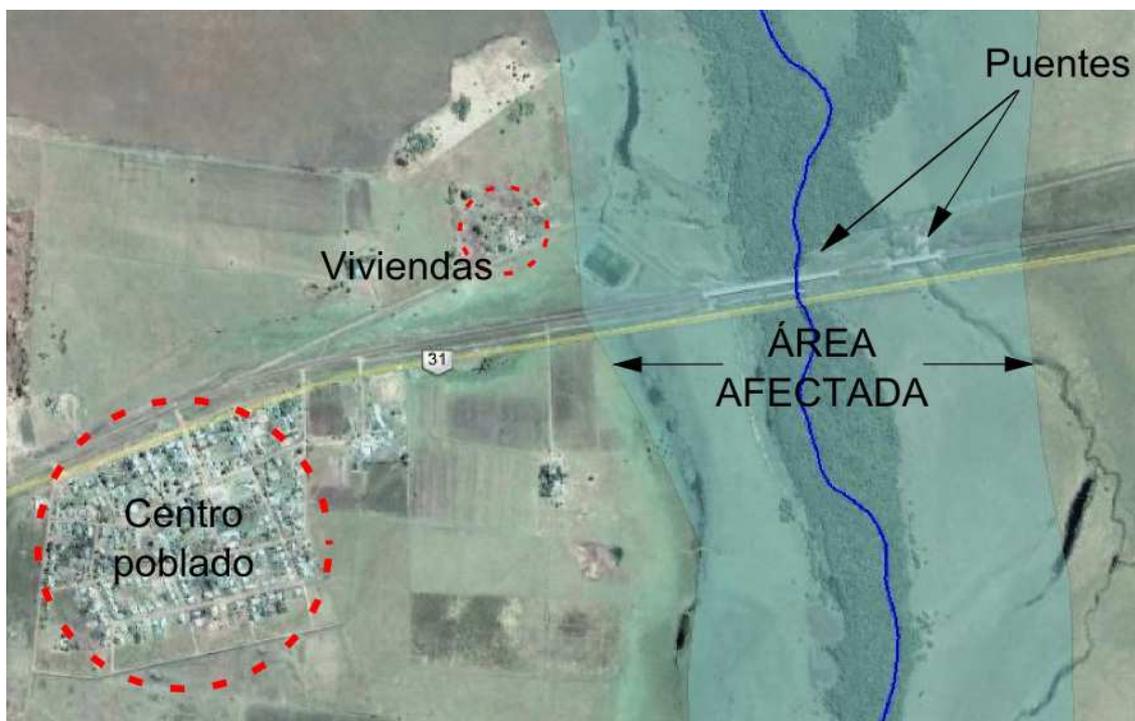


Figura 20 - Sección $x=15.900\text{ m}$

9.3 Otros ejemplos

De manera de observar los resultados esperados de la metodología planteada en presas existentes en nuestro país se tomaron de la base de datos de DINAGUA un representante de cada grupo de presas (según la clasificación de DINAGUA: pequeña, mediana y grande) y se realizaron los respectivos cálculos.

Las presas seleccionadas, su ubicación y características se presentan en la tabla e imagen a continuación.

ID	Depart.	Coord. X	Coord. Y	H max (m)	V emb (Hm3)	Tamaño
India Muerta	Rocha	642760	6246160	12	127,5	Grande
Vichadero - Brasileiro	Rivera	605100	6477500	9,5	3,14	Mediana
Ruta 96 - Monnet	Soriano	281000	6271200	7,8	0,45	Pequeña

Tabla 4 - Datos presas de estudio



Figura 21 - Ubicación presas de estudio



Figura 22 - Imagen satelital presas de estudio: Izq. - ROCHA; Centro. - RIVERA; Der. – SORIANO

Aplicada la metodología planteada para los casos descritos se obtuvieron los caudales correspondientes para un punto ubicado a 25000 metros aguas abajo para la presa grande, 15000 para la mediana y 8000 metros para la pequeña, los resultados se presentan a continuación.

ID	Qp (m3/s)	Qmax1 (m3/s)	Qmax2 (m3/s)
India Muerta	8598	5358	1566
Vichadero - Brasileiro	1570	728	122
Ruta 96 - Monnet	623	310	61

Tabla 5 - Resultados caudales máximos arrojados por la formulación simplificada propuesta

10 Propuesta de lineamientos para la clasificación de pequeñas presas

A partir de la bibliografía estudiada, se sugiere una clasificación para pequeñas presas, en base a la metodología simplificada propuesta en este trabajo.

Se procuró que, mediante la utilización de la misma, y los procedimientos en ella indicados, fuera posible la determinación de algunos elementos que permitieran hacer una estimación de los eventuales riesgos que traerá consigo la construcción de una obra de estas características (o la evaluación de una ya construida) y de esa manera determinar dentro de que categoría se debería encontrar.

A partir de las normativas consultadas, se considero factible definir tres categorías de clasificación (A, B y C) teniendo en cuenta la consecuencia de una eventual rotura. Las cuales se definen (según la Guía Técnica elaborada por la Dirección Nacional de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas¹³) como:

- **Categoría A:** corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos, servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- **Categoría B:** corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido núcleo de viviendas.
- **Categoría C:** corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdidas de vidas humanas. En todo a caso esta categoría pertenecerán todas las presas incluidas en las categorías A o B.

Para clasificar una presa se debe ingresar por la parte superior del esquema mostrado en la Figura 23 donde se debe evaluar la presencia o no de algunos criterios excluyentes que determinarán de manera inmediata la clasificación automática de la presa dentro de una determinada categoría. Los criterios excluyentes (no fueron establecidos en el presente trabajo) buscan representar características (de ubicación, constructivas, etc.) de la presa que por si mismas tienen un peso preponderante desde el lado de la seguridad, ya sea para bien o para mal.

¹³ MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE. DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS HIDRÁULICAS Y CALIDAD DE AGUAS. *Clasificación de presas en función del riesgo potencial. Guía Técnica.*

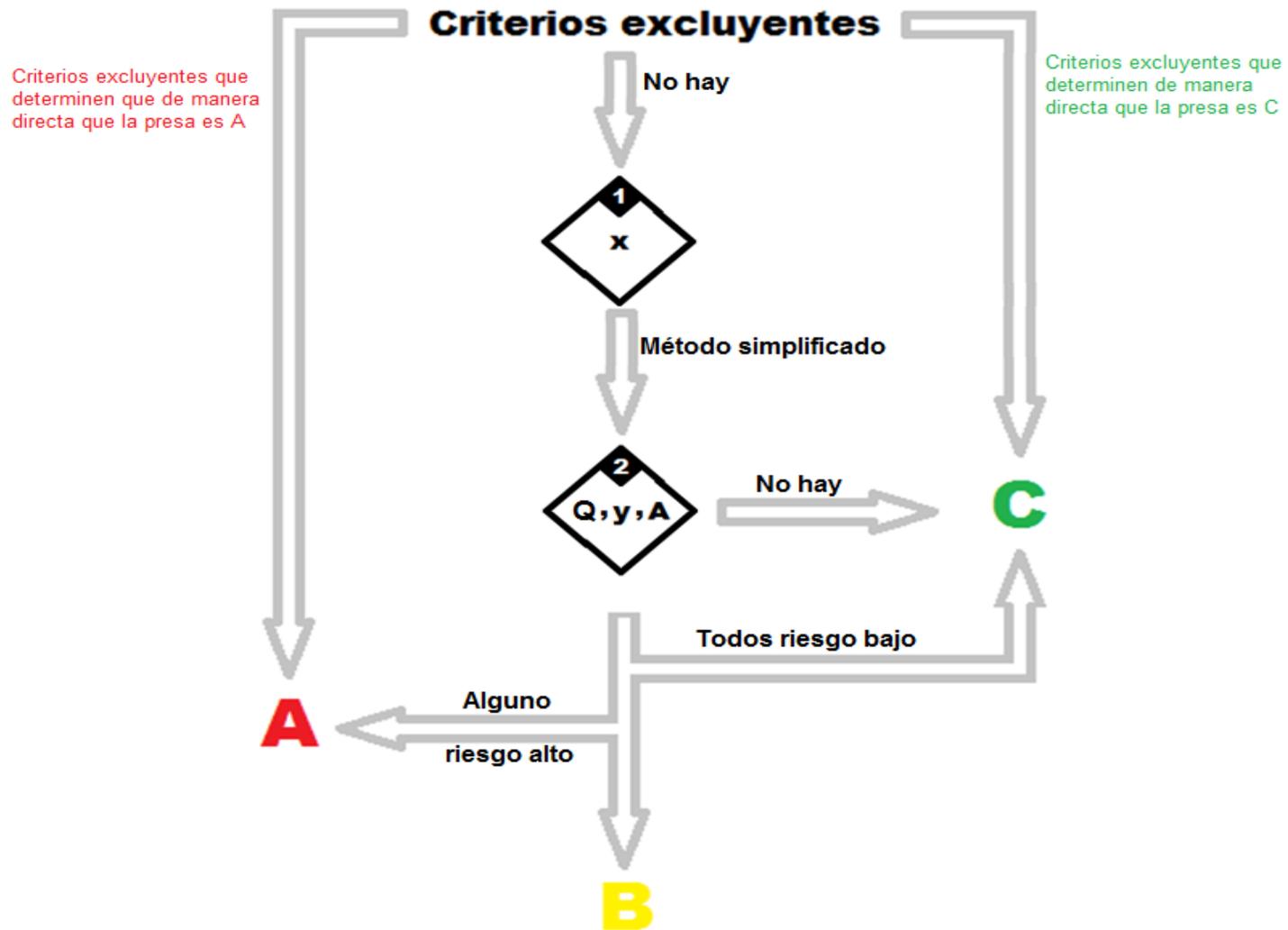


Figura 23 - Procedimiento para clasificar presas (esquema)

Los criterios excluyentes, que de existir, determinarían la automática clasificación de la presa como “A” (o sea, de riesgo elevado), son aquellos que no importando el resto de las características del proyecto de presa implicarían en una eventual rotura un riesgo no admisible.

En cambio podrían existir otros criterios excluyentes que garantizarían en una eventual falla en la presa que los efectos de la misma serían no considerables, y de esta manera la presa podría ser directamente clasificada como “C”, de bajo riesgo. Estos criterios tienen sustento en que la presencia cercana de algún cuerpo de agua de dimensiones suficientemente grandes se sitúe inmediatamente aguas abajo de la estructura proyectada minimizando de esta manera los efectos destructivos de la onda generada.

Si no se encontraran presentes ninguno de estos criterios excluyentes entonces se deberá aplicar algún criterio de decisión. En este caso se considera factible la utilización de la metodología simplificada propuesta en la cual primero se determina un punto aguas abajo de la presa (x) y luego se calcula el caudal máximo y el tirante. Cabe destacar que, de ser necesario, se puede calcular la velocidad en dicha sección debido a que se pueden determinar caudal máximo y área inundada en la sección.

Por lo tanto seleccionando diferentes “x” se podría determinar los tirantes correspondientes y posteriormente el área afectada por la inundación (con cartas SGM o Google Earth). Dentro de esta área se debería evaluar la presencia de alguno de los elementos de importancia que se detallan a continuación. Si no se encontrara ninguno de estos elementos dentro del área definida entonces se podría suponer la presa de tipo “C”, de bajo riesgo.

En cambio, si se constatará la presencia de alguno de ellos se debería evaluar, mediante algún procedimiento (no detallado en éste trabajo) el riesgo asociado a la presencia de dichos elementos en el lugar donde éstos se sitúen.

Como criterio de clasificación según los resultados del anterior análisis se propone lo siguiente, aclarando que se deberán evaluar individualmente cada uno de los elementos identificados dentro del área afectada.

- Si todos los elementos evaluados resultan de riesgo bajo, entonces la presa podría ser clasificada como categoría “C”, de bajo riesgo
- Si alguno de todos los elementos evaluados resulta de riesgo alto, entonces indefectiblemente la categoría de la presa será “A”, de riesgo alto.
- Si no se estuviera en ninguna de las 2 situaciones antes definidas entonces la presa podría ser catalogada como de riesgo moderado, categoría “B”.

Los elementos a evaluar, teniendo en cuenta diferentes bibliografías consultadas, podrían ser los siguientes:

- **Centros poblados**
Se debería en este caso estudiar el riesgo de pérdidas de vida.
- **Servicios esenciales**
Son aquellos que son indispensables para el desarrollo de las actividades humanas y económicas normales del conjunto de la población.

- **Daños materiales**

Se entiende como daños materiales aquellos, soportados por terceros, cuantificables directamente en términos económicos, sean directos (destrucción de elementos) o indirectos (reducción de la producción, por ejemplo). No se incluyen aquí, por tanto, el riesgo para vidas humanas, el fallo de servicios esenciales o los daños medioambientales.

- **Daños medioambientales**

11 Conclusiones

Se realizó un trabajo de investigación acerca de la experiencia de otros países en lo que a seguridad de presas se refiere. Se obtuvo información que permitió, además de colocar en contexto la situación de nuestro país tanto en la región como en el mundo, conocer diferentes metodologías que podrían ser aplicables para nuestras presas. Muchas de las cuales permitieron delinear el trabajo realizado en el presente informe.

Si bien existe una gama muy variada de recomendaciones, directrices, etc. se pudo constatar que existen algunos puntos coincidentes en muchos de los aspectos centrales de los análisis de seguridad de presas. Si bien no necesariamente eso indica que sea la manera correcta, sugiere que al menos se debería evaluar la posibilidad de su implementación para nuestro caso.

El desarrollo de los modelos hidrodinámicos además de permitir allanar el camino en búsqueda de la manera de resolver un problema a priori desconocido, también permitió el aprendizaje en el conocimiento y manejo de una herramienta poderosa, la cual no se había utilizado en ninguna instancia anterior de la formación académica de los autores.

Siguiendo algunos de los lineamientos establecidos en un trabajo realizado por A. Bornscheim en Alemania¹⁴ se pudo desarrollar una metodología simplificada para el análisis de rotura de presas en nuestro país. En primera instancia la metodología propuesta en el presente trabajo permite estimar a partir de parámetros geométricos de la presa el caudal pico en una eventual rotura. Además a partir de la utilización de una serie de ecuaciones propuestas el método permite la estimación de las características del flujo (caudal, tirante, velocidad, etc.) para cualquier punto aguas abajo de la presa. Esto permite también, bajo ciertas suposiciones, estimar el área afectada por una eventual inundación provocada por la onda de rotura.

Si bien se entiende que es necesaria una validación de la metodología aquí planteada, la misma permite obtener valiosa información del fenómeno de rotura de presas a partir de información acotada y siguiendo un procedimiento sencillo. Por esto podría ser una herramienta importante en la gestión de riesgo en presas, no existente hasta el momento en el país, si se la utiliza como análisis preliminar para determinar la necesidad o no de estudios complementarios.

Cabe destacar que como parte del proceso se comprobó que la metodología propuesta por Bornscheim es válida para los casos de Uruguay. No obstante en el trabajo aquí desarrollado se realizó un análisis más profundo del fenómeno en estudio obteniendo resultados que para los casos de Uruguay acotan el rango de caudales esperables. Desde el punto de vista teórico el análisis dimensional efectuado a partir de las variables intervinientes en el fenómeno permitió definir la importancia que cada uno de estos tiene y dar sustento a la metodología simplificada desarrollada.

La formulación desarrollada se aplicó a cuatro casos reales de presas existente en Uruguay, ejemplificando así la metodología propuesta para el cálculo de las consecuencias de una eventual rotura de presa.

Teniendo en cuenta lo observado en la experiencia de otros países (especialmente los más avanzados en el tema de seguridad de presas) se buscó plantear un esquema de

¹⁴ BORNSCHEIM, A. (2009). *A simple method to estimate inundation due to a dam break*. In Bauer, E., Semprich, S. Zenz, G. (eds.). Long Term Behaviour of Dams, proc. 2nd International Conference Graz, Austria: 751–756

clasificación de presas que utilizara la metodología simplificada propuesta para clasificarlas en función de su riesgo potencial.

12 Lineamientos a seguir

Se entiende que la metodología aquí planteada tiene gran potencial, no obstante se considera imprescindible la generación de un importante número de casos de estudio que abarquen todo el espectro de presas de riego existentes en nuestro país que permita ratificar que la misma efectivamente puede ser aplicada con seguridad para Uruguay.

La generación de nuevos casos de estudio además puede dar lugar a nueva información que permita determinar con claridad la influencia de las pendientes en la metodología planteada, no logrado con la información generada en el presente trabajo, y que podría permitir la generación tablas, ábacos, etc. de inclusive mas fácil aplicación que lo hasta hoy desarrollado.

Si se valida la metodología planteada se cree seria muy importante el uso de la misma como herramienta de gestión en lo que a riesgo de presas se refiere. Se entiende se debería evaluar su implementación en propuestas de clasificación, recomendaciones o como herramienta de análisis preliminar, ya sea por parte del interesado o la autoridad competente, para la evaluación de nuevos proyectos (o ya existentes) de presas.

13 Agradecimientos

Queremos expresar nuestro agradecimiento al Ing. Javier Algorta por su importante aporte y participación activa en el desarrollo del presente trabajo. Su experiencia en el tema de seguridad de presas resultó importante en el abordaje y comprensión de la problemática, sobre todo en las instancias de desconcierto inicial.

Queremos manifestar también nuestro más sincero agradecimiento a nuestros tutores de proyecto, Dr. Luis Silveira, Dr. Luis Teixeira y Dr. Christian Chreties. Su apoyo y capacidad para guiar nuestras ideas y aportar las propias ha sido un aporte invaluable en el desarrollo de este trabajo, sobre todo cuando las características del proyecto nos colocaron en situaciones de mucha incertidumbre. Agradecemos también el habernos facilitado siempre los medios suficientes para llevar a cabo todas las actividades propuestas y su permanente disponibilidad.

Por último, y no por eso menos importante, queremos agradecer a la Sra. Beatriz Rondan, funcionaria de la biblioteca de la Facultad. Su ayuda en la obtención de la información necesaria para el desarrollo del presente trabajo resultó fundamental.

14 Bibliografía

- ANCOLD (2003). *Guidelines on Risk assessment. Australian National Committee on Large Dams.*
- BORNSCHEIN, A. (2009). *A simple method to estimate inundation due to a dam break.* In Bauer, E., Semprich, S. Zenz, G. (eds.). Long Term Behaviour of Dams, proc. 2nd International Conference Graz, Austria: 751–756.
- BOWLES D. ET AL (1999). *Alamo dam demonstration risk assessment.* Proceeding of the Australian Committee on Large Dams Annual Meeting.
- BOWLES DS; ANDERSON LR; GLOVER TF & CHAUHAN SS (1998). *Portfolio risk assessment of SA Water's Large dams.* Proc ANCOLD Annual meeting, Sydney, NSW, Australia. 1998 ANCOLD Bulletin No. 112
- BUREAU OF RECLAMATION (1960). *Design of small dams.* Washington D.C. Tercera Edición (1987).
- BUREAU OF RECLAMATION (1999). *A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure; DSO-99-06.* US DEPT. OD INTERIOR
- BUREAU OF RECLAMATION (2003). *Dam safety risk analysis methodology. Version 3.3.1.* US DEPARTAMENT OF INETRIOR
- COSTA, J. (1985). *Floods from Dam Failures.* US Geological Survey, Denver, Colorado, USA.
- FATTORELLI, S.; FÉRNANDEZ, C. INSTITUTO NACIONAL DE AGUAS (2007). *Diseño Hidrológico.* Biblioteca virtual de la Water Assessment & Advisory Global Network (WASA-GN). Segunda edición 2011
- MEMBRILLERA ORTUÑO, M.; ESCUDER BUENO, I.; GONZALES PÉREZ, J.; ALTAREJOS GARCÍA, L. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA (2005). *Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas.*
- MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE. DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS HIDRÁULICAS Y CALIDAD DE AGUAS. *Clasificación de presas en función del riesgo potencial. Guía Técnica.*
- MINISTERIO DE VIVIENDA, ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y MEDIO AMBIENTE (MVOTMA) (Segunda edición 2011). *Manual de diseño y construcción de pequeñas presas en Uruguay.*
- ORTEGA, E. ORSEP (Organismo Regulador de Seguridad de Presas) (2010). *Una Ley de Seguridad de Presas en Argentina.* En: VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. Neuquén. Noviembre, 2010.
- VEN TE CHOW (1982). *Hidráulica de Canales Abiertos.* Bogotá, Colombia. Editorial McGraw-Hill. Edición Marzo 2004.

- Páginas web:
 - <http://www.magrama.gob.es>
 - <http://www.ana.gob.br>
 - <http://www.orsep.gob.ar>
 - <http://www.usbr.gov>
 - <http://www.fema.gov>
 - <http://www.ferc.gov>
 - <http://www.usace.army.mil>

15 Anexos

15.1 ANEXO I - Sensibilidad del modelo a variaciones en la geometría y tiempo de formación de la brecha

Fue observado en la bibliografía consultada que se mencionaba la importante dependencia del caudal pico con los parámetros de formación de la brecha. Por esto se realizó un estudio similar al realizado con el coeficiente de Manning, fijando en este caso el resto de las variables y variando los parámetros de la brecha (geometría y tiempo de formación).

Se realizaron diferentes modelos variando el ancho, los taludes y el tiempo de rotura de manera arbitraria, intentando representar casos posibles pero sin tener en cuenta ninguna norma ni recomendación en particular. El procedimiento consistió en variar uno de los parámetros de la brecha dejando los restantes fijos, obtenidos utilizando la norma antes referida para las características de cada presa. En todos los casos se consideró la forma de brecha como trapezoidal.

Los resultados obtenidos para algunos de los modelos son presentados en la Figura 24.

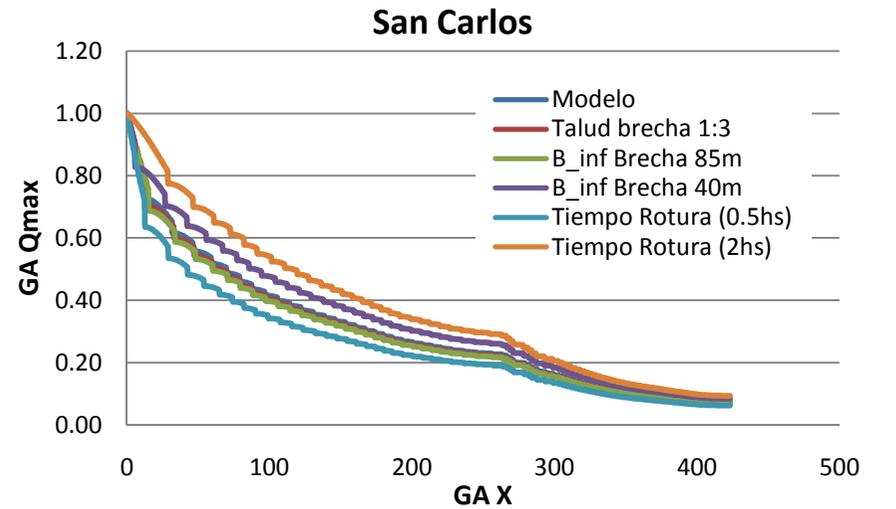
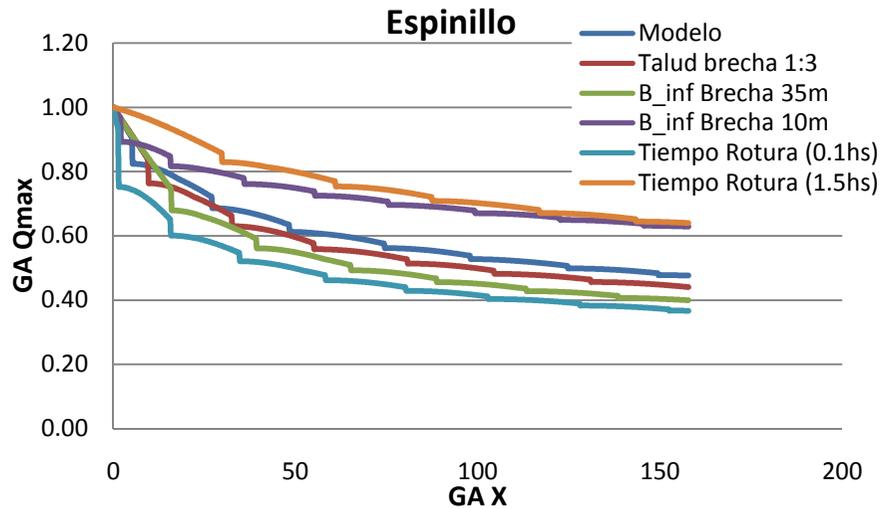
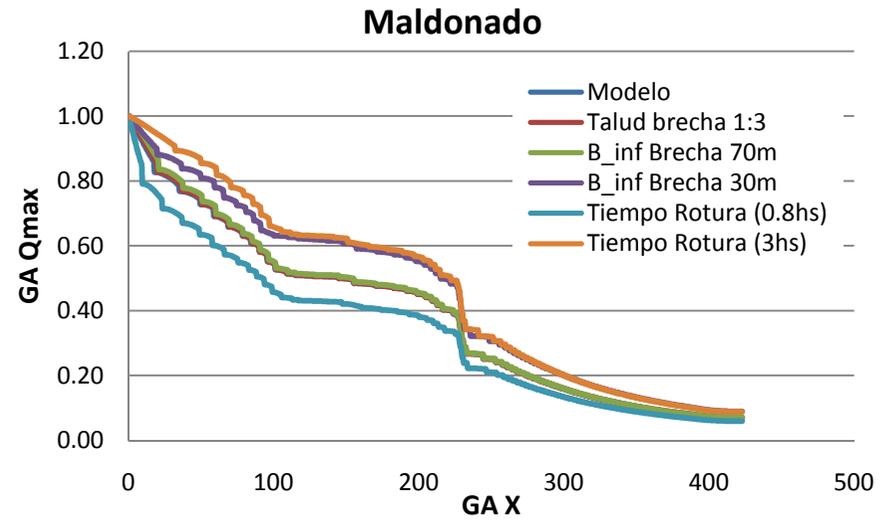
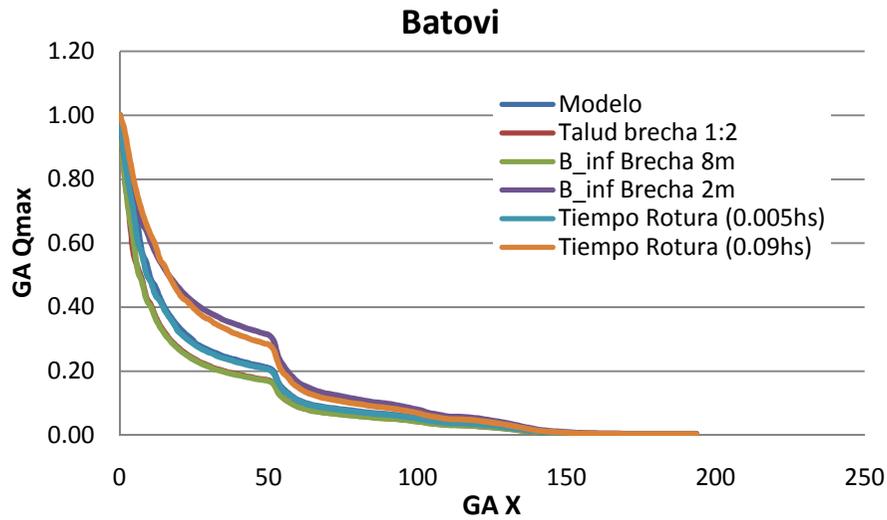


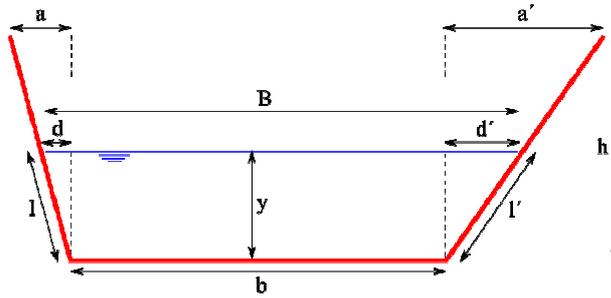
Figura 24 - Sensibilidad del modelo a variaciones en la geometría y tiempo de formación de la brecha para algunos modelos

Como se puede apreciar, la variación de la brecha implica para todos los modelos cambios significativos, mucho más importantes que los generados en los restantes análisis de sensibilidad realizados.

Por esto resulta evidente la necesidad de regirse bajo algún criterio, norma, etc. donde se definan claramente los parámetros de la brecha de manera que den sustento al análisis supuesto permitan la obtención de resultados confiables.

15.2 ANEXO II - Cálculos tirante con formulación de Manning

Suponiendo que el pelo de agua, de tirante (y) se encuentra totalmente ubicado dentro del cauce.



Recordando la formulación de Manning se observa que es necesario definir el área hidráulica en función del tirante $A(y)$ y el radio hidráulico también en función del tirante $R_h(y)$.

Tomando como referencia la figura anterior, entonces el área hidráulica se puede calcular de la siguiente manera:

$$A_1(y) = (B + b) * \frac{y}{2}$$

Por otra parte,

$$\left. \begin{aligned} B &= b + d + d' \\ d &= y * \frac{a}{h} \\ d' &= y * \frac{a'}{h} \end{aligned} \right\} B = b + \frac{y}{h} * (a + a')$$

Por lo tanto,

$$\left. \begin{aligned} A_1(y) &= (B + b) * \frac{y}{2} \\ B &= b + \frac{y}{h} * (a + a') \end{aligned} \right\} A_1(y) = \left(2b + \frac{y}{h} * (a + a') \right) * \frac{y}{2}$$

El radio hidráulico se calcula de la siguiente manera:

$$R_h(y) = \frac{A(y)}{P_m(y)}$$

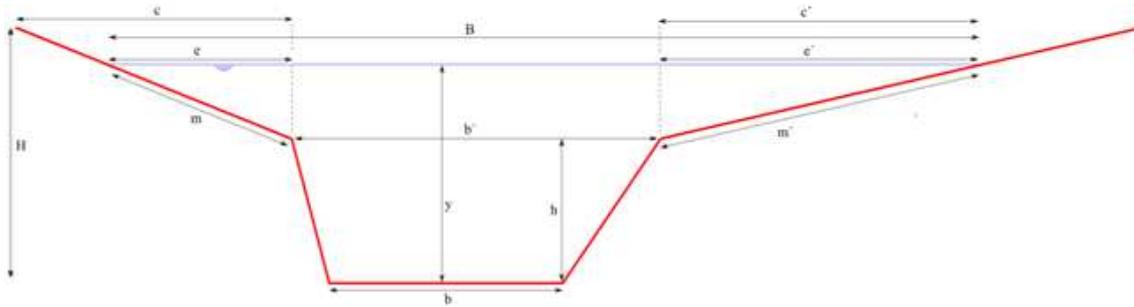
Por su parte el perímetro mojado,

$$\left. \begin{aligned} P_{m_1} &= b + l + l' \\ l &= \sqrt{d^2 + y^2} \\ l' &= \sqrt{d'^2 + y^2} \end{aligned} \right\} P_{m_1}(y) = b + \sqrt{d^2 + y^2} + \sqrt{d'^2 + y^2}$$

Por lo tanto,

$$\left. \begin{aligned} R_h(y) &= \frac{A(y)}{P_m(y)} \\ A(y) &= \left(2b + \frac{y}{h} * (a + a') \right) * \frac{y}{2} \\ P_m(y) &= b + \sqrt{d^2 + y^2} + \sqrt{d'^2 + y^2} \end{aligned} \right\} R_{h_1}(y) = \frac{\left(2b + \frac{y}{h} * (a + a') \right) * \frac{y}{2}}{b + \sqrt{d^2 + y^2} + \sqrt{d'^2 + y^2}}$$

De manera similar se puede determinar el tirante en el caso que el pelo de agua se encuentra por encima del cauce y ha comenzado a inundar la planicie de inundación del curso.



Tomando como referencia la figura anterior, entonces el área hidráulica se puede calcular de la siguiente manera:

$$A(y) = A_1(y = h) + b' * (y - h) + \frac{(y - h)}{2} * (e + e')$$

$$A_2(y) = (2b + a + a') * \frac{h}{2} + (y - h) * \left(b' + \frac{e}{2} + \frac{e'}{2} \right)$$

Por otra parte,

$$e = (y - h) * \frac{c}{H - h}$$

$$e' = (y - h) * \frac{c'}{H - h}$$

Por lo tanto,

$$\left. \begin{aligned} A_2(y) &= (2b + a + a') * \frac{h}{2} + (y - h) * \left(b' + \frac{e}{2} + \frac{e'}{2} \right) \\ e &= (y - h) * \frac{c}{H - h} \\ e' &= (y - h) * \frac{c'}{H - h} \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_2(y) = (2b + a + a') * \frac{h}{2} + (y - h) * \left(b' + \frac{(y - h)}{2 * (H - h)} * (e + e') \right)$$

El radio hidráulico se calcula de la siguiente manera:

$$R_h(y) = \frac{A(y)}{P_m(y)}$$

Por su parte el perímetro mojado,

$$\left. \begin{aligned} P_{m_2} &= P_{m_1}(y = h) + m + m' \\ m &= \sqrt{e^2 + (y - h)^2} \\ m' &= \sqrt{e'^2 + (y - h)^2} \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$\rightarrow P_{m_2}(y) = b + \sqrt{d^2 + y^2} + \sqrt{d'^2 + y^2} + \sqrt{e^2 + (y - h)^2} + \sqrt{e'^2 + (y - h)^2}$$

Por lo tanto,

$$\left. \begin{aligned} R_h(y) &= \frac{A(y)}{P_m(y)} \\ A(y) &= (2b + a + a') * \frac{h}{2} + (y - h) * \left(b' + \frac{e}{2} + \frac{e'}{2} \right) \\ P_m(y) &= b + \sqrt{d^2 + y^2} + \sqrt{d'^2 + y^2} + \sqrt{e^2 + (y - h)^2} + \sqrt{e'^2 + (y - h)^2} \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$\rightarrow R_{h_2}(y) = \frac{(2b + a + a') * \frac{h}{2} + (y - h) * \left(b' + \frac{e}{2} + \frac{e'}{2} \right)}{b + \sqrt{d^2 + y^2} + \sqrt{d'^2 + y^2} + \sqrt{e^2 + (y - h)^2} + \sqrt{e'^2 + (y - h)^2}}$$

De forma similar si se desea extender la sección transversal utilizando más curvas de nivel se pueden determinar el área y radio hidráulico para determinar el tirante respectivo.

De esta manera, dado que tanto el número de Manning (n), la pendiente longitudinal del curso (S_o) y el caudal de circulación (Q) se está en condiciones de determinar el tirante correspondiente para la sección evaluada a través de la expresión de la formulación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} * A(y) * (R_h(y))^{2/3} * S_o^{1/2}$$

15.3 ANEXO III - Resultados obtenidos en metodología propuesta por Bornschein

Si bien para el trabajo desarrollado se siguieron los lineamientos del trabajo realizado por Antje Bornschein en Alemania los grupos adimensionales propuestos no fueron los mismos. Igualmente se consideró interesante a modo de ejemplo observar de que manera se ubican las curvas características de las presas modeladas para Uruguay en relación a las envolventes propuestas a partir de los resultados del estudio realizado en Alemania.

Al igual que en la metodología aquí propuesta, en el trabajo de Bornschein se parte de la determinación del caudal pico en función del volumen y la altura en el embalse $Q_p = f(V_{emb} * h_{m\acute{a}x})$ a partir del estudio de 31 casos en Alemania.

Luego de obtenida dicha relación, se grafican las curvas características de los casos de estudio, Q_{max}/Q_p en función de $x/\sqrt{V_{emb}/h_{m\acute{a}x}}$ (ésta última relación adimensional la

denomina "X"), y a partir de allí se establecen las siguientes envolventes que representan la cota superior y inferior del caudal máximo esperado respectivamente.

- Envolvente 1:

$$\left(\frac{Q_{m\acute{a}x}}{Q_p}\right)_{sup} = e^{-0,022X} + 0,06$$

- Envolvente 2:

$$\left(\frac{Q_{m\acute{a}x}}{Q_p}\right)_{inf} = e^{-0,2X} + 0,02 \tanh(X)$$

Cabe destacar que los grupos adimensionales utilizados en esta formulación también son resultantes de un análisis dimensional pero considerando un conjunto de variables independientes diferente al considerado en el presente trabajo.

A continuación se pueden observar los casos de estudio de Uruguay dentro del gráfico propuesto por Bornschein, junto con las curvas envolventes antes mencionadas:

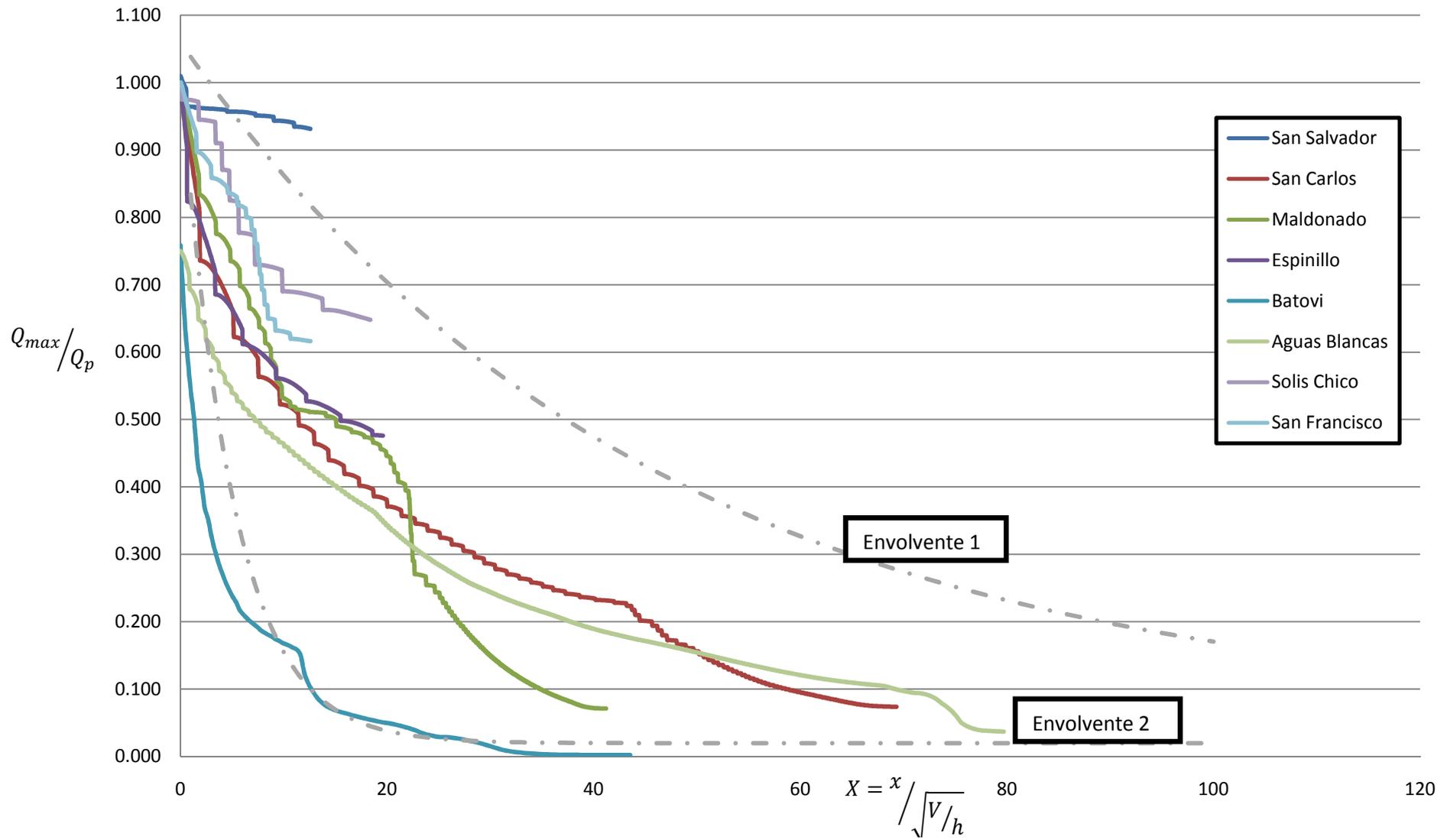
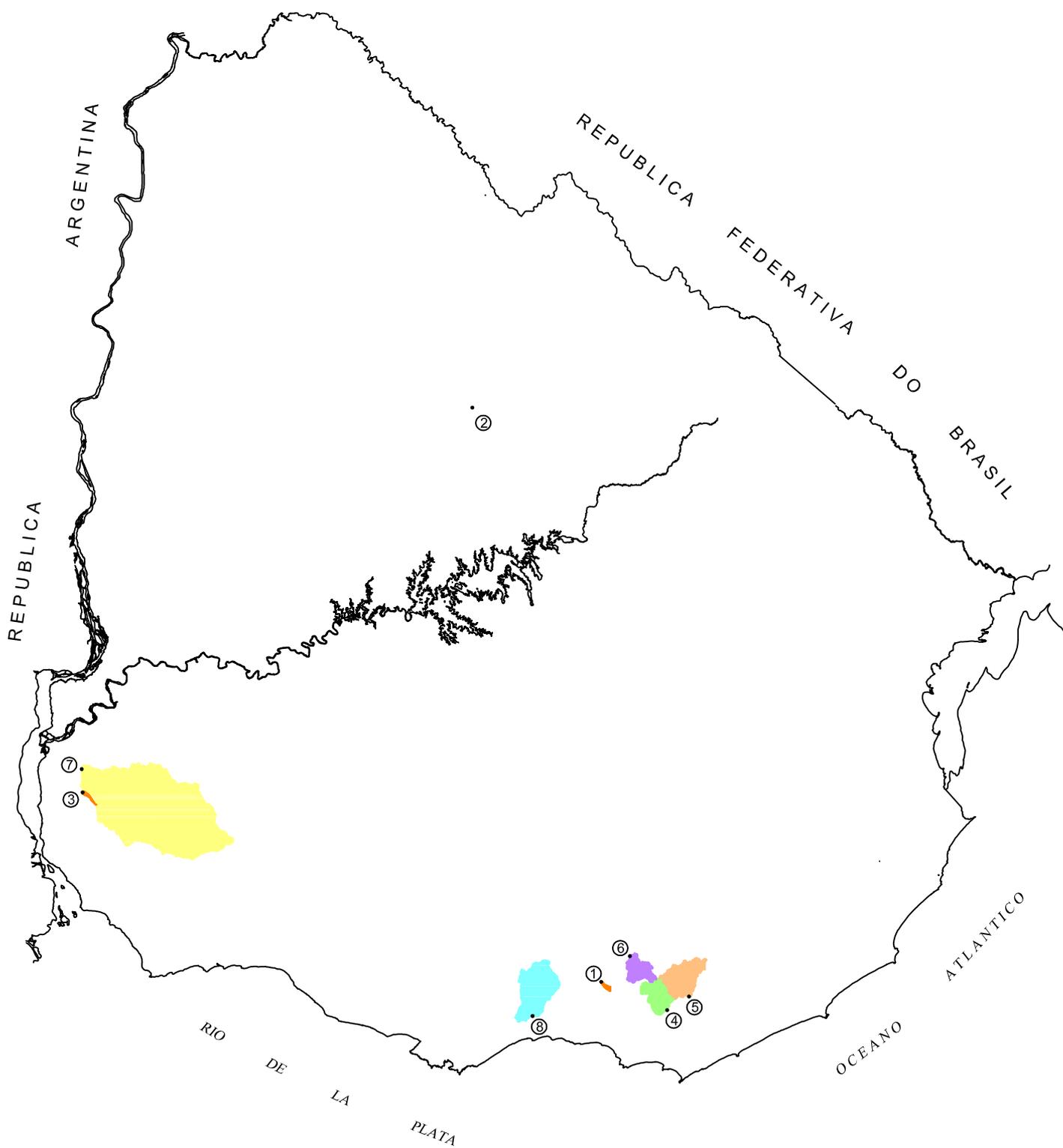


Figura 25 - Resultados obtenidos a partir de la metodología desarrollada por Bornschein para los modelos de presas en Uruguay

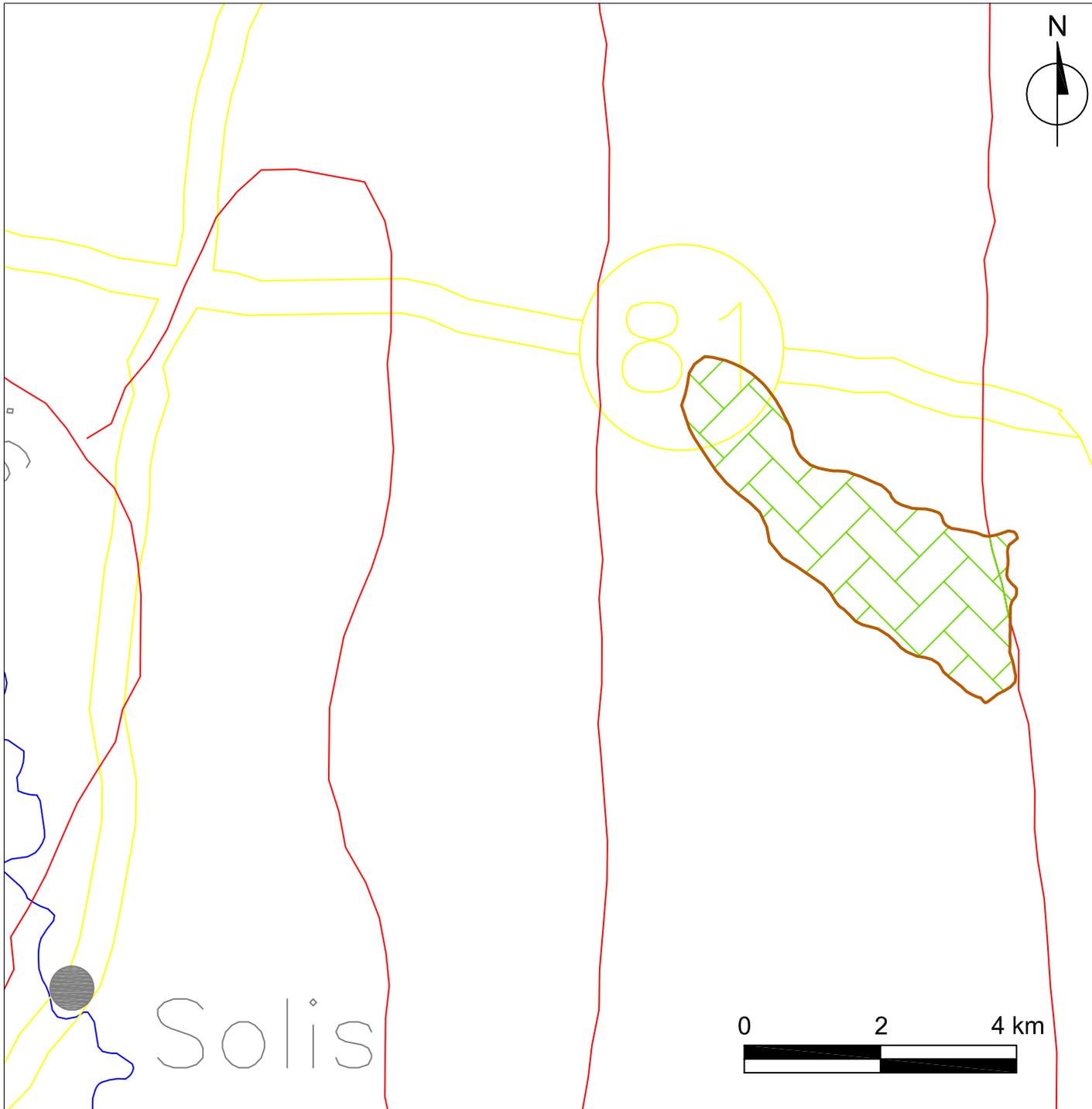
Como se puede apreciar, a excepción de los modelos extremos (ya analizados en el presente trabajo) el resto de las curvas características de los casos analizados se ubican dentro de las curvas envolventes.

Si bien el análisis realizado en el presente trabajo obtuvo a partir de una formulación similar un par de curvas envolventes se considera importante comprobar que los casos de Uruguay se ubican dentro de las envolventes planteadas por Bornschein, una metodología ya establecida y desarrollada a partir de un amplio estudio de presas de diferentes características en Alemania.

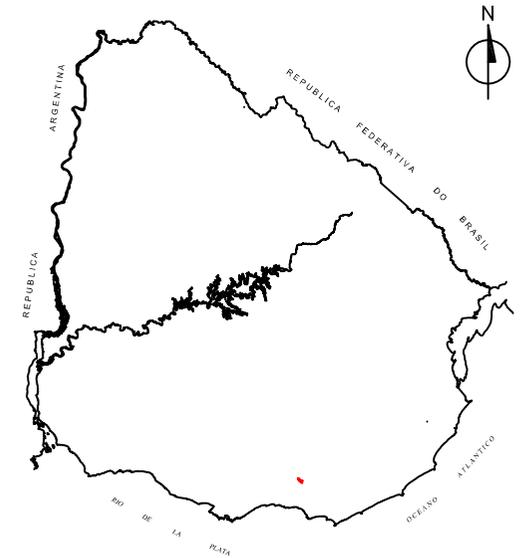
15.4 ANEXO IV - Resultados de los modelos



1- Aguas Blancas (Lavalleja)	5- San Carlos (Maldonado)
2- Batoví (Tacuereembó)	6- San Francisco (Lavalleja)
3- Espinillo (Soriano)	7- San Salvador (Soriano)
4- Maldonado (Maldonado)	8- Solís Chico (Canelones)



Arroyo AGUAS BLANCAS

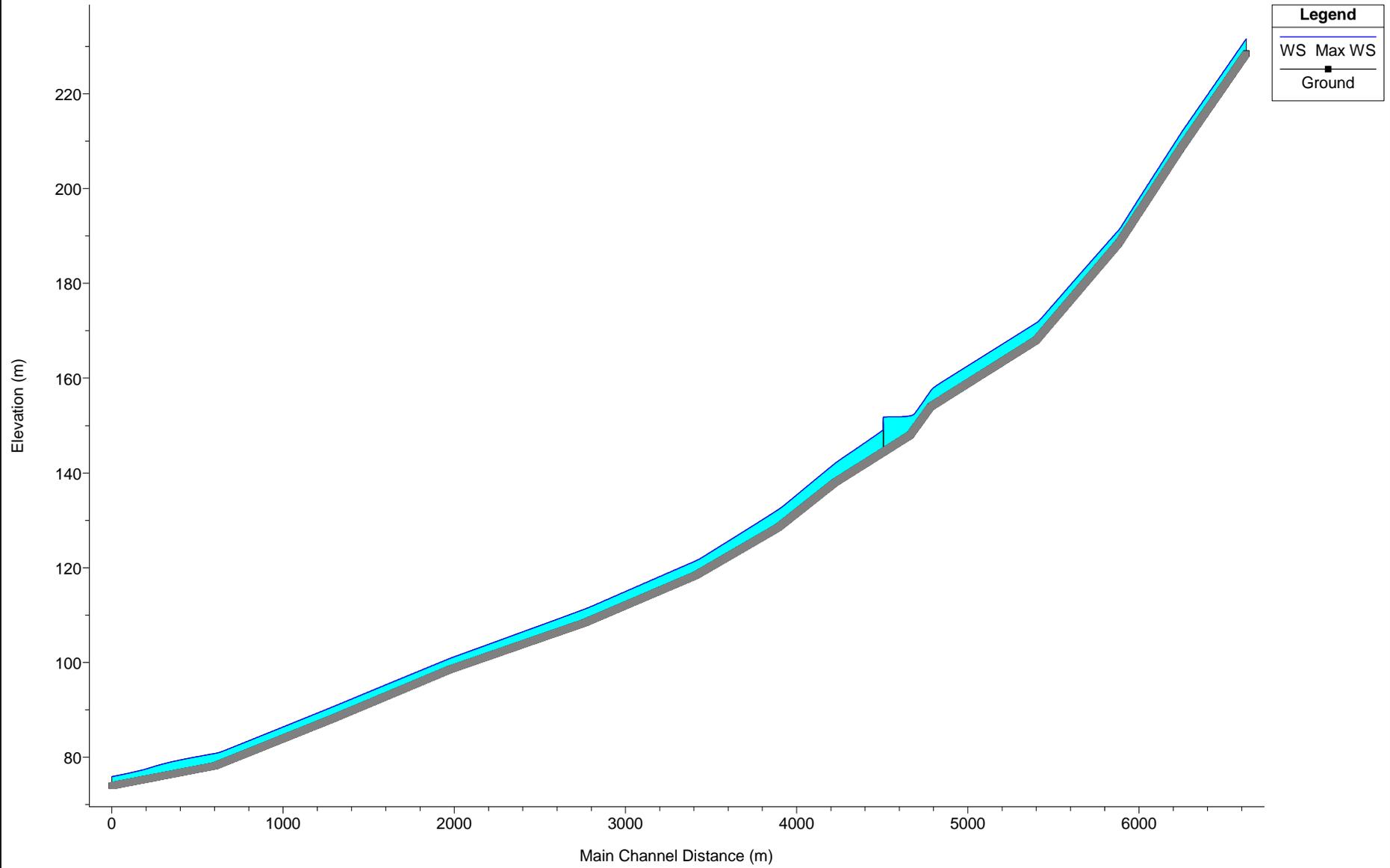


REFERENCIAS	
 CHUY	Localidades
	Red vial
 Bequei6	Red hidrográfica
 JPv	Unidades de suelo

	ÁREA (km ²)
 Campo natural	9,2
	9,2

Longitud del cauce (km)	2,1
Pendiente del cauce (%)	4,81
Tiempo concentraci6n (hs)	0,38
Precipitaci6n _{3,10} (mm)	78
Q máx (m³/s); Tr 50 años	17,5
Q máx (m³/s); Tr 10000 años	48,0

Aguas Blancas - Max Waterstream Level



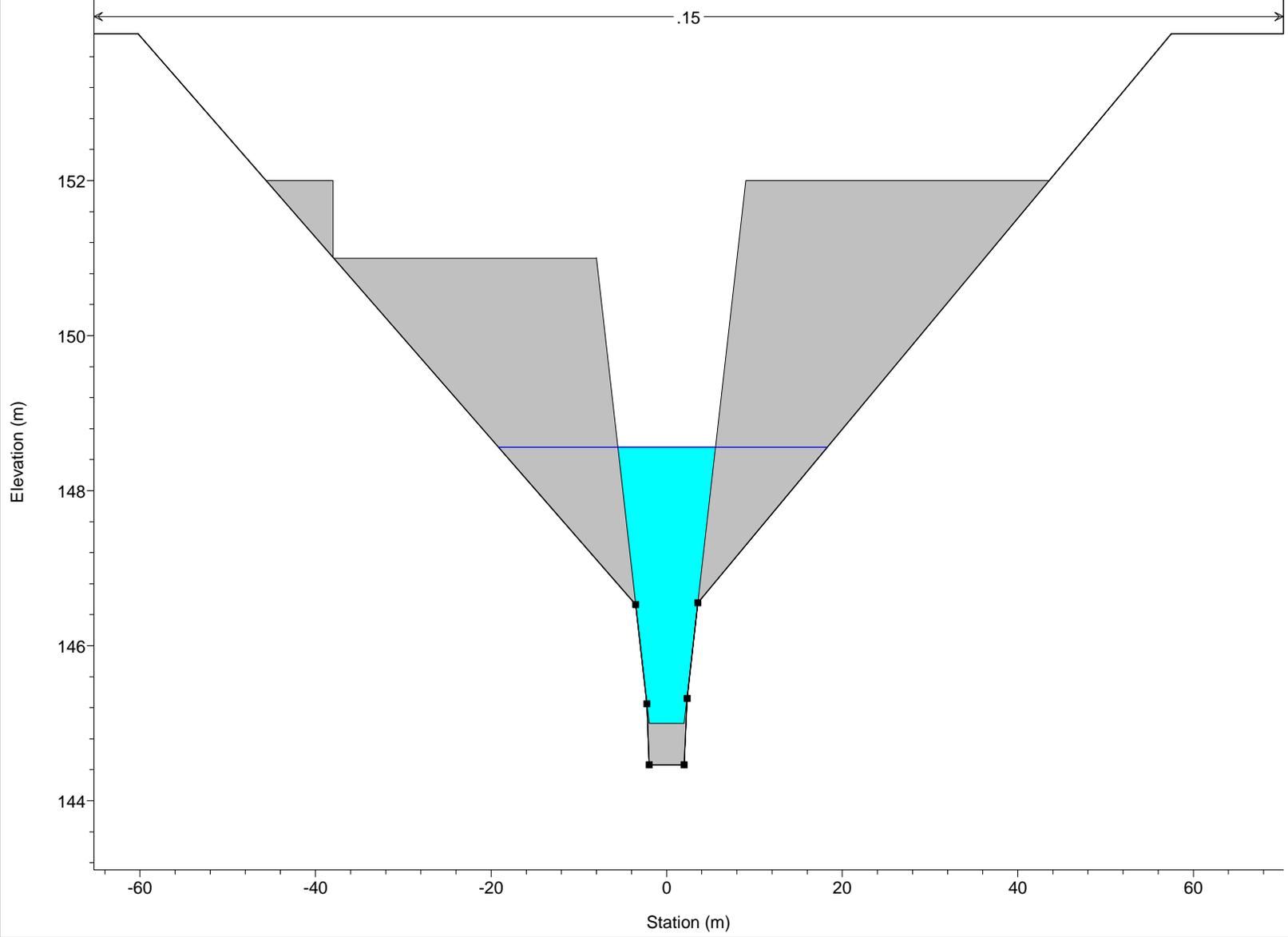
Aguas Blancas - Brecha completamente formada

Legend

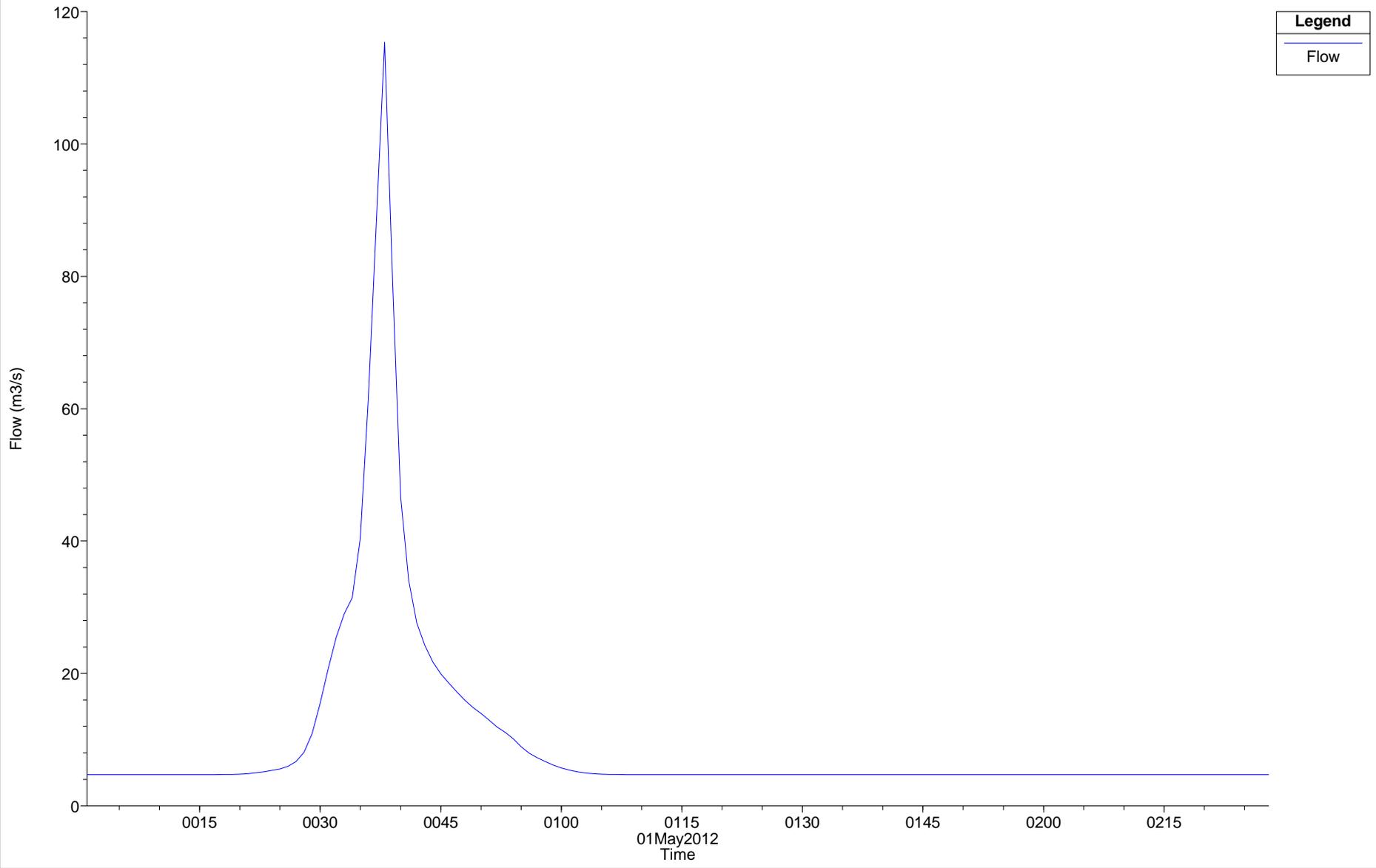
WS 01MAY2012 0039

Ground ■

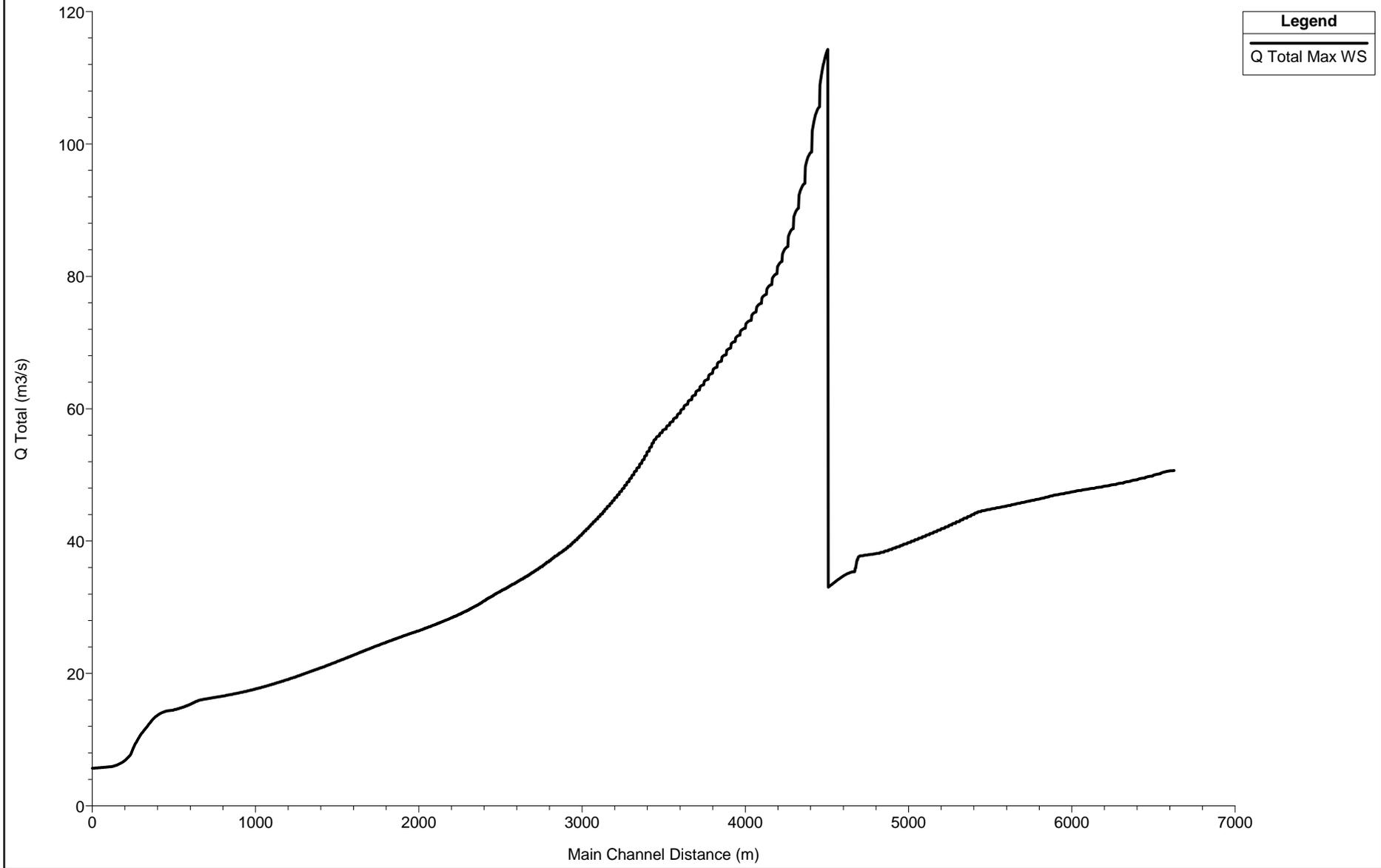
Bank Sta ●



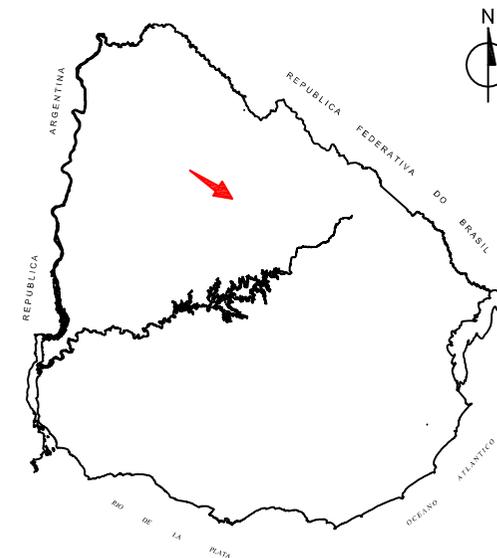
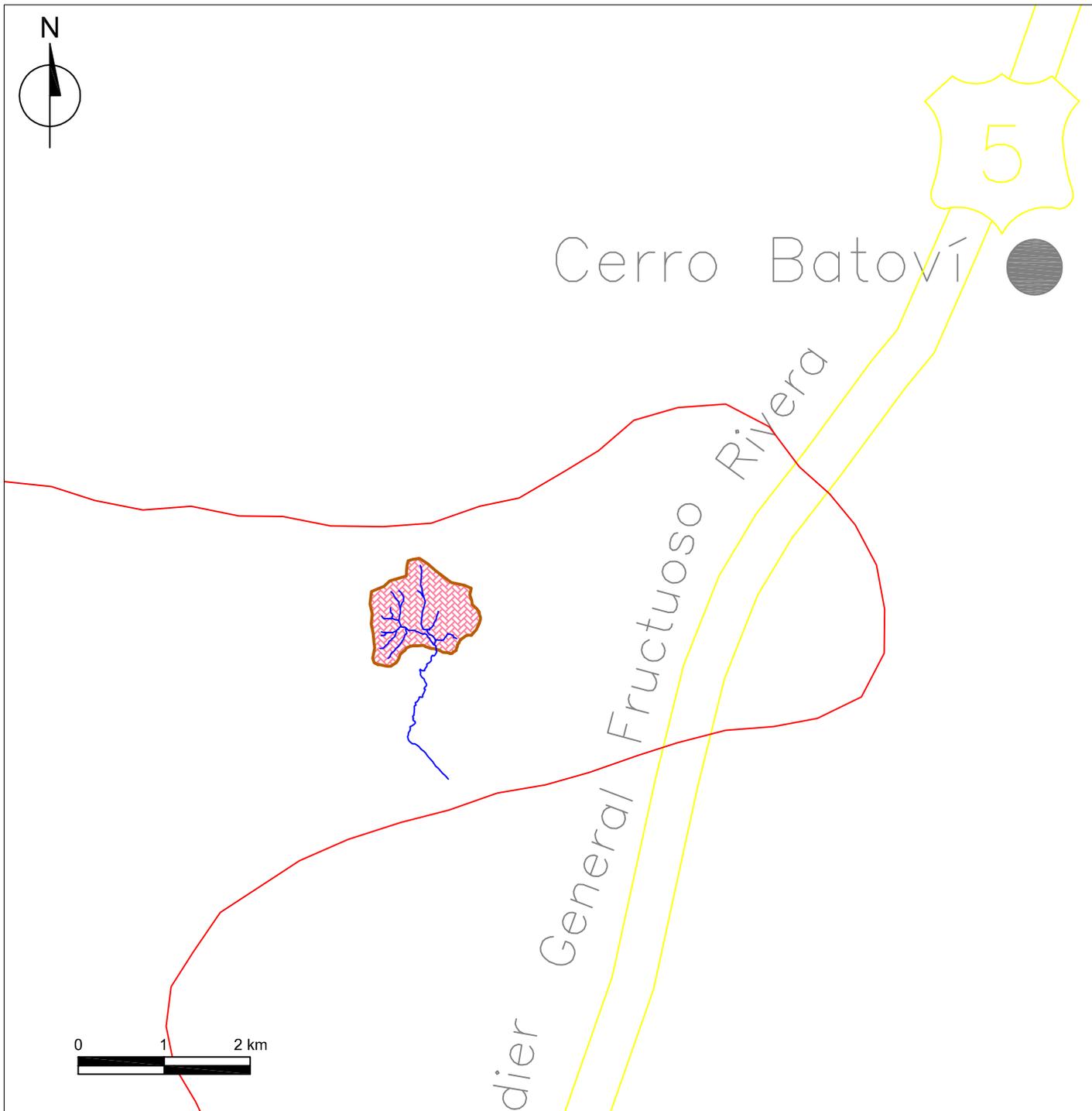
Plan: Plan 07 River: Aguas Blancas Reach: Aguas Blancas RS: 4506.5



Aguas Blancas - Caudal Máximo



Legend
Q Total Max WS



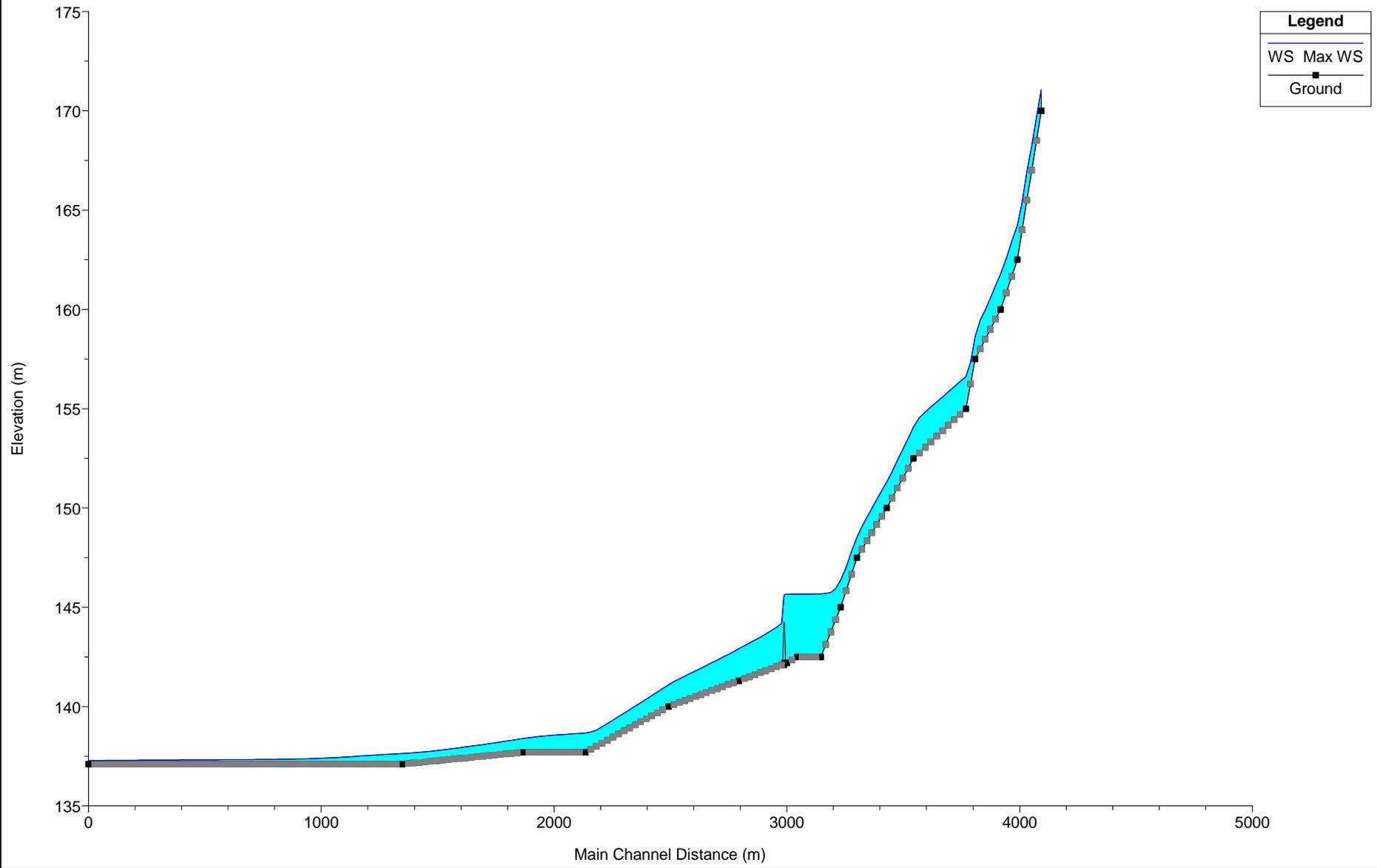
REFERENCIAS	
	Localidades
	Red vial
	Red hidrográfica
	Unidades de suelo

	ÁREA (km ²)
 Campo natural	1,08
	1,08

Longitud del cauce (km)	1,1
Pendiente del cauce (%)	2,6
Tiempo concentración (min)	21
Precipitación _{3,10} (mm)	90
Q máx (m³/s); Tr 25 años	15,5
Q máx (m³/s); Tr 12500 años	28,5

Cañada BATOVÍ

Cañada Batovi - Max Waterstream Level



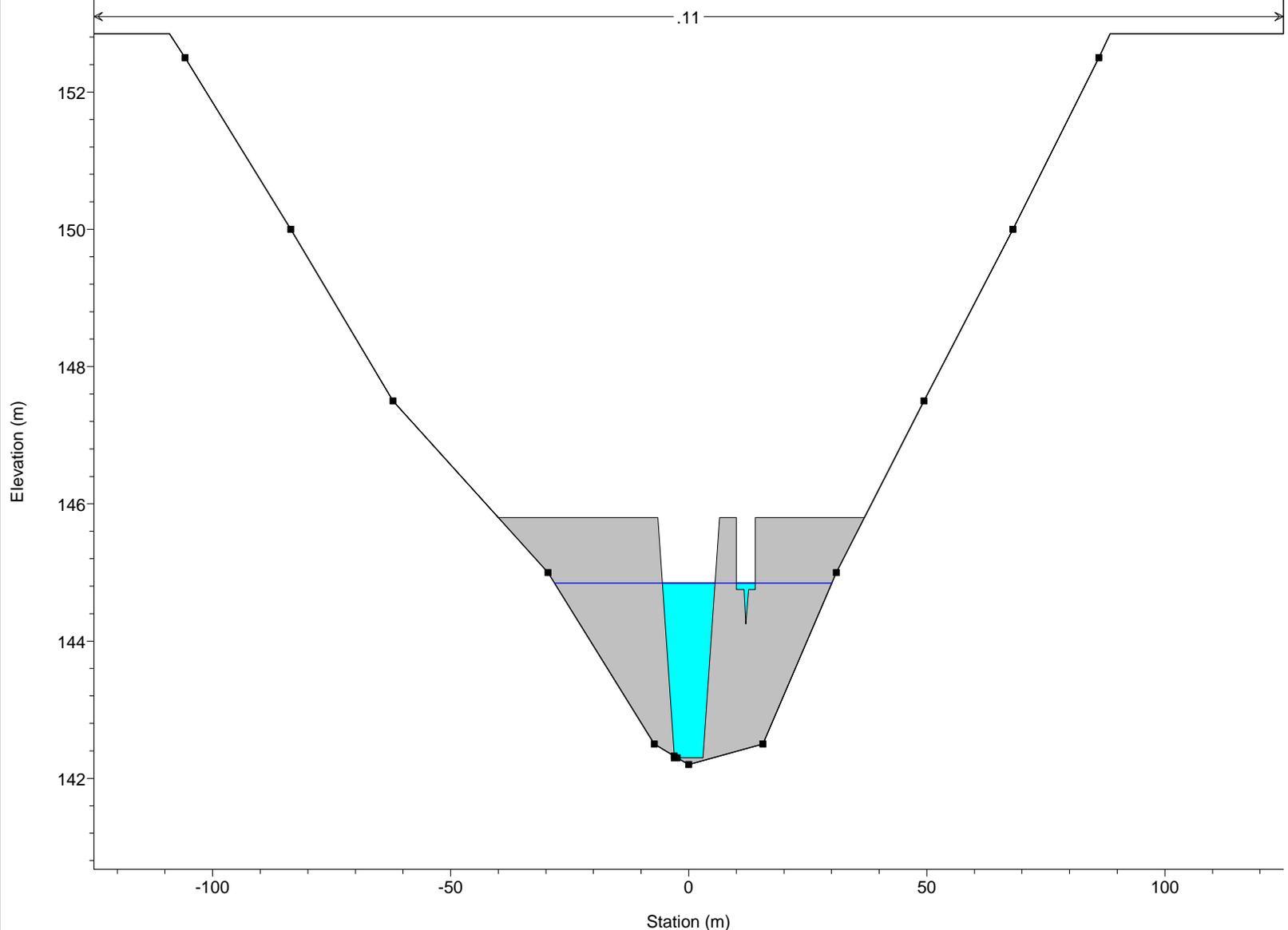
Cañada Batovi - Brecha completamente formada

Legend

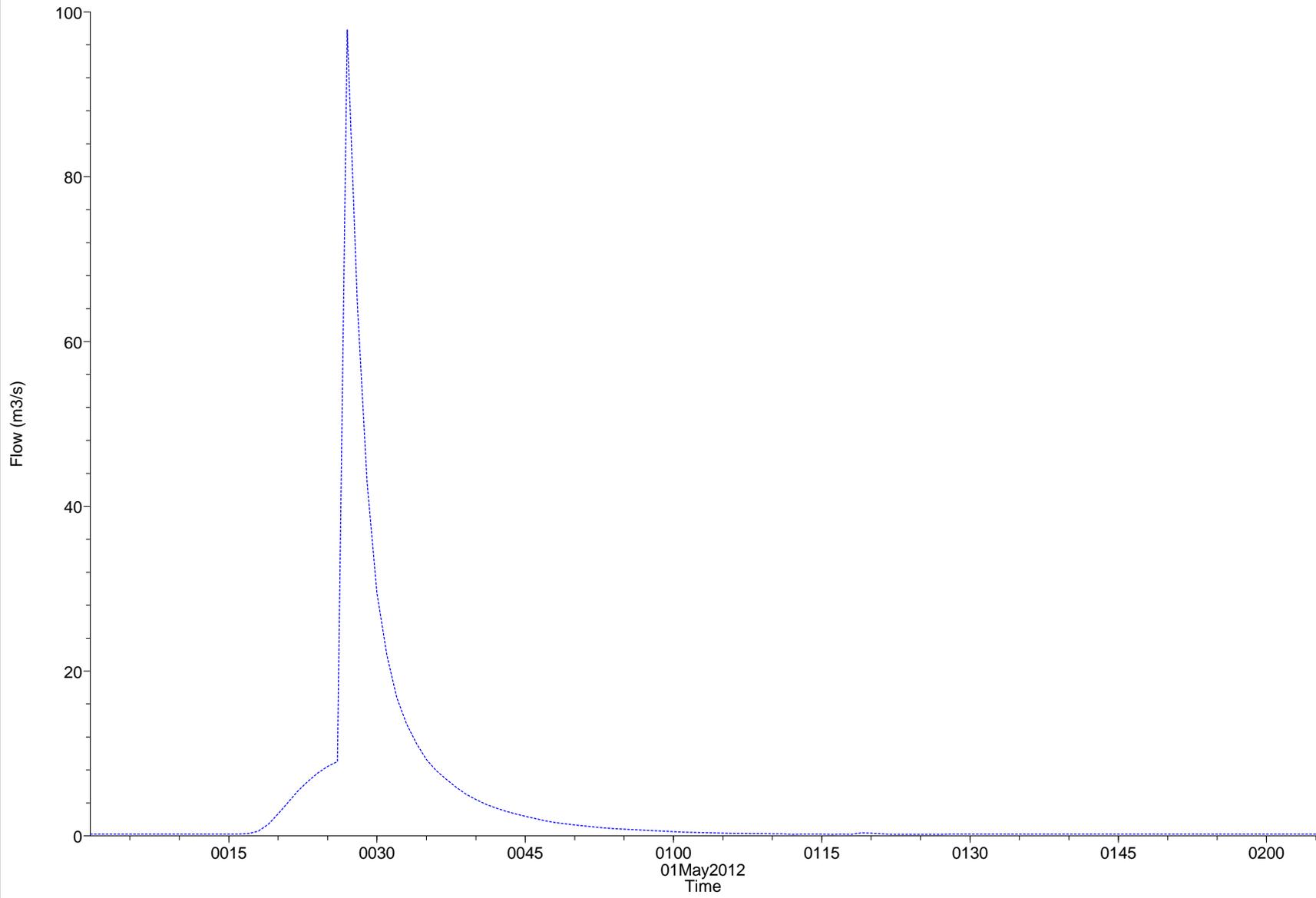
WS 01MAY2012 0027

Ground ■

Bank Sta ●

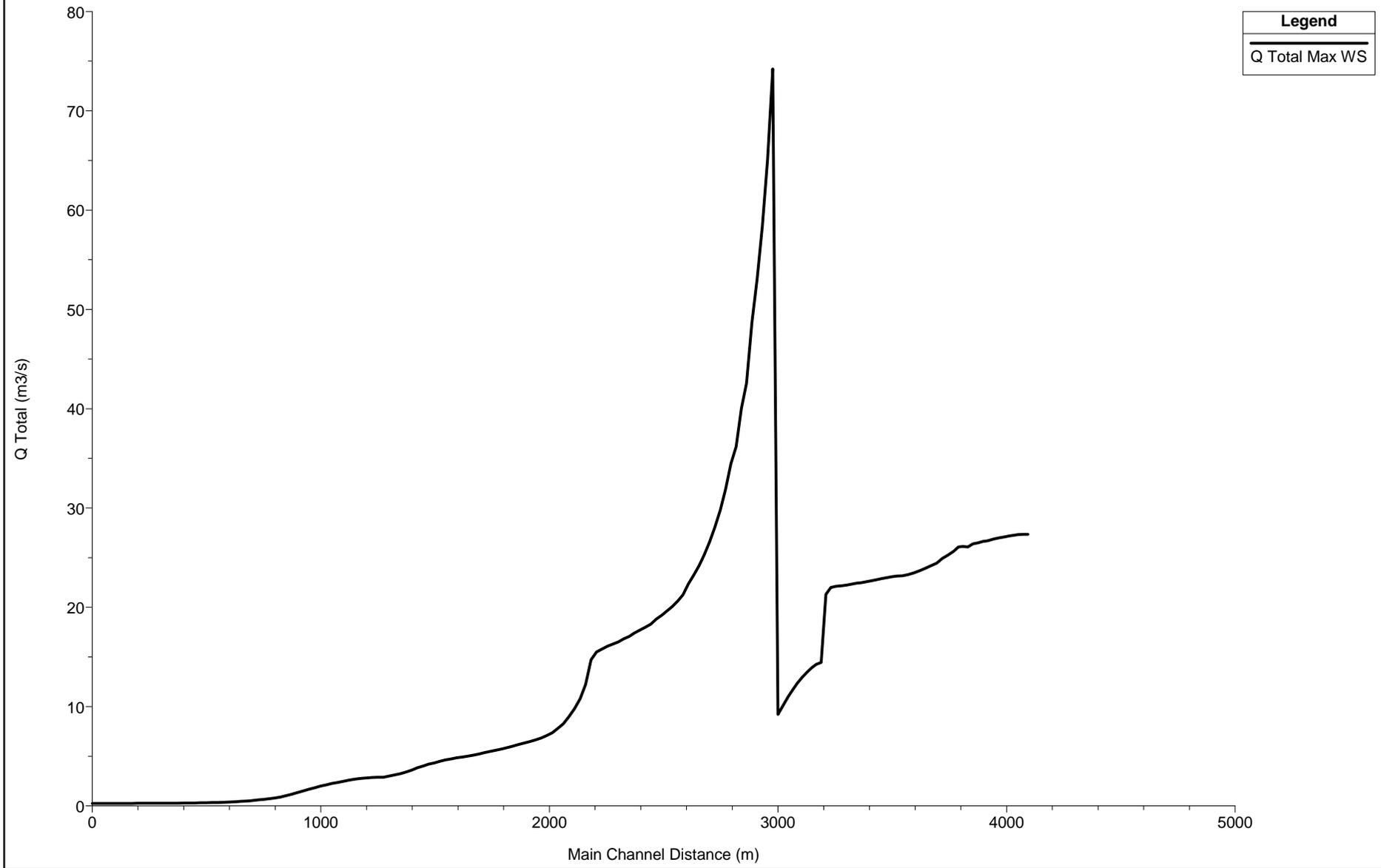


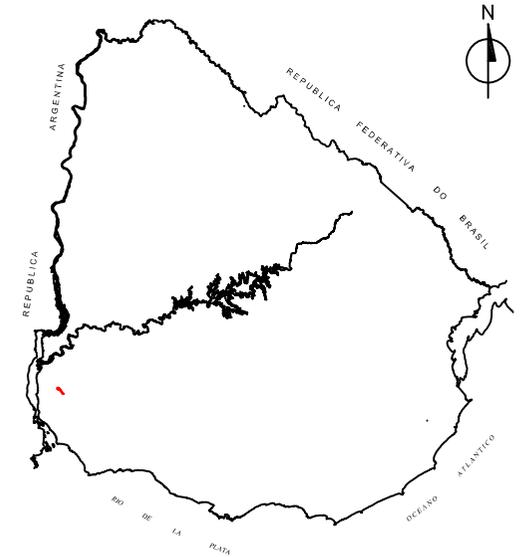
Plan: Plan 14 River: Ni idea Reach: Menos RS: 2990



Legend
Flow

Cañada Batovi - Caudal Máximo





REFERENCIAS	
	CHUY Localidades
	Red vial
	Red hidrográfica
	Unidades de suelo

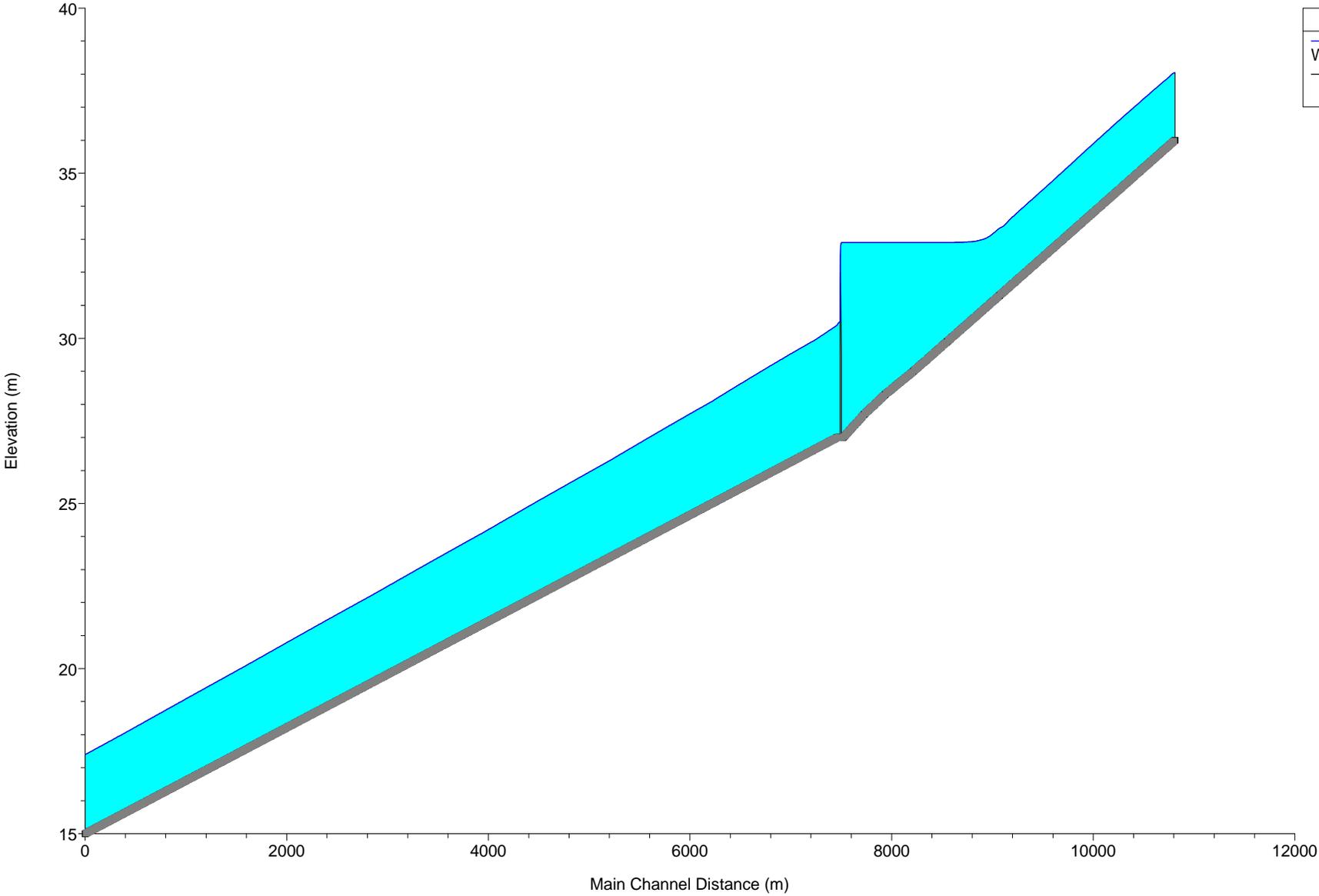
UNIDADES DE SUELO	ÁREA (km ²)
 Cañada Nieto (CñN)	9,0
 Fray Bentos (FB)	0,2
	9,2

Longitud del cauce (km)	10,6
Pendiente del cauce (%)	0,284
Tiempo concentración (hs)	3,99
Precipitación _{3,10} (mm)	87
Número de curva	84,4
Q máx (m³/s); Tr 50 años	68,5
Q máx (m³/s); Tr 500 años	97,2

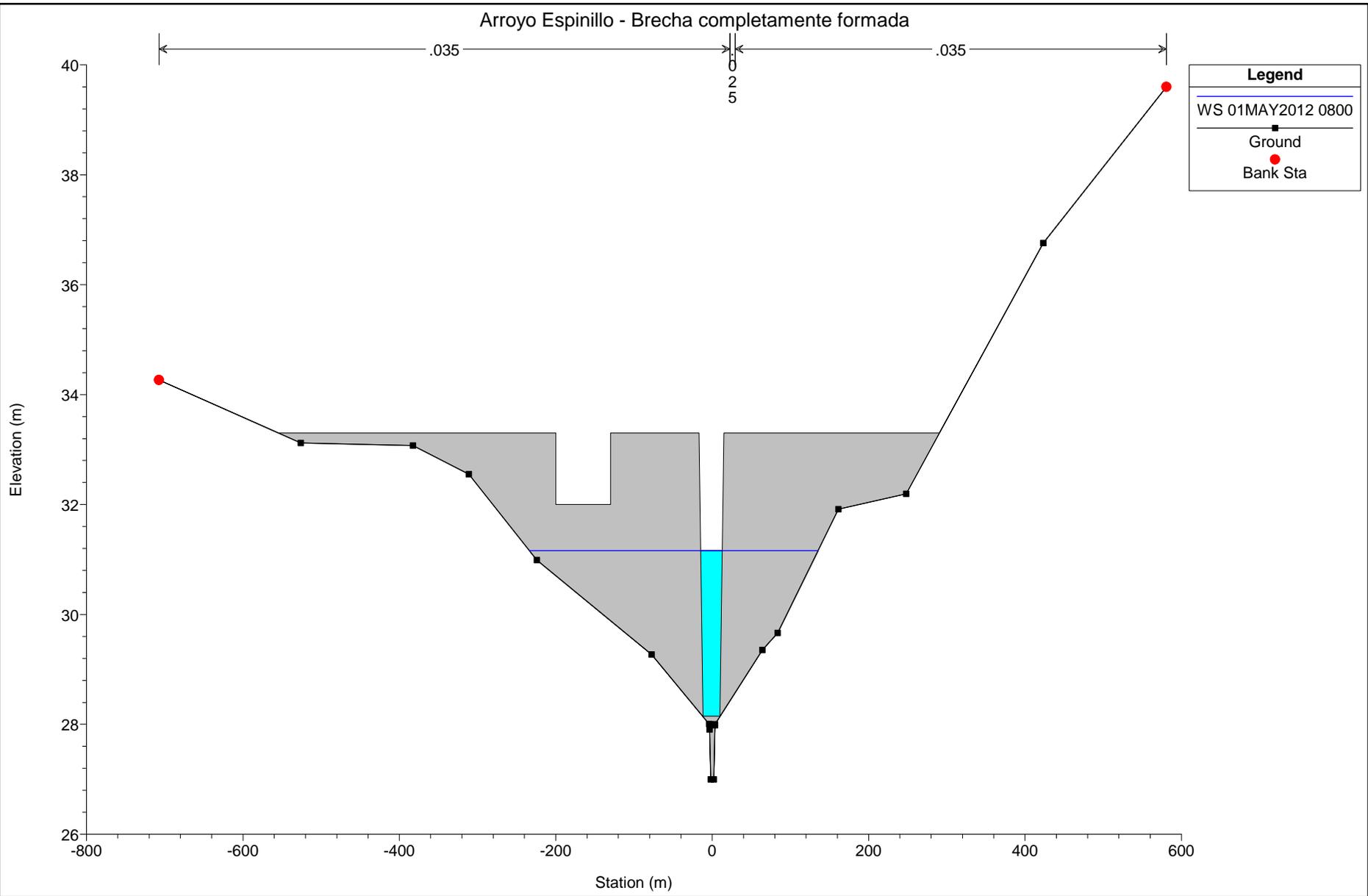
Arroyo ESPINILLO

Arroyo Espinillo - Max Waterstream Level

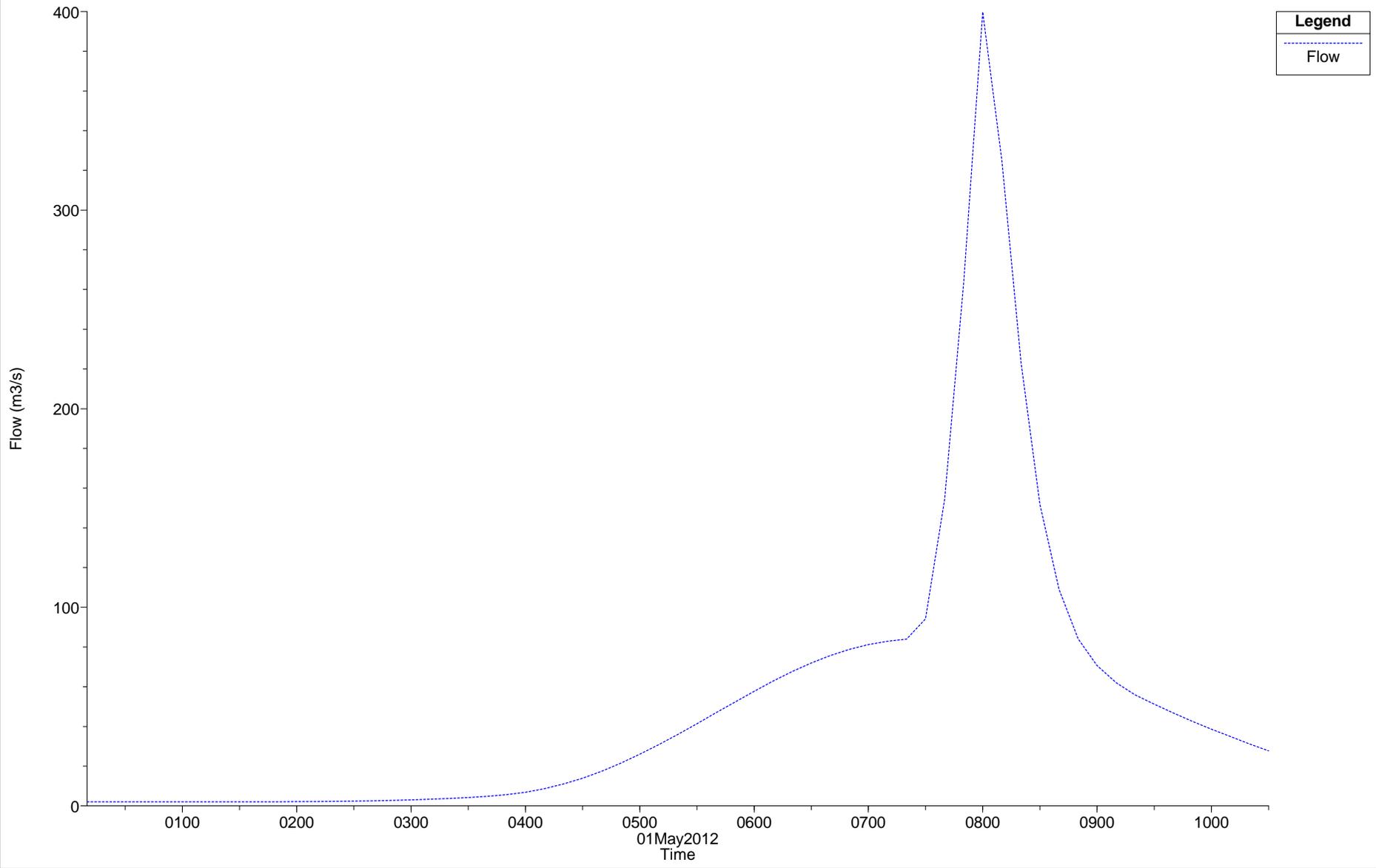
Legend	
WS	Max WS
■	Ground



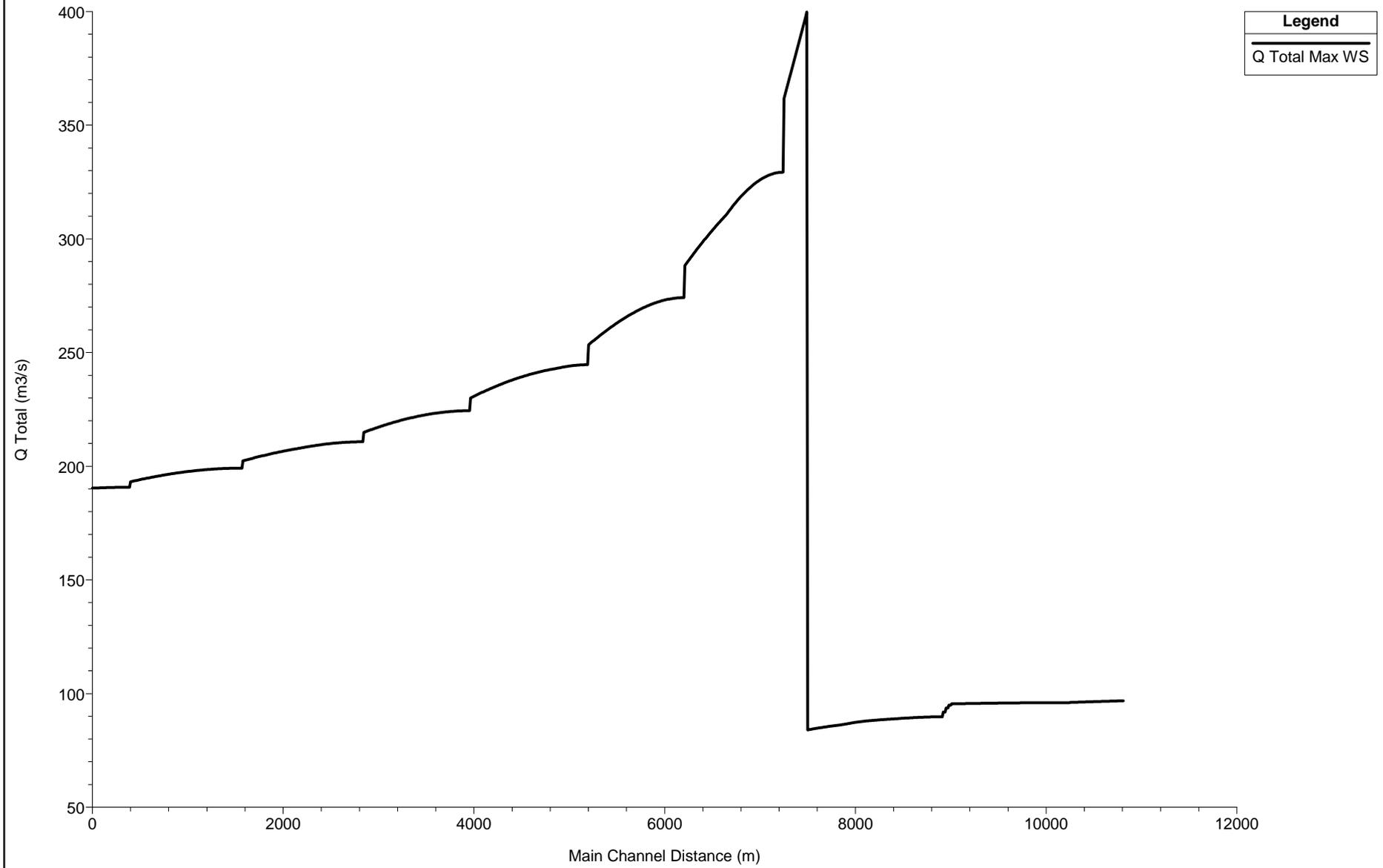
Arroyo Espinillo - Brecha completamente formada

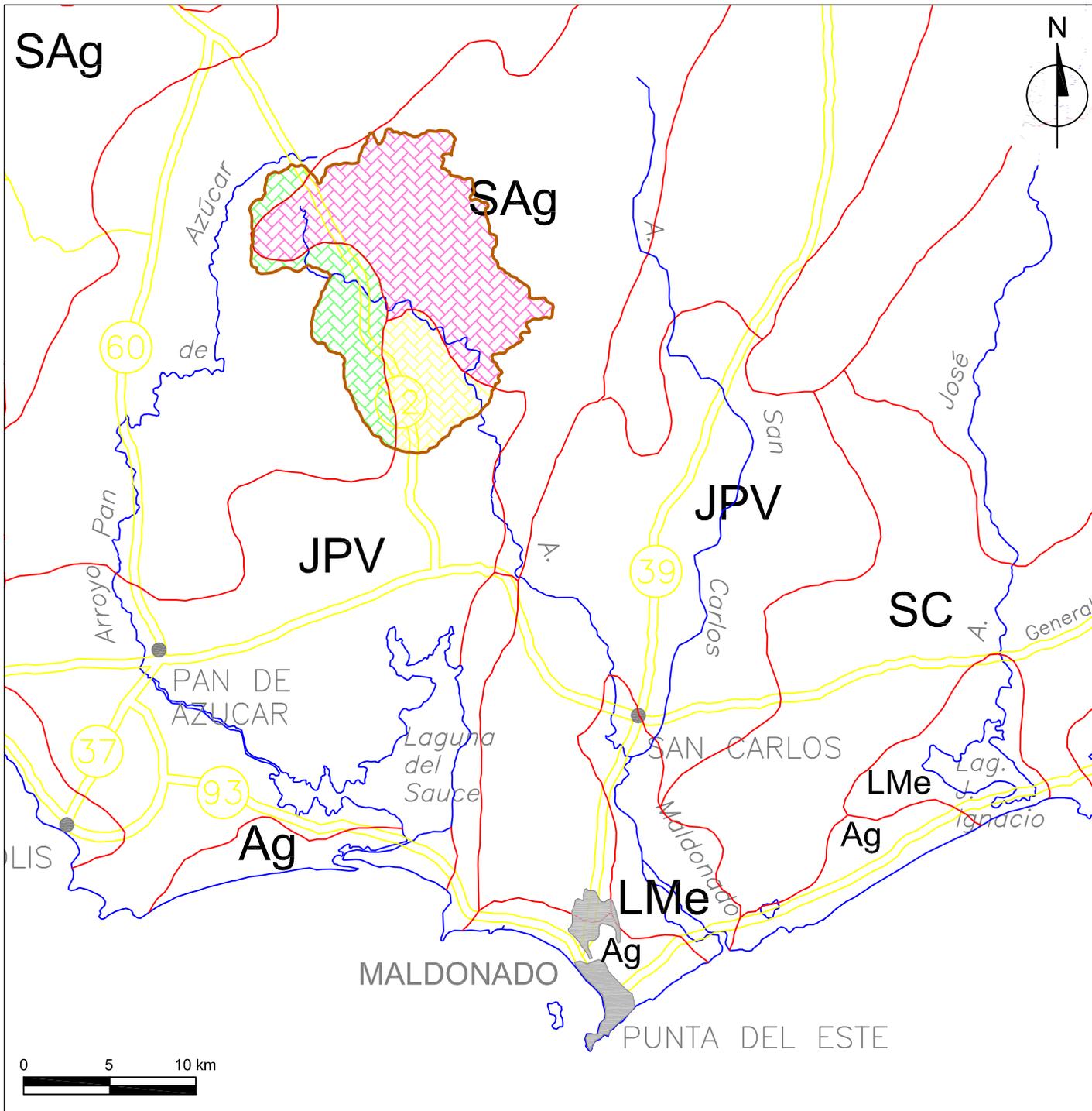


Plan: Plan 15 River: Espinillo Reach: Media Lucha RS: 7495

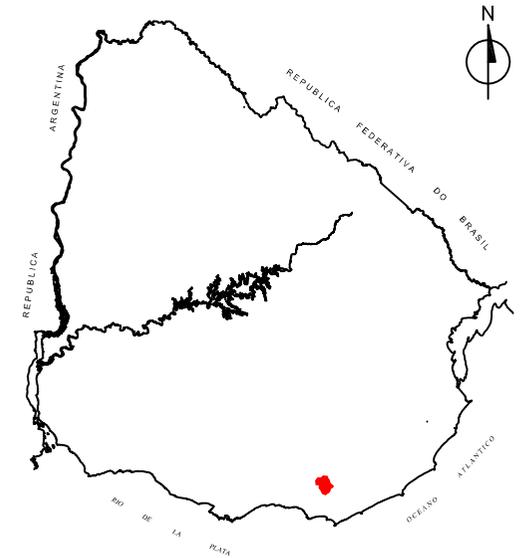


Arroyo Espinillo - Caudal Máximo





Arroyo MALDONADO

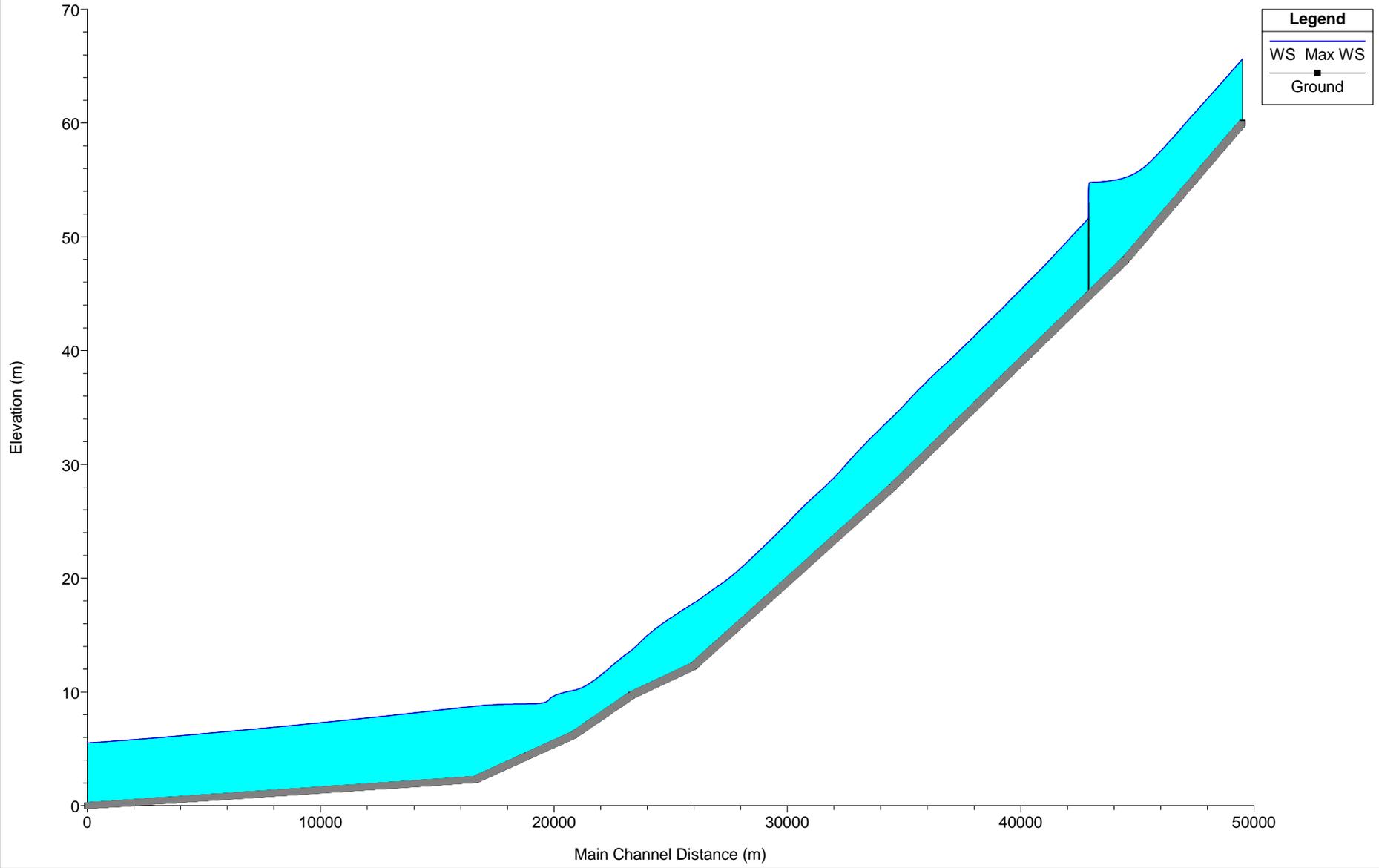


REFERENCIAS	
	CHUY Localidades
	Red vial
	Red hidrográfica
	Unidades de suelo

UNIDADES DE SUELO	ÁREA (km ²)
 Sierra de Aiguá (SAg)	111,6
 Santa Clara (SC)	40,8
 José Pedro Varela (JPV)	32,0
	184,4

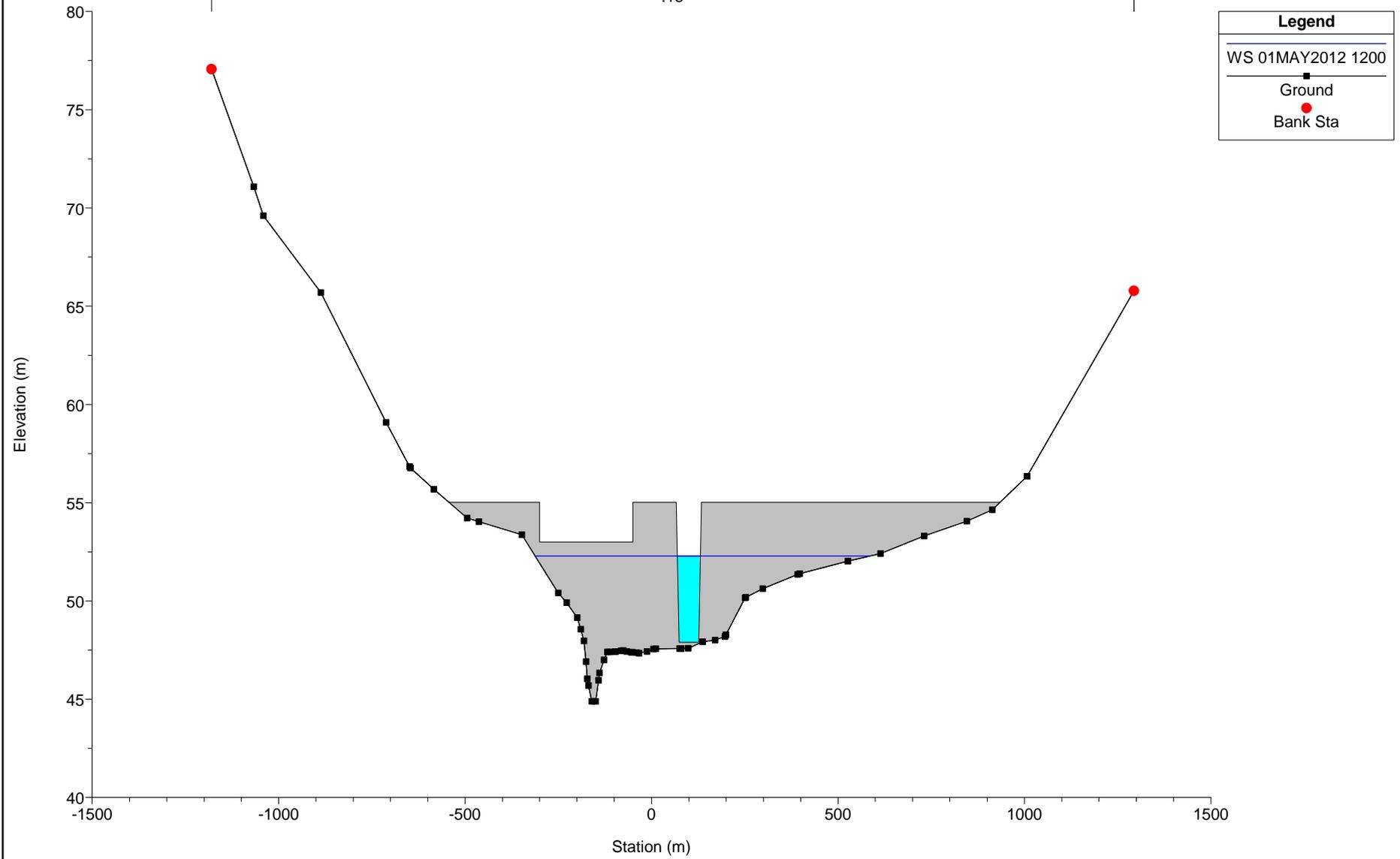
Longitud del cauce (km)	27,9
Pendiente del cauce (%)	1,194
Tiempo concentración (hs)	4,85
Precipitación _{3,10} (mm)	76
Número de curva	72,4
Q máx (m³/s); Tr 100 años	744
Q máx (m³/s); Tr 700 años	1051

Arroyo Maldonado - Max Waterstream Level

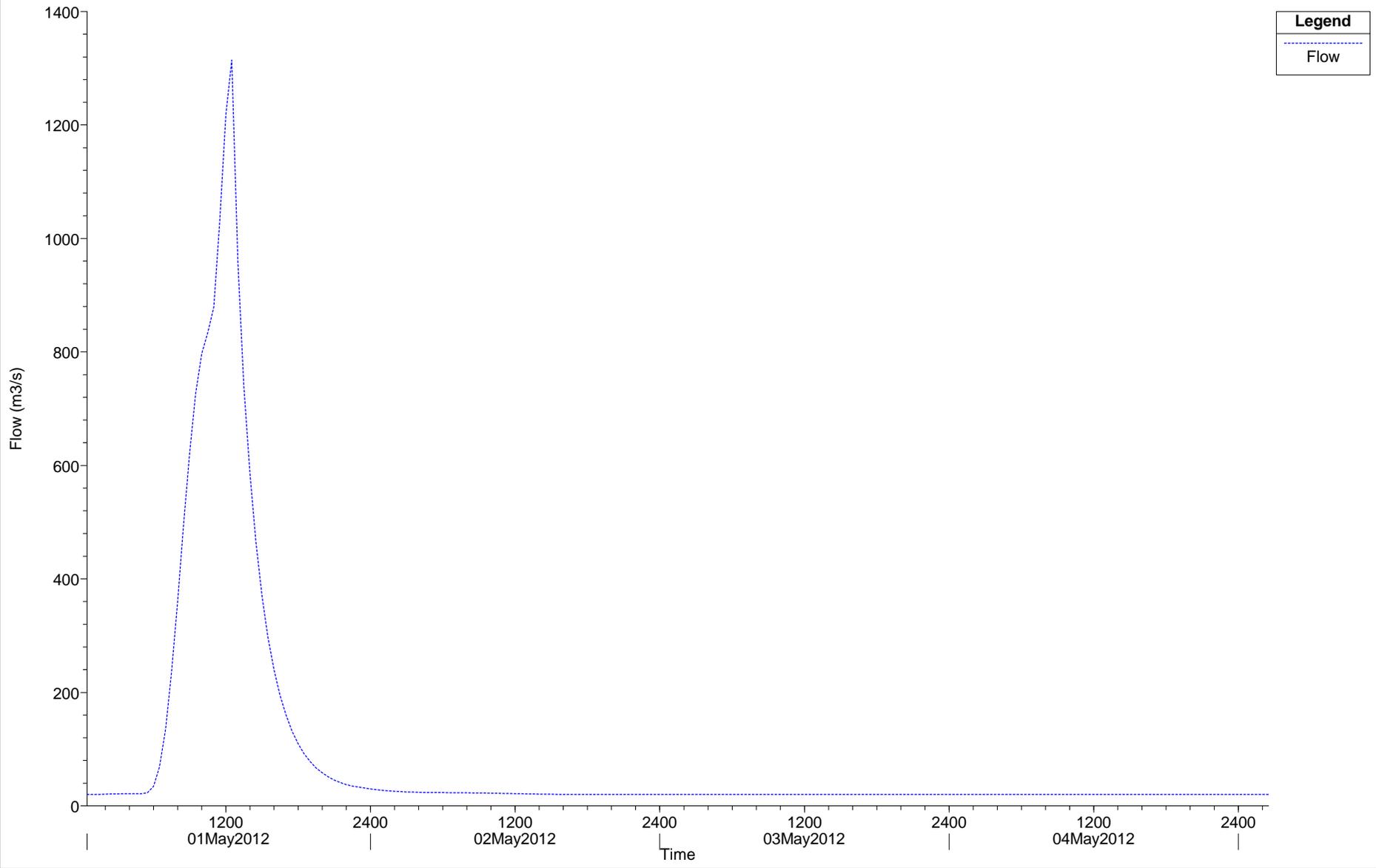


Arroyo Maldonado - Brecha completamente formada

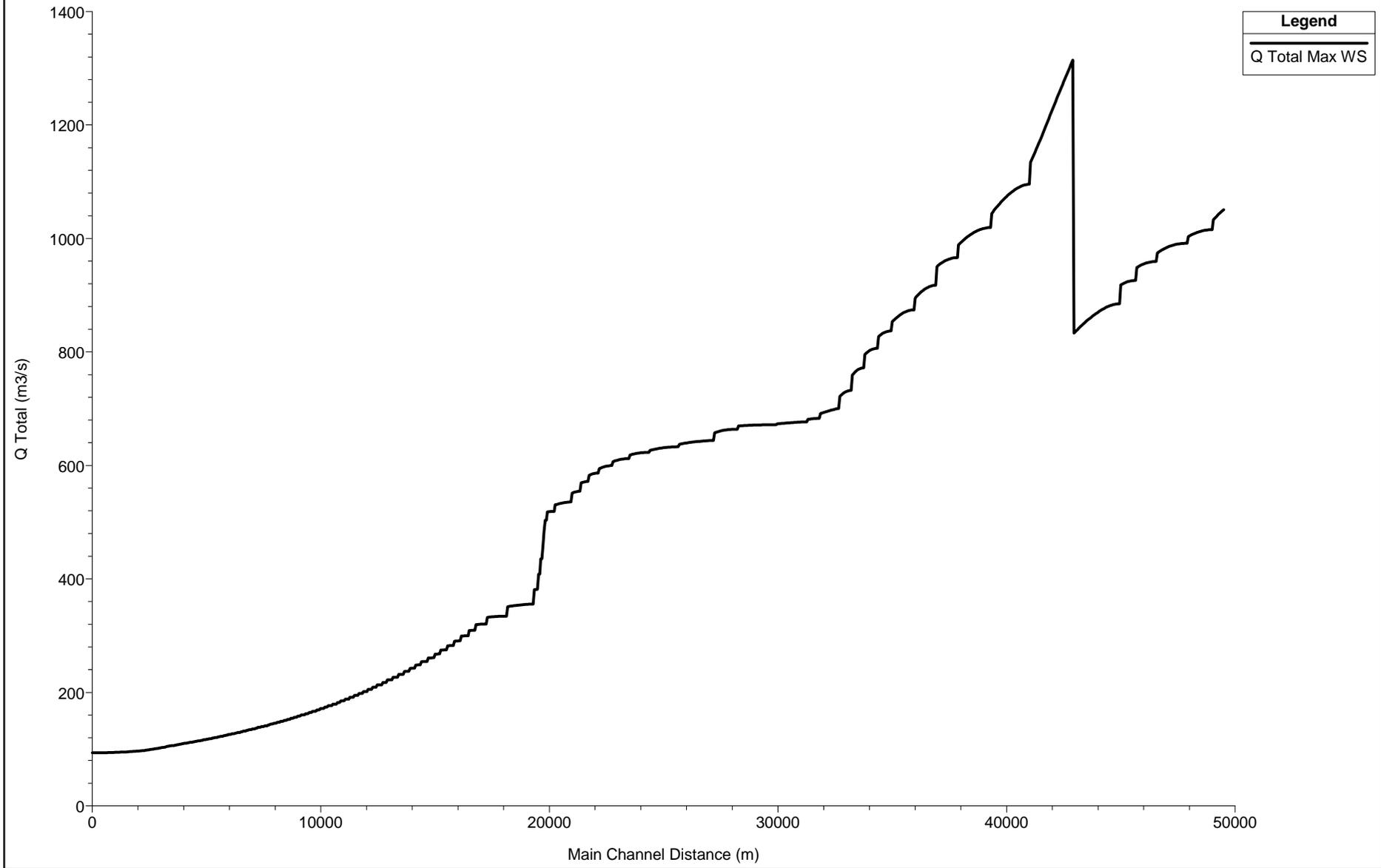
.15

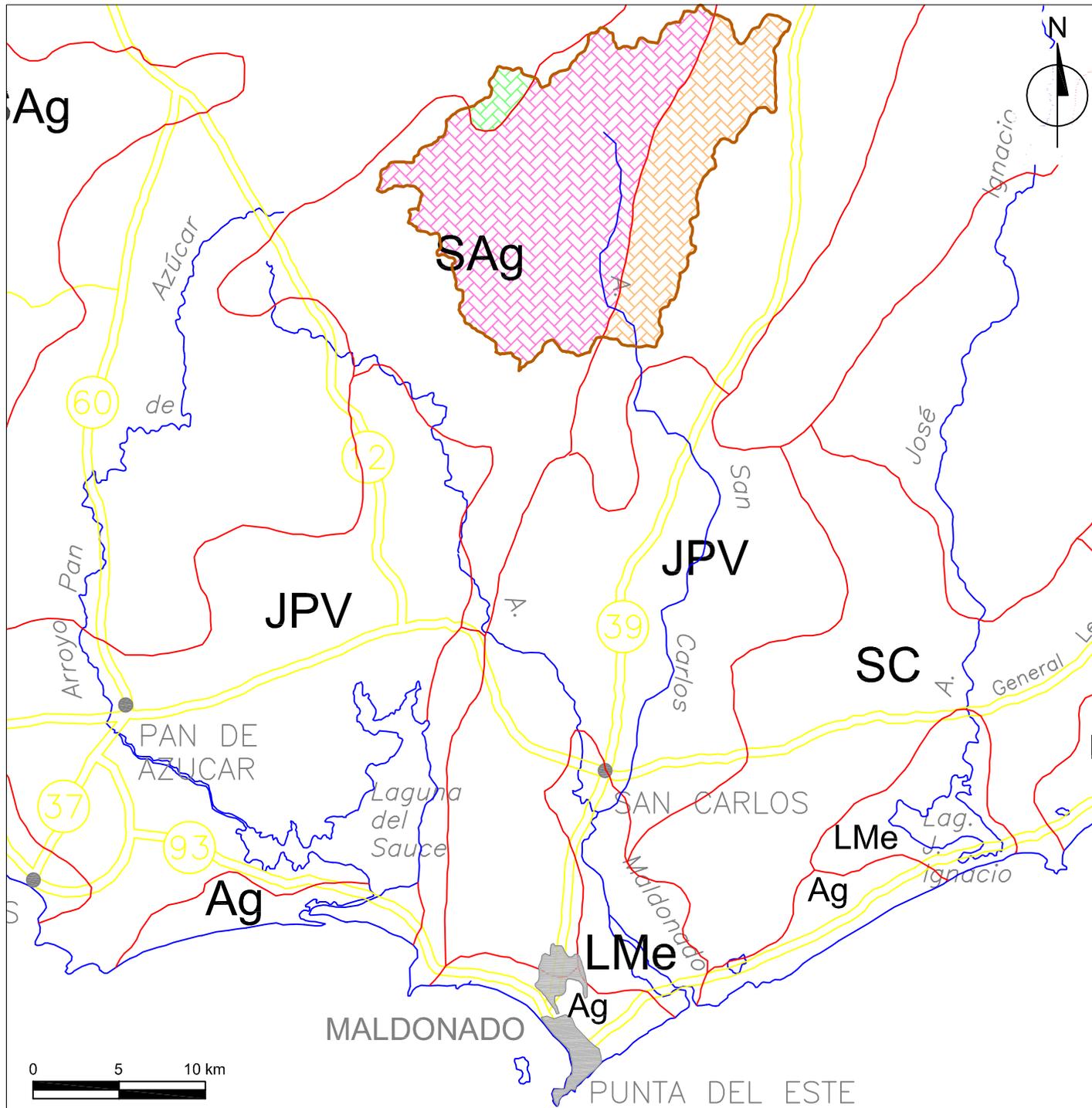


Plan: Plan 15 River: Maldonado Reach: Maldonado RS: 42925

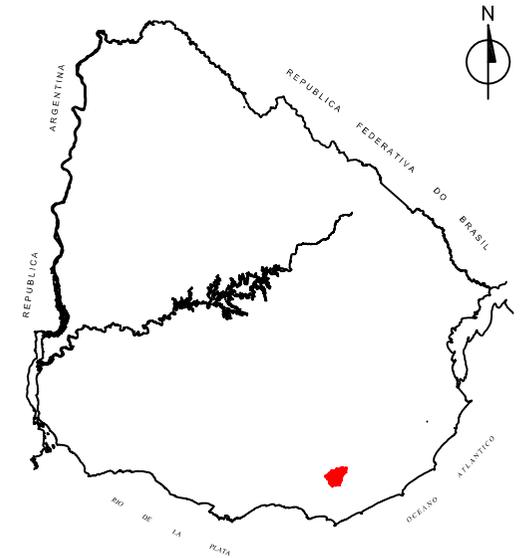


Arroyo Maldonado - Caudal Máximo





Arroyo SAN CARLOS

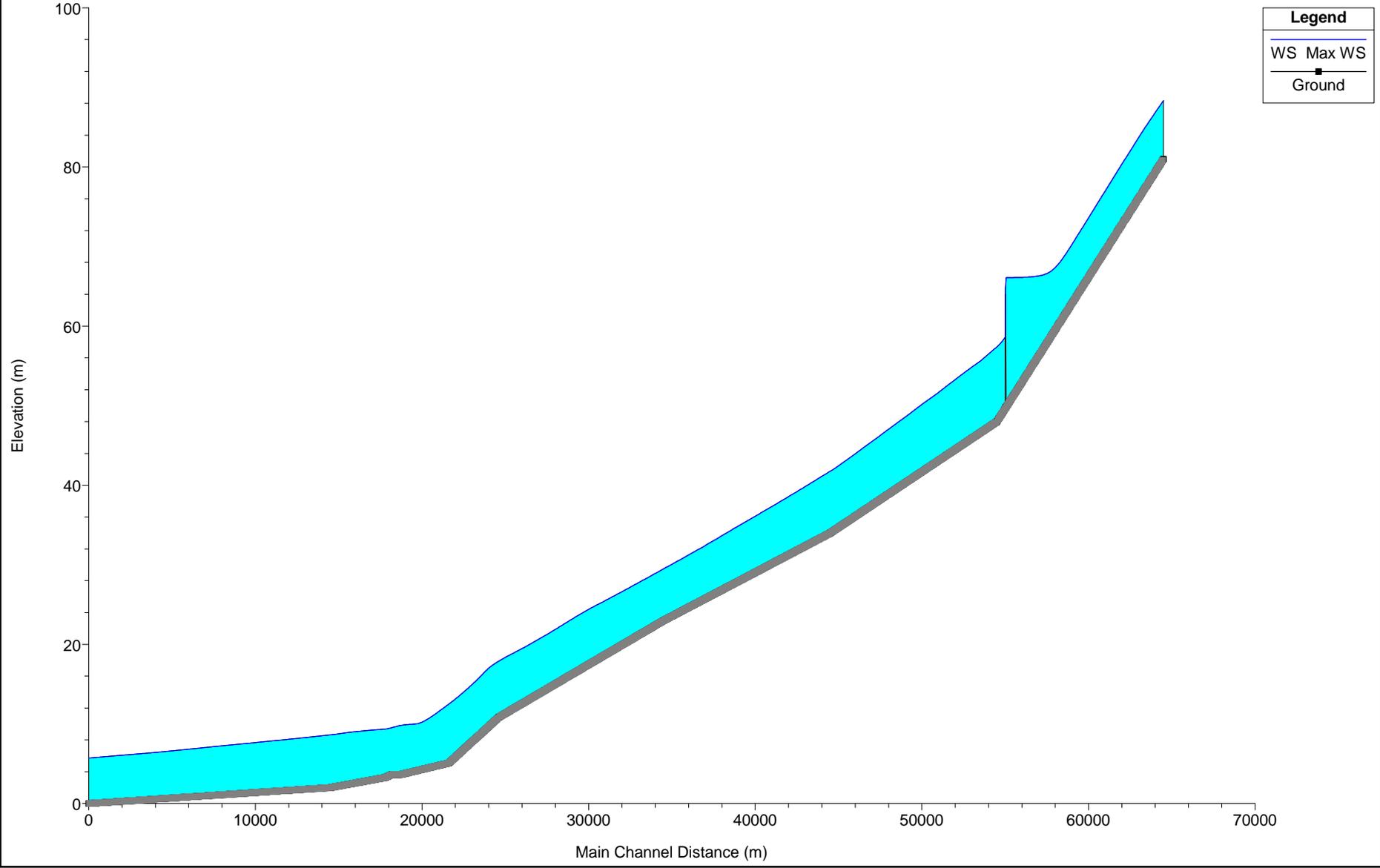


REFERENCIAS	
	CHUY Localidades
	Red vial
	Red hidrográfica
	Unidades de suelo

UNIDADES DE SUELO	ÁREA (km ²)
Sierra de Aiguá (SAg)	188,7
Santa Clara (SC)	7,5
Cerro Chato (CCh)	74,6
	270,7

Longitud del cauce (km)	23,8
Pendiente del cauce (%)	0,681
Tiempo concentración (hs)	5,33
Precipitación _{3,10} (mm)	76
Número de curva	71,9
Q máx (m³/s); Tr 100 años	1037
Q máx (m³/s); Tr 700 años	1465

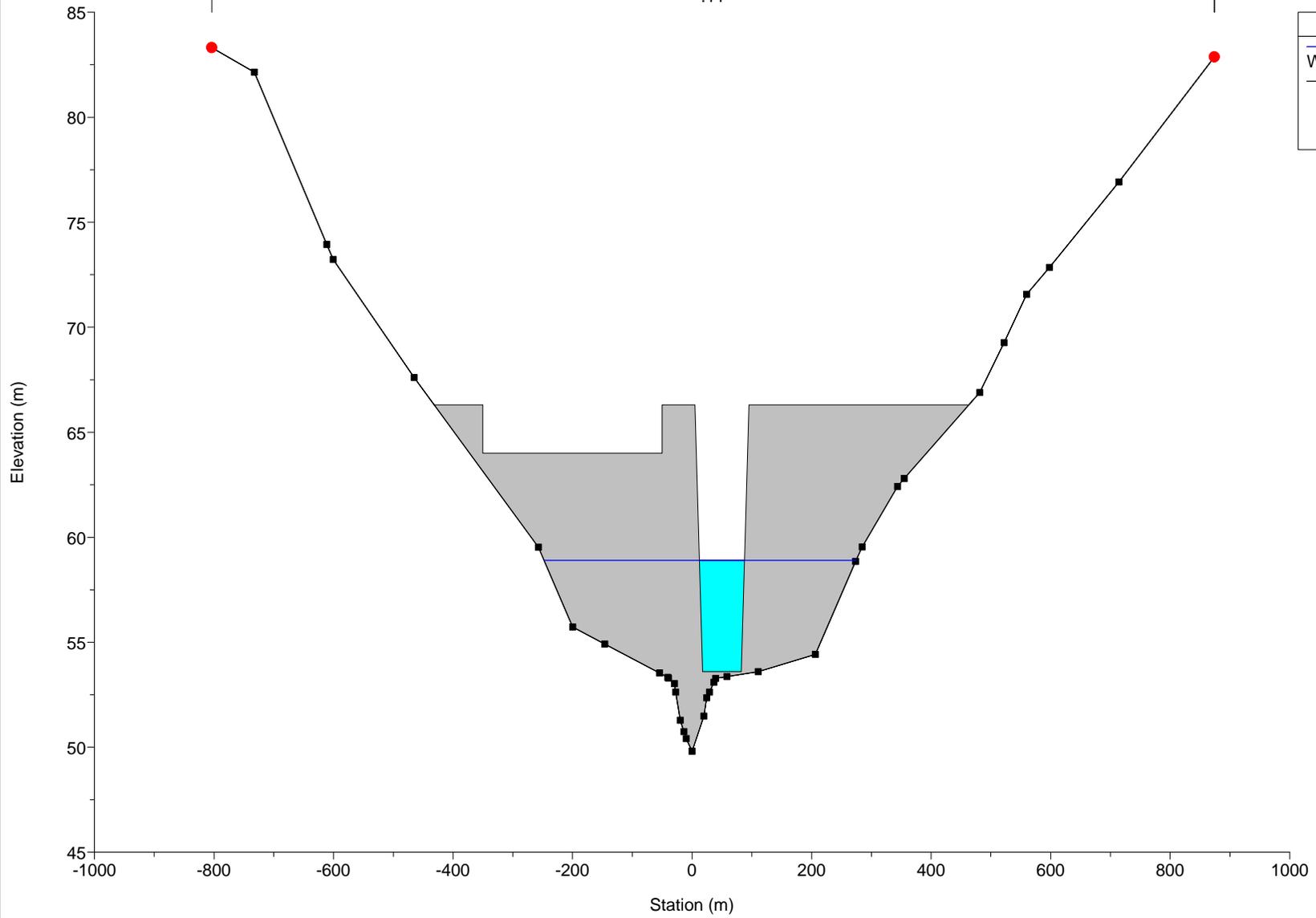
Arroyo San Carlos - Max Waterstream Level



Arroyo San Carlos - Brecha completamente formada

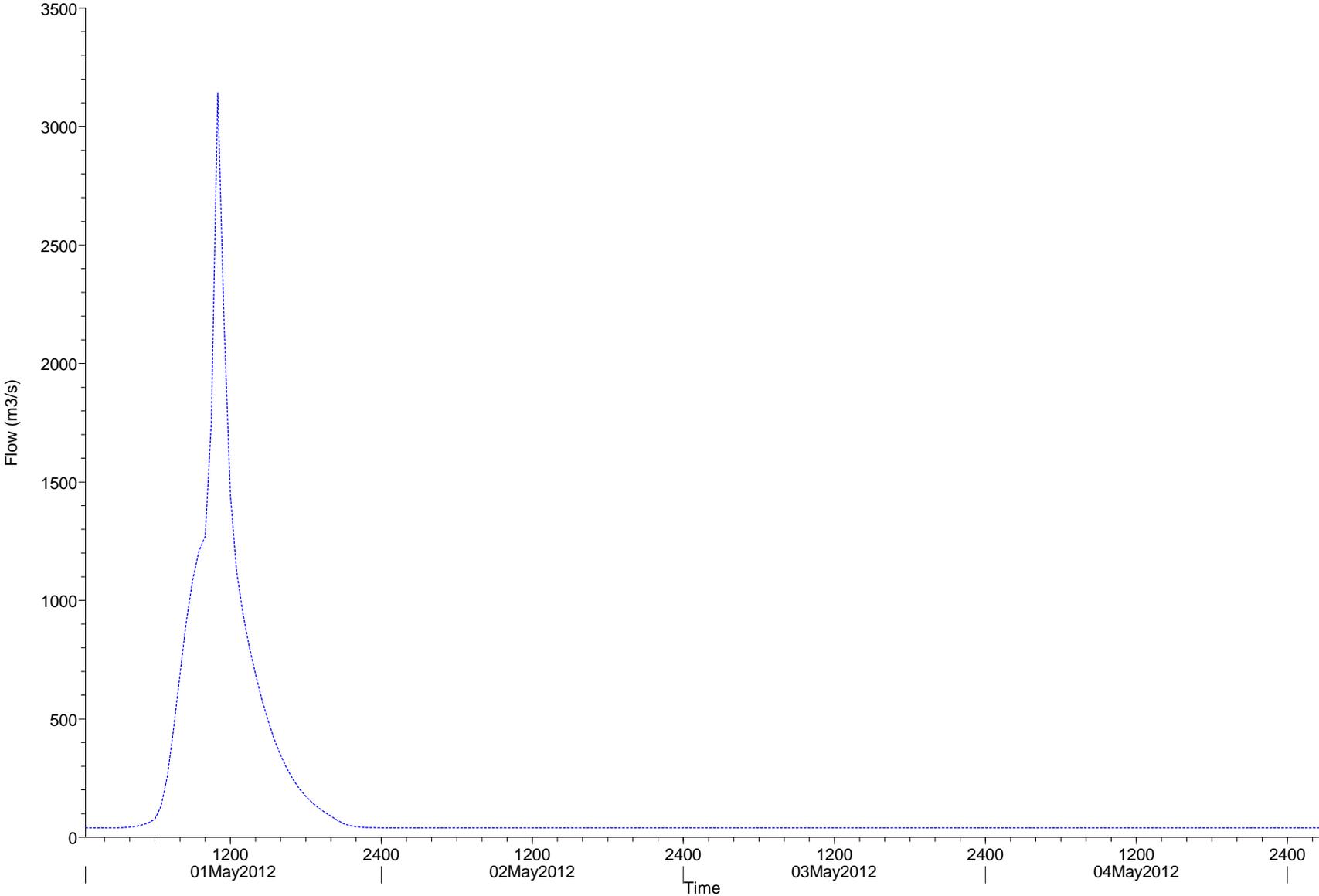
.11

Legend	
WS 01MAY2012 1100	
■	Ground
●	Bank Sta

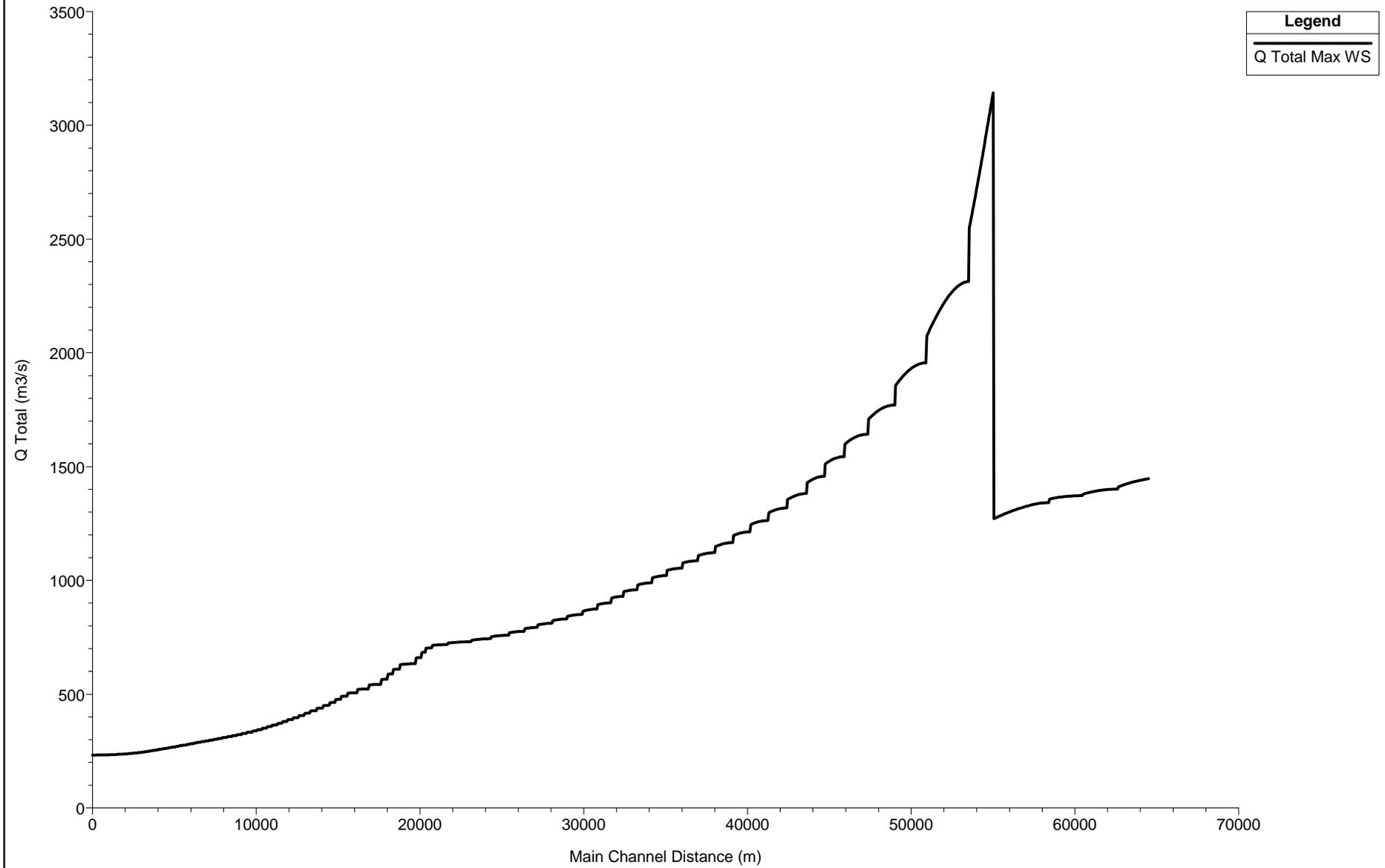


Plan: Plan 11 River: San_Carlos Reach: San_Carlos RS: 55025

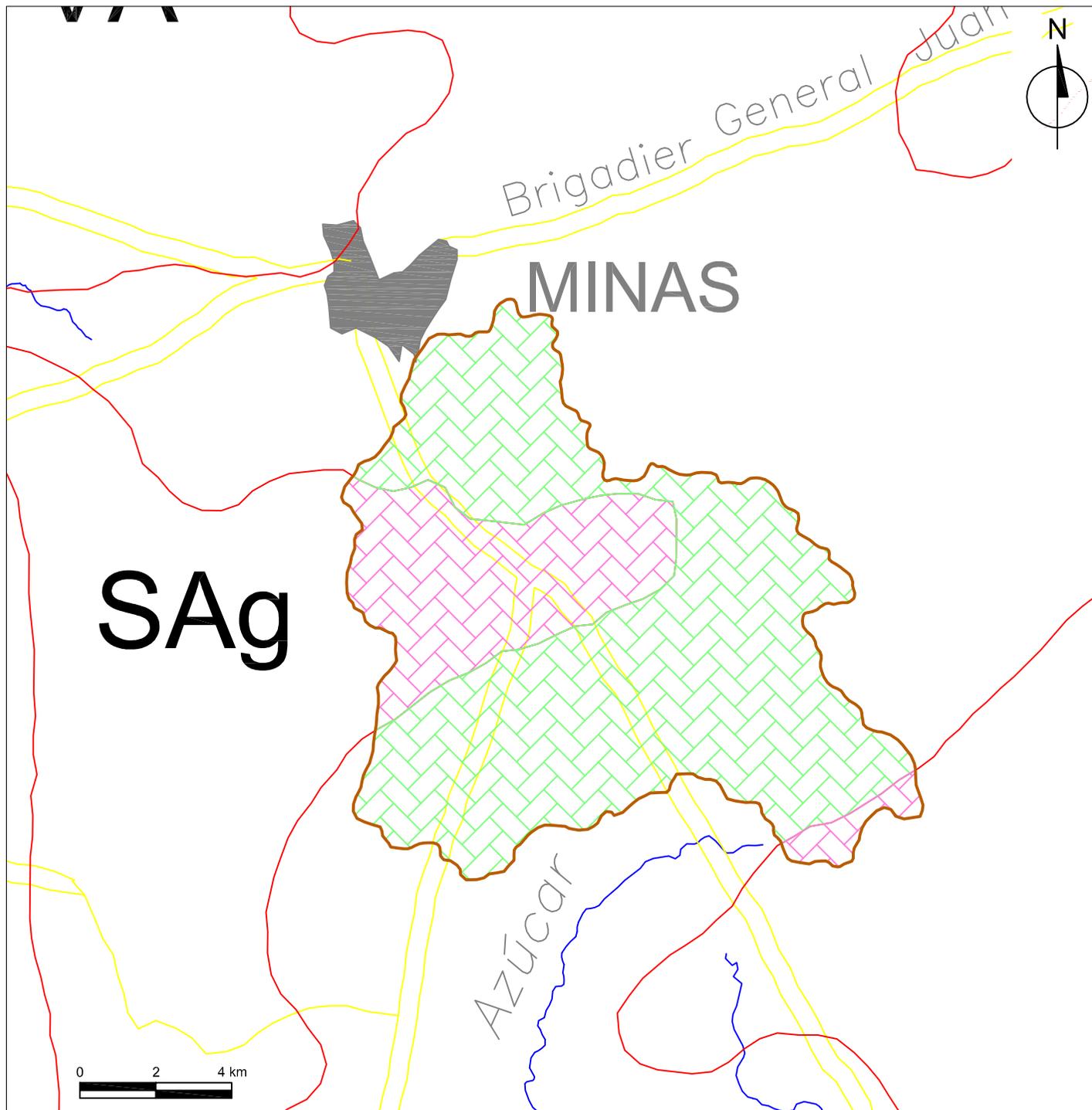
Legend
Flow



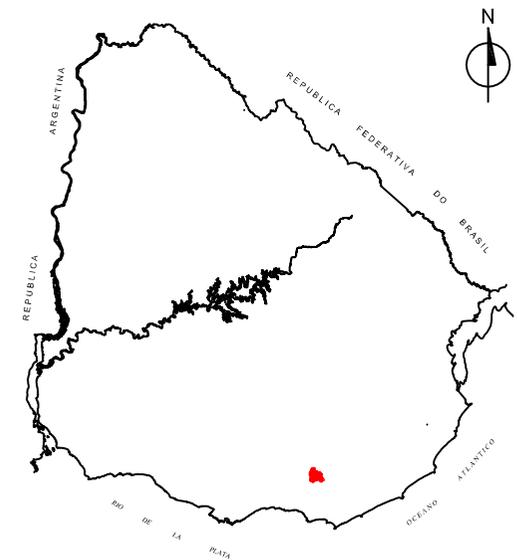
Arroyo San Carlos - Caudal Máximo



Legend
Q Total Max WS



Arroyo SAN FRANCISCO

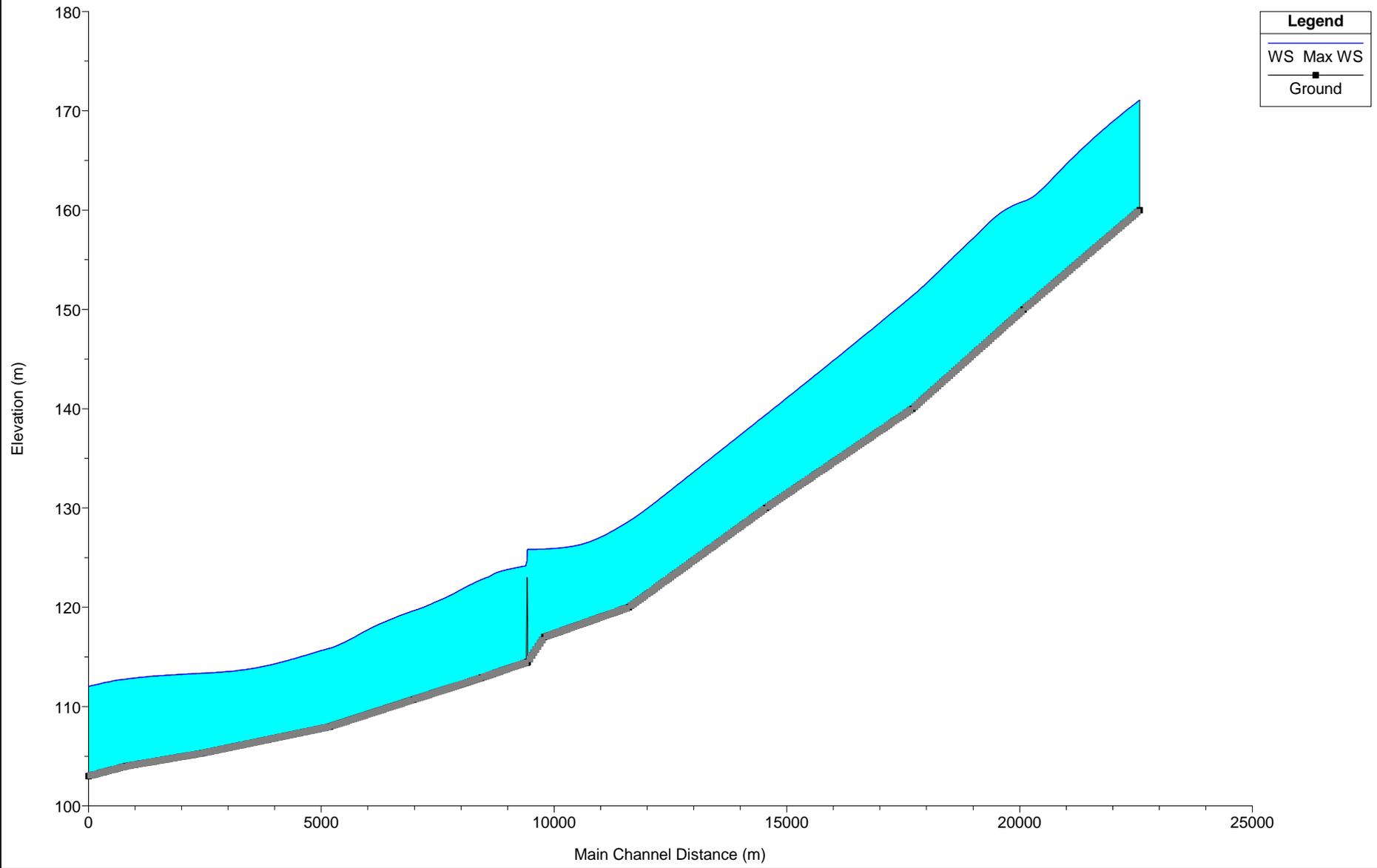


REFERENCIAS	
CHUY	Localidades
	Red vial
Bequei6	Red hidrográfica
JPv	Unidades de suelo

UNIDADES DE SUELO	ÁREA (km ²)
Santa Clara (SC)	100
Sierra de Aiguá (SAg)	3,1
	103,1

Longitud del cauce (km)	27,6
Pendiente del cauce (%)	0,908
Tiempo concentraci6n (hs)	5,35
Precipitaci6n _{3,10} (mm)	78
Número de curva	84
Q máx (m³/s); Tr 100 años	664
Q máx (m³/s); Tr 1000 años	1147

San Francisco - Max Waterstream Level



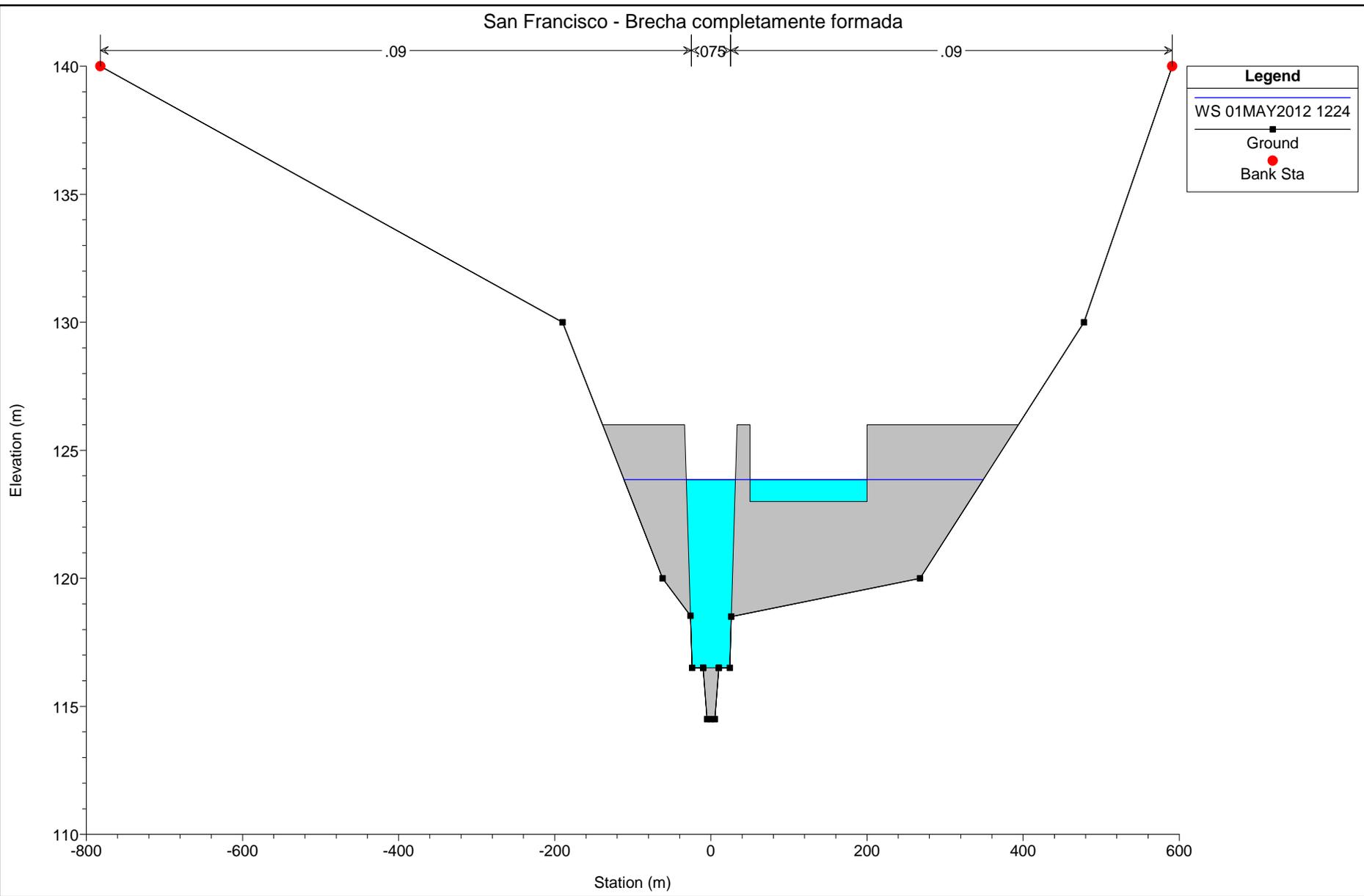
San Francisco - Brecha completamente formada

Legend

WS 01MAY2012 1224

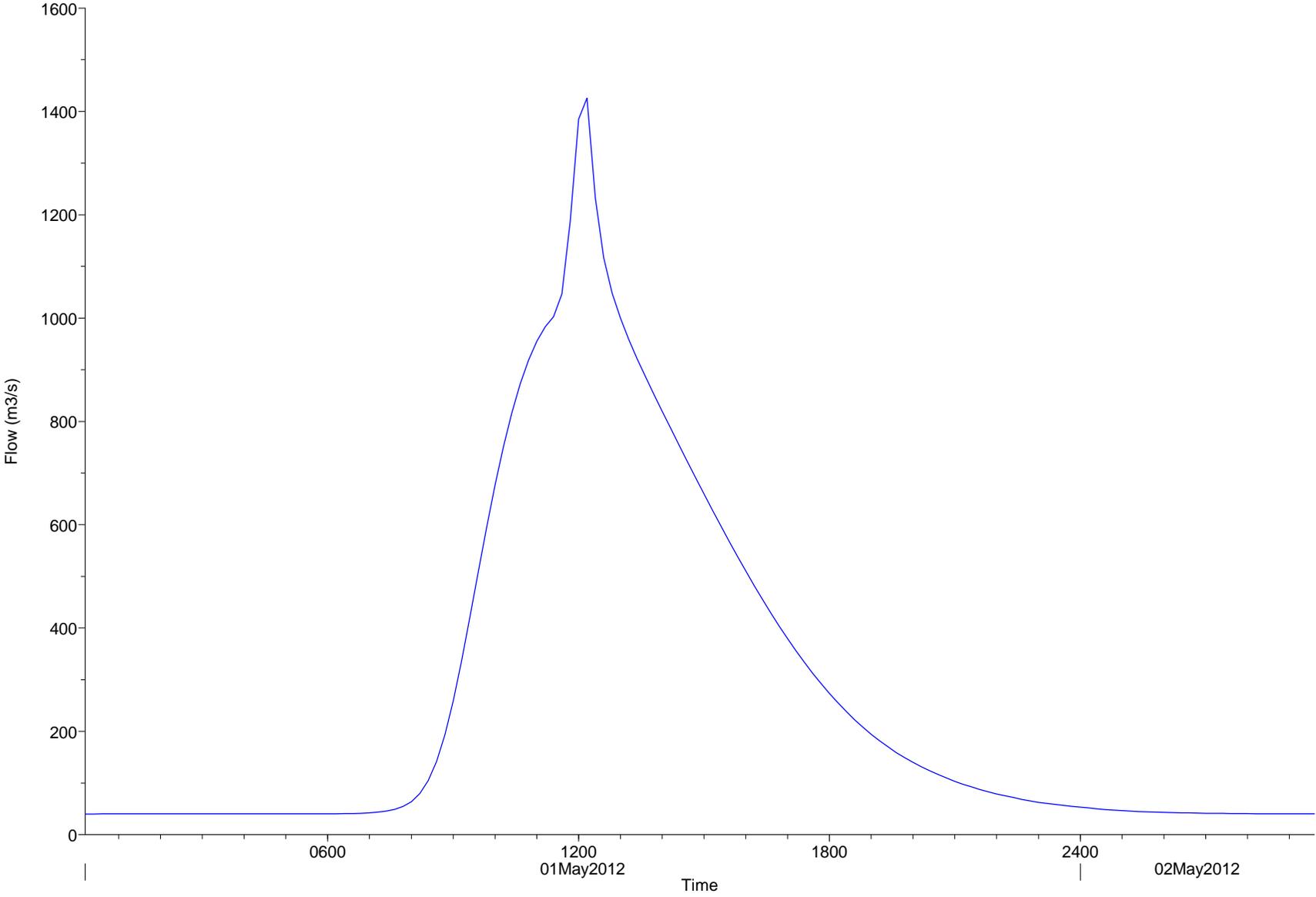
■ Ground

● Bank Sta

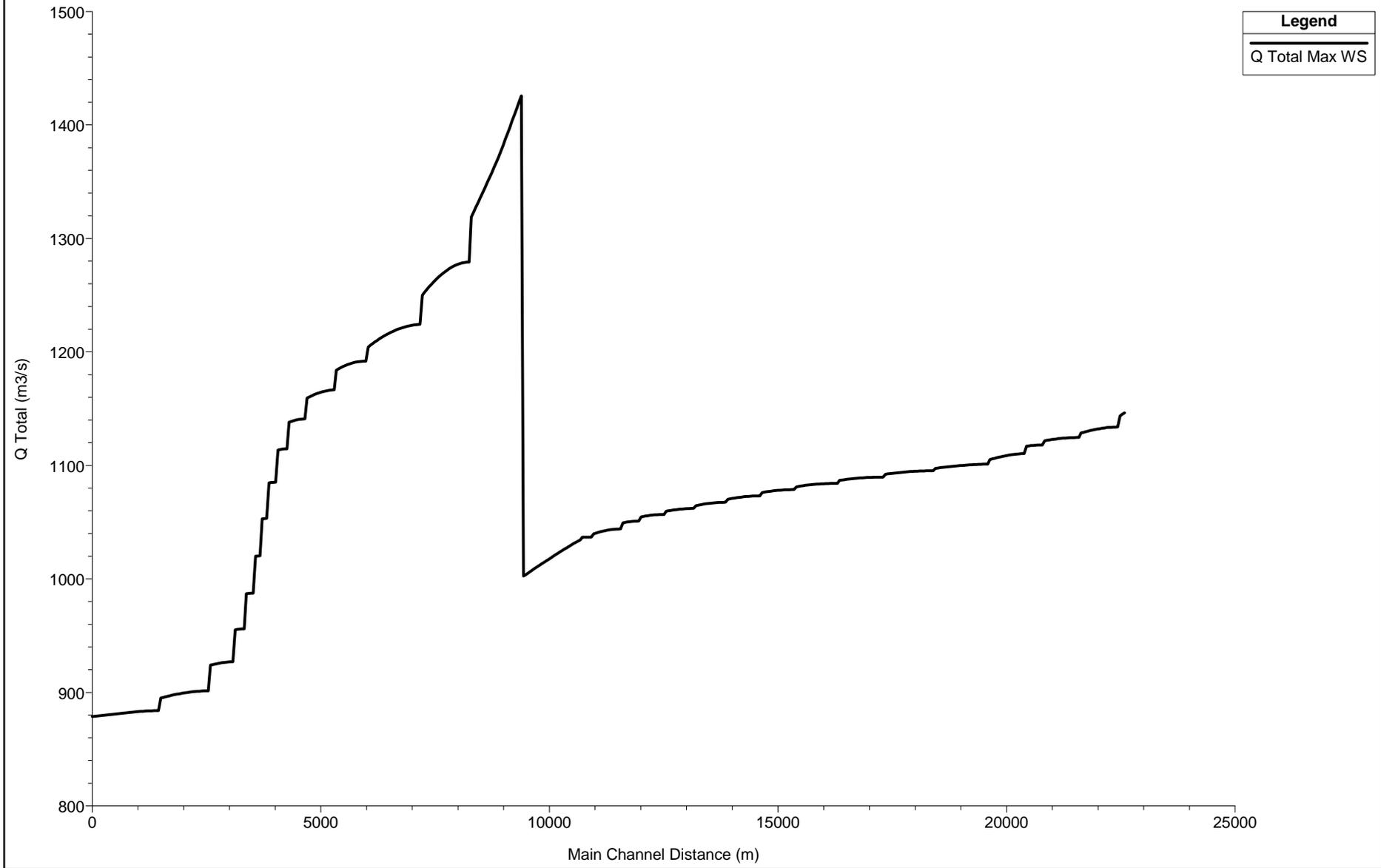


Plan: Plan 04 River: San Francisco Reach: Minas RS: 9425

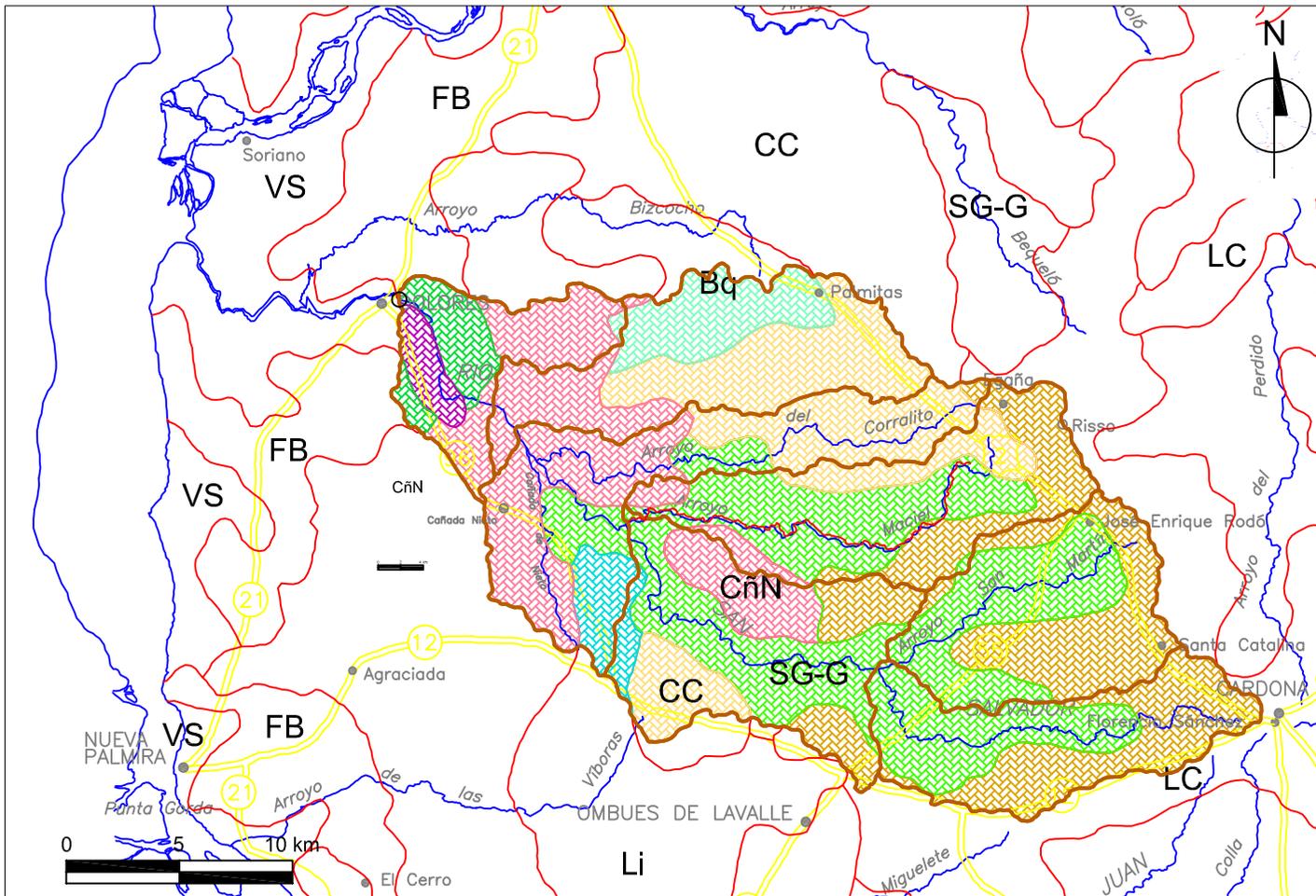
Legend
Flow



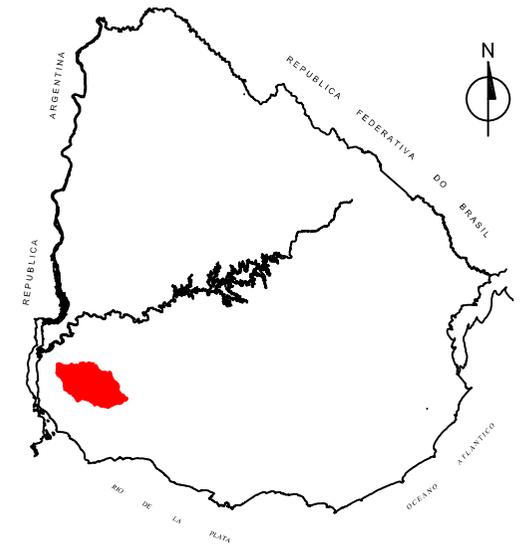
San Francisco - Caudal Máximo



Legend
Q Total Max WS



Río SAN SALVADOR

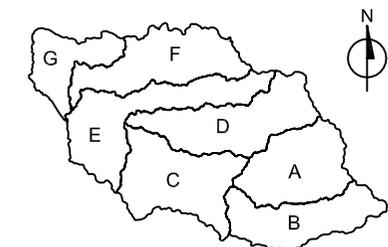


REFERENCIAS	
	Localidades
	Red vial
	Red hidrográfica
	Unidades de suelo

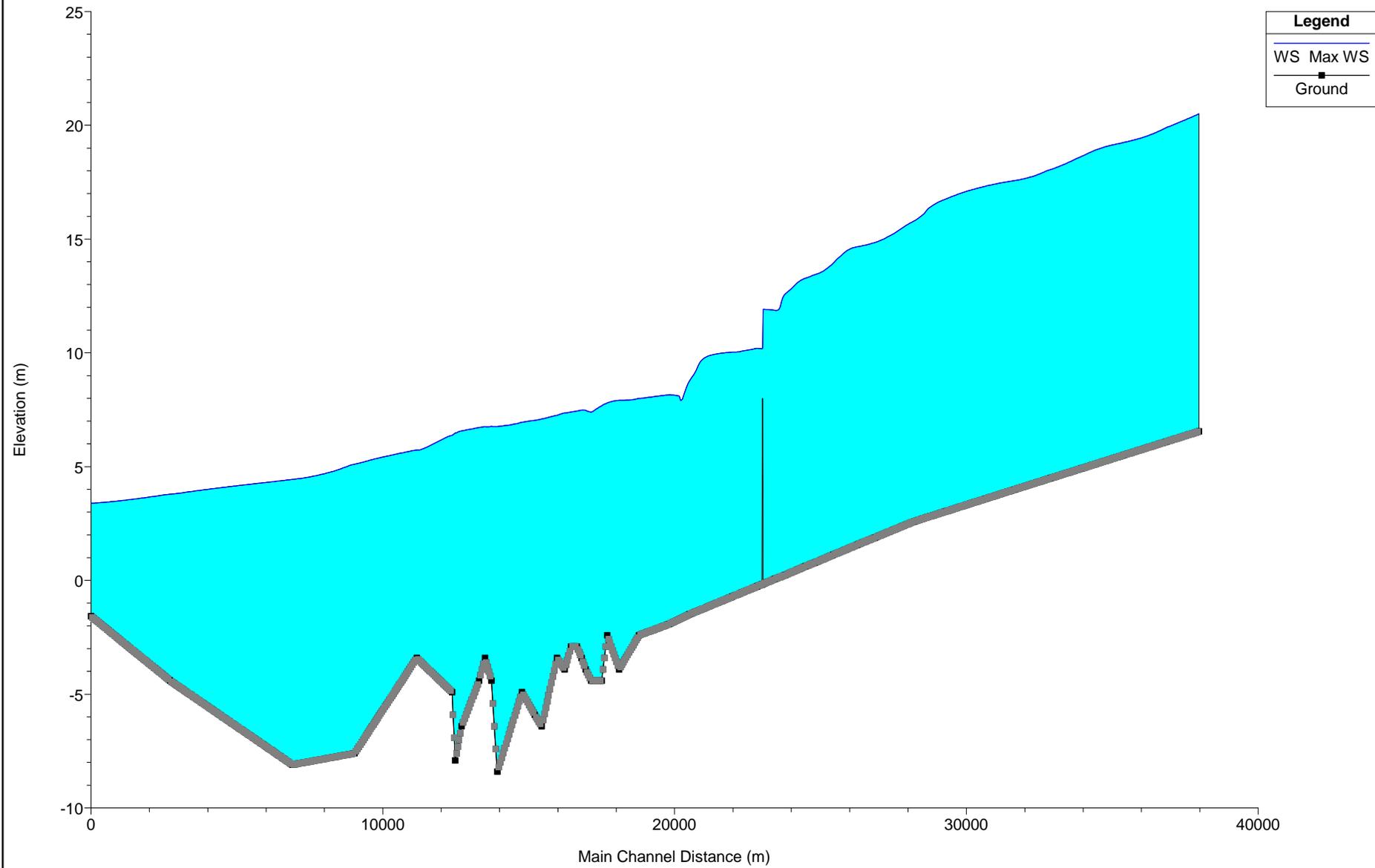
Longitud del cauce (km)	101,5
Pendiente del cauce (%)	0,097
Tiempo concentración (hs)	34,5
Precipitación _{3,10} (mm)	87
Número de curva	83,7
Q máx (m³/s); Tr 100 años	4936
Q máx (m³/s); Tr 700 años	6471

Los caudales presentados en la tabla corresponden a los calculados dividiendo la cuenca en la 7 subcuencas que se muestran abajo, mientras que los demás datos presentados corresponden, a modo de referencia, a las características de la totalidad de la cuenca.

UNIDADES DE SUELO	SUBCUENCAS - ÁREA OCUPADA (km ²)							
	A	B	C	D	E	F	G	
Bequeló (Bq)	-	-	-	-	-	90.4	2.9	93.3
Cañada Nieto (CñN)	-	-	67.9	25.7	157.1	80.9	93.2	424.6
Cuchilla de Corralito (CC)	-	-	59.3	58.6	122.0	163.8	-	403.7
Fray Bentos (FB)	-	-	-	-	-	-	59.7	59.7
La Carolina (LC)	162.6	152.9	70.4	108.0	3.7	-	-	497.6
Libertad (Li)	-	-	17.2	-	47.9	-	-	65.1
San Gabriel-Guaycurú (SG-G)	159.1	132.2	157.0	187.0	61.5	-	-	696.8
Villa Soriano (VS)	-	-	-	-	-	-	32.0	32.0
	322.7	285.1	371.8	379.3	392.2	335.1	187.8	2273



Rio San Salvador - Max Waterstream



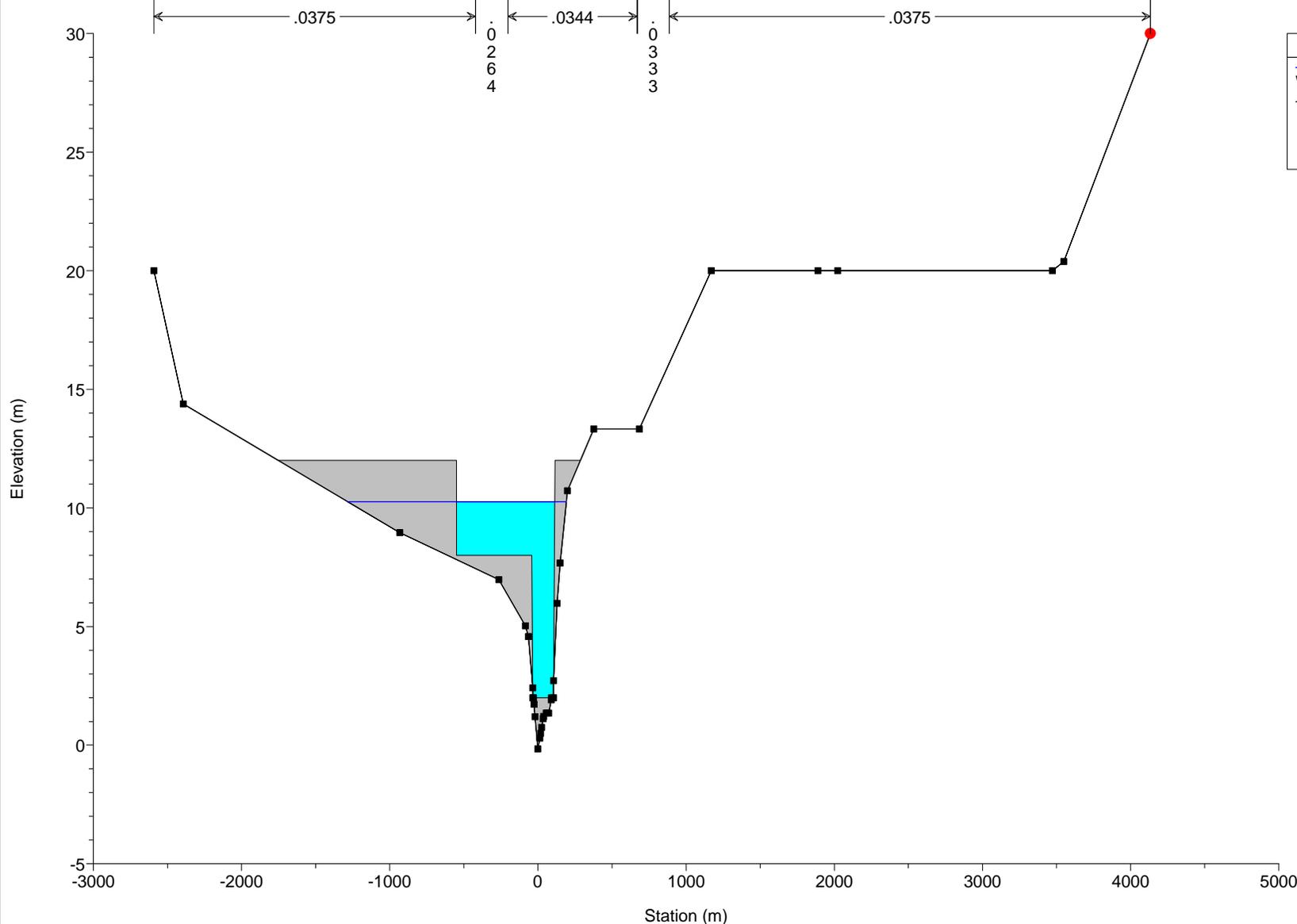
Rio San Salvador - Brecha completamente formada

Legend

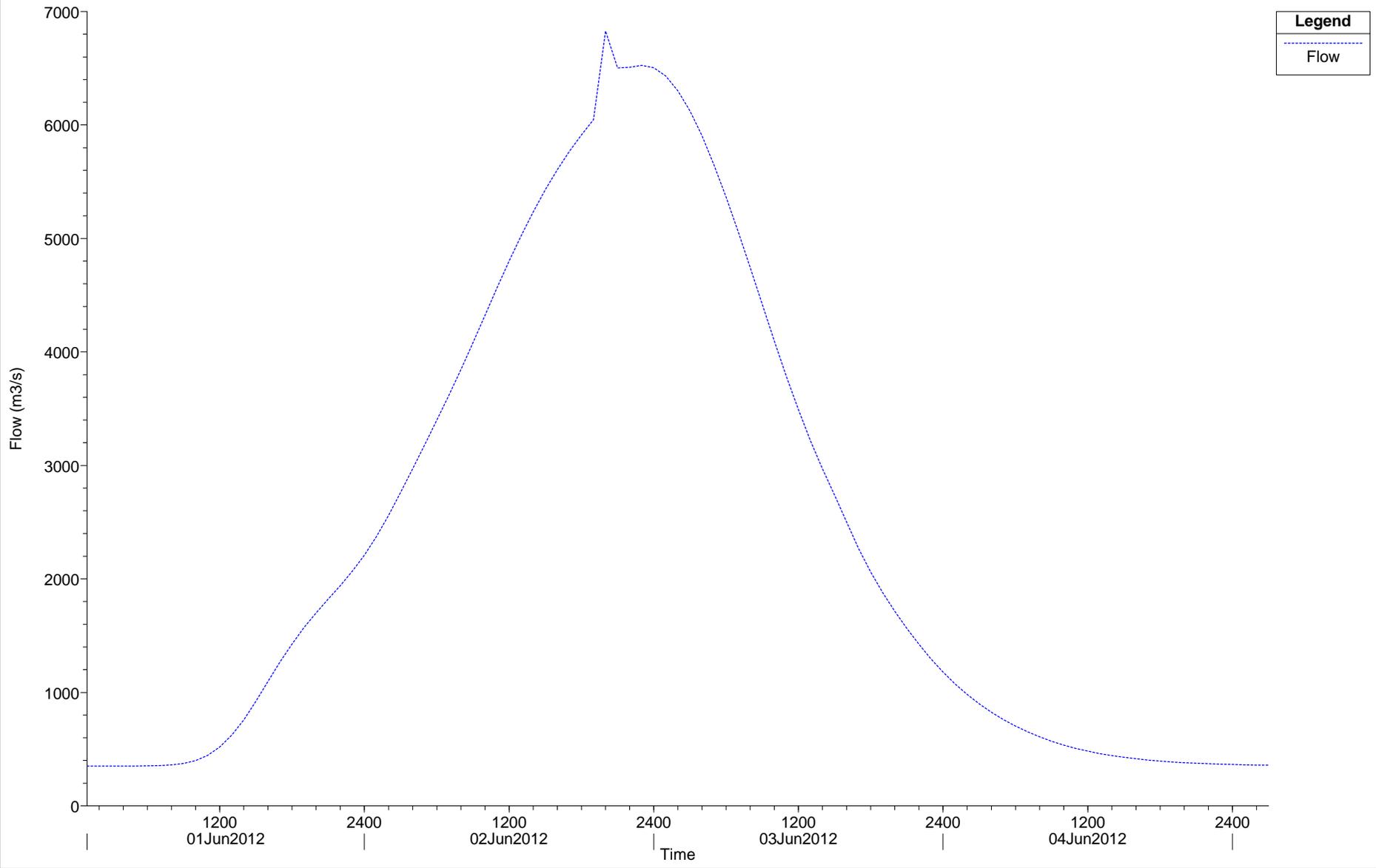
WS 02JUN2012 1900

Ground

Bank Sta

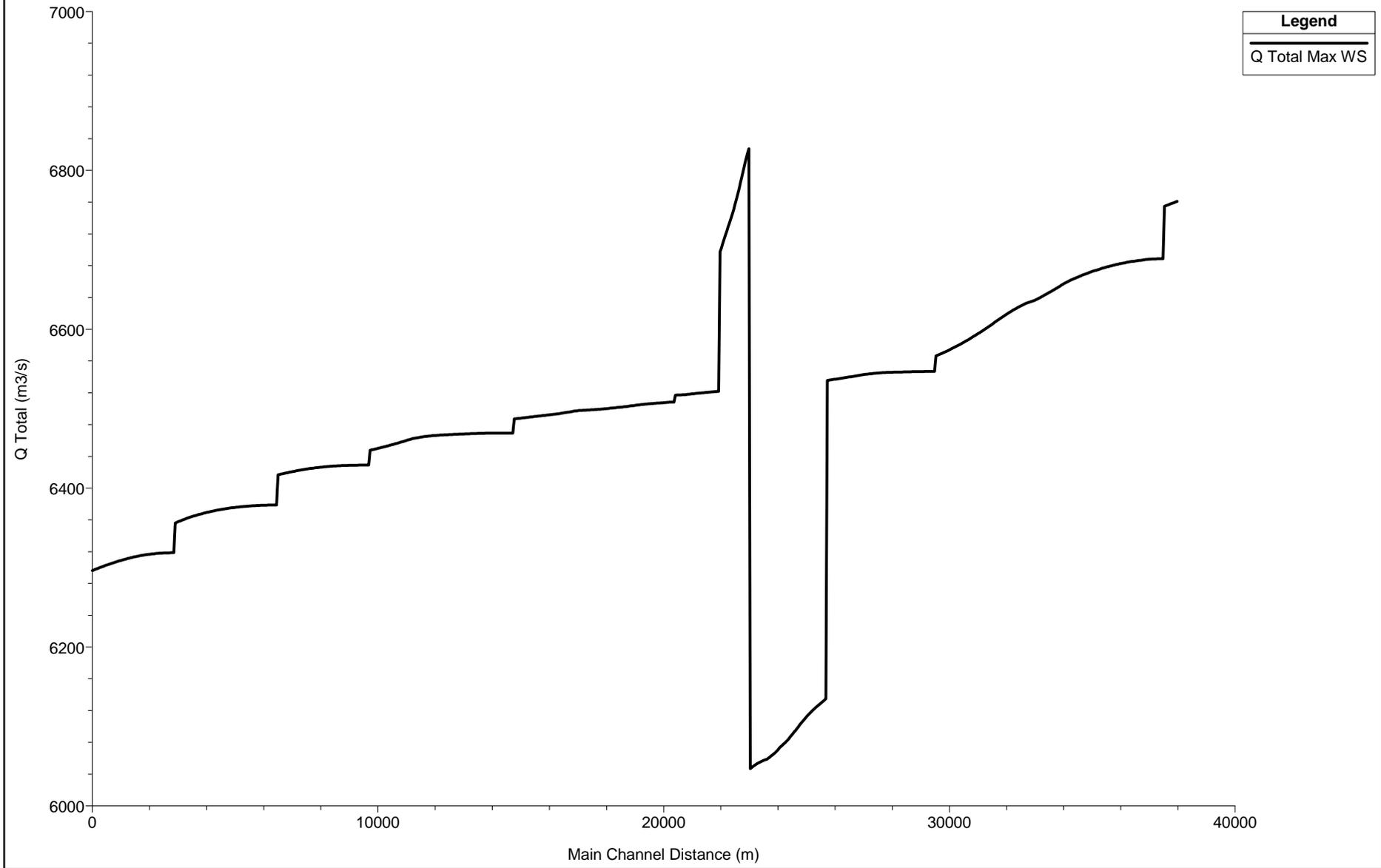


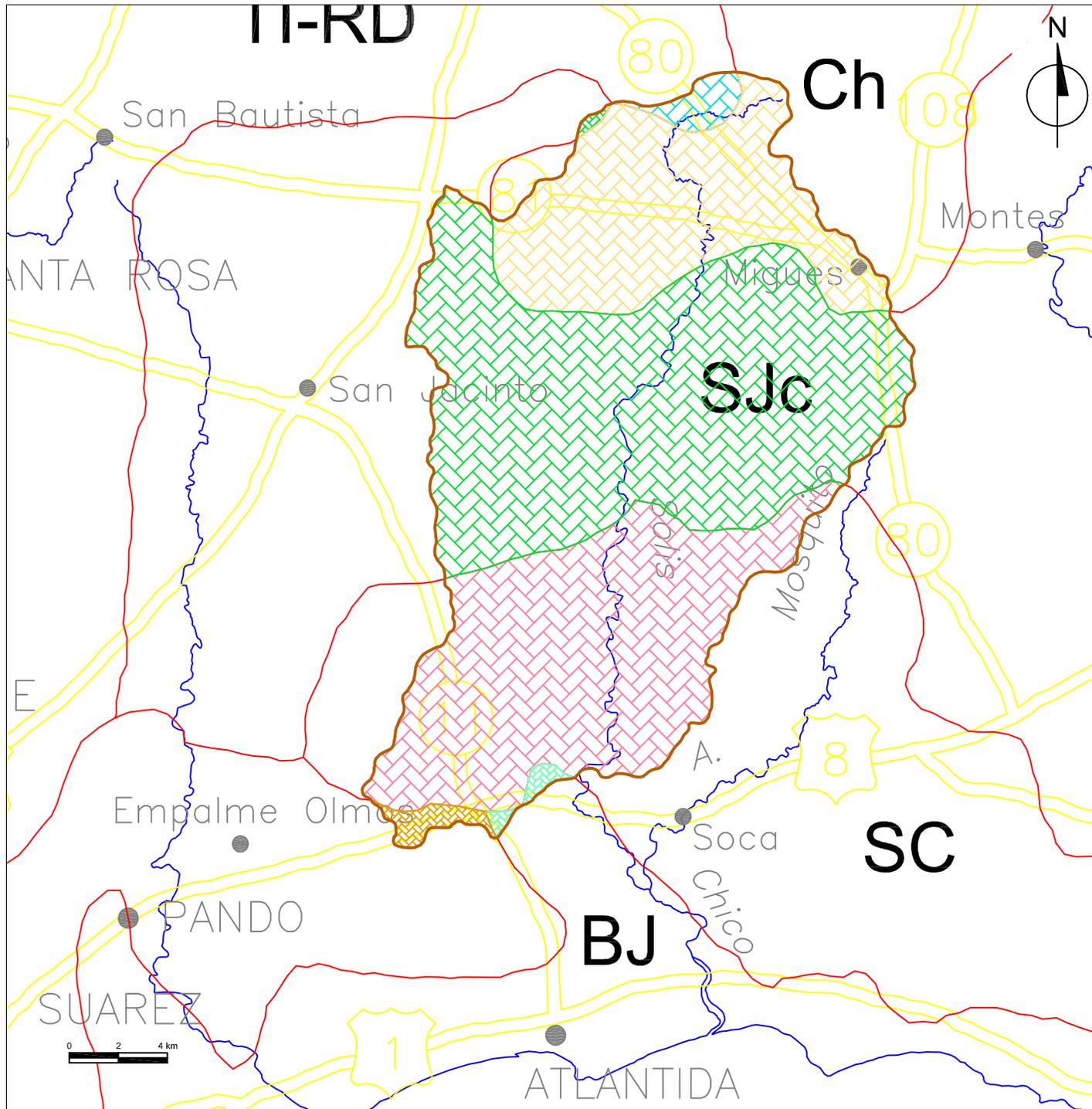
Plan: rot River: SAN SALVADOR Reach: San Salvador RS: 23000



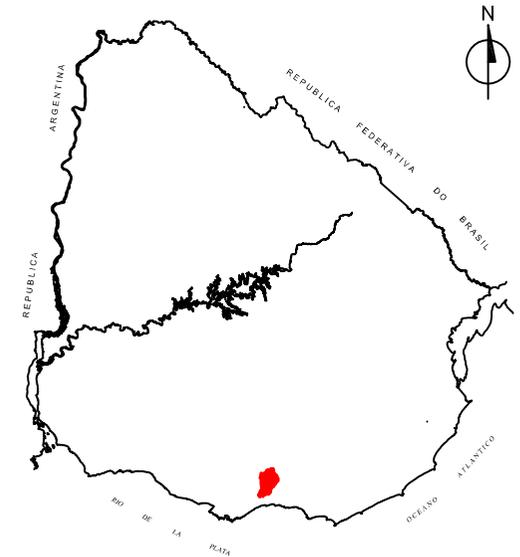
Legend
Flow

Rio San Salvador - Caudal Máximo





Arroyo SOLIS CHICO



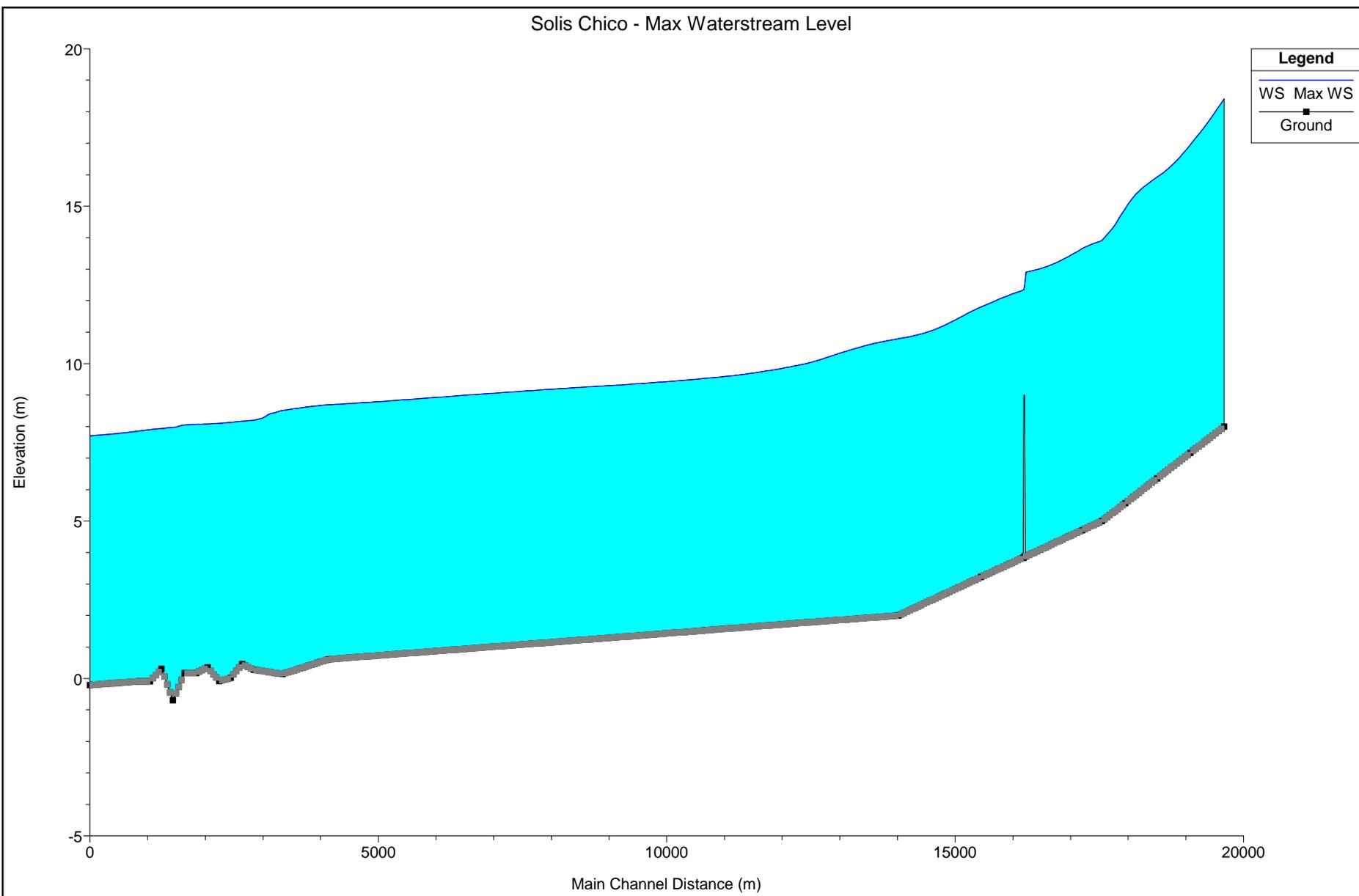
REFERENCIAS

CHUY	Localidades
	Red vial
Bequeló	Red hidrográfica
JPV	Unidades de suelo

UNIDADES DE SUELO	ÁREA (km ²)
San Jacinto (SJC)	191,3
San Carlos (SC)	127,7
Chapicuy (Ch)	84,3
Tala - Rodriguez (TI-Rd)	5,7
Toledo (Tol)	4,1
Balneario Jaureguiberry (BJ)	2,2
	415,3

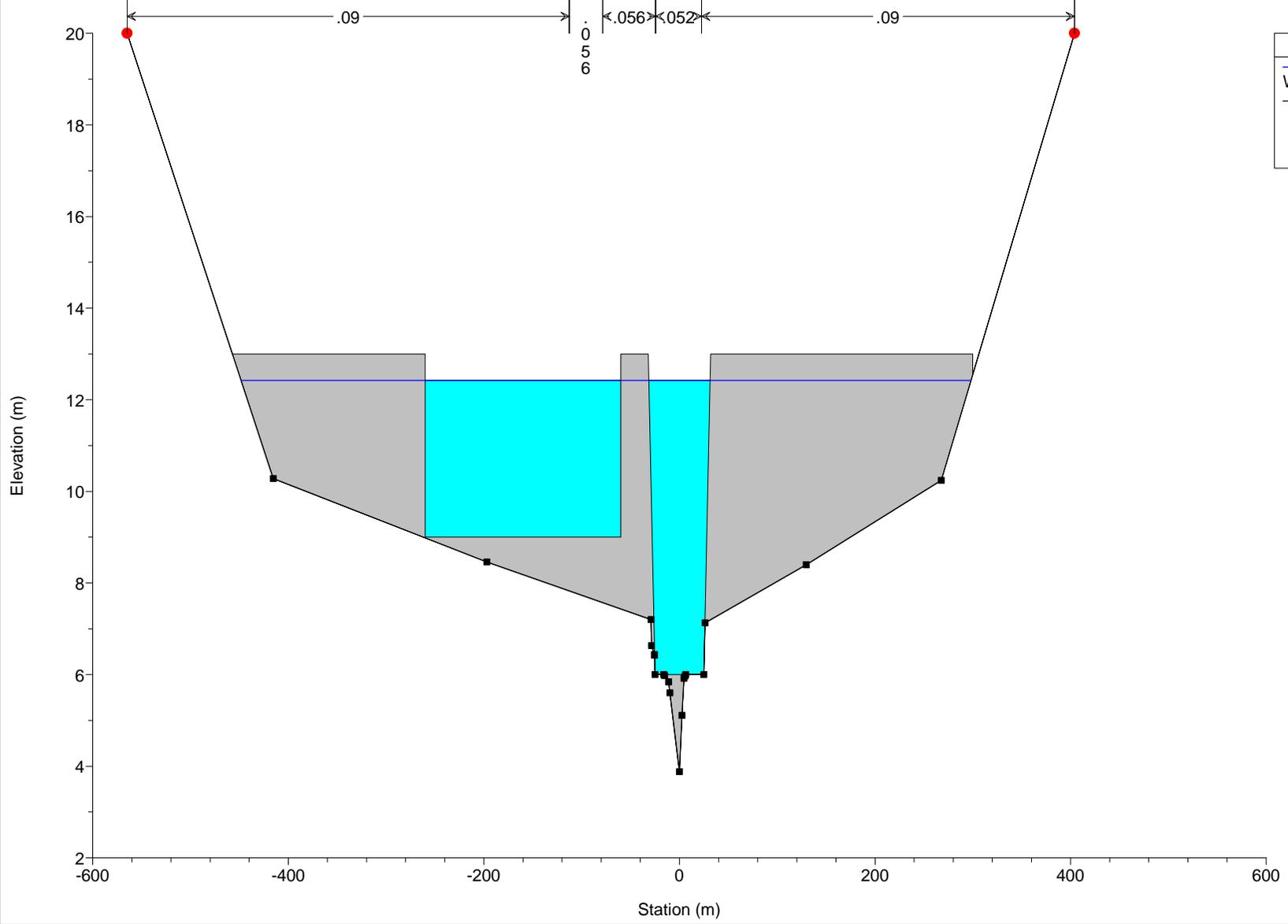
Longitud del cauce (km)	42,9
Pendiente del cauce (%)	0,182
Tiempo concentración (hs)	13,9
Precipitación _{3,10} (mm)	76
Número de curva	71,6
Q máx (m³/s); Tr 100 años	1284
Q máx (m³/s); Tr 700 años	2369

Solis Chico - Max Waterstream Level

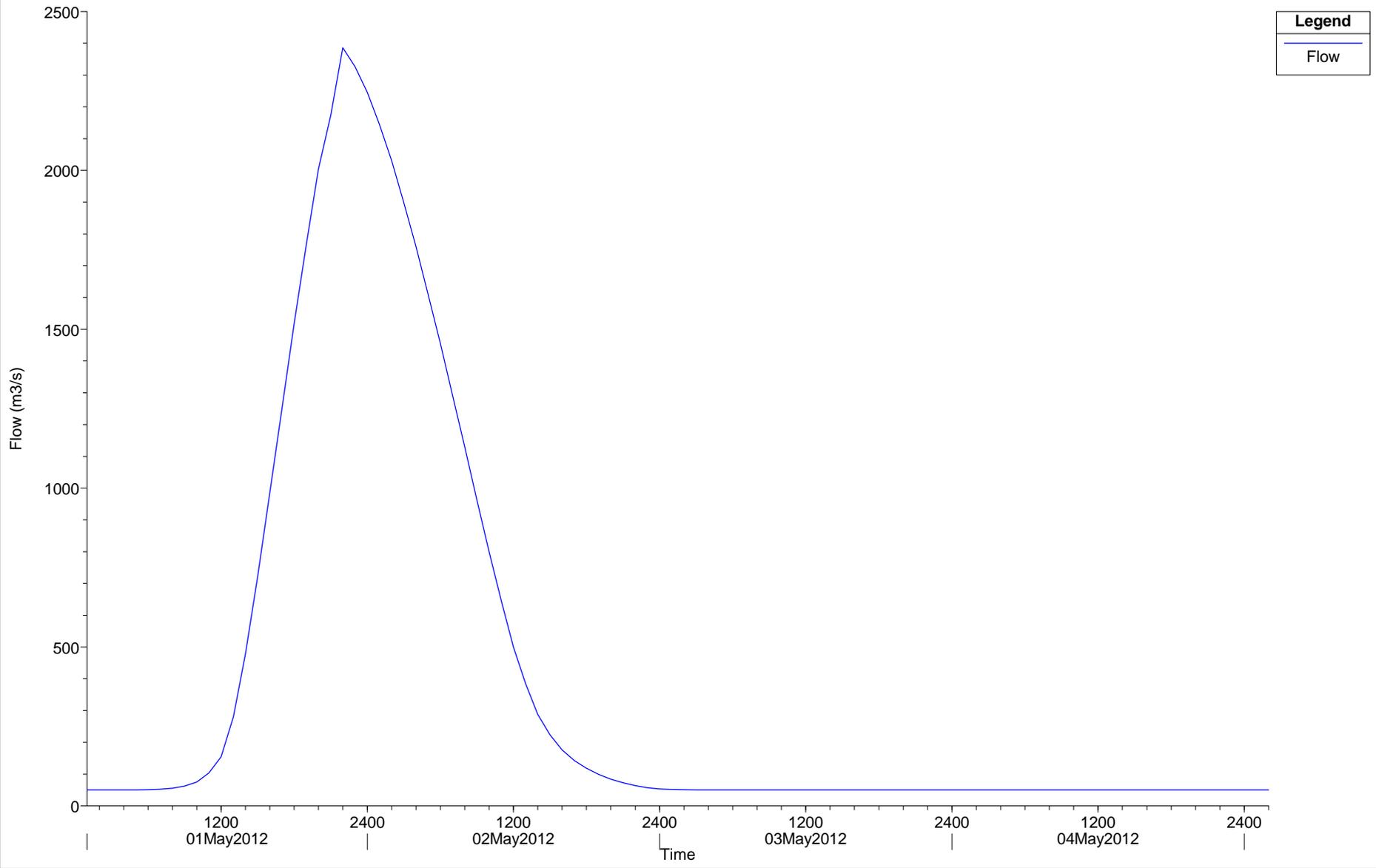


Solis Chico - Brecha completamente formada

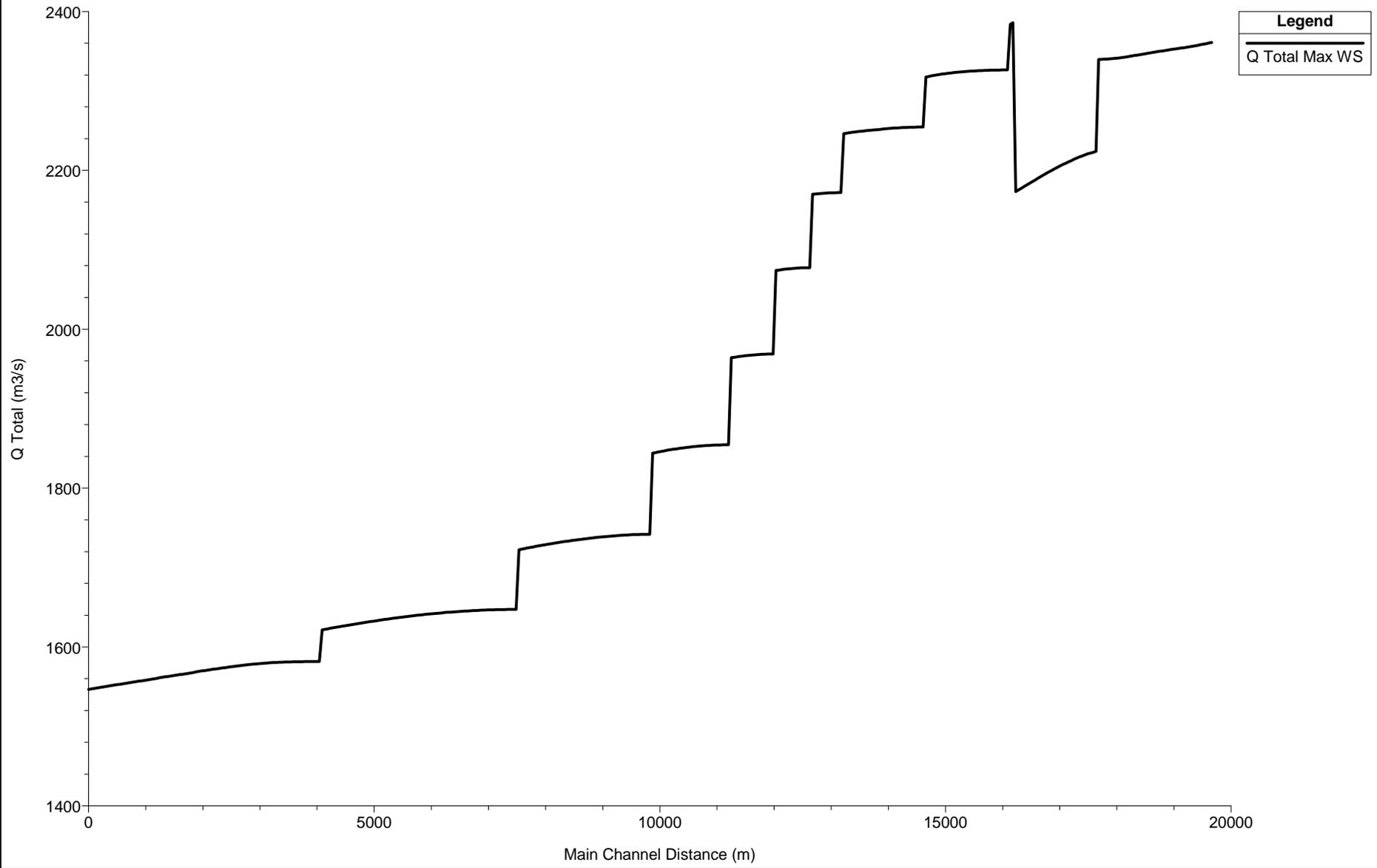
Legend	
WS 01MAY2012 2200	
■	Ground
●	Bank Sta



Plan: Plan 06 River: Solis Chico Reach: AA Ruta 8 RS: 16207



Solis Chico - Caudal Máximo



Legend
Q Total Max WS