

**PROYECTO DE DRENAJE Y SANEAMIENTO EN EL  
MARCO DE LAS OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LA  
AVENIDA ITALIA, ENTRE AV. BOLIVIA Y RAFAEL  
BARRADAS**

INTENDENCIA DE MONTEVIDEO

**MEMORIA DE CÁLCULO DE PLUVIALES  
PROYECTO EJECUTIVO TRAMO 1**

REVISIÓN 03

OCTUBRE 2019

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>6</b>
<b>2. PLAN DIRECTOR .....</b>	<b>6</b>
2.1. Antecedentes .....	6
2.2. Macro drenaje .....	7
2.2.1. Drenaje Barradas – Macro cuenca 1 .....	7
2.2.2. Drenaje Nariño – Macro cuenca 2 .....	8
2.2.1. Drenaje Santa Mónica – Macro cuenca 3 .....	8
2.2.2. Drenaje Saldún de Rodríguez – Macro cuenca 4 .....	8
2.3. Micro drenaje .....	8
<b>3. TRABAJOS PRELIMINARES .....</b>	<b>9</b>
3.1. Revisión de antecedentes .....	9
3.2. Relevamiento de agrimensura e infraestructuras existentes .....	9
3.2.1. Relevamiento Inicial .....	9
3.2.2. Relevamiento Complementario .....	9
3.2.3. Verificación in situ .....	10
3.2.1. Verificación in situ de pluviales de viviendas particulares .....	10
3.3. Información de interferencias .....	10
3.4. Cateos .....	11
<b>4. MACRODRENAJE .....</b>	<b>11</b>
4.1. CARACTERIZACIÓN DE LAS CUENCAS PLUVIALES .....	11
4.1.1. Determinación de las macro cuencas y cuencas .....	11
4.1.1.1. Macro cuencas .....	11
4.1.1.2. Cuencas .....	12
4.1.1.3. Cuencas externas .....	13
4.2. MODELACIÓN HIDROLÓGICA DE MACRODRENAJE .....	14
4.2.1. Período de retorno .....	14
4.2.2. Coeficiente de escorrentía .....	14
4.2.3. Tiempo de concentración .....	15
4.2.4. Intensidad de precipitación .....	15
4.2.5. Tormenta de diseño .....	15

4.3.	MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL MACRODRENAJE EN EPA SWMM	16
4.3.1.	Pérdidas de carga localizadas .....	16
4.3.2.	Tirante considerado en el Arroyo Carrasco .....	17
4.3.3.	Macrocolectores modelados .....	17
4.4.	RESULTADOS OBTENIDOS .....	18
4.4.1.	Macrocuencia 1 .....	18
4.4.1.1.	Situación original .....	18
4.4.1.2.	Situación proyectada .....	20
4.4.2.	Macrocuencia 2 .....	23
4.4.3.	Colectores .....	23
5.	<b>MICRODRENAJE</b> .....	<b>25</b>
5.1.	DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA MICRO PROPUESTA	25
5.1.1.	Objetivos específicos .....	25
5.1.2.	Definición de infraestructura pluvial .....	26
5.1.3.	Determinación de ubicación de elementos de captación .....	28
5.1.4.	Posibilidad de amortiguar caudales .....	29
5.2.	MODELACIÓN HIDROLÓGICA DE MICRODRENAJE .....	30
5.2.1.	Período de retorno .....	30
5.2.2.	Coeficiente de escorrentía .....	30
5.2.3.	Tiempo de concentración .....	30
5.2.4.	Intensidad de precipitación .....	32
5.2.5.	Caudales de diseño .....	32
5.3.	MODELACIÓN HIDRÁULICA DE MICRODRENAJE .....	33
5.3.1.	Corredores viales .....	33
5.3.2.	Captaciones laterales y Bocas de tormenta .....	34
5.3.3.	Canales .....	36
5.3.4.	Rejas de captación .....	36
5.3.5.	Captaciones directas de predio .....	37
5.3.1.	Colectores .....	38
5.4.	RESULTADOS OBTENIDOS .....	38

5.4.1. Áreas de microcuencas.....	39
5.4.2. Caudal método racional .....	45
5.4.3. Canales y rejas .....	48
5.4.4. Bocas de tormenta .....	52
5.4.5. Colectores.....	54
5.4.6. Captaciones laterales.....	57
5.4.7. Cuencas exteriores .....	58
<b>6. SANEAMIENTO .....</b>	<b>59</b>
6.1. RELEVAMIENTO DE INFRAESTRUCTURA EXISTENTE .....	59
6.2. CRITERIOS DE DISEÑO .....	60
6.2.1. Colectores.....	60
6.2.2. Registros de inspección .....	60
<b>7. ANEXOS.....</b>	<b>62</b>
7.1. ANEXO 1: COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....	62
7.1.1. Determinación de coeficiente de escurrimiento.....	62
7.1.1.1. Valores de referencia .....	62
7.1.1.2. Faja tipo de Avenida Italia .....	63
7.1.1.3. Análisis de manzana tipo consolidada .....	63
7.1.1.4. Coeficiente para macrodrenaje .....	64
7.1.1.5. Coeficiente para microdrenaje .....	65
7.1.1.6. Otras consideraciones .....	66
7.2. ANEXO 2: Manejo de aguas pluviales en zonas con colector unitario existente.....	68
7.2.1. Propuesta para el manejo de aguas pluviales con colector unitario..	68
7.2.1.1. Saneamiento unitario existente .....	68
7.2.1.2. Metodología propuesta .....	68
7.3. ANEXO 3: modelación de diferentes alternativas para amortiguar caudales en las cunetas. ....	71
7.3.1. Hipótesis .....	71
7.3.2. Alternativas de cunetas.....	71
7.3.3. Resumen de caudales .....	78

7.3.4. Modelo swmm .....	78
--------------------------	----

## 1. INTRODUCCIÓN

Se está proyectando la reconstrucción y ensanche de la Avenida Italia entre Bolivia y Barradas. Estudio Pittamiglio está realizando el proyecto de saneamiento y desagüe pluvial de la vía en función del proyecto vial propuesto.

La zona de actuación del proyecto ha sido dividida en dos tramos indicados a continuación:

- Tramo 1: Reconstrucción de la Avenida Italia entre Dr. Carlos Butler y Rafael Barradas.
- Tramo 2: Reconstrucción de la Avenida Italia entre Av. Bolivia y Dr. Carlos Butler.

Al momento de la entrega del presente informe se cuenta con un proyecto vial del Tramo 1.

La presente memoria tiene por objetivo describir el proyecto de pluviales y saneamiento planteado, y justificar los principales criterios de diseño utilizados en el Proyecto Ejecutivo del primer tramo.

## 2. PLAN DIRECTOR

Actualmente el sistema de saneamiento es unitario en algunas zonas, separativo en otras, teniendo algunas zonas sin cobertura de saneamiento y presentando déficit en la infraestructura de drenaje pluvial.

### 2.1. Antecedentes

Se cuenta con un proyecto global de pluviales y saneamiento para la zona elaborado en el año 2001 (Proyecto 3411). El mismo ha sido ejecutado parcialmente, y en algunas zonas incluso se construyó con un proyecto bastante diferente (por ejemplo el tramo Este de Av. Italia (desde Martínez Thedy hasta Barradas).

También se destaca que algunos planos conforme a obra recibidos no reflejan la realidad de lo existente. Por ejemplo respecto a las bocas de tormenta en la faja sur de Avenida Italia llegando a Barradas, las cuales no fueron construidas en su totalidad.

Por último, el SEPS tiene identificados varios problemas pluviales en algunos puntos al Sur de Av. Italia que pueden ser resueltos en el marco del presente proyecto.

Por este motivo se entendió pertinente realizar primero un Plan Director General para el escurrimiento pluvial del primer tramo, para luego desarrollar el proyecto ejecutivo.

## **2.2. Macrodrenaje**

El proyecto de macro drenaje estuvo fuertemente condicionado por el proyecto e infraestructura existente de Carrasco Norte (Proyecto 3411 del año 2001), así como el proyecto del colector pluvial existente entre la calle Eugenio Martínez Thedy y Rafael Barradas (plano conforme a obra 612-1-PCIS-02 del Proyecto 3635 del año 2007).

Ambos proyectos fueron diseñados con premisas de cálculo diferentes a las utilizadas actualmente, motivo por el cual no pueden ser utilizados directamente.

No es objeto de la presente Consultoría evaluar los proyectos anteriores, ni cuantificar el efecto de la variación de los métodos de cálculo sobre los resultados. Igualmente se hizo un análisis preliminar, y hasta donde se evaluó, la mayor diferencia considerada corresponde al valor de coeficiente de escurrimiento utilizado, que en la actualidad es muy superior a los valores utilizados hace más de una década.

Se destaca que se analizó y contempló dar solución pluvial a dos cuencas al Sur de Av Italia, que resolverá los problemas pluviales que se producen en las esquinas de Mones Roses y Nariño, y Lieja entre French y Lido.

El drenaje de Avenida Italia y Carrasco Norte será resuelto mediante cuatro estructuras de macrodrenaje, donde únicamente las primeras dos pertenecen al proyecto ejecutivo del Tramo 1, siendo las siguientes macrocuencas objeto de estudio para el proyecto del Tramo 2. El alcance territorial de cada macrocuenca se puede observar en la lámina FIMM-013-SAN-HID-PLN-007.

### **2.2.1. Drenaje Barradas – Macrocuenca 1**

Actualmente existe un colector pluvial por Avenida Italia desde la calle Martínez Thedy hasta el Arroyo Carrasco, el cual capta las cuencas de Avenida Italia en ese tramo, y además recibe dos colectores pluviales que conducen los caudales captados en las bocas de tormenta existentes en la esquina de la calle Máximo Tajés y Eugenio Martínez Thedy, y en el pasaje Ipanema.

Este colector no tiene capacidad acorde a los requisitos actuales del SEPS para las hipótesis de diseño del proyecto. Por lo tanto se proponen

modificaciones y refuerzos al mismo con el fin de que su comportamiento cumpla con las normas de la Intendencia.

Se plantean dos colectores pluviales, paralelos al existente, los cuales recibirán las bocas de tormenta (existentes y proyectadas) de Avenida Italia. Estos colectores serán mallados con el colector existente a la altura de Rafael Barradas y se generará una nueva descarga al Arroyo Carrasco, la cual también contemplará una descarga existente que actualmente capta cuencas de Carrasco norte.

Con el planteo propuesto, la capacidad remanente del colector existente permitirá la conexión de la cuenca de Lieja en su inicio, lo que es viable desde el punto de vista planialtimétrico e hidráulico.

### **2.2.2. Drenaje Nariño – Macrocuena 2**

Se proyecta un colector pluvial de macro drenaje por la calle General Nariño que captará cuencas de Avenida Italia, la cuenca externa al sur de Av. Italia en la esquina de Mones Roses y Nariño, y tendrá capacidad para captar parte de las cuencas naturales de Carrasco Norte definidas por el SEPS.

El macrocolector de Nariño finalizará en un colector rectangular de hormigón de ancho 1,8 m de base y altura 1,4 m. Este descargará al Arroyo Carrasco.

### **2.2.1. Drenaje Santa Mónica – Macrocuena 3**

Actualmente existe un colector pluvial por Santa Mónica. Con los criterios de diseño utilizados en este proyecto, este colector es insuficiente para recibir todo el caudal pluvial asociado a la cuenca definida en el Proyecto 3411 (macrocuena 3). El drenaje de esta macrocuena será resuelto en el proyecto del Tramo 2.

### **2.2.2. Drenaje Saldún de Rodríguez – Macrocuena 4**

Esta macrocuena evacuará las aguas pluviales de las cuencas frentistas a Av. Italia entre Bolivia y Bolonia conduciéndolas mediante colectores por Av Italia, uniéndose en Bolonia hasta Saldún de Rodríguez, descargando en el canal existente en la acera Este de Saldún de Rodríguez y Gral. Máximo Tajés. Este canal descarga finalmente en el Arroyo Carrasco al norte de Cno. Carrasco.

## **2.3. Microdrenaje**

Se plantea la utilización de medidas verdes en la infraestructura pluvial con canales de pasto amplios e interrupciones en el cordón de la calzada principal buscando mejorar las condiciones hidrológicas, ambientales y paisajísticas del proyecto. En el capítulo 5.1.1 se describen brevemente las principales ventajas



de este sistema respecto a una red tradicional con cordones cuneta y bocas de tormenta.

Entre cada una de las calzadas principales y las de servicio se prevé la ubicación de un canal de 6 m de ancho. Entre la calzada de servicio y los predios frentistas se ubicará un canal secundario, en caso de que sea necesario. Entre estos canales se conducirá el agua pluvial de toda la faja, y de los predios frentistas, por donde circulará esta agua pluvial antes de su ingreso a los colectores, a excepción de los predios o zonas bajas que no puedan ser conducidas a ninguna de las dos cunetas y deban conectarse directamente al colector mediante una tubería.

### **3. TRABAJOS PRELIMINARES**

#### **3.1. Revisión de antecedentes**

Se han recibido antecedentes de la zona del proyecto. Se cuenta con el proyecto N° 3635, correspondiente al colector existente por Av. Italia hasta el Arroyo Carrasco en el marco de la obra de Av. Italia en el puente de Barradas.

También se cuenta con los planos conforme a obra del colector de Santa Mónica (proyecto 3411) el cual se utilizó para estudiar la capacidad del mismo, detectándose que la capacidad del mismo no es suficiente para la totalidad de la macrocuenca 3.

Se cuenta con los planos de proyecto del PIAI de Acosta y Lara.

#### **3.2. Relevamiento de agrimensura e infraestructuras existentes**

##### **3.2.1. Relevamiento Inicial**

Se recibió de parte de la Intendencia un relevamiento con escáner móvil de Av. Italia.

También se recibió como antecedente un relevamiento de todo Carrasco Norte utilizado para el Proyecto 3411.

##### **3.2.2. Relevamiento Complementario**

Se realizó un relevamiento con escáner móvil de Gral. Nariño, en donde se implantará un colector de macrodrenaje (perteneciente a la macrocuenca 2 desarrollada en el anteproyecto del tramo 1).

Este relevamiento proporciona información topográfica de alta precisión en toda la faja de la calle Gral. Nariño. La información recabada se complementa con fotografías en todas las direcciones que permiten identificar los distintos elementos de la infraestructura sanitaria (tapas, bocas de tormenta, etc.).

Este relevamiento se realizó en coordenadas UTM y referidas al cero Wharton, tomando como base dos mojones de la IM.

Además se relevaron algunas cámaras y puntos comprometidos necesarios para el correcto desarrollo del proyecto.

### **3.2.3. Verificación in situ**

El trabajo de relevamiento del agrimensor se complementó con la apertura de cámaras de pluviales con el objetivo de verificar in situ los diámetros y las profundidades de algunos colectores que resultaban críticos para el proyecto.

Adicionalmente, se relevaron obras de pluviales existentes en la esquina de Acosta y Lara y Nariño, los cuales no figuran en el SIG ni en ningún proyecto al que se haya tenido acceso (fueron realizadas en el marco del proyecto del PIAI Acosta y Lara pero no se corresponden con los planos).

### **3.2.4. Verificación in situ de pluviales de viviendas particulares**

Se identificaron varias viviendas y padrones cuyas soluciones pluviales actuales consisten en la evacuación de sus aguas entubadas hacia el actual cordón de Av. Italia.

Al no estar previsto descargas de predios con cañerías hacia el cordón, los padrones identificados con esta problemática (Nº 194556, 426564, 194535, 194506, 194556 y 194597) serán resueltos colocando una cámara frentista al predio conectada al colector pluvial proyectado, sobre la vereda, para la conexión de sus pluviales.

## **3.3. Información de interferencias**

Se ha conseguido la información de los siguientes servicios respecto a redes existentes en la zona: UTE, ANTEL, OSE, ANCAP, Gasoducto Cruz del Sur, Montevideo Gas, Equital, Claro, Movistar.

Únicamente existen redes en la zona de UTE, ANTEL, OSE, Montevideo Gas.

Claro y Equital no dieron respuesta al respecto.

Existen varias interferencias significativas, de las cuales no se cuenta con información planialtimétrica de la ubicación. Por lo tanto deberán ser cateadas

y balizadas previamente para realizar la integración, o de lo contrario estas interferencias serán resueltas en obra.

Por parte de Vialidad de la Intendencia se está gestionando con los organismos la relocalización de las líneas enterradas que interfieran con la obra de vialidad, y en particular con los colectores pluviales o de saneamiento proyectados. Por lo tanto el proyecto de pluviales solo tiene en cuenta las interferencias con colectores de saneamiento o pluviales existentes. Para estas interferencias se tomará como criterio utilizar los datos relevados de profundidad en las cámaras, siempre que las tapas estén fácilmente identificables en el relevamiento con escáner móvil proporcionado por la IM. De lo contrario se tomará la opción más restrictiva de la interferencia entre los datos relevados y la información del SIG. En caso de ser cámaras no inspeccionables se tomarán los datos del SIG.

### **3.4. Cateos**

Se realizaron cateos a lo largo de la ubicación de los colectores para determinar nivel de napa freática y caracterización de materiales. Los resultados de los cateos se presentan en un informe Anexo y la ubicación de los cateos puede ser contemplada en la lámina FIMM-013-SAN-REL-PLN-003.

La profundidad alcanzada por los cateos fue 30 cm por debajo de los colectores emplazados en esa zona.

## **4. MACRODRENAJE**

### **4.1. CARACTERIZACIÓN DE LAS CUENCAS PLUVIALES**

#### **4.1.1. Determinación de las macrocuencas y cuencas**

Las macrocuencas son aquellas áreas de aporte que drenan hacia los colectores principales, normalmente llamados macrocolectores, conformados por colectores rectangulares o tuberías circulares de grandes dimensiones (mayores o iguales a 800 mm).

Por su parte, se denomina cuencas a aquellas áreas que escurren hacia conducciones y captaciones de menor tamaño.

##### **4.1.1.1. Macrocuencas**

Se tienen 4 macrocuencas, correspondientes a las cuencas naturales de los 4 macrocolectores. Las macrocuencas son presentadas en la lámina FIMM-013-SAN-HID-PLN-007.

En la siguiente tabla se presentan las áreas de cada macrocuenca.

Macrocuenca	Área (ha)
C1	26,68
C2	16,75*
C3	93,40
C4	38,20

Tabla 4-1 Áreas de aporte de las macrocuencas principales

La macrocuenca C2 no incluye el área de cuencas de Carrasco Norte, sino áreas de cuencas de Avenida Italia y Carrasco Sur.

#### 4.1.1.2. Cuencas

Para el modelo y diseño de estructuras de colectores de macrodrenaje de Avenida Italia, y para la construcción del modelo, se consideraron las cuencas indicadas en las láminas FIMM-013-SAN-HID-PLN-007 a 010.

En las láminas específicas de cuencas se presentan las cuencas pertenecientes a cada una de las macrocuencas determinadas. El código de identificación de las cuencas es el siguiente:

Cx corresponde a la Macrocuenca en cuestión.

N o S refiere a si está al Norte o Sur de Av. Italia. La letra C corresponde al cantero central.

Existente se usa para marcar que son cuencas ya desaguadas por colectores existentes.

Exterior denota que son áreas captadas fuera de la faja de Av. Italia.

En las siguientes tablas se presentan las áreas de las cuencas para cada macrocuenca.

Cuenca	Área (m <sup>2</sup> )
C1-N-1	7.508
C1-N-2	5.524
C1-N-3	10.704
C1-N-4-EXIST	10.923
C1-N-5-EXIST	10.189
C1-N-6-EXIST	9.641
C1-N-7-EXIST	11.546
C1-S-1	8.735
C1-S-2	5.227
C1-S-3	17.950
C1-S-4	21.952
C1-EXIST	11.104
C1-C-1	1.195
C1-C-2	1.471
C1-C-3	741
C1-C-4	558
C1-C-5	1.500
C1-C-6	3.500
C1-N-EXTERIOR-1	38.278
C1-N-EXTERIOR-2	13.111
C1-N-EXTERIOR-3	37.000
C1-N-EXTERIOR-4	13.000
C1-S-EXTERIOR-1	25.475
TOTAL	266.832

**Tabla 4-2 Áreas de aporte de las cuencas de la Macrocuena 1**

Cuenca	Área (m <sup>2</sup> )
C2-N-1	25.033
C2-N-2	26.253
C2-N-3	16.675
C2-S-1	16.980
C2-S-2	20.892
C2-S-3	14.953
C2-C-1	2.672
C2-C-2	958
C2-C-3	1.781
C2-C-4	2.011
C2-C-5	2.591
C2-S-EXTERIOR-1	36.700
TOTAL	167.499

**Tabla 4-3 Áreas de aporte de las cuencas de la Macrocuena 2.**

#### **4.1.1.3. Cuencas externas**

Las cuencas que no tienen su punto de cierre en Avenida Italia fueron determinadas por el SEPS, tanto sus límites como sus características

(coeficiente de escurrimiento y tiempo de concentración). En el caso de las cuencas con punto de cierre sobre la calle Nariño al norte de Av. Italia, el SEPS proporcionó los caudales a ingresar en la modelación los cuales se expresan en la Tabla 4-5. Estos caudales están asociados a un hidrograma trapezoidal con un tiempo de concentración de 30 minutos y con 33 minutos de duración de la tormenta.

En las láminas FIMM-013-SAN-HID-PLN-008 se pueden ver las cuencas determinadas por la Intendencia. Estas cuencas son las que se presentan en la siguiente planilla, junto con el coeficiente de escorrentía y el tiempo de concentración de cada una.

Cuenca	Área (m <sup>2</sup> )	Coef. Escorrentía	Tiempo de concentración (min)
C1-N-EXTERIOR-1	38.278	0,60	10
C1-N-EXTERIOR-2	13.111	0,60	10
C1-N-EXTERIOR-3	37.000	0,60	10
C1-N-EXTERIOR-4	13.000	0,60	10
C1-S-EXTERIOR-1	33.300	0,50	26
C2-S-EXTERIOR-1	36.700	0,50	25

Tabla 4-4 Características de cuencas externas a Av. Italia

Punto de cierre	Caudal (l/s)
Gral. Máximo Tajés	974,0
Ing. Víctor Sudriers	418,3
Acosta y Lara	1047,4

Tabla 4-5 Caudales a ingresar al colector de Nariño en el modelo SWMM (datos proporcionados por el SEPS).

## 4.2. MODELACIÓN HIDROLÓGICA DE MACRODRENAJE

### 4.2.1. Período de retorno

De acuerdo a lo establecido en el documento: “Términos de referencia para la ejecución de los proyectos de saneamiento y drenaje” para el diseño de colectores, en el presente análisis se adoptó una lluvia de período de retorno  $T_r=10$  años.

### 4.2.2. Coeficiente de escorrentía

En función a lo acordado con el Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento (SEPS), se adoptaron los siguientes coeficientes de escurrimiento:

- 0,60 para las cuencas frentistas a Avenida Italia
- Valores definidos por el SEPS para cuencas con puntos de cierre fuera de Avenida Italia.

Se puede ver la determinación de estos valores en el ANEXO 1 – Coeficientes de escurrimiento.

#### 4.2.3. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración de cada macrocuenca se obtuvo mediante una iteración considerando en primer lugar un tiempo de concentración total de la cuenca.

Luego de modelado, se verificó el tiempo considerado, calculando para esto la sumatoria del tiempo de viaje en cada colector (conocida la velocidad y longitud del mismo hasta la descarga en el Arroyo Carrasco) y considerando a su vez un tiempo de entrada de 10 minutos para la mayoría de los casos, y mayores para casos particulares con cuencas muy planas o grandes.

En caso de obtenerse otro tiempo de concentración se vuelve a modelar ajustando los caudales a esta situación y reiterando el procedimiento hasta que el caudal considerado en el cálculo de caudales sea igual al obtenido mediante la sumatoria de los tiempos de viaje en los colectores y el tiempo de entrada al sistema.

Con este método de iteración se obtuvieron los siguientes resultados para las diferentes macro infraestructuras.

Macrocuena	Tiempo de concentración (min)
C1 (sin considerar cuenca de Lieja)	20
C2 (considerando cuenca de Mones Roses)	33
C3	40
C4 (objeto de proyecto Tramo 2)	15

Tabla 4-6 Tiempo de concentración para cada cuenca.

#### 4.2.4. Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación será abordada en el capítulo de microdrenaje.

#### 4.2.5. Tormenta de diseño

Los cálculos de macrodrenaje, así como los de microdrenaje, son realizados con el método racional.

Este método, relaciona el caudal a desaguar con la intensidad de lluvia, el coeficiente de escurrimiento y el área de la cuenca, a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{60}$$

Siendo,

$Q$ : Caudal a desaguar en L/s

$A$ : Área de la cuenca en  $m^2$

$C$ : Coeficiente de escurrimiento (adimensionado)

$i$ : Intensidad de lluvia en mm/min

#### **4.3. MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL MACRODRENAJE EN EPA SWMM**

Se detallan a continuación, distintas consideraciones que se tuvieron en cuenta a la hora de modelar cada uno de los macrocolectores, con el fin de que el modelo sea lo más representativo posible de la realidad.

##### **4.3.1. Pérdidas de carga localizadas**

Para la modelación se consideraron pérdidas de carga localizadas en los cambios de sección de colectores y en aquellos nodos que tuvieran asignados caudales de entrada.

Las pérdidas de carga localizadas en los nodos en los que existe entrada de caudales se calculan de la siguiente manera:

$$\Delta h = \frac{Q_o * V_o - Q_i * V_i - Q_1 V_1 \cos \phi}{0.5 * g * (A_o + A_i)}$$

Siendo:

$Q_o$ : El caudal a la salida del nodo

$Q_i$ : El caudal a la entrada del nodo

$Q_1$ : El caudal que ingresa en el nodo de forma lateral

$V_o$ : La velocidad del caudal de salida

$V_i$ : La velocidad del caudal de entrada



V1: La velocidad del caudal lateral de entrada

Ao: El área transversal del colector de salida

Ai: El área transversal del colector de entrada

Ø: El ángulo que forma el colector lateral con el colector de entrada

Para obtener las pérdidas de carga en los tramos en los que existe aumento o reducción de sección, se utilizan las siguientes fórmulas:

$$K1 = \frac{4}{9} x \left(1 - \frac{A}{B}\right)$$

$$K2 = \frac{4}{9} x \left(1 - \frac{A}{B}\right)^2$$

Siendo A y B las áreas de los tramos de entrada y salida, K1 el coeficiente para pérdidas localizadas cuando existe aumento de sección y K2 cuando existe reducción de sección.

#### 4.3.2. Tirante considerado en el Arroyo Carrasco

Se acordó con el SEPS utilizar un tirante de **+2.00 Warthon** para el nivel del pelo de agua del Arroyo Carrasco.

#### 4.3.3. Macrocolectores modelados

Se modelaron los colectores de las macrocuencas estudiadas y se comenta a continuación detalles de cada una de ellas.

Para la macrocuenca N°1 se procedió de la siguiente manera. Se modeló la situación existente, verificando que las dimensiones de los colectores existentes no eran suficientes para poder evacuar todo el caudal de llegada a éstos con los criterios de diseño considerados.

En función de eso se proyectaron dos colectores paralelos al existente, uno del lado norte de Av. Italia y el otro del lado sur.

La macrocuenca N°2 evacúa sus pluviales mediante colectores circulares conducidos por Av. Italia, convirtiéndose luego en un colector rectangular por General Nariño hasta la descarga al Arroyo Carrasco.

El modelo de la macrocuenca N°3 corresponde al macrocolector existente de Santa Mónica. Este no es suficiente para conducir el caudal generado por toda la macrocuenca 3 y será estudiado y resuelto en el proyecto del Tramo 2.

La macrocuenca N°4 conduce las cuencas de Av Italia entre Bolivia y Bolonia y las aguas pluviales generadas en el padrón del Shopping Portones. El macrocolector diseñado descarga en el canal de Saldún de Rodríguez que finalmente descarga en el Arroyo Carrasco.

#### **4.4. RESULTADOS OBTENIDOS**

Para los colectores circulares y de sección rectangular se verificó que el tirante no supere en ningún caso el 85% de su altura máxima si se comporta con régimen subcrítico, y 50 % si tiene un régimen supercrítico.

Para un caso en particular (indicado en la Tabla 4-7) se acordó con el SEPS diseñar permitiendo un tirante mayor al 85% del diámetro de la sección con la finalidad de disminuir secciones y consecuentemente el presupuesto de la obra.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada macrocolector del Tramo 1 (entre Carlos Butler y Barradas), a nivel de proyecto ejecutivo, contemplando la vialidad proyectada.

##### **4.4.1. Macrocuenca 1**

###### **4.4.1.1. Situación original**

La situación existente fue construida en el marco del proyecto N° 3635. La infraestructura principal prevista contaba con un colector por Av. Italia y colectores en la zona del puente de Barradas descargando en el Arroyo Carrasco en dos puntos, al sur y al norte de Av. Italia.

Este proyecto preveía la captación mediante bocas de tormenta tanto en la zona norte como sur de Av. Italia, hasta la calle Eugenio Martínez Thedy, y en toda la zona del puente de Barradas. También contaba con captaciones en la calle Eugenio Martínez Thedy y en la calle Pasaje Ipanema (cuencas C1-N-EXTERIOR-1 y C1-N-EXTERIOR-2 respectivamente).

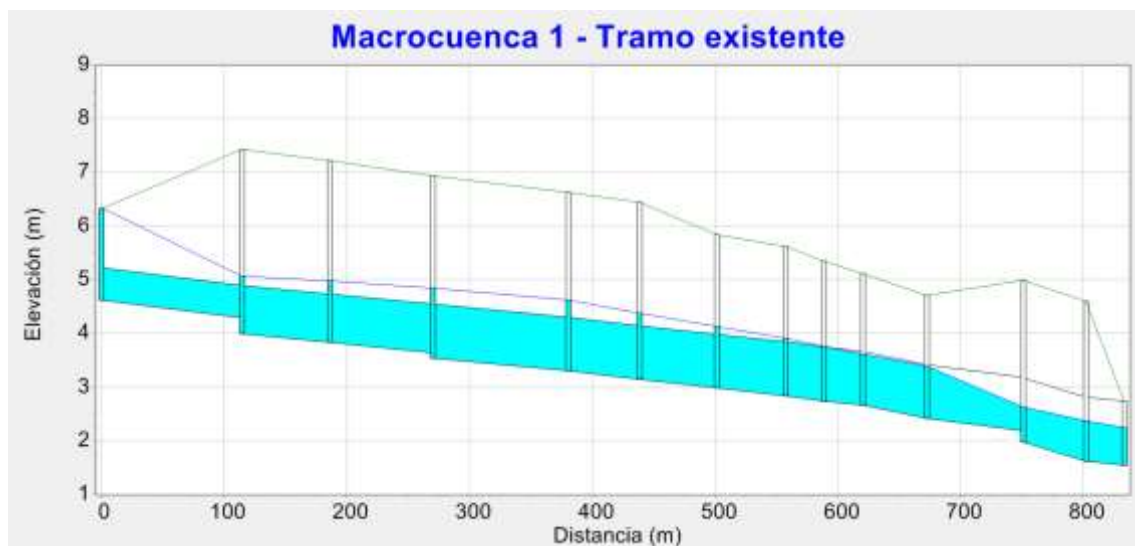
Cabe destacar que al ingresarle la cuenca C1-N-EXTERIOR-1 definida por el SEPS, el colector pluvial por la calle Eugenio Martínez Thedy se comporta funcionando en carga sin importar las intervenciones que puedan realizarse aguas abajo. Dado que en la esquina de ingreso de caudal existen únicamente dos bocas de tormenta no es viable que ingrese actualmente el caudal pico supuesto. Por lo tanto la situación modelada equivaldría a la que existiría si se aumentara la capacidad de captación en esta esquina manteniendo el colector de 600 mm existente. Para optimizar este sistema se podría optar por realizar nuevas captaciones y un refuerzo a la tubería existente hasta Av. Italia o desviar parte del agua de la cuenca hacia el norte (escurrimiento natural)

mediante un canal por una servidumbre existente dentro del colegio Stella Maris.

A pesar de lo previsto en el proyecto N°3635, la situación existente no cuenta con captaciones por la senda sur de Av. Italia, si bien están indicadas en el plano conforme a obra de dicho proyecto (plano 612-1-CIS-02).

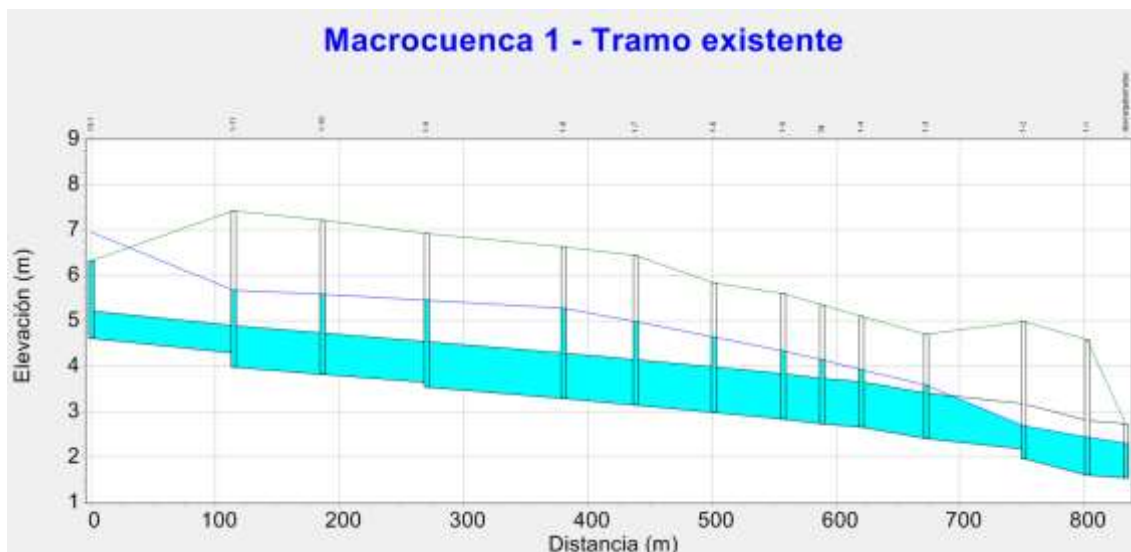
Por estas razones, al realizar la modelación en primera instancia, se consideró para la situación existente los aportes de las cuencas C1-N-EXTERIOR-1 y C1-N-EXTERIOR-2, utilizando las características establecidas por la Intendencia de Montevideo, y las cuencas de la faja norte de Av. Italia, hasta la calle Eugenio Martínez Thedy (no se presentan captaciones más allá de esta calle).

En estas condiciones, la situación del colector principal por Av. Italia se presenta como se muestra en el perfil de la Figura 4-1. También se entrega el modelo de SWMM utilizado en formato digital.



**Figura 4-1 Perfil hidráulico del colector existente del plano conforme a obra 612-1-PCIS-02 en la situación actual (sin las cuencas del sur).**

En la siguiente figura se presenta el perfil hidráulico en caso de ingresar además las cuencas sur al colector existente (situación del plano conforme a obra 612-1-PCIS-02) hasta la calle Eugenio Martínez Thedy.



**Figura 4-2 Perfil hidráulico situación del plano conforme a obra 612-1-PCIS-02**

Dada la situación observada en la figura anterior, se concluye que es necesario agregar otras infraestructuras pluviales ya que el colector existente no tiene capacidad para ingresar los caudales de las cuencas del sur, la cuenca norte ubicada más al Oeste y la cuenca C1-S-EXTERIOR-1 (Lieja).

#### **4.4.1.2. Situación proyectada**

Se proyecta la construcción de dos colectores paralelos al colector existente que capten las bocas de tormenta de Av. Italia, y permitan la incorporación de la cuenca C1-S-EXTERIOR-1 al colector existente.

De esta forma el colector existente estaría recibiendo la cuenca C1-S-EXTERIOR-1, los colectores pluviales que vienen por Eugenio Martínez Thedy y pasaje Ipanema, y únicamente la cuenca C1-EXIST de Av. Italia.

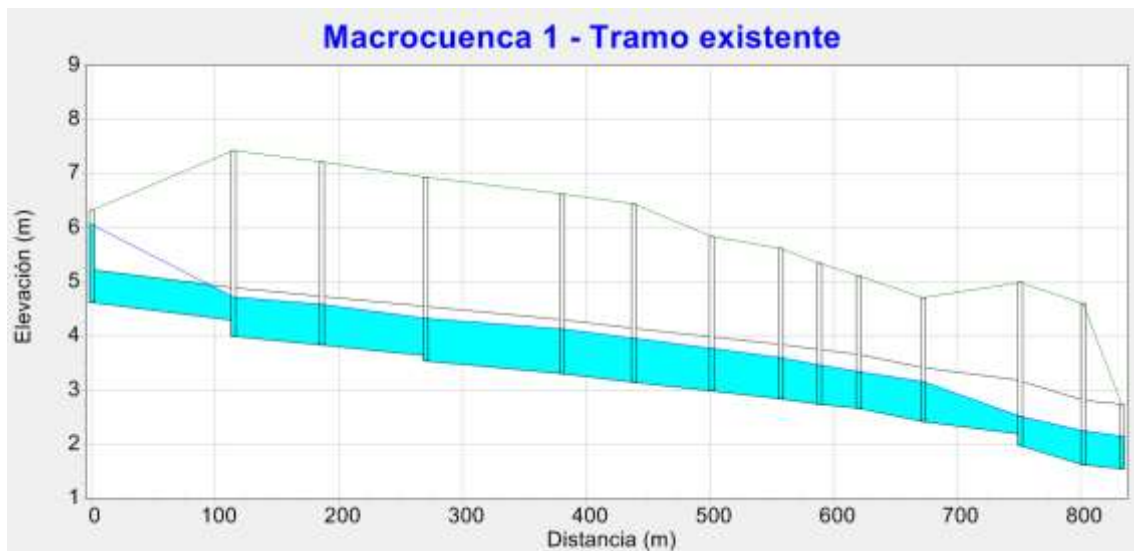
Dado el alto tiempo de concentración de la cuenca externa C1-S-EXTERIOR-1 (cuenca de Lieja) en comparación con las cuencas C1-N-EXTERIOR-1, C1-N-EXTERIOR-2 y C1-EXIST se realizaron dos modelaciones distintas de la situación del colector existente para observar cuál se presentaba más comprometida y estar así del lado de la seguridad.

En primer lugar se consideró un tiempo de concentración del colector existente de 20 minutos, siendo 10 minutos de entrada y 10 de tránsito. Por lo tanto, en esta modelación no llega a concentrarse toda la cuenca C1-S-EXTERIOR-1 (según el SEPS el tiempo de concentración de esta cuenca es 26 minutos) por lo que el área de aporte se reduce por el factor del tiempo de concentración que se está ingresando al modelo sobre el tiempo de concentración real de la

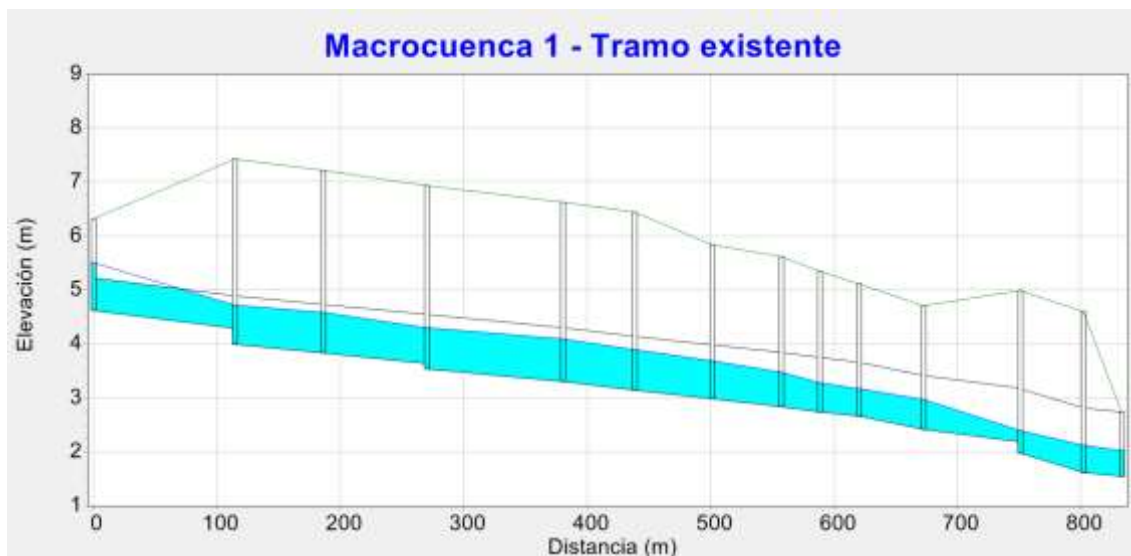
cuenca (10/26). El perfil hidráulico de esta modelación se puede observar en la Figura 4-3.

Por otro lado se modeló la situación considerando el tiempo de concentración total de la cuenca C1-S-EXTERIOR-1 como tiempo de entrada y el tiempo de tránsito resultó de 8 minutos, por lo que el tiempo de concentración total en esta modelación fue de 34 minutos. Se puede observar el perfil hidráulico en la Figura 4-4.

Luego de realizar estas dos modelaciones de la cuenca de C1-S-EXTERIOR-1 considerando una fracción de la misma o la totalidad considerando un mayor tiempo de concentración, se opta la peor condición para este diseño, siendo esta la situación de 20 minutos de tiempo de concentración y una fracción de la cuenca C1-S-EXTERIOR-1.



**Figura 4-3 Perfil hidráulico para el colector existente en situación de 20 minutos de tiempo de concentración y fracción de la cuenca C1-S-EXTERIOR-1.**



**Figura 4-4 Perfil hidráulico para el colector existente en situación de 34 minutos de tiempo de concentración.**

El colector proyectado del lado norte de Av. Italia circulará por debajo del canal principal para luego conducir las aguas pluviales por la zona del puente de Barradas del lado norte donde existe un sistema de desagües pluviales según el proyecto 3635 que serán modificados y sustituidos parcialmente como se expresa a continuación.

El colector  $\phi 400 \text{ mm}$ , que conduce el caudal captado en el punto bajo de la zona de pasto y algunas bocas de tormenta, será removido y en su lugar sustituido por el colector proyectado  $\phi 1500 \text{ mm}$ , el cual será interconectado con la red existente captando de esta forma las aguas pluviales provenientes de las bocas de tormenta existentes en la zona. Este colector proyectado  $\phi 1500 \text{ mm}$  descargará, luego del cruce de calle sustituyendo al colector existente  $\phi 500 \text{ mm}$ , en un canal trapezoidal de 1 m de base, 1,2 m de altura y pendiente lateral 2H:1V que conducirá las aguas hasta el arroyo Carrasco.

De forma de no profundizar excesivamente los colectores proyectados y llegar a descargar a una cota razonable en el Arroyo Carrasco se permitió en primer lugar no profundizar el colector  $\phi 1500 \text{ mm}$  para captar el punto bajo de la zona de pasto. Para ello se propone rellenar la zona de pasto, manteniendo igualmente un punto bajo donde actualmente existe pero con una cota mayor, captando esa agua superficialmente mediante una reja en punto bajo conduciéndola hacia el colector proyectado.

Por otro lado, en la intersección del colector  $\phi 400 \text{ mm}$  existente y el  $\phi 1500 \text{ mm}$  proyectado se permitió que no se igualaran los lomos, pudiendo en algunos



casos remansar hacia el colector existente que no llegaría a exceder el tirante máximo de diseño del 85% del diámetro.

#### 4.4.2. Macrocuencia 2

La macrocuencia 2 recibe las cuencas frentistas a Av. Italia, determinadas con el proyecto vial así como caudales puntuales sobre la calle Nariño determinados por el SEPS. Además recibe la cuenca con punto de cierre en Nariño y Mones Roses determinada por el SEPS.

La siguiente figura presenta el perfil hidráulico del colector de Nariño, desde la calle Dr. Carlos Butler hasta la descarga en el Arroyo Carrasco.

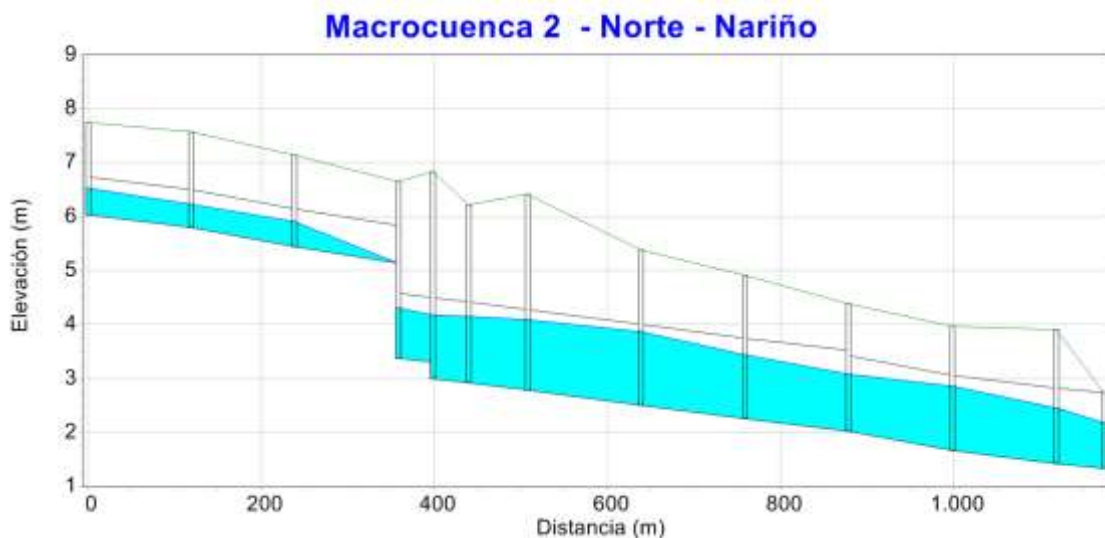


Figura 4-5 Perfil hidráulico de colector desde Carlos Butler hasta descarga en Nariño.

#### 4.4.3. Colectores

A continuación, en la Tabla 4-7, se muestran los resultados de caudal, dimensiones, velocidad, tirante y porcentaje del tirante sobre la altura de la sección para cada tramo de colector.

Se puede observar en la Tabla 4-7 que se cumple la condición del 85% de la altura en todos los casos con excepción del tramo de colector  $\phi 1500$  donde, para no extender los metros de canal rectangular, se permitió una capacidad mayor siempre y cuando este funcionara a superficie libre.

Tramo	Caudal (L/s)	Dimensiones	Velocidad (m/s)	Tirante (m)	%Altura
1COLNARIÑO	4403,6	1,8x1,4	2,66	0,92	65%
2COLNARIÑO	4403,6	1,8x1,4	2,36	1,03	74%
3COLNARIÑO	4403,6	1,8x1,4	2,15	1,14	81%
4COLNARIÑO	3392,7	1,8x1,4	1,61	1,17	83%
5COLNARIÑO	3392,7	D1500	2,29	1,17	78%
6COLNARIÑO	2999,3	D1500	1,84	1,30	87%
7-8COLNARIÑO	2999,3	D1500	1,78	1,36	91%
9COLNARIÑO	1604,2	D1500	1,01	1,27	85%
10COLNARIÑO	1227,5	D1200	1,32	0,92	76%
11COLNARIÑO	352,6	D800	1,86	0,32	40%
12COLNARIÑO	352,6	D800	1,63	0,36	45%
13COLNARIÑO	352,6	D800	1,34	0,42	53%
14COLNARIÑO	435,7	D800	1,26	0,52	65%
15COLNARIÑO	435,7	D800	1,69	0,41	52%
16COLNARIÑO	435,7	D800	1,63	0,42	53%
17COLNARIÑO	245,2	D800	1,03	0,38	48%
18COLNARIÑO	245,2	D500	1,49	0,39	78%
19COLNARIÑO	190,3	D800	0,71	0,42	53%
20COLNARIÑO	190,3	D800	0,87	0,36	45%
21COLNARIÑO	190,3	D600	1,25	0,32	53%
22-23COLNARIÑO	390,2	D800	1,52	0,41	52%
24COLNARIÑO	482,0	D800	1,85	0,41	52%
25COLNARIÑO	482,0	D800	1,59	0,47	59%
26COLNARIÑO	216,1	D600	1,41	0,32	53%
1COLBARRADAS	2883,2	B=1, H=1,2 p=2H:1V	1,06	0,94	78%
2COLBARRADAS	2887,2	D1500	2,28	1,01	67%
3COLBARRADAS	2084,4	D1500	1,61	1,02	68%
4COLBARRADAS	2072,0	D1500	1,78	0,94	63%
5-6COLBARRADAS	1942,2	D1500	2,26	0,73	49%
7COLBARRADAS	1022,4	D900	2,01	0,67	74%
8COLBARRADAS	840,3	D800	2,07	0,60	75%
9COLBARRADAS	645,0	D800	1,58	0,60	75%
10COLBARRADAS	479,2	D800	1,11	0,63	79%
11COLBARRADAS	256,4	D800	0,85	0,46	58%
12COLBARRADAS	143,9	D800	0,73	0,33	41%
13COLBARRADAS	144,0	D600	1,22	0,26	43%
14COLBARRADAS	920,1	D1200	1,57	0,61	51%
15COLBARRADAS	887,0	D900	2,10	0,57	63%
16COLBARRADAS	887,0	D900	2,16	0,55	61%
17COLBARRADAS	887,9	D900	1,98	0,60	67%



Tramo	Caudal (L/s)	Dimensiones	Velocidad (m/s)	Tirante (m)	%Altura
18COLBARRADAS	526,2	D800	1,44	0,54	68%
19COLBARRADAS	526,7	D800	1,58	0,50	63%
20COLBARRADAS	230,3	D800	1,11	0,39	49%
21COLBARRADAS	144,2	D600	1,15	0,27	45%
22COLBARRADAS	144,7	D600	0,94	0,32	53%

**Tabla 4-7 Resultados de colectores obtenidos mediante software EPA SWMM 5.1**

## 5. MICRODRENAJE

### 5.1. DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA MICRO PROPUESTA

Para el presente proyecto se plantea la utilización de medidas verdes en la infraestructura pluvial, aprovechando el ancho de faja existente (de 65 a 75m) y buscando mejorar las condiciones hidrológicas, ambientales y paisajísticas del proyecto.

#### 5.1.1. Objetivos específicos

Las medidas verdes propuestas tienen los siguientes objetivos:

- Favorecer la infiltración de pluviales en el terreno: se intenta replicar los procesos naturales de infiltración al terreno en lugar de concentrar grandes caudales pluviales. Esto a su vez permite la recarga natural del agua subterránea y la reducción del volumen total que escurre a los cursos de agua. Esto es especialmente relevante en tormentas de baja intensidad (alta frecuencia).
- Permitir la filtración del agua pluvial antes de llegar a los cursos de agua. Sobre todo al inicio de las lluvias el arrastre de elementos contaminantes es importante (residuos, sedimentos, partículas de neumáticos, restos de combustibles y aceite, metales pesados de vehículos). La infiltración a través del suelo permite la retención de parte de estos contaminantes y la mejora de la calidad de agua de los cursos receptores (por ejemplo los sólidos suspendidos).
- Favorecer la laminación de caudales. Las soluciones convencionales de infraestructura vial y de drenaje aumentan en forma considerable las superficies impermeables y buscan deshacerse en forma rápida de los caudales de escorrentía. Esto incrementa en forma considerable los caudales que descargan en los cursos de agua respecto a los originales. Se busca disminuir la velocidad del flujo hacia la red pluvial principal, retardar el ingreso del agua a los colectores, de forma de disminuir los

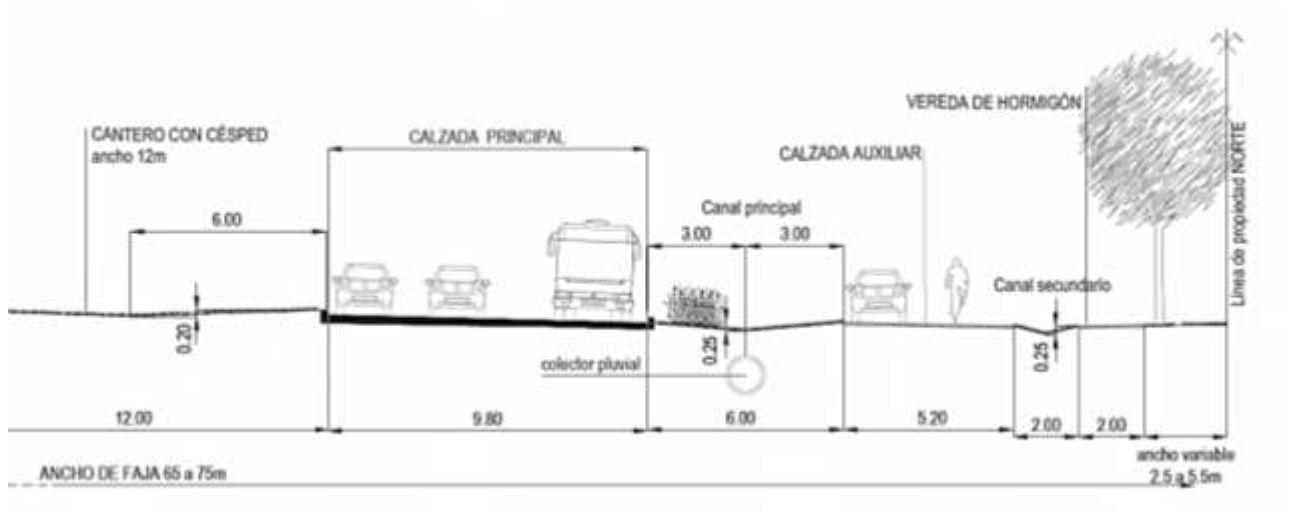
caudales pico. A su vez esto aumenta los tiempos de infiltración y de evapotranspiración. Para tormentas de baja intensidad esto puede implicar que el caudal que ingresa a los colectores sea bajo, disminuyendo considerablemente el caudal de vertido a cursos de agua. Para tormentas más intensas el efecto de laminación también puede disminuir los caudales pico en forma considerable. En este caso, este objetivo no alcanza en forma significativa para tormentas extremas, como se puede ver en el capítulo 5.1.4.

- La infiltración de agua al terreno contribuye a la diversidad vegetal y riqueza paisajística. Al permitir una infiltración de agua a estratos más profundos del terreno es posible la introducción de especies vegetales de raíces más profundas.
- Se busca incrementar las áreas verdes del sector con el fin de contribuir a la absorción de CO<sub>2</sub>, regulación de la temperatura y humedad ambiente, atracción de biodiversidad y efectos de restauración psicológica y de relax de la población.

#### **5.1.2. Definición de infraestructura pluvial**

Como principal medida se intenta favorecer la infiltración de pluviales al terreno, aprovechando las características permeables del suelo en la mayor parte del recorrido proyectado. Para esto se propone realizar canteros verdes descendidos en lugar de los convencionales canteros elevados. Esto permite que el agua no escurra desde las zonas verdes hacia los pavimentos.

Considerando que la zona no presenta problemas significativos de vandalismo, de residuos sólidos o de gran tránsito peatonal se plantean canales entre la calzada principal y la de servicio, y en algunos tramos, entre esta última y los predios, que servirán para conducir el agua pluvial de la faja y de los padrones. El objetivo es que la mayor área posible escurra hacia y por las superficies verdes y no sea captada de forma inmediata.



**Figura 5-1 Perfil propuesto para Av. Italia**

Estos canteros oficiarán de canales, conduciendo el agua por una faja verde que permite la infiltración y evapotranspiración de parte del agua, además de retener parte de los sólidos en suspensión.

La infraestructura micro de drenaje entonces estará formada por los siguientes elementos:

- Cordón cuneta en calzada principal de Av. Italia. Este conducirá las aguas exclusivamente de la propia calzada.
- Captaciones laterales desde cordón cuneta hacia canal. Se prevén interrupciones del cordón cada 25-30 metros.
- Canal de conducción de 6 m de ancho y 25 cm de profundidad, denominado canal principal. Este recibirá agua desde la calzada principal en forma concentrada en las interrupciones de cordón, y agua en forma difusa desde los padrones privados, la vereda y la calzada auxiliar (cuando los niveles lo permitan).
- Rejas de captación semiesféricas. El exceso de agua de los canales será captado con rejas ubicadas en una depresión local en el mismo.
- Canal secundario de 2 m de ancho y 25 cm de profundidad. Ubicado entre la calzada auxiliar y la vereda. Se proyecta cuando la calzada auxiliar presenta pendiente transversal hacia la vereda. Este canal se interrumpe en los accesos vehiculares.

- El exceso de agua del cantero central y de los canales secundarios será captado por rejas de captación convencionales.
- Colectores de conducción. Desde las rejas y las bocas de tormenta convencionales el agua es conducida a colectores.
- Captaciones directas de predios. Dado que los padrones frentistas a Av. Italia no tienen un cordón donde descargar sus pluviales concentradas se prevén cámaras cada 50 m que permitan recoger las aguas de los predios existentes o futuros con aguas concentradas.
- Regueras. Cuando el caudal y ubicación del punto bajo lo ameritan se colocarán regueras rectangulares.

### **5.1.3. Determinación de ubicación de elementos de captación**

Se consideran los canales principales de 6 m de ancho, triangulares y de 25 cm de profundidad respecto a la cota de pavimento de la calzada principal. Donde se colocan las rejas de captación se realiza una depresión local de 45 cm.

Las captaciones laterales se colocan cada 25-30 metros, dependiendo de la longitud del canal. De esta forma los anchos de inundación en Av. Italia son bajos y el agua circula en su mayoría por el canal, favoreciendo la infiltración. Debido a la poca profundidad del canal estas captaciones no pueden contar con depresión en Av. Italia, por lo que tienen una baja eficiencia de captación. En los puntos bajos se colocan llamadas convencionales de boca de tormenta con depresión, haciendo una depresión local en el canal.

En el caso que sea necesario captar las aguas pluviales cuando haya parada de ómnibus, esquina pavimentada o en las calles transversales a la faja donde el agua no pueda ser conducida al canal principal, se proyectan bocas de tormenta convencionales.

Los canales secundarios se proyectan entre la calzada auxiliar y la vereda cuando la calle tiene pendiente transversal hacia la misma. Se considera triangular, de 2 metros de ancho y 25 cm de profundidad. El canal será interrumpido en cada entrada de garaje o cuando llegue a esquinas.

Las rejas de captación de los canales principales y secundarios se ubican cuando el tirante de agua en el canal alcance el tirante máximo admisible o cuando el canal llegue a su fin (cuando se llega a esquinas, pasajes peatonales, paradas de ómnibus, puntos bajos absolutos o entradas de garaje).

Se detectaron dos zonas en el sur, próximas a las calles French y Santander, donde ocurre que a los padrones le es imposible desaguar sus aguas pluviales superficialmente hacia Avenida Italia debido a que están por debajo del nivel de terreno de la faja, y además algunos padrones corren el riesgo de recibir escurrimiento superficial de las veredas debido a que éstos se encuentran a un nivel más bajo que las veredas. Estos tramos deben contar con una zona de puntos bajos entre el padrón y vereda para conducir las aguas hacia un punto bajo donde será captado por una reja de captación, y luego será conducido al colector pluvial más cercano.

Los predios frentistas a Avenida Italia que desaguan sus pluviales entubados a cordón fueron identificados y solucionados con una cámara frentista conectada al colector pluvial. En la sección 3.2.4 se encuentran especificados estos padrones. Por otro lado, podrían existir otros padrones con esta problemática que no hayan podido ser identificados, por lo que de existir evacuación de pluviales mediante cañerías en zonas donde se hayan proyectado cunetas secundarias, serán captadas por las rejas de captación pluvial de la propia cuneta. A su vez, en las zonas donde no se presenten cunetas secundarias se colocarán cámaras de conexión de pluviales cada 50 m o en función de lo que se detecte en obra.

Como se explicó en la introducción del macrodrenaje, se contempló dar solución pluvial a dos cuencas al Sur de Av. Italia, Mones Roses y Lieja. La cuenca Mones Roses se solucionará con la ubicación de una reguera en la intersección de las calles Mones Roses y Nariño y la cuenca de Lieja será captada mediante tres bocas de tormenta y conducidas mediante un colector a los colectores de Av. Italia.

La cuenca de Lieja tiene muy poco desnivel, y la calle no tiene puntos bajos absolutos fuertemente definidos. Actualmente Lieja tiene 6 bocas de tormenta (entre General French y Lido), 3 de las cuales están ubicados en la zona más baja y con menos pendiente de la calle. Estas bocas de tormenta no desaguan a ningún colector, y se entiende son filtradoras. Se propone sustituir las 3 bocas de tormenta de la zona baja y conducir las al colector proyectado. Las 3 bocas de tormenta no sustituidas están ubicadas en una zona más alta con pendiente hacia la zona baja por lo tanto, resolviendo la problemática de los puntos bajos es suficiente.

#### **5.1.4. Posibilidad de amortiguar caudales**

Planteados los objetivos de incorporar las medidas verdes al microdrenaje se estudia la capacidad de los canales de 6 m de ancho de amortiguar caudales pico en eventos extremos.

Se analizaron varios escenarios posibles con canales de 50 cm de profundidad trapezoidales y triangulares, con y sin restricciones a lo largo del canal. En el mejor de los casos la capacidad de amortiguación de los canales no resulta muy elevada (del orden del 20% para el canal de máxima capacidad hidráulica y considerando la tormenta de la IM). En el anexo 7.3 se encuentra un resumen de las diferentes situaciones modeladas y analizadas.

Frente a estos resultados se da prioridad a un canal de dimensiones menores siguiendo criterios viales, con una baja capacidad de amortiguar picos en tormentas extremas. Sí se puede cumplir con el resto de los objetivos propuestos.

## **5.2. MODELACIÓN HIDROLÓGICA DE MICRODRENAJE**

### **5.2.1. Período de retorno**

De acuerdo a lo establecido en el documento: “Términos de referencia para la ejecución de los proyectos de saneamiento y drenaje” para el diseño de la infraestructura pluvial, se adoptó una lluvia de período de retorno  $Tr=10$  años.

### **5.2.2. Coeficiente de escorrentía**

De acuerdo a lo acordado por el Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento (SEPS), se adoptaron los siguientes coeficientes de escurrimiento:

- Cantero central: 0,3
- Calzada principal (Microcuencas Px): 0,83
- Microcuencas CPx: 0,60
- Microcuencas CSx: 0,61

En el anexo 7.1.1.5 se encuentra la verificación de estos valores adoptados.

### **5.2.3. Tiempo de concentración**

El tiempo de concentración ( $T_c$ ) se calculó como la suma del tiempo de entrada ( $t_e$ ) y el tiempo de tránsito ( $t_t$ ). Se adoptó como valor mínimo un  $T_c=10$  minutos, según lo establecido junto con el SEPS.

Para las microcuencas de la calzada principal de Av. Italia no se consideró tiempo de entrada. Para las microcuencas de los canales principales y secundarios, que involucran padrones, se consideraron 7 minutos de tiempo de entrada.

El tiempo de tránsito (tt) se determinó de acuerdo a la velocidad de escurrimiento de cada tramo, siguiendo la siguiente fórmula.

$$\text{Método Cinemático} \Rightarrow t_t = \frac{1}{60} \sum \frac{L(m)}{v(m/s)}$$

Donde:

tt= Tiempo de tránsito (min)

L= Longitud del tramo (m)

v (m/s)= Velocidad del tramo (m/s)

Para el cálculo de la velocidad se utilizan las fórmulas correspondientes a sección de cordón cuneta para resolver la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot S_o^{1/2}$$

Donde:

$S_o$ = Pendiente en %

$R_h$ = Radio Hidráulico

$n$ = Coeficiente de Rugosidad de Manning

Se asume para las canalizaciones los siguientes coeficientes de rugosidad de Manning en función de los materiales:

- Cordón cuneta de hormigón: 0,018
- Colector rectangular de hormigón construido in situ: 0,016
- Tubería de Plástico u hormigón: 0,013
- Canal en suelo pasto: 0,035

El Tc se calcula iterando de acuerdo al siguiente esquema.



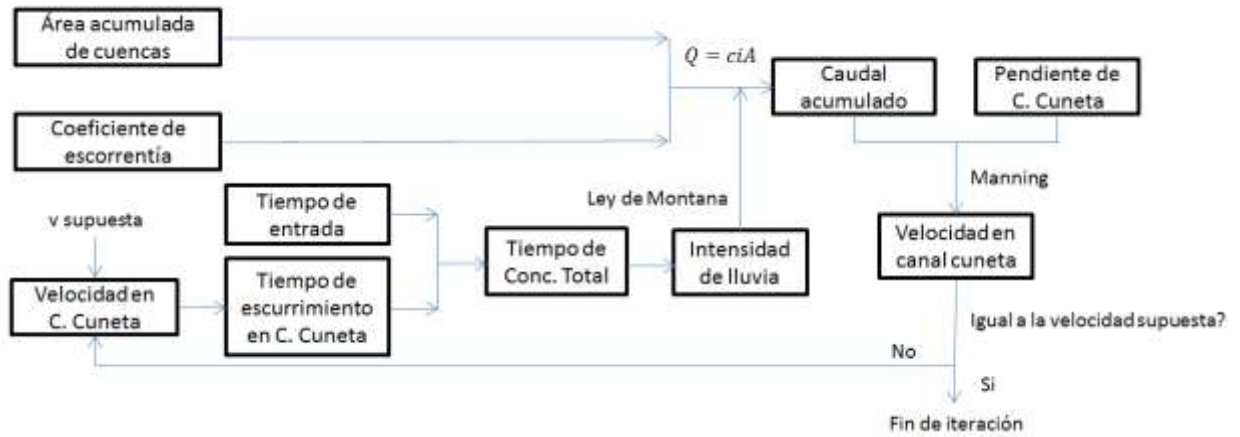


Figura 5-2 Esquema de iteración

#### 5.2.4. Intensidad de precipitación

Se calculó la intensidad utilizando la Ley de Montana, de acuerdo a lo establecido en el documento: “Términos de referencia para la ejecución de los proyectos de saneamiento y drenaje”.

$$i = a \times t^b$$

Siendo:

t = duración de la tormenta

a y b= coeficientes presentados a continuación.

TR (años)	a	b
10	7,84	-0,52
20	9,02	-0,52
50	10,78	-0,52

Tabla 5-1 Coeficientes de Ley de Montana

#### 5.2.5. Caudales de diseño

Para la determinación del caudal que escurrirá por cada conducción se utiliza el método racional con la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{C \times i \times A}{360}$$

Donde:



$Q_{m\acute{a}x}$  = Caudal máximo ( $m^3/s$ )

$C$  = Coeficiente de escorrentía

$i$  = Intensidad para una duración igual al tiempo de concentración ( $mm/h$ )

$A$  = Área de la cuenca ( $ha$ )

### 5.3. MODELACIÓN HIDRÁULICA DE MICRODRENAJE

Con los caudales obtenidos de la modelación hidrológica se procede a calcular los elementos de captación y conducción de las aguas pluviales.

A continuación se presenta una descripción de la metodología de cálculo de cada elemento de la red.

#### 5.3.1. Corredores viales

La calle principal de Av. Italia presenta cordón cuneta como elemento de conducción. La calle secundaria de la faja de Av. Italia escurre sus aguas directamente al canal.

Una vez completado el proceso de iteración con el tiempo de concentración se obtiene como resultado final la velocidad y el tirante en cada tramo, con lo que se verifica que la capacidad de la conducción del cordón cuneta sea adecuada. Si no fuera el caso, se proyectan los elementos de captación (captación lateral o boca de tormenta) necesarios para cumplir los criterios de diseño que se presentan a continuación.

Las captaciones laterales del cordón cada 25-30 metros fueron verificadas para la cuenca más desfavorable, garantizando para cuencas menores su buen funcionamiento. En la sección 5.4.6 se puede observar los anchos de inundación alcanzados y los caudales circulantes por el cordón cuneta.

Se proyectan los cordones cuneta con régimen permanente y flujo uniforme, calculando el tirante normal en las conducciones con la fórmula de Manning.

De acuerdo a la guía de la Intendencia los criterios de inundación para cordones cuneta en calles principales son los siguientes: “para  $Tr=10$  años deberá quedar una faja de calle de por lo menos 2 metros”.

Se utiliza como criterio de diseño para el perfil de la calle principal de 9,8 m de ancho, admitir un ancho de inundación hasta de 3 metros para  $TR: 10$  años, lo que corresponde a un tirante de 7,5 cm en el cordón.

El corredor vial presenta una pendiente transversal de 2,5% en todo su ancho, es decir que no cuenta con cambio de pendiente en el cordón cuneta.

### 5.3.2. Captaciones laterales y Bocas de tormenta

Las captaciones laterales en el cordón cada 25-30 metros sirven para desviar el agua de la calzada directamente al canal. Se llega a un ancho de inundación de 2 metros aproximadamente, compatible con los criterios de diseño. El funcionamiento hidráulico de estas interrupciones se considera igual al de las bocas de tormenta sin depresión local en la entrada.

Como criterio general de proyecto se trata de ubicar las captaciones donde sea posible desaguar las aguas directo a la cuneta debido a lo explicado en el capítulo 5.1.1. De lo contrario se colocan bocas de tormenta convencionales y se conducen las pluviales directo al colector pluvial. Las bocas convencionales presentan llamada y cámara de descarga.

En la intersección con las calles laterales, para reducir los aportes de éstas a la faja de Av. Italia o viceversa, también se proyectan bocas de tormenta convencionales.

#### Captaciones en pendiente

El caudal captado por cada boca de tormenta se calcula de acuerdo al método de la FHWA (Federal Highway Administration), de acuerdo a las dimensiones de la boca de tormenta y afectado por un coeficiente de reducción de 0,80, establecido por la intendencia debido a la suciedad que puede presentar la entrada de captación.

El método utilizado calcula una eficiencia de captación de la boca que depende principalmente del ancho de la boca de tormenta, de la pendiente longitudinal de la calzada y de la pendiente transversal en la zona de la boca de tormenta. Las ecuaciones utilizadas son las siguientes:

- Largo necesario para captar todo el caudal afluyente ( $L_t$ )

$$L_t = 0,817 \cdot Q^{0,42} \cdot S_o^{0,3} \cdot \left( \frac{1}{n \cdot (S_x)} \right)^{0,6}$$

So corresponde a la pendiente longitudinal de la calle, Q al caudal afluyente a la boca,  $S_x$  a la pendiente transversal de la calle y n coeficiente de Manning.

En el caso de las bocas de tormenta convencionales que presentan una depresión local en la entrada, se debe calcular una pendiente equivalente ( $S_e$ ) y suplantar  $S_x$  por esa pendiente.

$$S_e = S_x + \frac{a}{W} \times E_o$$

Siendo  $a$  la altura de la llamada,  $W$  ancho de la llamada y  $E_o$  la relación entre el flujo frontal y flujo total.

- Relación entre flujo frontal y flujo total

$$E_o = \frac{1}{\left( 1 + \frac{\frac{S_w}{S_x}}{\left( 1 + \frac{\frac{S_w}{S_x}}{\frac{T}{W} - 1} \right)^{2.67}} - 1 \right)}$$

$S_w$  corresponde a la pendiente del cordón cuneta. En este proyecto coincide con el de la calle.

- Eficiencia de la boca de tormenta

$$E = \left( 1 - \frac{L}{L_t} \right)^{1.8}$$

Siendo  $L$  el ancho de la boca de tormenta.

Además, el caudal captado en pendiente se limita a un caudal máximo admisible establecido por el SEPS según la siguiente tabla:

Bocas de Tormenta Tipo IM				
BT Tipo	L (m)	W (m)	A (m)	Q límite (L/s)
Tipo 1	1.2	0.6	150	60
Tipo 2	2.0	0.6	150	80
Tipo 3	4.0	0.8	150	120
Tipo 4	6.0	0.8	150	140

Tabla 5-2 Dimensiones y caudal límite de bocas de tormenta tipo de la IM en pendiente

Finalmente, el caudal interceptado por la boca de tormenta corresponde al caudal aguas arriba de la BT multiplicado por la eficiencia calculada y afectado por el coeficiente 0,8. Luego se debe corroborar que el caudal obtenido sea inferior a los establecidos en la tabla anterior.

### Captación punto bajo

Según el tipo de boca, el diámetro de conexión y la condición de tacho sucio, se utiliza la siguiente tabla para determinar el caudal máximo captado. Dado

que se construirán bocas de tormenta sin tabique y sin tacho, se consideran los valores correspondientes a tacho limpio.

BT Tipo	Diám. Conex. (m)	Q límite (L/s)		
		Limpia	Tacho sucio 50%	Tacho sucio 75%
Tipo 1	0.3	170	160	140
Tipo 2	0.3	170	160	140
Tipo 3	0.4	280	260	210

**Tabla 5-3 Dimensiones y caudal límite de bocas de tormenta tipo de la IM en punto bajo**

### 5.3.3. Canales

Para los canales se verificó que el tirante no supere en ningún caso el 85% de su altura máxima.

Se proyectan con régimen permanente y flujo uniforme, calculando el tirante normal con la fórmula de Manning.

Los canales principales y secundarios presentan una altura total de 25 cm por lo que se admitió un tirante máximo de 21 cm en ambos canales.

Se define la velocidad máxima admisible para canales de pasto con un valor de 1,2 m/s, mientras que los canales revestidos en hormigón pueden admitir una velocidad máxima de 5 m/s.

El agua de los canales será captada con rejas una vez alcanzado el tirante máximo o el final de cada canal.

### 5.3.4. Rejas de captación

Las pluviales conducidas por los canales de la faja de Avenida Italia serán captadas con rejas de captación.

En los canales principales se proyectan rejas semiesféricas, implantadas en una depresión local con el fin de permitir mayor robustez de funcionamiento frente a residuos que puedan ir tapando la reja, mejorando así también la capacidad de infiltración en esta zona, y tratando de evitar posibles desbordes hacia las calzadas. En el cantero central, los canales secundarios y en las zonas de puntos bajos contra los padrones se proyectan rejas convencionales ubicadas a cota de fondo de canal.

El cálculo de todas las rejas proyectadas se realiza considerando que se capta el 100% del caudal que circula por la cuneta (dado que se ubican siempre en un punto bajo relativo generado).

### Rejas en punto bajo

Para el cálculo de las rejas se consideró que tienen un comportamiento como orificio debido a recomendaciones del “Manual de diseño de sistemas de aguas pluviales urbanas”.

El caudal interceptado por una reja en punto bajo absoluto puede ser calculado con la siguiente formula:

$$Q_i = 0.67 \times Ag \times \sqrt{2gd}$$

Siendo

$Q_i$ : Caudal interceptado ( $m^3/s$ )

$Ag$ : Área limpia útil de la reja ( $m^2$ )

$g$ : Aceleración gravitatoria ( $9,8 m/s^2$ )

$d$  Tirante sobre la reja ( $m$ )

El valor de  $Ag$  fue determinado como el área total de la reja menos el área de las barras. En el caso de las rejas semiesféricas se restó el área de la proyección de las barras sobre el plano de la reja y se multiplicó ese valor por 1,1.

Debido a la suciedad que se puede generar en la reja, el caudal absorbido se ve reducido por la proporción de reja que se considere sucia. Para estar del lado de la seguridad se consideró un 50% de la reja sucia.

Para el cálculo de la cantidad de rejas necesarias para captar el caudal afluente de una cuneta se calculó que el tirante de agua generado sobre la reja sea inferior a la altura máxima admisible.

#### **5.3.5. Captaciones directas de predio**

Debido a lo explicado en el capítulo 5.1.2 se prevén cámaras cada 50 m que permitan recoger las aguas de los predios existentes o futuros con aguas concentradas. En las zonas donde haya canal secundario no se proyectarán estas cámaras y se utilizarán las rejas de captación del canal secundario como elemento para desaguar las pluviales concentradas. Todas estas cámaras son conducidas hacia los colectores. Se destaca que en su mayoría los padrones en esta zona corresponden a viviendas con jardín y escurrimiento superficial difuso hacia la vereda.

### 5.3.1. Colectores

Se realizó el dimensionamiento de los colectores con el método racional hasta que el caudal circulante por el colector coincidía con el caudal del Modelo SWMM. A partir de este punto los colectores fueron diseñados con el modelo de SWMM.

Para los colectores circulares y de sección rectangular se verificó que el tirante no supere en ningún caso el 85% del diámetro si el flujo se comporta con régimen subcrítico y 50 % si tiene un régimen supercrítico.

Para la verificación y el diseño de los colectores se consideró la totalidad del caudal correspondiente al punto de cierre en estudio. De esta forma se está asumiendo que se capta todo el caudal que se genera.

## 5.4. RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se presentan las tablas con los resultados obtenidos de las planillas de cálculo. Se presentan los caudales generados por cada microcuenca, tirantes de agua y velocidades en las conducciones, caudales captados por la infraestructura proyectada, entre otros. Esta información se complementa con los planos donde se indican las cuencas de aporte a cada punto de cierre y los planos de proyecto donde se muestran los elementos de captación y conducción.

En esta sección se describe el procedimiento de cálculo, el cual se ordenó a través de las planillas de cálculo. En lo que sigue se explica la información que representa cada una de sus columnas y su forma de cálculo.

Para la confección de las planillas se utilizó la siguiente nomenclatura para las cuencas de Av. Italia:

C1: Macrocuena 1 – drenaje Barradas

C2: Macrocuena 2 – drenaje Nariño

C3: Macrocuena 3 – drenaje Santa Mónica

C4: Macrocuena 4 – drenaje Saldún de Rodríguez

N: Faja Norte de Av. Italia

S: Faja Sur de Av. Italia

C: Cantero central

X: numeración cuenca, sector entre puntos altos.

Px, CPx o CSx: numeración de la microcuenca pavimento, canal principal o canal secundario.

### Ejemplos

Para el caso de las microcuencas que van a los cordones cunetas, la nomenclatura es la siguiente:

$C2 - N1 - P1$

Donde:

C2: indica que está dentro de la macrocuenca 2

N: indica que está del lado norte

1: refiere a la cuenca 1 (tramo comprendido entre las progresivas 2+465 y 2+785).

P1: número de la microcuenca pavimento

En el caso de las microcuencas de los canteros centrales:

$C2 - C1$

Donde:

C2: indica que está dentro de la macrocuenca 2

C: indica que está en el cantero central

1: refiere a la cuenca 1

### **5.4.1. Áreas de microcuencas**

#### Cuenca

Indica el nombre de la cuenca

#### Microcuenca

Indica el nombre de la microcuenca.

#### Área total (m<sup>2</sup>)

Indica el área total del sector.

#### C

Coeficiente de escurrimiento, resultante de la ponderación de los coeficientes de escurrimiento para área impermeable y permeable para  $T_r=10$  años.

### **Faja sur**

Pavimento			
Cuenca	Microcuenca	Área total (m <sup>2</sup> )	C
C2-S1	P1	771	0.83
	P2	1160	0.83
	P3	1089	0.83

Pavimento			
Cuenca	Microcuenca	Área total (m²)	C
	P4	491	0.83
C2-S2	P1	466	0.83
	P2	906	0.83
	P3	784	0.83
	P4	389	0.83
	P5	512	0.83
	P6	1236	0.83
	P7	340	0.83
C2-S3	P1	543	0.83
	P2	1909	0.83
C1-S1	P1	577	0.83
	P2	492	0.83
C1-S2	P1	490	0.83
	P2	315	0.83
C1-S3	P1	517	0.83
	P2	1600	0.83
	P3	1138	0.83
	P4	488	0.83
C1-S4	P1	1547	0.83
	P2	1942	0.83

**Tabla 5-4 – Áreas microcuencas P del sur**

Canal Principal			
Cuenca	microcuenca	Área total (m²)	C
C2-S1	CP1	4061	0.60
	CP2	789	0.30
	CP3	1036	0.60
	CP4	2904	0.60
C2-S2	CP1	2129	0.60
	CP2	498	0.30
	CP3	6136	0.60
	CP4	1030	0.60
	CP5	1060	0.60
	CP6	1060	0.60
C2-S3	CP1	344	0.30
	CP2	722	0.30



Canal Principal			
Cuenca	microcuenca	Área total (m²)	C
C1-S1	CP1	356	0.30
	CP2	298	0.30
C1-S2	CP1	300	0.30
	CP2	80	0.30
C1-S3	CP1	3473	0.60
	CP2	6209	0.60
	CP3	1396	0.60
	CP4	810	0.60
	CP5	873	0.60
C1-S4	CP1	9899	0.60
	CP2	6588	0.60

**Tabla 5-5 – Áreas microcuencas CP del sur**

Canal Secundario			
Cuenca	Microcuenca	Área total (m²)	C
C2-S1	CS1	5324	0.61
C2-S2	CS1	4225	0.61
C2-S3	CS1	2871	0.61
	CS2	1670	0.61
	CS3	6788	0.61
C1-S1	CS1	3759	0.61
	CS2	3333	0.61
C1-S2	CS1	2928	0.61
	CS2	1779	0.61

**Tabla 5-6 – Áreas microcuencas CS del sur**

## Faja Norte

Pavimento			
Cuenca	Microcuenca	Área total (m²)	C
C2-N1	P1	1195	0.83
	P2	1092	0.83
	P3	393	0.83
	P4	332	0.83
	P5	408	0.83

C2-N2	P1	1434	0.83
	P2	609	0.83
	P3	1140	0.83
	P4	1902	0.83
C2-N3	P1	499	0.83
	P2	1849	0.83
C1-N1	P1	840	0.83
	P2	383	0.83
C1-N2	P1	590	0.83
	P2	344	0.83
C1-N3	P1	1386	0.83

**Tabla 5-7 – Áreas microcuencas P del norte**

Canal Principal			
Cuenca	Microcuenca	Área total (m²)	C
C2-N1	CP1	7553	0.60
	CP2	6357	0.60
	CP3	3662	0.60
	CP4	2604	0.60
C2-N2	CP1	10897	0.60
	CP2	650	0.60
	CP3	1445	0.60
C2-N3	CP1	306	0.30
	CP2	748	0.30
C1-N1	CP1	114	0.30
	CP2	234	0.30
C1-N2	CP1	361	0.30
	CP2	212	0.30
C1-N3	CP1	661	0.30
	CP2	1159	0.60
	CP3	711	0.60

**Tabla 5-8 – Áreas microcuencas CP del norte**

Canal Secundario			
Cuenca	Microcuenca	Área total (m²)	C

Canal Secundario			
Cuenca	Microcuenca	Área total (m²)	C
C2-N2	<b>CS1</b>	<b>6730</b>	<b>0.61</b>
C2-N3	CS1	3398	0.61
	CS2	9427	0.61
C1-N1	CS1	3851	0.61
	CS2	2542	0.61
C1-N2	CS1	3149	0.61
	CS2	867	0.61
C1-N3	CS1	6787	0.61

**Tabla 5-9 – Áreas microcuencas CS del norte**

## Cantero central

Canal Central		
Cuenca	Área (m²)	C
C2-C1	2672	0.30
C2-C2	958	0.30
C2-C3	1781	0.30
C2-C4	2011	0.30
C2-C5	2591	0.30
C1-C1	1195	0.30
C1-C2	1471	0.30
C1-C3	741	0.30
C1-C4	558	0.30
C1-C5	1500	0.30
C1-C6	3500	0.30

**Tabla 5-10 – Áreas microcuencas del cantero central**

A continuación se presenta una tabla con las cuencas de aporte a cada tramo de canal principal y a las rejillas semiesféricas de captación.

### Microcuenca de aporte a canal

Indica todas las microcuencas que aportan a cada canal. Por ejemplo, el primer tramo de canal en estudio recibe las aguas de la cuenca C2-S1-P1 y C2-S1-CP1.

### Tramo canal

Nombre del tramo de canal.

Estos se pueden ver representados en la lámina FIMM-013-SAN-HID-PLN-011. Algunos tramos pueden pertenecer al Tramo 2 de Av. Italia por lo que no se encuentran representados en los planos.

### Reja de captación

Indica la reja semiesférica que capta el agua que circula por el tramo de canal.

La ubicación de estas rejas se presenta en la láminas FIMM-013-SAN-HID-PLN-001 a 006.

### Faja sur

Cuenca	Microcuencas de aporte a canal	Tramo canal	Reja de captación	A Total (m2)	C
C2-S1	P1/ CP1	T2-S1	R2-S1	4932	0.64
	P2/ CP2	T2-S2	R2-S2	1949	0.57
	P3/ CP3	T2-S3	R2-S3	2125	0.72
	P4/ CP4	T2-S4		3395	0.63
C2-S2	P1/ CP1/ P2/ CP2	T2-S5	R2-S4	3999	0.64
	P5/ P6/ CP3	T2-S6	R2-S5	8224	0.66
C2-S3	P1/ CP1	T2-S7	R2-S6	887	0.62
	P2/ CP2	T2-S8		2631	0.68
C1-S1	P1/ CP1	T1-S1	R1-S1	933	0.63
	P2/ CP2	T1-S2		790	0.63
C1-S2	P1/ CP1	T1-S3	R1-S2	790	0.63
	P2/ CP2	T1-S4		395	0.72
C1-S3	P2/ CP1	T1-S5	R1-S3	5946	0.66
	P3/ CP2	T1-S6	R1-S4	7347	0.64
	P4/ CP3	T1-S7		1884	0.66
C1-S4	P1/ CP1	T1-S8	R1-S5	11446	0.63
	P2/ CP2	T1-S9	R1-S6	8530	0.65

Tabla 5-11 – Áreas de microcuencas que aportan a cada tramo de canal y a cada reja del sur

### Faja norte

Cuenca	Microcuencas de aporte a canal	Tramo Canal	Reja de captación	A Total	C
C2-N1	P1/ CP1	T2-N1	R2-N1	8748	0.63
	P2/ CP2	T2-N2	R2-N2	7449	0.63
	P4/ CP4	T2-N3	R2-N3	2936	0.63
C2-N2	P1/ CP1	T2-N4	R2-N4	12331	0.63
	P3/ CP2	T2-N5	R2-N5	1790	0.63

Cuenca	Microcuencas de aporte a canal	Tramo Canal	Reja de captación	A Total	C
C2-N3	P1/ CP1	T2-N6	R2-N6	805	0.63
	P2/ CP2	T2-N7		2597	0.68
C1-N1	P1/ CP1	T1-N1	R1-N1	954	0.77
	P2/ CP2	T1-N2		617	0.63
C1-N2	P1/ CP1	T1-N3	R1-N2	951	0.63
	P2/ CP2	T1-N4		556	0.63
C1-N3	P1/ CP1	T1-N5	R1-N3	2047	0.66

Tabla 5-12 - Áreas de microcuencas que aportan a cada tramo de canal y a cada reja del norte

#### 5.4.2. Caudal método racional

Las siguientes tablas presentan los cálculos de los caudales que transitan por cada tramo del canal principal y los caudales afluentes a cada boca de tormenta convencional.

##### Tramo canal

Nombre del tramo de canal.

##### BT

Nombre de la boca de tormenta.

##### Microcuenca afluente a la BT

Indica el nombre de la microcuenca que es captada por la BT en estudio.

##### Área total (m<sup>2</sup>)

Indica el área total de la suma de microcuencas.

##### C

Coefficiente de escurrimiento considerado.

##### Lcc (km)

Longitud del cordón cuneta o canal considerado.

##### Tc acum (min)

Es el tiempo de concentración considerado para el tramo de conducción en estudio. Es la suma del tiempo de viaje acumulado y el tiempo de entrada.

$$Tc(min) = tt\ acum\ (min) + te(min)$$

El tiempo de viaje acumulado es el tiempo de tránsito estimado en la iteración inicial como:

$$tt \text{ (min)} = \frac{Lcc(km)}{v \left( \frac{m}{s} \right)}$$

vel (m/s)

Es la velocidad de conducción en el cordón cuneta o canal.

I acum (mm/min)

Intensidad de lluvia de acuerdo a la fórmula de Montana considerando el tiempo de concentración acumulado hasta el punto de cierre.

Q (m3/s)

Es el caudal calculado de acuerdo al método racional con la intensidad, área microcuenca y coeficiente de escurrimiento descriptos anteriormente.

### **Faja sur**

Tramo canal	Área total (m²)	C	Lcc (km)	Vel. (m/s)	Tc acum (min)	I acum (mm/min)	Q (m3/s)
T2-S1	4941	0.64	0.050	0.38	10.0	2.37	0.121
T2-S2	1579	0.57	0.070	0.27	10.0	2.37	0.047
T2-S3	2125	0.72	0.030	0.33	10.0	2.37	0.060
T2-S4	3395	0.63	0.050	0.35	10.0	2.37	0.085
T2-S5	3999	0.64	0.130	0.35	13.2	2.05	0.088
T2-S6	8224	0.66	0.180	0.42	14.2	1.97	0.178
T2-S7	887	0.62	0.050	0.25	10.0	2.37	0.022
T2-S8	2631	0.68	0.165	0.33	10.0	2.37	0.071
T1-S1	933	0.63	0.059	0.25	10.0	2.37	0.023
T1-S2	790	0.63	0.048	0.24	10.0	2.37	0.020
T1-S3	790	0.63	0.050	0.24	10.0	2.37	0.020
T1-S4	395	0.72	0.025	0.21	10.0	2.37	0.011
T1-S5	5073	0.67	0.085	0.40	10.5	2.30	0.131
T1-S6	7347	0.64	0.105	0.41	11.3	2.23	0.173
T1-S7	1884	0.66	0.050	0.30	10.0	2.37	0.049
T1-S8	11446	0.63	0.121	0.48	11.2	2.23	0.269
T1-S9	8530	0.65	0.105	0.46	10.8	2.27	0.211

**Tabla 5-13 – Caudales de cada tramo de canal principal del sur**

BT	Microcuenca afluyente a la BT	Área total (m²)	C	Tc acum (min)	I acum (mm/min)	Q afluyente a BT (m3/s)
BT2-S1	C2-S2-P3	784	0.83	10.0	2.37	0.026
BT2-S4	C2-S2-P4/ P7	729	0.83	10.0	2.37	0.024
BT2-S3	C2-S2-CP5	1060	0.60	10.0	2.37	0.025
BT2-S2	C2-S2-CP6	1060	0.60	10.0	2.37	0.025

BT2-S5	C2-S2-CP4	1030	0.60	10.0	2.37	0.024
BT1-S1	C1-S3-P1	517	0.83	10.0	2.37	0.017
BT1-S2	C1-S3-CP4	810	0.60	10.0	2.37	0.019
BT1-S4	C1-S3-CP5	873	0.60	10.0	2.37	0.021
BT1-S3	C1-S3-P2	971	0.83	10.0	2.37	0.032

**Tabla 5-14 – Caudales de cada boca de tormenta del sur**

### **Faja norte**

Tramo cuneta	Área total (m²)	C	Lcc (km)	Vel. (m/s)	Tc acum (min)	I acum (mm/min)	Q(m3/s)
T2-N1	8748	0.63	0.104	0.43	11.0	2.25	0.207
T2-N2	7449	0.63	0.110	0.42	11.4	2.22	0.174
T2-N3	2936	0.63	0.034	0.33	10.0	2.37	0.073
T2-N4	12331	0.63	0.145	0.47	12.2	2.14	0.275
T2-N5	1790	0.63	0.118	0.42	11.7	2.18	0.045
T2-N6	805	0.63	0.050	0.24	10.0	2.37	0.020
T2-N7	2597	0.68	0.127	0.33	10.0	2.37	0.069
T1-N1	954	0.77	0.020	0.26	10.0	2.37	0.029
T1-N2	617	0.63	0.039	0.23	10.0	2.37	0.015
T1-N3	951	0.63	0.060	0.25	10.0	2.37	0.024
T1-N4	556	0.63	0.036	0.22	10.0	2.37	0.014
T1-N5	2047	0.66	0.109	0.31	10.0	2.37	0.053

**Tabla 5-15 – Caudales de cada tramo de canal principal del norte**

BT	Microcuencas afluentes a la BT	Área total (m²)	C	Tc acum (min)	I acum (mm/min)	Q afluente a la BT (m3/s)
BT2-N2	C2-N1-CP3	3662	0.60	10.0	2.37	0.087
BT2-N1	C2-N1-P3/ P5	801	0.83	10.0	2.37	0.026
BT2-N3	C2-N2-CP3	1445	0.60	10.0	2.37	0.034
BT2-N4	C2-N2-P2/ P4	2511	0.83	10.0	2.37	0.082
BT1-N1	C1-N3-CP2	1159	0.60	10.0	2.37	0.027
BT1-N2	C1-N3-CP3	711	0.60	10.0	2.37	0.017

**Tabla 5-16 – Caudales de cada boca de tormenta del norte**

### **Canal secundario y Canal central**

Para el dimensionamiento del canal secundario y canal central se calcularon los caudales de las microcuencas más desfavorables garantizando el buen funcionamiento de los demás canales.



Las microcuencas más desfavorables corresponden a C1-C6 para el canal central y C2-S3-CS3 entre las progresivas 3+245 -3+285 para el canal secundario.

En la tabla a continuación se presentan los valores obtenidos.

	Tramo	Área microcuenca (m <sup>2</sup> )	C	Lcc (km)	Vel. (m/s)	Tc acum (min)	I acum (mm/min)	Q(m3/s)
Canal central	C1-C6	3500	0.30	0.30	0.22	22.6	1.55	0.027
Canal secundario	C2-S3-CS3 / Prog. 3+245 - 3+285	3000	0.61	0.04	0.43	10.0	2.37	0.072

Tabla 5-17 – Caudales de canal secundario y canal central más desfavorables

### 5.4.3. Canales y rejillas

Se calculó el tirante normal y la velocidad del agua en cada tramo de canal principal. Además, se calculó el tirante máximo alcanzado sobre las rejillas de captación.

#### Tabla canal

##### Tramo canal

Indica el nombre del tramo del canal.

##### Caudal (L/s)

Es el caudal calculado mediante método racional (m<sup>3</sup>/s). Sección 5.4.2.

Nota: En los casos en que ingresaba a la cuenca un caudal no interceptado de las captaciones laterales y/o boca de tormenta de otras cuencas, se le adicionaba este caudal. En el cálculo de las captaciones laterales (sección 5.4.6) se puede observar que el caudal no interceptado que pasa a una cuenca siguiente siempre es menor a 10 L/s, por lo tanto, para estar del lado de la seguridad se consideró 10 de caudal no interceptado cuando corresponde.

##### Canal

- Material

Indica el material de la superficie del canal.

- Pendiente

Indica la pendiente longitudinal del tramo.

- 1V:ZH

Indica la pendiente del talud del canal.

- Prof (m)

Indica la profundidad máxima que presenta el canal.

$y_n$  (m)

Es el tirante normal que se forma en el canal. Calculado con la fórmula de Manning.

$V$  (m/s)

Es la velocidad correspondiente al tirante normal anterior.

$Fr$

Numero de Froude.

## Tabla reja

Reja semiesférica

Indica la reja de captación en estudio.

Caudal (L/S)

Indica el caudal afluente a la reja, debe ser captado en su totalidad por la reja.

Cantidad de captaciones

Corresponde a la cantidad de rejas necesarias para captar el caudal total.

$X$  (%sucio)

Corresponde al porcentaje de la captación que se considera sucia para el cálculo.

Diámetro (m)

Es el diámetro de la reja. Se proyectaron todas las rejas de 60 cm.

Área total útil (m<sup>2</sup>)

Es la diferencia entre el área total y el área de barras. Corresponde al área libre que presenta la reja para captar el caudal afluente sin considerar la suciedad de la misma.

$D_{max}$  (cm)

Corresponde al tirante de agua alcanzado sobre la reja. Calculado con la metodología explicada en sección 5.3.4.

## Faja sur

Tramo Canal	Caudal (L/s)	Material	1V:zH	Prof (m)	Pend (%)	$y_n$ (m)	$v$ (m/s)	$Fr$
T2-S1	121.4	PA	12	0.25	0.5%	0.16	0.38	0.42
T2-S2	47.3	PA	12	0.25	0.5%	0.12	0.30	0.40

T2-S3	70.2	PA	12	0.25	0.5%	0.13	0.33	0.41
T2-S4	84.8	PA	12	0.25	0.5%	0.14	0.35	0.41
T2-S5	87.6	PA	12	0.25	0.5%	0.14	0.35	0.41
T2-S6	178.1	PA	12	0.25	0.5%	0.19	0.42	0.43
T2-S7	21.9	PA	12	0.25	0.5%	0.09	0.25	0.38
T2-S8	71.1	PA	12	0.25	0.5%	0.13	0.33	0.41
T1-S1	23.1	PA	12	0.25	0.5%	0.09	0.25	0.38
T1-S2	19.6	PA	12	0.25	0.5%	0.08	0.24	0.38
T1-S3	19.6	PA	12	0.25	0.5%	0.08	0.24	0.38
T1-S4	11.3	PA	12	0.25	0.5%	0.07	0.21	0.36
T1-S5	131.0	PA	12	0.25	0.5%	0.17	0.39	0.42
T1-S6	173.3	PA	12	0.25	0.5%	0.19	0.41	0.43
T1-S7	49.0	PA	12	0.25	0.5%	0.12	0.30	0.40
T1-S8	269.0	PA	12	0.25	0.6%	0.22	0.48	0.47
T1-S9	220.8	PA	12	0.25	0.6%	0.20	0.46	0.46

**Tabla 5-18 – Dimensionamiento de los canales principales del sur**

Reja semiesférica	Caudal (L/s)	Cantidad de captaciones	X (%sucio)	Diámetro (m)	A Total útil (m <sup>2</sup> )	d máx. (cm)
R2-S1	121.4	2	0.5	0.6	0.215	3.6
R2-S2	47.3	1	0.5	0.6	0.215	2.2
R2-S3	155.0	2	0.5	0.6	0.215	5.9
R2-S4	87.6	1	0.5	0.6	0.215	7.6
R2-S5	178.1	2	0.5	0.6	0.215	7.8
R2-S6	92.9	1	0.5	0.6	0.215	8.5
R1-S1	42.8	1	0.5	0.6	0.215	1.8
R1-S2	30.9	1	0.5	0.6	0.215	0.9
R1-S3	130.0	2	0.5	0.6	0.215	4.2
R1-S4	222.32	2	0.5	0.6	0.215	12.2
R1-S5	268.99	2	0.5	0.6	0.215	17.8
R1-S6	220.85	2	0.5	0.6	0.215	12.0

**Tabla 5-19 – Dimensionamiento de las rejas semiesféricas del sur**

### **Faja norte**

Tramo canal	Caudal (L/s)	Material	1V:zH	Prof (m)	Pend (%)	yn (m)	v (m/s)	Fr
T2-N1	207.4	PA	12	0.25	0.5	0.20	0.43	0.44
T2-N2	184.4	PA	12	0.25	0.5	0.19	0.42	0.43
T2-N3	72.5	PA	12	0.25	0.5	0.13	0.33	0.41
T2-N4	275.1	PA	12	0.25	0.5	0.22	0.46	0.45
T2-N5	44.81	PA	12	0.25	0.5	0.11	0.29	0.40
T2-N6	20.0	PA	12	0.25	0.5	0.08	0.24	0.38
T2-N7	69.4	PA	12	0.25	0.5	0.13	0.33	0.41
T1-N1	28.9	PA	12	0.25	0.5	0.10	0.26	0.39
T1-N2	15.3	PA	12	0.25	0.5	0.08	0.23	0.37
T1-N3	23.6	PA	12	0.25	0.5	0.09	0.25	0.38
T1-N4	13.8	PA	12	0.25	0.5	0.07	0.22	0.37
T1-N5	53.2	PA	12	0.25	0.5	0.12	0.31	0.40

**Tabla 5-20 – Dimensionamiento de los canales principales del norte**

Reja semiesférica	Caudal (L/s)	Cantidad de captaciones	X (%sucio)	Diámetro (m)	A Total útil (m <sup>2</sup> )	d máx. (cm)
R2-N1	207.4	2	0.5	0.6	0.215	10.6
R2-N2	184.4	2	0.5	0.6	0.215	8.4
R2-N3	72.5	1	0.5	0.6	0.215	5.2
R2-N4	275.1	2	0.5	0.6	0.215	18.6

Reja semiesférica	Caudal (L/s)	Cantidad de captaciones	X (%sucio)	Diámetro (m)	A Total útil (m <sup>2</sup> )	d máx. (cm)
R2-N5	44.8	1	0.5	0.6	0.215	2.0
R2-N6	89.4	1	0.5	0.6	0.215	7.9
R1-N1	44.2	1	0.5	0.6	0.215	1.9
R1-N2	37.4	1	0.5	0.6	0.215	1.4
R1-N3	53.22	1	0.5	0.6	0.215	2.8

Tabla 5-21 – Dimensionamiento de las rejas semiesféricas del norte

### **Canal secundario y Canal central**

#### **W' (m)**

Corresponde al ancho de la reja convencional.

#### **L (m)**

Corresponde al largo de la reja convencional.

#### **Ag/AT**

Relación entre el área libre y el área total de la reja. Según el plano de detalle de las rejas de las bocas de desagüe se tiene un valor de 0.78.

#### **Área total útil**

En este caso se calcula multiplicando el valor de Ag/AT por el área total y la suciedad considerada.

Tramo canal	Caudal (L/s)	Material	1V:zH	Prof (m)	Pend (%)	yn (m)	v (m/s)	Fr
C1-C6	27.1	PA	30	0.20	0.6	0.06	0.22	0.40
C2-S3-CS3/ Prog. 3+245 -3+285	72.2	PA	4	0.25	0.5	0.20	0.43	0.43

Tabla 5-22 – Dimensionamiento del canal secundario y canal central

Tramo canal	Caudal (L/s)	Ag / AT	X (%sucio)	W' (m)	L (m)	Área Total útil (m <sup>2</sup> )	d máx. (cm)
C1-C6	27.11	0.78	0.5	0.6	0.6	0.18	0.04
C2-S3-CS3/ Prog. 3+245 -3+285	72.21	0.78	0.5	0.30	0.45	0.053	0.21

Tabla 5-23 – Dimensionamiento de rejas convencionales

### **5.4.4. Bocas de tormenta**

#### **BT**

Indica el nombre de la Boca de tormenta en pendiente o en punto bajo absoluto.

#### **Tipo BT**

Especifica si es boca de tormenta tipo 1 o tipo 2.

#### **Q diseño**

Es el caudal calculado mediante método racional (m<sup>3</sup>/s).

### Captaciones

#### *Q interceptado*

Este caudal corresponde a:

- BT en pendiente: al captado por la boca de tormenta calculado de acuerdo a las fórmulas de la FHWA, de acuerdo al tipo de BT y afectado por un coeficiente de reducción de 0,80.

Además, el caudal captado en pendiente se limita como máximo al caudal límite de acuerdo a lo establecido por SEPS según la Tabla 5-2.

- BT en punto bajo: según el tipo de boca, el diámetro de conexión y la condición de tacho limpio se determina el caudal máximo captado de acuerdo a la Tabla 5-3.

#### *Q no interceptado*

- Si no hay captación: es igual al caudal de diseño.
- Si hay captación: es la diferencia entre el caudal de diseño y el caudal captado.

### **Para bocas de tormenta en pendiente**

#### S<sub>0</sub>

Pendiente longitudinal de la calle y cordón cuneta (%)

#### S<sub>x</sub>

Pendiente transversal de la calle y cordón cuneta (%)

#### I

Ancho de inundación (m).

#### vel

Es la velocidad del flujo en el cordón cuneta.

#### d máximo

Es el tirante alcanzado con ese caudal y ancho de inundación.

### Eficiencia de la BT

Es la eficiencia de captación de la boca de tormenta considerada, calculada con las formulas descriptas en la metodología de cálculo de las BT. No está considerado el coeficiente de corrección de 0.8.

### **Faja Sur**

BT	S <sub>0</sub> (m/m)	S <sub>x</sub> (m/m)	T (m)	Q diseño (m <sup>3</sup> /s)	v (m/s)	d máximo (m)	Tipo de Captación	Tipo BT	Eficiencia de la BT	Q interceptado (m <sup>3</sup> /s)	Q no interceptado (m <sup>3</sup> /s)
----	-------------------------	-------------------------	----------	------------------------------------	------------	--------------------	----------------------	------------	------------------------	--	---

BT2-S1	0.005	0.025	2.51	0.036	0.46	0.06	BT en pendiente	Tipo 2	1.00	0.029	0.007
BT1-S1	0.005	0.025	2.24	0.027	0.43	0.06	BT en pendiente	Tipo 2	1.00	0.022	0.005
BT1-S3	0.005	0.025	2.66	0.042	0.48	0.07	BT en pendiente	Tipo 2	1.00	0.033	0.008

**Tabla 5-24 – Bocas de tormenta en pendiente del sur**

BT	Q diseño (m3/s)	Tipo de Captación	Tipo BT	Q interceptado (m3/s)
BT2-S4	0.044	BT en punto bajo	Tipo 1	0.044
BT2-S3	0.025	BT en punto bajo	Tipo 1	0.025
BT2-S2	0.025	BT en punto bajo	Tipo 1	0.025
BT2-S5	0.024	BT en punto bajo	Tipo 1	0.024
BT1-S2	0.019	BT en punto bajo	Tipo 1	0.019
BT1-S4	0.021	BT en punto bajo	Tipo 1	0.021

**Tabla 5-25 – Bocas de tormenta en punto bajo del sur**

### **Faja Norte**

BT	Q diseño (m3/s)	Tipo de Captación	Tipo BT	Q interceptado (m3/s)
BT2-N2	0.087	BT en punto bajo	Tipo 1	0.087
BT2-N1	0.046	BT en punto bajo	Tipo 1	0.046
BT2-N3	0.034	BT en punto bajo	Tipo 1	0.034
BT2-N4	0.102	BT en punto bajo	Tipo 1	0.102
BT1-N1	0.037	BT en punto bajo	Tipo 1	0.037
BT1-N2	0.017	BT en punto bajo	Tipo 1	0.017
BT4-N2	0.045	BT en punto bajo	Tipo 1	0.045

**Tabla 5-26 – Bocas de tormenta en punto bajo del norte**

### **5.4.5. Colectores**

Los colectores que fueron diseñados con las planillas de cálculo se muestran a continuación. Los que fueron diseñados con el software EPA SWMM se encuentran definidos en la sección 4.4.3.

#### **Tramo**

Refiere al tramo de colector.

#### **Área total acu (m<sup>2</sup>)**

Indica el área de aporte total al tramo de colector. Se calcula sumando todas las áreas de las microcuencas que aportan a la tubería.

El área que aporta a la tubería se define como el área que por medio de alguna captación (reja de captación o boca de tormenta) alcanzan el colector. Quedan



excluidas de esta área, las áreas de las microcuencas que tienen captación solamente aguas abajo del tramo a dimensionar.

### $T_c$ (min)

Es el mayor tiempo de concentración de todos los caminos, ya sea por superficie o por superficie y tubería hasta llegar al colector a dimensionar. Se halla obteniendo el máximo de todos los tiempos de concentración de las microcuencas que aportan al colector, y que consecuentemente tienen captación en algún punto aguas arriba de esta.

### $C$

Coeficiente de escurrimiento considerado.

### $I$ (mm/min)

Intensidad de lluvia de acuerdo a la fórmula de Montana considerando el tiempo de concentración máximo de las microcuencas que aportan al colector.

### $Q$ (L/s)

Es el caudal calculado de acuerdo al método racional con la intensidad, área y coeficiente de escurrimiento descriptos anteriormente.

### $Mat$

Indica el material a utilizar, pudiendo ser en este caso tubos de PVC, PEAD corrugado u hormigón. Los cálculos fueron realizados con tuberías de hormigón, permitiendo la modificación a materiales poliméricos por tener éstos una rugosidad menor o igual.

### $DN$ (Diámetro nominal)

DN	Dint (m)	
	PVC	HO
250	0.237	0.25
315	0.2996	0.3
375	n/a	n/a
400	0.3804	0.4
450	n/a	n/a
500	0.475	0.5
600	n/a	0.6
700	n/a	0.7
750	n/a	n/a
800	n/a	0.8

**Tabla 5-27 – Diámetros y materiales colectores**

**Pendiente (%)**

Pendiente de la tubería en ese tramo.

**%D**

Porcentaje del diámetro que representa el tirante, se proyecta para obtener un tirante menor o igual del 85% del diámetro.

**yn (m): Tirante normal**

Es el tirante normal para tuberías circulares a sección semillena.

**v(m/s)**

Es la velocidad correspondiente al tirante normal anterior según el diámetro interior.

**T (m)**

Ancho superficial

**Fr**

Número de Froude

**Faja sur**

Tramo	A total acu (m <sup>2</sup> )	Tc (min)	C	I (mm/min)	Caudal (L/s)	Material	DN	Pend (%)	%D	yn (m)	v (m/s)	Fr
27-COL. NARIÑO	12105	11	0,60	2,30	278	HO	500	0.50%	86%	0,43	1,54	0,68
26-COL. NARIÑO	17625	12	0,60	2,16	382	HO	600	0.35%	87%	0,52	1,45	0,57
25-COL. NARIÑO	25849	13	0,60	2,05	529	HO	800	0.30%	63%	0,51	1,57	0,76
24-COL. NARIÑO	26633	15	0,60	1,95	519	HO	800	0.30%	63%	0,50	1,57	0,76
21-COL. NARIÑO	8458	10	0,60	2,37	200	HO	600	0.20%	63%	0,38	1,06	0,59
20-COL. NARIÑO	15877	11	0,60	2,21	351	HO	800	0.20%	55%	0,44	1,23	0,65
19-COL. NARIÑO	16907	12	0,60	2,13	361	HO	800	0.20%	65%	0,43	1,22	0,66
22-COL. BARRADAS	8815	10	0,60	2,37	209	HO	600	0.20%	65%	0,39	1,07	0,58
21-COL. BARRADAS	14707	11	0,60	2,21	325	HO	600	0.30%	79%	0,47	1,35	0,62
20-COL. BARRADAS	21107	13	0,60	2,07	438	HO	800	0.30%	56%	0,45	1,51	0,80
19-COL. BARRADAS	21107	14	0,60	1,97	416	HO	800	0.40%	50%	0,40	1,66	0,95
18-COL. BARRADAS	30348	15	0,60	1,89	574	HO	800	0.30%	67%	0,54	1,60	0,74
17-COL. BARRADAS	41794	17	0,60	1,81	759	HO	900	0.40%	59%	0,54	1,92	0,92
16-COL. BARRADAS	49353	18	0,60	1,76	868	HO	900	0.50%	60%	0,54	2,16	1,02

Tabla 5-28 – Dimensionamiento de colectores pluviales del sur

### Faja norte

Tramo	Á total acu (m <sup>2</sup> )	Tc (min)	C	I (mm/min)	Caudal (L/s)	Material	DN	Pend (%)	%D	Yn (m)	v (m/s)	Fr
18-COL. NARIÑO	9427	10	0,60	2,37	223	HO	500	0.35%	82%	0,41	1.30	0,62
17-COL. NARIÑO	18818	11	0,60	2,25	423	HO	800	0.30%	55%	0,44	1.50	0,80
16-COL. NARIÑO	27338	12	0,60	2,16	591	HO	800	0.30%	69%	0,55	1.61	0,73
13-COL. BARRADAS	9159	10	0,60	2,37	217	HO	600	0.20%	67%	0,40	1.08	0,56
12-COL. BARRADAS	16153	11	0,60	2,23	360	HO	800	0.20%	56%	0,45	1.23	0,79
11-COL. BARRADAS	26887	12	0,60	2,13	572	HO	800	0.20%	79%	0,63	1.34	0,65

Tabla 5-29 – Dimensionamiento de colectores pluviales del norte

### Canal secundario y canal central

Se proyectan todas las tuberías de conexión de las rejillas de captación convencionales al colector pluvial de PVC Ø 315. Se pudo corroborar que todas las conexiones pueden ser proyectadas con pendiente mayor a 0.5% ya que el colector pluvial tiene una tapada siempre mayor a 1 metro.

A continuación se presenta una tabla con el cálculo realizado de las conexiones de las rejillas convencionales estudiadas en la sección 5.4.3.

Conexión	Á total acu (m <sup>2</sup> )	Tc (min)	C	I (mm/min)	Caudal (L/s)	Material	DN	Pend (%)	%D	yn (m)	v (m/s)	Fr
Canal central	3500	23	0.30	1.55	27	PVC	250	0.5%	64 %	0.15	0.91	0.8
Canal secundario	3000	10	0.61	2.37	72	PVC	250	2.5%	73 %	0.17	2.09	1.6

Tabla 5-30 – Dimensionamiento de conexiones de rejillas convencionales

### 5.4.6. Captaciones laterales

El cálculo de las captaciones laterales se realizó en la cuenca C2-N1 por ser la cuenca más comprometida. Se sectorizó la microcuenca P entre cada interrupción de cordón para calcular el caudal captado por cada captación lateral.

La metodología de cálculo y las tablas presentadas de los caudales afluentes a cada captación lateral y del dimensionamiento de cada captación lateral, son las mismas que las explicadas anteriormente en las secciones 5.4.2-Caudal

método racional y 5.4.4-Bocas de tormenta, respectivamente. Ver sección para comprender significado de cada columna.

Captación lateral	Área (m <sup>2</sup> )	C	Lcc (km)	Vel. (m/s)	Tc acum (min)	I acum (mm/min)	Q(m3/s)
CL1	1222	0.83	0.033	0.47	10.0	2.37	0.040
CL2	294	0.83	0.030	0.46	10.0	2.37	0.010
CL3	294	0.83	0.030	0.45	10.0	2.37	0.010
CL4	294	0.83	0.030	0.44	10.0	2.37	0.010
CL5	294	0.83	0.030	0.43	10.0	2.37	0.010
CL6	294	0.83	0.030	0.43	10.0	2.37	0.010
CL7	294	0.83	0.030	0.42	10.0	2.37	0.010
CL8	615	0.83	0.045	0.46	10.0	2.37	0.020
CL9	318	0.83	0.030	0.34	10.0	2.37	0.010
CL8	423	0.83	0.030	0.39	10.0	2.37	0.014

**Tabla 5-31 – Caudales afluentes a cada captación lateral**

Captación lateral	So (m/m)	Sx (m/m)	T (m)	Q diseño (m3/s)	v (m/s)	d máximo (m)	Tipo de Captación	longitud (m)	Eficiencia de la CL	Q interceptado (m3/s)	Q no interceptado (m3/s)	% Q captado
CL1	0.005	0.025	2.60	0.040	0.47	0.06	CL en pendiente	1.2	0.44	0.014	0.026	35%
CL2	0.005	0.025	2.48	0.036	0.46	0.06	CL en pendiente	1.2	0.46	0.013	0.023	36%
CL3	0.005	0.025	2.40	0.032	0.45	0.06	CL en pendiente	1.2	0.47	0.012	0.020	38%
CL4	0.005	0.025	2.32	0.030	0.44	0.06	CL en pendiente	1.2	0.49	0.012	0.018	39%
CL5	0.005	0.025	2.28	0.028	0.43	0.06	CL en pendiente	1.2	0.50	0.011	0.017	40%
CL6	0.005	0.025	2.22	0.026	0.43	0.06	CL en pendiente	1.2	0.51	0.011	0.016	41%
CL7	0.005	0.025	2.20	0.025	0.42	0.05	CL en pendiente	1.2	0.52	0.010	0.015	41%
CL8	0.005	0.025	2.48	0.035	0.46	0.06						
CL9	0.005	0.025	1.58	0.010	0.34	0.04	CL en pendiente	1.2	0.69	0.006	0.005	55%
CL8	0.005	0.025	1.98	0.018	0.39	0.05						
Punto bajo CL8				0.053			CL en punto bajo	2	1.00	0.053		100%

**Tabla 5-32 – Dimensionamiento de captaciones laterales**

### 5.4.7. Cuencas exteriores

Como fue explicado en la sección 5.1.3, la cuenca de Lieja fue resuelta suplantando 3 de las 6 bocas de tormenta existentes y la cuenca de Mones Roses se resolvió proyectando una reguera en la intersección de las calles Nariño y Mones Roses (punto bajo absoluto). En el plano de Planta General se pueden observar estas soluciones propuestas.

El cálculo de caudal de ambas cuencas se puede observar en la siguiente tabla. Los valores de Tiempo de concentración y coeficiente de escorrentía fueron brindados por el SEPS.

Cuenca	Á total (m²)	Tr (años)	Tc (min)	C	I (mm/min)	Caudal (L/s)
Mones Roses	36716	10	25	0.50	1.47	449.8
Lieja	25475	10	26	0.50	1.44	305.8

**Tabla 5-33 – Caudales cuencas Mones Roses y Lieja**

En Lieja se proyectaron 3 bocas de tormenta tipo 2. Cada una capta como máximo 170 l/s considerando que presentan tacho limpio (Tabla 5-3).

En Mones Roses se proyectó una reguera de 50 cm de ancho y de profundidad variable con pendiente de fondo 1%. En la lámina FIMM-013-SAN-DET-PLN-007 se pueden observar las profundidades y el recorrido de la reguera.

Cuenca	Caudal (L/s)	Material reguera	Pend (%)	Base (m)	yn (m)	v (m/s)	Fr
Mones Roses	449.8	HO	1.0%	0.5	0.41	2.22	1.11

**Tabla 5-34 – Dimensionamiento reguera Mones Roses**

Luego se dimensionaron los colectores para conducir el agua de estas cuencas a los colectores pluviales de la faja de Avenida Italia. Se utilizaron los mismos criterios de dimensionamiento que para los demás colectores del proyecto.

Tramo	Á total (m²)	Caudal (L/s)	Material	DN	Pend (%)	Dint (mm)	yn (m)	v (m/s)	Fr
23-COL. NARIÑO	36716	449.8	HO	800	0.8%	800	<b>0.34</b>	<b>2.19</b>	1.37
22-COL. NARIÑO	46937	586.6	HO	800	0.8%	800	<b>0.40</b>	<b>2.35</b>	1.34
3-COL. LIEJA	25475	305.8	HO	800	0.2%	800	<b>0.41</b>	<b>1.19</b>	0.67

**Tabla 5-35 – Dimensionamiento colector pluvial cuenca Mones Roses y Lieja**

## 6. SANEAMIENTO

En esta etapa de la obra solo se va a realizar el cruce de colector por Av. Italia que permita la saneabilidad de la totalidad de los padrones a futuro.

### 6.1. RELEVAMIENTO DE INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

Se realizó un relevamiento de las cámaras terminales a las cuales se deberán conectar las redes existentes. No fue necesario relevar otras infraestructuras de saneamiento para el diseño de estas redes ya que no se producen interferencias con estructuras pluviales o de saneamiento existentes.

## 6.2. CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se describen los principales criterios de diseño utilizados.

### 6.2.1. Colectores

#### Diámetro mínimo:

Se adopta un diámetro mínimo de 200 mm. En este caso todos los colectores proyectados tendrán este diámetro.

#### Lámina máxima:

Se adopta un criterio de ocupación máxima de la sección de los colectores del 75% del diámetro.

#### Pendiente mínima:

A los efectos de asegurar un correcto escurrimiento del líquido, evitando zonas muertas en las cuales pueda generarse desprendimiento de gases, y el cumplimiento de la tensión tractiva mínima diaria de 1.0 Pa, se adopta para la pendiente el valor mínimo de 0.45%. Ésta tensión se asegura para la descarga de una cisterna en un colector de diámetro 200 mm.

#### Pendiente máxima:

La pendiente máxima admisible será la correspondiente a una velocidad de 5 m/s. En el caso en estudio la pendiente utilizada será la mínima en todos los casos de forma de lograr sanear a todos los padrones contando con la mayor profundidad posible al inicio del tramo.

#### Profundidad mínima de la red:

El criterio adoptado es proyectar colectores de saneamiento para los padrones que no cuentan con red frentista a su predio siempre que la tapada sea suficiente para que no sea deteriorada por el tránsito. En este caso cualquier padrón tendrá la posibilidad de conectarse al servicio de saneamiento aunque en ocasiones sea necesario realizar un sistema de bombeo previo.

En el recorrido diseñado de la red no existen interferencias con saneamiento o colectores pluviales existentes. Sin embargo interfiere el saneamiento proyectado con el colector pluvial proyectado antes de la rotonda de las calles Gral. Máximo Tajes y Acosta y Lara, siendo la solución en este caso, mantener apoyado el colector de saneamiento sobre el pluvial (de forma de dar una tapada suficiente) ya que ambos van a ser construidos en el marco de la misma obra.

### 6.2.2. Registros de inspección

Se deben instalar registros de inspección en los siguientes casos:

- cambios de dirección
- cambios de pendientes
- cambios de diámetro
- empalme de 2 o más tuberías
- en cualquier caso la distancia máxima entre cámaras debe ser menor a 120 m, a los efectos de poder efectuar el mantenimiento de los tramos de colector.



## 7. ANEXOS

### 7.1. ANEXO 1: COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

#### 7.1.1. Determinación de coeficiente de escurrimiento

En base a fotos áreas de la zona se selecciona una manzana tipo consolidada, frentista a Avenida Italia. Se definen las áreas impermeables y permeables de la manzana para la obtención de un coeficiente de escurrimiento ponderado. Este coeficiente se obtiene de adoptar un determinado valor para las áreas permeables y otro para las áreas impermeables.

##### 7.1.1.1. Valores de referencia

Para la definición de los coeficientes para áreas verdes y áreas permeables se toma como referencia el manual de DINASA “Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas”, el cual a su vez utiliza lo recomendado por el autor *Ven Te Chow*.

Características de la superficie	Período de Retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Áreas desarrolladas</b>							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<b>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</b>							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58

Tabla 7-1 – Coeficiente de escorrentía según tipo de superficie

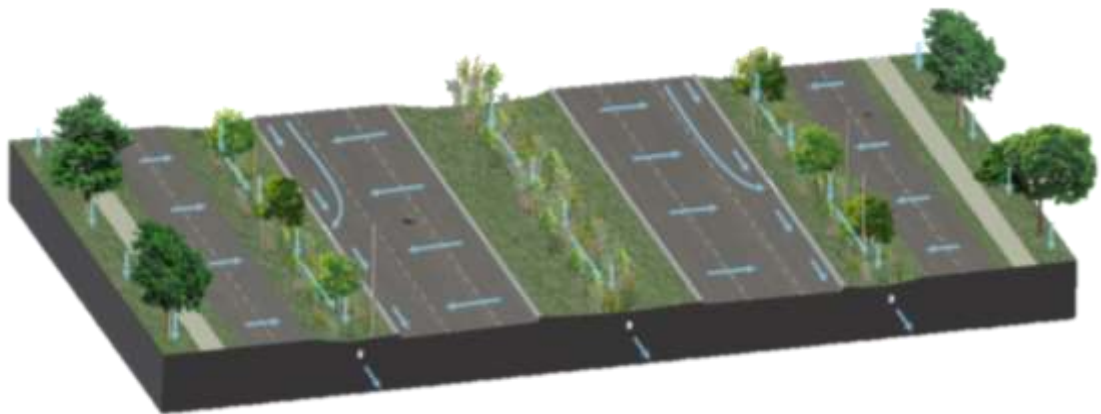
Para el cálculo del coeficiente de escurrimiento de las manzanas residenciales se adopta un valor de 0.83 para áreas impermeables ( $T_r = 10$  años;

Concreto/Techos) y para áreas permeables se adopta 0.25 ( $T_r = 10$  años; Condición buena, Plano).

Para el coeficiente de la zonas verdes públicas (faja de Avenida Italia y parques públicos) se considera un coeficiente permeable de 0.30 ( $T_r = 10$  años; Condición promedio, Plano).

#### **7.1.1.2. Faja tipo de Avenida Italia**

La imagen siguiente ilustra la faja proyectada de Avenida Italia:



**Figura 7-1 Esquema de faja de Av. Italia**

En la tabla a continuación se especifican las dimensiones de la faja,

Secciones de la faja	longitud transversal (m)
Canal central	6
Canal lateral	6
Calle principal	9.8
Calle secundaria	5.2
Caminería	2
Vereda	3.5

**Tabla 7-2 Dimensiones de faja proyectada de Av. Italia**

#### **7.1.1.3. Análisis de manzana tipo consolidada**

En la imagen a continuación se observa la manzana tipo seleccionada, ubicada sobre Av. Italia entre las calles Lancasteriana y Cooper. Los límites del área seleccionada están comprendidos entre los 3 ejes de las calles secundarias que rodean a la manzana y el límite de propiedad sobre Avenida Italia.



**Figura 7-2 Manzana tipo consolidada**

Se obtienen los siguientes valores de áreas para la manzana:

	Á (m <sup>2</sup> )
Total	27.538
Subtotal. Impermeable	17.088
Subtotal. Permeable	10.450

**Tabla 7-3 – Áreas de la manzana tipo (sin considerar faja Av. Italia)**

#### **7.1.1.4. Coeficiente para macrodrenaje**

Para el cálculo del coeficiente de escurrimiento del macrodrenaje se considera la mitad de la faja, desde la línea de padrón hasta el eje del cantero central. Se obtienen los siguientes datos de área:

	A (m <sup>2</sup> )
Subtotal impermeable	3.196
Subtotal permeable	2.914
Total	6.110

**Tabla 7-4 – Áreas de la faja de Av. Italia**

Luego, adicionando el área de la manzana estudiada se obtienen los siguientes porcentajes de ocupación de área.

		Porcentaje
Manzana	Impermeable	51%
	Permeable	31%
Faja	Impermeable	9%
	Permeable	9%

Tabla 7-5 – Porcentajes de ocupación de área de C para macrodrenaje

El coeficiente de escurrimiento para  $Tr=10$  años es:

$$C = C_{imp} \times \%A_{imp} + C_{per} \times \%A_{per} = 0.83 \times 0.60 + 0.25 \times 0.31 + 0.3 \times 0.09 = \mathbf{0.60}$$

Se propone adoptar este coeficiente de escurrimiento para todas las manzanas sobre Av. Italia, en el entendido de que es adecuado considerar que todas las manzanas estarán consolidadas a fin de periodo de diseño.

#### 7.1.1.5. Coeficiente para microdrenaje

Para el microdrenaje se calculan por separado los coeficientes de escurrimiento:

- Cantero central: 0.3 (100% verde)
- Calzada principal (Microcuencas Px): 0.83 (100% impermeable)
- Microcuencas CPx: 0.60
- Microcuencas CSx: 0.61

Para mejor entendimiento de las zonas que abarcan las microcuencas CPx y CSx se pueden observar los planos de cuencas.

Los dos primeros coeficientes son los establecidos en la Tabla 7-1 – Coeficiente de escurrimiento según tipo de superficie.

Para el coeficiente de escurrimiento de las microcuencas CPx y CSx se realizó un promedio ponderado de áreas.

Para las CPx se obtienen los siguientes porcentajes de ocupación de área.

		Porcentaje
Manzana	Impermeable	56%
	Permeable	34%
Faja	Impermeable	4%
	Permeable	6%

Tabla 7-6 – Porcentajes de ocupación de área de C para microdrenaje

El coeficiente de escurrimiento para  $Tr=10$  años es:

$$C = C_{imp} \times \%A_{imp} + C_{per} \times \%A_{per} = 0.83 \times 0.60 + 0.25 \times 0.34 + 0.3 \times 0.06 = \mathbf{0.6}$$

Para las Microcuencas CSx, se obtienen los siguientes porcentajes de ocupación de área

		Porcentaje
Manzana	Impermeable	58%
	Permeable	35%
Faja	Impermeable	5%
	Permeable	2%

**Tabla 7-7 – Porcentajes de ocupación de área de C para microdrenaje**

El coeficiente de escurrimiento para Tr=10 años es:

$$C = C_{imp} \times \%A_{imp} + C_{per} \times \%A_{per} = 0.83 \times 0.63 + 0.25 \times 0.35 + 0.3 \times 0.02 = \mathbf{0.61}$$

#### **7.1.1.6. Otras consideraciones**

En alguna zona puntual este coeficiente de escurrimiento podrá ser modificado en función de una ocupación de suelo particular. Una de estas áreas es la ocupada por el Shopping Portones que presenta una gran superficie impermeable, así como el área del Latu.

Para los parques verdes se considera un 10% del área total como impermeable, obteniendo un coeficiente de escurrimiento de **0.35**.

Si bien se considera que todas las manzanas estarán consolidadas a fin de periodo, a modo indicativo se presenta una manzana existente con gran porcentaje permeable (sin considerar faja de Av. Italia):



**Figura 7-3 Manzana tipo poco consolidada**

El coeficiente de escurrimiento para  $Tr=10$  años es:

$$C = 0.83 \times 0.41 + 0.25 \times 0.51 = \mathbf{0.49}$$



## **7.2. ANEXO 2: Manejo de aguas pluviales en zonas con colector unitario existente**

### **7.2.1. Propuesta para el manejo de aguas pluviales con colector unitario**

Parte de los padrones frentistas a la faja de Avenida Italia presentan un sistema de saneamiento unitario. Se debe tomar un criterio para determinar la fracción de los padrones que se considerará aportan al sistema de conducción superficial de Av. Italia y no aportan al colector unitario existente.

#### **7.2.1.1. Saneamiento unitario existente**

En base a información obtenida del “Sistema de información geográfica de Montevideo” se observó que los padrones ubicados al norte de Av. Italia, entre las calles Córcega y Dr. Álvaro Vargas y los padrones al sur, entre Av. Bolivia y calle Miami, están servidos con un sistema unitario.



**Figura 7-4 Saneamiento existente en la faja de Av. Italia**

#### **7.2.1.2. Metodología propuesta**

Para evaluar el área que escurre superficialmente a la faja de Av. Italia y el área que es conducida al colector unitario existente se seleccionó una manzana tipo frentista a la Avenida. Se utilizó la misma manzana de estudio que para el cálculo del coeficiente de escurrimiento, ubicada al norte de Av. Italia entre las calles Lancasteriana y Cooper.

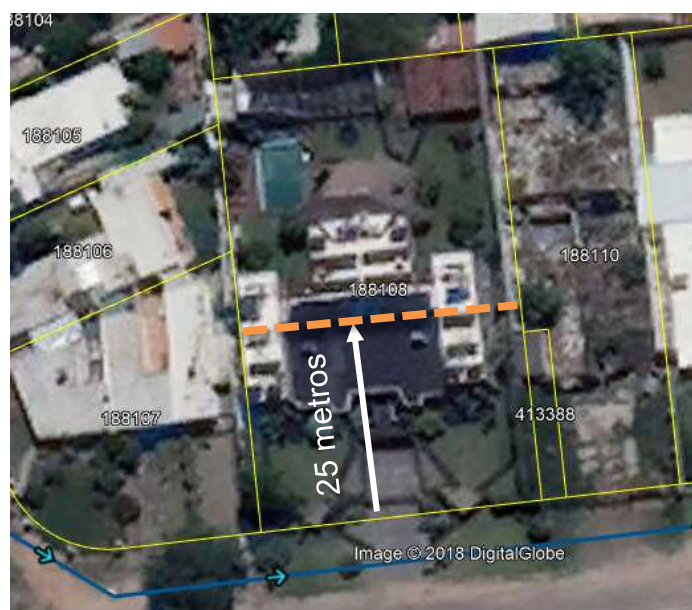




**Figura 7-5 Manzana tipo**

Se consideró que el retiro frontal de cada padrón escurre superficialmente a la calle y además, si contiene techo a dos aguas, parte del mismo también escurre hacia el frente del predio.

Se evaluó cada padrón de la manzana tipo y se observó que el padrón presentado en la ilustración 3 es el que contiene un porcentaje de aporte superficial mayor. Se decidió tomar este valor para todos los predios quedando del lado de la seguridad.



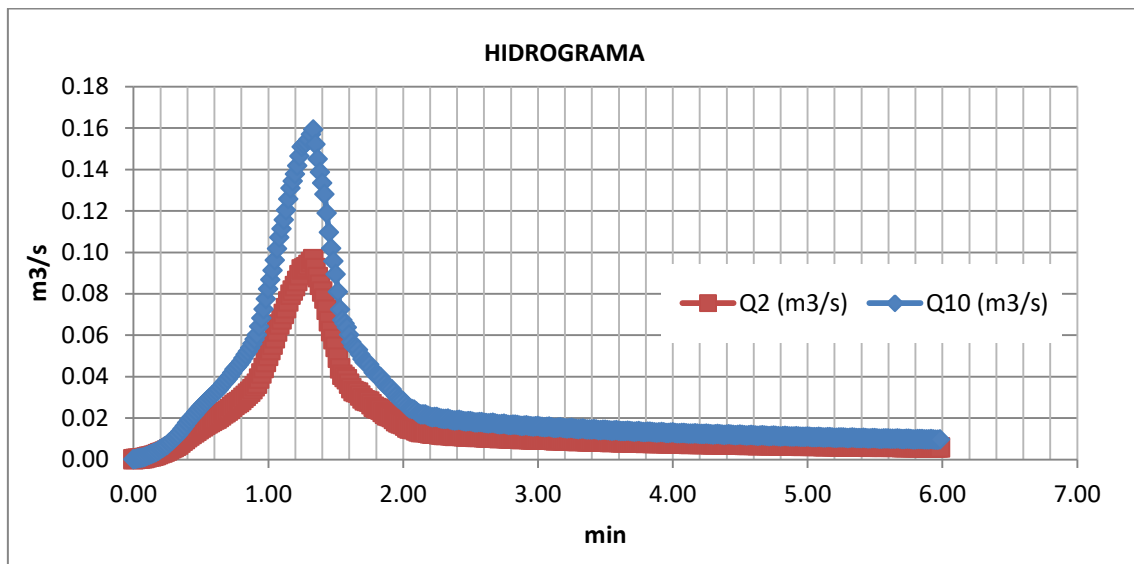
**Figura 7-6 Predio tipo**

En conclusión, para los predios frentistas al colector unitario se supone que los primeros 25 metros medidos desde la línea de propiedad, escurren superficialmente hacia Avenida Italia. El área restante de cada predio se supone que es captada y conducida al colector unitario.

### 7.3. ANEXO 3: modelación de diferentes alternativas para amortiguar caudales en las cunetas.

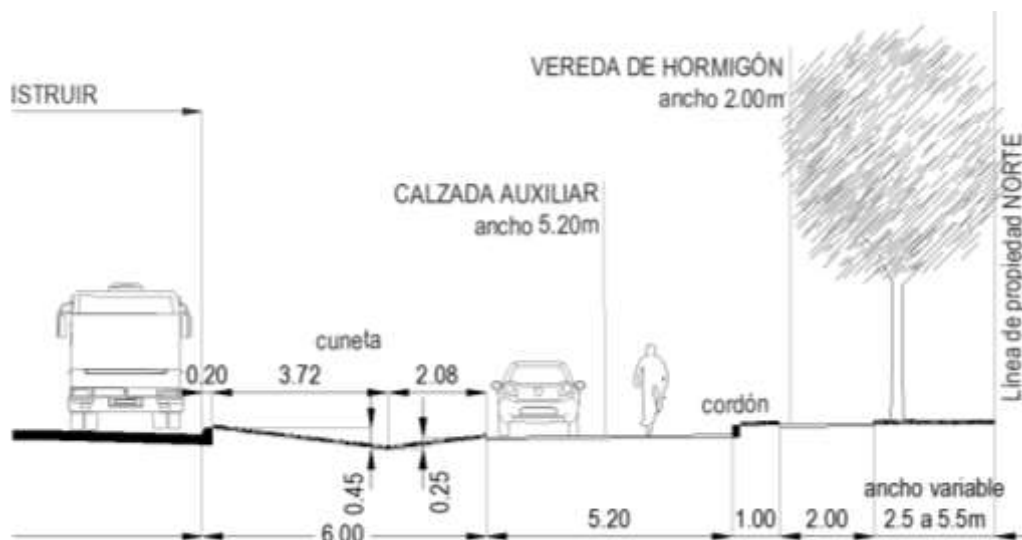
#### 7.3.1. Hipótesis

- Cuneta de 100 metros de largo
- Área cuenca 1 ha
- Pend. Longitudinal= 0.5%
- $C = 0.6$
- Manning pasto= 0.035
- Tormenta de la Intendencia de Montevideo, TC 15 min.



#### 7.3.2. Alternativas de cunetas

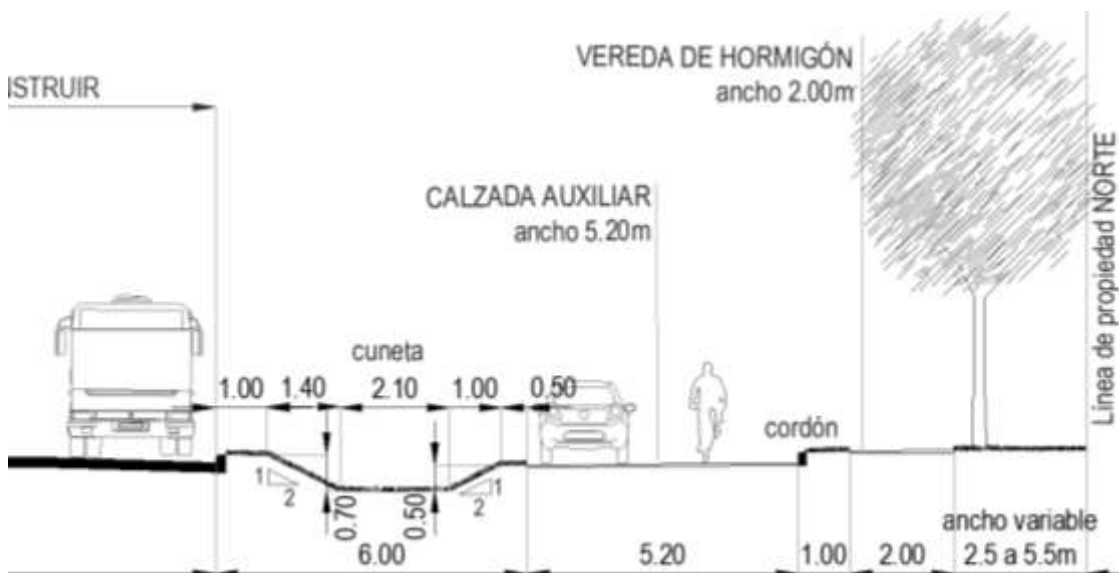
1. *Cuneta triangular chata*



Con una cuneta de 25 cm de profundidad, el caudal de lluvia de 160 l/s que corre por la cuneta es igual al caudal de salida, es decir que no sirve para amortiguar los caudales.

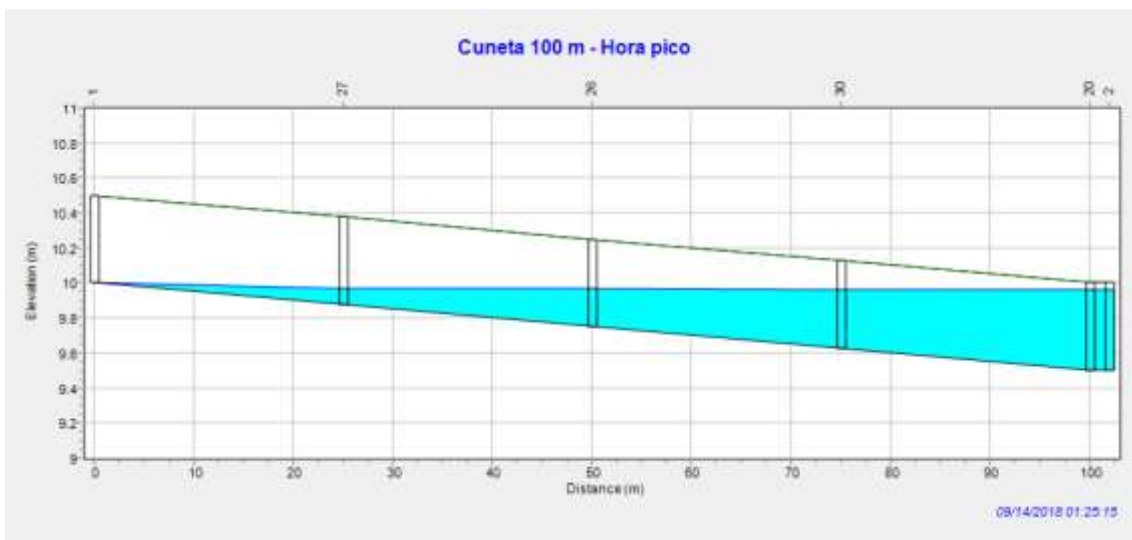
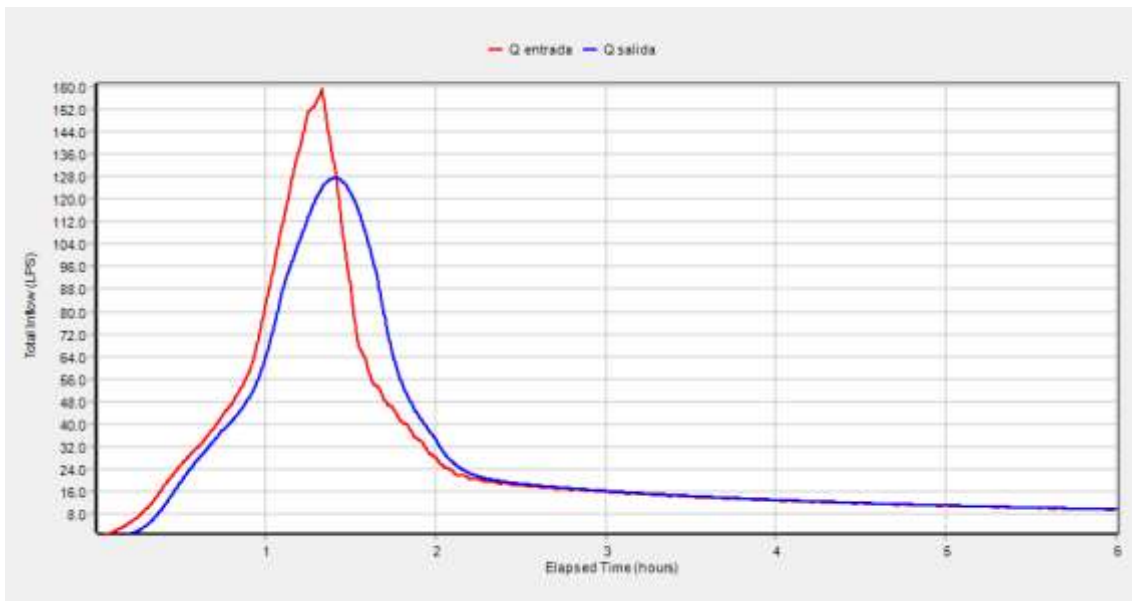
## 2. Cuneta trapezoidal 0.5 m de profundidad

Propuesta ideal desde perspectiva hidráulica.



## Hidrograma y perfil

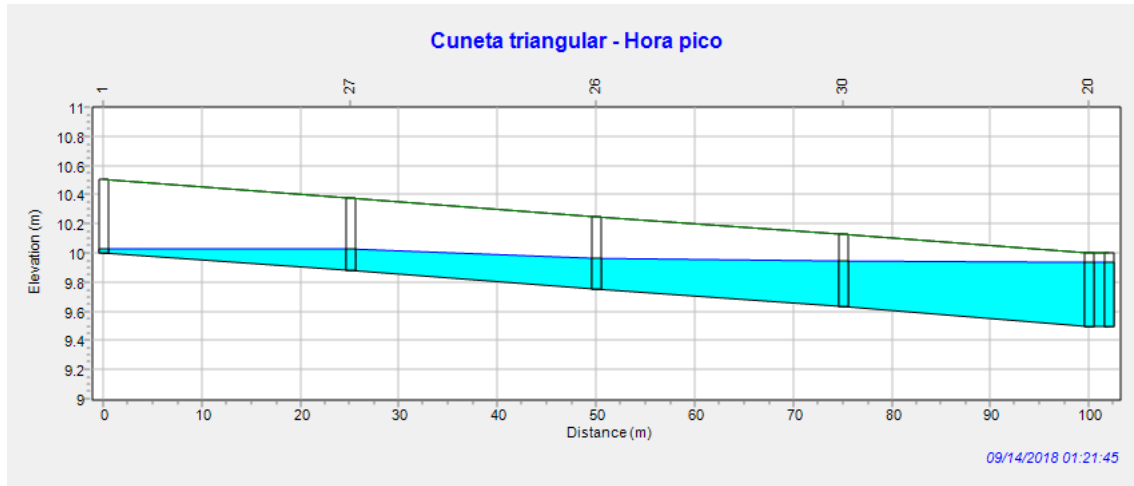
Orificio en la descarga de 0.32 m de diámetro.



### 3. Cuneta triangular 0.5 m de profundidad







#### 4. Otras alternativas

Se realizaron otras alternativas dejando las mismas dimensiones de cunetas y orificios que los supuestos anteriormente.

- Colocar intervenciones en la cuneta

Se realizaron 2 modelos. Intervenciones cada 25 metros y cada 50 metros.

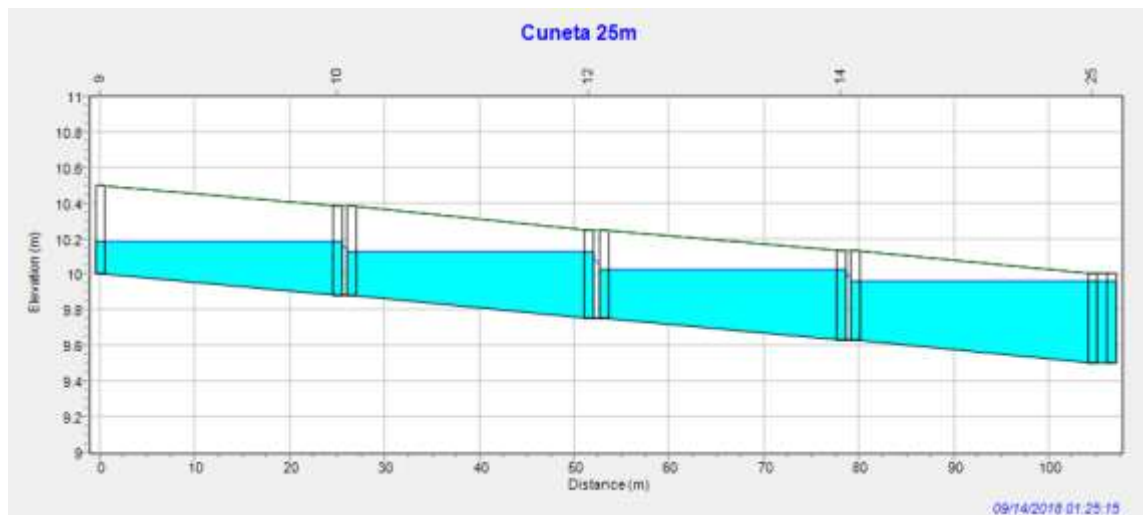
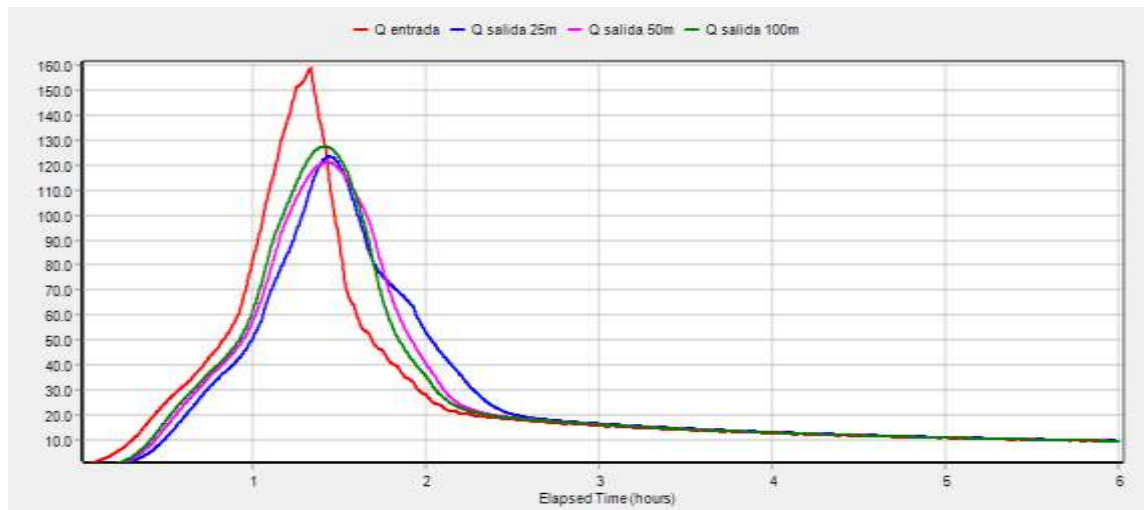
La intervención consiste en un bloqueo de la cuneta con un orificio en el fondo de la misma y un vertedero en la cima. Orificio de 0.25m y vertedero de 0.15m de altura, ubicado a 0.35 m del fondo.

Q salida 25 m corresponde al caudal de salida al final de la cuneta con intervenciones cada 25 metros.

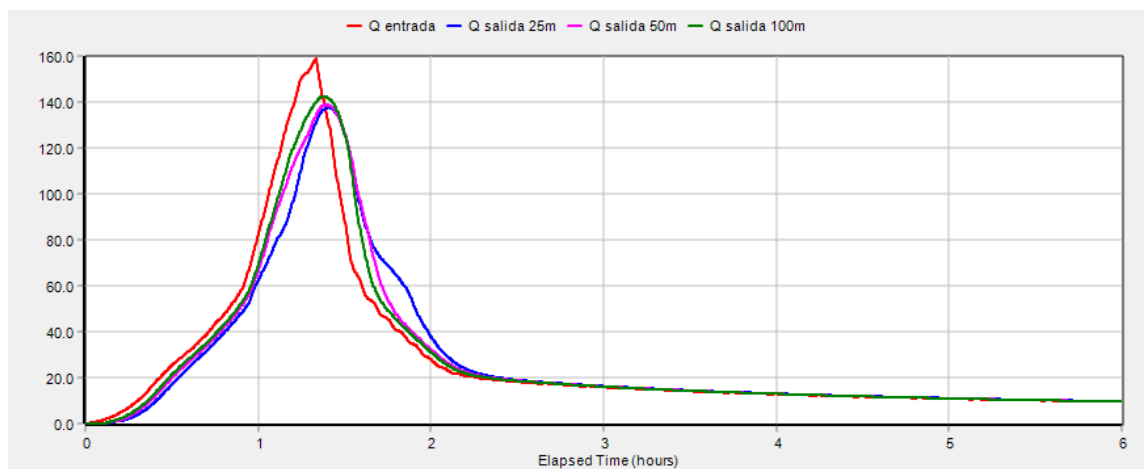
Q salida 50 m corresponde al caudal de salida al final de la cuneta con intervenciones cada 50 metros.

Q salida 100 m corresponde al caudal de salida al final de la cuneta sin intervenciones.

#### Cuneta trapezoidal de 0.5m de profundidad



### Cuneta triangular de 0.5 m de profundidad

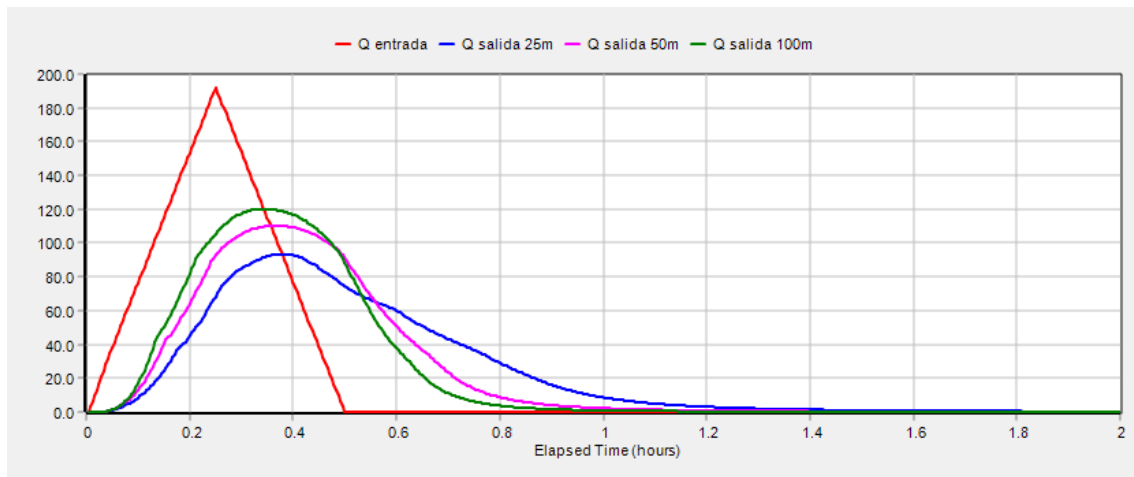




- Modelación con la lluvia del Método racional con intervenciones en la cuneta

### Cuneta trapezoidal

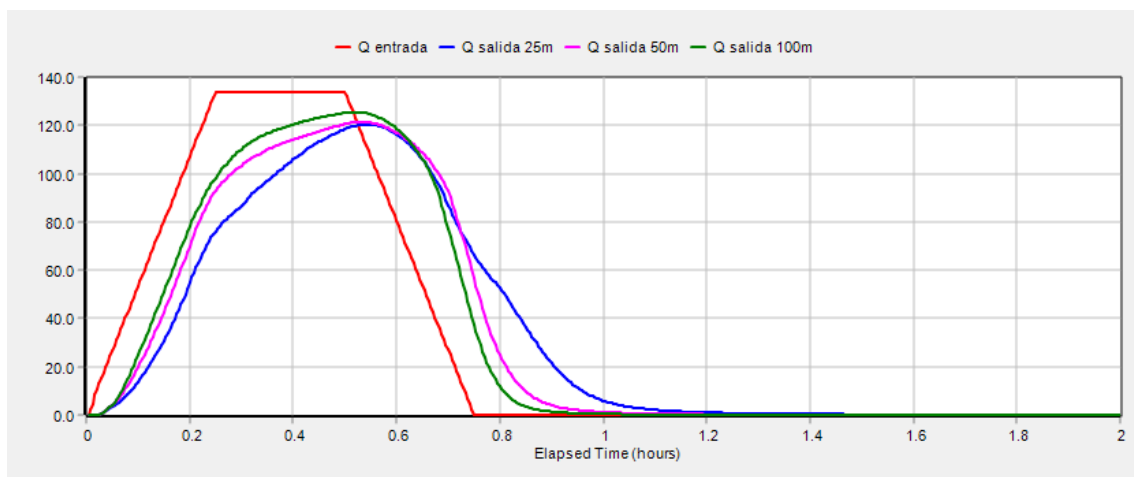
Tc= 15 min



- Modelación con la lluvia del Método racional modificado con intervenciones en la cuneta

### Cuneta trapezoidal

Tc: 15min



### 7.3.3. Resumen de caudales

En la tabla a continuación se pueden observar los caudales de entrada y salida de cada situación explicada anteriormente.

Tormenta	TR (años)	duración (min)	Q pico entrada (l/s)	Triangular			Trapezoidal		
				Q salida 100	Q salida 50	Q salida 25	Q salida 100	Q salida 50	Q salida 25
IM	10	15	160	142	139	137	127	121	124
IM	2	15	100	93	91	80	88	84	75
Racional	10	15	192	145	137	123	120	110	93
Racional M	10	15	134	125	121	120	125	122	123

La tabla a continuación muestra los porcentajes de amortiguación de la cuneta sin intervenciones.

Cuenta triangular	Cuneta trapezoidal
%amortiguado	%amortiguado
11%	21%
7%	12%
24%	38%
2%	7%

### 7.3.4. Modelo swmm

Q salida 100 m, Q salida 50 m y Q salida 25 m respectivamente.

