



FACULTAD DE INGENIERÍA – UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA  
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL



# PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA/AMBIENTAL

## Informe de Modelación Hidrológica e Hidráulica

### Proyecto Ribera del Miguelete

Versión corregida  
Fecha: 09/12/2018

Estudiantes: Magdalena Jaurena, 4.594.582-5  
Rafael Rodríguez, 4.764.701-7  
Alejandro Olivera, 4.876.179-9

Tutores: Juan Sanguinetti  
Carlos Amorín



# Contenido

Introducción .....	5
Objetivo y metodología .....	5
1. Caracterización general en base a estudios antecedentes .....	6
1.1. Descripción general y contexto .....	6
1.2. Caracterización hidrológica .....	8
1.3. Caracterización fluvial .....	13
1.3.1. Características morfológicas .....	13
1.3.2. Comportamiento hidráulico .....	13
1.3.3. Influencia de puentes, presas y cobertura .....	14
1.3.4. Influencia del nivel de la bahía .....	14
1.4. Registro de niveles hidrométricos .....	14
2. Modelación Arroyo Miguelete .....	17
2.1. Introducción .....	17
2.2. Definición del alcance .....	17
2.2.1. Definición del sistema a estudiar .....	17
2.2.2. Definición del tramo de enfoque para el análisis .....	18
2.3. Caracterización de la cuenca .....	18
2.3.1. Parámetros geomorfológicos .....	20
2.3.2. Parámetros hidrológicos .....	21
Grupo hidrológico .....	21
Número de curva .....	21
Tiempo de concentración .....	27
2.4. Implementación de modelación hidrológica (HEC-HMS) .....	29
2.4.1. Parámetros de ingreso .....	29
Red Fluvial a modelar .....	29
Parámetros de las subcuencas .....	34
Áreas .....	34
Parámetros de pérdidas .....	34
Método de transformación precipitación-caudal .....	34
Parámetros de los tramos .....	35

Método de tránsito .....	35
Modelo meteorológico (tormentas de diseño) .....	37
2.4.2.    Escenarios preliminares modelados .....	38
2.4.3.    Resultados preliminares obtenidos .....	39
2.5.    Implementación modelación hidrodinámica (HEC-RAS).....	44
2.5.1.    Geometría del modelo y revisión general de sus componentes .....	44
Trazado del cauce y ubicación de secciones y estructuras de control .....	45
Geometría de las secciones .....	45
Coeficientes de Manning.....	50
Áreas inefectivas .....	56
2.5.2.    Análisis de sensibilidad de los resultados .....	58
Introducción .....	58
Procedimiento a seguir.....	58
Sensibilidad a la condición de borde de aguas abajo (nivel de la bahía) .....	58
Sensibilidad al coeficiente de rugosidad de Manning del cauce principal .....	61
Coeficiente de rugosidad de Manning de las márgenes .....	68
Comparación de influencia entre rugosidad del cauce y márgenes .....	73
Influencia de secciones de altura insuficiente (prolongadas verticalmente por el programa).....	75
Comentarios finales acerca de la sensibilidad del modelo .....	78
2.6.    Calibración de los modelos.....	78
2.6.1.    Introducción .....	78
2.6.2.    Preparación del programa para simulación de flujo no estacionario .....	78
Condiciones de borde.....	78
Condición inicial .....	79
Ajustes por inestabilidad .....	79
2.6.3.    Datos recopilados .....	79
Medición de niveles del arroyo: .....	79
Datos de precipitación diaria:.....	80
Relevamiento de crecida del 7 de febrero de 2014:.....	82
Registro pluviográfico y video de crecida del 18 de marzo de 2018: .....	83
2.6.4.    Comentarios sobre la información obtenida .....	84

2.6.5.	Calibración de los modelos para reproducción de datos registrados .....	84
	Primer simulación.....	85
	Simulación hidrológica .....	85
	Simulación hidrodinámica .....	85
	Ajustes realizados.....	89
	Modificaciones en números de Manning .....	89
	Incorporación de la zona de bañado como estructura de control.....	89
	Segunda simulación.....	93
	Simulación hidrológica .....	93
	Simulación hidrodinámica .....	95
	Tercer simulación .....	95
2.6.6.	Verificación de los modelos .....	97
2.7.	Ejecución de los eventos de interés en escenario futuro .....	100
2.7.1.	Simulaciones hidrológicas.....	100
2.7.2.	Simulaciones hidrodinámicas .....	101
	Eventos de 2 años de período de retorno: .....	102
	Evento de 10 años de período de retorno:.....	104
	Evento de 100 años de período de retorno:.....	106
3.	Variación de las zonas inundables según proyecto de caminería y otras posibles modificaciones .....	108
3.1.	Evaluación de medidas contra inundaciones.....	111
	Canalización del arroyo .....	111
	Modificación de puentes .....	116
	Protección del bañado .....	116
4.	Conclusiones y recomendaciones .....	117
5.	Bibliografía .....	118
6.	ANEXO: Pendiente media por velocidad .....	119
6.1.	Método de cálculo.....	119
6.2.	Planillas de cálculo.....	119
7.	ANEXO: Número de curva .....	129
7.1.	Tabla Número de Curva Ven Te Chow .....	129
7.2.	Cálculo del número de curva para cada subcuenca.....	130

8.	ANEXO: Curvas IDF .....	138
9.	ANEXO: Tormentas de diseño .....	140
10.	ANEXO: Coeficientes de Manning propuestos por el SEPS .....	142

# Introducción

Este documento forma parte de los estudios correspondientes al Proyecto Ribera del Miguelete, que consiste en la mejora e integración de un conjunto de asentamientos ubicados en la ribera norte del Arroyo Miguelete, entre los cruces con Aparicio Saravia y José Batlle y Ordóñez. Esta zona posee múltiples carencias desde el punto de vista económico, social, condiciones sanitarias, las cuales se describen en mayor detalle en el informe central del proyecto que se presenta en conjunto.

Durante el análisis de diagnóstico e identificación de la problemática, se detectó que uno de los problemas significativos a analizar eran las inundaciones a causa de las crecidas del arroyo durante eventos extremos de precipitación. Por este motivo, el presente documento presenta el trabajo realizado durante el análisis del problema y evaluación de soluciones.

## Objetivo y metodología

El objetivo de este informe consiste en concluir acerca de:

- Las áreas inundables según la frecuencia de los eventos de precipitación
- Factores que pueden conllevar a mejorar la situación con respecto a este problema
  - Medidas de intervención en infraestructura (canalización, modificación de puentes)
  - Medidas preventivas y de gestión, como el realojo o la restricción de la zona residencial mediante la declaración de zonas inundables

Para lograr estas conclusiones, en primer lugar, se realiza una descripción general de la cuenca del arroyo y la información disponible sobre su comportamiento hidráulico y otras características que resultan de interés y podrían ser útiles para la comprensión del problema.

Luego se realiza una modelación hidrológica de la cuenca, lo que permite estimar la escurrimiento que ingresa al arroyo durante distintos eventos de precipitación.

Con estos resultados, se realiza una modelación hidráulica, que permite simular la respuesta del curso de agua para los caudales de ingreso.

Es importante ser consciente del error que pueden tener los resultados obtenidos mediante la utilización de estos programas. En ese sentido, se incluyen en este documento, los resultados de un análisis de sensibilidad a algunos parámetros y características (principalmente del modelo hidráulico), y los resultados de una calibración y verificación, que permiten ver las diferencias entre los resultados obtenidos mediante la simulación de eventos reales con respecto a valores observados.

Una vez conocido el error que se asume para el resto del trabajo, se procede a simular los eventos de interés y analizar los resultados para cada uno. De esta etapa se obtienen las curvas de inundación según período de retorno, que se dibujaron en el plano PA00, el cual representa la problemática ambiental en conjunto, por lo que se considera un reflejo del análisis central de este proyecto.

Por último, se simulan algunos escenarios en los cuales se realizan modificaciones al arroyo para concluir acerca de las posibles intervenciones a realizar.

# 1. Caracterización general en base a estudios antecedentes

En este apartado se realizará una descripción general de las características del curso de agua y su cuenca a partir de la revisión de estudios antecedentes. En particular, se toman como fuentes principales los siguientes estudios:

- Plan Director de Saneamiento y Drenaje Urbano de Montevideo (PDSUM), elaborado por la Intendencia de Montevideo en setiembre de 2016.
- Modelación Crecidas del Arroyo Miguelete, realizado por el Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento (SEPS) de la Intendencia de Montevideo, en julio de 2010.

A continuación, se sintetiza la información recopilada, la cual será tomada como base inicial y como punto de comparación para los resultados y conclusiones de la modelación propia.

## 1.1. Descripción general y contexto

El Arroyo Miguelete es uno de los principales cursos de agua del Departamento de Montevideo. Sus nacientes se encuentran cerca del límite entre Montevideo y Canelones (aprox. Camino América y Mendoza) y tiene su desembocadura en la bahía de Montevideo, en el Río de la Plata.

Su cuenca presenta la mayor superficie de las cuencas interiores a Montevideo, cubriendo aproximadamente 114 km<sup>2</sup>, lo cual representa más del 17% del área total del departamento. Su cauce principal tiene un trayecto de aproximadamente 22 km y densidad de drenaje relativamente baja.

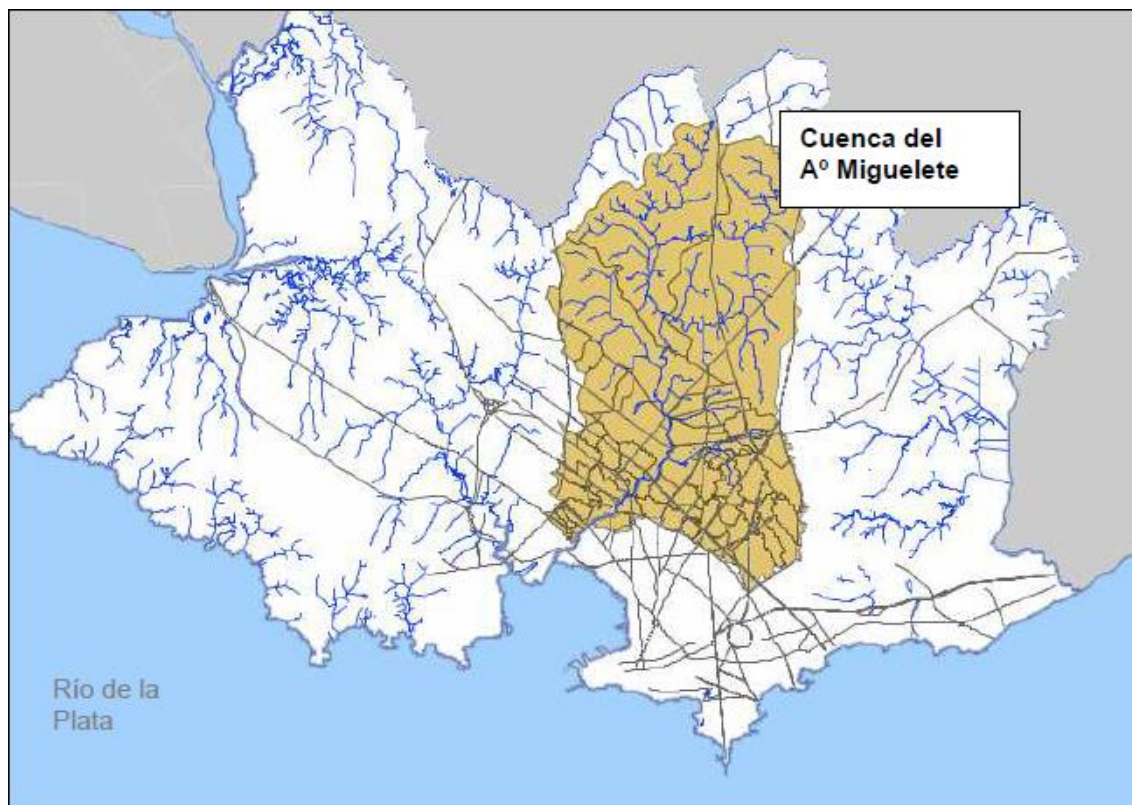


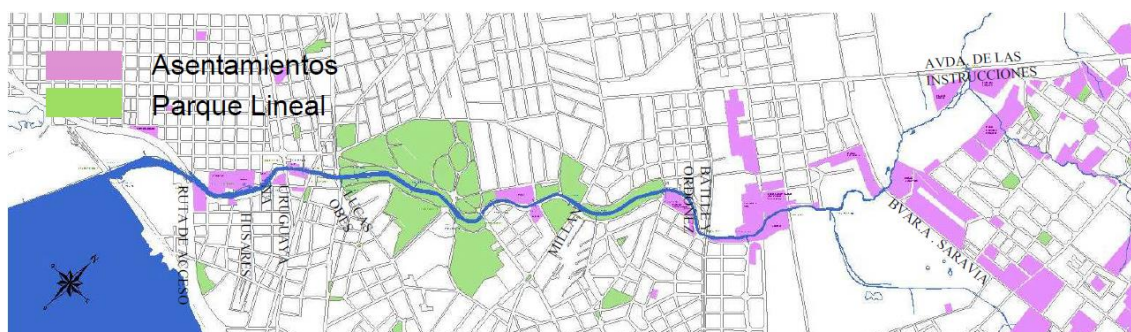
Figura 1.1 - Cuenca del Arroyo Miguelete. Fuente: SEPS, 2010.

El territorio que atraviesa el Arroyo Miguelete presenta características de avance de la urbanización (y consecuente aumento de la impermeabilización) en sentido Norte-Sur. Las





El parque lineal del Arroyo Miguelete está constituido en su mayor parte por uno de los espacios públicos más importantes del Departamento de Montevideo, el Parque del Prado, que cubre más de 80 há (ver *Figura 1.3*).



*Figura 1.3 - Arroyo miguelete, usos contradictorios del suelo. Fuente: SEPS, 2010.*

En las últimas décadas se han desarrollado políticas a nivel municipal centradas en mejorar la convivencia con el arroyo mediante obras de saneamiento, control de vertidos industriales y realojos de asentamientos. En ese rumbo, varios de estos asentamientos han sido realojados, sustituyéndolos por zonas parquizadas (por ejemplo, el Paseo de los Migueletes aguas abajo de Agraciada y Parque de Andalucía entre Batlle y Ordóñez y Trápani).

Los asentamientos ubicados en la zona entre instrucciones y José Batlle y Ordóñez son de los pocos que aún ocupan las márgenes del arroyo.

## **1.2. Caracterización hidrológica**

Como se mencionó en la descripción general, la cuenca del arroyo Miguelete cubre una superficie de aproximadamente 114 km<sup>2</sup>, de los cuales cerca de 39 km<sup>2</sup> corresponden a zona rural, 28 km<sup>2</sup> a zona suburbana y 47 km<sup>2</sup> a zona urbana.

Su cauce principal tiene un trayecto de aproximadamente 22 km con relativamente baja densidad de drenaje.

Sus principales afluentes son:

- Arroyo Mendoza
- Cañada Pajas Blancas
- Cañada Walt
- Cañada Casales
- Cañada Matilde
- Cañada Casavalle
- Arroyo del Cerrito (actualmente entubado)
- Arroyo Quitacalzones (actualmente entubado)

La cuenca rural (ver *Figura 1.4*) se desarrolla desde las nacientes hasta aproximadamente la desembocadura de la Cañada Matilde. En su sector superior y a 9 km de su recorrido recibe el aporte del arroyo Mendoza que drena un área de 28 km<sup>2</sup>. Aguas abajo, a 2,5km, recibe la descarga de la cañada Pajas Blancas (área de drenaje de 13,5 km<sup>2</sup>).

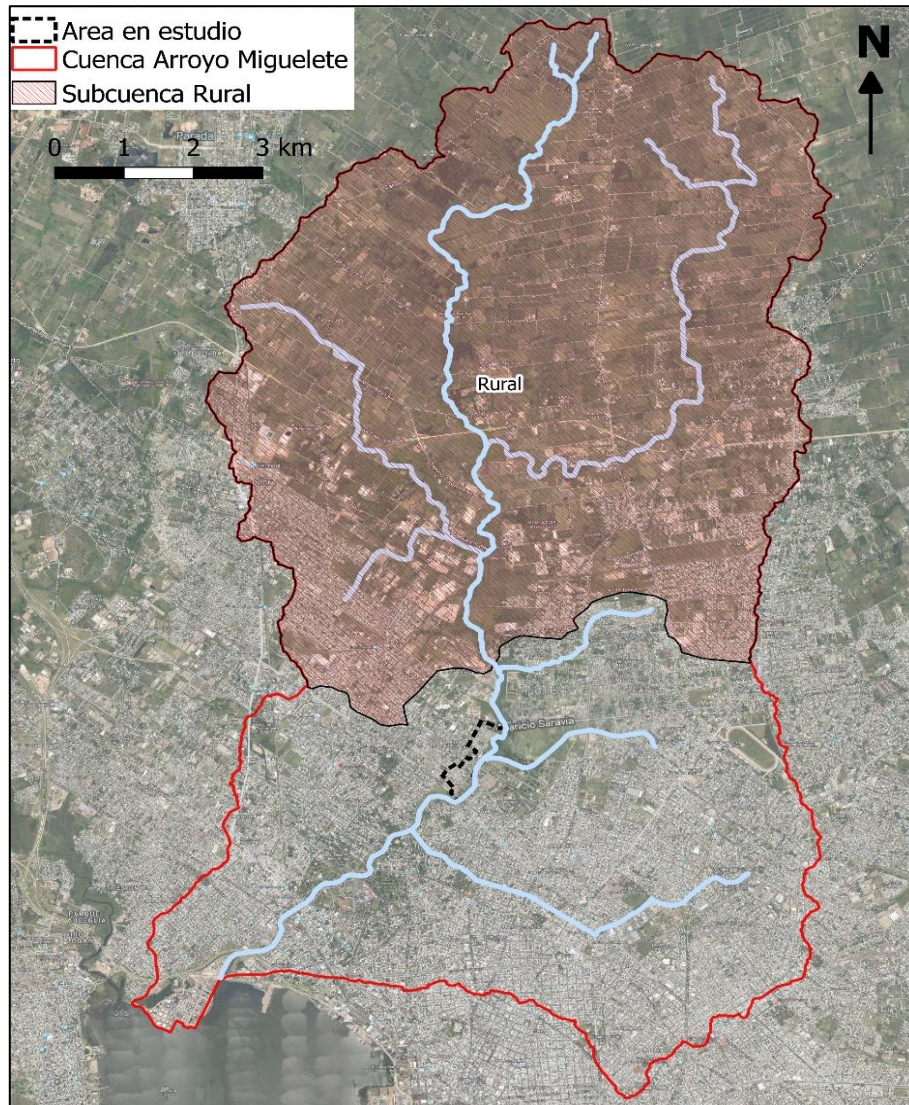


Figura 1.4 - Cuenca rural dividida en subcuencas. Fuente: Elaboración propia.

Desde la desembocadura de la Cañada Matilde (área de aporte de 2,5 km<sup>2</sup>), a lo largo de 6,2 km, el Miguelete atraviesa un área de urbanización creciente recibiendo aportes contaminantes de diversas industrias, zonas no saneadas y vertido de residuos sólidos de sus zonas aledañas. Cercana a la misma se encuentra la descarga de la cañada Casavalle, que drena un área de 10 km<sup>2</sup> y desemboca 2 km aguas abajo de la anterior.

Las cuencas correspondientes a las cañadas Matilde y Casavalle se indican en la *Figura 1.5*.

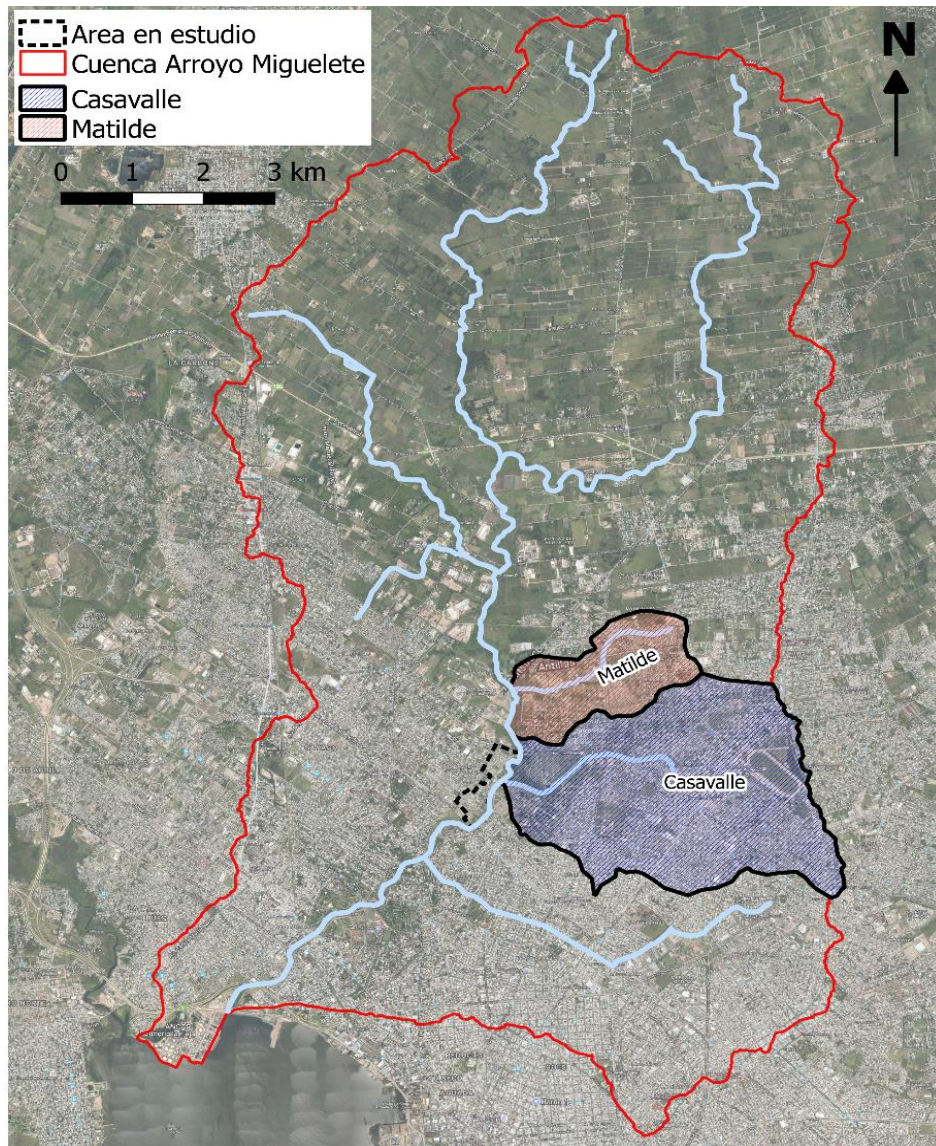


Figura 1.5 – Subcuencas Matilde y Casavalle. Fuente: Elaboración propia.

Desde la sección del curso definida por José Batlle y Ordoñez, el arroyo se encuentra canalizado hasta su desembocadura en la Bahía de Montevideo. En este tramo el canal posee numerosas presas de pequeña altura y se encuentra revestido de empedrado a lo largo de unos 5 km. En este transcurso, así como a lo largo de la Cañada Casavalle, se produce el vertimiento de los aliviaderos de pluviales de la red de saneamiento.

En el sector Oeste de la cuenca, la concentración de áreas urbanas sigue aproximadamente el recorrido de la Avenida Cesar Mayo Gutiérrez, que cambia su nombre al Sur del Camino Carmelo Colman por Avenida General Eugenio Garzón. En la región Este de la cuenca, la urbanización se localiza al Este de la Avenida de las Instrucciones.

El resto de las subcuencas que conforman la zona urbana se muestran en la *Figura 1.6*.

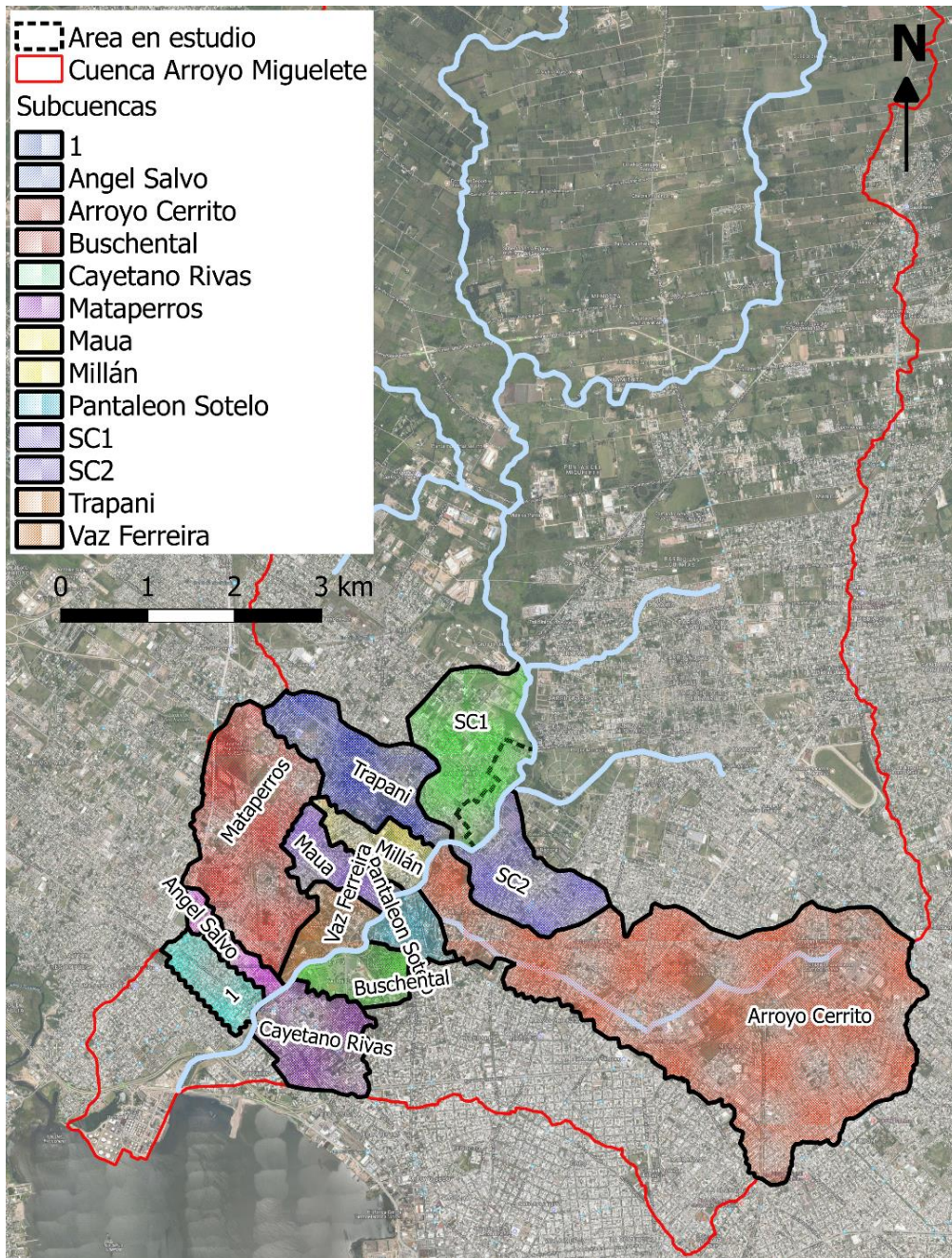


Figura 1.6 – Otras subcuencas que conforman la zona urbana. Fuente: Elaboración propia.

En forma global las áreas impermeables representan aproximadamente un 43% del área total de la cuenca. En la *Tabla 1.1*, se detalla la distribución de las distintas superficies dentro de la cuenca según el PDSUM, clasificadas desde el punto de vista hidrológico:

*Tabla 1.1. Distribución de superficies dentro de la cuenca del Arroyo Miguelete. Fuente: PDSUM-IM, Parte III – Tomo 1, Cap. 3.*

Superficie	Calles y veredas	Áreas verdes	Áreas edificadas
Valor promedio en la cuenca	18%	57%	25%

En la *Tabla 1.2* se presenta la producción de escorrentía, a partir de eventos extremos en la cuenca para tormentas de distintos períodos de retorno y duración de 6 horas, extraído del PDSUM.

Tabla 1.2. Escorrentía generada en la Cuenca del Arroyo Miguelete. Fuente: PDSUM-IM, Parte III – Tomo 1, Cap. 3.

<b>Recurrencia (años)</b>	<b>Volumen precipitado (Hm<sup>3</sup>)</b>	<b>Volumen escurrido (Hm<sup>3</sup>)</b>	<b>Coefficiente de escurrimiento</b>
2	8,79	5,53	0,61
5	10,78	6,86	0,64
10	12,19	7,97	0,65
25	14,30	9,64	0,67
50	14,03	9,50	0,68
100	17,93	12,61	0,70

De acuerdo a las fuentes consultadas, la respuesta de la cuenca a eventos de precipitación tiene un comportamiento variable, fuertemente influenciado por las diferencias en la cobertura y consecuente impermeabilización a lo largo de su superficie.

Como coeficiente general para la cuenca, el PDSUM afirma que la producción de escorrentía representa entre un 60% y 70% de los volúmenes precipitados.

Las áreas de aporte de mayor producción de escurrimiento corresponden a las cuencas de drenaje directo al Arroyo Miguelete por margen derecha e izquierda: la del arroyo Quitacalzones y Cerrito (que concentran el mayor porcentaje de superficies impermeables).

La menor escorrentía es producida por las cuencas rurales de la zona superior, cuenca alta del Miguelete y del Arroyo Mendoza. En éstas, las áreas permeables representan un 80% de la superficie total.

### 1.3. Caracterización fluvial

#### 1.3.1. Características morfológicas

De acuerdo al PDSUM, en el Arroyo Miguelete se pueden distinguir los siguientes tramos diferenciados que comparten algunas características morfológicas:

- **Tramo superior:** Se desarrolla desde las nacientes del arroyo en el suelo rural, hasta la desembocadura de la Cañada Matilde, donde presenta un trazado relativamente recto con baja sinuosidad. En este tramo, las secciones presentan un ancho típico de 15 m y profundidad típica en el rango de 2 a 3 m.
- **Tramo medio:** Se desarrolla desde el límite de la zona rural, aproximadamente definido por el cruce de la Avenida de las Instrucciones hacia el Sur. En este tramo, el arroyo recibe por margen izquierda la Cañada Matilde (en progresiva 7460 m desde la desembocadura) y la Cañada Casavalle (en progresiva 6082 m).

El ancho típico de las secciones transversales es superior a 10 metros y la profundidad promedio está en el rango de 4 a 5 metros, aunque localmente se encuentran sectores más bajos. La pendiente del tramo es del orden de 0,16%.

Los tramos superior y medio conforman el trayecto no intervenido del arroyo, que se caracteriza por tener un patrón morfológico rectilíneo definido por la existencia de baja carga sedimentaria y con baja capacidad de migración lateral.

- **Tramo inferior:** Aguas abajo de J. Batlle y Ordóñez el Arroyo se encuentra canalizado con sección compuesta de ancho variable entre 40 a 70m hasta la desembocadura, variando la pendiente de fondo entre 0,1 y 0,2%. Este trayecto sigue el trazado natural del arroyo, aproximadamente recto y con curvas suaves.

#### 1.3.2. Comportamiento hidráulico

Existen más de una fuente que datan sobre los caudales y tirantes asociados a distintos períodos de retorno para el arroyo. En la *Tabla 1.3*, se presentan los resultados de la modelación del SEPS (2010), los que se tomarán como punto de comparación para la modelación a realizar en el marco de este proyecto.

*Tabla 1.3 - Comportamiento hidráulico según período de retorno. Fuente: Modelación Arroyo Miguelete SEPS (2010).*

Identificación	P. Retorno	2 años		10 años		100 años	
	Progresiva (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	H (m)
Instrucciones	7614	79	3,8	130	4,6	206	5,5
Aparicio Saravia	6555	80	3,0	131	3,8	209	4,7
Maximiliano Silva	5778	83	3,1	136	3,8	219	4,8
Batlle Berres	5127	86	2,6	139	3,3	227	4,2
Millán	3972	114	2,7	179	3,5	273	4,3
L. A. de Herrera	3182	116	3,2	181	4,2	280	5
Buschental	2868	115	3,3	178	4,2	265	4,9
Agraciada	1952	119	3,4	188	4,6	280	5,2
Uruguayana	1602	121	3,5	192	4,8	225	5,2

### 1.3.3. Influencia de puentes, presas y cobertura

En el modelo ejecutado por el SEPS se estudió el comportamiento implementando geometrías con y sin las estructuras de control. Como resultado se obtuvo que solo los puentes de Buschental y Uruguayana ocasionan efectos de remanso significativos, lo cual se atribuye a que son los más antiguos y presentan secciones más reducidas y pilares más grandes. Con respecto a las presas, solo las que se encuentran en Meillet, a la altura de Coraceros generan efectos considerables.

La presencia de abundantes malezas en las márgenes y cauce del arroyo representan cierta resistencia al flujo, que disminuye la velocidad y por tanto generan aumento del tirante. Se estima en base a los resultados de dicha modelación, que el mantenimiento adecuado de la vegetación y acumulación de basura en el cauce, podría permitir reducir los tirantes alcanzados en un metro para eventos de 100 años de período de retorno.

### 1.3.4. Influencia del nivel de la bahía

En el PDSUM, se analizaron los resultados de un modelo hidrodinámico para las crecidas originadas por distintos períodos de retorno. En el mismo se concluyó que para tormentas de 2 años de recurrencia, el incremento del nivel del Río de la Plata genera influencia en el comportamiento del arroyo hasta 2.300 m aguas arriba de la desembocadura, siendo este efecto significativamente notorio en los primeros 1.500 m.

Por otro lado, para tormentas de 100 años de período de retorno, el efecto de la variación de niveles en la bahía se propaga hasta 1.000 metros aguas arriba.

## 1.4. Registro de niveles hidrométricos

De acuerdo a lo informado en el PDSUM-IM (2016), no existe en los cursos de agua de Montevideo, un registro sistemático de niveles que permita la caracterización de su régimen hidrológico o que sustente la calibración de herramientas de simulación destinadas a predecir su comportamiento. Las mediciones que se realizaban en el Arroyos Miguelete, en la actualidad se han discontinuado. Frecuentemente la única información disponible de niveles corresponde a la proporcionada por vecinos en días posteriores a la ocurrencia de los eventos inundación.

Desde 1992 hasta 2008 se completaron registros de los niveles del Arroyo Miguelete, aunque no se conoce con precisión la localización de la escala hidrométrica que registró dichos niveles. Según lo expuesto en el PDSUM (2016), la escala estaba localizada en un tramo sujeto a sedimentación, arrastre de flotantes y otros problemas asociados a la limpieza de la estación, lo que provocó que la serie registrada presente cierta heterogeneidad en sus datos, con discontinuidades en distintos períodos y sin referenciación a un cero común.

La *Figura 1.7* muestra los niveles medios diarios del Arroyo Miguelete a partir del 2002 (asumiendo que las lecturas se refieren al cero de referencia +3,02 mW). El valor mínimo del registro se produjo el 7/04/2005 y el máximo, el 14/11/2004. Sin embargo, las incertidumbres mencionadas anteriormente no otorgan confiabilidad a los valores determinados.



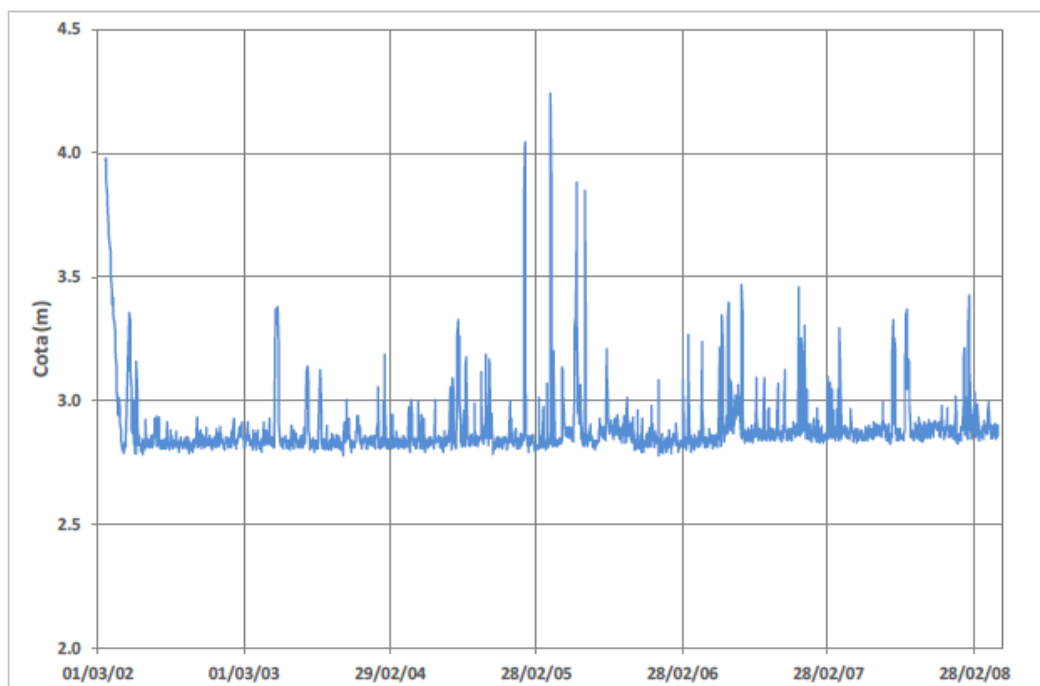


Figura 1.7 - Niveles medios diarios del Arroyo Miguelete para el período 20/03/2002 al 30/04/2008. Fuente: Fuente: PDSDUM-IM, Parte II – Estudios básicos.

Con respecto a los niveles de la bahía, el Río de la Plata cuenta con una medición sistemática y existen estudios detallados que caracterizan los niveles hidrométricos de este cuerpo de agua.

En el PDSDUM se realizó un estudio de la serie de niveles horarios en el Puerto de Montevideo desde 1969 hasta junio de 2011, en el cual se determinaron curvas de permanencia de los valores medios, máximos y mínimos diarios (ver Figura 1.8).

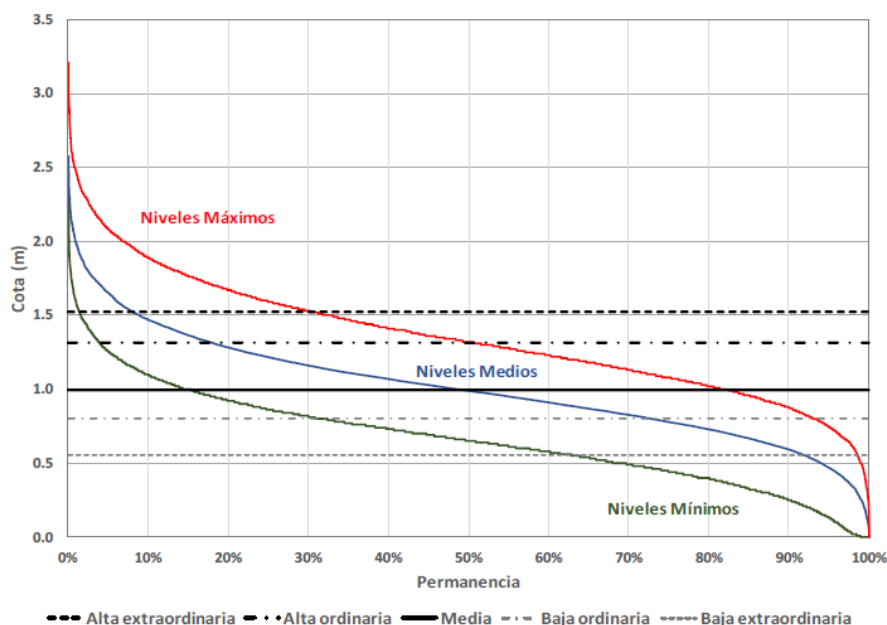
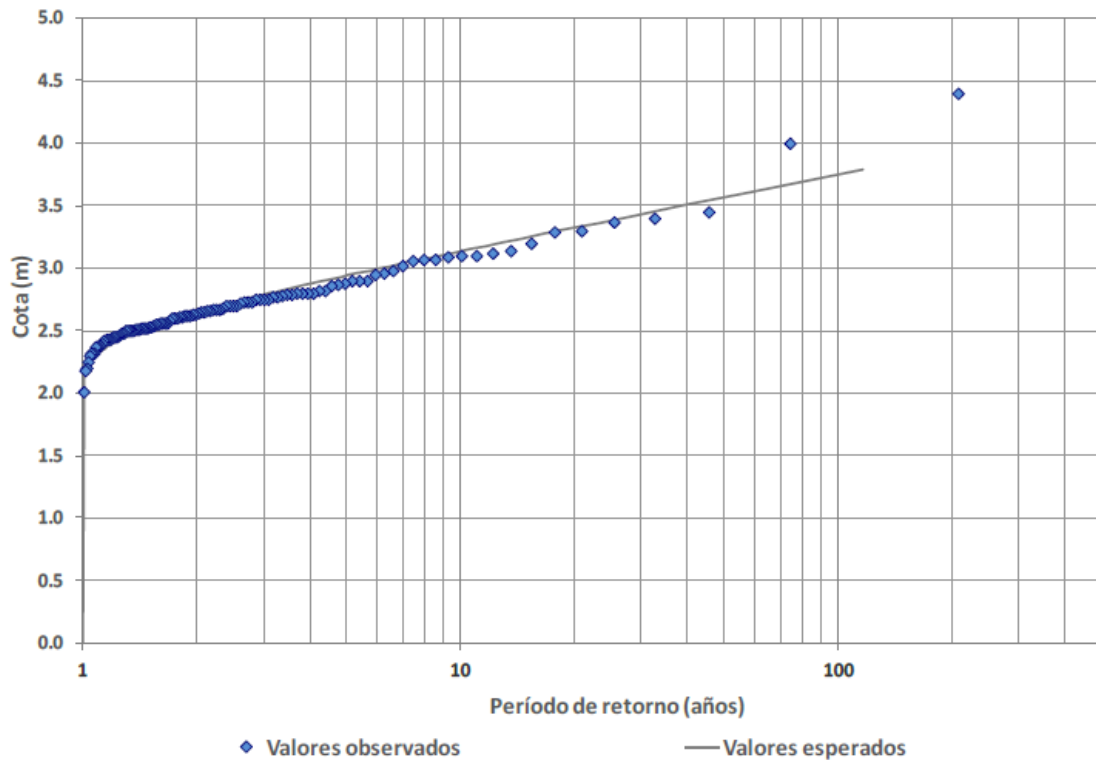


Figura 1.8 - Permanencia de niveles diarios en el Puerto de Montevideo. Fuente: PDSDUM, 2016.

De dichos estudios se concluye que el 50% del tiempo el nivel medio se mantuvo menor a 0,99 m, un 8% del tiempo el nivel medio ha sido superior a 1,52 m y el 92% de las veces el nivel medio diario superó 0,55 m.

En el PDSUM se realizó un análisis de los valores de niveles máximos anuales del período 1898-2014 para el Río de la Plata, a partir del cual se ajustaron los datos a una distribución Gumbel. En la *Figura 1.9* se representan los puntos y la curva de la función ajustada, resultantes del análisis de frecuencia, a partir de ella se puede observar que la distribución de Gumbel representa un buen ajuste a los datos experimentales.



*Figura 1.9 - Ajuste de nivel diario máximo anual del Río de la Plata en el Puerto de Montevideo. Fuente: PDSDPM, 2016.*

En base a estos estudios, el PDSUM plantea los siguientes valores esperados para distintos períodos de retorno:

*Tabla 1.4 - Análisis de frecuencia de niveles máximos anuales en el Río de la Plata en el Puerto de Montevideo (Cota mW). Fuente: PDSDPM, 2016.*

Tiempo de retorno (años)	2	5	10	25	50	75	100
Nivel esperado (m)	2,65	2,95	3,14	3,38	3,56	3,67	3,75

Estos valores serán considerados para seleccionar las condiciones de borde de la modelación propia.

## 2. Modelación Arroyo Miguelete

### 2.1. Introducción

En este apartado se presenta un análisis del comportamiento hidrológico e hidráulico del curso de agua en la zona de estudio, donde se incluye el contraste con los resultados de las fuentes de base. En particular, interesa conocer las zonas dentro del área de intervención del proyecto que son inundables durante eventos de periodos de retorno de 2, 10 y 100 años.

Una vez alcanzados estos resultados se buscarán medidas que permitan mitigar el impacto ambiental y social asociado a las crecidas, con énfasis en mejorar la problemática en la zona de estudio.

En esa línea, la metodología de trabajo consiste en:

1. Implementar un modelo hidrológico mediante el software HEC-HMS versión 3.5 desarrollado por la U.S. Army Corps Engineers, a partir del cual se obtienen hidrogramas de aporte de las principales cuencas afluentes al Arroyo Miguelete.
2. Realizar una modelación hidrodinámica del arroyo Miguelete utilizando el software HEC-RAS 5.0.3 desarrollado por la U.S. Army Corps Engineers y datos de geometría relevados por la Intendencia de Montevideo, a partir del cual se transitarán los hidrogramas obtenidos de la modelación hidrológica buscando representar la respuesta del arroyo. Se realizará para este punto, la calibración del modelo con un dato conocido que no se ha utilizado en modelaciones anteriores (tormenta de febrero de 2014).
3. Analizar los resultados y realizar modificaciones en la geometría de puentes o secciones del cauce, buscando posibles soluciones para reducir la problemática social y ambiental asociada a las crecidas. De no encontrar soluciones viables de este tipo, se propondrán medidas de gestión para que la convivencia con las crecidas tenga un impacto menor.

### 2.2. Definición del alcance

Si bien el comportamiento del arroyo ha sido simulado en estudios anteriores realizados por el SEPS o para el PDSUM, el objetivo de la presente modelación es diferente, y por lo tanto el sistema a estudiar no necesariamente es el mismo. Por lo tanto, surge la necesidad de definir el alcance del presente análisis en los siguientes aspectos:

1. Definición del sistema a estudiar desde el punto de vista hidrológico e hidrodinámico (cuenca de aporte a considerar y tramo del curso a modelar).
2. Definición del tramo en el que se hará foco, analizando más en detalle los resultados evaluando posibles modificaciones para dar solución a los problemas identificados.

#### 2.2.1. Definición del sistema a estudiar

En primer lugar, implementando el software QGIS y curvas de nivel cada 2 m obtenidos del Sistema de Información Geográfica de Montevideo, se realizó un procesamiento para obtener los parámetros geomorfológicos de toda la cuenca del arroyo Miguelete (área, máximo desnivel, longitud y pendiente media del cauce principal).

A partir de estos datos, se calculó su tiempo de concentración utilizando la expresión propuesta por Ramser y Kirpich, así como el grupo hidrológico y el número de curva asociado a los tipos de cobertura presentes en la cuenca. Los resultados obtenidos se presentan en la *Tabla 2.1*.

Tabla 2.1 - Características geomorfológicas e hidrológicas de la cuenca del arroyo Miguelete.

Cuenca arroyo Miguelete						
A (km <sup>2</sup> )	Lcp (km)	Máx. Desnivel (m)	S (%)	Tc (hs)	GH	NC
114,4	21,4	75	0,165	8,46	C	84

En primera instancia, se consideró realizar las modelaciones hidrológica e hidrodinámica con punto de cierre algunos metros aguas abajo de José Batlle y Ordóñez.

Esto implicó el estudio de la respuesta hidrológica de las cuencas rural y suburbana como una única cuenca. Este resultado se ingresó a la entrada del modelo hidrodinámico, el cual abarcaba desde Instrucciones hasta algunos metros aguas abajo de José Batlle y Ordóñez.

Sobre esa metodología se identificaron las siguientes desventajas:

- Desde el punto de vista hidrológico, falla en la representación de la heterogeneidad espacial de la cobertura y consecuente respuesta hidrológica de la cuenca, además de ignora el desfasaje de los hidrogramas generados por las distintas subcuencas.
- Desde el punto de vista hidrodinámico, la dificultad de definir claramente una condición de borde aguas abajo confiable y que no afectara los resultados en la zona de estudio (debido a la presencia de múltiples estructuras de control).

En base a las desventajas identificadas, se resolvió representar el sistema de la siguiente manera:

- Para la componente hidrológica, estudiar la cuenca desde las nacientes del arroyo hasta la desembocadura en el Río de la Plata, dividiendo en subcuencas, lo que permite considerar los puntos de ingreso de todos los aportes y los desfasajes entre sus hidrogramas de respuesta. Esto permite representar de manera más realista el comportamiento de la cuenca, siendo la misma muy heterogénea y de gran tamaño.
- Para la componente hidrodinámica, realizar la modelación desde Av. de las Instrucciones hasta la bahía, lo que da lugar a la posibilidad de utilizar condiciones de borde con menor influencia en la zona de estudio y mayor confiabilidad de los datos.

### 2.2.2. Definición del tramo de enfoque para el análisis

En principio, el tramo que se pretende analizar en mayor profundidad y para el cual se plantearán medidas de intervención o gestión es el comprendido entre Aparicio Saravia hasta José Batlle y Ordóñez. Si se identifica que los problemas dentro de la zona de estudio son impulsados por algún elemento externo (por ejemplo, estructuras de control), se incluirá en la evaluación de alternativas de intervención.

## 2.3. Caracterización de la cuenca

En esta sección se presentan los parámetros geomorfológicos e hidrológicos de la cuenca a modelar.

Para obtener un modelo que represente de la mejor forma la realidad, se divide la cuenca de estudio en subcuencas debido a la heterogeneidad de coberturas del suelo existentes (ver *Figura 2.1*), distribuyendo el ingreso del caudal de aporte a lo largo del cauce principal. Tal como fue mencionado anteriormente, la parte alta de la cuenca del Arroyo Miguelete presenta

características rurales, mientras que en las cercanías de Av. Instrucciones comienza a predominar el paisaje urbano.

Las cuencas fueron trazadas a partir de las curvas de nivel del SIG Montevideo. Se dividen en dos grupos: cuenca rural (Rural), y urbanas.

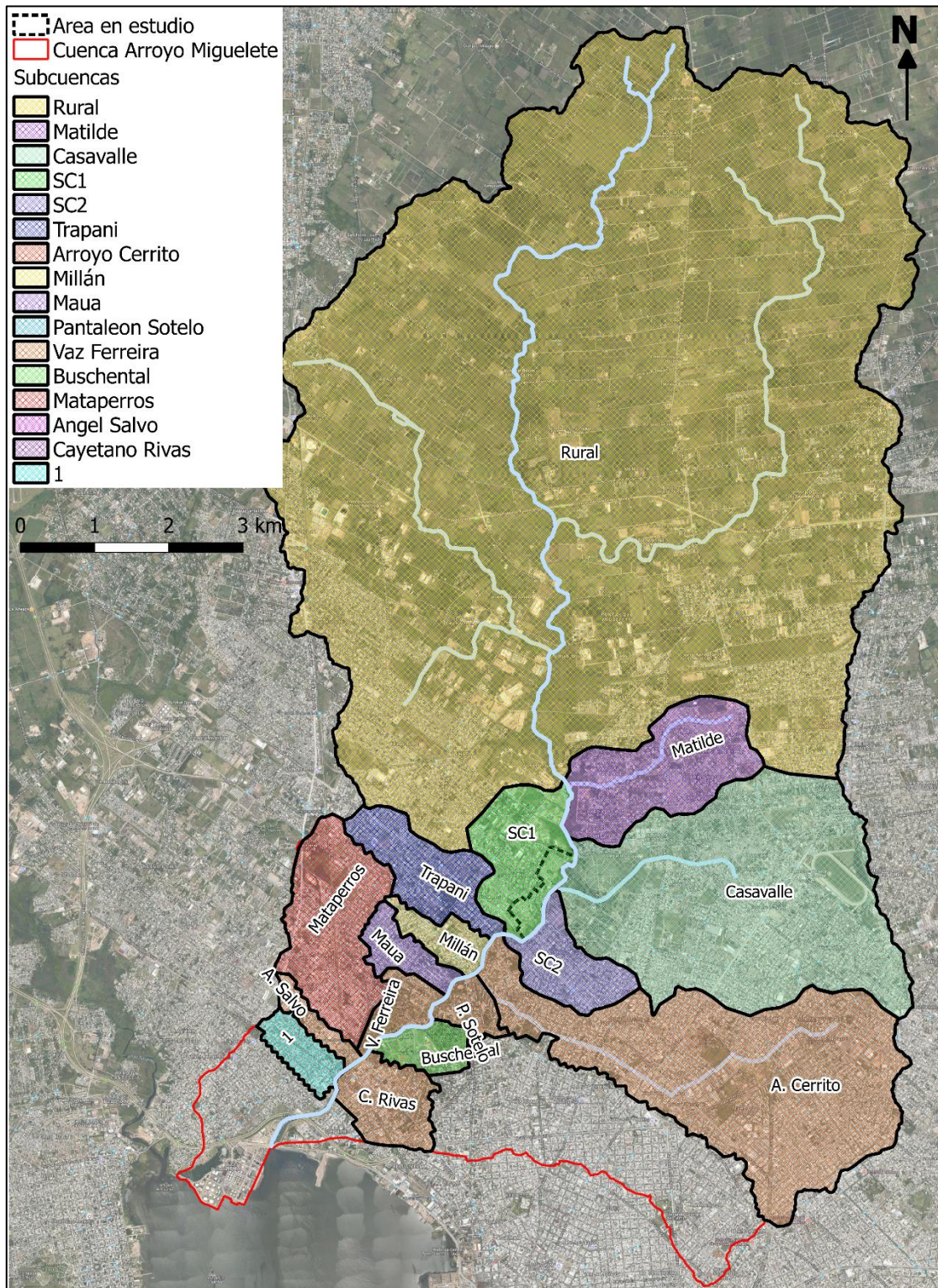


Figura 2.1 - Subcuencas de la cuenca a modelar.

### 2.3.1. Parámetros geomorfológicos

Los parámetros físicos de interés utilizados para caracterizar cada subcuenca son los siguientes:

- Área
- Longitud del cauce principal
- Desnivel máximo
- Pendiente media de los cauces principales

Tanto el área como la longitud del cauce principal, fueron obtenidos con la ayuda del software QGis mientras que el desnivel máximo se calculó a partir de las curvas de nivel cada dos metros de SIG Montevideo. Por otro lado, la pendiente media de los cauces principales fue calculada como la pendiente media por velocidad (ver *ANEXO: Pendiente media por velocidad* ANEXO: Pendiente media por velocidad).

En la *Tabla 2.2* se muestran los parámetros físicos mencionados anteriormente.

*Tabla 2.2 - Características geomorfológicas.*

		A (km <sup>2</sup> )	Lcp (km)	Desnivel máximo (m)	S (%)
<b>Sub - Cuencas</b>	<b>Rural</b>	67.9	13.3	62.0	0.2
	<b>Matilde</b>	3.1	2.8	30.0	0.9
	<b>Casavalle</b>	10.9	3.9	32.0	0.7
	<b>SC1</b>	2.1	1.1	28.0	2.3
	<b>SC2</b>	1.3	1.4	30.0	1.9
	<b>Vaz Ferreira</b>	0.6	0.6	22.0	3.5
	<b>Trapani</b>	1.7	2.5	38.0	2.0
	<b>Pantaleon Sotelo</b>	0.5	0.7	12.0	1.5
	<b>Millán</b>	0.7	1.6	38.0	2.0
	<b>Maua</b>	0.7	1.8	40.0	1.9
	<b>Mataperros</b>	3.0	3.4	42.0	1.0
	<b>Cerrito</b>	9.7	6.3	48.0	0.5
	<b>Cayetano Rivas</b>	1.3	1.6	10.0	0.5
	<b>Buschental</b>	0.7	0.7	12.0	1.2
	<b>Angel Salvo</b>	0.4	1.3	38.0	2.5
<b>1</b>	0.7	1.3	40.0	2.1	

## 2.3.2. Parámetros hidrológicos

### *Grupo hidrológico*

El grupo hidrológico (GH) consiste en una forma de clasificar el tipo de suelo según la textura del perfil, siendo un insumo fundamental para la determinación del potencial escurrimiento del suelo.

En Uruguay, se dispone de la Carta de Reconocimiento de Suelos a escala 1:1.000.000 donde se identifican una centena de unidades. Además, se cuenta con la asociación entre dichas unidades de suelos reconocidas y el grupo hidrológico reconocido por el Natural Resources Conservation Service (NRCS).

En la cuenca en estudio se presentan dos unidades de suelos: Toledo y Montevideo, predominando en su gran mayoría la primera, razón por la cual se tomará dicha unidad en toda la cuenca. El grupo hidrológico asociado a la unidad Toledo es el grupo C el cual corresponde a margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcillas.

### *Número de curva*

El número de curva es un parámetro adimensional que surge del método del NRCS para el cálculo de la capacidad máxima de almacenamiento en la cuenca. El mismo permite cuantificar los efectos que genera el grado de impermeabilización del suelo en los escurrimientos extremos de la cuenca.

Con el fin de determinar la cobertura del suelo de cada una de las cuencas se utilizó un Shapefile<sup>1</sup> del Sistema de Información Territorial del MVOTMA<sup>2</sup>, en el cual se indica la cobertura del suelo. Se pudieron distinguir varias coberturas del suelo dentro de las diferentes cuencas, predominando en la cuenca Rural los cultivos.

Para determinar el número de curva de cada subcuenca, se relacionaron las categorías de cobertura de suelo encontradas en la zona con la *Tabla 7.1* "Números de curva para las diferentes combinaciones hidrológicas de suelo-vegetación (para la cuenca en condiciones medias de humedad antecedente)" (Ven Te Chow, 1994), la cual se encuentra disponible en la página 129. En la *Tabla 2.3* se presenta la mencionada relación, tomando el número de curva correspondiente al grupo hidrológico C. Luego, se ponderan los diferentes números de curva por el área para obtener el correspondiente a cada subcuenca. Cabe destacar que se toman los números de curva para condiciones medias de humedad antecedente, lo cual deberá ser ajustado según los resultados obtenidos en las siguientes fases de la modelación.

En el *ANEXO: Número de curva* se presentan las planillas de cálculo utilizadas para determinar el número de curva de cada subcuenca, explicitando el área correspondiente a cada uso de suelo, así como su porcentaje con respecto al área total.

---

<sup>1</sup> Shapefile: "formato de representación vectorial, que almacena digitalmente la localización de los elementos geográficos y junto con sus atributos o características " (definición extraída de: [http://www.geogra.uah.es/gisweb/practica-vectorial/Formato\\_Shapefile.htm](http://www.geogra.uah.es/gisweb/practica-vectorial/Formato_Shapefile.htm)).

<sup>2</sup> Archivo shapefile con coberturas del suelo elaborado por MVOTMA, se encuentra disponible en la siguiente dirección <http://sit.mvotma.gub.uy/shapefiles.htm>

Tabla 2.3 - Relación entre Cobertura de suelo según MVOTMA y la propuesta por Ven Te Chow.

Categorías Cobertura del Suelo según MVOTMA	Clasificación correspondiente a Tabla Ven Te Chow	Número de Curva
Area Urbana	Residencial 65% impermeable	90
Areas Urbanas Dispersas	Residencial 38% impermeable	83
Equipamiento Urbano	Residencial 38% impermeable	83
Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	Se desprecia	0
Herbaceo Natural	Hierba con baja densidad	71
Monte Nativo	Bosques	77
Plantacion Forestal		
Frutales	No hay ninguna en la que entre	73
Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	84
Cultivos > 4-5 ha	Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	88
Aguas Artificiales	Se desprecia	0

Cabe destacar que la tabla de Ven Te Chow no proporciona un valor de número de curva para cultivos frutales, por lo cual se usó como referencia para dicha categoría los valores encontrados en el artículo “*Apéndice i. Tabla de valores de número de curva en función del código Corine Land Cover*”<sup>3</sup>. Además, debido a los bajos porcentajes de área que ocupaba el uso de canteras, areneras, minas a cielo abierto y aguas artificiales, se desprecia su aporte al número de curva.

En la *Tabla 2.4* se presenta el número de curva para cada una de las subcuencas, asociado al uso actual del suelo.

Tabla 2.4 - Número de Curva para cada subcuenca.

		GH	NC
<b>Sub - Cuencas</b>	<b>Rural</b>	C	80
	<b>Matilde</b>	C	89
	<b>Casavalle</b>	C	88
	<b>SC1</b>	C	89
	<b>SC2</b>	C	90
	<b>Vaz Ferreira</b>	C	83
	<b>Trapani</b>	C	89
	<b>Pantaleon Sotelo</b>	C	87
	<b>Millán</b>	C	88
	<b>Maua</b>	C	89
	<b>Mataperros</b>	C	89
	<b>Cerrito</b>	C	90
	<b>Cayetano Rivas</b>	C	88
	<b>Buschental</b>	C	80
	<b>Angel Salvo</b>	C	89
<b>1</b>	C	90	

<sup>3</sup> Disponible en: <http://www.chebro.es:81/Plan%20Hidrologico%20Ebro%202010-2015/Memoria/7.-%20Anejos/02.-%20Inventario%20Recursos%20H%C3%ADdricos/2%20A02Ap1sb.pdf>



### ***Estudio de la cobertura del suelo a futuro***

Con el fin de realizar una modelación que se asemeje lo más posible a la realidad, se ve la necesidad de contemplar un posible aumento de impermeabilización. Esto se debe a que gran parte de la cuenca es rural y presenta caminería consolidada, lo cual lleva a pensar que puede existir una tendencia a ocupar dicho espacio. Para ello se analiza un escenario futuro de usos del suelo.

A continuación, tomando como base la información presentada en el Tomo 1 – Parte III del Plan Director de Saneamiento Urbano y Drenaje Pluvial de Montevideo (2016), en la cual se analiza el Plan de Ordenamiento Territorial y las Directrices Departamentales de Ordenamiento territorial para evaluar el crecimiento de la ciudad, se identifican las tendencias de ocupación, obteniendo así una idea de los suelos potencialmente transformables en los próximos años.

En Montevideo se está desarrollando un traslado de las industrias y depósitos que se encuentran en las áreas centrales e intermedias de la ciudad, hacia la periferia y en el entorno del anillo perimetral. Esto es consecuencia del nuevo marco normativo que regula los usos de suelo y el transporte de mercadería, para generar una ciudad en la cual las actividades productivas de cierta escala sean separados de las áreas residenciales. Sobre este cambio se identifican dos impactos importantes: por un lado, se liberan áreas en el centro de la ciudad donde se pueden desarrollar programas de densificación atrayendo más población hacia dicha zona. Por otro lado, se produce una descentralización implicando una mayor demanda de transporte, así como la relocalización de hogares de la periferia.

De esta manera, se logra consolidar un anillo de actividades económicas que rodea la zona de uso urbano habitacional, creando una contención a la expansión de la ciudad y definiendo una barrera entre suelo urbano y rural.

De acuerdo a esta tendencia, se detallan a continuación las zonas consideradas con potencial de cambio en su uso y cobertura dentro de la cuenca de interés.

En la *Figura 2.2* se muestra el suelo calificado para usos no habitacionales en dos colores: gris para lo ocupado y amarillo para lo vacante.

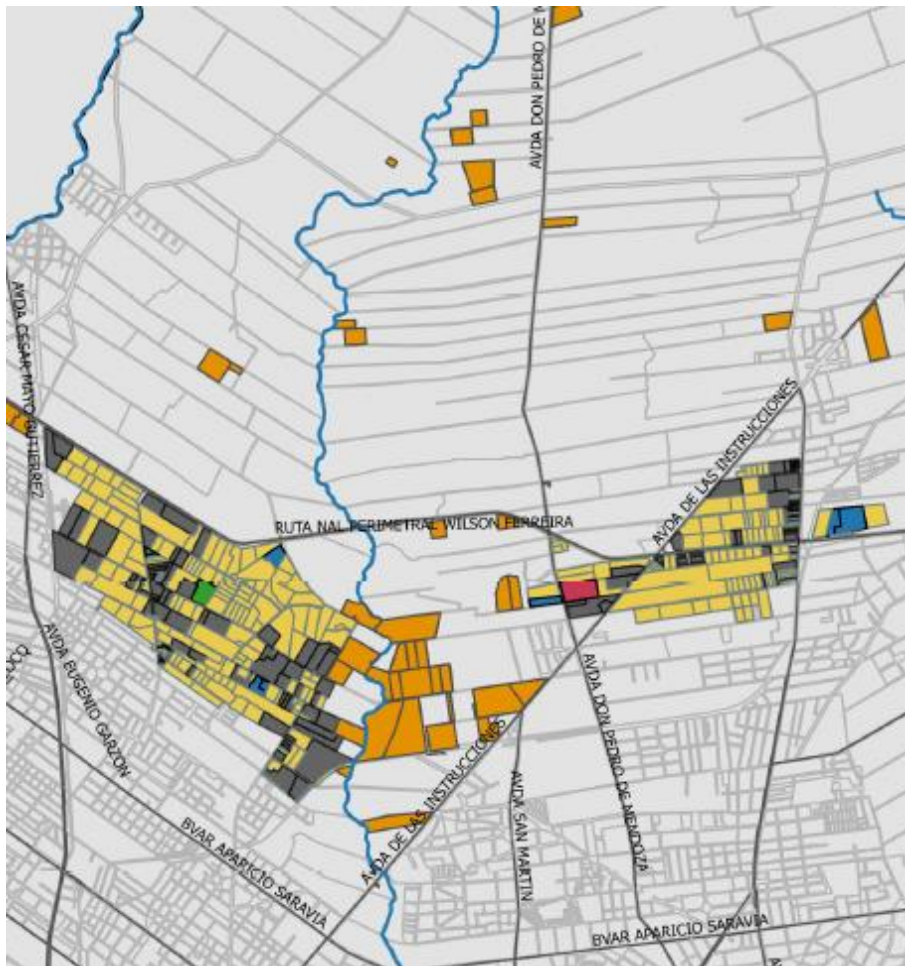
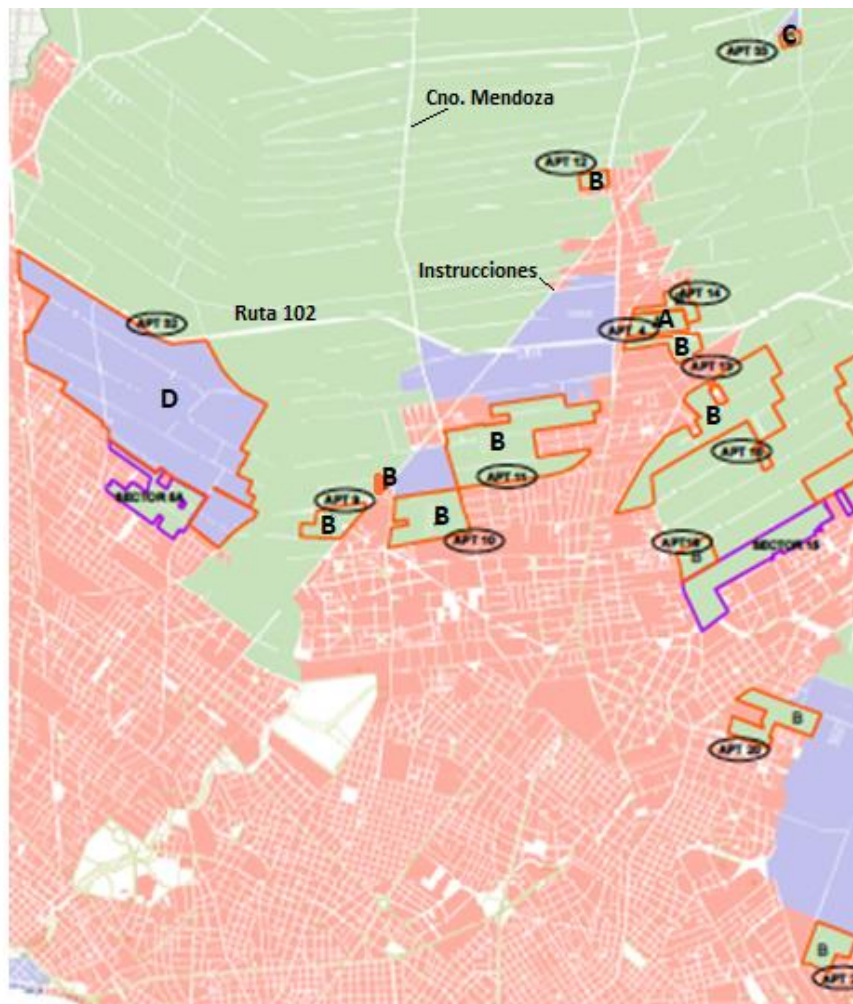


Figura 2.2 – Suelo calificado para usos no habitacionales en la zona cercana a las nacientes del arroyo Miguelete.

En la *Figura 2.3* se muestran las áreas de suelo transformable a suburbano o a urbano. Las mismas corresponden a suelos intersticiales o de borde urbano actual, así como zonas rodeadas de suelo rural que cuentan con asentamientos irregulares. Observando la imagen se puede observar que las áreas potencialmente transformables o urbanizables son pocas y acotadas en superficie. Esto se debe a que, como fue mencionado anteriormente, se busca desestimular la expansión futura, promoviendo el crecimiento de áreas ya urbanizadas mediante la ocupación de vacíos o densificación.



CATEGORIAS	SUELO TRANSFORMABLE
 Suelo Rural	A- de Rural Productivo a Suburbano No Habitacional Intensivo
 Suelo Suburbano	B- de Rural Productivo a Urbano Consolidado
 Suelo Urbano	C- de Rural Productivo a Suburbano Habitacional
	D- de Suburbano No Habitacional a Suburbano No Habitacional Intensivo
	 EN PROCESO DE TRANSFORMACIÓN con Programa de Actuación Urbanística (PAU) aprobado
	 A TRANSFORMAR

Figura 2.3 - Áreas de suelo transformables a urbano o suburbano.

En la *Figura 2.4* se muestran las áreas rurales potencialmente transformables a suelo urbano o suburbano. Para el estudio de las mismas se divide la subcuenca rural en cuatro subcuencas: una plenamente rural, R2, dos rurales con urbanización en desarrollo (R1 y R3), y R4 para la cual no se proyectan expansiones de la urbanización. En la *Tabla 2.5* se muestra el número de curva actual para las subcuencas R1, R2, R3 y R4.<sup>4</sup>

<sup>4</sup> En la *Tabla 7.4, Tabla 7.5, Tabla 7.6 y Tabla 7.7* del ANEXO: *Número de curva* se presenta el cálculo detallado del número de curva para las subcuencas R1, R2, R3 y R4.

Tabla 2.5 - Número de Curva para cobertura actual cuencas R1, R2, R3 y R4.

	R1	R2	R3	R4
NC	81	79	81	82

Por tanto, para un escenario a futuro se considerará un área urbana del 85% del total del área de la cuenca R1 mientras que para la cuenca R3 se tomará un 50%. Dichos valores fueron sobreestimados con el fin de estar del lado de la seguridad. Cabe destacar que en las demás cuencas no se considerarán impermeabilizaciones futuras.

Para el cálculo del número de curva se consideraron los porcentajes de área indicados anteriormente pertenecientes a áreas urbanas (impermeabilización del 65%), mientras que para el resto del área se tomó un número de curva promedio entre los diferentes usos existentes en la actualidad. Los nuevos valores de número de curva para las cuencas R1 y R2 se presentan en la Tabla 2.6 y Tabla 2.7.

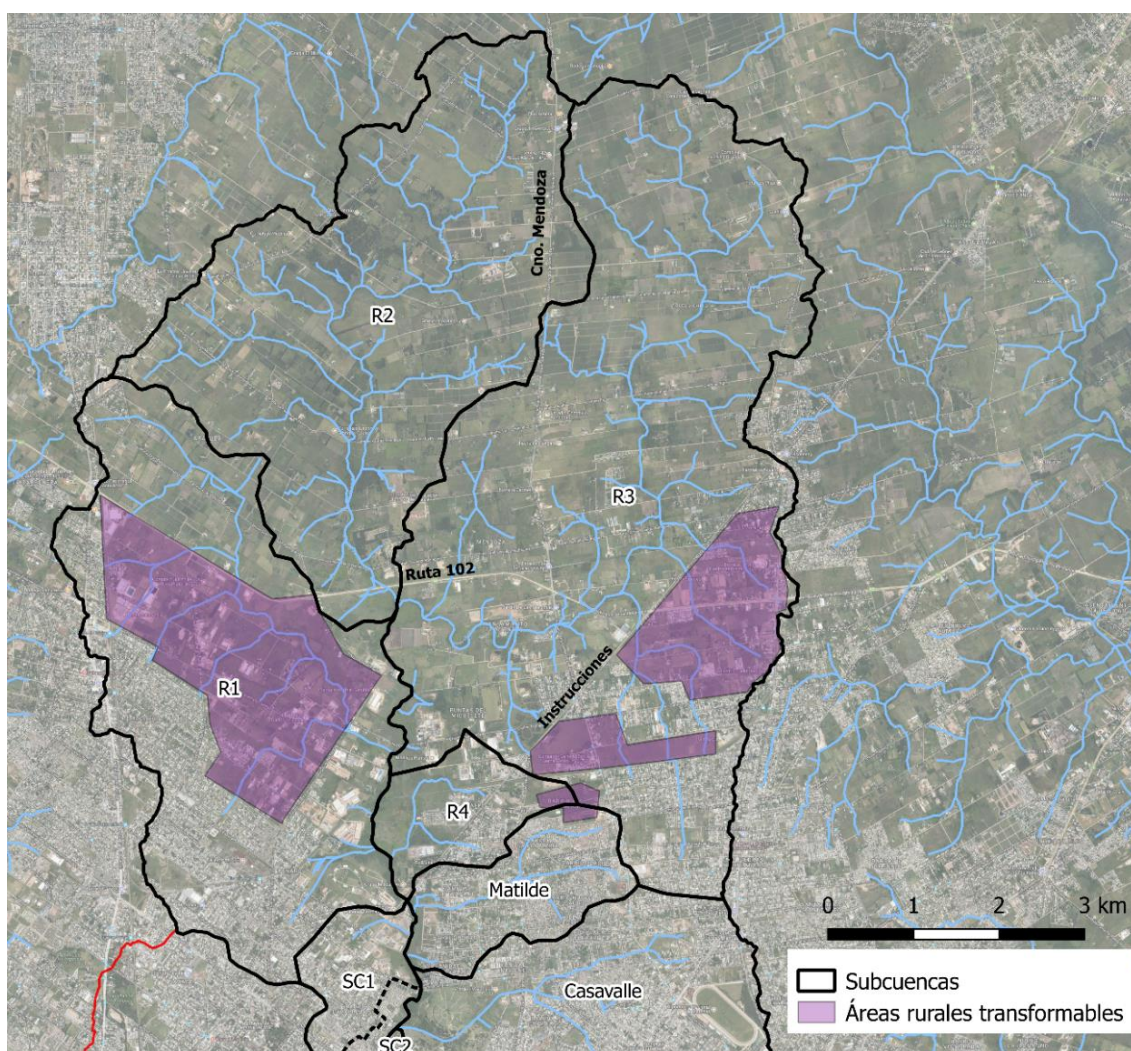


Figura 2.4 - Áreas rurales potencialmente transformables a urbanas o suburbanas dentro de las subcuencas del modelo.

Tabla 2.6 - Número de curva a futuro Cuenca R1.

Cuenca R1 - Número de Curva Futuro					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	12.967.913,7	85,0%	C	90
Otros Usos	Otros Usos	2.288.455,4	15,0%	C	83
<b>Total</b>		<b>15.256.369,1</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>89</b>

Tabla 2.7 - Número de curva a futuro Cuenca R3.

Cuenca R3 - Número de Curva Futuro					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	14.865.716,4	50,0%	C	90
Otros Usos	Otros Usos	14.865.716,4	50,0%	C	83
<b>Total</b>		<b>29.731.432,7</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>87</b>

Posteriormente se realiza una ponderación por el área para obtener el número de curva con impermeabilización futura de la cuenca rural, el cual se presenta en la *Tabla 2.8*.

Tabla 2.8 - Número de Curva a futuro para cuenca Rural

	A (km <sup>2</sup> )	NC
<b>R1</b>	17.1	89
<b>R2</b>	18.8	79
<b>R3</b>	29.7	87
<b>R4</b>	2.3	82
<b>Rural</b>	<b>67.9</b>	<b>85</b>

### Tiempo de concentración

Si bien existen diversos métodos de cálculo el tiempo de concentración, se eligió calcular el mismo mediante Ramser y Kirpich. Si bien este método se desarrolló en Estados Unidos, fue probado en algunas cuencas de Uruguay respondiendo de manera satisfactoria. Por tal motivo es ampliamente utilizado en nuestro país, siendo uno de los métodos recomendados en las directivas de diseño de presas, dispositivos de drenaje urbano y alcantarillas en Uruguay.

Su formulación es:

$$T_c = 0,4 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Donde:

$T_c$  : Tiempo de concertación (horas)

$L$  : Longitud hidráulica de la cuenca (km)

$S$  : Pendiente (%) =  $\Delta H(m)/L(km)/10$

En la *Tabla 2.9* se presentan los tiempos de concentración correspondientes a cada una de las subcuencas.

Tabla 2.9 - Tiempo de concentración correspondiente a cada una de las subcuencas.

		Tc (hs)
<b>Sub - Cuencas</b>	<b>Rural</b>	5.22
	<b>Matilde</b>	0.92
	<b>Casavalle</b>	1.32
	<b>SC1</b>	0.31
	<b>SC2</b>	0.40
	<b>Vaz Ferreira</b>	0.18
	<b>Trapani</b>	0.62
	<b>Pantaleon Sotelo</b>	0.27
	<b>Millán</b>	0.43
	<b>Maua</b>	0.48
	<b>Mataperros</b>	1.02
	<b>Cerrito</b>	2.15
	<b>Cayetano Rivas</b>	0.77
	<b>Buschental</b>	0.29
	<b>Angel Salvo</b>	0.34
<b>1</b>	0.37	

## 2.4. Implementación de modelación hidrológica (HEC-HMS)

Para la modelación hidrológica se utiliza el software HEC – HMS, el cual es un programa gratuito, de dominio público, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

Dicho programa permite simular el proceso de precipitación escurrimiento en sistemas dendríticos de cuencas, estimando el hidrograma de escorrentía que se producen un determinado punto de la red a causa de un episodio de lluvia. El resultado de la simulación, puede ser utilizado como insumo de otras herramientas de cálculo para realizar estudios de drenaje urbano y rural, prevención de inundaciones, regularización de planicies de inundación, estudios de disponibilidad de agua, evaluación de impacto de la urbanización, entre otros.

El programa brinda la posibilidad de modelar varios fenómenos como ser escorrentía directa, flujo base, perdidas por infiltración, evapotranspiración, humedad en el suelo y deshielo. En el caso en estudio, sólo interesa conocer los hidrogramas de salida de eventos extremos para las diferentes subcuencas del arroyo Miguelete. Es por esto que se modelarán únicamente los fenómenos de escorrentía directa y perdidas por infiltración.

### 2.4.1. Parámetros de ingreso

Los componentes del modelo incluyen: modelos de cuencas, modelos meteorológicos, especificaciones y datos de entrada. Los mismos son utilizados para simular la respuesta hidrológica en una cuenca. A continuación, se describen los datos ingresados en cada uno de los diferentes componentes.

#### *Red Fluvial a modelar*

Con el fin de representar la componente física de la cuenca en estudio, el software cuenta con varios elementos hidrológicos tales como subcuencas (subbasins), tramos (reaches), uniones (junctions), embalses (reservoirs), fuentes (sources), sumideros (sinks) y derivaciones (diversions).

En este caso, la cuenca queda definida únicamente por:

- **Subcuencas:** *“Elemento que representa la parte física de la cuenca. Dada la precipitación, el caudal de salida de la subcuenca es calculado restando las pérdidas de precipitación, y transformando el exceso de precipitación en caudal de salida sumándole el gasto base.”*
- **Canal (Reach):** *“Elemento utilizado para trasladar el flujo aguas abajo en el modelo de cuenca. El gasto de entrada a este elemento puede venir de uno o más elementos aguas arriba. El flujo de salida es calculado en base al tránsito y la atenuación del hidrograma de entrada.”*
- **Unión (Junction):** *“Se utiliza para unir el caudal proveniente de uno o más elementos hidrológicos. El caudal de salida es calculado simplemente sumando todas las entradas y asumiendo que no existe almacenamiento en la unión.”*
- **Salida (Sink):** *“El elemento de salida es utilizado para representar la salida de la cuenca. El caudal de entrada a este elemento puede venir de uno o más elementos. No hay gasto de salida en este elemento.”*

Antes de definir la estructura de la cuenca en HEC – HMS, fue necesario identificar los puntos de ingreso de los hidrogramas al modelo HEC – RAS, debido a que los resultados del modelo

hidrológico se utilizan como dato de entrada al modelo hidrodinámico. Dichos puntos de entrada son definidos en base a los puntos de descarga de las distintas cañadas afluentes al arroyo Miguelete y a la ubicación de las secciones relevadas. En la Figura 2.5 y Figura 2.6 se muestran los tramos en los cuales se consideran representativos de cada una de las secciones relevadas y con un punto rojo se indica donde se realiza el ingreso de caudal de cada subcuenca.

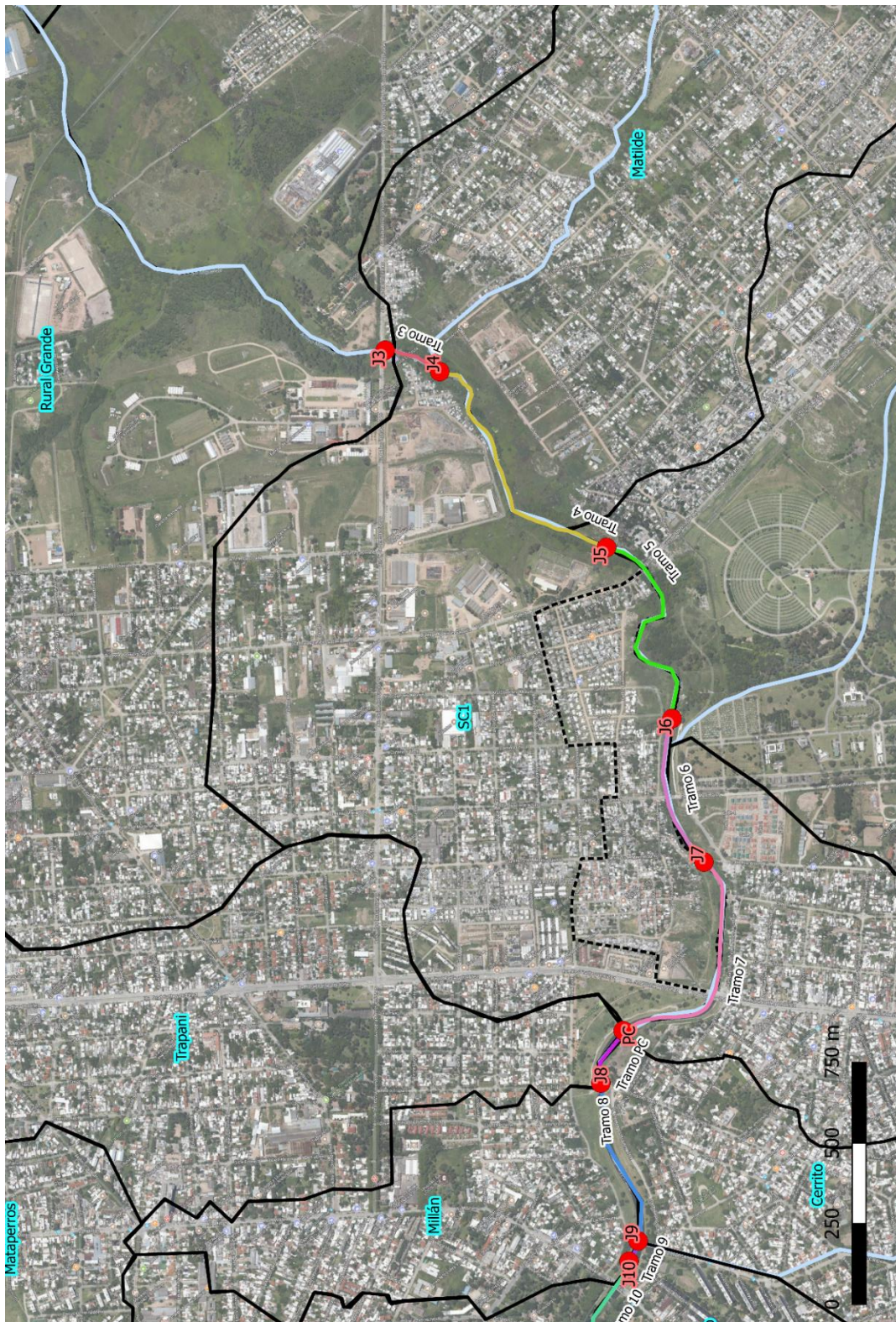


Figura 2.5 – Puntos de ingreso de caudal y tramos de arroyo definidos (1).



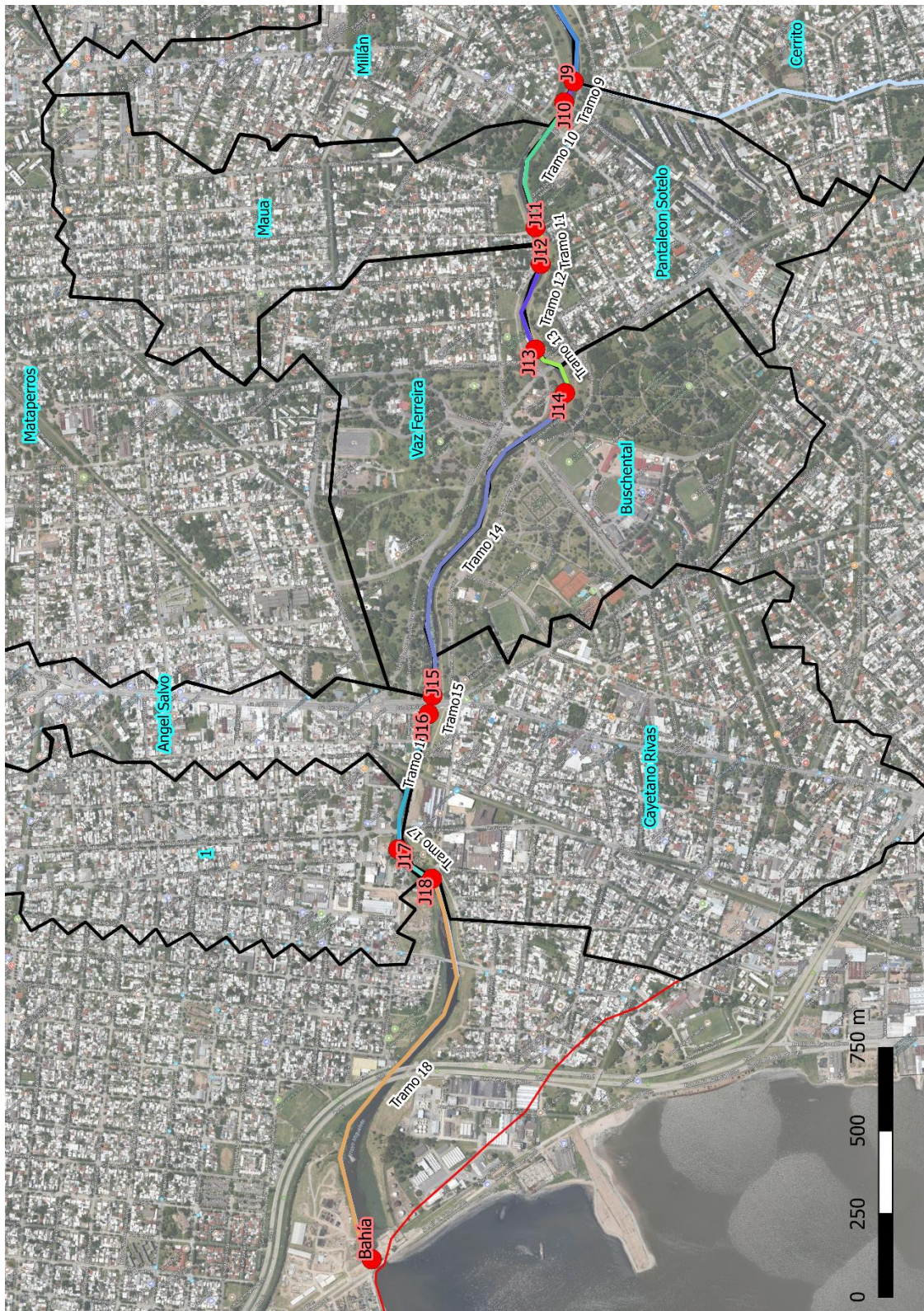


Figura 2.6 - Puntos de ingreso de caudal y tramos de arroyo definidos (2).

Por tanto, los puntos de ingreso de los hidrogramas definen una unión, siendo la distancia entre dos uniones consecutivas los denominados tramos (reaches). En cuanto al punto de cierre de la cuenca, estará definido por un sumidero. En la *Figura 2.7*, *Figura 2.8*, *Figura 2.9*, *Figura 2.10* se muestra el modelo de la cuenca ingresado en HEC -RAS.

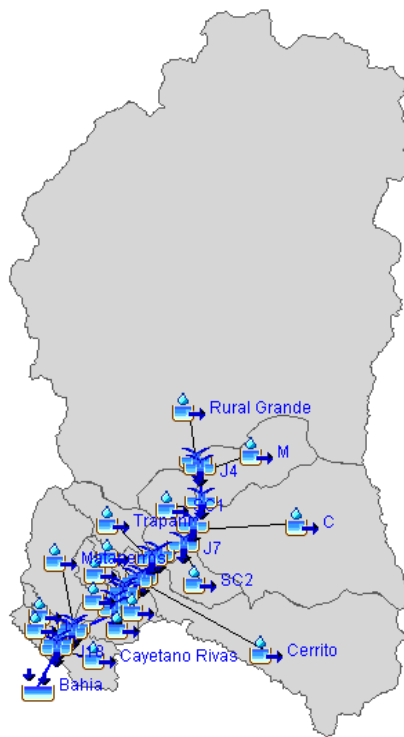


Figura 2.7 - Modelo hidrológico de la cuenca en estudio obtenido de HEC - HMS.

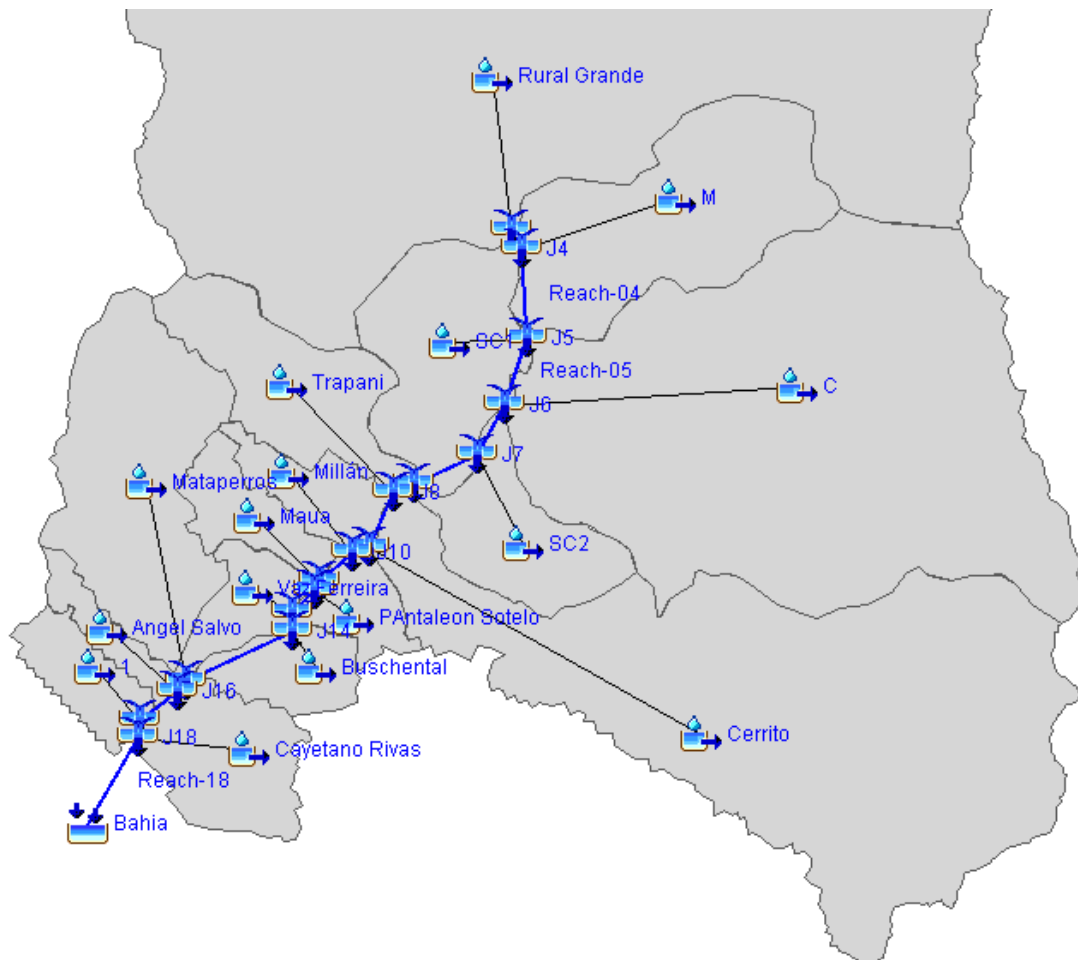


Figura 2.8 – Ampliación del Modelo hidrológico de la cuenca en estudio obtenido de HEC - HMS.

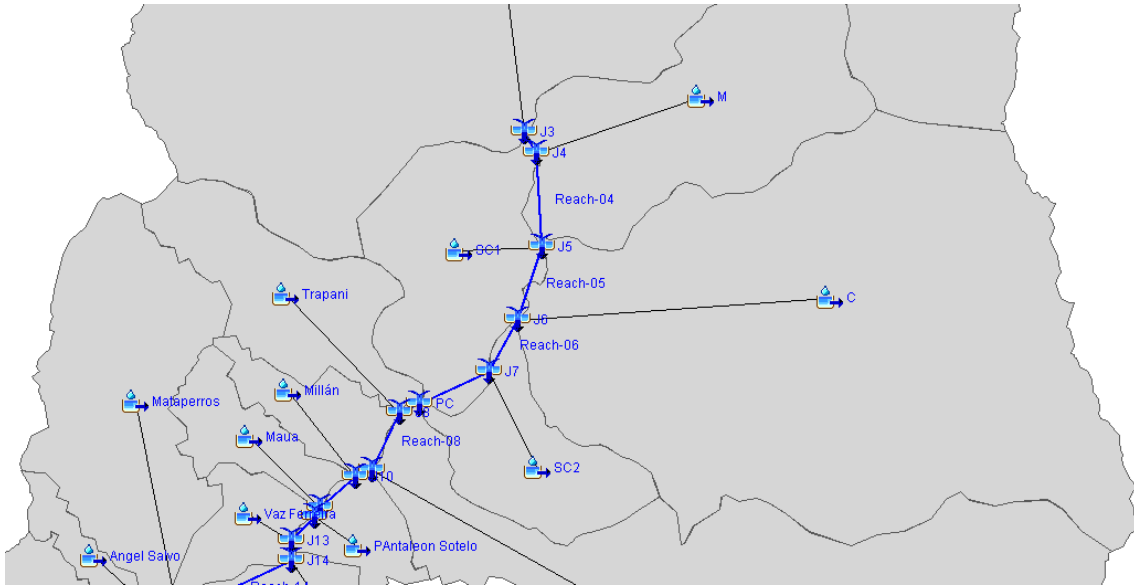


Figura 2.9 - Ampliación del Modelo hidrológico de la cuenca en estudio obtenido de HEC - HMS.

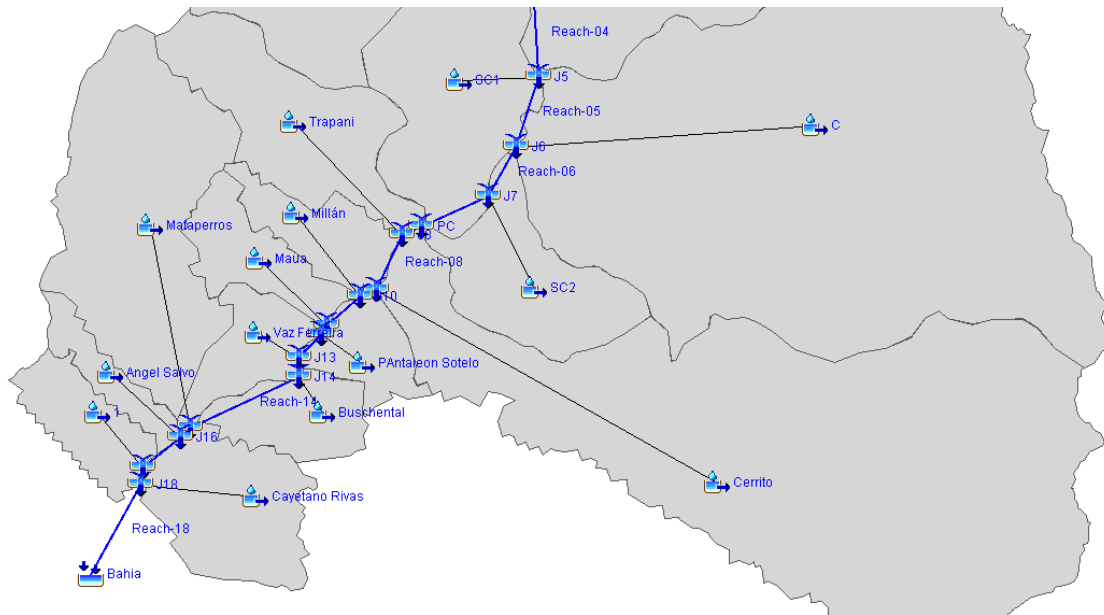


Figura 2.10 - Ampliación del Modelo hidrológico de la cuenca en estudio obtenido de HEC - HMS.

## Parámetros de las subcuencas

### Áreas

Al introducir una subcuenca, se requiere ingresar el área de la misma. Para las subcuencas en estudio se utilizaron las áreas definidas en la *Tabla 2.2*.

### Parámetros de pérdidas

Existen diversos modelos matemáticos para determinar las pérdidas de precipitación. En este caso se utiliza el del Número de Curva propuesto por el Soil conservation Service (SCS) ya que se trata de un método ampliamente conocido.

El programa requiere que para este método se le ingrese el número de curva (NC). La abstracción inicial la calcula el programa en función del número de curva siguiendo la siguiente expresión:

$$Ia = 0.2 S$$
$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{NC} - 10 \right)$$

Donde:

$Ia$  = Abstracción Inicial en mm

$S$  = Abstracción potencial en mm, es decir, lo máximo que puede almacenar el suelo

$NC$  = Número de Curva

El valor del Número de Curva a ingresar se muestra en la *Tabla 2.4*.

### Método de transformación precipitación-caudal

Se decide utilizar el método del Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service como método de transformación de precipitación escorrentía.

Para la aplicación de este método, el programa requiere que se le ingrese el Lag Time o período de retardo. El mismo representa el tiempo transcurrido entre el centro de gravedad de la precipitación neta hasta la punta del hidrograma, la cual en el método aplicado es aproximadamente:

$$T_{lag} = 0,6 T_C$$

Siendo:

$T_{lag}$  = Tiempo de retardo en minutos

$T_C$  = Tiempo de concentración de la cuenca en minutos

En la *Tabla 2.10* se presenta el cálculo del mismo.

Tabla 2.10 - Tiempo de retraso (Tlag).

		Tc (hs)	Tlag (min)
<b>Sub - Cuencas</b>	<b>Rural</b>	5.22	188.0
	<b>Matilde</b>	0.92	33.0
	<b>Casavalle</b>	1.32	47.6
	<b>SC1</b>	0.31	11.1
	<b>SC2</b>	0.40	14.5
	<b>Vaz Ferreira</b>	0.18	6.5
	<b>Trapani</b>	0.62	22.3
	<b>Pantaleon Sotelo</b>	0.27	9.7
	<b>Millán</b>	0.43	15.5
	<b>Maua</b>	0.48	17.3
	<b>Mataperros</b>	1.02	36.7
	<b>Cerrito</b>	2.15	77.4
	<b>Cayetano Rivas</b>	0.77	27.7
	<b>Buschental</b>	0.29	10.4
	<b>Angel Salvo</b>	0.34	12.2
<b>1</b>	0.37	13.3	

### Parámetros de los tramos

#### Método de tránsito

El método de tránsito seleccionado fue el de onda cinemática, el cual resuelve mediante métodos de aproximación de diferencias finitas la ecuación de conservación de la masa y una simplificación de la ecuación de cantidad de movimiento.

El programa requiere que se le ingresen los siguientes parámetros:

- **Longitud del tramo:** Queda definida como la distancia entre dos uniones consecutivas.
- **Pendiente del tramo:** Se calcula como la pendiente por extremos a partir de la cota del cauce aguas arriba y aguas abajo del tramo (obtenida a partir de las curvas de nivel) y la longitud del tramo.
- **Número de Manning:** Para simplificar el modelo, se toma un número de Manning tomando como referencia fotos aéreas de Google Earth y los valores tomados por la IM para realizar la modelación que se presentan en la Tabla 2.11.
- **Características geométricas de la sección del tramo:** Para definir la geometría de cada tramo, se utilizaron las secciones del modelo hidrodinámico las cuales fueron aproximadas a una geometría trapezoidal y se presentan en la *Tabla 2.11*.

Tabla 2.11 - Secciones ingresadas en los tramos definidos en HEC - HMS.

	Tramo	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	Manning	Ancho inferior (m)	Pendiente del talud (xH:1V)
J3 - J4	Reach - 03	173.7	0.003	0.030	1.5	0.6
J4 - J5	Reach - 04	623.0	0.002	0.030	1.5	0.6
J5 - J6	Reach - 05	739.7	0.003	0.030	7.5	1.7
J6 - J7	Reach - 06	466.7	0.004	0.030	11.0	2.0
J7 - PC	Reach - 07	759.5	0.001	0.030	12.0	2.3
PC - J8	Reach - PC	175.8	0.002	0.030	12.7	2.3
J8 - J9	Reach - 08	507.8	0.002	0.030	19.0	2.2
J9 - J10	Reach - 09	74.9	0.002	0.030	19.0	2.2
J10 - J11	Reach - 10	406.7	0.002	0.030	30.0	1.9
J11 - J12	Reach - 11	111.6	0.002	0.030	15.0	2.1
J12 - J13	Reach - 12	279.1	0.002	0.030	15.0	2.0
J13 - J14	Reach - 13	155.9	0.002	0.030	15.0	2.0
J14 - J15	Reach - 14	1086.3	0.002	0.030	19.0	1.5
J15 - J16	Reach - 15	44.8	0.002	0.030	25.0	2.8
J16 - J17	Reach - 16	448.4	0.002	0.030	25.0	2.8
J17 - J18	Reach - 17	152.1	0.020	0.030	25.0	2.8
J18 - Bahía	Reach - 18	1290.3	0.002	0.030	25.0	5.3

## *Modelo meteorológico (tormentas de diseño)*

- **Método utilizado para el diseño de las tormentas**

El modelo de precipitación sobre las subcuencas se ingresa a partir de un hietograma de precipitaciones.

La tormenta de diseño elegida es diseñada mediante el método NRCS, el cual plantea una tormenta de una duración de aproximadamente el doble del tiempo de concentración, con paso de tiempo  $d = Tc/7$ , donde la máxima intensidad se da en el tiempo de concentración.

Para desarrollar el hietograma de diseño se utiliza el método del bloque alterno utilizando las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia. En este método se divide la duración total de la tormenta en  $n$  intervalos iguales de duración  $D$ , y una vez fijado el período de retorno, se calcula la precipitación máxima para cada una de las duraciones ( $D, 2D, \dots, nD$ ) a partir de las curvas IDF. Luego, tomando las diferencias entre los valores sucesivos de precipitación máxima para cada duración, se encuentra la cantidad de precipitación asociada a cada unidad adicional  $D$ . Los incrementos se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración total (correspondiendo dicho valor al tiempo de concentración de la cuenca, tal como fue mencionado anteriormente). Luego, los demás bloques se ordenan en orden descendente alternativamente entre izquierda y derecha del bloque central.

Las ecuaciones utilizadas para estimar la precipitación se presentan en el *ANEXO: Curvas IDF*. En este caso se utilizó un valor de  $P_{3,10}$  de 79 correspondiente al departamento de Montevideo según lo que se observa en la *Figura 8.1*.

- **Selección del tiempo de concentración**

Para seleccionar el tiempo de concentración (parámetro fundamental para la elaboración de las tormentas de diseño), se evaluaron los resultados obtenidos con dos subcuencas distintas: por un lado, la cuenca con el punto de cierre aguas abajo del puente sobre Bv. Batlle y Ordóñez (la cual, en lo que sigue, se denominará subcuenca “Bv. ByO”), por otro, la cuenca con punto de cierre en Av. de las Instrucciones (subcuenca Rural, ver *Figura 2.11*).

El criterio adoptado para la selección del tiempo de concentración es considerar el escenario más desfavorable (mayores caudales) para los eventos de 2, 10, 100 y 500 años.

Para determinar cuál era el escenario más desfavorable, se diseñaron las tormentas para ambos tiempos de concentración y transitarlas por el modelo hidrológico.

Los resultados obtenidos y la selección del tiempo de concentración se discuten en lo que sigue (capítulos 2.4.2 – Escenarios preliminares modelados y 2.4.3 – Resultados preliminares).

Una vez seleccionado el tiempo de concentración, se toman los resultados del mismo para realizar el análisis de sensibilidad del modelo hidrodinámico<sup>5</sup>, y la comparación con los resultados presentados en otras fuentes de información<sup>6</sup>.

Cabe aclarar que dichos resultados son preliminares, previo a la calibración de los modelos.

---

<sup>5</sup> Análisis de sensibilidad del modelo hidrodinámico efectuado simulando flujo estacionario, presentado en capítulo 2.5.2.

<sup>6</sup> Resultados publicados del modelo hidrológico realizado por el SEPS, IM, y resultados presentados en el PDSUM.

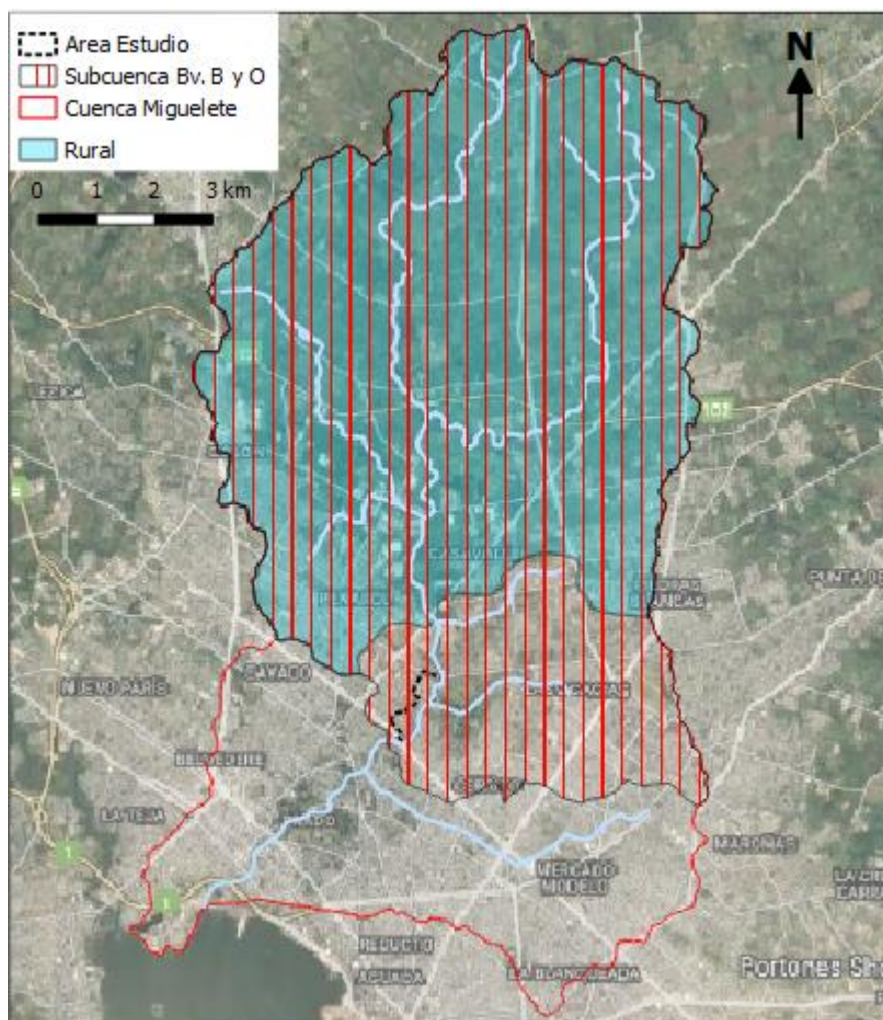


Figura 2.11 - Subcuenca Rural y Subcuenca Bv. Batlle y Ordóñez

En la *Tabla 2.12* se presenta el área y el tiempo de concentración de ambas cuencas utilizado para generar la lluvia de diseño.

Tabla 2.12 - Datos de cuencas para lluvia de diseño.

	A (km <sup>2</sup> )	Tc (hs)	TLag (min)	NC actual	NC a futuro
<b>Bv. B y O</b>	85,3	5,97	215	82	86
<b>Rural</b>	67,9	5,22	188	80	85

#### 2.4.2. Escenarios preliminares modelados

Los escenarios a modelar en esta primera instancia son las tormentas de diseño para eventos de 2, 10, 100 y 500 años de período de retorno.

En la *Figura 2.12* se presenta la tormenta de diseño utilizando los datos de la cuenca con punto de cierre en Bv. Batlle y Ordóñez para tiempo de retorno 100 años, mientras que en la *Figura 2.13* se muestra la tormenta de diseño generada con los datos de la cuenca rural para el mismo período de retorno. Las tormentas de diseño para períodos de retorno de 2, 10 y 500 se presentan en el *ANEXO: Tormentas de diseño*.



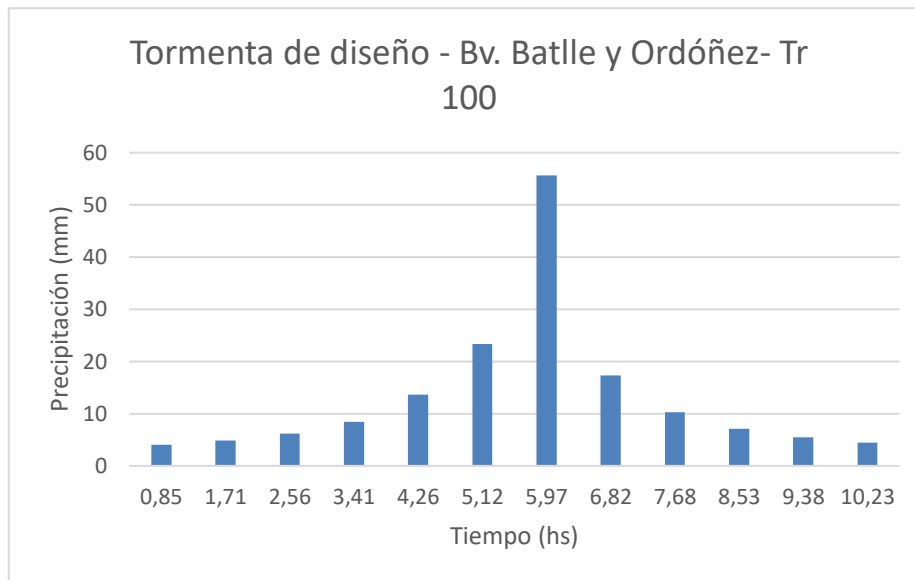


Figura 2.12 - Tormenta de diseño para Tr 100 con datos de Cuenca Bv. Batlle y Ordóñez.

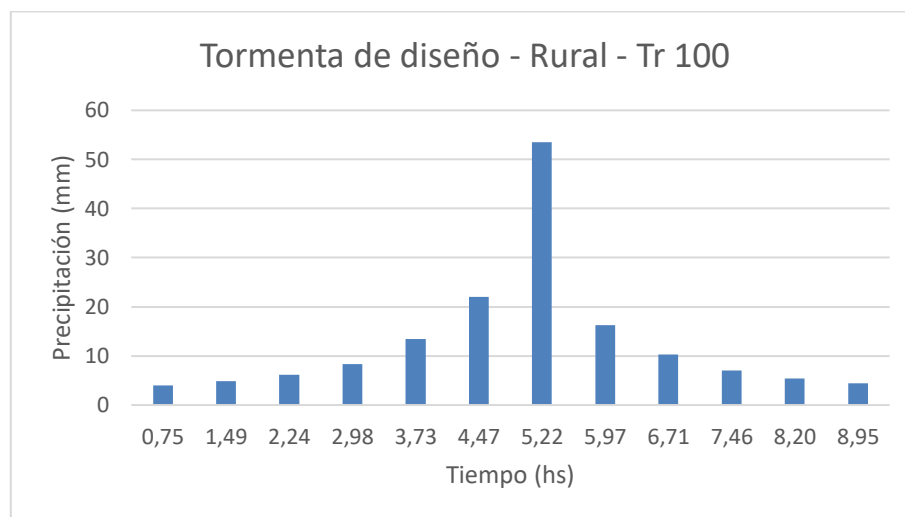


Figura 2.13 - Tormenta de diseño para Tr 100 con datos de Cuenca Rural.

### 2.4.3. Resultados preliminares obtenidos

A continuación, se presenta un análisis de los hidrogramas de salida obtenidos para cada tiempo de concentración.

Para realizar la comparación, se seleccionaron los puntos J3 (intersección con Av. Instrucciones) y PC (cruce con Bv. Batlle y Ordóñez).

En la *Tabla 2.13* se presenta el caudal máximo obtenido para el punto J3 y PC para la tormenta de diseño generada tanto con los parámetros de la cuenca Bv. B y O, como la rural.

Tabla 2.13 - Caudal máximo para Tr 2 en puntos J3 y PC para tormenta de diseño de cuenca Bv. B y O y Rural.

Q máx TR100 (m <sup>3</sup> /s)		
	Bv. B y O	Rural
J3	383,2	378,9
PC	407,2	402,8

- **Selección del tiempo de concentración para las tormentas de diseño**

Para ambos puntos se observa que la lluvia que genera un mayor caudal máximo es la calculada con los datos de la cuenca Bv. Batlle y Ordóñez. Por este motivo y de acuerdo con el criterio establecido previamente, se trabajará con un tiempo de concentración de 5,97 hs sobre una cuenca de 85km<sup>2</sup> para el diseño de las tormentas.

- **Resultados para análisis de sensibilidad y comparación con otros modelos**

En la *Tabla 2.14* se presentan los caudales máximos obtenidos en el escenario de cobertura de suelo actual para cada una de las subcuencas y para el punto J3 que será el lugar en donde se ingrese el caudal generado por las subcuencas rurales en el modelo hidrodinámico. Por otro lado, en la *Tabla 2.15* se presenta el caudal máximo obtenido para una condición de cobertura del suelo a futuro.

*Tabla 2.14 - Caudales máximos en el escenario actual.*

<b>Caudales máximos para escenario actual (m<sup>3</sup>/s)</b>				
	Tr 2	Tr 10	Tr 100	Tr 500
<b>Rural Grande</b>	95,1	199,2	341,0	441,6
<b>M</b>	16,5	28,8	44,1	54,5
<b>SC1</b>	13,3	23,2	35,4	43,8
<b>C</b>	16,4	31,5	50,8	64,1
<b>SC2</b>	8,2	14,2	21,6	26,7
<b>Trapani</b>	9,5	16,5	25,4	31,5
<b>Cerrito</b>	36,4	64,2	99,0	122,7
<b>Millán</b>	4,0	7,2	11,2	13,9
<b>Maua</b>	4,1	7,2	11,2	13,8
<b>Pantaleon Sotelo</b>	3,0	5,3	8,3	10,3
<b>Vaz Ferreira</b>	3,1	5,9	9,5	11,9
<b>Buschental</b>	3,0	6,2	10,3	13,1
<b>Mataperros</b>	14,6	26,0	40,3	50,1
<b>Angel Salvo</b>	2,5	4,4	6,7	8,3
<b>1</b>	4,5	7,8	11,8	14,5
<b>Cayetano Rivas</b>	6,7	12,1	18,7	23,3
<b>Bahia</b>	124,4	252,3	426,1	548,8

Tabla 2.15 - Caudales Máximos para escenario de impermeabilización futura.

Caudales máximos para escenario futuro (m <sup>3</sup> /s)				
	Tr 2	Tr 10	Tr 100	Tr 500
<b>Rural Grande</b>	122,4	235,3	383,2	486,7
<b>M</b>	16,5	28,8	44,1	54,5
<b>SC1</b>	13,3	23,2	35,4	43,8
<b>C</b>	16,4	31,5	50,8	64,1
<b>SC2</b>	8,2	14,2	21,6	26,7
<b>Trapani</b>	9,5	16,5	25,4	31,5
<b>Cerrito</b>	36,4	64,2	99,0	122,7
<b>Millán</b>	4,0	7,2	11,2	13,9
<b>Maua</b>	4,1	7,2	11,2	13,8
<b>Pantaleon Sotelo</b>	3,0	5,3	8,3	10,3
<b>Vaz Ferreira</b>	3,1	5,9	9,5	11,9
<b>Buschental</b>	3,0	6,2	10,3	13,1
<b>Mataperros</b>	14,6	26,0	40,3	50,1
<b>Angel Salvo</b>	2,5	4,4	6,7	8,3
<b>1</b>	4,5	7,8	11,8	14,5
<b>Cayetano Rivas</b>	6,7	12,1	18,7	23,3
<b>Bahia</b>	152,9	290,6	470,8	596,9

En la *Tabla 2.16* se muestra el incremento de caudal debido al aumento de impermeabilización del suelo.

Tabla 2.16 - Incremento de caudal debido a impermeabilización del suelo.

	Rural Grande			Bahía		
	Q actual (m <sup>3</sup> /s)	Q futuro (m <sup>3</sup> /s)	Incremento de Q (%)	Q actual (m <sup>3</sup> /s)	Q futuro (m <sup>3</sup> /s)	Incremento de Q (%)
Tr 2	95,1	122,4	29%	124,4	152,9	23%
Tr 10	199,2	235,3	18%	252,3	290,6	15%
Tr 100	341,0	383,2	12%	426,1	470,8	10%
Tr 500	441,6	486,7	10%	548,8	596,9	9%

Se puede apreciar que el cambio de cobertura genera un efecto muy importante sobre los caudales de salida, en particular para la zona de estudio y bajos períodos de retorno.

En la *Tabla 2.17* se compara el volumen escurrido para toda la cuenca del Arroyo Miguelete, punto de cierre en la Bahía de Montevideo, para la situación de impermeabilización futura con los valores presentados en la *Tabla 1.2* correspondientes al Plan Director de Saneamiento. Se observa que los valores obtenidos son similares con un porcentaje de error de 30% para un tiempo de retorno de 2 años y de 10% para tiempos de retorno de 10 y 100 años.

Tabla 2.17 - Volumen escurrido en la Bahía.

Volumen escurrido en Bahía (Hm <sup>3</sup> )			
	Modelo HMS	PDSUM	Discrepancia (%)
Tr 2	3,9	5,53	30%
Tr 10	7,3	7,97	8%
Tr 100	11,4	12,61	10%
Tr 500	15,1	-	-

En la Tabla 2.18 se muestran los resultados obtenidos en el modelo hidrológico realizado en HEC-HMS, contrastados con los del modelo de la Intendencia de Montevideo (SEPS) y del Plan Director (PDSUM, 2016).

Tabla 2.18 - Comparación de caudales máximos de Modelo HEC-HMS, Intendencia de Montevideo, Plan Director (PDSUM, 2016).

Comparación de caudales máximos (m <sup>3</sup> /s)						
	Rural			Bahía		
	HEC - HMS	Modelo IM	Modelo PDSUM	HEC - HMS	Modelo IM	Modelo PDSUM
Tr 2	95,1	82,0	69,9	124,4	127,0	175,0
Tr 10	199,2	133,0	119,1	290,6	199,0	231,3
Tr 100	383,2	274,7	205,8	470,8	299,0	304,8
Tr 500	486,7	340,0	-	596,9	353,0	-

- **Comparación y medidas de precaución acerca de los resultados**

Un comentario que urge destacar es que los resultados obtenidos con el modelo hidrológico HEC-HMS son significativamente mayores a los de los otros modelos tomados como referencia. Por este motivo se realizaron varias pruebas para determinar si era razonable aceptar el resultado del HEC-HMS o era necesario rectificarlo.

En primer lugar, se probó transitar tormentas de diseño específicas para cada una de las subcuencas, teniendo en cuenta sus parámetros geomorfológicos e hidrológicos. Los resultados obtenidos en dicho caso fueron similares a los del modelo de la IM. Sin embargo, se descartó trabajar con esta metodología dado que la ocurrencia de tormentas con distinta intensidad y variación en el tiempo para subcuencas adyacentes se consideró improbable.

En segundo lugar, se introdujeron variaciones en los coeficientes de Manning de los tramos de conducción para determinar el rango de error asociado a la selección de este parámetro. Se observó que las variaciones no afectaban significativamente los caudales máximos.

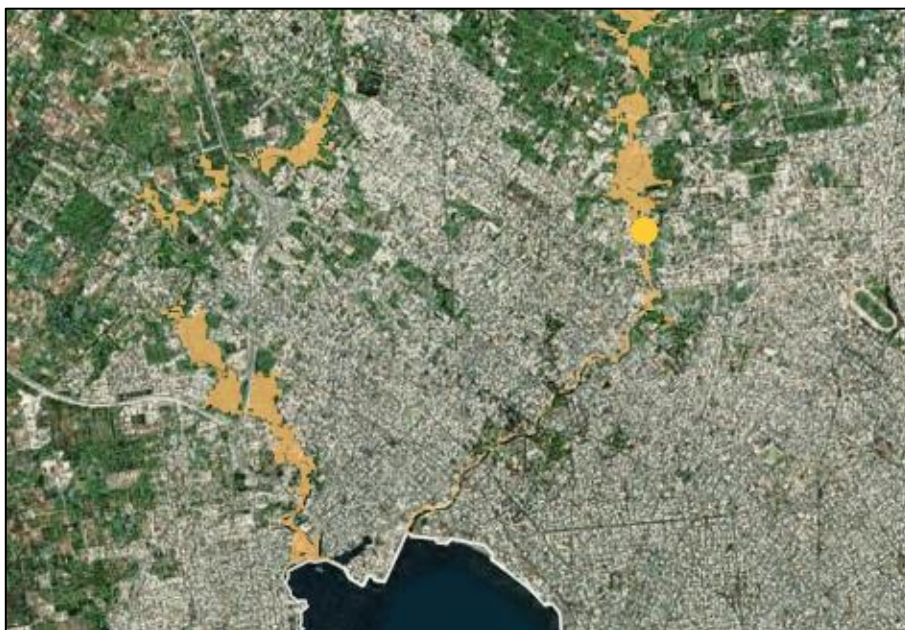
Observando las discrepancias con los otros modelos a nivel de cada subcuenca, se detectó que el origen principal de las diferencias entre los resultados era proveniente del hidrograma de salida de la subcuenca Rural. Sobre la misma se realizó una revisión de los números de curva, verificando que los valores empleados eran coherentes con la cobertura existente, no habiendo fundamentos razonables para modificarlos.

A partir de esta determinación, se intentó verificar el caudal obtenido para dicha subcuenca, comparándolo con el resultado del método NRCS, siguiendo la metodología presentada en las Notas de Hidrología e Hidráulica Aplicadas (Curso 2017). En ese caso, los caudales obtenidos con el método NRCS resultaron ser similares.

Los distintos resultados obtenidos en las pruebas realizadas inducen a pensar que los hidrogramas arrojados por el HEC-HMS para la cuenca Rural son de mayor magnitud a lo a lo esperado, principalmente por el margen de diferencia respecto a los modelos de referencia, a pesar de no conocer el procedimiento e hipótesis utilizadas por dichos modelos.

En la búsqueda de una justificación para tales discrepancias, se encontró que justo aguas arriba de Av. de las Instrucciones, existe una zona deprimida y plana tipo bañado. El mismo es reconocido por DINAMA como un humedal, estando el mismo resaltado en el visualizador de ecosistemas y ambientes de dicho organismo.

En la Figura 2.14 se muestran los humedales reconocidos por DINAMA, y en amarillo el punto donde comienza el modelo hidrológico.



*Figura 2.14 - Humedales reconocidos en el visualizador de DINAMA, MVOTMA.*

A los efectos de la modelación, el humedal o bañado es una zona plana donde el agua transita lentamente, y su efecto se podría modelar mediante una estructura de laminación ante eventos de crecida.

- **Comentarios finales**

Los resultados del modelo HEC-HMS mantienen discrepancias con los de los modelos de referencia, que aumentan con el período de retorno del evento simulado. Esto no quiere decir que los resultados obtenidos no tendrán validez, pero es un aspecto que no debe perderse de vista.

En etapa de calibración, se comparan los resultados contra mediciones de precipitación y niveles observados. En caso de que dicha comparación respalde la sospecha del exceso de aportes de la subcuenca Rural, se evaluará incorporar el funcionamiento del bañado como estructura de control.

## 2.5. Implementación modelación hidrodinámica (HEC-RAS)

### 2.5.1. Geometría del modelo y revisión general de sus componentes

La geometría del modelo se tomó como un insumo para la modelación a realizar en el marco de este proyecto. La misma fue proporcionada por el Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento de la Intendencia de Montevideo, y contiene:

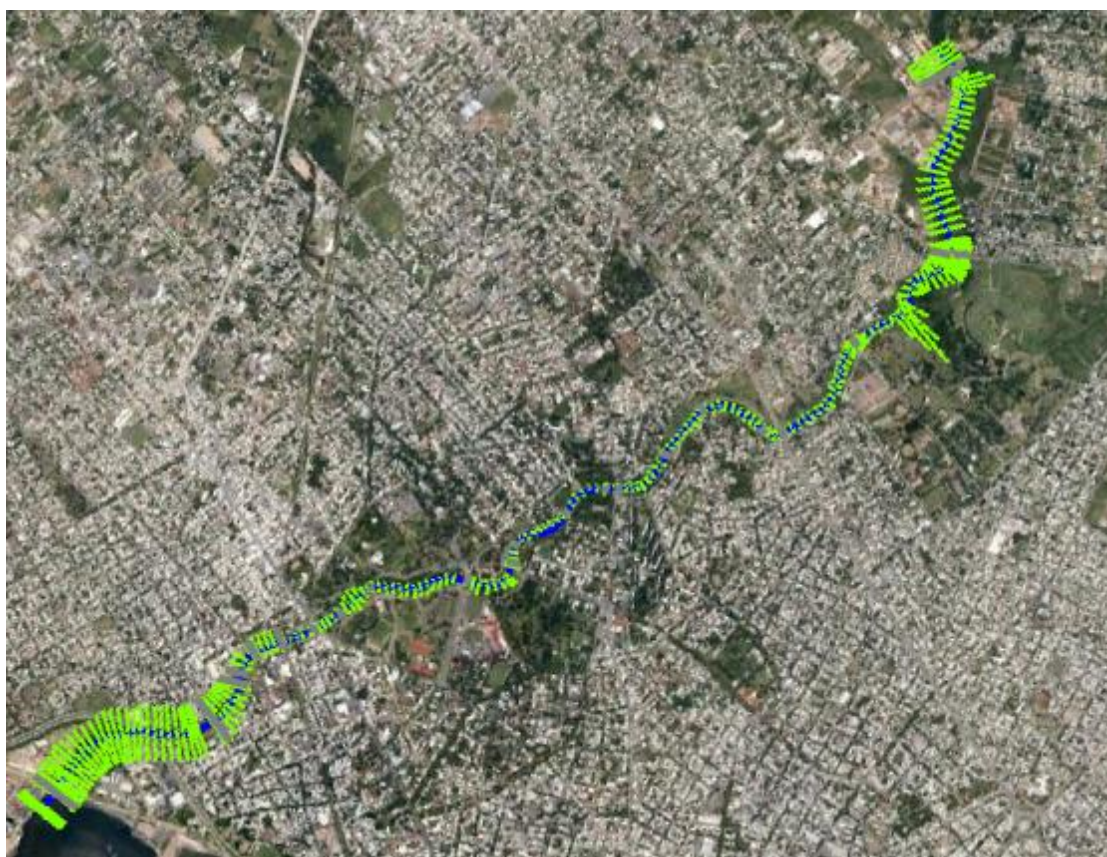
- Trazado del cauce
- Progresivas y puntos que conforman la geometría transversal de las secciones
- Ubicación y geometría de las estructuras de control (puentes y presas).

A continuación, se presenta una descripción general de la información de geometría recibida, y una breve descripción del trabajo de revisión realizado sobre la misma.

- **Progresivas**

Las progresivas de la geometría se definen en base a un cero ubicado en la bahía, y la sección más alta corresponde a la progresiva 7750 m, aproximadamente 150 m aguas arriba del cruce con instrucciones.

En la *Figura 2.15* se presenta un esquema en planta, en el que se pueden apreciar los principales rasgos de la geometría utilizada. Allí se indican el cauce (en azul) y las secciones transversales (en verde) ingresadas en el programa.



*Figura 2.15 - Tramo propuesto para modelación hidrodinámica.*

En la *Figura 2.16*, se muestran las secciones consideradas para la zona de estudio, incluyendo las secciones interpoladas seleccionadas.



Figura 2.16 - Tramo de enfoque de este estudio. Fuente: Elaboración propia.

### *Trazado del cauce y ubicación de secciones y estructuras de control*

A partir del montaje de una imagen satelital utilizando RAS Mapper, se verificó la coherencia del trazado del cauce y la ubicación de las distintas secciones y estructuras de control en el mismo, particularmente en la zona de estudio (Figura 2.16).

### *Geometría de las secciones*

La geometría de las secciones se verificó haciendo revisión de:

- Planos de puentes
- Imágenes satelitales
- Fotografías de algunos tramos y estructuras particulares
- Planilla con resultados de relevamientos del SEPS con comentarios

En el tramo aguas abajo de José Batlle y Ordóñez, las secciones tipo tomadas son en su mayoría las del proyecto de canalización. Los puntos donde se encuentra implementada una geometría distinta para las secciones se detallan a continuación:

1. **Entorno del puente de Av. Millán:** la sección en el puente es más ancha que la sección tipo de proyecto. Por tanto, aguas arriba del puente las secciones comienzan a ensancharse gradualmente hasta llegar a la sección de proyecto del puente. Aguas abajo del mismo atraviesan una presa, y vuelven a contraerse hasta alcanzar la geometría de la sección tipo de proyecto de canalización.

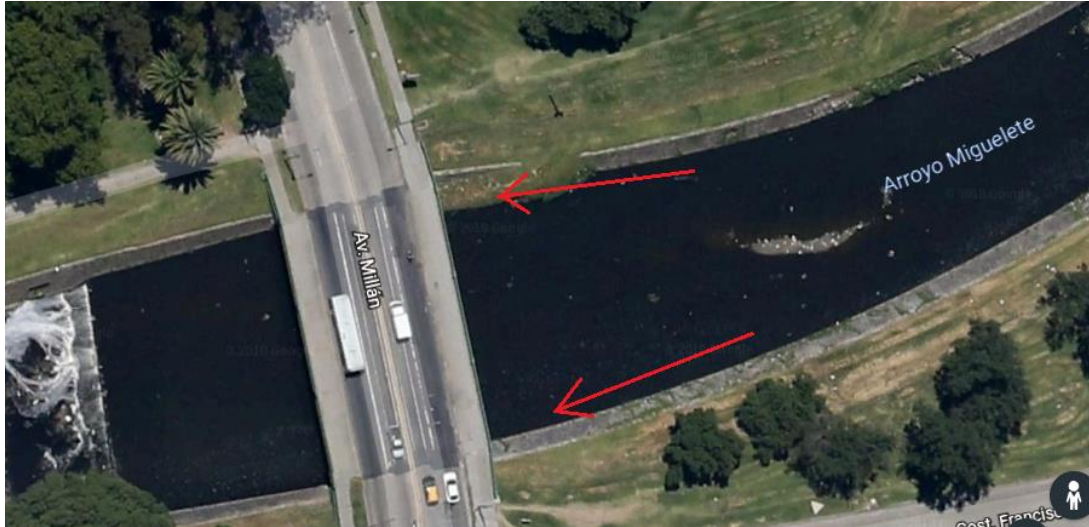


Figura 2.17 – Expansión en puente de Millán. Fuente: Google Earth.



Figura 2.18 - Sección del arroyo en cruce con Millán. Desde aguas arriba hacia aguas abajo, se puede observar el cauce canalizado que se ensancha hacia el puente y por último la presa de nivel. Fuente: Registro fotográfico SEPS.



2. **Entorno del puente L. A. de Herrera:** aguas abajo de este puente, el curso presenta una importante curvatura y las secciones están intervenidas, pero dejan de ser simétricas. Las secciones en el tramo desde L. A. de Herrera hasta Buschental presentan una de sus márgenes intervenida según la sección tipo del proyecto de canalización y la otra con su cobertura natural. El lado no intervenido de la sección se representó con un talud 1:1. En la *Figura 2.19* se pueden ver ambas márgenes del arroyo en el tramo mencionado. La diferencia entre las márgenes también se puede apreciar en la imagen satelital presentada en la *Figura 2.20*.



*Figura 2.19 - Márgenes del curso en el tramo L. A. de Herrera - Buschental. Se puede observar la diferencia en la fracción visible de las márgenes. Fuente: Relevamiento físico del S.E.P.S.*



*Figura 2.20 - Diferencia entre márgenes en tramo con curvatura. Fuente: Google Earth.*

3. **Isla:** se encuentra aproximadamente 550 m aguas abajo del puente de Buschental. Si bien en esta zona el arroyo se encuentra canalizado, la isla implica una modificación importante en la sección. El fondo y paredes del canal conformados por la isla también tienen su superficie intervenida. En la *Figura 2.21* y *Figura 2.22* se presentan imágenes que permiten comprender la particularidad de la geometría de las secciones de esta zona.



*Figura 2.21 - Isla en medio del curso. Fuente: Google Earth.*



*Figura 2.22 - Isla en medio del curso. Fuente: Relevamiento físico S. E. P. S.*

4. **Puente de Agraciada:** el tramo próximo al puente de Agraciada, aguas arriba del mismo se encuentra intervenido. Hacia aguas abajo no se observa intervención, estando las márgenes con forma de superficie y cobertura natural. A estas secciones se les asigna una geometría tomada a partir de un relevamiento topobatimétrico. Se verificó que las márgenes se encuentran sin intervención, como se puede ver en la *Figura 2.24*, pero no verificó la batimetría relevada de las secciones, por lo cual no se tienen argumentos para descartar la geometría propuesta.



*Figura 2.23 - Puente de Agraciada visto desde aguas arriba. Fuente: Relevamiento físico S.E.P.S.*



*Figura 2.24 - Puente de Agraciada visto desde aguas abajo. Márgenes sin intervención. Fuente: Relevamiento físico S.E.P.S.*

Hacia aguas abajo de este puente, la geometría del arroyo continúa en forma natural. Las secciones que se encuentran en el resto del trayecto fueron relevadas en el proyecto del SEPS o provienen del PDSUM. De los registros fotográficos se pueden observar abundantes rocas en su fondo y vegetación en sus taludes. Esto será tenido en cuenta para la revisión de los coeficientes de Manning empleados.

5. **Aguas arriba de José Batlle y Ordóñez:** Hacia aguas arriba de José Batlle y Ordóñez, el curso no posee ningún tramo canalizado, por lo que las secciones provienen de relevamiento topobatimétrico realizado desde Av. de las Instrucciones para el proyecto del SEPS. Como mencionamos anteriormente, no se tienen argumentos para verificar completamente la geometría planteada. Sin embargo, se buscó verificar la mayor cantidad de información posible en base a las imágenes satelitales, fotografías tomadas en campo y planos de puentes, tal como se presentó anteriormente para algunos tramos.

### *Coeficientes de Manning*

Los coeficientes de Manning propuestos en el proyecto del SEPS para distintos tramos se presentan en el ANEXO: *Coeficientes de Manning propuestos por el SEPS*. Sobre esos valores se realizaron algunos ajustes, de acuerdo a la revisión bibliográfica y consulta del manual de HEC-RAS para la selección de este parámetro. En la *Tabla 2.19*, se muestran los valores seleccionados para lo que sigue del trabajo. Según informe de modelación, los mismos surgen a partir de la interpretación de imágenes satelitales, fotografías tomadas en sitio y consulta de bibliografía.

Resulta difícil definir números de Manning en algunos tramos del cauce, principalmente aquellos que tienen fuerte dependencia del mantenimiento por la presencia de abundante maleza en sus márgenes.

Por otro lado, interesa conocer a grandes rasgos la variabilidad de los resultados respecto a variaciones de este parámetro. Por esta razón, se realizará un breve análisis de sensibilidad, y según el comportamiento observado del modelo (tanto para el coeficiente del cauce como para el de las márgenes), se procederá a calibrar y validar el modelo.




La revisión de los coeficientes de Manning utilizados se realizará verificando la coherencia de los valores variación a lo largo de los tramos.




En la *Tabla 2.19* se presenta una breve descripción representativa de cada tramo, fotografías de apoyo y valores tomados por el SEPS.





*Tabla 2.19 - Números de Manning propuestos por el SEPS y fotografías representativas.*




<i>Sección Proyecto</i>	<i>Tramo</i>	<i>Descripción cauce</i>	<i>Descripción planicie</i>	<i>n cauce</i>	<i>n planicie</i>
<i>1</i>	<i>Bahía - Gutiérrez</i>	<i>Barro y arenas finas, escasa vegetación, sin obstrucciones</i>	<i>Pastos cortos a largos, escasa vegetación</i>	<i>0,03</i>	<i>0,06</i>




<i>Sección Proyecto</i>	<i>Tramo</i>	<i>Descripción cauce</i>	<i>Descripción planicie</i>	<i>n cauce</i>	<i>n planicie</i>
II	Gutiérrez - Zufriategui	Arenas, barros. Rocas como obstrucciones.	Pastos largos y pajonales	0,03	0,08
					
III	Zufriategui - Uruguayana	Barro con abundantes rocas como obstrucciones.	Margen izquierda, pasto corto, derecha pastos largos.	0,04	0,06
					
IV	Uruguayana - Afe	Buena profundidad, sin importantes obstrucciones	Abundantes Malezas y árboles	0,03	0,08
					


<b>Sección Proyecto</b>	<b>Tramo</b>	<b>Descripción cauce</b>	<b>Descripción planicie</b>	<b>n cauce</b>	<b>n planicie</b>
	<i>Afe - Agraciada</i>	<i>Presencia de vegetación, rocas como obstrucciones cerca de Agraciada.</i>	<i>Pastos cortos, escasa vegetación. Parque</i>	<i>0,035</i>	<i>0,07</i>
					
<i>V</i>	<i>Agraciada - Islote</i>	<i>Sección intervenida. Islotes de vegetación</i>	<i>Intervenida</i>	<i>0,04</i>	<i>0,06</i>
					
<i>V</i>	<i>Islote - Buschental</i>	<i>Sin vegetación. Rocas grandes y bolos en el fondo</i>	<i>Intervenida</i>	<i>0,035</i>	<i>0,06</i>
					
<i>VII</i>	<i>Buschental - Radio Patrulla</i>	<i>Sin vegetación, limpio</i>	<i>Intervenida</i>	<i>0,03</i>	<i>0,06</i>
					

Sección Proyecto	Tramo	Descripción cauce	Descripción planicie	n cauce	n planicie
VIII	Radio Patrulla - L. A. Herr.	Sin vegetación.	Intervenida.	0,03	0,02
					
IX	L. A. Herrera - Millán	Sin vegetación.	Intervenida	0,03	0,06
					
X	Millán - J. B. y Ord	Algo de vegetación, sobre todo a partir de Trápani.	Intervenida	0,035	0,06
					
-	J. B. y Or- Casavalle	Obstrucciones por basura.	Abundantes malezas.	0,04	0,06
					

<i>Sección Proyecto</i>	<i>Tramo</i>	<i>Descripción cauce</i>	<i>Descripción planicie</i>	<i>n cauce</i>	<i>n planicie</i>
-	<i>Silva-Casavalle</i>	<i>Fondo rocoso, algunas obstrucciones por basura.</i>	<i>Abundantes Malezas y abundantes árboles.</i>	<i>0,04</i>	<i>0,07</i>
					
-	<i>Casavalle-Saravia</i>	<i>Fondo rocoso, algunas obstrucciones por basura.</i>	<i>Abundantes Malezas y abundantes árboles.</i>	<i>0,04</i>	<i>0,085</i>
					
-	<i>Saravia-Cno. Casavalle</i>	<i>Fondo rocoso, algunas obstrucciones por basura.</i>	<i>Abundantes Malezas y abundantes árboles.</i>	<i>0,04</i>	<i>0,08</i>
					



<i>Sección Proyecto</i>	<i>Tramo</i>	<i>Descripción cauce</i>	<i>Descripción planicie</i>	<i>n cauce</i>	<i>n planicie</i>
-	<i>Cno. Casavalle - Instrucciones</i>	<i>Fondo rocoso, algunas obstrucciones por basura.</i>	<i>Abundantes Malezas y abundantes árboles.</i>	<i>0,04</i>	<i>0,08</i>



A partir de la observación de las imágenes y consulta bibliográfica, los coeficientes de Manning resultan coherentes.

Llama la atención que, en las secciones de los tramos canalizados, los coeficientes de Manning son menores en las márgenes que en el cauce. Estos valores se mantienen dado que, en dichas secciones, la superficie asociada al coeficiente de Manning del cauce corresponde solamente al fondo del canal, mientras que la asociada al coeficiente de la planicie son las paredes laterales intervenidas (sin llegar a la zona de pasturas). En caso que fuera necesario prolongar las secciones hasta la zona de pasturas, sería necesario introducir un tercer coeficiente de rugosidad a la sección.

Por otro lado, en muchos casos los valores del coeficiente, tanto para cauce como para planicie, dependen de acuerdo al estado de mantenimiento, presencia de vegetación, obstrucciones por basura y otros factores a los que no se les puede asignar un factor constante en el tiempo.

De todas formas, se realizará un breve análisis de sensibilidad del modelo a las variaciones de este parámetro para conocer el margen de error asociado a la selección de estos valores.

## Áreas inefectivas

Las áreas inefectivas son fracciones de las secciones transversales que no aportan al transporte de caudal. Estas áreas surgen de la existencia de zonas donde la velocidad del flujo promediada en el tiempo es mínima o nula en el sentido longitudinal.

Incorporar estas zonas a la modelación permite simular zonas muertas o de muy baja velocidad, que no transportan caudal pero tampoco esfuerzos resistentes por rugosidad al resto del flujo (como si lo hacen las zonas con obstrucciones).

Según la revisión realizada sobre la información obtenida del SEPS, se identifican dos tipos de áreas inefectivas:

1. **Contracción en puentes:** En la mayoría de los casos, los puentes implican puntos de contracción de la sección del canal. Por esta razón cuando el flujo atraviesa un puente existe una transición desde las secciones “normales” del cauce hacia la contracción. Por lo general, esta transición genera zonas de alto tiempo de residencia.

En la información aportada por el SEPS, las áreas inefectivas asociadas a los puentes están definidas a partir de coeficientes de contracción y expansión, que surgen de valores recomendados y tabulados según relaciones entre el ancho de las secciones completa y contraída, los coeficientes de Manning del cauce y planicie y pendiente longitudinal del tramo.

Se revisó la disposición de las áreas inefectivas, verificando que los valores para los coeficientes de contracción y expansión fueran coherentes con las recomendaciones del manual, según el resto de los parámetros.

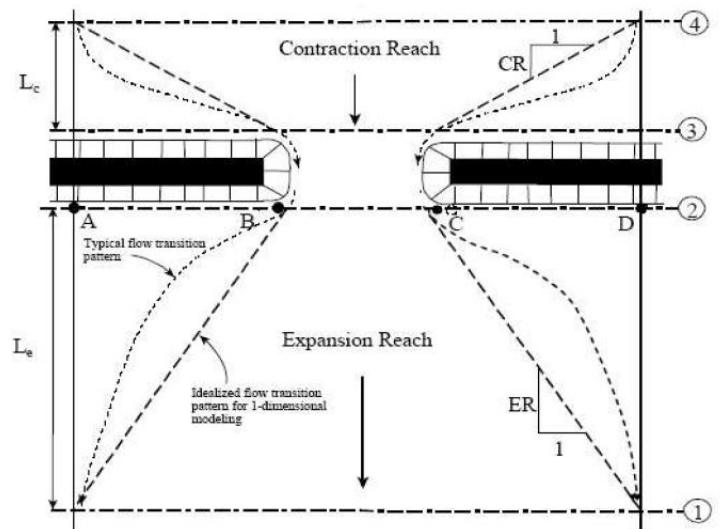


Figura 2.25 - Recomendación para definición de áreas inefectivas asociadas a contracciones. Fuente: HEC-RAS User's Manual - US Army Corps of Engineers.

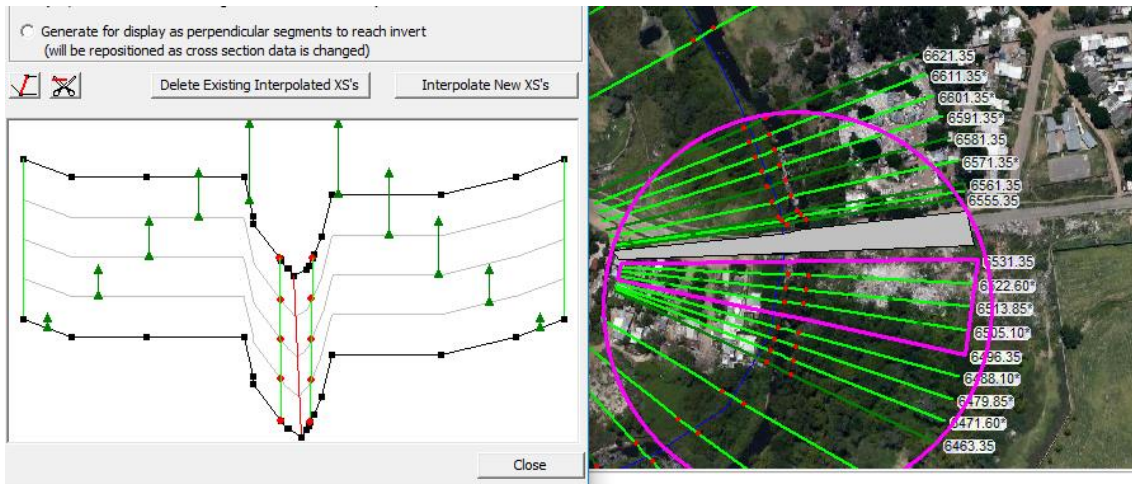


Figura 2.26 - Delimitación de área inefectiva asociada al puente de Aparicio Saravia. Fuente: Elaboración propia.

2. **Zonas deprimidas:** Se trata principalmente de los puntos de descarga de las cañadas Matilde y Casavalle.

Las zonas indicadas como inefectivas corresponden a las zonas de planicie y cauce de los afluentes, donde se generan bajas velocidades. Debido a la depresión del terreno hacia el lado de la desembocadura las secciones del arroyo que se presentan una geometría “extendida” hacia el lado del afluente. Esto permite que el agua ocupe lugares más alejados del centro del cauce, donde el comportamiento se asemeja más al de un cuerpo de agua léntico.

En base a lo recientemente expuesto, la fracción de las secciones que efectivamente aporta al transporte de caudal corresponde a la más cercana al eje del cauce.

La revisión de la información entregada con el SEPS resulta coherente con el comportamiento descrito, ya que el área inefectiva se delimitó hacia la zona deprimida en todos los casos.

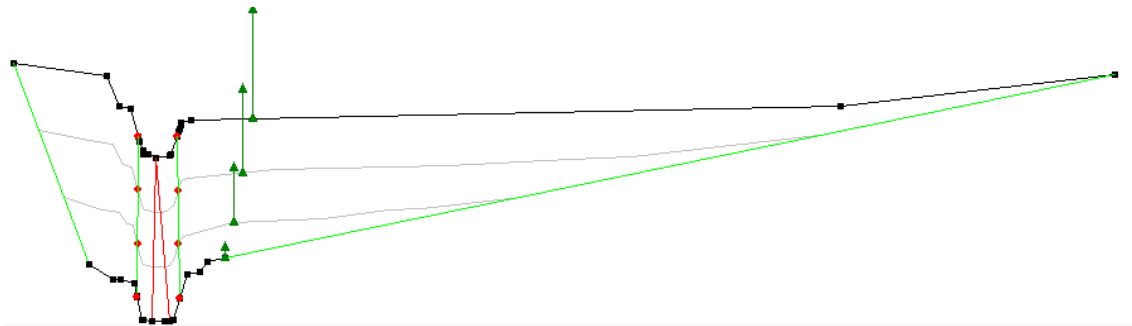


Figura 2.27 - Área inefectiva asociada a la depresión en descarga de cañada Casavalle. Fuente: Elaboración propia.

## 2.5.2. Análisis de sensibilidad de los resultados

### *Introducción*

En este apartado se presenta un breve análisis de sensibilidad del modelo a los factores propuestos en el apartado de metodología.

Cabe aclarar que las salidas del modelo que se presentan en lo que sigue, fueron obtenidas utilizando flujo estacionario y previo a la calibración del modelo. En varios casos se observa que la superficie del agua supera la altura de los puentes, situación que no ocurre para los eventos estudiados, y que luego se corrige en etapa de calibración.

Tomando esto en consideración, los resultados que arrojó el programa y que se presentan a continuación se consideran sin validez como tales, y son utilizados solamente con el fin de determinar el margen de variación que puede introducir la elección de los valores para los parámetros considerados.

### *Procedimiento a seguir*

Para simplificar el contenido de este apartado se describe a continuación el procedimiento para la obtención de los resultados que se comparan. Este procedimiento es análogo para cada parámetro de estudio.

- Creación de los perfiles de flujo, para los eventos de 2, 10 y 100 años de período de retorno a partir de los resultados preliminares del modelo hidrológico.
- Creación de planes con distintos valores del parámetro a analizar.
- Ejecución del programa combinando los distintos planes y perfiles.
- Comparación de los resultados utilizando gráficas y tablas de salida de HEC-RAS.

### *Sensibilidad a la condición de borde de aguas abajo (nivel de la bahía)*

Como se mencionó en la revisión de antecedentes, se utilizarán distintos niveles de la bahía para evaluar su influencia en los resultados del modelo en la zona de estudio.

Los perfiles creados para esta verificación son los correspondientes a los eventos de interés (2, 10 y 100 años de período de retorno). Los planes a utilizar se generon indicando como condición de borde de aguas abajo, "Known WS", que permite establecer una cota de superficie de agua conocida. De esta forma se indicaron dos planes, uno con Known WS = -1 m (cercano al mínimo registrado) y el otro con Known WS = 3,75 m (100 años de período de retorno según estudio de niveles del PSDUM).

Los valores tomados para los niveles surgen de buscar la máxima diferencia posible dentro de las mediciones disponibles.

Los resultados obtenidos muestran que las diferencias importantes se encuentran aproximadamente hasta la progresiva 1400 m (a la altura de la calle Coraceros). A esta altura, existe una presa acompañada de un descenso abrupto del fondo del canal que en conjunto generan un descenso importante de la superficie de agua. Los resultados que arroja el modelo indican que este conjunto (presa y descenso del fondo) funcionan controlando flujo hacia aguas arriba, eliminando la incidencia de los niveles de la bahía hacia las progresivas mayores a 1400 m.

Esta determinación mantiene cierta coherencia con el estudio de influencia de las estructuras de control sobre el flujo presentado en el PSDUM, donde se indica que las presas de Meillet

(las que están a la altura de Coraceros), tienen un efecto significativo, generando caídas de nivel de aproximadamente 1 m para la crecida de 100 años de período de retorno.

En la Figura 2.28 se muestran en azul los perfiles del flujo obtenidos para 2, 10 y 100 años de período de retorno y nivel máximo en la bahía, mientras que en verde se representan los mismos perfiles pero para el nivel mínimo de la bahía. Se puede observar en ella que no existen diferencias en los perfiles obtenidos desde la presa mencionada hacia aguas arriba de la presa.

Dado que la zona de estudio en la que se enfoca este trabajo se encuentra comprendida entre las progresivas 5000 y 6800 aproximadamente, concluimos que utilizar la condición de borde del nivel en la bahía brinda tranquilidad de no estar influenciando el resultado.

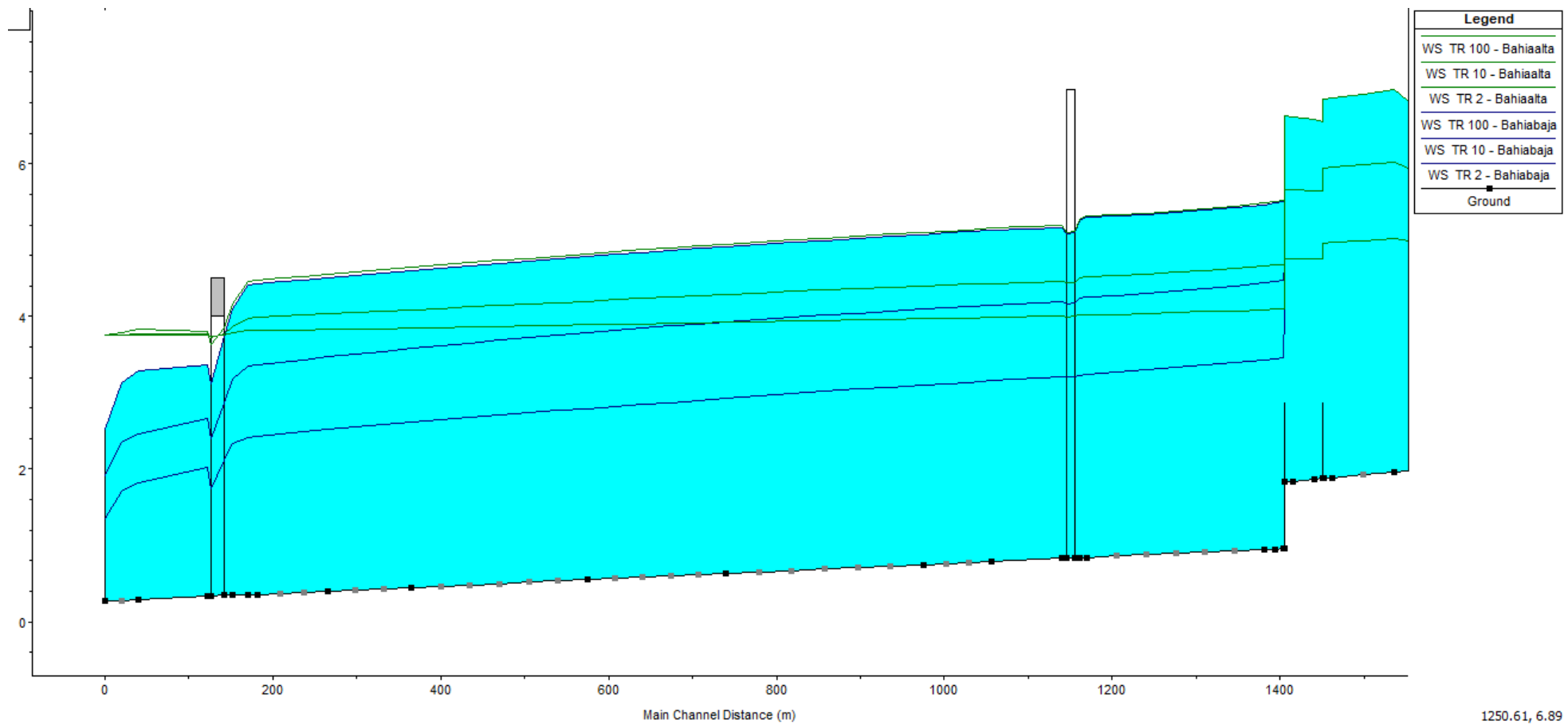


Figura 2.28- Efecto del nivel de la bahía sobre el flujo para eventos de 2, 10 y 100 años de período de retorno.

### *Sensibilidad al coeficiente de rugosidad de Manning del cauce principal*

Siguiendo con el procedimiento general, se crearon los planes de comparación, incrementando y disminuyendo los coeficientes de Manning del cauce en un 10%. Los perfiles a estudiar son los mismos que para el punto anterior.

Los resultados se analizaron en planilla de cálculo y en representación gráfica de los perfiles en HEC-RAS. A continuación, se realiza una síntesis del análisis:

#### **Evento de 2 años de período de retorno**

Observando los perfiles de flujo en forma general, se observa que **augmentar** el número de Manning del cauce en un **10 %** produce un aumento casi uniforme del tirante a lo largo de todo el trayecto. Complementando con los datos tabulados, las diferencias desde las secciones de aguas arriba de Av. de las Instrucciones hasta Aparicio Saravia tienen un promedio de 9 cm, con un máximo de 13 cm. Entre Bv. Aparicio Saravia y Bv. José Batlle y Ordóñez (zona de estudio) la brecha entre los resultados aumenta levemente, alcanzando un promedio de 12 cm, con un máximo de 17 cm, ubicado justo después del puente de Bv. Aparicio Saravia. A partir del puente de José Batlle y Ordóñez, la diferencia de tirantes comienza a disminuir progresivamente hacia aguas abajo, hasta alcanzar la presa Meillet (progresiva 1400 m, a la altura de Coraceros), donde se hace nula. En este trayecto la discrepancia promedio es de 7 cm y el máximo de 13 cm. Inmediatamente a continuación de la presa Meillet, los perfiles presentan una diferencia pequeña de 9 cm, pero que es la máxima y va decreciendo desde este punto hasta anularse en la bahía.

Analizando las velocidades del canal, se puede notar una correspondencia entre las zonas de mayor velocidad con las zonas que tienen mayor sensibilidad en su velocidad y tirante. Esto es razonable, dado que las secciones donde ocurren mayores velocidades también existe mayor pérdida de energía por fricción, y, por lo tanto, es esperable que los resultados en ese entorno sean más sensibles a los cambios en los coeficientes de rugosidad de Manning.

	<b>v (m/s)</b>	<b><math>\Delta y</math> (m)</b>	<b><math>\Delta v</math> (m/s)</b>
5766.35	1.59	0.09	-0.05
5757.60*	1.71	0.09	-0.06
5748.85*	1.83	0.09	-0.07
5740.10*	1.95	0.1	-0.07
5731.35	1.89	0.1	-0.13
5694.57*	2.05	0.1	-0.14
5657.79*	2.14	0.11	-0.15
5621.01*	2.22	0.11	-0.14
5584.23*	2.31	0.1	-0.15
5547.46*	2.44	0.11	-0.16
5510.68*	2.55	0.11	-0.15
5473.90*	2.67	0.11	-0.16
5437.12*	2.85	0.12	-0.19
5400.35	3.13	0.15	-0.23
5362.35*	3.14	0.14	-0.23
5324.35*	3.13	0.14	-0.2
5286.35*	3.17	0.14	-0.24
5248.35*	3.19	0.15	-0.24
5210.35*	3.23	0.16	-0.24
5172.35*	3.29	0.16	-0.24

*Figura 2.29 - Correspondencia entre velocidades y variaciones en tirante y velocidad de un tramo dentro de la zona de estudio y evento de 2 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.*

Aplicando un efecto opuesto, comparando los perfiles de la situación de partida con los de una **disminución** del 10 % en el coeficiente de Manning, refleja una disminución uniforme de los tirantes en todo el trayecto. Las magnitudes de las diferencias observadas y su variación longitudinal son idénticas, pero de signo opuesto a las descritas en el punto anterior (aumento en coeficiente de Manning del cauce del 10 %).

El comportamiento respecto a las secciones de mayor velocidad y mayores cambios se mantiene respecto al punto anterior.

### **10 años de período de retorno**

Observando los perfiles obtenidos, un **aumento** en el coeficiente de Manning del cauce un 10 %, genera un aumento apreciable en los tirantes. En el tramo inicial (desde Instrucciones hasta Aparicio Saravia), esta diferencia se mantiene en el orden de los 10 cm, con un máximo de 13 cm sobre el puente de Aparicio Saravia. A partir de dicho puente, hasta José Batlle y Ordóñez presenta un promedio similar, pero el máximo alcanza los 23 cm, y se da aguas arriba del puente de José Batlle y Ordóñez, donde las velocidades también alcanzan la máxima diferencia en este tramo.

A partir de dicha progresiva hacia aguas abajo, se mantiene muy uniforme, presentando un promedio de 10 cm y un máximo de 14 cm que se da aguas abajo de las presas de Meillet.

Realizar una **disminución** del coeficiente de Manning del 10 % tiene un efecto idéntico sobre los tirantes obtenidos, pero de signo opuesto al descrito en el punto anterior. Las magnitudes observadas en las diferencias son del mismo orden y variabilidad a lo largo del trayecto.

El comportamiento de las variaciones respecto a las máximas velocidades se mantiene para este evento.

### **100 años de período de retorno**

Para un **aumento** del 10 % en el coeficiente de Manning del cauce, la influencia en el tramo inicial (hasta Aparicio Saravia) es menor que para los eventos de 2 y 10 años de período de retorno (promedio 2 cm).

En el tramo comprendido en la zona de estudio, el efecto es más notorio, alcanzando diferencias máximas de 25 cm y una diferencia promedio de 7 cm.

Desde J. B. y Ordóñez, las diferencias continúan aumentando levemente en promedio, hasta llegar la presa Meillet (diferencia promedio de 14 cm).

A partir de este punto, la diferencia máxima es la inicial, que disminuye gradualmente hasta anularse en la bahía.

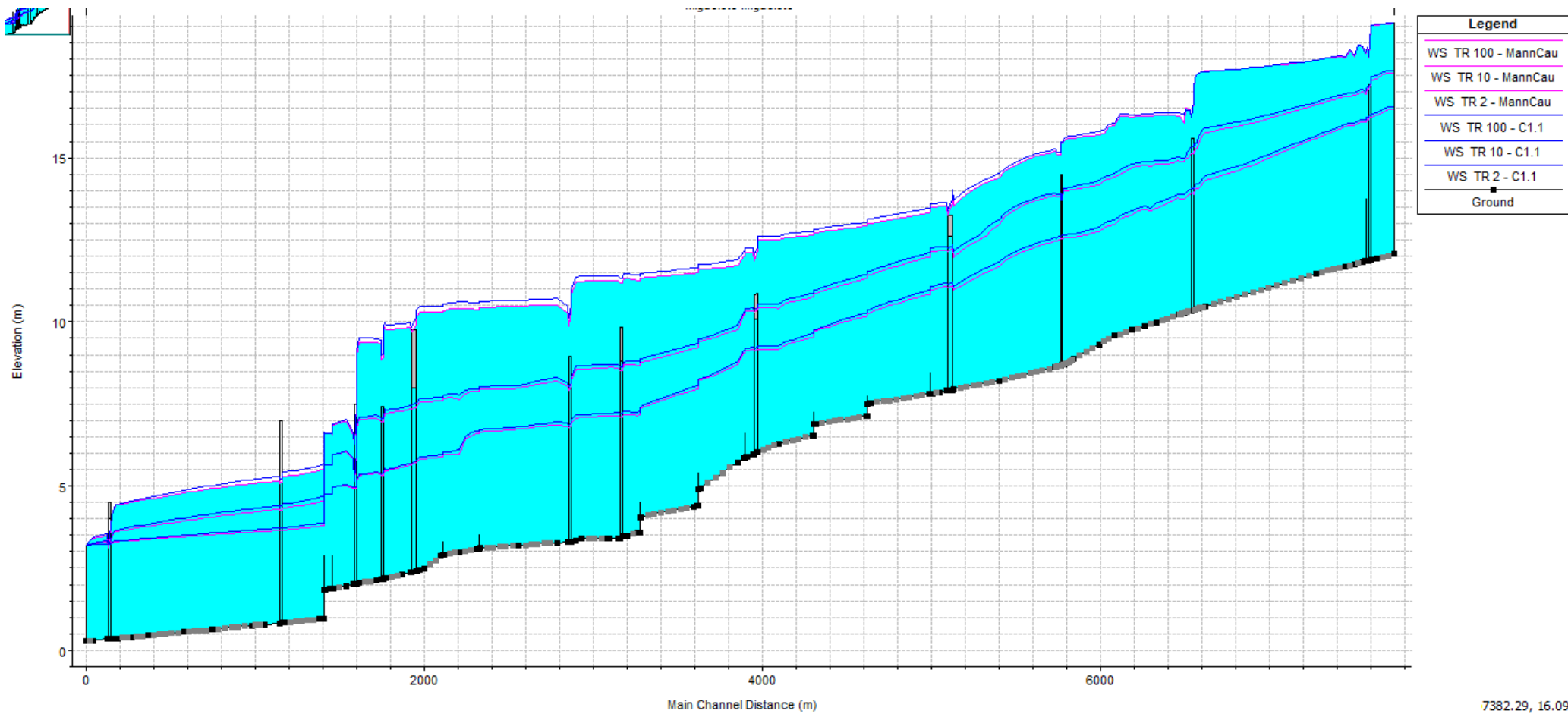
Para una **disminución** del coeficiente de Manning del cauce, el comportamiento es similar al descrito en el punto anterior, pero de signo opuesto. Las magnitudes son del mismo orden.

Para este evento no se observa tan claramente el efecto de las velocidades máximas sobre las diferencias de resultados frente a aumento o disminución del coeficiente de Manning del cauce. Esto puede deberse a que, para tirantes más altos, el valor del Manning del cauce tiene menor peso frente al de las márgenes, lo que hace menos notoria esta tendencia.

A continuación, se presentan los perfiles utilizados para estudiar el comportamiento general de los datos obtenidos:



- **Figura 2.30:** En rosado se representan los resultados para los perfiles (2, 10 y 100 años de período de retorno), calculados a partir de los números de Manning de la geometría original. En azul se representa la resolución de los mismos perfiles con la geometría alterada, introduciendo un **aumento** del 10 % en los valores del coeficiente de Manning del cauce.
- **Figura 2.31:** Ídem anterior, pero centrada en la zona de estudio (progresivas desde 5100 a 6600 m aproximadamente).
- **Figura 2.32:** En rosado se representan los resultados para los perfiles (2, 10 y 100 años de período de retorno), calculados a partir de los números de Manning de la geometría original. En azul se representa la resolución de los mismos perfiles con la geometría alterada, introduciendo una **disminución** del 10 % en los valores del coeficiente de Manning del cauce.
- **Figura 2.33:** Ídem anterior, pero centrada en la zona de estudio (progresivas desde 5100 a 6600 m).



7382.29, 16.09

Figura 2.30 - Perfiles obtenidos para la geometría original (MannCau) y aumentando el coeficiente de Manning de las márgenes en 10 % (C1.1). Fuente: Elaboración propia.

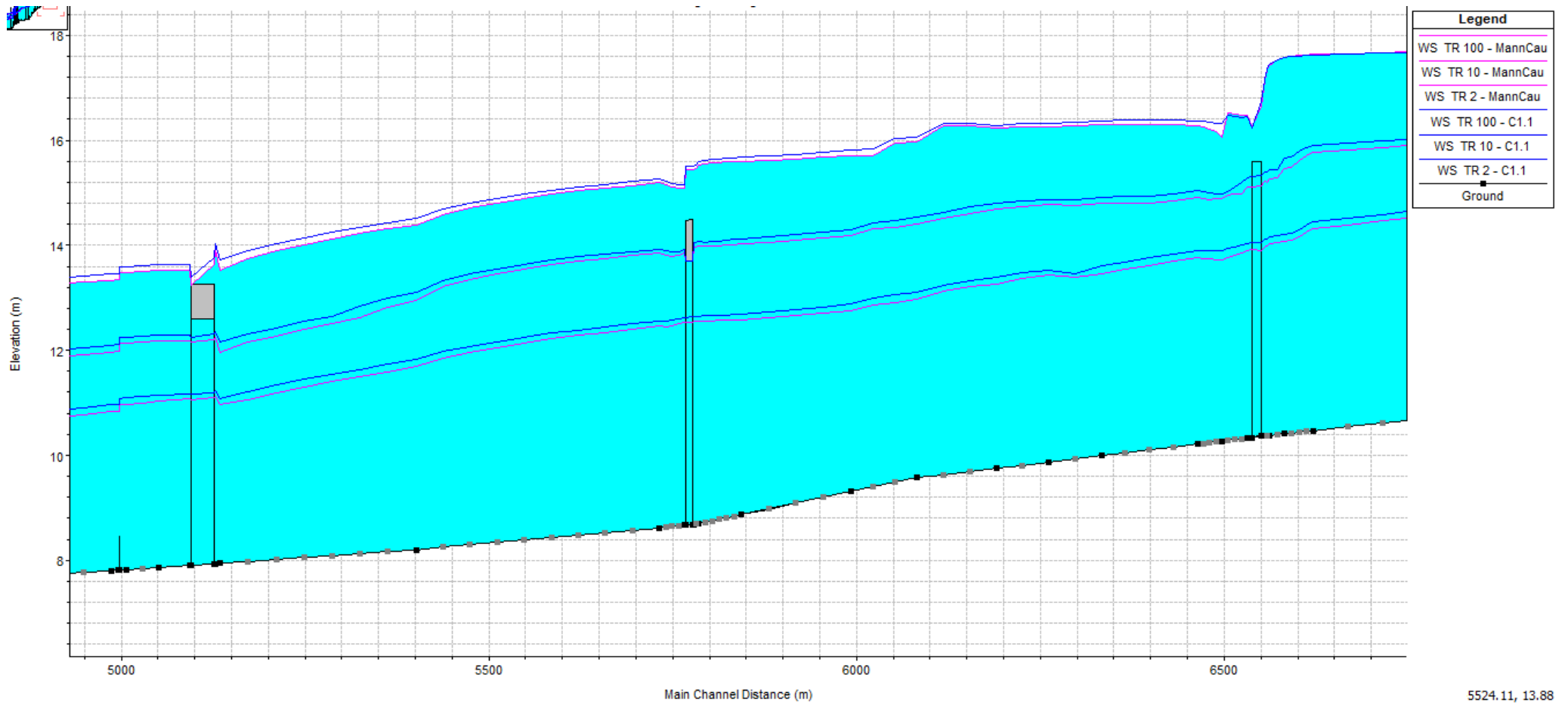


Figura 2.31 - Perfiles obtenidos para la geometría original (MannCau) y aumentando el coeficiente de Manning de las márgenes en 10 % (C1.1) centrados en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

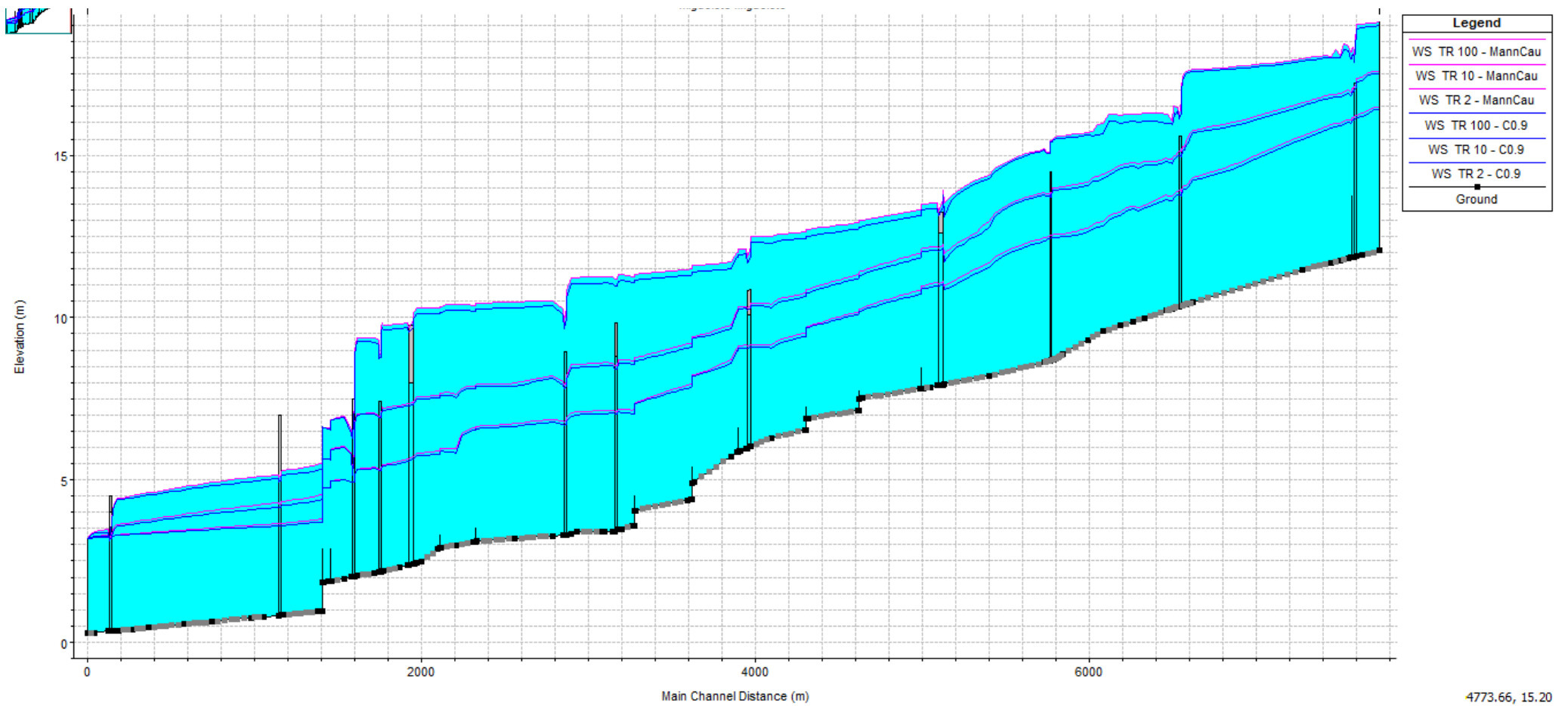


Figura 2.32 - Perfiles obtenidos para la geometría original (MannCau) y aumentando el coeficiente de Manning de las márgenes en 10 % (C0.9). Fuente: Elaboración propia.

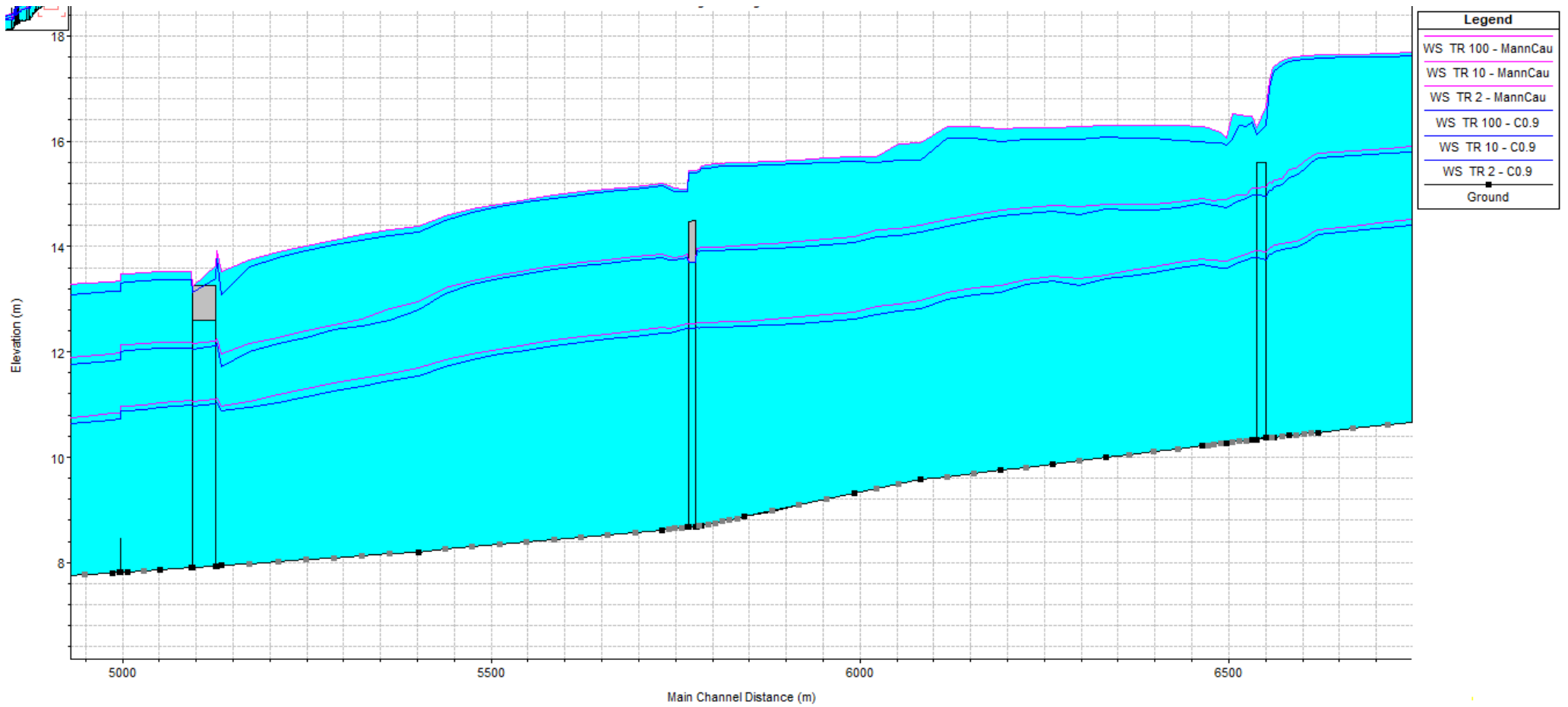


Figura 2.33 - Perfiles obtenidos para la geometría original (MannCau) y aumentando el coeficiente de Manning de las márgenes en 10 % (C0.9) centrados en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

## *Coefficiente de rugosidad de Manning de las márgenes*

### **2 años de período de retorno**

El efecto de **aumentar** el coeficiente de Manning de las márgenes en un 10 % tiene un efecto muy pequeño sobre los resultados arrojados por el modelo para este evento. Las diferencias entre los perfiles apenas se notan, e incluso hacia aguas abajo de J. B. y Ordóñez se vuelven completamente despreciables. El promedio total de las diferencias es de 2 cm.

Aguas abajo de Aparicio Saravia, existe un pequeño tramo (alrededor de 200 m) donde se dan las mayores diferencias, alrededor de 10 cm.

El efecto de **disminuir** el coeficiente de Manning de las márgenes en un 10 % tiene un efecto aún menos notorio que el aumento, presentando diferencias despreciables a lo largo de todo el tramo (promedio 1 cm).

### **10 años de período de retorno**

Un **aumento** del 10 % en el coeficiente de Manning de las márgenes no presenta efectos significativos sobre los resultados obtenidos. El perfil observado presenta una forma idéntica, con diferencias mínimas (máximas entorno a los 7 cm), que se hacen despreciables aguas abajo de J. B. y Ordóñez (progresiva 5100 m aproximadamente). El promedio de las diferencias a lo largo de todo el tramo es de 3 cm.

Una situación muy similar se observa cuando se aplica una **disminución** de 10 % en el coeficiente de Manning de las márgenes. El promedio de las diferencias para todo el tramo modelado es de 3 cm, y la máxima de 9 cm que se da en el entorno del puente de Silva (progresiva 5700 m aproximadamente).

### **100 años de período de retorno**

Un **aumento** del 10 % en el coeficiente de Manning de las márgenes genera aumentos apreciables del tirante sólo en el tramo inicial, hasta J. B. y Ordóñez. En este tramo las diferencias alcanzan un máximo de 13 cm y un promedio de 9 cm.

A partir de este punto, las diferencias observadas son significativamente menores, con un promedio de 3 cm.

Si se aplica una **disminución** del 10 % en el coeficiente de Manning de las márgenes, el efecto es más notorio que para el aumento y de considerable relevancia.

En el tramo inicial se alcanzan máximos de 38 cm, con promedio de 23 cm hasta Aparicio Saravia. En el tramo comprendido en la zona de estudio, el promedio de las diferencias se mantiene, pero aumenta el máximo, alcanzando los 48 cm.

Desde J. B. y Ordóñez hasta la desembocadura, las diferencias son del mismo orden que las obtenidas para el aumento del 10 %.

Como comentario final, cabe destacar que en ninguno de los 3 eventos se observaron relaciones claras entre la velocidad y las diferencias obtenidas al variar los coeficientes de Manning.

A continuación se muestran los perfiles que contienen la información descrita.

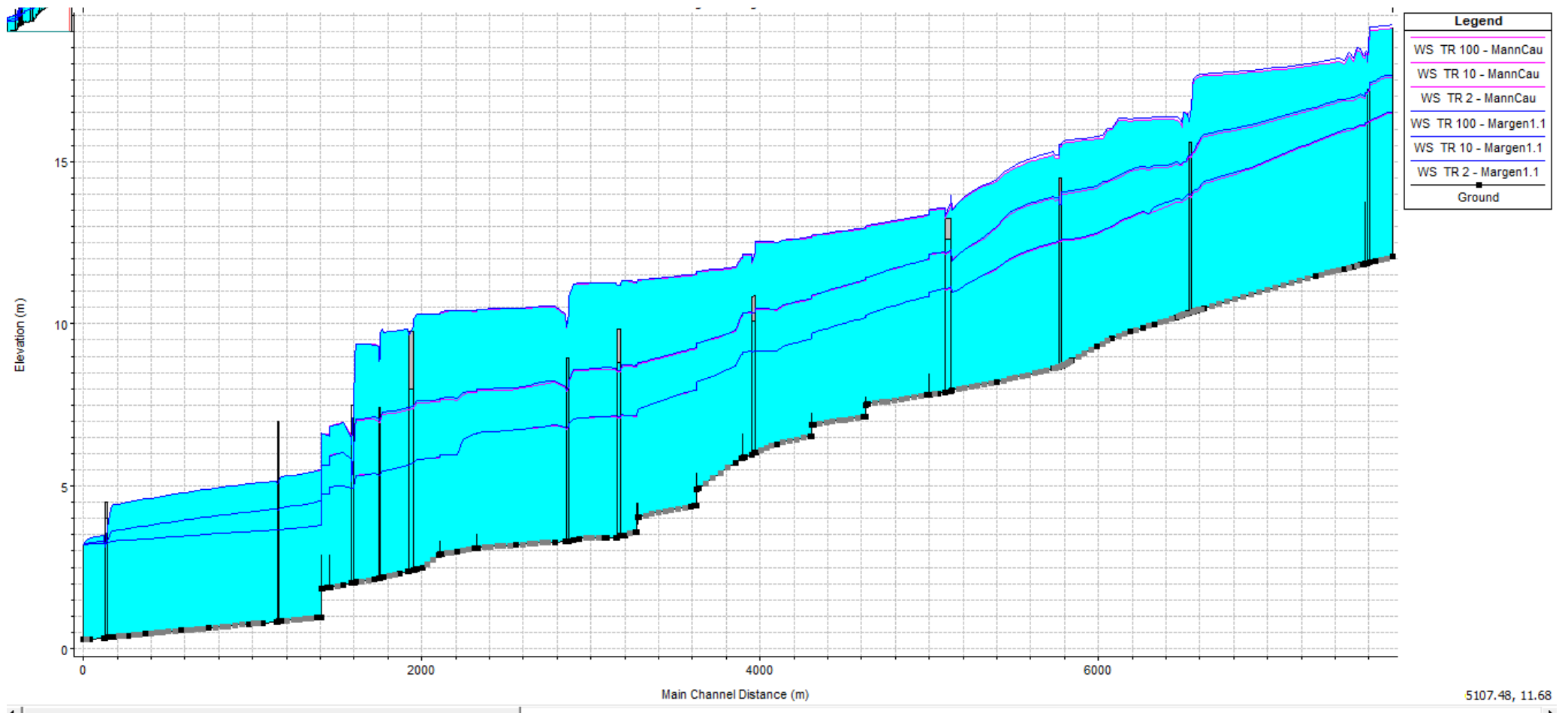


Figura 2.34 - Perfiles obtenidos para la geometría original (MannCau) y aumentando el coeficiente de Manning de las márgenes en 10 % (Margen1.1). Fuente: Elaboración propia.

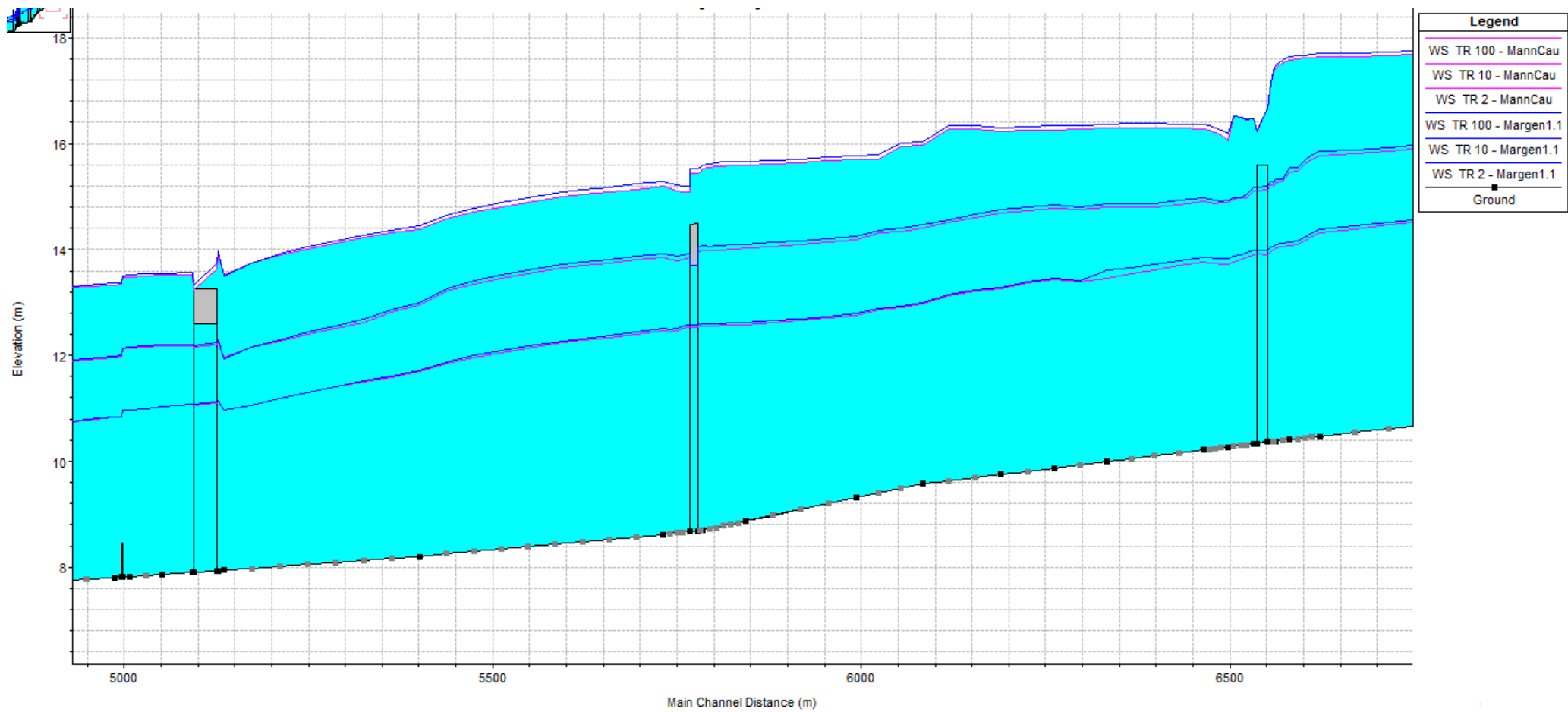


Figura 2.35 - Perfiles obtenidos al comparar resultados originales con los obtenidos al aumentar el coeficiente de Manning de las márgenes en un 10 %, centrado en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.



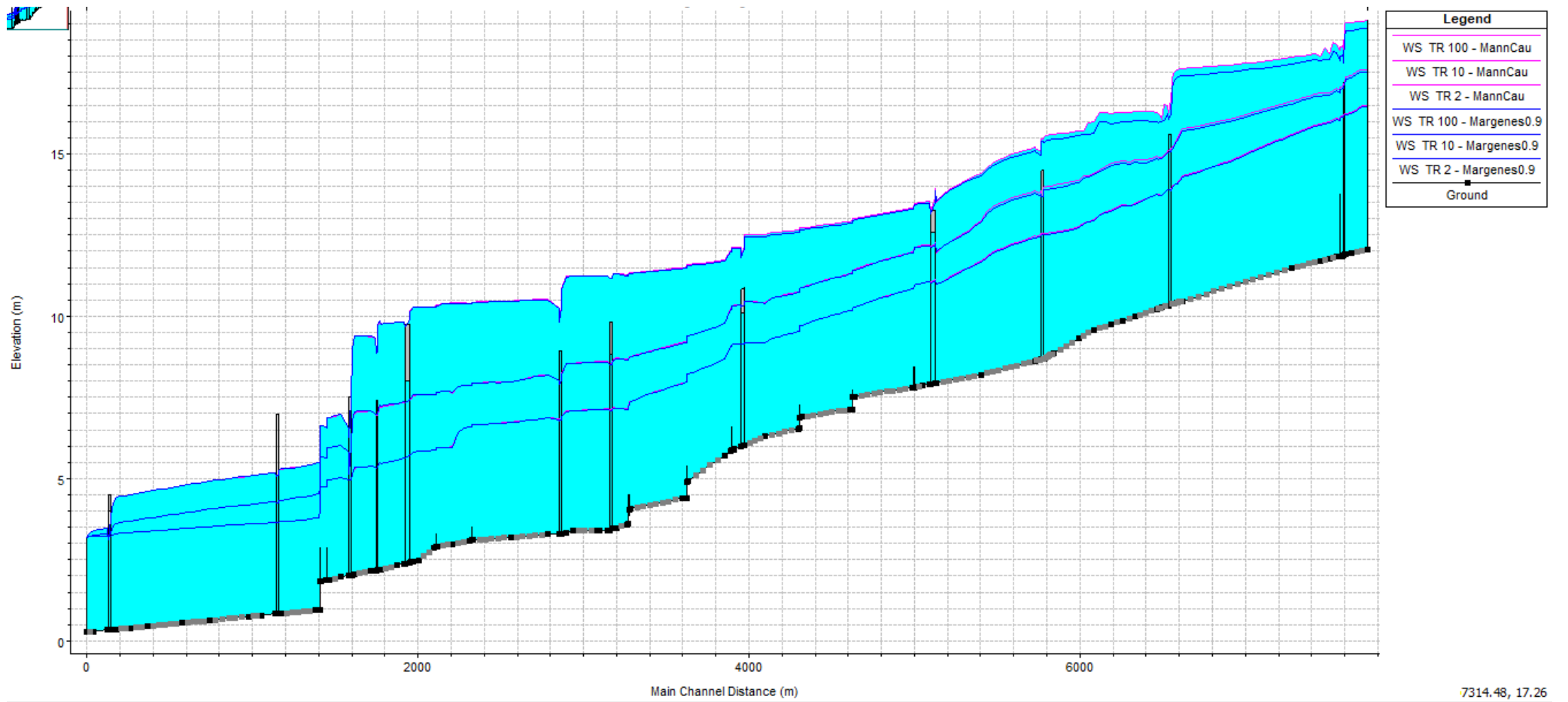


Figura 2.36 - Perfiles obtenidos para la geometría original (MannCau) y aumentando el coeficiente de Manning de las márgenes en 10 % (Margenes0.9). Fuente: Elaboración propia.

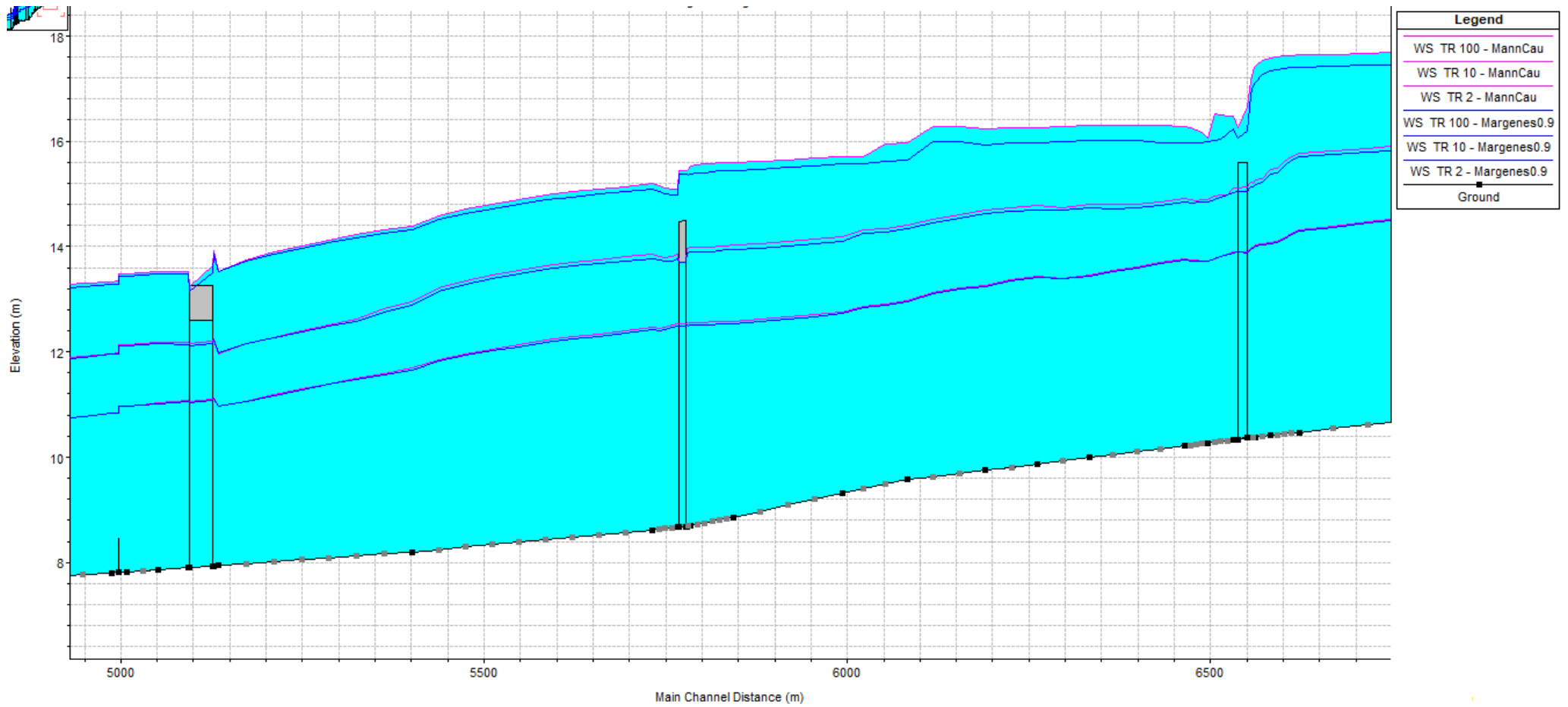


Figura 2.37 - Perfiles obtenidos para la geometría original (MannCau) y aumentando el coeficiente de Manning de las márgenes en 10 % (Margenes0.9) centrados en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

### *Comparación de influencia entre rugosidad del cauce y márgenes*

Si se comparan los resultados obtenidos para una disminución en el coeficiente de Manning del cauce con los obtenidos para la disminución del coeficiente de Manning de las márgenes, se puede observar lo siguiente:

- Para los eventos de 2 y 10 años de período de retorno, los resultados son más sensibles al coeficiente de Manning del cauce, principalmente en el tramo inicial hasta J. B. y Ordoñez. Luego la influencia de ambos coeficientes (para las márgenes y para el cauce) es similar.
- Para el evento de 100 años de período de retorno, los resultados son más sensibles al coeficiente de Manning de las márgenes desde el tramo inicial hasta la progresiva 5600 m aproximadamente, donde se revierte el efecto.

Esta tendencia se atribuye principalmente a que en las secciones de aguas arriba, el coeficiente de Manning de las márgenes es mucho mayor (es de 2 a 3 veces mayor que el del cauce y el de las márgenes de secciones canalizadas). Esto se complementa con el hecho de que en el tramo inicial y para el evento de 100 años de período de retorno se alcanzan los mayores tirantes, lo cual aumenta el área de contacto entre el agua y la superficie rugosa y da lugar a que los resultados sean más sensibles al coeficiente de rugosidad de las márgenes (que conforman casi la totalidad del perímetro mojado).

No debe perderse de vista que los tirantes que se manejan en este análisis previo a la calibración del modelo resultan excesivos para la realidad del sistema actual y poco esperables para el escenario de urbanización en el futuro cercano.

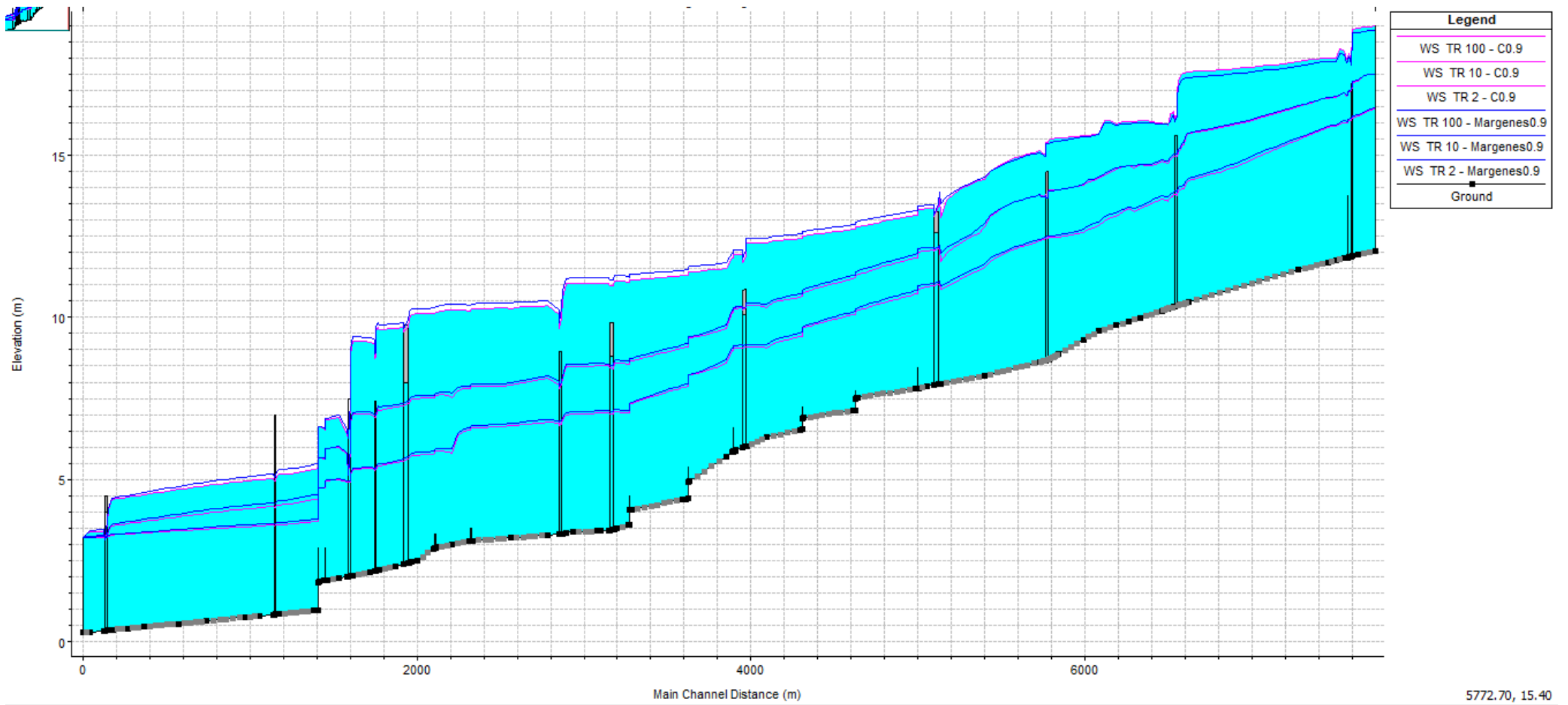


Figura 2.38 - Perfiles obtenidos para las geometrías con disminución en coeficiente de Manning del cauce (C0.9) y disminución del coeficiente de Manning de las márgenes en 10 % (Margenes0.9). Fuente: Elaboración propia

## Influencia de secciones de altura insuficiente (prolongadas verticalmente por el programa)

Cuando el programa no encuentra una solución dentro de la geometría de la sección transversal definida, se ve forzado a realizar suposiciones acerca de cómo continúa la geometría en la dirección vertical, para continuar calculando hasta alcanzar una solución. Cuando esto ocurre, la suposición que realiza el programa es que a partir del último punto definido en la geometría, las márgenes se transforman en paredes verticales, como se puede ver en la Figura 2.39.

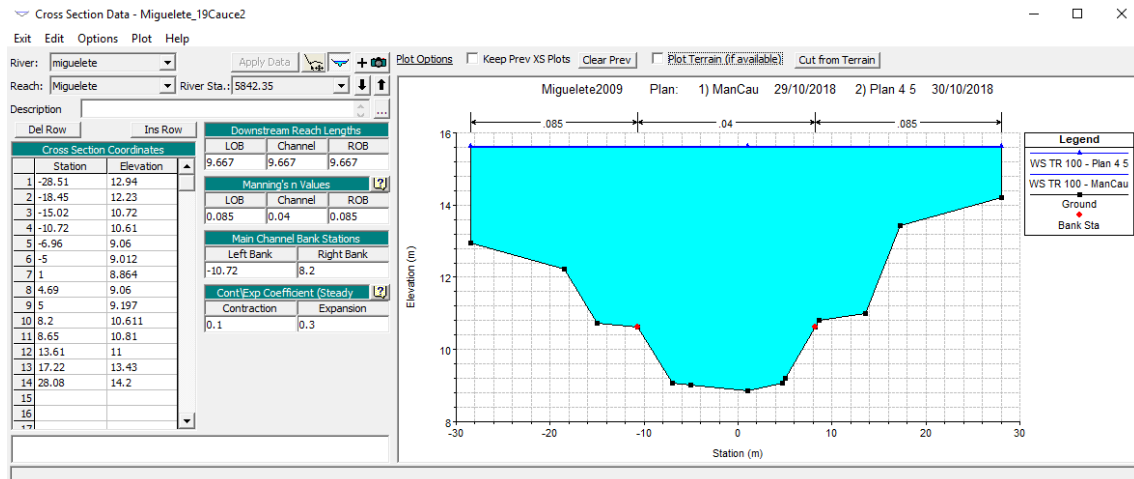


Figura 2.39 - Prolongación vertical generada por el programa. Fuente: Elaboración propia.

Dado que esto ocurre para el evento de 100 años de período de retorno simulado en condiciones estacionarias, interesa verificar si esta solución es aceptable, realizando una estimación de la influencia de la simplificación realizada por el modelo.

En ese sentido, se pretende cuantificar a continuación el efecto de esta simplificación, analizando en particular el evento de 100 años de período de retorno, dado que es el único en el cual se observan superación de las cotas máximas para algunas secciones y consecuente prolongación vertical de las márgenes.

Para estimar las diferencias introducidas por la suposición del programa, se introdujo información adicional en las secciones, buscando reproducir la pendiente de las márgenes y siendo coherentes con el perfil del terreno (obtenido a partir de curvas de nivel cada 2 m).

En la Figura 2.40 se muestra un ejemplo de la geometría resultante. Este procedimiento se realizó para todas las secciones comprendidas dentro de la zona de estudio, incluyendo algunas de las secciones del proyecto de canalización aguas abajo del puente de J. B. y Ordóñez.

Una vez generada la geometría de todas las secciones prolongadas según las pendientes que se entendieron coherentes, se procedió a computar la solución para el evento de 100 años de período de retorno y flujo estacionario.

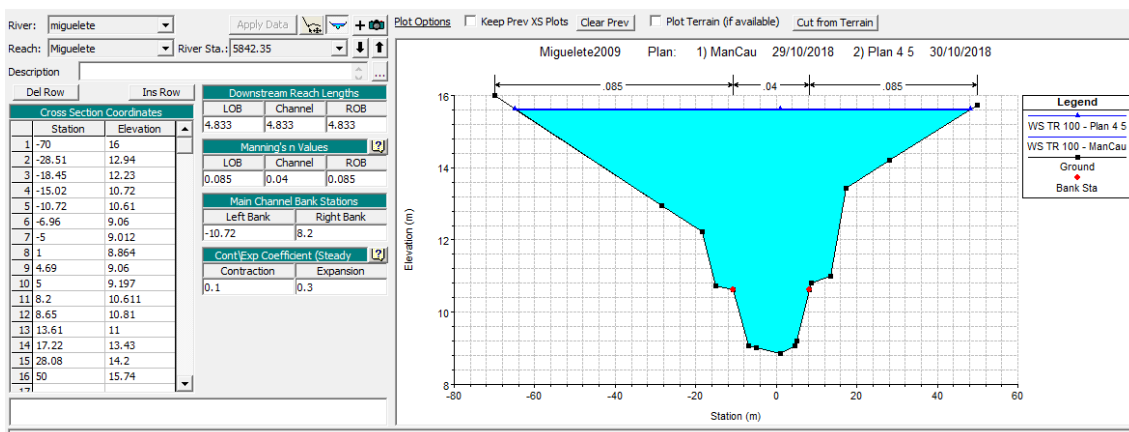


Figura 2.40 - Secciones prolongadas manualmente, respetando pendientes dadas por relevamiento y MDT. Fuente: Elaboración propia.

Las diferencias observadas entre estos perfiles son apreciables, pero en todos los casos menores a 20 cm.

Como mencionamos anteriormente, el objetivo de este trabajo de modelación es determinar si existe alguna forma de intervención que permita reducir o eliminar la problemática de inundación debido a las crecidas del arroyo.

En ese sentido, las modificaciones deberán generar reducciones de los tirantes alcanzados del orden de metros, por lo que las diferencias observadas en esta comparación no se consideran de relevancia como para realizar un ajuste en detalle de las márgenes de las secciones según la topografía real.

En la Figura 2.41 se muestra la comparación de los perfiles obtenida en HEC-RAS.

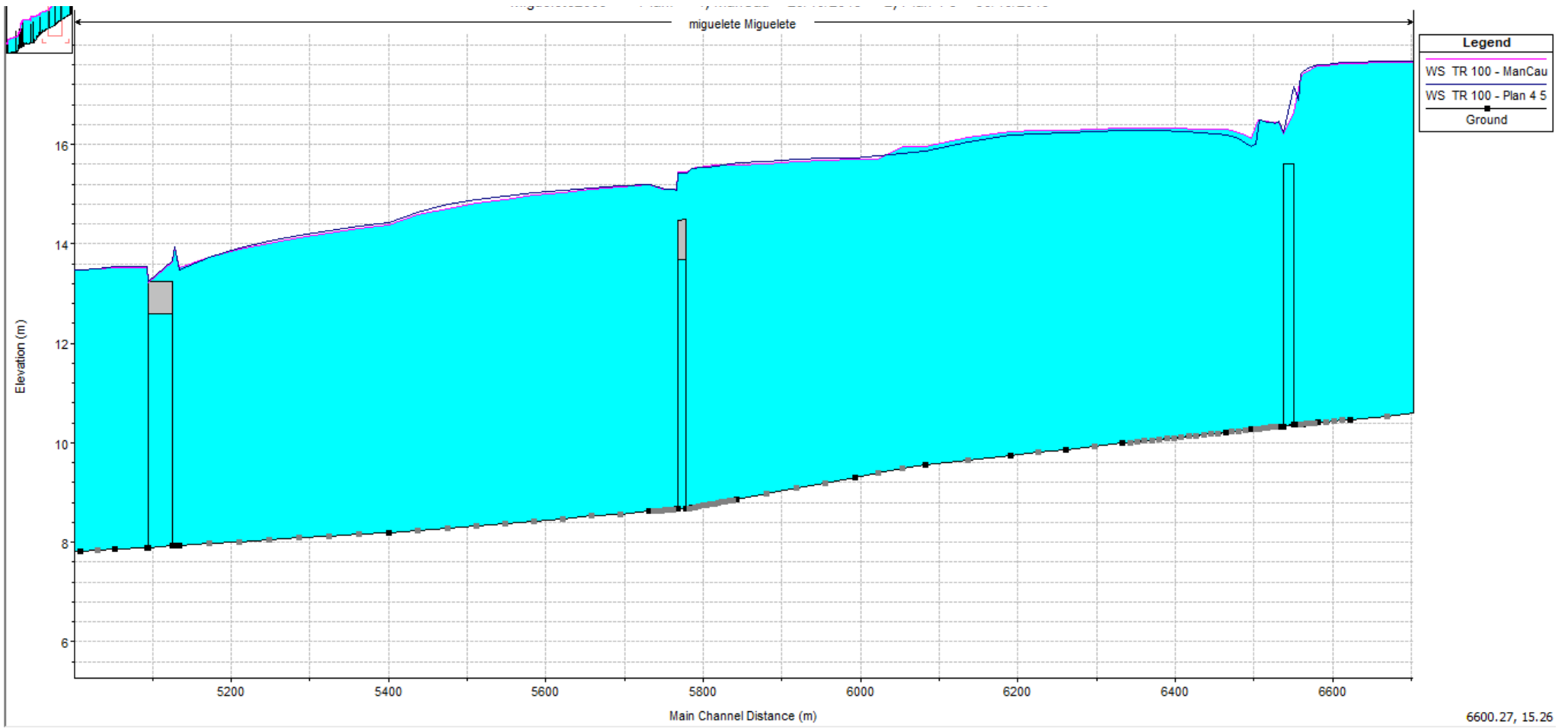


Figura 2.41 - Diferencias generadas por la prolongación de las márgenes según pendiente del MDT. Fuente: Elaboración propia.

## *Comentarios finales acerca de la sensibilidad del modelo*

Interesa destacar que el análisis presentado es previo a la calibración del modelo, con el objetivo de conocer la variabilidad de los resultados del modelo al introducir cambios en distintas características del mismo.

En base a lo expuesto, se concluye que la variación asociada a la selección de los coeficientes de Manning, condiciones de borde y geometría de las secciones no afectan significativamente los resultados, por lo que el error que se puede introducir por la elección de estos parámetros y características se considera aceptable a los efectos de lo que se pretende concluir en este trabajo.

Por último, interesa comentar que las variaciones introducidas al modificar los coeficientes de Manning se utilizarán para realizar la calibración del modelo.

## **2.6. Calibración de los modelos**

### **2.6.1. Introducción**

En este apartado se presentan los ajustes realizados sobre los modelos hidrológico e hidrodinámico para la reproducción de registros reales.

En esta etapa de trabajo se comienzan a utilizar las simulaciones en flujo no estacionario, por lo cual en primer lugar se hace una breve descripción de los insumos y variables seleccionadas para favorecer la estabilidad y la ausencia de errores al momento de ejecutar las simulaciones.

Luego se hace una breve descripción de la información obtenida para calibrar y verificar el modelo, la cual consta principalmente de mediciones de precipitaciones y registros de la crecida asociada.

Posteriormente se describen los procedimientos tomados para el tránsito de los datos dentro de los modelos hidrológico e hidrodinámico, y los puntos identificados para la realización de ajustes (posibles puntos originarios de las diferencias con los niveles observados).

Por último, se describen los cambios introducidos a los modelos para alcanzar la reproducción de los datos registrados.

### **2.6.2. Preparación del programa para simulación de flujo no estacionario**

Tal como se mencionó en reiteradas ocasiones, los resultados presentados hasta este punto fueron obtenidos con simulaciones de flujo estacionario.

Para realizar simulaciones de flujo no estacionario o transitorio, se deben modificar las condiciones de borde, y la forma en que se especifican los aportes de las distintas subcuencas, además de ser necesario ingresar una condición inicial.

#### *Condiciones de borde*

Como condición de borde de aguas abajo se utiliza el nivel de la bahía, el cual se ha demostrado que no influye en los resultados de la zona de estudio.

Como condición de borde de aguas arriba se establecen los caudales de entrada al modelo, determinados a partir de la modelación hidrológica para la subcuenca Rural.



### *Condición inicial*

Para la condición inicial se estableció un valor de flujo de 3 m<sup>3</sup>/s, tomado a partir del caudal que se estabiliza luego de un evento observado en el modelo hidrológico.

### *Ajustes por inestabilidad*

Durante las primeras pruebas con las simulaciones de flujo no estacionario hubo varios problemas de inestabilidad del modelo. Para solucionarlo se tomaron varias medidas, algunas de las cuales se mencionan a continuación:

- Ajustes en los puntos de iteración para todas las secciones (HTab Parameters)
- Ajustes en la cantidad de puntos de iteración en estructuras de control
- Aumento del número de secciones en algunos tramos donde se detectó inestabilidad
- Ajustes en los pasos de tiempo de cálculo

Los puntos de iteración se maximizaron para todas las secciones y puentes, mientras que los pasos de tiempo para el cálculo se ajustaron hasta fijarse en valores estables, de 10 segundos para el Computation interval y 1 minuto para el Hydrograph Output Interval.

### 2.6.3. Datos recopilados

Cabe aclarar que, pese a la constante solicitud y búsqueda de datos confiables para realizar las calibraciones, buena parte de la información recopilada presenta limitaciones en cuanto a cantidad y confiabilidad de su origen.

Para la calibración del modelo se estableció contacto con los entes correspondientes, solicitando información sobre:

#### *Medición de niveles del arroyo:*

Para la obtención de mediciones de nivel en el Arroyo Miguelete se contactó a Rodolfo Chao, Director de División Servicio Hidrológico, DINAGUA, MVOTMA. De este intercambio se obtuvieron datos de mediciones de nivel cada 12 horas, medidos desde 1992 hasta 2008 en un punto cercano al cruce del arroyo con Agraciada, unos cientos de metros aguas arriba del islote (Figura 2.42).

Según expresó el técnico contactado y como se puede observar en la Figura 2.44, desde 1992 hasta 2002, los datos entregados presentan varias discontinuidades (cambios abruptos en su tendencia), asociadas a problemas operativos debido a intervenciones o limpiezas efectuadas por la IM. Además, no se conoce el cero de referencia de este período.

A partir de marzo de 2002, la serie presenta mayor continuidad, sin cambios abruptos. Además, para estos valores, estiman que hay una conversión de la lectura a la cota Wharton para el período más estabilizado (2002-2008).

Según el contacto, el origen del instrumento de medida se encontraba aproximadamente a cota +5,50 m sobre el cero de la escala. A su vez, el cero de la escala se encontraba a 3,02 m sobre el cero Wharton, por lo cual la transformación sería:

$$cota\ Wharton = +5,50 + 3,02 - lectura$$

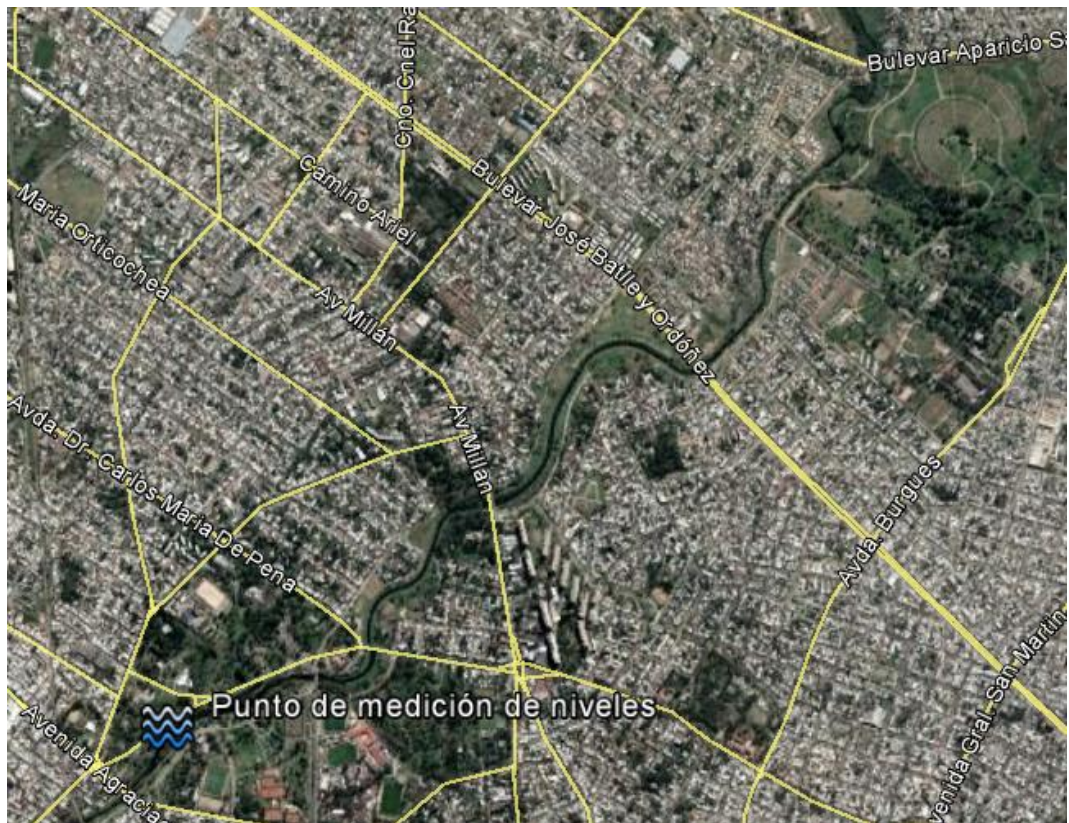


Figura 2.42 – Medición de niveles en islote cercano a Av. Agraciada.

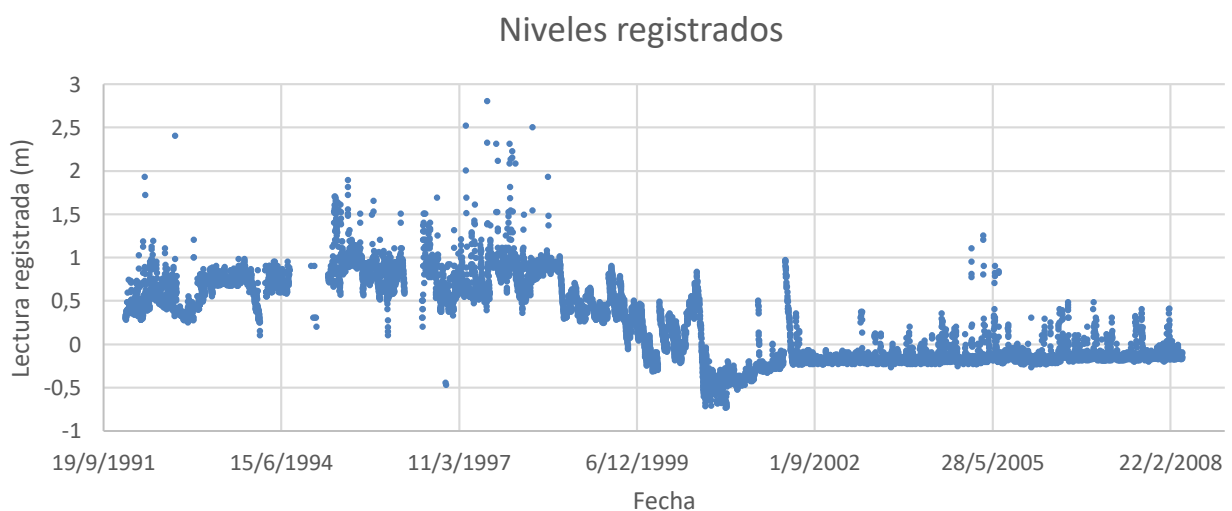


Figura 2.43 - Serie de datos obtenida de la División Servicio Hidrológico, DINAGUA, MVOTMA.

#### *Datos de precipitación diaria:*

Para la obtención de esta información se contactó al Dr. Javier Barrios Amorín del Instituto Uruguayo de Meteorología. La misma consiste en registros de precipitación acumulada diaria en las estaciones de INUMET, ubicadas en el Prado y Melilla (Figura 2.44) desde 2002 a 2008.

La Figura 2.45 y Figura 2.46, muestran los datos crudos de manera gráfica para ambas series de datos.

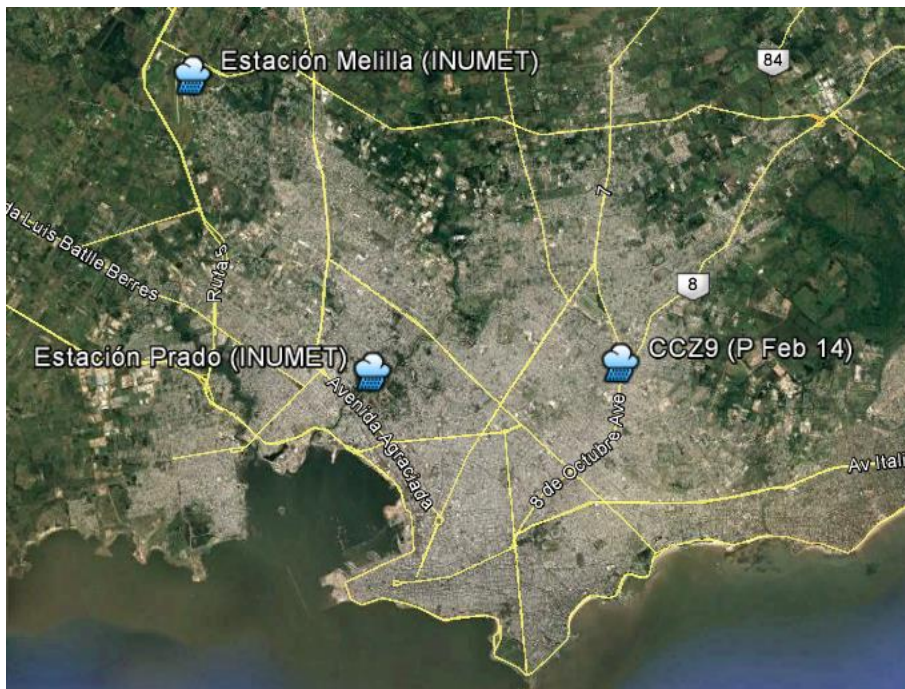


Figura 2.44 - Ubicación de pluviómetros de INUMET dentro de Montevideo

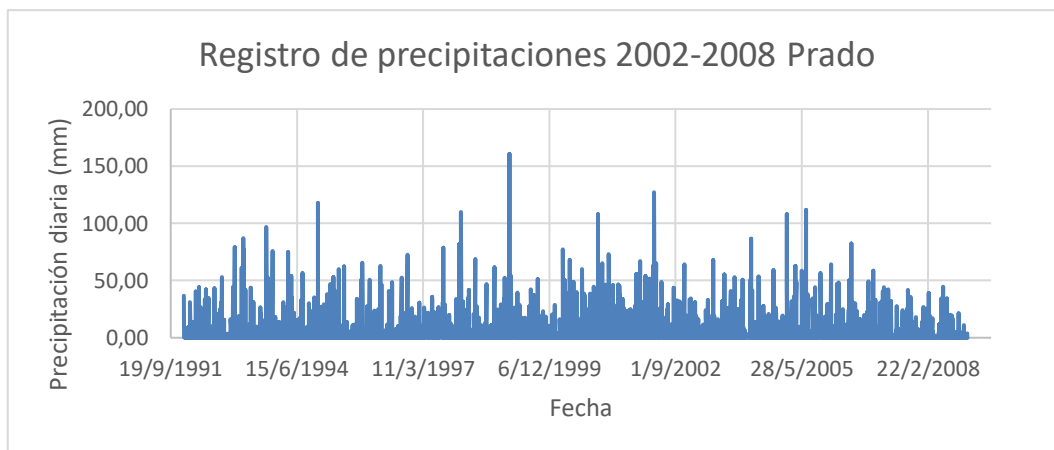


Figura 2.45 - Serie de precipitaciones diarias registradas en estación Prado – INUMET.

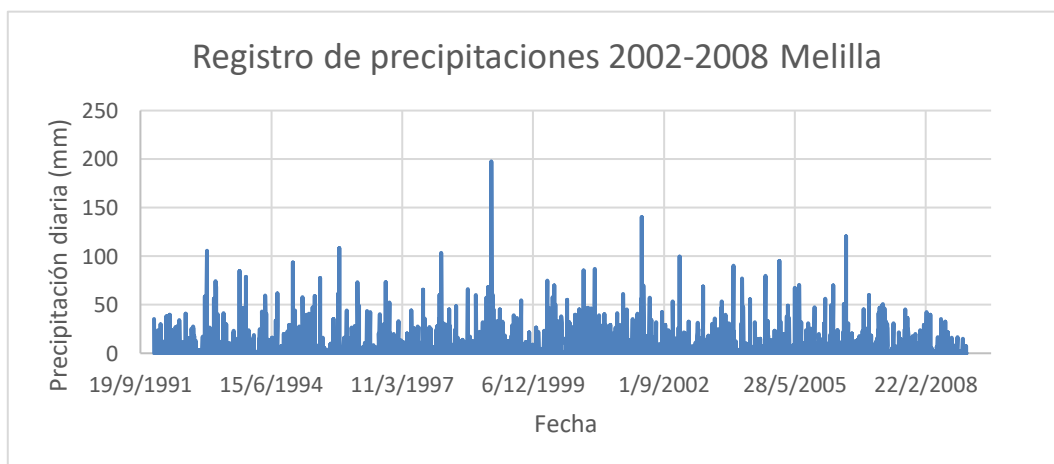


Figura 2.46 - Serie de precipitaciones diarias registradas en estación Melilla - INUMET.



### Registro pluviográfico y video de crecida del 18 de marzo de 2018:

Esta información fue provista por el Ing. Pablo Guido del Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento de la Intendencia de Montevideo, y consta de:

- Hietograma de precipitaciones correspondiente al 18 de marzo de 2018 (esquematizado en la Figura 2.49), registrado en el Liceo Jubilar (ubicación en la Figura 2.50) con frecuencia de 5 minutos.
- Filmación del arroyo a la altura del islote de Agraciada, tomado al mediodía del 18/3/2018 (captura en Figura 2.51).

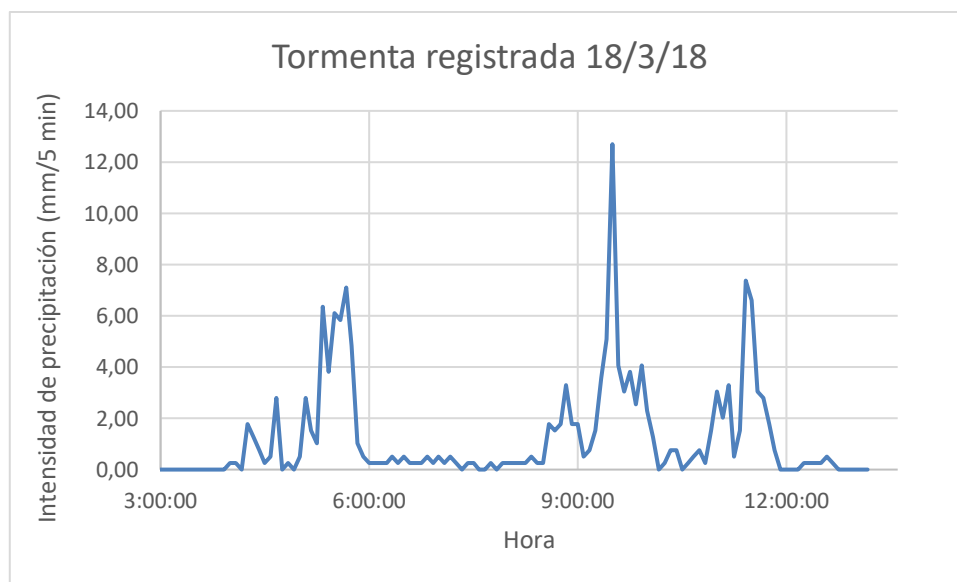


Figura 2.49 - Hietograma de precipitación del 18/3/18 registrado por Intendencia de Montevideo.



Figura 2.50 - Ubicación Liceo Jubilar, pluviómetro cercano al cruce del Arroyo Miguelete con Av. de las Instrucciones.



*Figura 2.51 - Captura de filmación tomada el 18/3/2018 unos 200 m aguas arriba del islote de Agraciada tomado al mediodía.*

#### 2.6.4. Comentarios sobre la información obtenida

Si bien hubo un esfuerzo por encontrar series precipitación con frecuencia horaria durante el período de medición de niveles, los datos obtenidos para dicho período son de frecuencia diaria. Por este motivo, resulta poco práctico utilizar la información provista por INUMET y por DINAGUA, dado que para correlacionar de manera razonable con los niveles sería necesario tener un hietograma con frecuencia horaria como mínimo. Además, se considera que la información de niveles provista por DINAGUA, resulta poco aplicable, dado que contiene mediciones cada 12 horas durante un período de tiempo corto frente al período de retorno de los eventos que se pretende analizar (2, 10 y 100 años). A esto se le suma que los propios proveedores de esta información advierten sobre la baja confiabilidad de la misma, dado que no se conoce con certeza el cero al que está referida.

Por otro lado, los datos de las tormentas de 2014 y 2018, conforman una buena base para realizar la calibración y verificación del modelo, dado que la frecuencia de registro de las tormentas es del orden de minutos, y ambas están ligadas a un nivel y un momento definidos con claridad. Por este motivo se procederá a calibrar el modelo con la tormenta de 2014, y luego se verificará con el evento registrado en 2018.

Como último comentario, interesa destacar que no se pudo constatar la existencia de medidas de caudal en el arroyo, las cuales podrían haber sido útiles como datos adicionales para calibrar el modelo hidrológico.

#### 2.6.5. Calibración de los modelos para reproducción de datos registrados

En esta etapa de trabajo se utilizará el escenario actual de cobertura implementado en el modelo HEC-HMS.

Como se mencionó recientemente, el primer dato a utilizar para el ajuste de los modelos es el registrado por la Intendencia de Montevideo, el cual consta del hietograma de precipitación ocurrida el 7 de febrero de 2014, junto con el relevamiento del contorno de inundación georreferenciado. A partir de este, implementando un MDT se estimaron la cota y ancho de inundación para las secciones de los puentes comprendidos en la zona relevada.

Los puntos seleccionados donde se conocen los niveles máximos registrados se detallan a continuación:

Tabla 2.20 – Puntos con cota de superficie de agua conocida. Fuente: Elaboración propia en base a relevamiento IM.

Identificación	Obs.	Cota (mW)
José María Silva	Puente	11,7
José Batlle y Ordóñez	Puente	10,9
Av. Millán	Puente	8,6

A partir del hietograma provisto con frecuencia de registro de 1 minuto, se procede a ingresar para transitar en el modelo.

## Primer simulación

### Simulación hidrológica

En primer lugar, se ingresó la tormenta en el modelo elaborado en HEC-HMS, para efectuar la simulación hidrológica y obtener los hidrogramas de salida de las distintas subcuencas.

En la Tabla 2.21 se muestran los caudales pico obtenidos para cada subcuenca.

Tabla 2.21 - Caudales máximos de cada subcuenca para el evento del 7/2/2014. (Primer resultado obtenido).

	Caudal pico (m3/s)
Rural Grande	198.0
M	18.1
SC1	17.4
C	22.7
SC2	9.9
Trapani	10.7
Cerrito	51.1
Millán	4.9
Maua	4.8
PAntaleon Sotelo	4.2
Vaz Ferreira	5.4
Buschental	4.7
Mataperros	17
Angel Salvo	3.2
1	5.5
Cayetano Rivas	7.7
Bahia	181.6

### Simulación hidrodinámica

Los hidrogramas de cada subcuenca se extrajeron y acondicionaron para poder ingresar en HEC-RAS como condiciones de contorno. Cabe aclarar que los picos de la Tabla 2.21 llegan desfasados al cauce principal, y esto es considerado por HEC-RAS al ingresarlo como hidrogramas laterales. En la Figura 2.52, se muestran las condiciones de borde utilizadas para la simulación del evento correspondiente.

En la condición de borde de aguas arriba (Flow Hydrograph) se ingresa el hidrograma de la subcuenca Rural. En el resto de condiciones de contorno (Lateral Inflow Hydrograph), se ingresan todos los hidrogramas de las subcuencas que aportan al cauce principal. Por último, en la condición de borde de aguas abajo (Stage Hydrograph), se ingresa la condición de borde del nivel en la bahía.

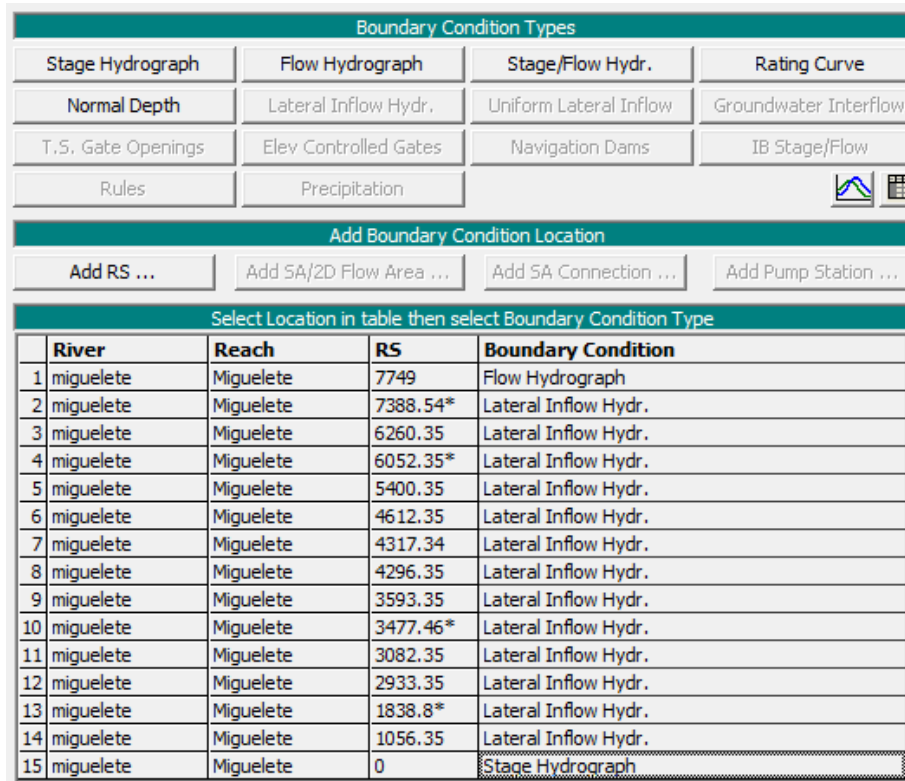


Figura 2.52 - Condiciones de borde utilizadas en HEC-RAS para primeros resultados de prueba de calibración.

Cabe aclarar que dada la cercanía de los puntos de aporte de las subcuencas Angel Salvo, Mataperros y Cayetano Rivas se ingresaron en la misma sección.

Una vez ingresada toda la información, se procedió a ejecutar la simulación con los intervalos de tiempo ajustados como se detalló en el capítulo 2.6.2.

Los resultados expresados como cota de superficie de agua obtenidos en los puntos de interés para realizar los ajustes de calibración se muestran a continuación, y en las Figura 2.53 a Figura 2.56.

Tabla 2.22 - Primer resultado para calibración.

Identificación	Obs.	Cota obtenida (mW)	Cota observada (mW)	Discrepancia (m)
José María Silva	Puente	13,1	11,7	1,4
José Batlle y Ordóñez	Puente	11,7	10,9	0,8
Av. Millán	Puente	9,8	8,6	1,2

Debido a las grandes discrepancias observadas se deduce que es necesario realizar ajustes en los modelos, ya que el modelo no reproduce satisfactoriamente los datos observados en la realidad. Cabe comentar que no resulta trivial si los cambios a introducir deben ser efectuados sobre el modelo hidrológico o sobre el hidrodinámico, por lo que se ajustarán en conjunto.



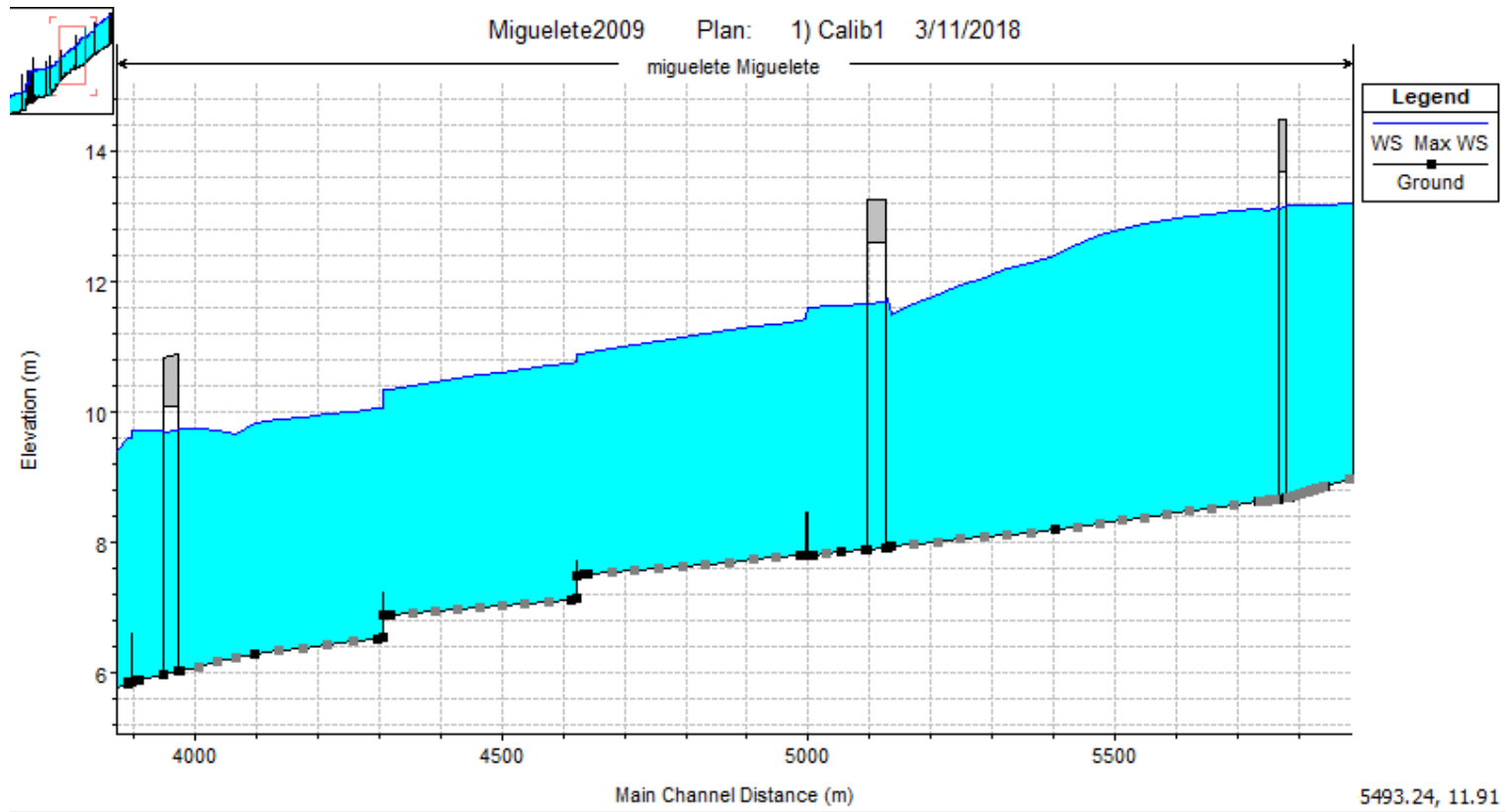


Figura 2.53 - Perfil del flujo para primera simulación del evento de calibración.

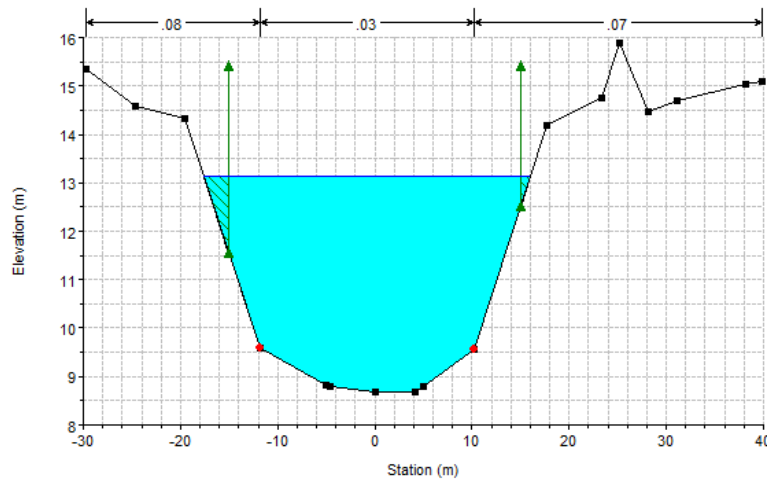


Figura 2.54 - Sección aa puente de J. M. Silva.

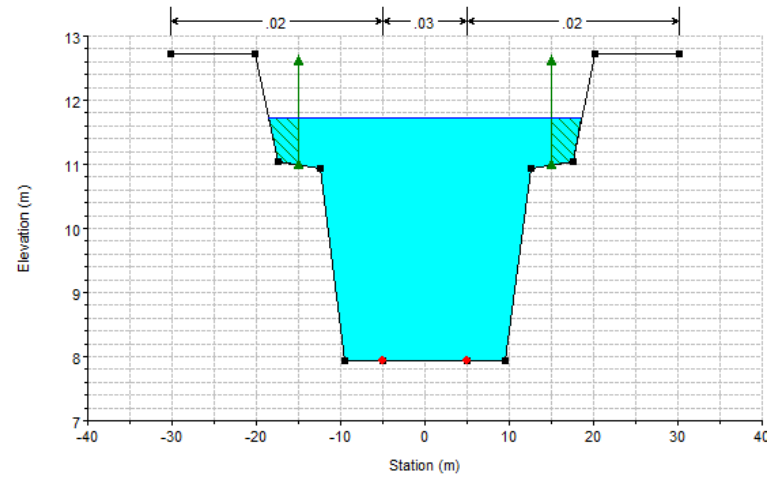


Figura 2.55 - Sección AA puente de J. B. y Ordóñez.

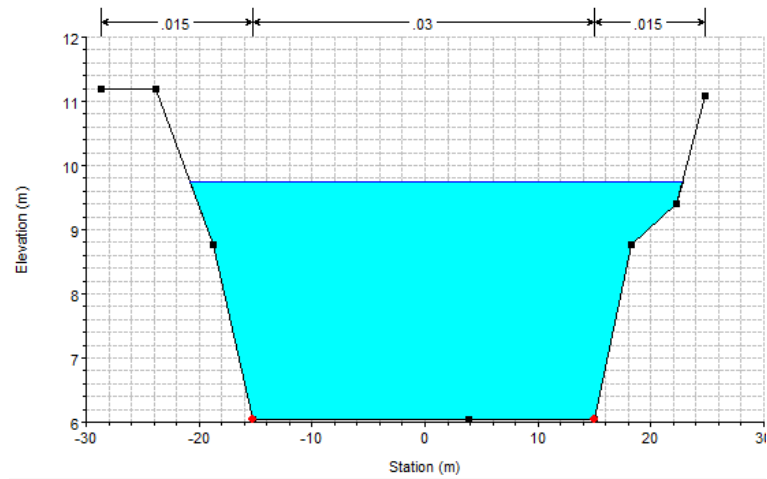


Figura 2.56 - Sección AA puente de Agraciada.

## Ajustes realizados

### *Modificaciones en números de Manning*

Como primera medida se probó reducir los coeficientes de Manning de todas las secciones a los mínimos posibles dentro de los rangos recomendados (0.03 para cauce a 0.06 para el tramo no canalizado y de 0.015 a 0.03 en tramo canalizado).

Si bien los resultados mejoraron, observando una disminución de unos 30 cm en promedio, la discrepancia con los resultados objetivo se mantenía inaceptable.

Por este motivo, tal como se encuentra expresado en los comentarios finales del capítulo 2.4.3, se estudió la posibilidad de incorporar el bañado presente aguas arriba de Av. de las Instrucciones como estructura de laminación.

### *Incorporación de la zona de bañado como estructura de control*

En busca de una mejor representación del funcionamiento del sistema a modelar y mejor reproducción de los eventos registrados, se analizó la zona deprimida presente aguas arriba del cruce del arroyo con Av. de las Instrucciones.

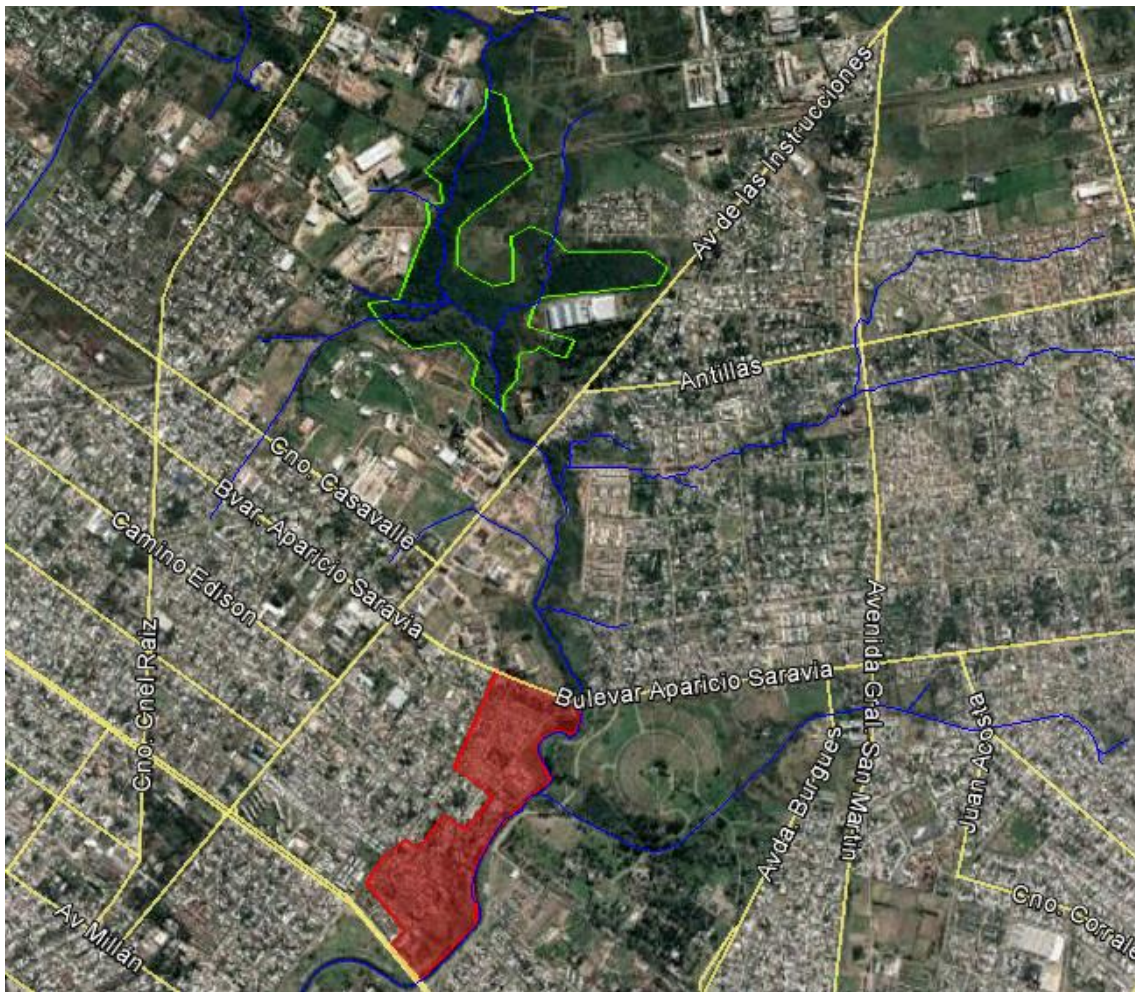


Figura 2.57 - Zona de bañado aguas arriba del cruce con Av. de las Instrucciones.

Para representar esta componente en HEC-HMS, se ingresó un elemento denominado Reservoir, el cual funciona como una estructura de laminación. Para que el programa simule el funcionamiento de este componente, es necesario especificar dos características principales: una curva de almacenamiento y una ley de vertido.

A continuación, se describe brevemente cómo se construyeron ambas curvas. Cabe destacar que la información disponible para la construcción de las curvas es limitada, pero permiten conocer a grandes rasgos la geometría real.

- **Relación entre tirante y almacenamiento**

La relación entre el tirante y almacenamiento se ingresó en el programa a partir de una curva tirante-área superficial. Para estimar una relación entre el tirante y el área superficial de agua en el bañado, se utilizó un modelo digital del terreno y la geometría de la sección del arroyo aguas arriba del cruce con Av. de las Instrucciones, la cual se considera representativa del cauce hacia aguas arriba.

Observando la geometría de la sección, surge la decisión de considerar el primer metro y medio de elevación como zona de cauces, donde el área superficial aumenta ligeramente con el tirante. A partir de esta altura el área superficial comienza a crecer rápidamente con el tirante por la presencia de las planicies de inundación.

De acuerdo con esto, para calcular los dos primeros puntos de la curva de elevación-área superficial, se estimaron los anchos correspondientes a los tirantes de 0,5 y 1,5 m y se trazaron zonas bordeando los cursos de agua presentes en el bañado con dichos anchos. Una vez trazadas dichas zonas se calcularon las áreas con herramientas de ArcGIS.

Para el resto de las áreas, se realizaron operaciones con el ráster del modelo digital del terreno, estimando así las áreas inundables para cada altura.

A partir de este procedimiento se calcularon los valores que se muestran en la Tabla 2.23.

*Tabla 2.23 - Curva tirante - área superficial.*

h (m)	S (ha)
0	0
0,5	3,4
1,5	11,8
2,5	36,7
3,5	49,9
4,5	72,7
5,5	87,0
6,5	109,3
7,5	125,4

Resulta importante verificar que esta área es inundable, puesto que sino no tendría validez considerarla como un depósito de laminación. Para esto se buscaron noticias de eventos extremos cercanos a la fecha, encontrando un reporte de un informativo, registrando una crecida donde el agua alcanzó casi el cruce entre Carlos A. Lopez y Coronel Raíz en 2013, inundando incluso parte del predio de una fábrica de la zona. Los entrevistados aseguraron que el nivel máximo había sido hasta medio metro mayor a lo registrado en el video.



Figura 2.58 - Registro del informativo.



Figura 2.59 - Registro informativo 2.



Figura 2.60 - Registro informativo 3.



Figura 2.61 - Registro informativo 4.

De acuerdo a esta información, se estima que, en dicha crecida, el agua superó una cota de 20 m referida al cero Wharton.

Tomando en cuenta que la cota más baja de la primera sección del modelo hidrodinámico (tomada como  $h = 0$  para la construcción de las curvas del reservorio) es de 12,5 m referida al cero Wharton, y la altura máxima definida para el depósito de laminación es de 7,5 m, la cota de las curvas de almacenamiento y descarga alcanzan como máximo los 20 m Wharton.

Se confirma de esta manera que la zona considerada ha sido inundada en un evento no muy lejano en el tiempo y en condiciones similares a las actuales. Además, se verá más adelante que los eventos simulados no alcanzan grandes alturas en el bañado, salvo los de 100 y 500 años de período de retorno.

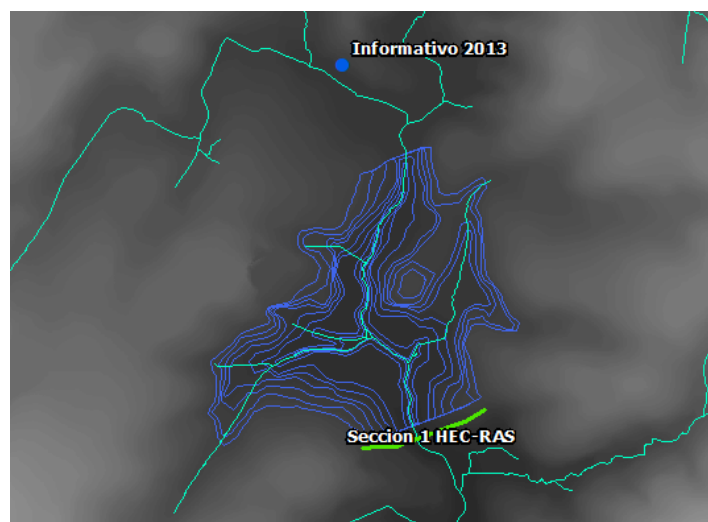


Figura 2.62 - Curvas utilizadas para el almacenamiento, registro del informativo y comienzo del modelo HEC-RAS.

- **Relación entre tirante y caudal de salida**

Para elaborar la ley de vertido (relación entre la profundidad del bañado y caudal de salida), se modeló como la descarga de un lago a un canal. Para esto se utilizó la geometría definida en HEC-RAS y se asumió conservación de energía en la descarga desde el bañado hacia el canal.

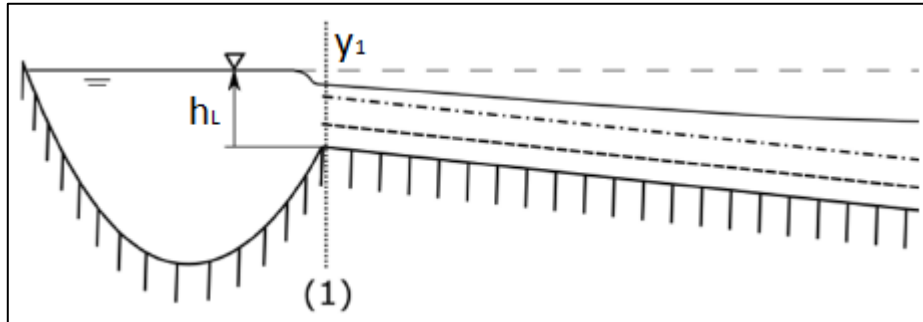


Figura 2.63 - Esquema utilizado para construcción de curva almacenamiento caudal.

Dadas las características del canal (canal tipo M), se consideró la posibilidad de construir la ley de descarga asumiendo que el bañado descarga con tirante normal. Sin embargo, pocos metros aguas abajo de la primera sección existen una presa y un puente que controlan este nivel, por lo que no es válida dicha simplificación.

Para determinar entonces el caudal asociado a cada profundidad de bañado, se ejecutaron perfiles del modelo hidrodinámico (utilizando flujo estacionario) con distintos caudales de entrada, registrando para cada caso el tirante y la velocidad media de la primera sección, calculando así la energía específica de la primera sección asociada a cada caudal, y por lo tanto vinculando cada caudal a una profundidad de lago de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$h_L = E_1 = h_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

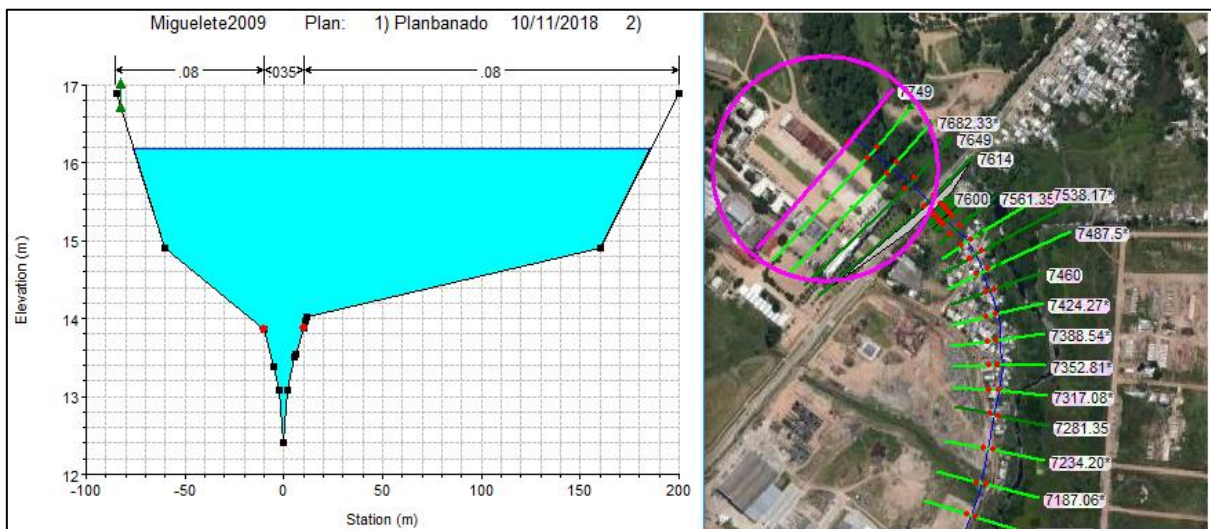


Figura 2.64 - Sección aguas arriba del cruce con Av. de las Instrucciones

Utilizando estas simplificaciones se obtuvo la ley de vertido detallada en la Tabla 2.24  
 - Ley de vertido ingresada en HEC-HMS..

*Tabla 2.24 - Ley de vertido ingresada en HEC-HMS.*

h (m)	Q (m3/s)	h (m)	Q (m3/s)
1.69	0	5.12	200
1.73	0.5	5.31	225
1.76	5	5.51	250
3.17	50	5.72	275
3.64	75	5.93	300
4.02	100	6.15	325
4.34	125	6.37	350
4.62	150	6.63	375
4.89	175	6.94	400

Dentro del modelo HEC-HMS se modificaron las conexiones entre los componentes, de manera de interponer el reservorio entre la descarga de la subcuenca Rural con el nodo J3. Una vez ingresada esta información, se realizó una segunda simulación del evento de calibración. En el capítulo 2.7 se realiza una breve discusión sobre la decisión de incorporar el bañado al modelo hidrológico.

## Segunda simulación

### *Simulación hidrológica*

En la Tabla 2.25 se detallan los caudales pico obtenidos para cada subcuenca y los de salida del reservorio. En la Figura 2.66 se muestran los hidrogramas de entrada y salida al reservorio obtenidos.

Nótese que el mismo realiza una reducción del caudal pico que llega al nodo J3 (el caudal de entrada al nodo J3) del 26% para el evento analizado.

Como se puede observar y acorde a lo esperado, el único caudal máximo que se ve modificado respecto a la primer simulación es el de la subcuenca más alta (condición de borde de aguas arriba, correspondiente al nodo J3). De esta manera, el único cambio a realizar para la nueva simulación del flujo es el hidrograma de entrada en la primer sección, manteniendo las mismas condiciones de borde, condición inicial y demás características introducidas para lograr la estabilidad de la simulación.

A partir de esos resultados, se realizaron los cambios correspondientes en las condiciones de borde en HEC-RAS y se realizó el modelo hidrodinámico.

Tabla 2.25 - Caudales máximos obtenidos mediante representación del bañado en HEC-HMS.

Punto	Caudal pico (m3/s)	Punto	Caudal pico (m3/s)
Rural Grande	198,0	Maua	4,8
Reservoir-1	146,1	Pantaleon Sotelo	4,2
J3	146,1	Vaz Ferreira	5,4
M	18,1	Buschental	4,7
SC1	17,4	Mataperros	17
C	22,7	Angel Salvo	3,2
SC2	9,9	1	5,5
Trapani	10,7	Cayetano Rivas	7,7
Cerrito	51,1	Bahía	181,6
Millán	4,9		

A continuación, se muestran los hidrogramas de entrada y salida del reservorio:

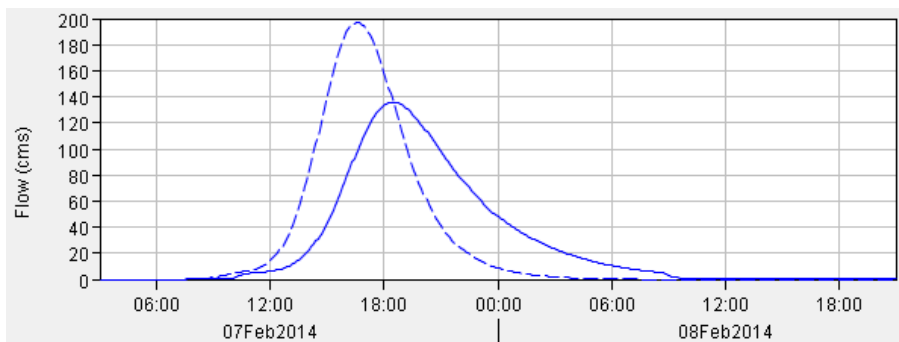


Figura 2.65 - Hidrogramas de entrada (azul) y de salida (verde) del bañado para evento de calibración.

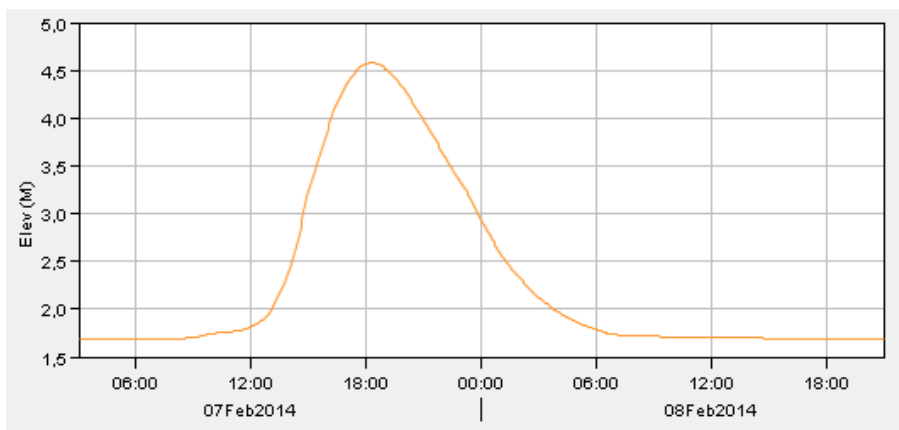


Figura 2.66 - Elevación de la superficie de agua dentro del bañado (origen 12,5 m Wharton).



## Simulación hidrodinámica

En la Tabla 2.26 se comparan los tirantes resultantes con los datos de los puntos conocidos para calibración:

Tabla 2.26 - Resultados para cotas de superficie de agua obtenidos en segunda simulación.

Identificación	Obs.	Cota obtenida (mW)	Cota observada (mW)	Discrepancia (m)
José María Silva	Puente	12,4	11,7	0,7
José Batlle y Ordóñez	Puente	11,4	10,9	0,5
Av. Millán	Puente	8,9	8,6	0,3

Como se observa, los resultados son mucho más coherentes con los datos relevados.

Esta observación respalda en parte el buen funcionamiento del agregado del reservorio a la modelación hidrológica.

Las diferencias restantes entre los datos calculados y los observados se minimizan en lo que sigue ajustando los coeficientes de Manning para los tramos.

Se puede observar que los ajustes necesarios para reproducir los tirantes observados son del orden de decenas de centímetros. En este panorama, esta diferencia puede salvarse ajustando los coeficientes de rugosidad, dentro de los rangos razonables.

### Tercer simulación

Tomando en cuenta que los tirantes registrados son menores a los que calculó el software en la segunda simulación, utilizamos los coeficientes de Manning de márgenes y cauce para reducir las diferencias y así mejorar la representación del dato observado.

Las variaciones en los coeficientes de Manning se introducen coherentemente en todo el largo del tramo modelado (se asigna un valor para los cauces y márgenes en los tramos intervenido y sin intervenir).

Tabla 2.27- Coeficientes de Manning seleccionados en calibración.

Identificación	Obs.
Margen tramo intervenido	0,06
Margen tramo no intervenido	0,08
Cauce tramo intervenido	0,025
Cauce tramo no intervenido	0,03

A partir de ajustes sucesivos se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 2.28 - Resultados obtenidos en tercer simulación.

Identificación	Obs.	Cota obtenida (mW)	Cota observada (mW)	Diferencia (m)
José María Silva	Puente	12,1	11,7	0,4
José Batlle y Ordóñez	Puente	11,1	10,9	0,2
Av. Millán	Puente	8,9	8,6	0,3

Tomando en cuenta que:

- Se redujeron considerablemente las diferencias entre las cotas calculadas y las cotas observadas de la crecida.
- La cota de pelo de agua mantiene su nivel durante un tiempo reducido al momento de alcanzar el máximo, lo cual puede introducir error en el relevamiento.
- Existe otra componente de error asociada a las propias mediciones del relevamiento, sin tener en cuenta el factor tiempo.
- Los valores resultantes del software son mayores a los presentados por el relevamiento de la Intendencia de Montevideo, por lo que los resultados estarían del lado de la seguridad.
- El error estimado y asumido en el análisis de sensibilidad es del orden de decenas de centímetros.

Se decide asumir como aceptables estas diferencias con los datos observados y por lo tanto el modelo con las características alcanzadas se entiende a partir de este punto como calibrado.

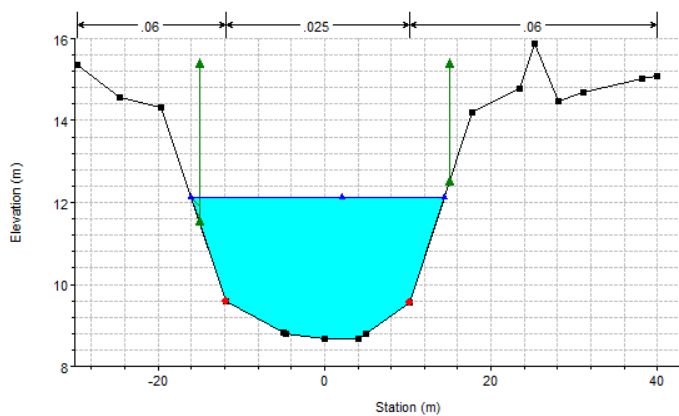


Figura 2.67 - Sección aa puente de J. M. Silva.

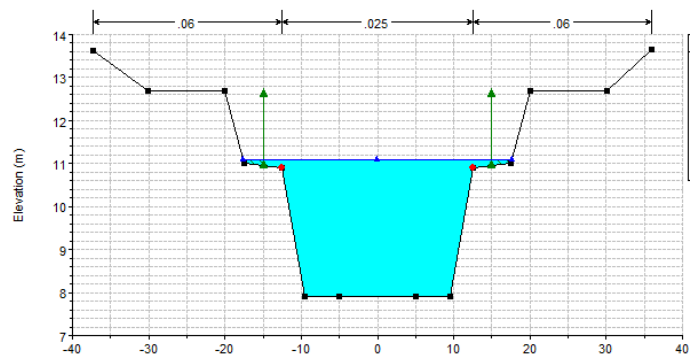


Figura 2.68 - Sección AA puente de J. B. y Ordóñez.

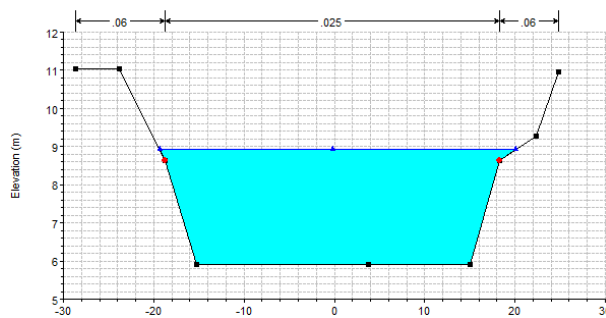


Figura 2.69 - Sección AA puente de Agraciada.

A modo de comentario, interesa mencionar que con los resultados aceptados para el evento simulado se inundan varias casas del asentamiento Costanera.

### 2.6.6. Verificación de los modelos

En esta etapa se busca verificar que el modelo al que se incorporaron cambios en etapa de calibración, es capaz de reproducir otro dato conocido distinto al de calibración. En este caso se utilizará la tormenta del 18 de marzo de 2018.

Para esto se cuenta con el hietograma de precipitaciones y un video del cual se conoce que la hora de filmación es cercana al mediodía, en el cual se puede ver el nivel que alcanza el agua.

En la Figura 2.70, se muestra la sección en la que se ha registrado el video, en condiciones cotidianas.



*Figura 2.70 - Sección donde se filmó el video de la crecida que se utilizará para verificación en condiciones cotidianas.*



*Figura 2.71 - Registro de filmación alrededor de las 13 horas. Fuente: Intendencia de Montevideo.*

El lugar donde se capturó el video fue reconocido a través de una búsqueda en Street View, y corresponde a una presa ubicada unos 200 m aguas arriba del islote cercano a la calle Agraciada. Una vez identificado este punto, se seleccionó el punto donde se puede ver una escalera como punto de referencia y se ubicó la sección más cercana al mismo que corresponde a la progresiva 2323 m (Figura 2.73).

Tomando en cuenta que la geometría del modelo es dada por la Intendencia de Montevideo y a las mismas se les aplicó una corrección en la cota de fondo como se esquematiza en la Figura 2.72, no se considera confiable evaluar la bondad de la representación del modelo a partir del tirante. Por otro lado, se dificulta conocer la cota de la superficie de agua del lugar que se observa en el video, dado que el modelo digital del terreno representa como plana a esta zona. Por este motivo, se considera tomar como referencia más confiable la distancia entre la superficie libre de agua y el borde superior de la sección.

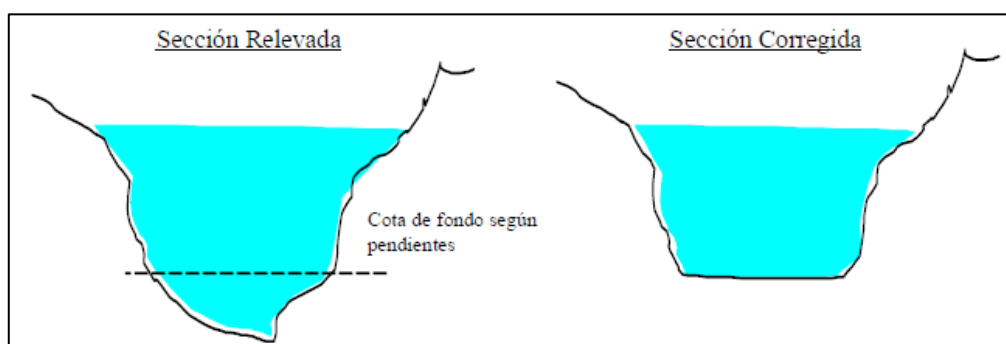


Figura 2.72 - Corrección de las cotas de fondo según pendientes tomadas como válidas en modelación del SEPS.

Una vez ubicado el punto que se analizará para evaluar la bondad de representación del modelo, se transitó el hietograma de precipitaciones por el modelo implementado en HEC-HMS.

Tabla 2.29 - Resultados resumidos del modelo hidrológico para el evento del 18 de marzo de 2018.

Punto	Caudal pico (m3/s)	Punto	Caudal pico (m3/s)
Rural Grande	302,4	Maua	10,8
Reservoir-1	237,4	Pantaleon Sotelo	9,4
J3	237,4	Vaz Ferreira	12,8
M	37,5	Buschental	11,4
SC1	39,5	Mataperros	34,1
C	41,1	Angel Salvo	7,2
SC2	21,9	1	12,3
Trapani	23,7	Cayetano Rivas	16,5
Cerrito	72,8	Bahia	324,5
Millán	11,2		

Análogo a la etapa de calibración, los hidrogramas de salida del HEC-HMS se ingresaron en HEC-RAS para la simulación hidrodinámica con las características ajustadas en etapa de calibración.

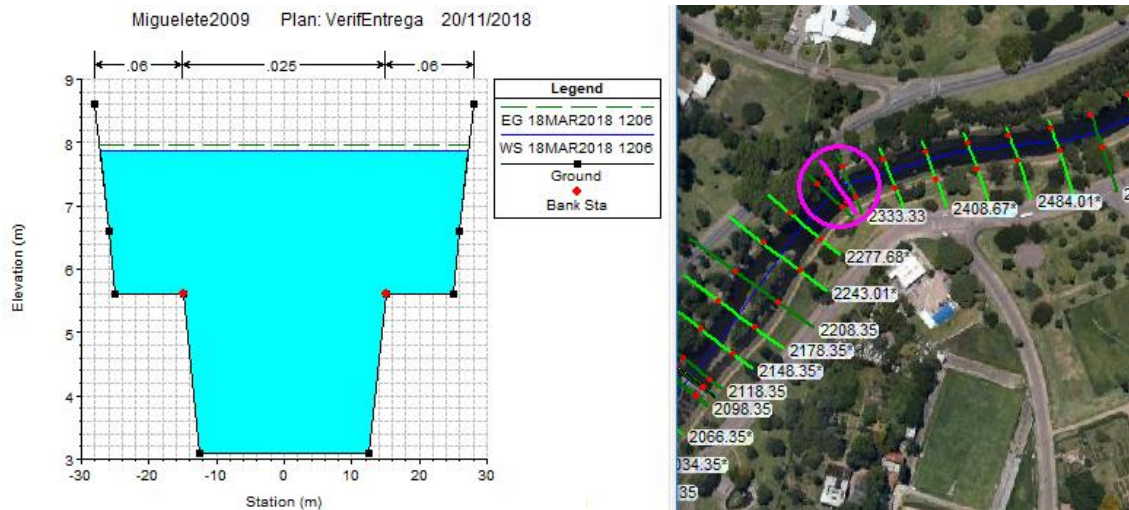


Figura 2.73 - Identificación de la sección de la presa AA de Agraciada en el modelo HEC-RAS.

El punto elegido corresponde a una de las secciones del proyecto de canalización, por lo cual está compuesta por una parte trapezoidal inferior, la cual se encuentra revestida, y otra superior cubierta de pasto. La margen izquierda corresponde a la ubicación de la escalera sobre la presa.

La selección de esta sección es conveniente dado que en el video se puede ver su último escalón por sobre la superficie de agua, lo cual permite tener una referencia más clara de la altura alcanzada dicha superficie respecto al borde superior de la margen izquierda al momento de la captura del video.

A partir de esta referencia, se estima que la superficie libre de agua alcanzó una altura de 40 a 50 cm por debajo del extremo superior de la margen.

Observando los perfiles 1140 a 1220 obtenidos en HEC-RAS, correspondientes al período de tiempo 11:40 a 12:20, la distancia entre el extremo de la margen y superficie de agua oscila entre 100 y 70 cm.

De acuerdo con esto, las diferencias contra el dato observado rondan los 20 a 60 cm, valores algo mayores a los manejado en etapa de calibración. Tomando en cuenta que la información utilizada para esta determinación posee diversas fuentes de error como son:

- Errores en el registro pluviográfico
- Error inducido en estimaciones visuales
- Error en la representación de la geometría de la sección

Además, tomando en cuenta que esta es una zona alejada de la zona de estudio, y considerando que aquellos puntos se lograron ajustar de manera satisfactoria, se considera que el modelo representa los eventos extremos dentro del rango de errores esperados en el marco de este trabajo.

## 2.7. Ejecución de los eventos de interés en escenario futuro

### 2.7.1. Simulaciones hidrológicas

En primera instancia se transitaron las tormentas diseñadas para 2, 10 y 100 años de período de retorno por el modelo hidrológico para un escenario futuro de cobertura del suelo. A continuación, se disponen tablas que resumen los caudales pico obtenidos para cada subcuenca y la comparación con los modelos tomados como fuentes de información.

Tabla 2.30 - Caudales pico obtenidos para cada subcuenca considerada en el modelo hidrológico.

	Caudal pico TR 2 (m3/s)	Caudal pico TR 10 (m3/s)	Caudal pico TR 100 (m3/s)
Rural Grande	124,7	239,7	390,3
(Bañado) Nodo J3	88,7	174,9	294,8
M	17,6	30,4	46,3
SC1	13,9	23,9	36,3
C	17,5	33,3	53,4
SC2	8,7	14,8	22,4
Trapani	10,2	17,9	27,4
Cerrito	37,9	66,5	102,4
Millán	4,3	7,6	11,7
Maua	4,4	7,6	11,7
Pantaleon Sotelo	3,1	5,5	8,5
Vaz Ferreira	3,3	6,1	9,7
Buschental	3,2	6,5	10,6
Mataperros	15,7	27,8	42,8
Angel Salvo	2,6	4,5	6,9
1	4,7	8,0	12,1
Cayetano Rivas	7,2	12,8	19,8
Total Bahía	124,5	228,3	364,2

Tabla 2.31 - Comparación de caudales obtenidos con modelaciones de referencia.

Comparación de caudales máximos (m3/s)						
	Rural (luego del bañado)			Bahía		
	HEC - HMS	Modelo IM	Modelo PDSUM	HEC - HMS	Modelo IM	Modelo PDSUM
Tr 2	88,7	82,0	69,9	124,5	127,0	175,0
Tr 10	174,9	133,0	119,1	228,3	199,0	231,3
Tr 100	294,8	274,7	205,8	364,2	299,0	304,8
Tr 500	365,0	340,0	-	459,4	353,0	-

Nótese que la presencia del reservorio que simula el efecto del bañado genera reducciones de caudal pico del entorno del 25 a 30% para los eventos considerados. Comparando los valores presentados en la Tabla 2.18 (previo a la incorporación del bañado) con los de la Tabla 2.31 (modelación con efectos del bañado incorporados), se puede notar que los caudales obtenidos en esta instancia, si bien son mayores a los de las modelaciones de referencia, son mucho más comparables.

Para tener una noción de si es razonable la reducción de caudales generada por el componente reservorio utilizado para modelar el bañado, se realizó una modelación del sistema con un bañado de la mitad de volumen, modificando su curva de almacenamiento. En esta simulación se obtuvieron los siguientes caudales pico:

*Tabla 32 - Caudales pico obtenidos utilizando un reservorio de la mitad del volumen para simular el comportamiento del bañado.*

<b>Caudales pico obtenidos con bañado reducido a la mitad del volumen (m<sup>3</sup>/s)</b>			
Evento	Pico cuenca rural	Pico reservorio	Reducción
Tr 2	124,7	108,8	13 %
Tr 10	239,7	215,9	10 %
Tr 100	390,3	352,4	10 %

Aun reduciendo de manera significativa las medidas estimadas para el bañado modelado como un reservorio, se generan reducciones significativas de caudal, con lo que se concluye que este efecto no debe ser despreciado.

En base a esto y a que los caudales obtenidos con la incorporación del bañado son levemente mayores a los presentados en informes de modelaciones de referencia (brindando un margen de seguridad), se consideran satisfactorios los resultados del modelo hidrológico, y se aceptan para continuar con la modelación de los eventos de interés.

En lo que sigue se presentan los resultados de la modelación hidrodinámica, para la cual se utilizaron como insumo los hidrogramas de salida de cada subcuenca.

### 2.7.2. Simulaciones hidrodinámicas

Utilizando el modelo del Arroyo Miguelete implementado en HEC-RAS se simularon los eventos mencionados, utilizando como insumos los resultados de HEC-HMS (condición de borde aguas arriba e ingresos laterales de flujo). Para la condición de borde de aguas abajo, se utilizó un nivel conocido de 1 m (dentro del rango de los niveles observados, tomado de la información de base presentada en el Capítulo 8 del Informe Diagnóstico), y para la condición inicial se seleccionó 0,5 m<sup>3</sup>/s, luego de haber probado varios valores (hasta 10 m<sup>3</sup>/s) confirmando la no influencia sobre los resultados de cotas máximas alcanzadas por las crecidas.

Para cada evento se generaron las curvas de inundación con la herramienta RAS Mapper, utilizando un modelo digital del terreno generado a partir de las curvas de nivel cada 2 m existentes para Montevideo, y corregido para estar referido al cero Wharton.

Estas curvas se exportaron a ArcGIS, y se transformaron en polígonos georreferenciados, lo que permitió resolver algunas carencias de la creación de la mancha de inundación del programa. Por último, los polígonos obtenidos se exportaron a AutoCAD, para su intersección con el resto de la información disponible sobre la zona de intervención.

Las curvas de inundación obtenidas mediante este procedimiento se pueden observar en el plano PA00.

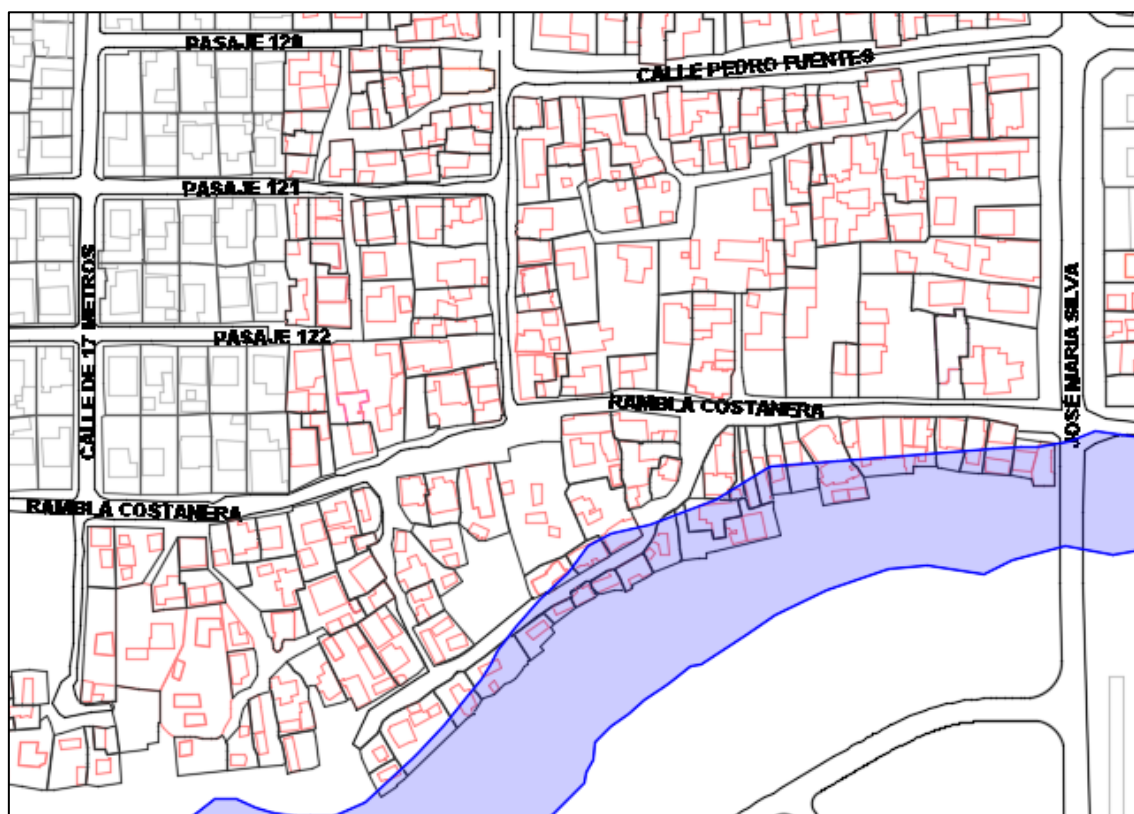
A continuación, se destacan algunas observaciones para cada evento simulado.

### Eventos de 2 años de período de retorno:

La simulación de este evento permite observar que el agua alcanza varias de las viviendas instaladas en el asentamiento Costanera, las cuales suelen inundarse de acuerdo a la opinión relevada durante el censo (información obtenida del estudio responsable<sup>7</sup>).

Por otro lado, según los resultados obtenidos, el agua alcanza a inundar la calle Rambla Costanera existente, sin alcanzar las viviendas frentistas a la misma.

En la siguiente figura (Figura 2.74), se muestra parte de la zona inundada para el evento considerado.



*Figura 2.74 - Zona inundada para evento de período de retorno 2 años.*

A continuación, se muestra la elevación máxima alcanzada por la superficie de agua para el evento, registrado en distintas secciones de interés referidas al cero Wharton (Figura 2.75, Figura 2.76, Figura 2.77 y Figura 2.78). En la Figura 2.79 se muestra una casa ubicada en la margen derecha del arroyo, zona inundable para el período de retorno analizado.

---

<sup>7</sup> Censo llevado a cabo por la empresa Territorio y Ciudad Sociedad Limitada Profesional – Christoff, De Sierra, Cayón, Villarmarzo Arquitectos y Asociados.



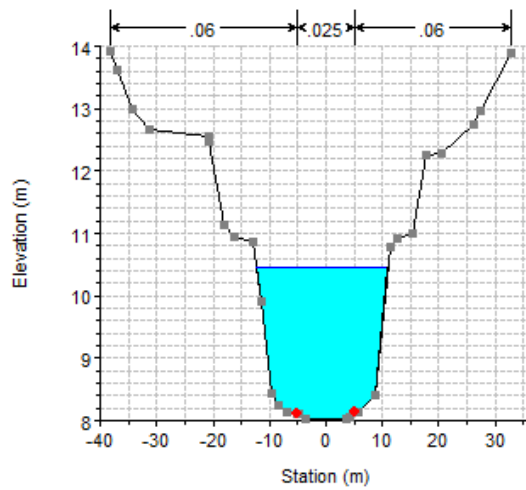


Figura 2.75 - Resultados obtenidos para TR 2, sección en el cruce con J. B y Ordóñez.

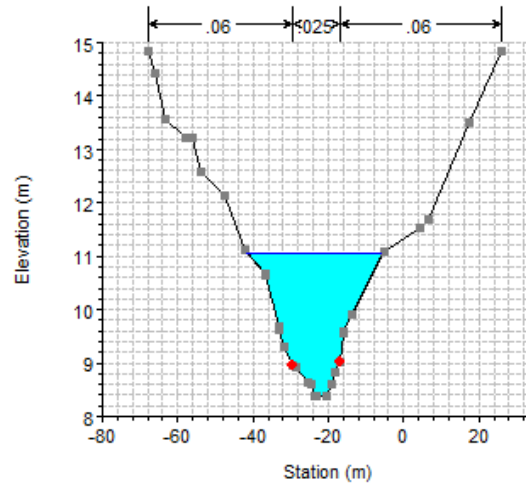


Figura 2.76 - Resultados obtenidos para TR 2, sección en el cruce con Máximo Santos.

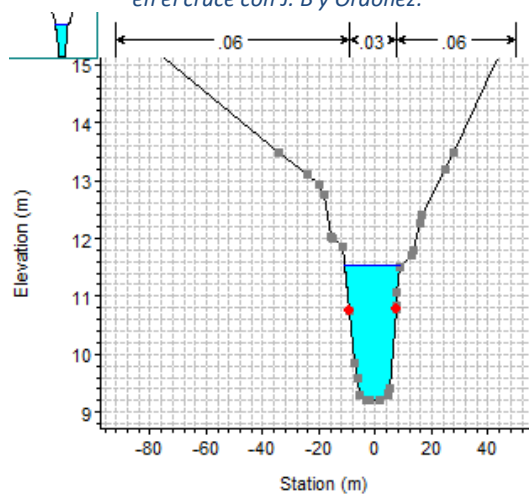


Figura 2.77 - Resultados obtenidos para TR 2, sección en el cruce con Camino Edison

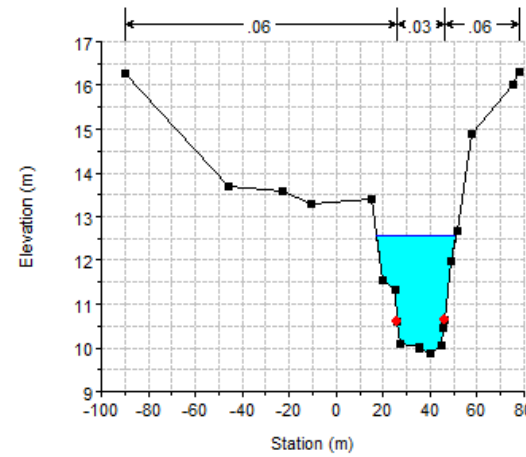


Figura 2.78 - Resultados obtenidos para TR 2, sección en el cruce con Calle E.



Figura 2.79 - Ejemplo de vivienda inundable para TR 2 ubicada en margen derecha del arroyo (Vista en Street View desde J. M. Silva).

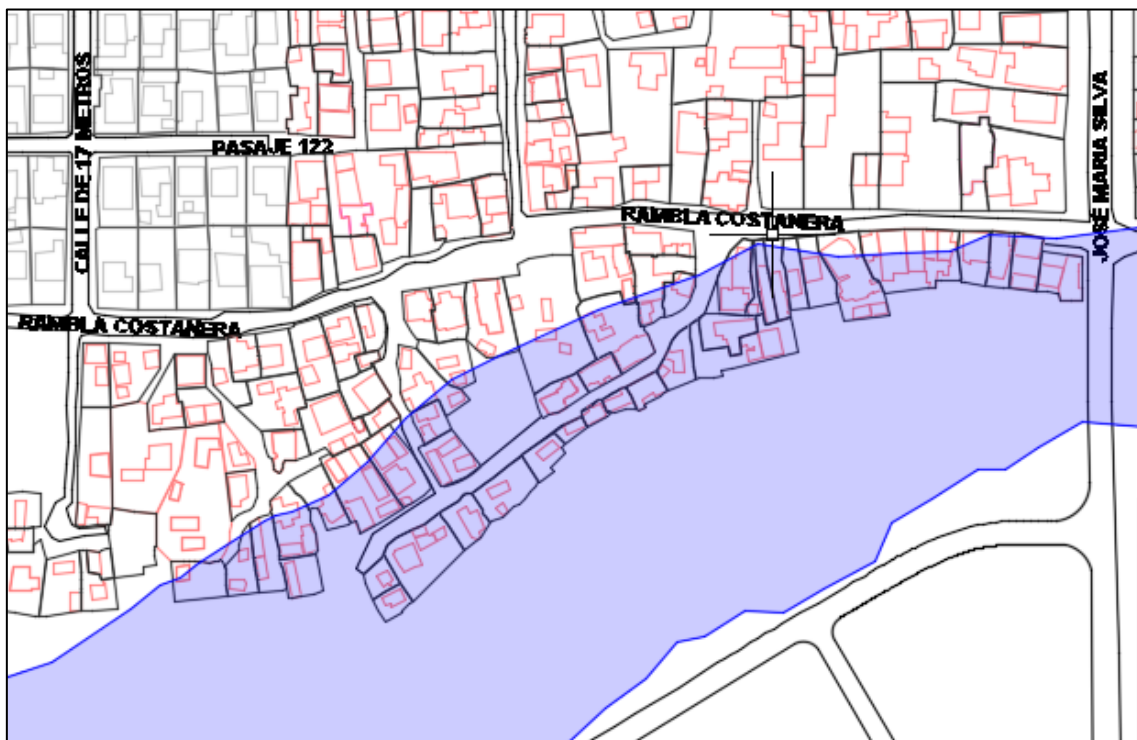
### Evento de 10 años de período de retorno:

Los resultados de la simulación de este evento muestran que el agua alcanza un mayor número de viviendas del asentamiento Costanera, llegando a inundar completamente el perímetro de algunas de ellas, y superando en algunos casos profundidades de 1 m.

A su vez, se puede ver que la crecida alcanzaría la calle Rambla Costanera en el tramo comprendido entre José María Silva y Camino Edison, alcanzando viviendas del asentamiento Nuestra Esperanza. A su vez, la crecida alcanza la calle Rambla Costanera en su segundo tramo, entre Calle E y Moretti, sin alcanzar las viviendas adyacentes al mismo.

A partir de los resultados obtenidos para los niveles de las secciones a distintas horas de la simulación, se puede afirmar que tanto las viviendas del asentamiento Costanera como los tramos de la rambla, permanecerían inundados durante unas 6 horas aproximadamente. Esto también se corroboró utilizando la animación de la crecida disponible en la herramienta RAS Mapper.

En la Figura 2.80 se muestra la superficie inundada para el evento considerado.



*Figura 2.80 - Zona inundada para evento de período de retorno 10 años.*

A continuación, se muestra la elevación máxima alcanzada por la superficie de agua para el evento, registrado en distintas secciones de interés referidas al cero Wharton (Figura 2.81, Figura 2.82, Figura 2.83 y Figura 2.84).

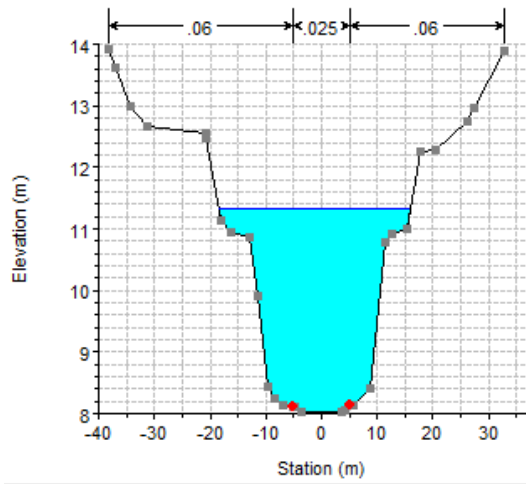


Figura 2.81 - Resultados obtenidos para TR 10, sección en el cruce con J. B y Ordóñez.

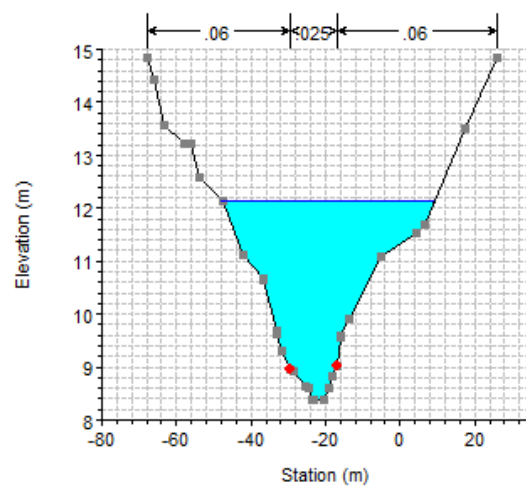


Figura 2.82 - Resultados obtenidos para TR 10, sección en el cruce con Máximo Santos.

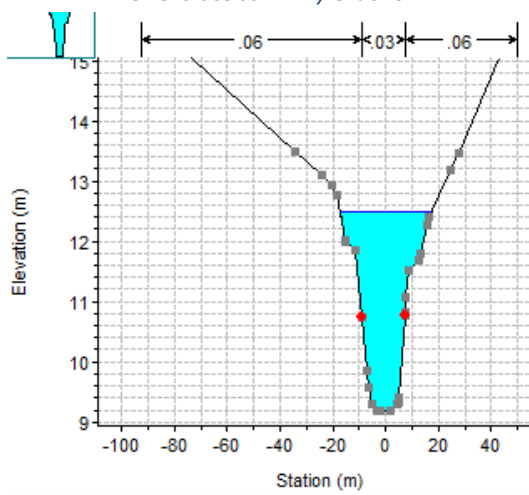


Figura 2.83 - Resultados obtenidos para TR 10, sección en el cruce con Camino Edison.

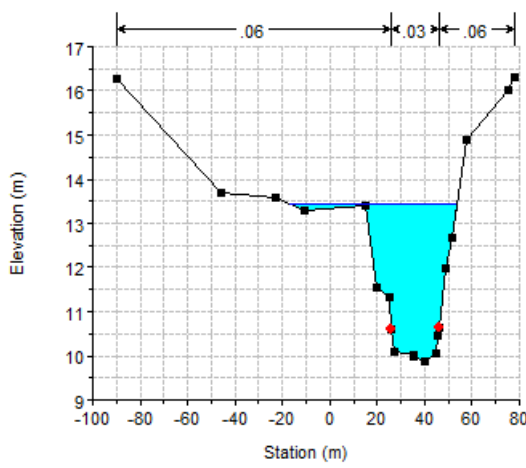


Figura 2.84 - Resultados obtenidos para TR 10, sección en el cruce con Calle E.



Figura 2.85 - Viviendas sobre la margen derecha del arroyo, inundables para el evento TR 10.

### Evento de 100 años de período de retorno:

La crecida obtenida con el modelo para un evento de 100 años de período de retorno, muestra que aproximadamente un tercio de las viviendas del asentamiento Costanera se ven afectadas, alcanzando profundidades de agua aproximadas de hasta 2 m de agua desde el nivel del terreno en las viviendas más cercanas al arroyo (Figura 2.86).

En cuanto a la inundación de la calle Rambla Costanera, el tramo comprendido entre José María Silva y Camino Edison queda completamente inundado, al igual que el tramo entre Calle E hasta Moretti, alcanzando numerosas viviendas del asentamiento Nuestra Esperanza y del Complejo Edison (Figura 2.87).

A partir de la observación de los perfiles a distintas horas para distintas secciones del arroyo y utilizando la animación de RAS Mapper para la crecida simulada, se puede decir que el agua superará el nivel del terreno de las viviendas de Costanera durante 10 horas, mientras que de las viviendas de Nuestra Esperanza y Complejo Edison durante 6 horas.

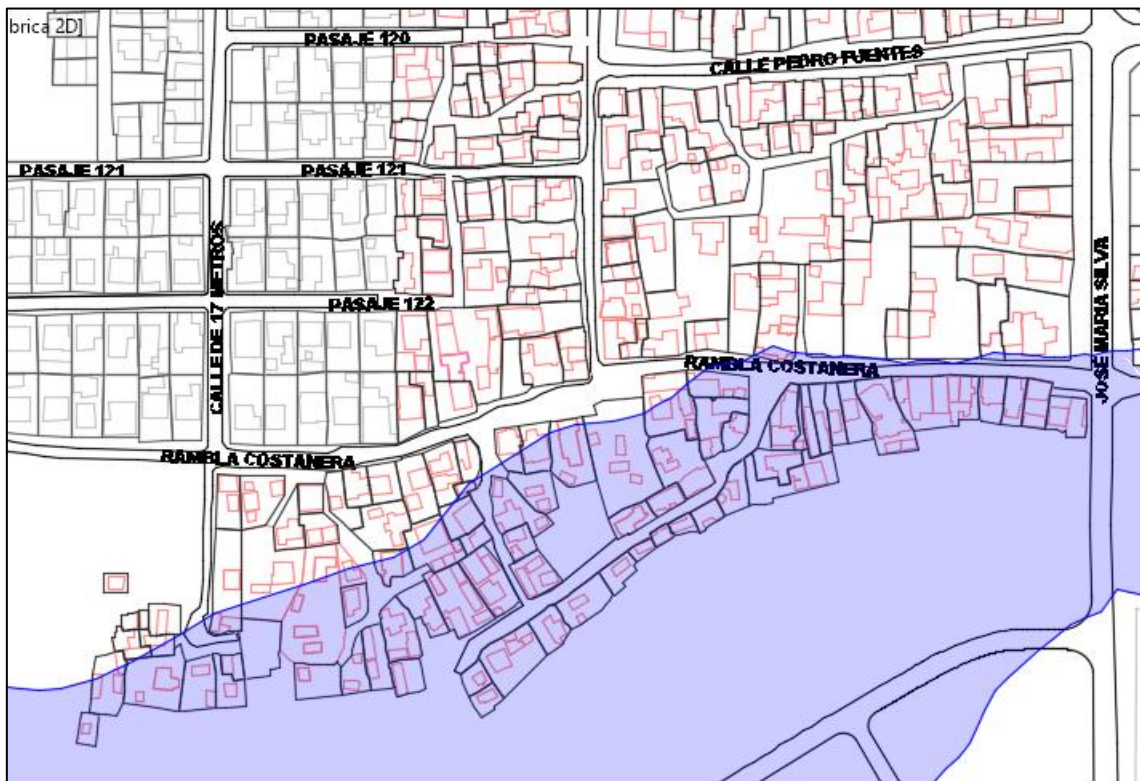


Figura 2.86 - Zona inundada de Costanera para evento de período de retorno 100 años.

A continuación, se muestra la elevación máxima alcanzada por la superficie de agua para el evento, registrado en distintas secciones de interés referidas al cero Wharton (Figura 2.88, Figura 2.89, Figura 2.90 y Figura 2.91).

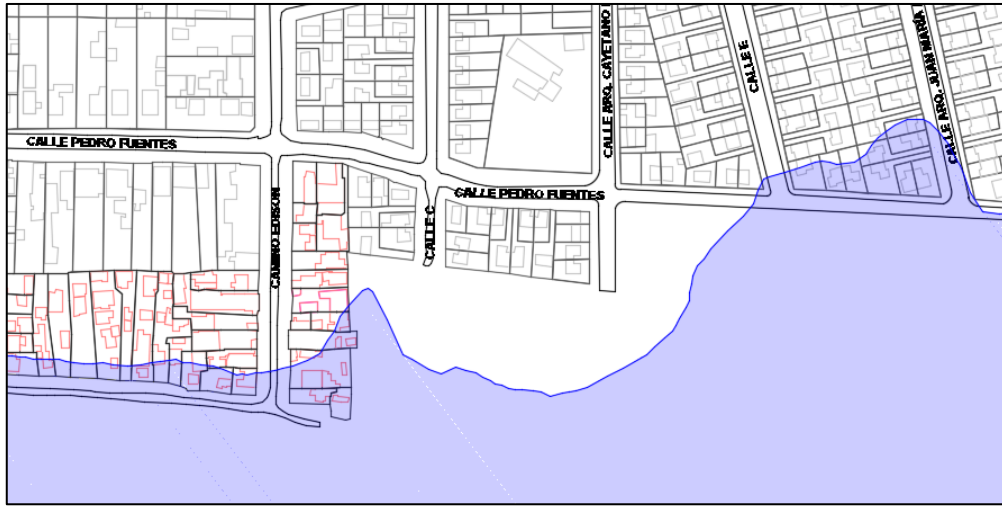


Figura 2.87 - Zona inundada de Edison para evento de período de retorno 100 años.

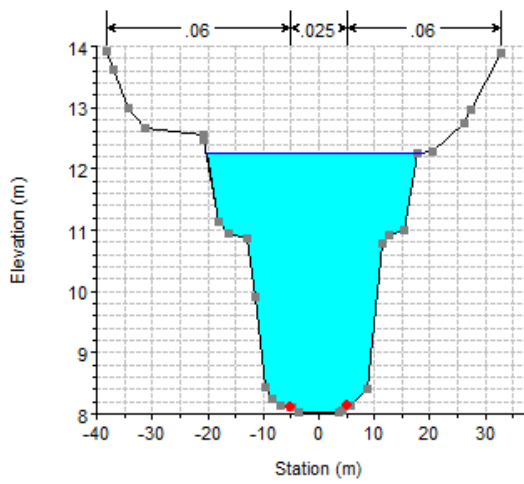


Figura 2.88 - Resultados obtenidos para TR 100, sección en el cruce con J. B y Ordóñez.

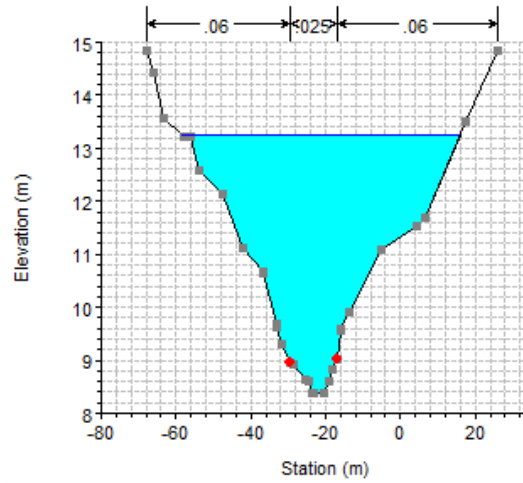


Figura 2.89 - Resultados obtenidos para TR 100, sección en el cruce con Máximo Santos..

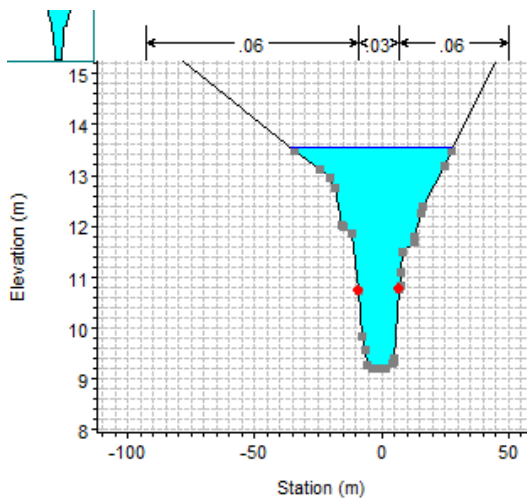


Figura 2.90 - Resultados obtenidos para TR 100, sección en el cruce con Camino Edison.

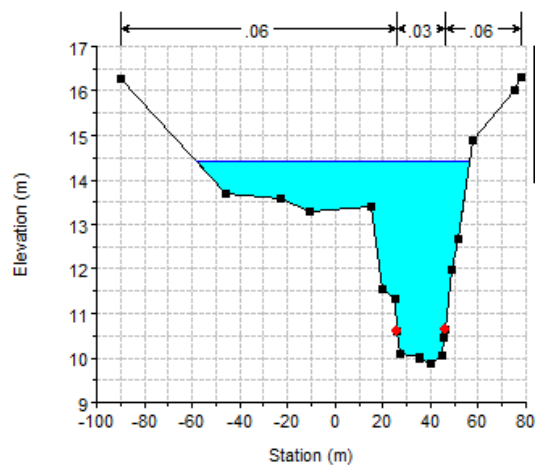


Figura 2.91 - Resultados obtenidos para TR 100, sección en el cruce con Calle E.

### 3. Variación de las zonas inundables según proyecto de caminería y otras posibles modificaciones

En la información recibida referente al proyecto de vialidad, se puede observar que el asentamiento Costanera será completamente realojado, siendo sustituido por complejos de viviendas que se ubican en la zona más alta, bordeados por la nueva calle Rambla Costanera, que atraviesa todo el largo de la zona de estudio. Por este motivo la inundación de las viviendas de dicho asentamiento deja de ser un problema a solucionar (Figura 3.1).



Figura 3.1 - Superficie inundada para cotas actuales montada sobre planta de vialidad proyectada (zona de inundación de asentamiento Costanera).

Por otro lado, se observó que dicho proyecto implica el levantamiento de la caminería de la Rambla Costanera, por lo cual interesa realizar una estimación sencilla acerca de si la nueva Rambla Costanera (calle proyectada) será inundable para los eventos analizados.

Como se puede apreciar, para identificar con mayor claridad los puntos de la nueva vialidad que es necesario analizar en detalle, se montó la capa de la superficie inundada obtenida con las cotas de terreno actual, sobre el plano del trazado de la vialidad proyectada en AutoCAD.

En la Figura 3.2 y Figura 3.3 se muestra la superficie inundada para las cotas actuales montada sobre el trazado en planta de la caminería proyectada.

A partir de las mismas se identifica la necesidad de verificar el tramo desde Con. Máximo Santos hasta Aubriot.



Figura 3.2 - Superficie inundada para cotas actuales montada sobre vialidad proyectada (zona de inundación en nuevas viviendas sobre la calle Rambla Costanera).



Figura 3.3 - Superficie inundada para cotas actuales montada sobre vialidad proyectada (zona de inundación en viviendas desde Calle E hasta Juan María Aubriot).

A partir de los resultados de HEC-RAS, con ayuda de la herramienta RAS Mapper, se extraen las cotas de superficie de agua máximas alcanzadas para el evento de 100 años de período de retorno, en los puntos de cruce de Rambla Costanera proyectada con las calles del tramo mencionado (desde Máximo Santos hasta Aubriot, Figura 3.4).



Figura 3.4 - Superficie inundada obtenida con RAS Mapper, cotas indicadas referidas al cero Wharton.

Observando el perfil de vialidad proyectada, se extraen las cotas proyectadas para comparar con las cotas máximas de superficie de agua. Estos valores se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Comparación entre cotas alcanzadas en esquinas de la Rambla Costanera.

Calle	Cota máxima de superficie de agua	Cota de calle proyectada	Revancha
Cno. Máximo Santos	13,3 m	13,1 m	-0,2 m
J. M. Silva	13,5 m	14,4 m	0,9 m
Cno. Edison	13,6 m	13,5 m	-0,1 m
Calle C	13,7 m	13,4 m	-0,3 m
Cayetano Moretti	14,2 m	14,2 m	0,0 m
Calle E	14,4 m	16,4 m	0,0 m
J. M. Aubriot	14,4m	15,0 m	0,6 m

En base a los valores presentados se puede decir que, con el relleno de los nuevos terrenos a fraccionar y la topografía proyectada para el final de construcción de la nueva Rambla Costanera, los eventos similares la de 100 años de período de retorno alcanzarán a inundar la caminería, con probabilidad de alcanzar las viviendas.

Lo recientemente mencionado se cumple tanto para un escenario de cobertura actual como futuro, en el cual se prevé la urbanización de algunas zonas de la cuenca rural según lineamientos del Plan de Ordenamiento Territorial, tal como se describe en el Capítulo 2.3.2).

Esto aumenta el interés por saber si existe alguna intervención que permita aumentar la seguridad contra inundaciones.



### 3.1. Evaluación de medidas contra inundaciones

Como se mencionó previamente, interesa saber si existen medidas que permitan mejorar la situación respecto a las inundaciones, tanto a corto como largo plazo. En ese sentido se dejan planteadas a continuación posibles medidas a realizar para cumplir este fin, en base a los resultados y observaciones realizadas durante el trayecto de este trabajo.

#### Canalización del arroyo

Esta medida consiste en extender la canalización existente a partir de José Batlle y Ordóñez hasta algunos metros aguas arriba de Aparicio Saravia (canalizar todo el tramo del arroyo comprendido en la zona de estudio).

Para predecir el comportamiento del arroyo en esta situación, se puede utilizar el modelo implementado en HEC-RAS, introduciendo algunas modificaciones correspondientes a la geometría de las secciones de manera de simular la situación deseada.

Para esto se toma en primer lugar la geometría de una sección del proyecto de canalización (Figura 3.5).

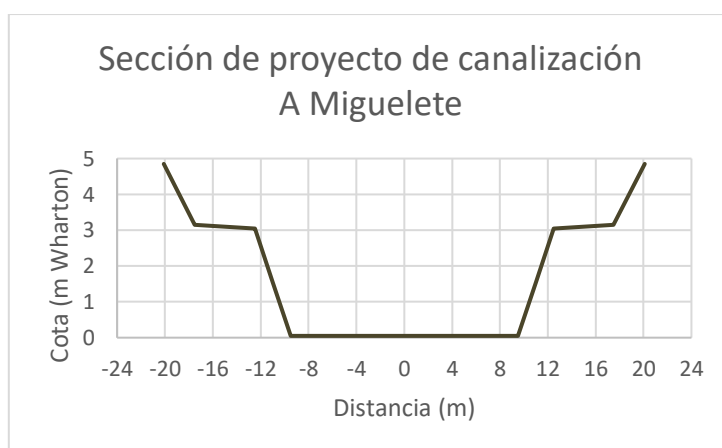


Figura 3.5 - Geometría de la sección transversal de Proyecto de Canalización del Arroyo Miguelete.

Seguido de esto se compatibiliza la geometría de proyecto con las cotas de las secciones existentes (cotas de fondo y localizaciones en el plano horizontal), de manera de poder ingresar esta información al modelo de HEC-RAS. La metodología empleada para todo el tramo se describe a partir del siguiente ejemplo:

La sección de progresiva 6496 m, corresponde aproximadamente al cruce con Aparicio Saravia, y su geometría se esquematiza a continuación (Figura 3.6 y Figura 3.7):

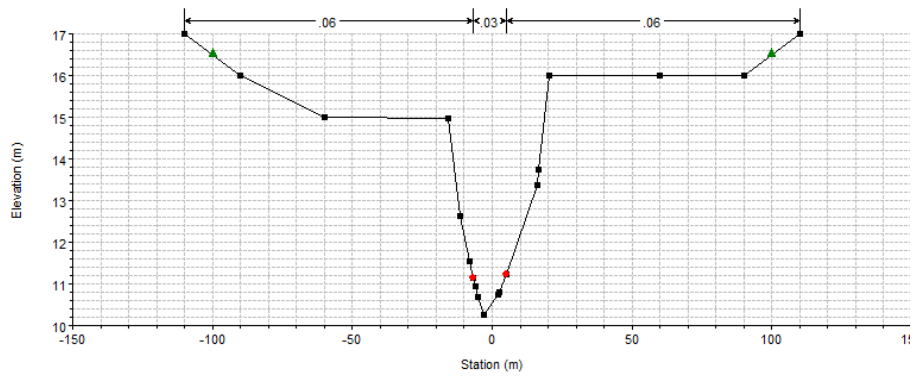


Figura 3.6 - Sección ejemplo, aguas abajo del puente de Aparicio Saravia (geometría de HEC-RAS).

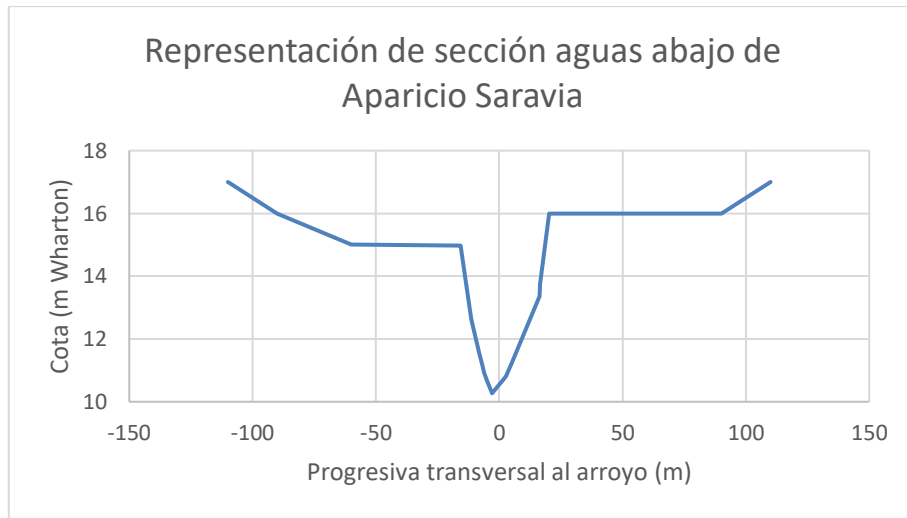


Figura 3.7 - Representación de la sección ejemplo en gráfico de planilla de cálculo.

En el mismo gráfico obtenido a partir de planilla de cálculo, se superpone la geometría de la sección de proyecto de canalización, a la cual se le modifican las cotas y progresivas de manera de coincidir en cota de fondo y que la canalización quede lo más centrada posible en el cauce actual, de manera de reducir el movimiento de tierra asociado (Figura 3.8).

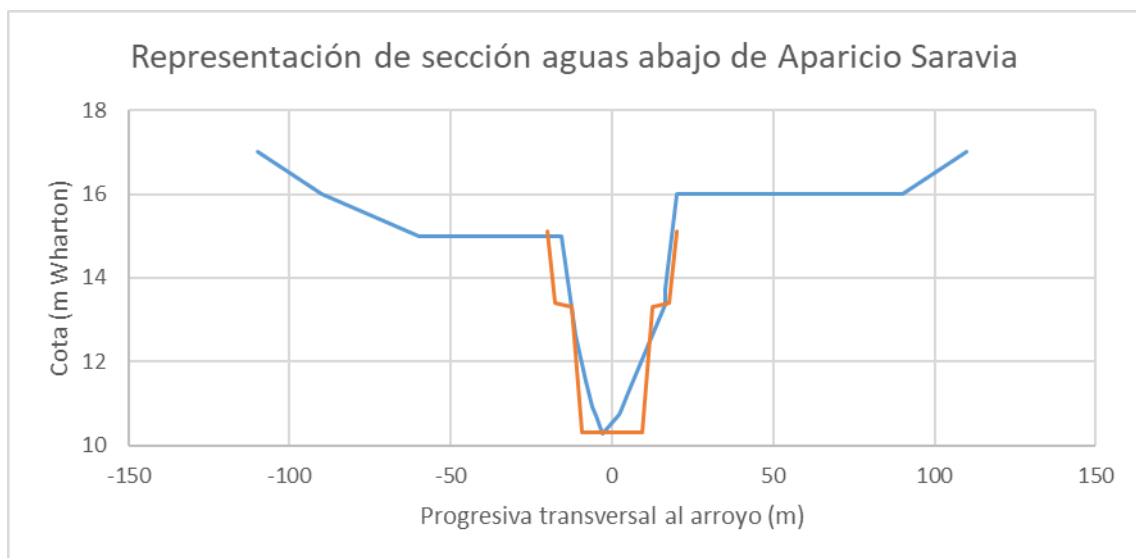


Figura 3.8 - Sección de proyecto ajustada a la geometría de la sección existente.

Por último, se incorporan los datos de la parte más alta de la sección existente, que no sería modificada en principio (Figura 3.9).

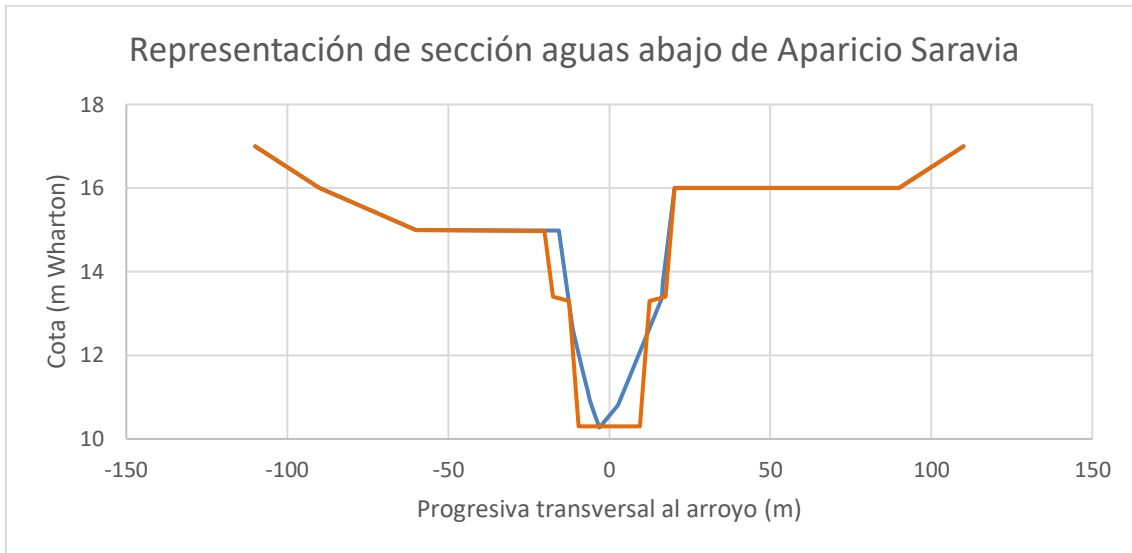


Figura 3.9 - Sección canalizada para ingresar en HEC-RAS.

El procedimiento seguido para proponer una geometría canalizada para el resto de las secciones es análogo para cada caso.

Luego se interpolan para tener suficientes datos a lo largo de todo el tramo analizado y la simulación de flujo no estacionario sea estable. También se ajustan los valores de coeficiente de Manning de cauce y márgenes, imponiendo los utilizados para las secciones canalizadas según se describió previamente en capítulo 2.6.5.

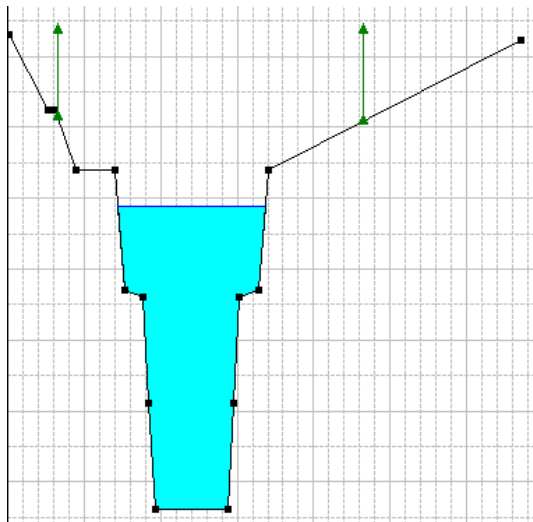


Figura 3.10 - Sección canalizada aguas abajo de J. M. Silva.

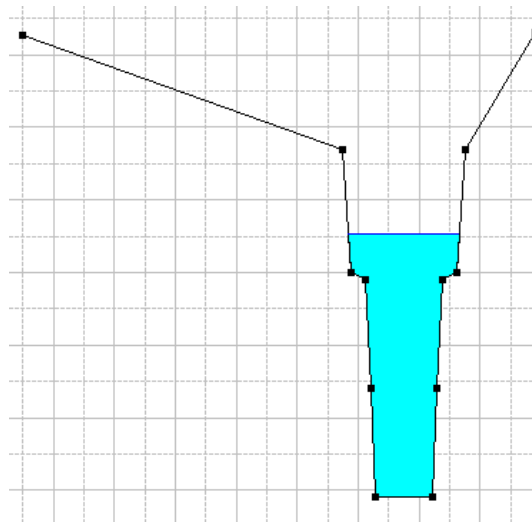


Figura 3.11 - Sección canalizada aguas arriba de J. M. Silva.

De esta modificación interesa conocer cuánto se aumenta la revancha y si para los nuevos resultados el agua seguiría alcanzando el nivel de la caminería y potencialmente el nivel de las casas.

Para evaluar este evento entonces, se realiza la simulación con la nueva geometría ingresada y la información de flujo no estacionario utilizada para el evento de 100 años de período de retorno.

En la Figura 3.12 se muestra la curva de inundación obtenida utilizando RAS-Mapper, y las cotas máximas de la superficie de agua para la crecida evaluada en algunos puntos de interés.



Figura 3.12 - Cotas de superficie de agua para crecida de 100 años de período de retorno y secciones canalizadas.



Figura 3.13 - Cotas de superficie de agua para crecida de 100 años de período de retorno y secciones canalizadas.

Se puede observar que, en la mayoría de los puntos, las cotas máximas alcanzadas por la superficie de agua se redujeron en más de medio metro. En la Tabla 3.2 se resumen los resultados para puntos que se pueden comparar con las cotas de vialidad proyectada para determinar las revanchas que se obtendrían.

Tabla 3.2 - Comparación entre cotas alcanzadas en esquinas de la Rambla Costanera.

Calle	Cota máxima de superficie de agua	Cota de calle proyectada	Revancha s/canalizar	Revancha canalizado	Aumento revancha
Cno. Edison	12,8 m	13,1 m	-0,2 m	0,3 m	0,5 m
J. M. Silva	13,0 m	14,4 m	0,9 m	1,4 m	0,5 m
Cno. Edison	13,1 m	13,5 m	-0,1 m	0,4 m	0,5 m
Calle C	13,1 m	13,4 m	-0,3 m	0,3 m	0,6 m
Cayetano Moretti	13,4 m	14,2 m	0,0 m	0,8 m	0,8 m
Calle E	13,5 m	14,6 m	0,0 m	1,1 m	1,1 m
J. M. Aubriot	13,7 m	15,0 m	0,6 m	1,3 m	0,7 m

A partir de las herramientas de cálculo utilizadas, se observa un claro aumento de la revancha disponible, y por tanto un mayor margen de seguridad contra las inundaciones por crecidas del arroyo.

Este es un resultado prometedor, dado que implica pasar a una situación donde el agua no alcanza la nueva caminería para el máximo eventos simulado.

A partir de este resultado, es importante tener una idea de si es posible realizar la canalización utilizando estas secciones en el espacio disponible en sitio.

Considerando que la sección de proyecto seleccionada tiene 40 m de ancho superior, se busca una franca de tal magnitud que no implique comprometer estructuras de caminería o viviendas existentes (salvo las del asentamiento Costanera que será realojado). En la Figura 3.14 se muestra el trazado del arroyo canalizado, que utiliza casi el mismo espacio ocupado por las márgenes actuales.

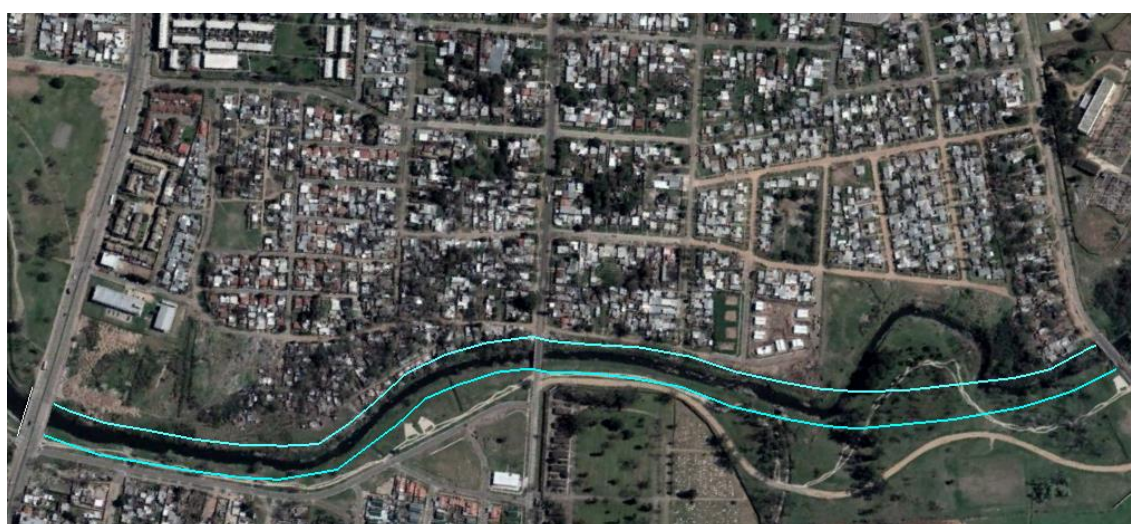


Figura 3.14 - Propuesta de cauce canalizado (Ancho de sección 40 m, según sección de proyecto seleccionada).

En la Figura 3.15 se muestra el cauce con sus márgenes actuales.



Figura 3.15 - Cauce y márgenes vistas desde J. M. Silva hacia aguas arriba.

### Estimativo de costos

Considerando que la longitud a canalizar ronda los 1400 m, que el movimiento de tierra promedio para alcanzar la geometría de las secciones de proyecto es de 50 m<sup>3</sup>/m (estimado a partir de las transformaciones entre la sección existente y la proyectada) y que el perímetro a revestir es el correspondiente a la parte más baja, donde las tensiones rasantes son mayores (primeros 3 m de la sección y fondo), se estima:

Rubro	Unidades	Cantidad	Costo unitario (usd)
Movimiento de tierra	m <sup>3</sup>	75.000,00	15,00
Revestimiento	m <sup>2</sup>	41.227,92	100,00
Estimativo TOTAL (usd)		5.247.792,00	

### Modificación de puentes

Como conclusión de este trabajo de modelación, interesa conocer el efecto de los puentes sobre el flujo, y si el mismo es causa de los tirantes alcanzados durante las crecidas.

Para esto se realizó la modelación tanto canalizada como previo a la canalización, eliminando los puentes de la zona de estudio, y colocando en su lugar secciones interpoladas.

De estos resultados se concluyó que el efecto de los puentes sobre el flujo no es determinante en las cotas máximas alcanzadas por la superficie de agua durante la crecida.

### Protección del bañado

En base al breve análisis realizado sobre el bañado, se puede decir que el mismo tiene un efecto sobre el flujo que no debe despreciarse.

De lo anterior surge la idea de proteger este ecosistema natural que permite la reducción de los caudales pico que debe conducir el arroyo, de manera que la misma no sea utilizada para continuar la expansión de la ciudad. Por este motivo, una medida para evitar el aumento de los caudales

## 4. Conclusiones y recomendaciones

En primer lugar, interesa destacar la importancia del estado de las márgenes y del cauce, reflejados a través de la influencia de los coeficientes de Manning implementados y ajustados durante el transcurso de este trabajo. En ese sentido, se puede decir que realizar limpiezas periódicas, tanto de malezas como de basura puede ayudar en parte a controlar las crecidas.

Por otro lado, se destaca la importancia del efecto del bañado, el cual no solo no debería ser desestimado, sino que debería ser protegido, de manera de asegurar que su reducción de los caudales pico no sufra modificaciones importantes.

Al parecer, el realojo del asentamiento Costanera, fue una decisión correcta, tomando en cuenta la recurrencia de las inundaciones sobre estas viviendas. A su vez, cabe mencionar que, si bien la construcción de caminería proyectada y relleno de terrenos bajos parece solucionar temporalmente la problemática de inundaciones, es importante considerar que los eventos de precipitación son impredecibles, al igual que las condiciones del arroyo para conducir la escorrentía generada en su cuenca.

Si bien los resultados presentados para los cálculos de caudales consideran un aumento en la urbanización de la cuenca a futuro, por ser el Arroyo Miguelete un curso de agua urbano, no se debe perder de vista la posibilidad de una progresiva impermeabilización de toda la cuenca, a causa del natural desarrollo de la ciudad, lo cual implica un progresivo aumento de los caudales generados.

Además, se suma la incertidumbre de las crecidas, por la enorme cantidad de variables que influyen en la respuesta hidrológica e hidráulica de un sistema, desde condiciones de humedad iniciales, forma de la tormenta, condiciones de mantenimiento del arroyo, etc.

Si bien el costo de inversión presentado es calculado de manera muy simplificada y significa una inversión importante, en base a lo anteriormente presentado, se considera conveniente conocer que existe una intervención viable para brindar un margen de seguridad a la población que se encuentra establecida en la zona.

## 5. Bibliografía

- “Informe de Línea Base y Diagnóstico – Parte III Caracterización Sectorial – Tomo 1”. Plan Director de Saneamiento y Drenaje Urbano de Montevideo IM. Uruguay, Setiembre 2016.
- “Informe de Línea Base y Diagnóstico – Parte III Caracterización Sectorial – Tomo 2”. Plan Director de Saneamiento y Drenaje Urbano de Montevideo IM. Uruguay, Setiembre 2016.
- “Informe de Línea Base y Diagnóstico – Parte II Estudios básicos”. Plan Director de Saneamiento y Drenaje Urbano de Montevideo IM. Uruguay, Setiembre 2016.
- “Informe Modelación de Crecidas A° Miguelete”, Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento, Julio 2010.
- “HEC-RAS User’s Manual” – US Army Corps of Engineers, Versión 5, Febrero 2016.
- “Hydraulic Reference Manual” – US Army Corps of Engineers, Versión 5, Febrero 2016.



## 6. ANEXO: Pendiente media por velocidad

### 6.1. Método de cálculo

Para el cálculo de la pendiente media del cauce principal, Taylor y Schwarz proponen que sea calculada como la de un canal de sección transversal uniforme, que posea la misma longitud y tiempo de recorrido que en el cauce principal. (Apuntes Curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas, F.Ingeniería UdelaR, 2017)

Definiendo tramos de cauce entre curvas de nivel y aplicando la ecuación de Manning, se tiene que para cada tramo la velocidad es proporcional a la pendiente del mismo, siendo esta  $\Delta_i = \Delta H_i / \Delta L_i$ .

Realizando operaciones se llega a que la pendiente media del cauce principal se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$S = \left( \frac{L_{CP}}{\sum (\Delta L_i / \Delta_i^{1/2})} \right)^2$$

Donde:

$S$  = Pendiente del cauce principal en m/m

$L_{CP}$  = Longitud del cauce principal en m.

$\Delta L_i$  = Longitud del tramo  $i$

$\Delta H_i$  = Desnivel del tramo  $i$

$\Delta_i$  = Pendiente del tramo  $i$

### 6.2. Planillas de cálculo

A continuación, se presentan las planillas de cálculo utilizadas, donde se detalla para cada cuenca los tramos del cauce tomados, junto con su desnivel, pendiente y longitud. Por último, se presenta la pendiente del cauce principal calculada como fue mencionado anteriormente.

Tabla 6.1 - Pendiente del cauce principal cuenca arroyo Miguelete.

Pendiente del cauce principal cuenca arroyo Miguelete					
Cota_AA	Cota_aa	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
76,0	74,0	142,7	2	0,014	1205,4
74,0	72,0	46,6	2	0,043	224,9
72,0	70,0	87,3	2	0,023	576,8
70,0	66,0	190,1	4	0,021	1310,5
66,0	62,0	257,2	4	0,016	2062,4
62,0	58,0	40,7	4	0,098	129,8
58,0	54,0	236,8	4	0,017	1822,0
54,0	52,0	151,6	2	0,013	1319,9
52,0	50,0	250,9	2	0,008	2810,2
50,0	46,0	383,2	4	0,010	3750,7
46,0	44,0	252,3	2	0,008	2833,7
44,0	42,0	244,0	2	0,008	2695,1
42,0	40,0	559,0	2	0,004	9345,5
40,0	38,0	379,5	2	0,005	5227,6
38,0	36,0	341,3	2	0,006	4458,5
36,0	34,0	675,3	2	0,003	12408,8
34,0	32,0	541,3	2	0,004	8905,2
32,0	30,0	398,7	2	0,005	5629,3
30,0	28,0	286,5	2	0,007	3429,0
28,0	26,0	891,7	2	0,002	18828,4
26,0	24,0	739,1	2	0,003	14208,2
24,0	22,0	761,4	2	0,003	14856,1
22,0	20,0	1314,0	2	0,002	33680,5
20,0	18,0	139,6	2	0,014	1166,3
18,0	16,0	2502,7	2	0,001	88531,6
16,0	14,0	1455,0	2	0,001	39244,6
14,0	12,0	1124,0	2	0,002	26646,2
12,0	10,0	474,4	2	0,004	7306,4
10,0	8,0	907,9	2	0,002	19343,8
8,0	6,0	2285,9	2	0,001	77280,7
6,0	4,0	118,0	2	0,017	906,4
4,0	2,0	1373,1	2	0,001	35978,1
2,0	1,0	1811,7	1	0,001	77113,3

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$  525235,7

Lcp (km)	21,40
S (%)	0,17

Tabla 6.2 - Pendiente del cauce principal cuenca Modelo.

**Cuenca Modelo - Pendiente del Cauce Principal**

Cota_AA	Cota_aa_	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
76	74	142,7	2	0,0140	1205,4
74	72	46,6	2	0,0429	224,9
72	70	87,3	2	0,0229	576,8
70	66	190,1	4	0,0210	1310,5
66	62	257,2	4	0,0156	2062,4
62	58	40,7	4	0,0983	129,8
58	54	236,8	4	0,0169	1822,0
54	52	151,6	2	0,0132	1319,9
52	50	250,9	2	0,0080	2810,2
50	46	383,2	4	0,0104	3750,7
46	44	252,3	2	0,0079	2833,7
44	42	244,0	2	0,0082	2695,1
42	40	559,0	2	0,0036	9345,5
40	38	379,5	2	0,0053	5227,6
38	36	341,3	2	0,0059	4458,5
36	34	675,3	2	0,0030	12408,8
34	32	541,3	2	0,0037	8905,2
32	30	398,7	2	0,0050	5629,3
30	28	286,5	2	0,0070	3429,0
28	26	891,7	2	0,0022	18828,4
26	24	739,1	2	0,0027	14208,2
24	22	761,4	2	0,0026	14856,1
22	20	1314,0	2	0,0015	33680,5
20	18	139,6	2	0,0143	1166,3
18	16	2502,7	2	0,0008	88531,6
16	14	1455,0	2	0,0014	39244,6
14	12	1124,0	2	0,0018	26646,2
12	10	474,4	2	0,0042	7306,4
10	8	907,9	2	0,0022	19343,8

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$	333957,2
---------------------------------	----------

<b>Lcp (km)</b>	15,80
<b>S (%)</b>	0,22

Tabla 6.3 - Pendiente del cauce principal Cuenca R1.

<b>R1 - Pendiente del Cauce Principal</b>					
Cota_AA	Cota_aa_	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
46	44	73,7	2	0,0271	447,4
44	42	125,2	2	0,0160	990,6
42	40	202,0	2	0,0099	2030,1
40	38	178,6	2	0,0112	1687,7
38	36	405,7	2	0,0049	5778,2
36	34	310,8	2	0,0064	3874,4
34	32	658,0	2	0,0030	11935,0
32	30	401,8	2	0,0050	5695,1
30	28	473,7	2	0,0042	7290,2
28	26	452,5	2	0,0044	6806,3
26	24	404,5	2	0,0049	5752,6
24	22	662,6	2	0,0030	12060,4
22	20	1048,8	2	0,0019	24017,3
20	18	352,4	2	0,0057	4677,8
18	17	658,9	1	0,0015	16913,3
$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$					109956,5
<b>Lcp (km)</b>				6,41	
<b>S (%)</b>				0,34	

Tabla 6.4 - Pendiente del cauce principal Cuenca R2.

### R2 - Pendiente del Cauce Principal

Cota_AA	Cota_aa	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
76	74	144,5	2	0,0138	1228,3
74	72	46,5	2	0,0430	224,2
72	70	85,6	2	0,0234	560,0
70	68	71,6	2	0,0279	428,4
68	66	116,9	2	0,0171	893,7
66	64	70,2	2	0,0285	415,9
64	58	222,0	6	0,0270	1350,4
58	56	80,3	2	0,0249	508,8
56	54	150,6	2	0,0133	1306,8
54	52	152,7	2	0,0131	1334,3
52	50	251,6	2	0,0079	2822,0
50	48	87,8	2	0,0228	581,7
48	46	277,6	2	0,0072	3270,5
46	44	270,3	2	0,0074	3142,3
44	42	249,1	2	0,0080	2780,0
42	40	552,2	2	0,0036	9175,5
40	38	375,7	2	0,0053	5149,3
38	36	342,8	2	0,0058	4487,9
36	34	671,4	2	0,0030	12301,5
34	32	538,5	2	0,0037	8836,2
32	30	404,2	2	0,0049	5746,2
30	28	368,5	2	0,0054	5002,0
28	26	797,5	2	0,0025	15925,1
26	24	738,0	2	0,0027	14176,5
24	22	761,3	2	0,0026	14853,2
22	20	1316,4	2	0,0015	33772,8
20	18	118,2	2	0,0169	908,7

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$	151182,0
---------------------------------	----------

<b>Lcp (km)</b>	9,26
<b>S (%)</b>	0,38

Tabla 6.5 - Pendiente del cauce principal Cuenca R3.

### R3 - Pendiente del Cauce Principal

Cota_AA	Cota_aa	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
64	62	101,5	2	0,0197	723,1
62	60	69,6	2	0,0287	410,6
60	58	56,1	2	0,0357	297,1
58	56	178,2	2	0,0112	1682,1
56	54	167,5	2	0,0119	1532,9
54	52	421	2	0,0048	6108,1
52	50	265,9	2	0,0075	3065,9
50	48	333,4	2	0,0060	4304,6
48	46	194,2	2	0,0103	1913,6
46	44	207,5	2	0,0096	2113,5
44	42	232,1	2	0,0086	2500,3
42	40	374,7	2	0,0053	5128,7
40	38	589,4	2	0,0034	10118,1
38	36	481,1	2	0,0042	7461,7
36	34	597,9	2	0,0033	10337,8
34	32	1000,1	2	0,0020	22364,0
32	30	692,1	2	0,0029	12874,7
30	28	745,1	2	0,0027	14381,6
28	26	687,5	2	0,0029	12746,6
26	24	1230	2	0,0016	30503,0
24	22	657,8	2	0,0030	11929,6
22	20	1885,3	2	0,0011	57883,6
20	18	731,4	2	0,0027	13986,8

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$	234368
---------------------------------	--------

<b>Lcp (km)</b>	11,90
<b>S (%)</b>	0,26

Tabla 6.6 - Pendiente del cauce principal Cuenca R4.

### R4 - Pendiente del Cauce Principal

Cota_AA	Cota_aa	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
40	36	163,4	4	0,0245	1044,4
36	34	125,8	2	0,0159	997,7
34	30	153,2	4	0,0261	948,1
30	28	281,2	2	0,0071	3334,3
26	24	382,3	2	0,0052	5285,6
24	22	382,2	2	0,0052	5283,5
22	20	145,4	2	0,0138	1239,7
20	18	316,7	2	0,0063	3985,3
18	16	530,3	2	0,0038	8635,1
16	15	197,1	1	0,0051	2767,1

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$	33520,8
---------------------------------	---------

<b>Lcp (km)</b>	2,68
<b>S (%)</b>	0,64

Tabla 6.7 - Pendiente del cauce principal Cuenca Cañada Matilde.

### Cañada Matilde - Pendiente del Cauce Principal

Cota_AA	Cota_aa	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
42	40	96,1	2	0,0208	666,1
40	38	159,6	2	0,0125	1425,7
38	36	135,5	2	0,0148	1115,3
36	34	188,0	2	0,0106	1822,7
34	32	226,9	2	0,0088	2416,8
32	30	302,6	2	0,0066	3722,1
30	28	168,2	2	0,0119	1542,5
28	26	139,8	2	0,0143	1168,8
26	24	91,6	2	0,0218	619,9
24	22	164,5	2	0,0122	1491,9
22	20	176,0	2	0,0114	1651,0
20	18	228,2	2	0,0088	2437,6
18	16	384,0	2	0,0052	5320,9
16	14	251,3	2	0,0080	2816,9
14	12	133,4	2	0,0150	1089,5

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$	29307,7
---------------------------------	---------

<b>Lcp (km)</b>	2,85
<b>S (%)</b>	0,94

Tabla 6.8 - Pendiente del cauce principal Cuenca Casavalle.

<b>Casavalle - Pendiente del Cauce Principal</b>					
Cota_AA	Cota_aa	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
42	38	193,9	4	0,0206	1350,0
38	36	139,4	2	0,0143	1163,8
36	34	54,6	2	0,0366	285,3
34	32	220,2	2	0,0091	2310,5
32	30	433,6	2	0,0046	6384,4
30	28	250,5	2	0,0080	2803,5
28	26	188,7	2	0,0106	1832,9
26	24	306,9	2	0,0065	3801,7
24	22	189,2	2	0,0106	1840,2
22	20	276,0	2	0,0072	3242,3
20	18	340,7	2	0,0059	4446,8
18	16	451,2	2	0,0044	6777,0
16	14	280,3	2	0,0071	3318,3
14	12	129,2	2	0,0155	1038,4
12	10	448,3	2	0,0045	6711,8

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$  47306,9

<b>Lcp (km)</b>	3,90
<b>S (%)</b>	0,68

Tabla 6.9 - Pendiente del cauce principal Cuenca SC1.

<b>SC1 - Pendiente del Cauce Principal</b>					
Cota_AA	Cota_aa	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
42	40	88	2	0,0227	583,73
40	38	75,8	2	0,0264	466,65
38	36	66,8	2	0,0299	386,06
36	34	79,6	2	0,0251	502,17
34	30	85,6	4	0,0467	395,99
30	28	68,9	2	0,0290	404,40
28	26	58,8	2	0,0340	318,82
26	24	42,2	2	0,0474	193,84
24	22	97,1	2	0,0206	676,57
22	20	61,4	2	0,0326	340,20
20	18	138,6	2	0,0144	1153,80
18	16	90,9	2	0,0220	612,82
16	14	134,7	2	0,0148	1105,44

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$  7140,5

<b>Lcp (km)</b>	1,09
<b>S (%)</b>	2,32



Tabla 6.10 - Pendiente del cauce principal Cuenca SC2.

**SC2 - Pendiente del Cauce Principal**

Cota_AA	Cota_aa	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
38	36	63,2	2	0,0316	355,3
36	34	118,3	2	0,0169	909,8
34	32	47,5	2	0,0421	231,5
32	30	81,3	2	0,0246	518,3
30	28	91,7	2	0,0218	620,9
28	26	45,2	2	0,0442	214,9
26	24	136,8	2	0,0146	1131,4
24	22	74,9	2	0,0267	458,4
22	20	57,2	2	0,0350	305,9
20	18	99,2	2	0,0202	698,6
18	16	138,1	2	0,0145	1147,6
16	14	181,4	2	0,0110	1727,6
14	12	73,3	2	0,0273	443,8
12	10	132,5	2	0,0151	1078,5
10	8	49,4	2	0,0405	245,5

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$	10087,9
---------------------------------	---------

<b>Lcp (km)</b>	1,39
<b>S (%)</b>	1,90

Tabla 6.11 - Pendiente del cauce principal Cuenca Rural.

**Cuenca Rural - Pendiente del Cauce Principal**

Cota_AA	Cota_aa_	Longitud (m)	Dif. de cotas (m)	$\Delta i$ (m/m)	$\Delta Li/\Delta i^2$
76	74	142,7	2	0,0140	1205,4
74	72	46,6	2	0,0429	224,9
72	70	87,3	2	0,0229	576,8
70	66	190,1	4	0,0210	1310,5
66	62	257,2	4	0,0156	2062,4
62	58	40,7	4	0,0983	129,8
58	54	236,8	4	0,0169	1822,0
54	52	151,6	2	0,0132	1319,9
52	50	250,9	2	0,0080	2810,2
50	46	383,2	4	0,0104	3750,7
46	44	252,3	2	0,0079	2833,7
44	42	244,0	2	0,0082	2695,1
42	40	559,0	2	0,0036	9345,5
40	38	379,5	2	0,0053	5227,6
38	36	341,3	2	0,0059	4458,5
36	34	675,3	2	0,0030	12408,8
34	32	541,3	2	0,0037	8905,2
32	30	398,7	2	0,0050	5629,3
30	28	286,5	2	0,0070	3429,0
28	26	891,7	2	0,0022	18828,4
26	24	739,1	2	0,0027	14208,2
24	22	761,4	2	0,0026	14856,1
22	20	1314,0	2	0,0015	33680,5
20	18	139,6	2	0,0143	1166,3
18	16	2502,7	2	0,0008	88531,6
16	14	1455,0	2	0,0014	39244,6

$\Sigma (\Delta Li/\Delta i^2)$	280660,9
---------------------------------	----------

<b>Lcp (km)</b>	13,27
<b>S (%)</b>	0,22

## 7. ANEXO: Número de curva

### 7.1. Tabla Número de Curva Ven Te Chow

A continuación, se presenta la tabla de “Números de curva para las diferentes combinaciones hidrológicas de suelo-vegetación (para la cuenca en condiciones II)” extraída del Ven Te Chow, 1994 (ver *Tabla 7.1*)

*Tabla 7.1 - Tabla para la determinación del número de curva en función del uso, tipo y cobertura del suelo.*

Uso de suelo y cubierta	Tratamiento o método	Condición Hidrológica	Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
Cultivos en hileras (maíz, sorgo, soya tomates, remolacha azucarera)	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	CyT	Mala	66	74	80	82
	CyT	Buena	62	71	78	81
Granos pequeños (trigo, avena, lino, cebada)	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	CyT	Mala	61	72	79	82
	CyT	Buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de praderas (Alfalfa)	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	CyT	Mala	63	73	80	83
	CyT	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal (césped, parques campos de golf)		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Regular	25	59	75	83
	C	Buena	6	35	70	79
Hierba con baja densidad y arbustos.			30	58	71	78
Bosques cubierta pobre		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
cubierta buena						
Cascos de los ranchos			59	74	82	86
Parqueadores pavimentados, techos.			98	98	98	98
Calles y carreteras:						
Pavimentadas con cunetas y alcant.			98	98	98	98
Grava			76	95	89	91
Tierra			72	82	87	89
Áreas comerciales (85% impermeable)			89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeable)			81	88	91	93

## 7.2. Cálculo del número de curva para cada subcuenca

En las siguientes tablas se presenta el cálculo del número de curva para cada una de las subcuencas, teniendo en cuenta el área que ocupa cada uso dentro de la misma.

Tabla 7.2 - Cuenca arroyo Miguelete, Número de Curva.

Cuenca arroyo Miguelete - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	53.436.317,8	46,8%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	9.758.331,9	8,5%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	2.851.930,9	2,5%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	257.641,3	0,2%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	12.988.242,4	11,4%	C	71
Bosques	Monte Nativo	1.761.408,3	1,5%	C	77
	Plantacion Forestal	3.435.821,1	3,0%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	7.433.751,8	6,5%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	20.758.636,6	18,2%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	1.289.824,0	1,1%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	289.989,6	0,3%	C	0
<b>Total</b>		<b>114.261.895,7</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>84</b>

Tabla 7.3 - Cuenca Modelo, Número de Curva.

Cuenca Modelo - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	26.988.621,0	31,6%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	9.009.865,0	10,6%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	2.581.537,1	3,0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	257.641,3	0,3%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	12.938.931,2	15,2%	C	71
Bosques	Monte Nativo	1.761.408,3	2,1%	C	77
	Plantacion Forestal	2.050.902,0	2,4%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	7.433.751,8	8,7%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	20.758.636,6	24,3%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	1.289.824,0	1,5%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	217.604,9	0,3%	C	0
<b>Total</b>		<b>85.288.723,2</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>82</b>

Tabla 7.4 - Cuenca R1, Número de curva.

Cuenca R1 - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	6.044.212,6	35,4%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	1.106.518,1	6,5%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	1.337.660,5	7,8%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	116.721,6	0,7%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	2.977.804,7	17,5%	C	71
Bosques	Monte Nativo	679.038,0	4,0%	C	77
	Plantacion Forestal	264.115,2	1,5%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	2.886.355,7	16,9%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	1.587.423,8	9,3%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0,0	0,0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	56.513,0	0,3%	C	0
<b>Total</b>		<b>17.056.363,2</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>81</b>

Tabla 7.5 - Cuenca R2, Número de curva.

R2 - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	94.715,6	0,5%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	1.029.187,2	5,5%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	150.279,7	0,8%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0,0	0,0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	3.402.927,5	18,1%	C	71
Bosques	Monte Nativo	246.954,3	1,3%	C	77
	Plantacion Forestal	835.931,9	4,4%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	3.512.599,8	18,7%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	9.168.475,5	48,8%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	292.769,3	1,6%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	52.466,7	0,3%	C	0
<b>Total</b>		<b>18.786.307,5</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>79</b>

Tabla 7.6 - Cuenca R3, Número de curva.

R3 - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	4.461.111,0	15,0%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	6.271.898,5	21,1%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	455.608,2	1,5%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	140.919,7	0,5%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	5.424.396,6	18,2%	C	71
Bosques	Monte Nativo	279.079,8	0,9%	C	77
	Plantacion Forestal	556.158,0	1,9%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	1.033.886,3	3,5%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	10.002.690,0	33,6%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	997.047,3	3,4%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	108.637,3	0,4%	C	0
<b>Total</b>		<b>29.731.432,7</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>81</b>

Tabla 7.7 - Cuenca R4, Número de curva.

R4 - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	961.355,0	41,5%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	426.240,4	18,4%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	3.529,4	0,2%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0,0	0,0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	693.182,1	29,9%	C	71
Bosques	Monte Nativo	193.582,9	8,4%	C	77
	Plantacion Forestal	39.365,5	1,7%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0,0	0,0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0,0	0,0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0,0	0,0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0,0	0,0%	C	0
<b>Total</b>		<b>2.317.255,3</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>82</b>

Tabla 7.8 - Cuenca Casavalle, Número de curva.

Casavalle - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	9.456.230,9	87,1%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0,0	0,0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	633.810,7	5,8%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0,0	0,0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	340.206,9	3,1%	C	71
Bosques	Monte Nativo	94.919,6	0,9%	C	77
	Plantacion Forestal	335.931,1	3,1%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0,0	0,0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0,0	0,0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0,0	0,0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0,0	0,0%	C	0
<b>Total</b>		<b>10.861.099,2</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>88</b>

Tabla 7.9 - Cuenca Matilde, Número de curva.

Matilde - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	2.773.628,6	88,9%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	90.524,0	2,9%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	618,0	0,0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0,0	0,0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	100.657,6	3,2%	C	71
Bosques	Monte Nativo	152.839,3	4,9%	C	77
	Plantacion Forestal	587,9	0,0%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0,0	0,0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0,0	0,0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0,0	0,0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0,0	0,0%	C	0
<b>Total</b>		<b>3.118.855,4</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>89</b>

Tabla 7.10 - Cuenca SC1, Número de curva.

SC1 - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	1.875.465,0	90,4%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	85.495,1	4,1%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0,0	0,0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0,0	0,0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0,0	0,0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	106.556,2	5,1%	C	77
	Plantacion Forestal	6.691,6	0,3%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0,0	0,0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0,0	0,0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0,0	0,0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0,0	0,0%	C	0
<b>Total</b>		<b>2.074.207,9</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>89</b>

Tabla 7.11 - Cuenca SC2, Número de curva.

SC2 - Número de Cruva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	1.311.438,3	98,3%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0,0	0,0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0,0	0,0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0,0	0,0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0,0	0,0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	8.805,5	0,7%	C	77
	Plantacion Forestal	13.678,4	1,0%	C	77
-	Frutales	0,0	0,0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0,0	0,0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0,0	0,0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0,0	0,0%	C	0
<b>Total</b>		<b>1.333.922,2</b>	<b>100,0%</b>	<b>C</b>	<b>90</b>

Tabla 7.12 - Cuenca Vaz Ferreira, Número de curva.

Cuenca Vaz Ferreira - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	270 206.8	42.6%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0.0	0.0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0.0	0.0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	364 381.1	57.4%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0.0	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>634 587.9</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>83</b>

Tabla 7.13 - Cuenca Trapani, Número de curva.

Cuenca Trapani - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	1 563 780.0	91.7%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	123 605.7	7.3%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	13 833.6	0.8%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	3 659.7	0.2%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0.0	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>1 704 879.0</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>89</b>

Tabla 7.14 - Cuenca Pantaleon Sotelo, Número de curva.

Cuenca Pantaleon Sotelo - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	410 193.0	76.4%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0.0	0.0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0.0	0.0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	126 583.7	23.6%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0.0	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>536 776.7</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>87</b>

Tabla 7.15 - Cuenca Millán, Número de curva.

Cuenca Millán - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	496 870.4	75.5%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	109 627.5	16.7%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0.0	0.0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	51 635.0	7.8%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0.0	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>658 132.9</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>88</b>



Tabla 7.16 - Cuenca Maua, Número de curva.

Cuenca Maua - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	659 573.7	94.7%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0.0	0.0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0.0	0.0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	37 054.4	5.3%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0.0	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>696 628.1</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>89</b>

Tabla 7.17 - Cuenca Mataperros, Número de curva.

Cuenca Mataperros - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	2 735 534.6	90.8%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	154 603.9	5.1%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	6 333.7	0.2%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	116 245.3	3.9%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0.0	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>3 012 717.5</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>89</b>

Tabla 7.18 - Cuenca Cerrito, Número de curva.

Cuenca Cerrito - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	9 192 124.8	95.1%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	356 487.1	3.7%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	20 357.6	0.2%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	49 311.2	0.5%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	48 572.7	0.5%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Artificiales	0.0	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>9 666 853.4</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>90</b>

Tabla 7.19 - Cuenca Cayetano Rivas, Número de curva.

Cuenca Cayetano Rivas - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	1 194 996.4	92.3%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0.0	0.0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0.0	0.0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	80 596.5	6.2%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Naturales	18 755.3	1.4%	C	0
<b>Total</b>		<b>1 294 348.2</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>88</b>

Tabla 7.20 - Cuenca Buschental, Número de curva.

Cuenca Buschental - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	174 352.6	25.2%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0.0	0.0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0.0	0.0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	517 092.5	74.8%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Naturales	0.0	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>691 445.1</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>80</b>

Tabla 7.21 - Cuenca Ángel Salvo, Número de curva.

Cuenca Ángel Salvo - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	383 189.4	95.8%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0.0	0.0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0.0	0.0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	15 691.4	3.9%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Naturales	902.9	0.2%	C	0
<b>Total</b>		<b>399 783.7</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>89</b>

Tabla 7.22 - Cuenca 1, Número de curva.

Cuenca 1 - Número de Curva					
Ven Te Chow	Categorías MVOTMA	Área (m2)	%	GH	NC
Residencial 65% impermeable	Area Urbana	660 134.3	100.0%	C	90
Residencial 38% impermeable	Areas Urbanas Dispersas	0.0	0.0%	C	83
Residencial 38% impermeable	Equipamiento Urbano	0.0	0.0%	C	83
Lo desprecio	Canteras, Areneras, Minas a Cielo Abierto	0.0	0.0%	C	0
Hierba con baja densidad	Herbaceo Natural	0.0	0.0%	C	71
Bosques	Monte Nativo	0.0	0.0%	C	77
	Plantacion Forestal	0.0	0.0%	C	77
No hay ninguna en la que entre	Frutales	0.0	0.0%	C	73
Granos Pequeños (trigo, avena, cebada)	Cultivos Regados y de Secano < 4-5 ha	0.0	0.0%	C	84
Cultivos en hileras (sorgo, soja, maíz)	Cultivos > 4-5 ha	0.0	0.0%	C	88
Lo desprecio	Aguas Naturales	94.7	0.0%	C	0
<b>Total</b>		<b>660 229.0</b>	<b>100.0%</b>	<b>C</b>	<b>90</b>

## 8. ANEXO: Curvas IDF

En el caso de Uruguay, las curvas IDF fueron elaboradas a nivel nacional en base a información histórica de pluviometría de 1906 a 1980 para distintas estaciones del país. A continuación, se presentan las ecuaciones para la precipitación máxima asociada a una duración  $d$  y periodo de retorno  $T_r$ , en un punto  $p$  del país.

$$P_{(d,T_r,p)} = P_{(3,10,p)} \cdot CT_{(T_r)} \cdot CD_{(d)}$$

Siendo:

$P_{(3,10,p)}$  = Precipitación máxima de tres horas de duración y 10 años de período de retorno. Depende del lugar geográfico donde se esté calculando la precipitación, y se puede obtener a partir de la *Figura 8.1*.

$d$  = Duración del evento en horas

$T_r$  = Período de retorno en años

$CT_{(T_r)}$  = Coeficiente de corrección por período de retorno, el cual se calcula como:

$$CT_{(T_r)} = 0,5786 - 0,4312 \cdot \log \left[ \text{Ln} \left( \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

$CD_{(d)}$  = Coeficiente de corrección por la duración calculado como:

$$CD_{(d)} = \frac{0,6208 \cdot d}{(d + 0,0137)^{0,5639}} \quad \text{Para } d < 3\text{hs}$$

$$CD_{(d)} = \frac{1,0287 \cdot d}{(d + 1,0293)^{0,8083}} \quad \text{Para } d > 3\text{hs}$$

### ISOYETAS DE LLUVIAS EXTREMAS EN URUGUAY

Precipitación de 3 horas y 10 años de periodo de retorno

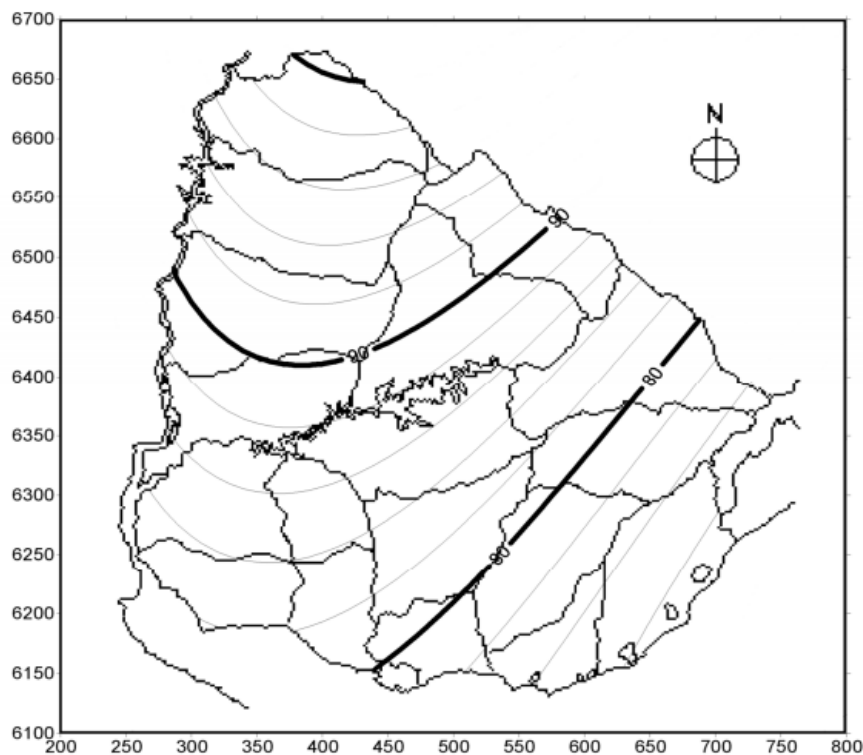


Figura 8.1 - Isoyetas de precipitaciones extremas para Uruguay asociadas a una duración de 3 horas y 10. Extraído de Curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas 2017, F.Ingeniería UdelaR..

Por último, si se quiere determinar la precipitación máxima en el área de una cuenca, se incorpora una corrección por tamaño de cuenca:

$$CA_{(A_c,d)} = 1,0 - (0,3549 \cdot d^{0,4272}) \cdot (1,0 - e^{-0,005792 \cdot A_c})$$

Siendo A el área expresada en km<sup>2</sup>.

Por tanto, la expresión para la precipitación máxima en una cuenca será

$$P_{(d,T_r,p)} = P_{(3,10,p)} \cdot CT_{(T_r)} \cdot CD_{(d)} \cdot CA_{(A_c,d)}$$

La información expresada anteriormente fue extraída de las notas del curso de Hidrología e Hidráulica Aplicadas (2017) de la Facultad de Ingeniería (UdelaR).

## 9. ANEXO: Tormentas de diseño

A continuación, se presentan las tormentas de diseño generadas para un tiempo de concentración y área equivalente al de la cuenca de Bv. Batlle y Ordóñez. Las lluvias fueron determinadas para un período de retorno de 2, 10, 100 y 500 años.

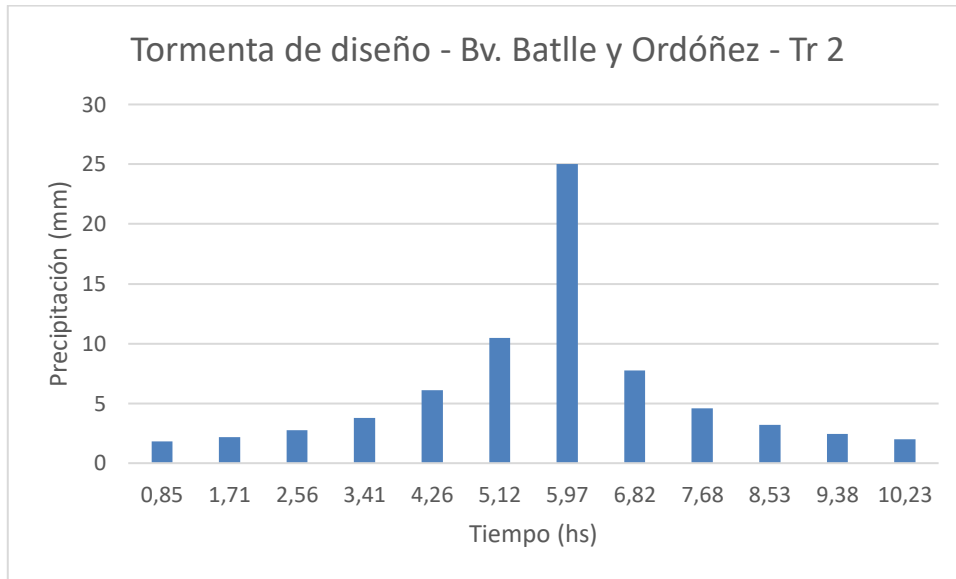


Figura 9.1 - Tormenta de diseño para Tr 2 con datos de Cuenca Bv. Batlle y Ordóñez.

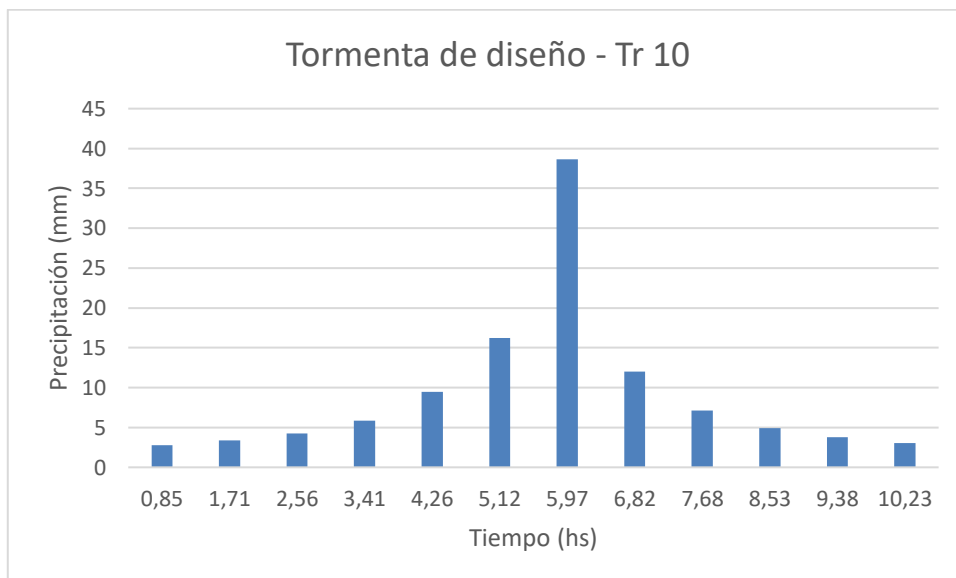


Figura 9.2 - Tormenta de diseño para Tr 10 con datos de Cuenca Bv. Batlle y Ordóñez.

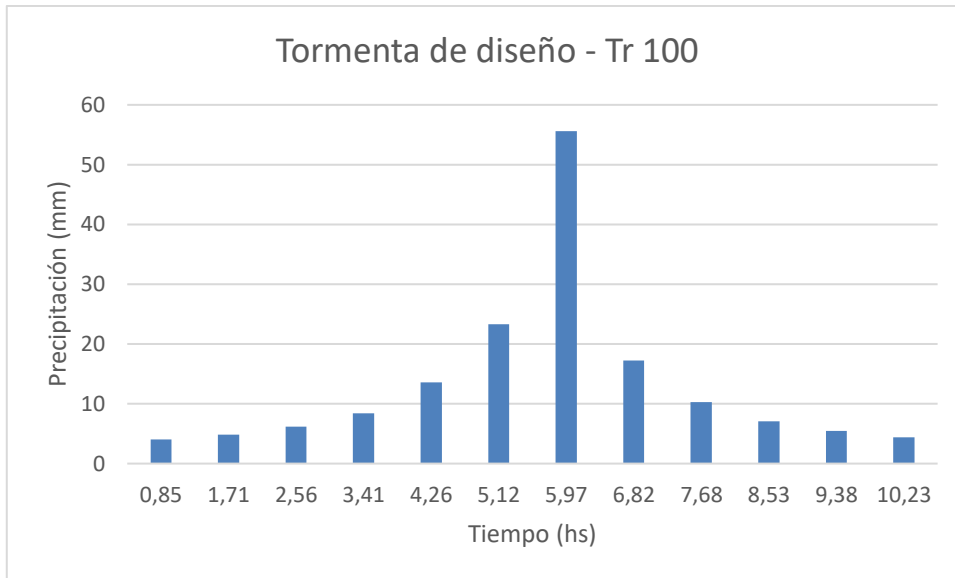


Figura 9.3 - Tormenta de diseño para Tr 100 con datos de Cuenca Bv.Batlle y Ordóñez.

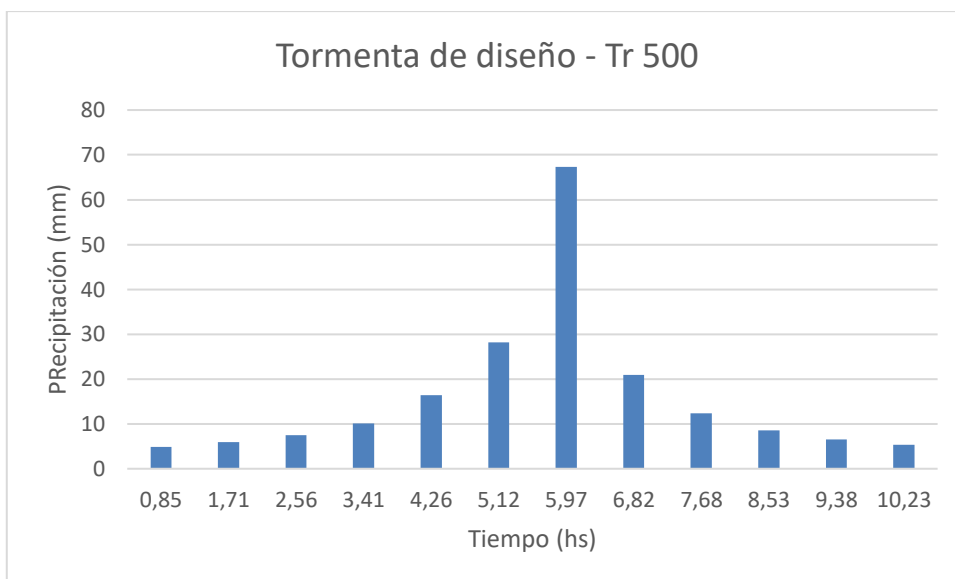


Figura 9.4 - Tormenta de diseño para Tr 500 con datos de Cuenca Bv.Batlle y Ordóñez.

## 10. ANEXO: Coeficientes de Manning propuestos por el SEPS

En este anexo se presentan los coeficientes de Manning seleccionados por el SEPS para su modelación, los cuales fueron sustituidos para el presente trabajo según criterio propio.

<i>Sección Proyecto</i>	<i>Tramo</i>	<i>Descripción cauce</i>	<i>Descripción planicie</i>	<i>n cauce</i>	<i>n planicie</i>
I	Bahía - Gutiérrez	Barro y arenas finas, escasa vegetación, sin obstrucciones	Pastos cortos a largos, escasa vegetación	0,03	0,035
II	Gutiérrez - Zufriategui	Arenas, barros. Rocas como obstrucciones.	Pastos largos y pajonales	0,03	0,04
III	Zufriategui - Uruguayana	Barro con abundantes rocas como obstrucciones.	Margen izquierda, pasto corto, derecha pastos largos.	0,04	0,02 y 0,05
IV	Uruguayana - Afe	Buena profundidad, sin importantes obstrucciones	Abundantes Malezas y árboles	0,03	0,085
	Afe - Agraciada	Presencia de vegetación, rocas como obstrucciones cerca de Agraciada.	Pastos cortos, escasa vegetación. Parque	0,035	0,035
V	Agraciada - Islote	Sección intervenida. Islotes de vegetación	Intervenida	0,04	0,02
V	Islote - Buschental	Sin vegetación. Rocas grandes y bolos en el fondo	Intervenida	0,035	0,02
VII	Buschental - Radio Patrulla	Sin vegetación, limpio	Intervenida	0,03	0,02
VIII	Radio Patrulla - L. A. Herr.	Sin vegetación.	Intervenida.	0,03	0,02
IX	L. A. Herrera - Millán	Sin vegetación.	Intervenida	0,03	0,02
X	Millán - J. B. y Ord	Algo de vegetación, sobre todo a partir de Trápani.	Intervenida	0,035	0,02
-	J. B. y Or- Casavalle	Obstrucciones por basura.	Abundantes malezas.	0,04	0,055
-	Silva- Casavalle	Fondo rocoso, algunas obstrucciones por basura.	Abundantes Malezas y abundantes árboles.	0,04	0,085



-	Casavalle- Saravia	Fondo rocoso, algunas obstrucciones por basura.	Abundantes Malezas y abundantes árboles.	0,04	0,085
-	Saravia-Cno. Casavalle	Fondo rocoso, algunas obstrucciones por basura.	Abundantes Malezas y abundantes árboles.	0,04	0,085
-	Cno. Casavalle - Instrucciones	Fondo rocoso, algunas obstrucciones por basura.	Abundantes Malezas y abundantes árboles.	0,04	0,085