

# **INFORME COMPLEMENTARIO HIDRÓLOGICO E HIDRÁULICO**

**“Proyecto Canal Bareto II–Canalización,  
Rectificación y Obras de Arte”**

**Departamento Castellanos  
Provincia de Santa Fe**



# **EPROIN**

Estudios y Proyectos de Ingeniería

FEBRERO 2019

El siguiente informe tiene como objetivo dar respuesta a las observaciones realizadas por el **Ministerio de Infraestructura y Transporte – Secretaria de Recursos Hídricos – Subsecretaria de Estudio y Proyectos (Dirección General de Proyectos)** el día 02 de Enero de 2019 al expediente de referencia.

Las observaciones realizadas al expediente de referencia, en lo que respecta al análisis técnico del mismo, se encuentran numeradas y adjuntas al final de este informe.

### **Observaciones:**

**1; 2 y 3** Estos 3 puntos no se hacen objeciones a lo presentado.

3. Para determinar la duración de la Tormenta de Diseño (TD) se tuvo en cuenta el valor de Tiempo de Concentración calculado de la cuenca de aportes al Canal Barreto II, el cual tiene un valor de 7 hs aprox. Se adoptó una duración de la TD igual a 9 hs, igual al tiempo de concentración más un 20%. El aumento del tiempo es para compensar la reducción del tiempo de lluvia efectiva respecto al tiempo de lluvia observada, debido a las pérdidas iniciales (Infiltración, Intercepción vegetal y Almacenamiento superficial) **(Ver Pág. 10 a 15 “Informe Hidrológico Hidráulico”)**.
4. Teniendo en cuenta que el área de la cuenca de aportes del canal Barreto II es mayor a 10 km<sup>2</sup> se considera aplicar el denominado abatimiento areal de tormentas, para esto la metodología utilizada para estimar su valor fue extraída de bibliografía Ven Te Chow pág. 464 “Curvas profundidad-área para reducir precipitación puntual con el fin de obtener valores promedio en el área” (OMM, 1983) **(Ver Pág. 12 “Informe Hidrológico Hidráulico”)**.
5. El parámetro K representa el tiempo de retardo (o coeficiente de almacenamiento) de cada subcuenca. En general, K varía aproximadamente entre 0.50 a 0.80 del tiempo de concentración. Para cuencas urbanas, K se aproxima a 0.50-0.60 del tiempo de concentración, en cambio, para cuencas rurales, donde la atenuación de los caudales es más acentuada, se adoptó considerar K para este tipo de sistema como 0.80 del tiempo de concentración de cada subcuenca.

6. Con respecto al planteo de la traza alternativa, es decir, por el bajo natural existente, se realizo por este sector debido al que el Comité de Cuenca Castellano Zona Sur, lo solicito por el mismo, argumentado que se adaptaron al Memorándum N° 02/2017, emitido por la Subsecretaria de Obras y Gestión Territorial el día 19 de Diciembre 2017. Se adjuntan el mismo, además, se presentan los permisos de pasos de los propietarios donde pasaría el canal planteado.
  
7. Se realizó el diseño y verificación de las alcantarillas propuestas (Alcantarilla 1 a 6) en el modelo HEC-RAS. Se puede observar el correcto funcionamiento de las mismas con el objetivo de que las luces de las obras de arte para las recurrencias de diseño permitan que el flujo escurra libre. Para esto último se tuvo en cuenta el ancho de fondo y superficial del canal en cada sección, como así también su profundidad, la cota de rasante y de calzada existente **(Ver Págs. 30 a 37 “Informe Hidrológico Hidráulico”)**.

## Índice

1. INTRODUCCIÓN .....	4
2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	4
3. RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES.....	6
4. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS .....	7
4.1. TORMENTA DE DISEÑO.....	8
- Recurrencia de la tormenta de diseño.....	9
- Intervalo o paso de tiempo del hietograma (dt) .....	10
- Distribución de cantidades máximas .....	10
- Duración de la tormenta.....	10
- Distribución areal.....	11
4.2. SIMULACIÓN HIDROLÓGICA .....	16
5. MODELACION HIDRODINAMICA – MODELO HEC-RAS.....	29
6. OBRAS DE ARTE .....	35
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	37

## **1. INTRODUCCIÓN**

El objetivo del presente proyecto es el estudio Hidrológico e Hidráulico para resolver el funcionamiento hidráulico del Canal Barreto II y de las obras de arte que dan continuidad al flujo hidráulico, correspondientes de acuerdo a los requerimientos de la Provincia de Santa Fe.

El estudio topográfico utilizado para la realización de este proyecto fue realizado por el mismo organismo que suscribe este informe. Además se consultó antecedentes existentes de otros proyectos en el Centro de Documentación del Ministerio de Infraestructura de la Provincia de Santa Fe.

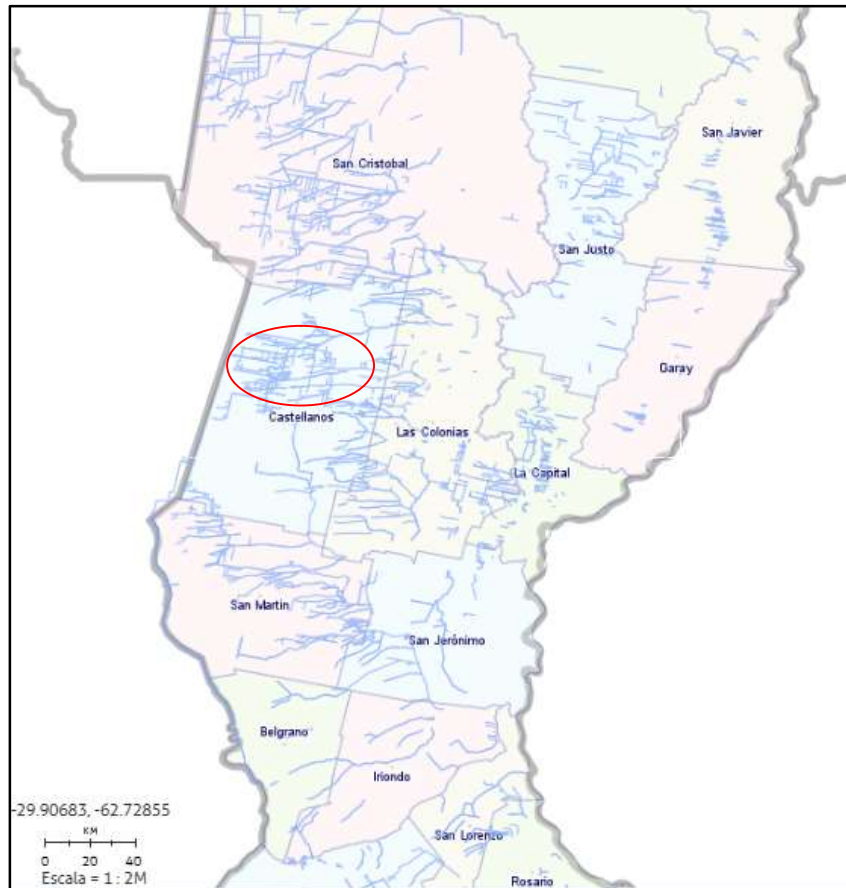
Una vez identificada el área de aporte, se aplicó un modelo de transformación lluvia-caudal (HEC-HMS) y posteriormente un modelo hidrodinámico unidimensional (HEC-RAS), ambos softwares de uso libre.

En consecuencia, resulta necesario adecuar su sección hidráulica y sus obras de arte, que en vista de lo sucedido en los últimos años, resultan insuficientes para conducir los caudales que se generan en la cuenca cuando se registran lluvias de mediana y alta intensidad.

## **2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO**

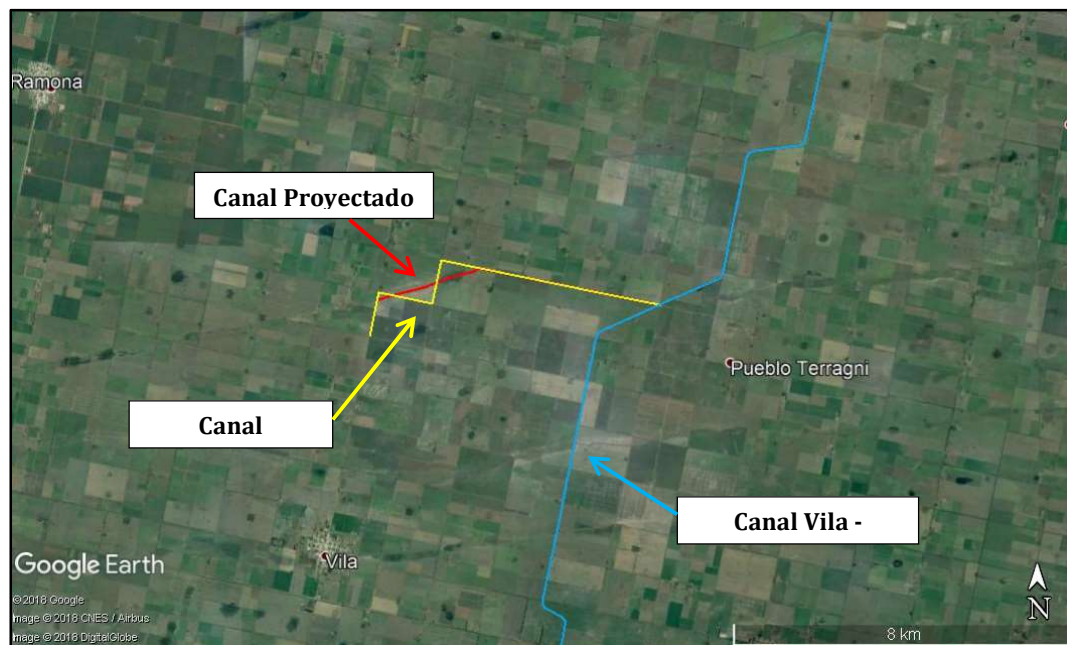
El proyecto se localiza en jurisdicción del distrito de Castellanos, Provincia de Santa Fe, aproximadamente a 28 km al este de Rafaela y a 112 Km de la capital provincial (**Ver Figura N° 1**).

El “**Canal Barreto II**” pertenece al Comité Cuenca Castellanos Sur, el cual tiene sus nacientes en la zona rural al norte de la Localidad de Vila. Su traza recorre el bajo natural y luego se continúa con el Canal Vila - Cululú existente para desembocar finalmente en el Canal Cañada Sunchales.



**Figura N° 1:**Ubicación del sector de estudio en el Departamento Castellanos.

En la siguiente **Figura N° 2** se puede observar cómo se dispone el Canal Barreto II existente, en color amarillo, su nueva traza en color rojo, y la descarga al canal Vila - Cululú en celeste:



**Figura N° 2:** Ubicación de la Traza Proyectoada y Canal Existente Canal Barreto II (© 2018 Google).

La extensión del Canal Barreto II existente es de 8.55 (Km) aproximadamente. Se plantea definir una nueva traza para los primeros 4.25 (km), con una nueva longitud de 2.60 (km) y de esta manera evacuar los excedentes hídricos almacenados en los bajos naturales. Por lo tanto, la longitud total de la traza a estudiar es de 6.85 (km), con un total de 4 alcantarillas existentes, que cruzan caminos rurales y/o caminos internos de campos privados.

### 3. RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

- *Plan Director de los Recursos Hídricos Provincia Santa Fe Región III (Ministerio de Aguas Servicios Públicos y Medio Ambiente); Instituto Nacional del Agua, Año 2012.*
- *Sitio Web - <https://www.santafe.gov.ar/idesf/visualizador/>*
- *Biblioteca del Ministerio de Infraestructura y Transporte.*
- *Ministerio de Infraestructura y Transporte, Secretaría de Recursos Hídricos – Subsecretaría de Estudios y Proyectos.*
- *Se utilizaron escenas del sensor TM (Thematic Mapper) de la plataforma satelital LANDSAT V de la NASA, imágenes obtenidas de la Comisión Nacional Aeroespacial (CONAE).*

#### **4. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS**

La subcuenca denominada “Vila - Cululú” cubre un área de aproximadamente 1931.50 Km<sup>2</sup>, esto representa el 28 % del área total de la cuenca del Arroyo Cululú.

Se inserta en el Departamento Castellanos y parte de la Provincia de Córdoba. Las principales localidades existentes en su área de aporte son San Francisco, Frontera, Freyre, Josefina, y San Antonio.

Limita al norte con la Subcuenca Cañada Sunchales, al oeste con el sistema de Morteros, al Este con la subcuenca Las Prusianas y al Sur con la cuenca del arroyo Colastiné.

Las cotas máximas, del orden de los 115 m IGN, se encuentran en la cabecera de la subcuenca próxima al límite suroeste y las mínimas, del orden de los 95m IGN próximas al cierre de la cuenca en el Canal Cañada Sunchales.

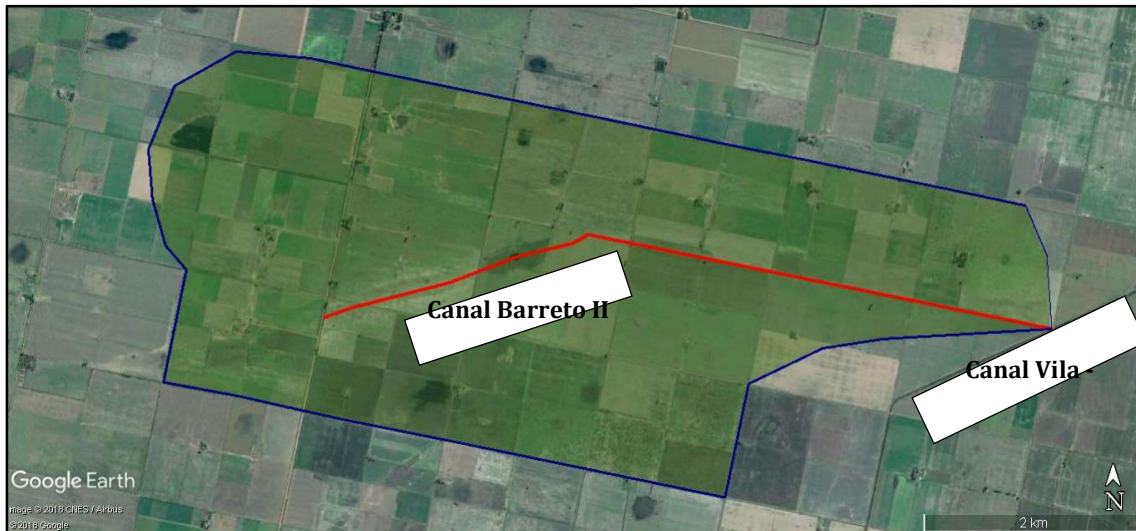
El sector de estudio está ubicado al norte de la subcuenca, es decir, en la cuenca baja. Las cotas máximas son cercanas a 101.25 m IGN y el canal desemboca en el Vila - Cululú con cota aproximada de 98.70 m IGN de terreno natural.

La pendiente media de la cuenca de aportes al canal es del orden de 0.0003 m/m.

El sector destinado a la nueva traza del Canal Barreto II presenta un desnivel de 60 cm en una longitud de 2.5 km, originando que esta porción del área de estudio cuente con un muy bajo potencial de escurrimiento hídrico de los excedentes pluviales, por esta razón naturalmente se presenta como un área de almacenamiento.

El cuenca de aportes canal Barreto II fue trazada teniendo en cuenta las curvas de nivel y la red de drenaje existente, es decir, considerando la existencia de canales internos y la pendiente regional.

A continuación, en la **Figura N° 3**, se presenta el área de aportes de excedentes hídricos al canal Barreto II:



**Figura N° 3:** Desarrollo de cuenca de aporte a Canal Barreto II.

#### **4.1. TORMENTA DE DISEÑO**

La determinación de la denominada “tormenta de diseño” a ser utilizada en la verificación y dimensionamiento de obras de ingeniería o en el diseño de medidas no estructurales no constituye un procedimiento estandarizado, si bien existen una serie de pautas y recomendaciones a tener en cuenta para su adopción. La elección del procedimiento a utilizar depende fundamentalmente:

- De la información de lluvias disponible
- Del tamaño de la cuenca de aportes
- Del tipo de obra y su importancia

La “tormenta de diseño”, también denominada “tormenta de proyecto” tiene como sus denominaciones lo indican, una finalidad netamente ingenieril y su adopción tiene en cuenta el uso a realizar de la misma, pudiendo por lo tanto diferir aun para un mismo sitio según los requerimientos y condiciones de aplicación.

**- Recurrencia de la tormenta de diseño**

La Recurrencia de la tormenta de diseño en años implica asumir una determinada probabilidad anual de que los valores adoptados sean superados, y está asociada al tamaño de las obras a proyectar y a las consecuencias esperadas de que su capacidad sea excedida. Constituye por lo tanto una toma de decisión que involucra la justificación económica del proyecto y significa el grado de riesgo que se está dispuesto a asumir.

La recurrencia a adoptar para diseño y verificación están en función de la obra de arte en cuestión y/o del tipo de canalización, según lo expuesto por el Ministerio de Infraestructura y Transporte (MIT) de la Provincia de Santa Fe “REQUERIMIENTOS MÍNIMOS PARA LA ELABORACIÓN DEL PROYECTOS EJECUTIVOS” en el apartado 5.1.2. *Criterios para el dimensionamiento de las obras de arte*. A continuación, se muestran a modo resumen las distintas recurrencias afectadas a distintos tipos y lugares de la obra de desagüe:

RECURRENCIAS A ADOPTAR EN PROYECTOS DE OBRAS DE ARTE <sup>(1)</sup>							
CATEGORÍA	TERRAPLÉN		PUENTE			ALCANTARILLA	
	Caudal de diseño	Caudal de verificación	Caudal de diseño de luz	Caudal de verificación		Caudal de diseño	Caudal de verificación <sup>(4)</sup>
				Luz	Fundaciones		
Autopistas y Autovías <sup>(2)</sup>	100	500 <sup>(3)</sup>	100	500 <sup>(3)</sup>	500 <sup>(3)</sup>	50	100
Rutas de calzada pavimentada <sup>(2)</sup>	50	100	50	100	500 <sup>(3)</sup>	25	50
Rutas de calzada natural <sup>(2)</sup>	25	50	25	50	500 <sup>(3)</sup>	10	25
Camino comunal <sup>(2)</sup>	10	25	10	25	100	5	10
Ferrocarriles	---	---	50	100	---	25	50

**Figura N° 4:** Recurrencias a utilizar según el tipo y lugar de la obra a ejecutar (Fuente: Ministerio de Infraestructura y transporte).

<sup>(1)</sup> Estos valores están sujetos a modificación conforme a tramitaciones en curso entre la Secretaría de Aguas y la Dirección Provincial de Vialidad

<sup>(2)</sup> Las recurrencias indicadas son las que constan en la Resolución N° 598 (15/06/11) de la D.P.V.

<sup>(3)</sup> Es la recurrencia adoptada por la Norma AASTHO “Especificaciones para diseño de puentes”. Como alternativa se podrá utilizar como caudal de verificación el valor que resulte de multiplicar el caudal de recurrencia 100 años por un factor de 1,7 según criterio de la FHWA-USA (Resolución N° 598 de la D.P.V.)

**- Intervalo o paso de tiempo del hietograma (dt)**

Se procura siempre definir los valores de lluvia de diseño para “dt” lo más pequeños posibles para lograr una eficiente aplicación de los modelos de transformación (Lluvia - Caudal) y de los modelos de tránsito de crecidas en canales y en superficie.

**- Distribución de cantidades máximas**

Las tormentas reales presentan en general patrones de distribución temporal que es variable en función de la duración total de la misma y que suele ser bastante diferente en tormentas cortas de unas pocas horas con respecto a tormentas de varias horas o días.

Las tormentas de diseño son tormentas sintéticas provenientes del análisis de frecuencia y por lo tanto adoptan un patrón de distribución previamente establecido.

**- Duración de la tormenta**

La misma se adopta en función del tamaño y tiempo de concentración estimado del área de aportes, razón por la cual difiere generalmente de una cuenca a otra.

Teniendo en cuenta que en los estudios realizados por el INA para la ejecución del **“PLAN DIRECTOR DE LOS RECURSOS HIDRICOS DE LA PROVINCIA DE SANTA FE - INFORME 2 - DIAGNOSTICO DE LA REGION III, CUENCAS DE LOS ARROYOS MONJE, COLASTINÉ Y DE LOS PADRES - TOMO I - CUERPO PRINCIPAL - Febrero 2012”**, la ecuación de Dooge fue una a las que se recurrió para obtener los tiempos de concentración de cuencas similares.

$$T_c = 21.88 \frac{A^{0.41}}{S_c^{0.17}}$$

Donde

$A$  es el área de la Cuenca (Km<sup>2</sup>)

$S_c$  es la pendiente promedio de la cuenca (m/m)

Subcuenca	Area (Km <sup>2</sup> )	Area (ha)	Longitud (Km)	Δh (m)	S (m/m)	Tc (minutos)	Tc (horas)	CN	Tlag
SC APORTES	20.65	2065	8.4	2.50	0.00030	416.04	6.93	55	250

**Tabla N° 1:** Tiempo de concentración de cuenca adoptada para el Canal Barreto II.

### - Distribución areal

Las tormentas reales poseen una variación espacial que resulta más notoria cuanto mayor es el área analizada pero que además cambia permanentemente durante la tormenta y puede resultar totalmente diferente de tormenta a tormenta.

Para el cálculo de las lluvias de diseño y verificación asociada a recurrencias de interés se tomó las curvas IDF de la Ciudad de Rafaela la cual fue calculada con los registros hasta el año 2008, (1970 – 2008).

Las curvas se logran a partir del ajuste de las intensidades de lluvia a una expresión de Sherman de cuatro parámetros, definida por la siguiente expresión de la intensidad i:

Dónde:

i: Intensidad de precipitación en mm/h.

Tr: Período de retorno en años.

d: Duración de la precipitación en minutos.

K, m, n, c: Parámetros.

$$i = \frac{K \cdot T_r^m}{(d + c)^n}$$

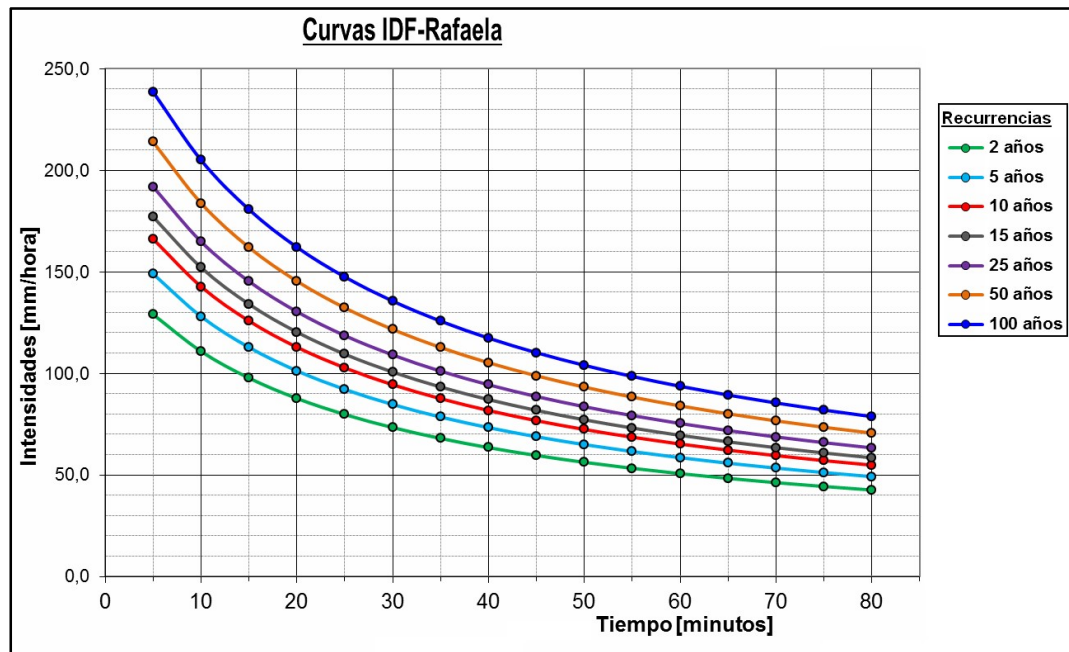
Se determinan para la estación por Regresión Múltiple valores de los referidos parámetros para los datos de la Estación Rafaela:

$$K = 1214,9 \quad c = 17,478 \quad m = 0,15713 \quad n = 0,7555.$$

La expresión de Intensidad i de Sherman, para la Ciudad de Rafaela es:

$$i = \frac{1214,9 \cdot T_R^{0,15713}}{(D + 17,478)^{0,75550}}$$

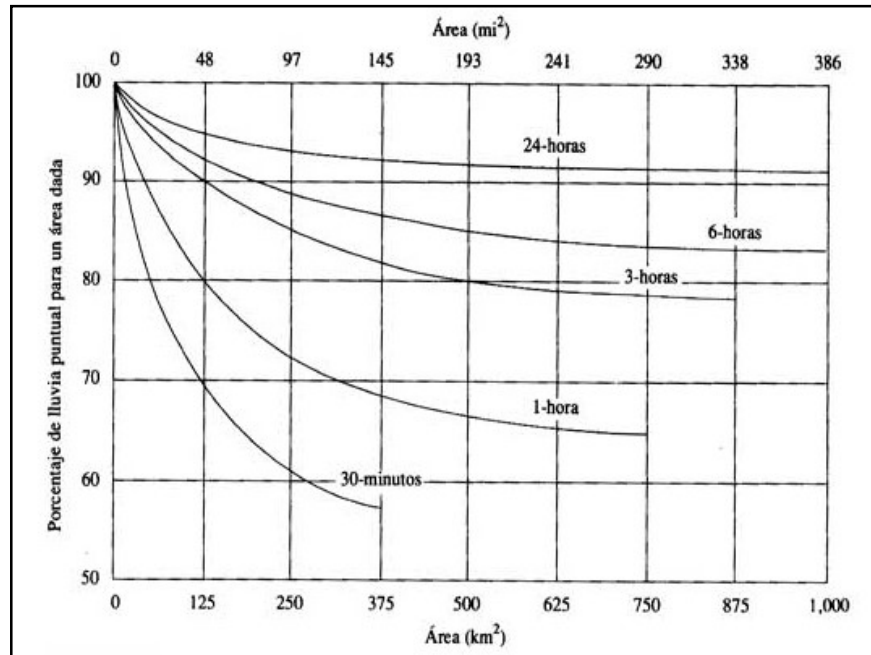
La gráfica siguiente muestra la curva IDF obtenida para la **ESTACIÓN INTA RAFAELA**:



**Figura N° 5:** Curvas IDF de la Ciudad de Rafaela (1970-2008).

A partir del cálculo del tiempo de concentración de la cuenca, se adoptó una duración de la tormenta de diseño igual a **9 h** y un paso de tiempo de 1 hora para las distintas recurrencias de interés. Esto es aproximadamente el tiempo de concentración más un 20%, donde el aumento es para compensar la reducción del tiempo de lluvia efectiva respecto al tiempo de lluvia observada debido a la pérdida inicial. El método utilizado para confeccionar la distribución temporal es del de Bloques Alternos.

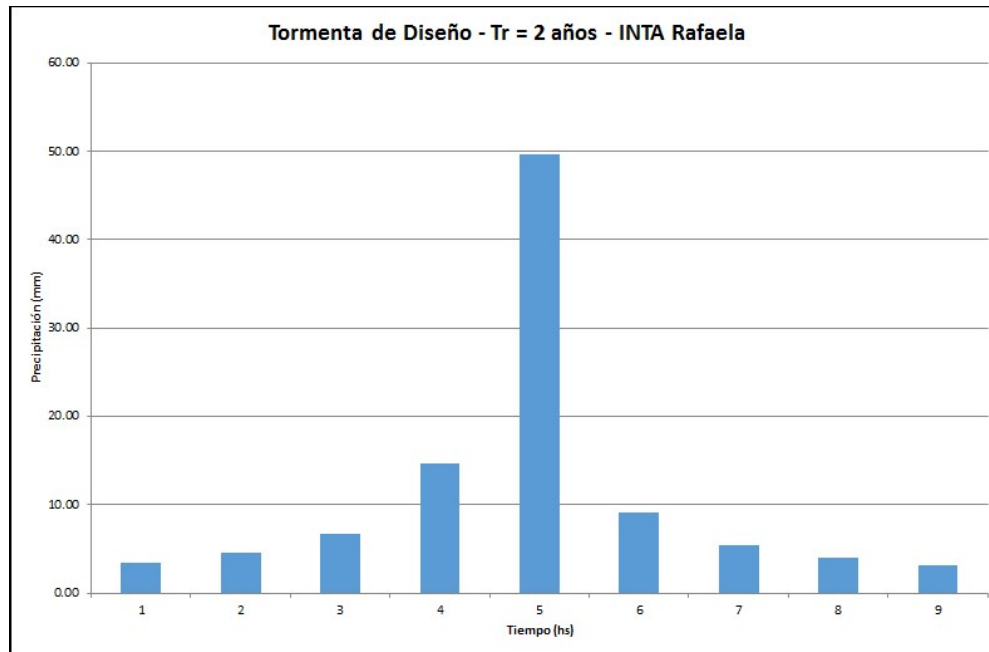
Con respecto al análisis de frecuencia para la precipitación sobre un área no se encuentra tan desarrollado como el análisis de precipitación puntual. Ante la falta de información sobre la verdadera distribución de probabilidad de la precipitación promedio sobre un área, usualmente se extienden estimativos de precipitación puntual para desarrollar unas profundidades promedio de precipitación sobre un área. La estimación de la precipitación sobre el área puede ser centrada alrededor de la tormenta o fijada localmente. En la **Figura N° 6** se muestran curvas para calcular profundidades de precipitaciones promedio sobre un área como un porcentaje de los valores de precipitación puntual.



**Figura N° 6:** Curvas profundidad – área para reducir precipitación puntual con el fin de obtener valores promedio en el área. (Fuente: Organización Meteorológica Mundial, 1983; originalmente publicada en el *Technical Paper 29, U.S. Weather Bureau, 1958*).

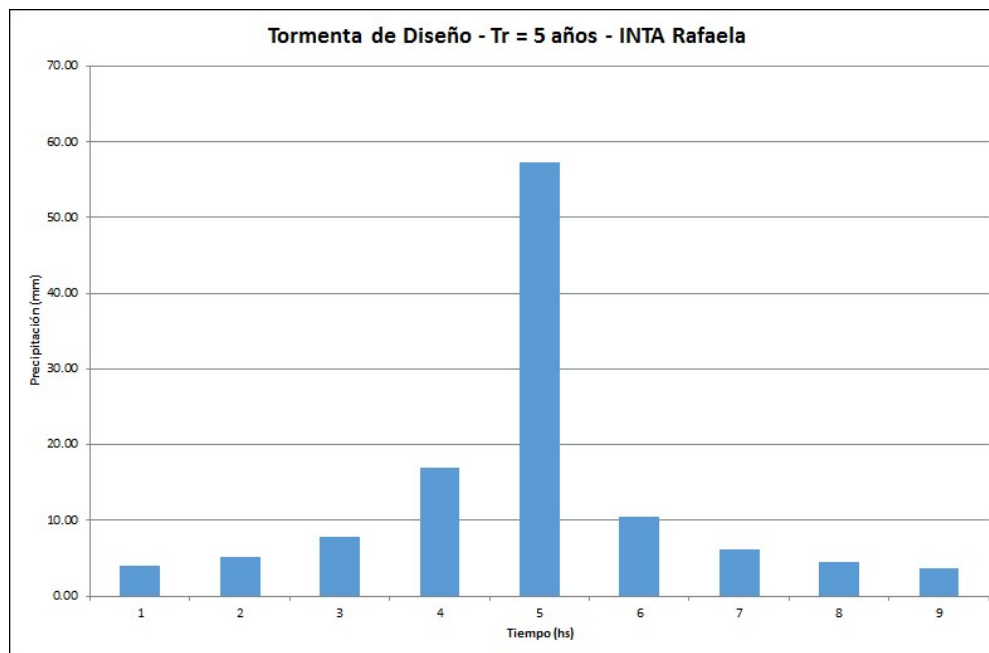
Las relaciones profundidad – área para diferentes duraciones, tales como las que se muestran en la **Figura N° 6**, se deduce para nuestro caso en particular que tenemos una superficie aproximada de 21.30 (Km<sup>2</sup>), utilizaremos un coeficiente de abatimiento areal de 0.98, para utilizar en nuestro diseño de tormenta, que se muestran a continuación. (**Ver Figura N° 7, 8, 9**).

En la **Figura N° 7** se muestra la tormenta de diseño utilizada correspondiente a una duración de 9 (hs), para 2 años de recurrencia.



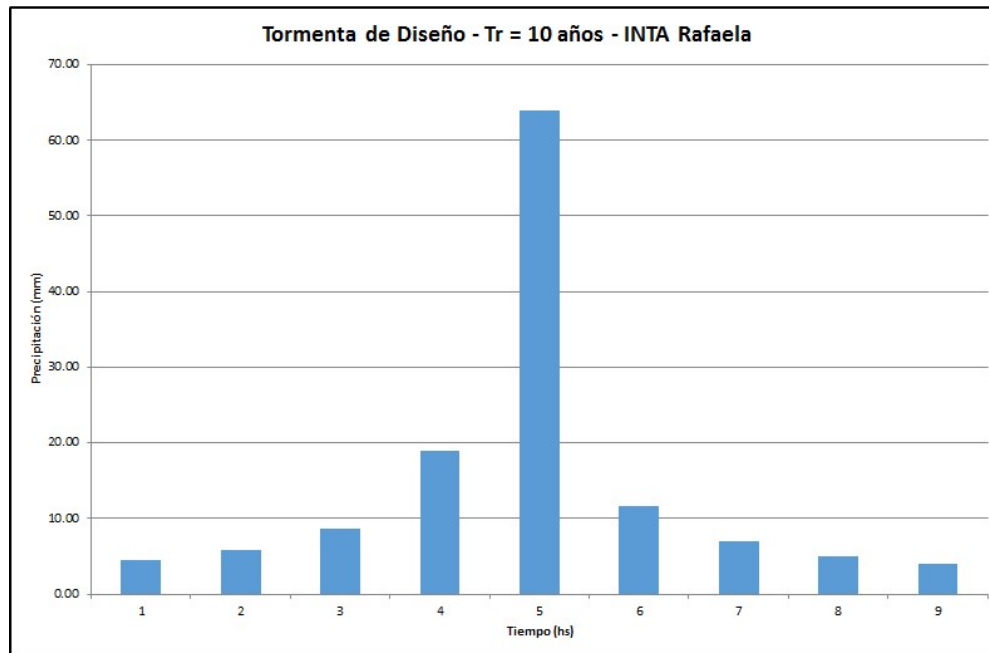
**Figura N° 7:** Tormenta de diseño para 9 (hs) de duración y 2 años de recurrencia.

En la **Figura N° 8** se muestra la tormenta de diseño utilizada correspondiente a una duración de 9 (hs), para 5 años de recurrencia.



**Figura N° 8:** Tormenta de diseño para 9 (hs) de duración y 5 años de recurrencia.

En la **Figura N° 9** se muestra la tormenta de diseño utilizada correspondiente a una duración de 9 (hs), para 10 años de recurrencia.



**Figura N° 9:** Tormenta de diseño para 9 (hs) de duración y 10 años de recurrencia.

#### **4.2. SIMULACIÓN HIDROLÓGICA**

Para la simulación hidrológica de la cuenca se aplicó el software HEC- HMS. El mismo permite representar adecuadamente el comportamiento hidrológico de una cuenca, mediante una representación esquemática de la misma, reflejando de la mejor manera, su morfología y las características de su red de drenaje. En dicha representación esquemática se utilizan generalmente diversos tipos de elementos, dentro de los cuales se desarrollan los procesos hidrológicos.

Los distintos tipos de elementos que incluye el programa son:

- **Subcuenca:** se caracteriza porque no recibe ningún flujo entrante y da lugar a un único flujo saliente, que es el que se genera en la subcuenca a partir de los datos meteorológicos, una vez descontadas las pérdidas de agua, transformado el exceso de precipitación en escorrentía superficial y añadido el flujo base.

- **Tramode cauce:** Se caracteriza porque recibe uno o varios flujos entrantes y da lugar a un solo flujo saliente. Los flujos entrantes, que provienen de otros elementos de la cuenca, tales como subcuencas u otros tramos de cauce, se suman antes de abordar el cálculo del flujo saliente. Este tipo de elementos se suele utilizar para representar tramos de ríos o arroyos en los que se produce el tránsito de un determinado hidrograma.

- **Embalse:** Es un tipo de elemento que recibe uno o varios flujos entrantes, procedentes de otros elementos y proporciona como resultado del cálculo un único flujo saliente. Se utiliza para poder representar fenómenos de laminación de avenidas en lagos y embalses.

- **Confluencia:** Se caracteriza porque recibe uno o varios flujos entrantes y da lugar a un solo flujo saliente, con la particularidad de que el flujo saliente se obtiene directamente como suma de los flujos entrantes, considerando nula la variación del volumen almacenado en la misma. Permite representar la confluencia propiamente dicha de ríos o arroyos, aunque ello no es imprescindible, ya que los flujos entrantes pueden proceder también de subcuencas parciales.

- **Derivación:** Este tipo de elemento se caracteriza porque da lugar a dos flujos salientes, principal y derivado, procedentes de uno o más flujos entrantes. Se puede utilizar para representar la existencia de vertederos laterales que derivan el agua hacia canales o zonas de almacenamiento separadas del cauce propiamente dicho.

- **Fuente:** Junto con la subcuenca, es una de las dos maneras de generar caudal en el modelo de cuenca. Se suele utilizar para representar condiciones de contorno en el extremo de aguas arriba y el caudal considerado puede proceder del resultado del cálculo efectuado en otras cuencas.

• **Sumidero:** Recibe uno o varios flujos entrantes y no da lugar a ningún flujo saliente. Este tipo de elemento puede ser utilizado para representar el punto más bajo de una cuenca endorreica o el punto de desagüe final de la cuenca en cuestión. La combinación de estos tipos de elementos, con las adecuadas conexiones entre ellos, constituye finalmente la representación esquemática de la cuenca total (modelo de cuenca).

Los elementos descriptos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos que se producen en la cuenca.

Los principales modelos del programa son:

- **Modelos que estiman el volumen de escurrimiento: CN (SCS), Green y Ampt y Modelo Continuo de Humedad de Suelo (SMA).**
- **Modelos para el cálculo del escurrimiento directo: Hidrograma Unitario Sintético de Snyder, Hidrograma Unitario Sintético de Clark y Hidrograma Adimensional del SCS, Onda Cinemática.**
- **Modelos de Flujo Base: Recesión Exponencial y Reservorio Lineal.**
- **Modelos de Tránsito de crecidas en la red de canales: Onda Cinemática, Modelo de Puls, Método de Muskingum y Método de Muskingum Cunge**

En este trabajo el modelo de cuenca se realizó en base a un esquema de subdivisión de la cuenca. Para determinar el área de aporte se utilizaron cartas topográficas del I.G.N. en Escalas 1:50.000 y 1:100.000, imágenes satelitales Landsat 7 y antecedentes consultados. Para definir las secciones de control, y las consecuentes subcuencas, se adoptó el criterio de asumir cada alcantarilla como cierre de subcuenca, y de esta manera, facilitar la verificación de las mismas posteriormente.

Para determinar los límites de cada subcuenca se tuvo en cuenta el sentido de escurrimiento general del área, rutas y caminos que intervienen en la dinámica hídrica natural, así como también la presencia de canales y cunetones excavados que recolectan los excedentes hídricos y los derivan.

A los fines de su representación en el HEC-HMS, se tomó cada segmento de cuenca como representativo de una subcuenca. En función de lo explicitado anteriormente y a partir de los datos disponibles para la cuenca bajo estudio, se procedió a construir la representación esquemática de la cuenca en el programa HEC- HMS.

El esquema quedó conformado por un total de **5 subcuencas, 4 tramos de cauce y 5 confluencias**, entre ellas, la descarga al Canal Vila - Cululú. Las flechas en los tramos de cauce indican sentido de escurrimiento (**ver Figura N° 10 y N° 11**).

Una vez construido el esquema topológico, se procedió a introducir los datos para cada tipo de elemento. Para cada subcuenca se introdujeron sus parámetros geométricos, se definieron los métodos para el cálculo de las pérdidas y la transformación de la lluvia en escurrimiento. No se consideró flujo base.

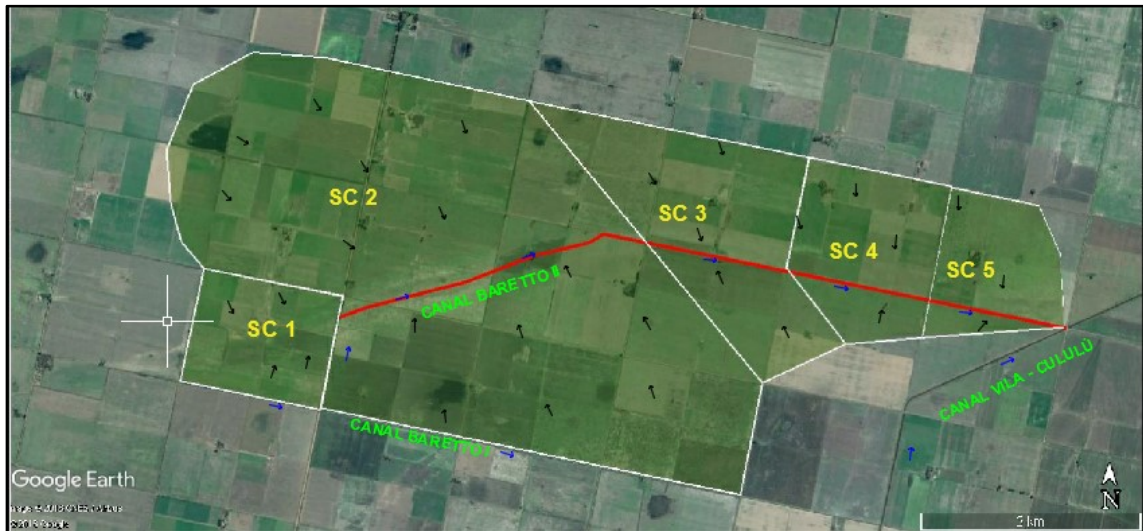
Como método de cálculo de las pérdidas, se adoptó el método del Número de Curva. Para ello, se tuvo que ingresar además el número de curva (CN=55), el valor de la pérdida inicial (según el SCS  $I_a = 0.20 \times S$ , por lo que tomamos un 20% de la retención o pérdida potencial [mm]) y el porcentaje de área impermeable (que como estamos en presencia de cuencas rurales, se consideró nulo).

Como método de transformación lluvia-caudal, se utilizó el método del Hidrograma Unitario del SCS. Para ello hubo que especificar el valor del Lag Time (estimado como el 80% del tiempo de concentración) y el Factor de Coeficiente al Pico (**Ver Tabla N° 4**).

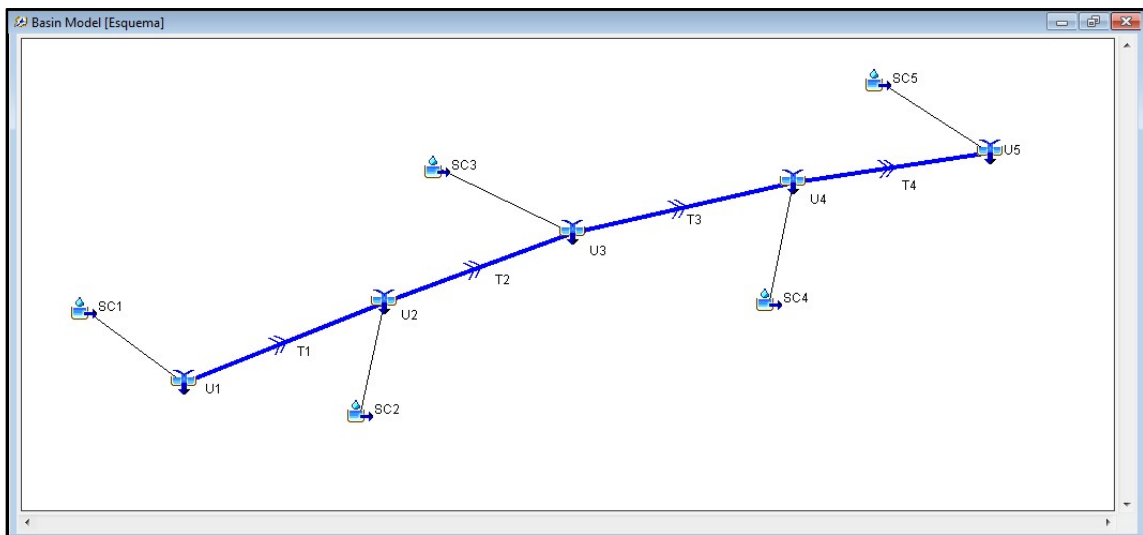
Para cada tramo de cauce se especificó el método de Tránsito o Ruteo. Se eligió el método de Muskingum, por lo que hubo que ingresar los valores de los K en horas (que varían en 2 y 5 horas, los mismos se determinaron a partir de la relación entre la longitud del tramo de canal y la celeridad de la onda en el canal) y x. El valor de x se fijó en 0.25.

Subcuenca	Sección de Control	Area (Km2)	Longitud (km)	Long. Cauce (km)	$\Delta H$ (m)	S (m/m)	CN	DOOGE		HU SCS
								Tc (min)	Tc (hs)	K (min)
SC1	Alcantarilla 6	1.94	1.15	1.67	1.15	0.00100	55	147.0	2.4	118
SC2	Alcantarilla 3	12.34	4.50	2.89	2.00	0.00044	55	313.8	5.2	251
SC3	Alcantarilla 2	3.05	1.34	1.33	0.54	0.00040	55	176.9	2.9	142
SC4	Alcantarilla 1	1.84	1.38	1.29	0.30	0.00022	55	143.7	2.4	115
SC5	Descarga Vila - Cululú	1.39	1.27	1.26	0.15	0.00012	55	128.3	2.1	103

**Tabla N° 2:**Datos de la subcuencas.



**Figura N° 10:** Determinación de las subcuencas para cada sección de control.



**Figura N° 11:** Esquema topológico de la cuenca de aportes del Canal Barreto II.

En la siguiente tabla se puede apreciar los caudales obtenidos por el HEC – HMS, para las distintas subcuencas planteadas (Alcantarillas existentes) **(Ver Tabla N° 3)**.

Resultados HEC - HMS (m3/seg)			
Sección de Control	Tiempo de Recurrencia (años)		
	2	5	10
U1 (Alcantarilla 6)	0.60	0.90	1.10
U2 (Alcantarilla 3)	3.30	5.10	6.30
U3 (Alcantarilla 2)	4.00	6.20	7.70
U4 (Alcantarilla 1)	4.50	7.00	8.70
U5 (Descarga Vila - Cululú)	4.90	7.60	9.50

**Tabla N° 3:** Caudales obtenidos de las subcuencas.

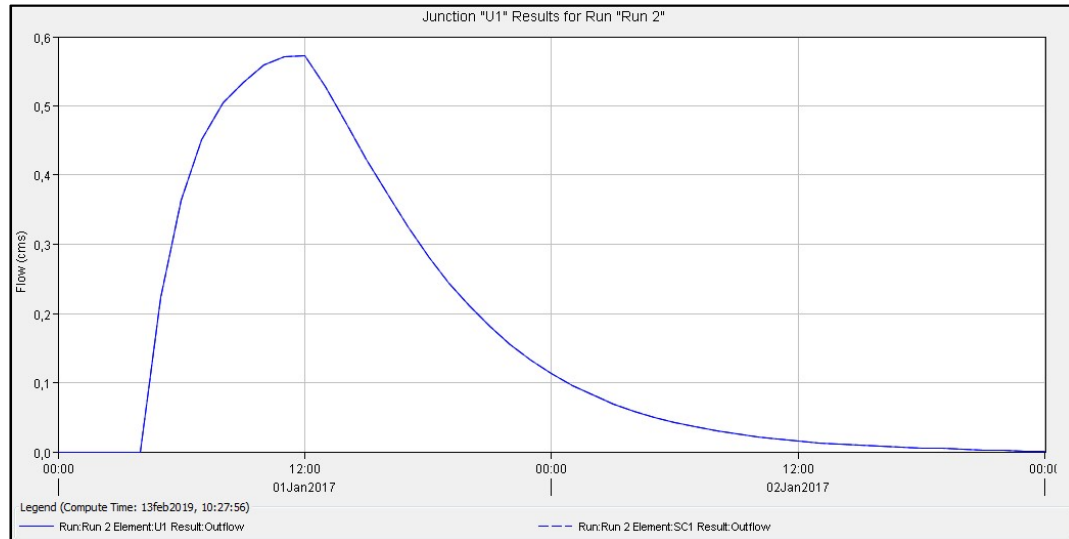
Se debe aclarar que se utilizó un **Factor de Pico de 150**, teniendo en cuenta las características de las subcuencas, donde se utilizó la siguiente tabla, en la cual se tomó un valor medio entre las pendientes medias y bajas:

PREDIÇÃO DO FATOR DE PICO			
Como tabela preditiva encontramos na literatura aquela apresentada por Wanielista, Kersten e Eaglin (1997), cujos valores orientativos estão na tabela 2.			
Tabela 2 - Fatores de pico e de recessão sugeridos por Wanielista, Kersten e Eaglin (1997) e $\beta$ respectivo			
Bacia	PRF "inglês"	x	$\beta$
Urbana	575	1,25	0,89
Típicas do SCS	484	1,67	0,75
Mesclada urbano/rural	400	2,25	0,62
Rural de alta declividade	300	3,33	0,46
Rural de média declividade	200	5,5	0,31
Rural de baixa declividade	100	12,0	0,15

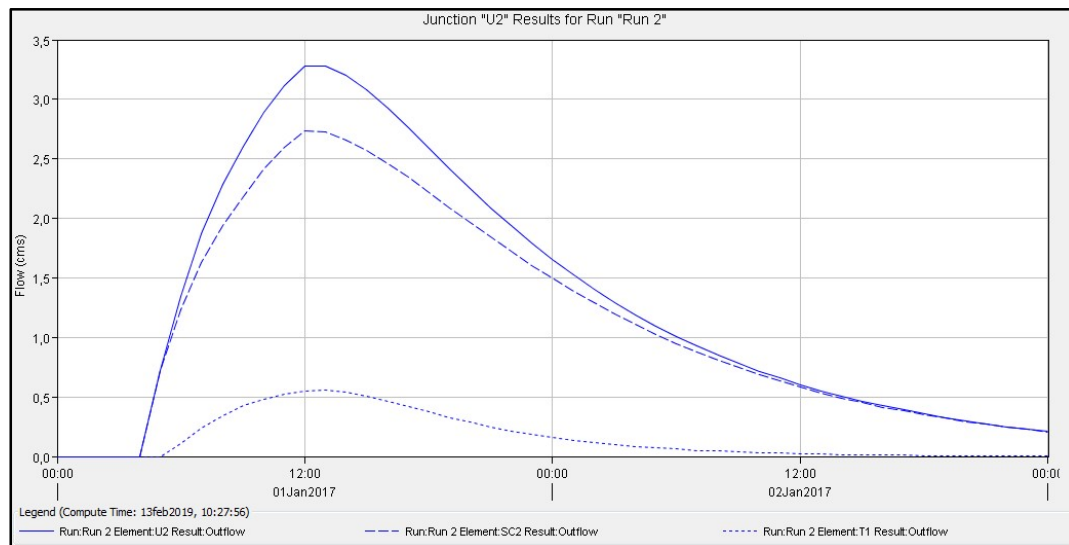
**Tabla N° 4:** Predicción de Factor de Pico.

En las siguientes figuras se muestran los hidrogramas obtenidos del modelo HEC-HMS, para las distintas alcantarillas y con sus recurrencias, para **TR: 2 años**.

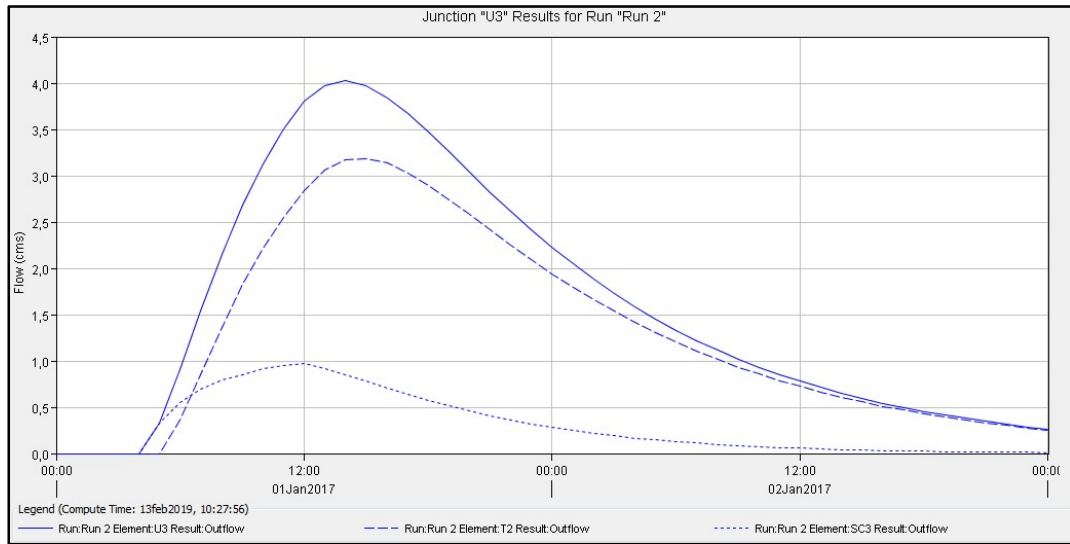
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 6 (U1) TR: 2 años.**



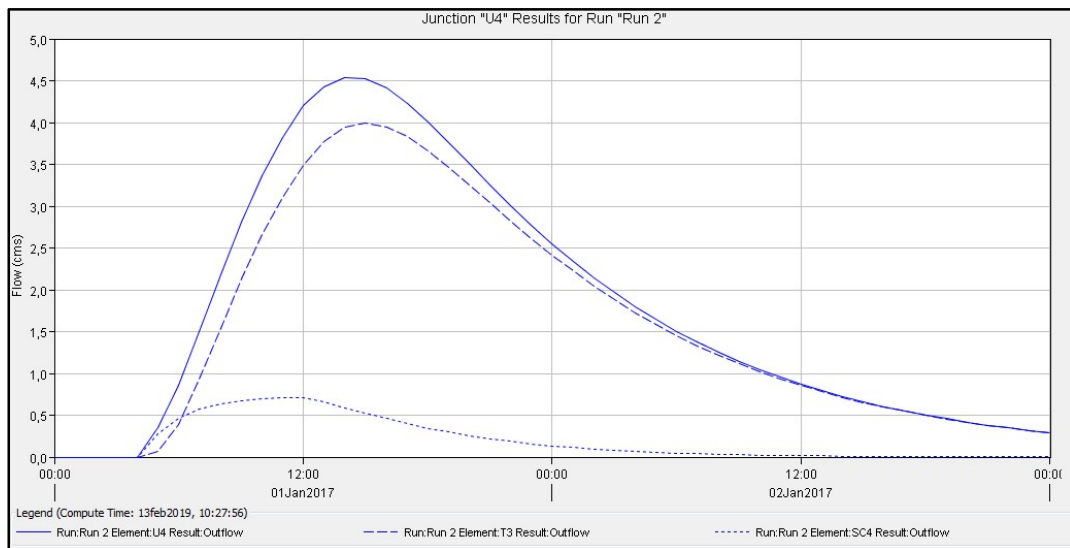
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 3 (U2) TR: 2 años.**



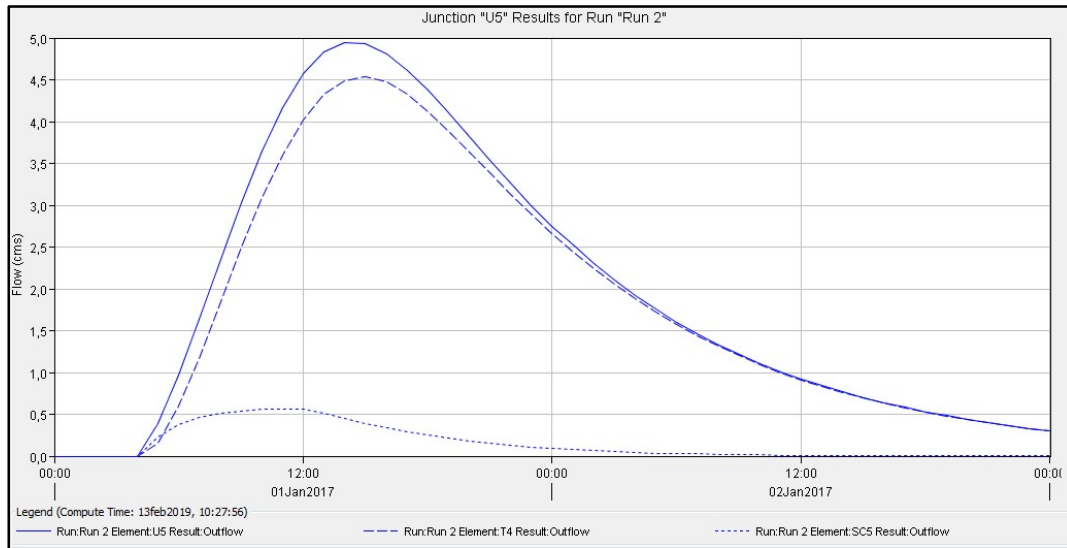
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 2 (U3) TR: 2 años.**



➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 1 (U4) TR: 2 años.**

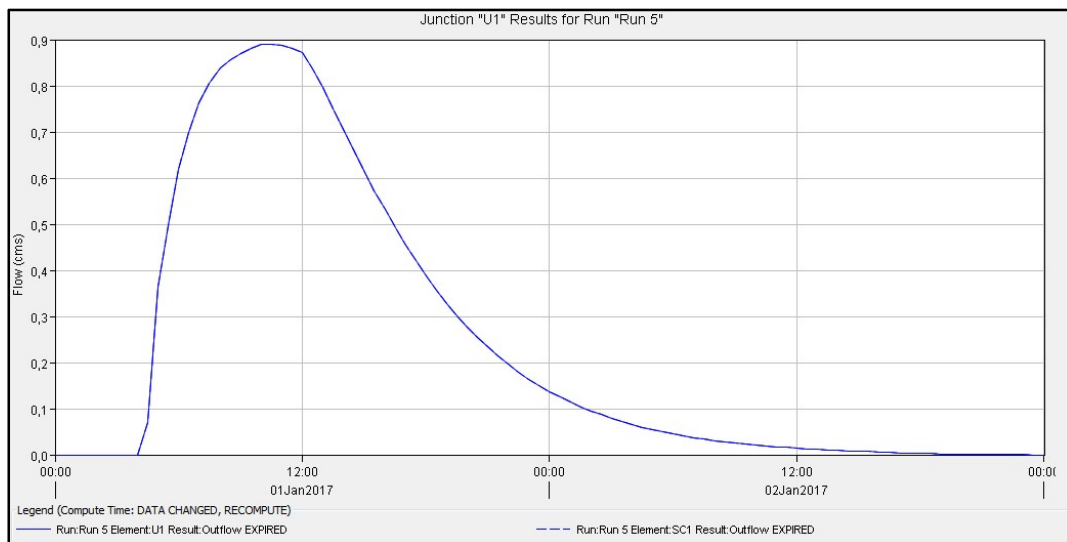


➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Descarga (U5) TR: 2 años.**

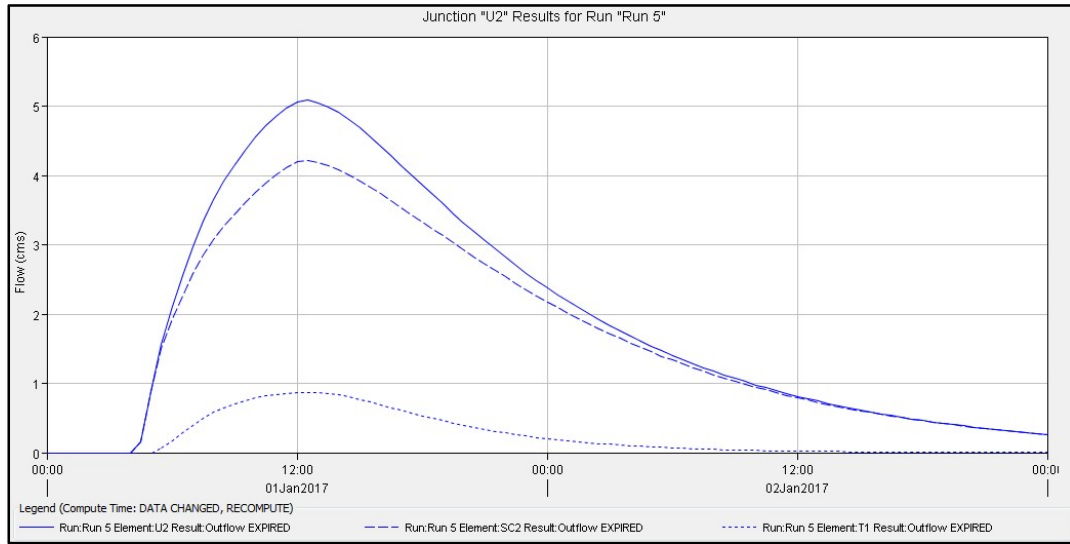


En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos del modelo HEC-HMS, para las distintas alcantarillas y con sus recurrencias, para **TR: 5 años**.

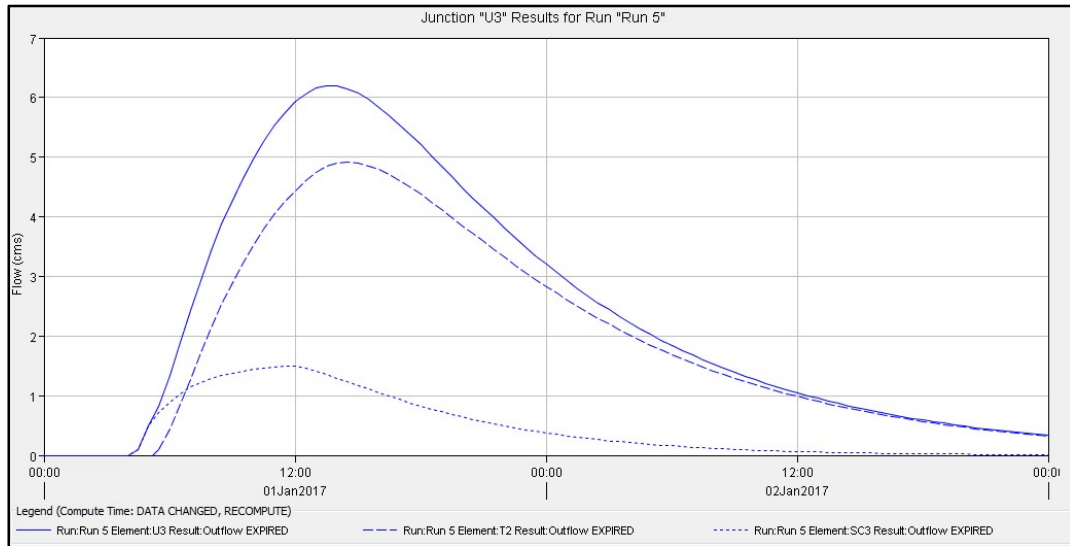
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 6 (U1) TR: 5 años.**



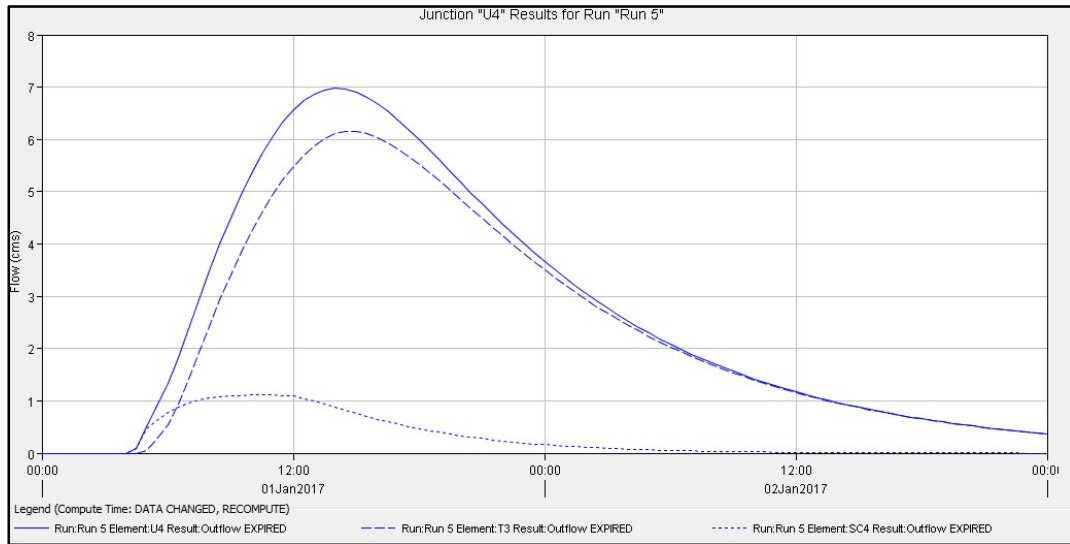
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 3 (U2) TR: 5 años.**



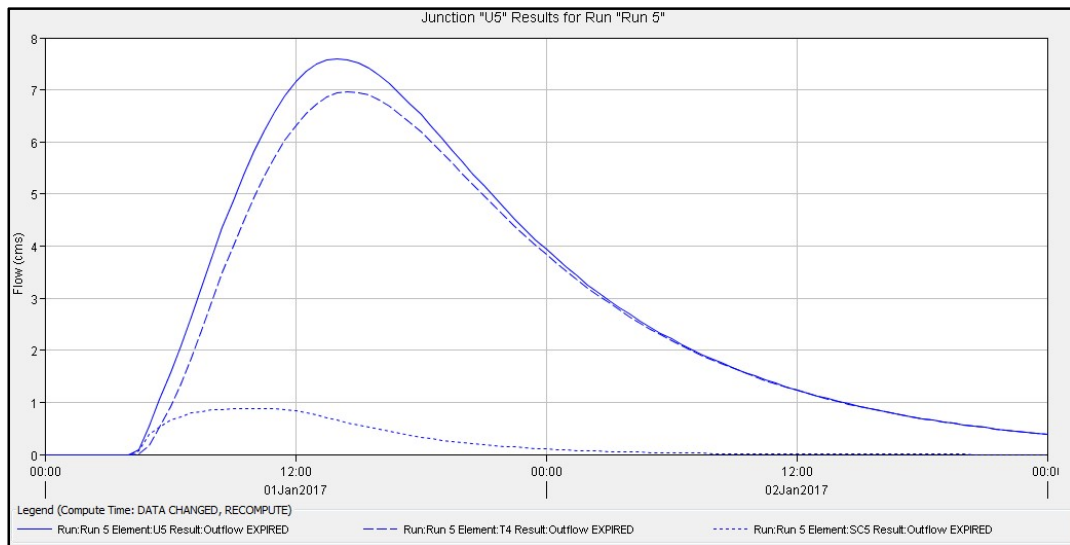
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 2 (U3) TR: 5 años.**



➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 1 (U4) TR: 5 años.**

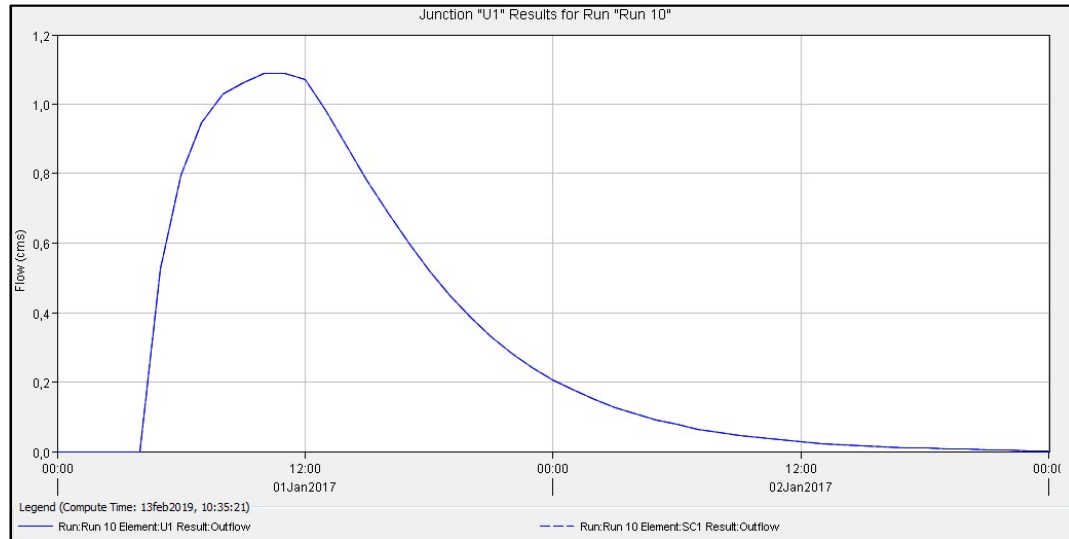


➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Descarga (U5) TR: 5 años.**

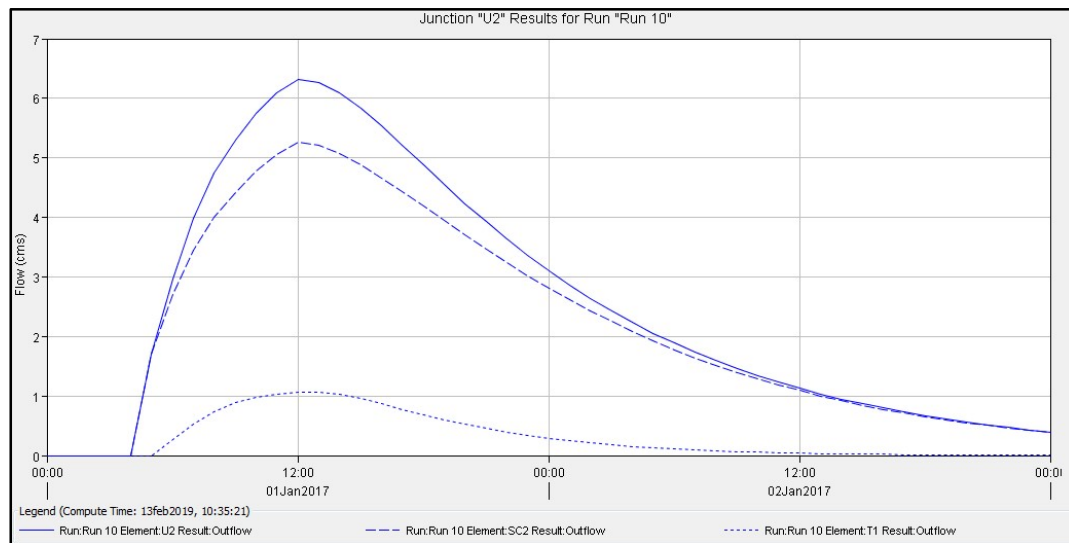


En las siguientes figuras se muestran los resultados obtenidos del modelo HEC-HMS, para las distintas alcantarillas y con sus recurrencias, para **TR: 10 años**.

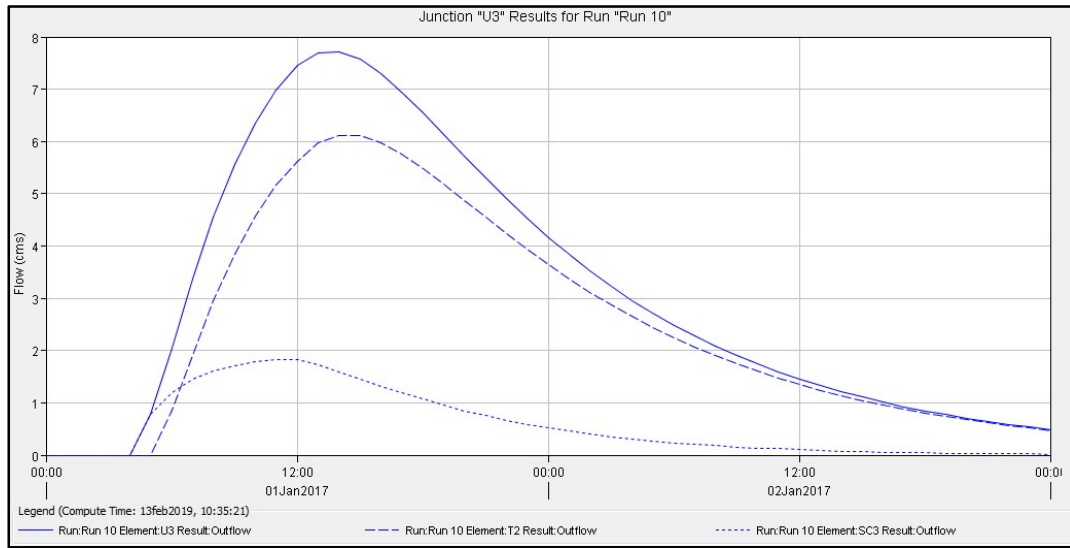
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 6 (U1) TR: 10 años.**



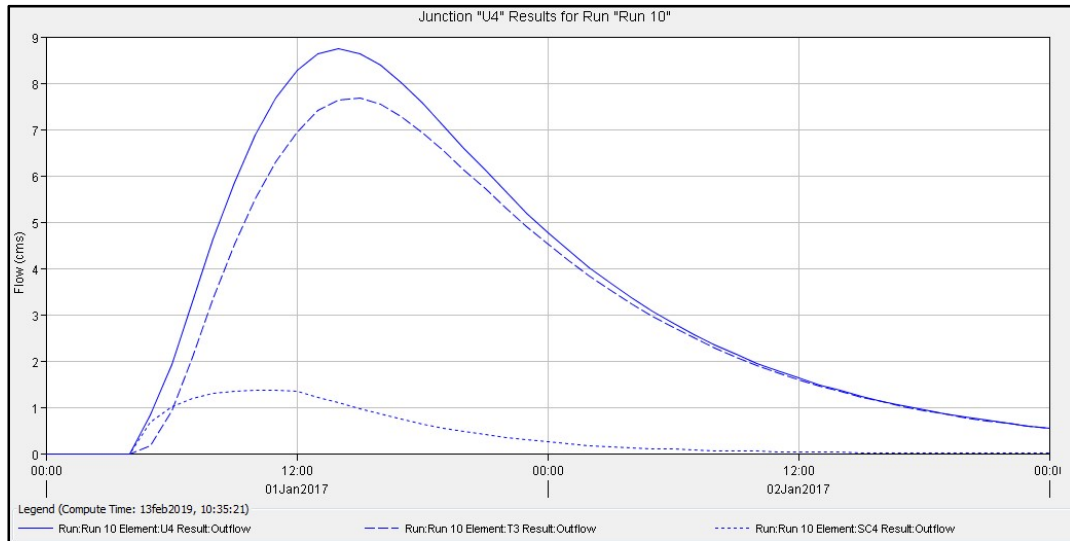
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 3 (U2) TR: 10 años.**



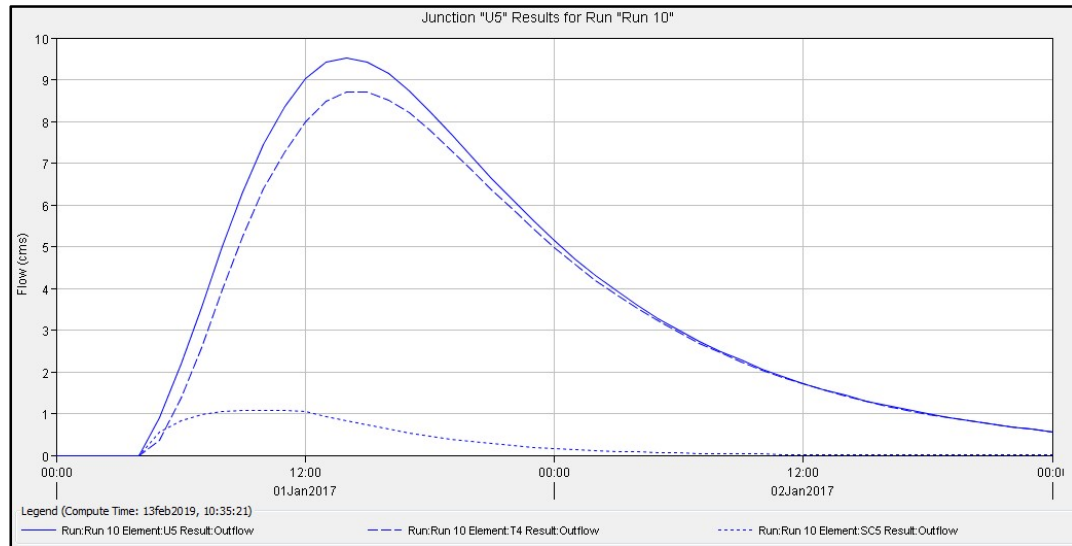
➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 2 (U3) TR: 10 años.**



➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Alcantarilla 1 (U4) TR: 10 años.**



➤ **Hidrograma obtenido con el modelo HEC-HMS para la Descarga (U5) TR: 10 años.**



## **5. MODELACION HIDRODINAMICA – MODELO HEC-RAS**

De los caudales obtenidos en el punto anterior, se realizó una Modelación Hidrodinámica para evaluar el comportamiento del canal en estudio.

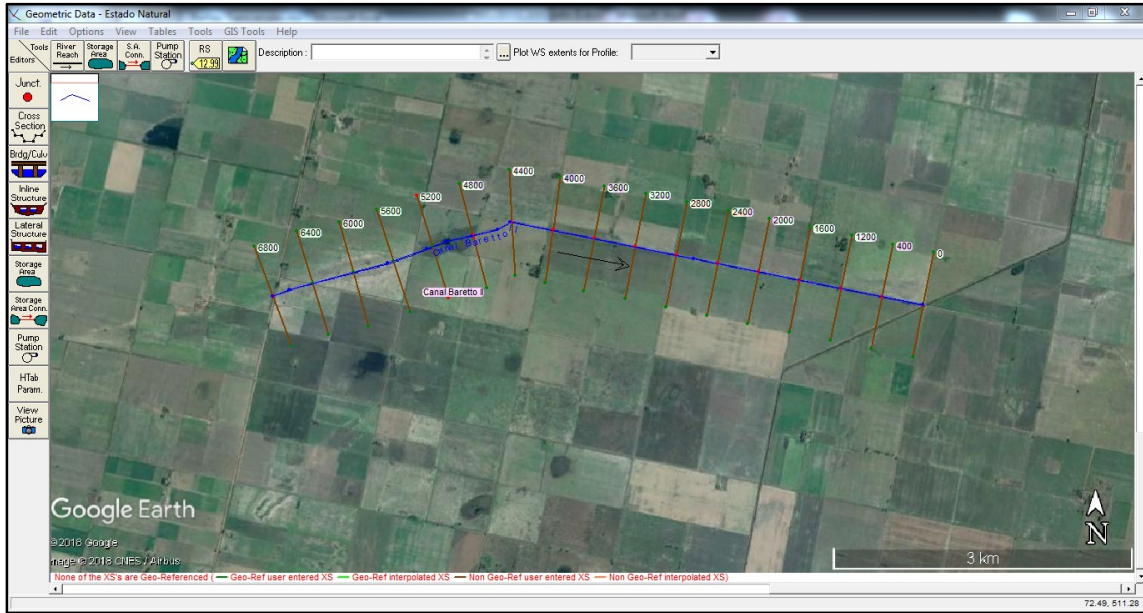
Para simular el funcionamiento del canal se utilizaron distintos escenarios, aplicando el software HEC-RAS v4.0 (FEC, 2008). Este es un sistema hidrodinámico unidimensional, y fue diseñado para aplicarse en el estudio de escurrimientos variados permanentes y no permanentes en cauces naturales y artificiales, en distintos regímenes de flujos, como así también a las confluencias de los cursos o bifurcaciones de los mismos.

Los procedimientos básicos de cálculo para régimen permanente están fundamentados en la ecuación de Bernoulli, mientras que en régimen no permanente el sistema utiliza las ecuaciones de Saint-Venant. Sus pérdidas son evaluadas a través de la ecuación de Manning. El valor utilizado de  $n$  de Manning para el cauce principal es de 0.035, mientras que para la planicie de inundación 0.045 y en las estructuras de hormigón se utilizó un  $n=0.014$ .

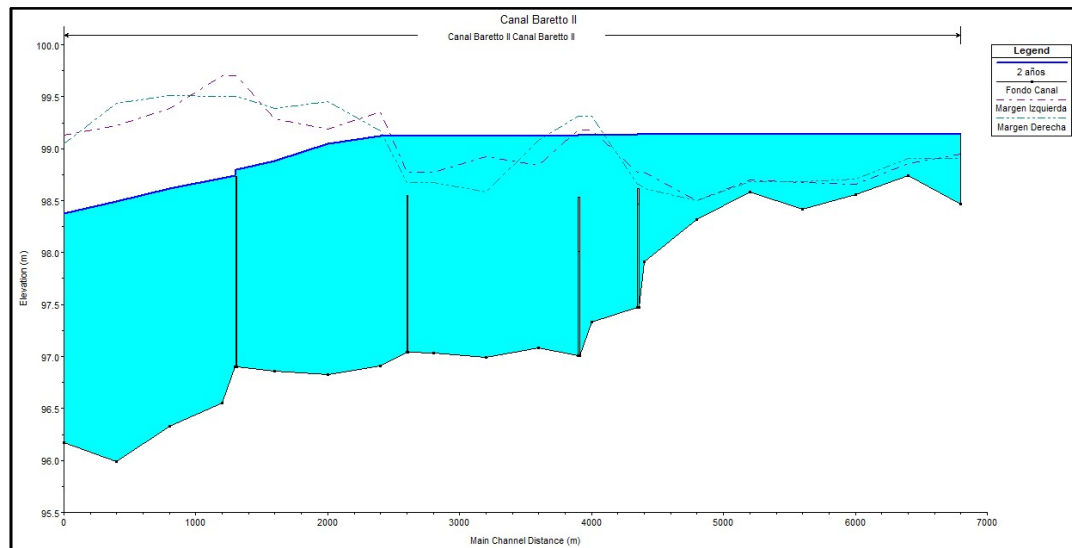
Del relevamiento del terreno natural y la rasante del canal proyectado se obtuvieron los perfiles transversales que fueron cargados en el modelo, junto con los caudales obtenidos en la simulación hidrológica anteriormente realizada en cada sección de control.

Con respecto a las condiciones de borde impuestas aguas arriba y aguas abajo en cada perfil transversal, se utilizó el tirante normal con la pendiente de fondo del canal proyectado.

A continuación, se muestra el perfil longitudinal del canal en estado natural, correspondiente a la modelación para  $TR = 2$  años.



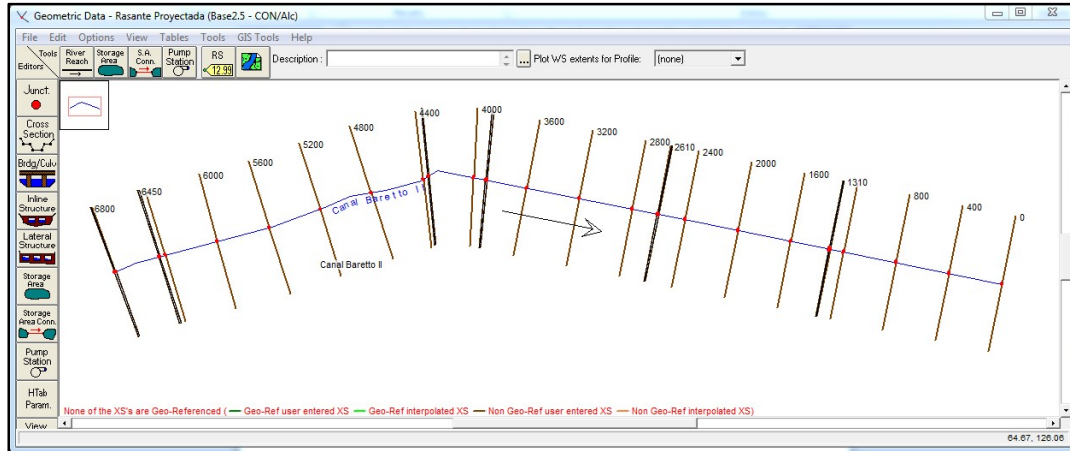
**Figura N° 12:** Esquema Topológico Canal Barreto II - Estado Natural.



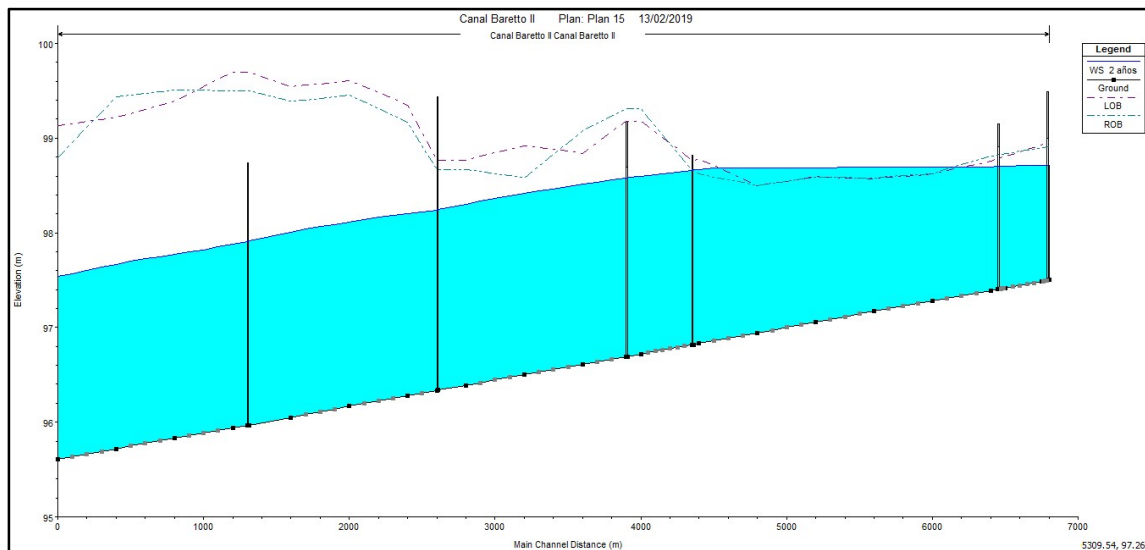
**Figura N° 13:** Perfil Longitudinal Canal Barreto II - Estado Natural (TR =2 años).

En la figura anterior se puede observar el funcionamiento del canal, el cual sufre desbordes desde la progresiva 2600.00 m aprox. hacia aguas arriba. Además, las alcantarillas existentes no tienen un correcto funcionamiento.

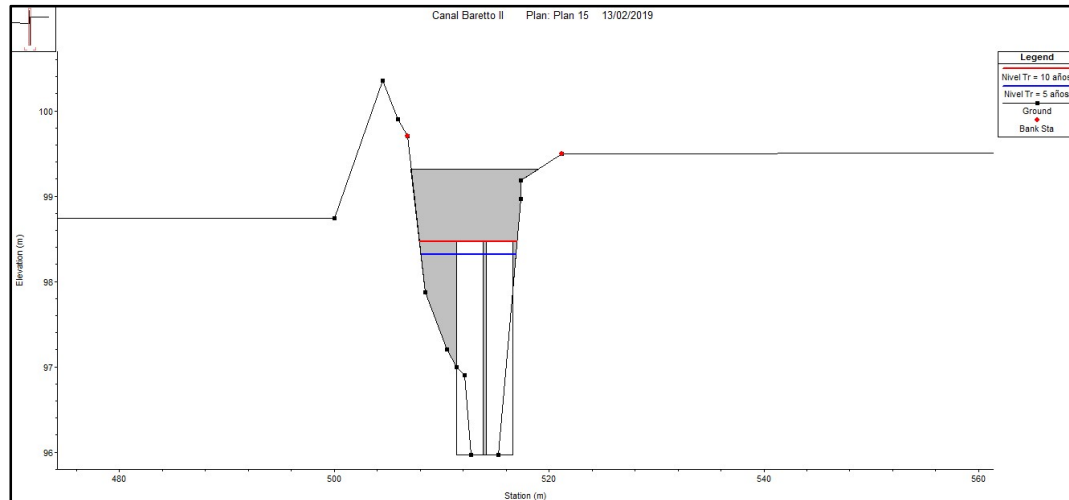
A continuación se muestran los perfiles transversales de las alcantarillas (Obras de Arte) que se proyectan en el Canal Barreto II. La modelación se realizó para un diseño y verificación de TR = 5 y 10 años, en función de la normativa impuesta por el Ministerio de Infraestructura y Transporte según la obra de arte en cuestión y/o del tipo de canalización (**Ver Figura N° 4**).



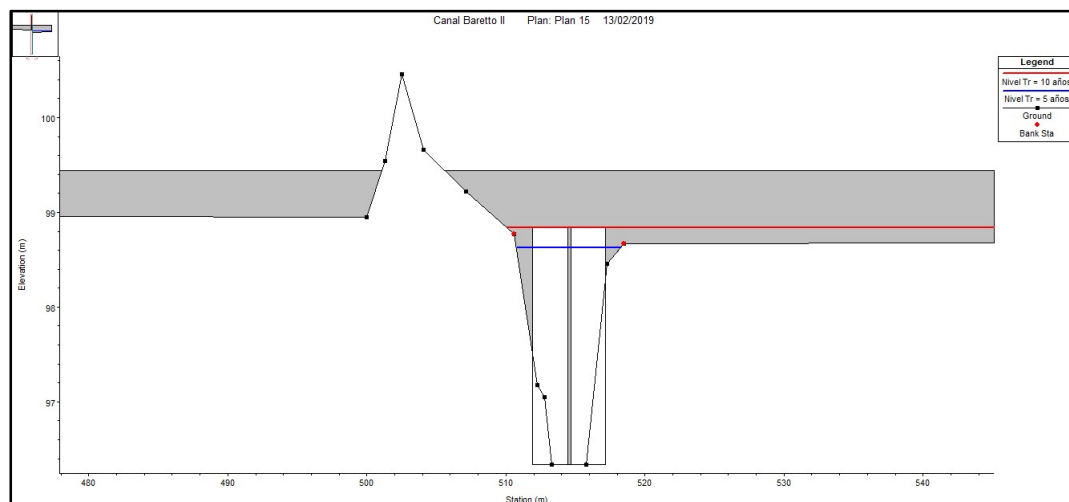
**Figura N° 18:** Esquema Topológico Canal Barreto II - Estado Natural.



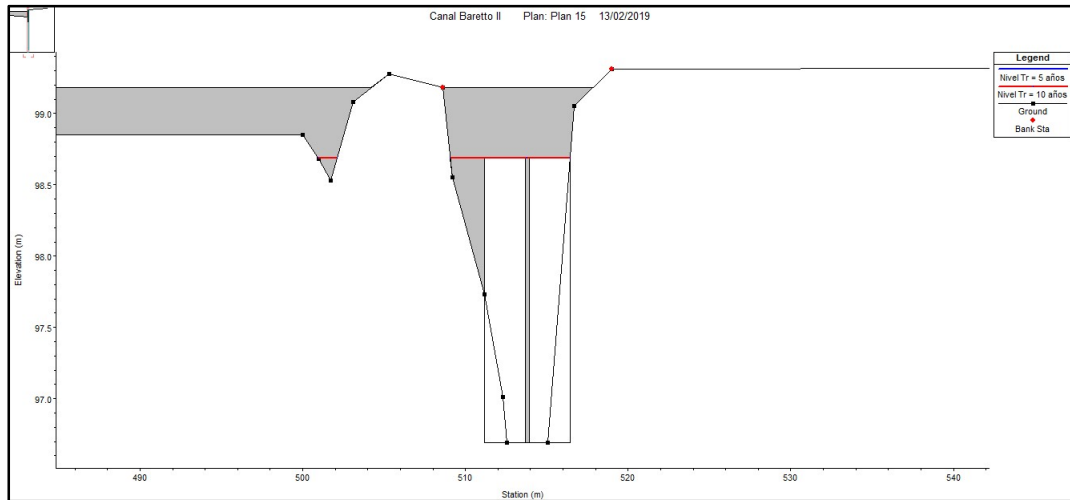
**Figura N° 19:** Perfil Longitudinal Canal Barreto II - Estado Proyectado (TR =2 años).



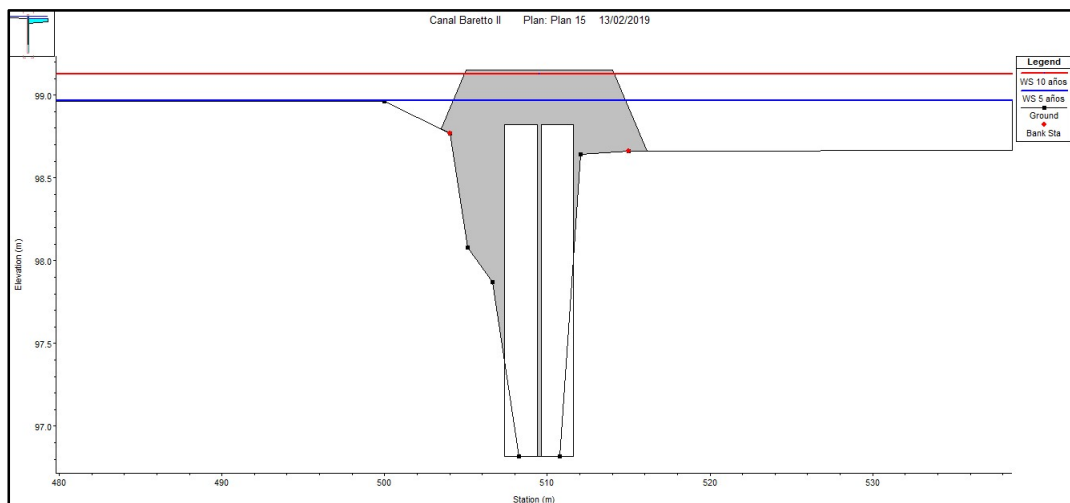
**Figura N° 20:** Perfil Transversal Alcantarilla 1 (TR = 5 y 10 años).



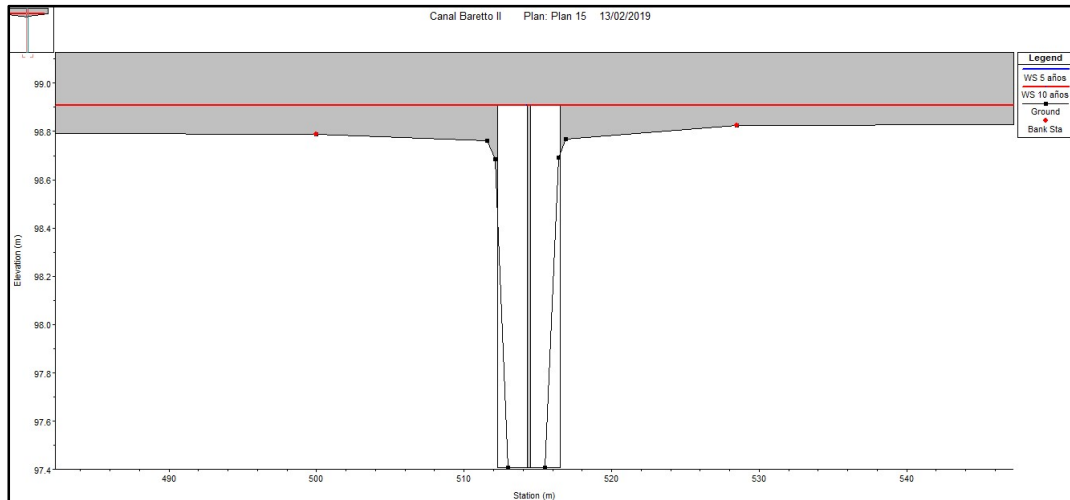
**Figura N° 21:** Perfil Transversal Alcantarilla 2 (TR = 5 y 10 años).



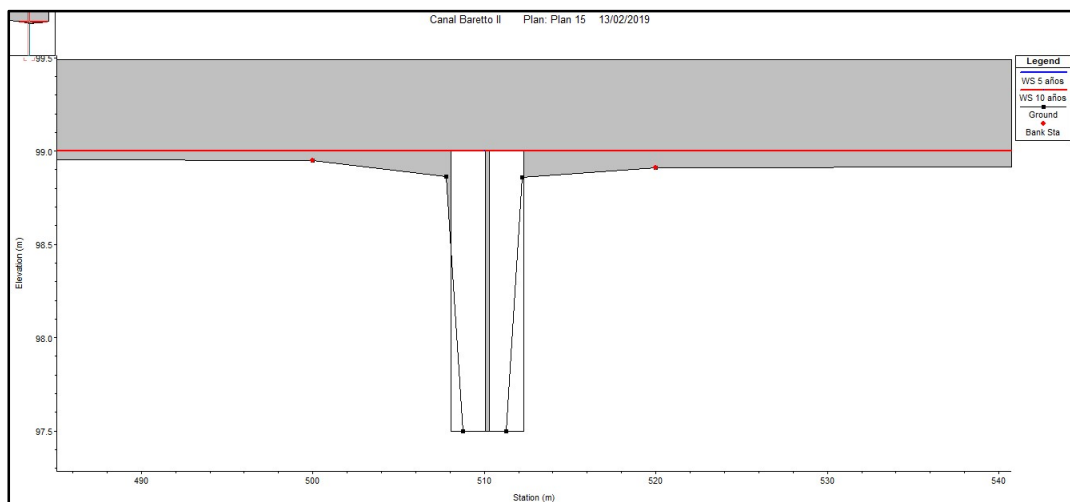
**Figura N° 22:** Perfil Transversal Alcantarilla 3 (TR = 5 y 10 años).



**Figura N° 23:** Perfil Longitudinal Alcantarilla 4 (TR = 5 y 10 años).



**Figura N° 24:** Perfil Transversal Alcantarilla 5 (TR = 5 y 10 años).



**Figura N° 25:** Perfil Transversal Alcantarilla 6 (TR = 5 y 10 años).

Con respecto a las figuras anteriores, se observa el correcto funcionamiento tanto para el diseño como su verificación de las obras de arte planteadas para su ejecución.

## 6. OBRAS DE ARTE

El proyecto consiste en dos situaciones bien definidas:

- 1) *Traza a Reacondicionar desde la Prog. 0.00 a 4800 (m): con respecto a este sector se debe realizar una readecuación del mismo, en el cual lo que se quiere resolver es mejorar las condiciones de escurrimiento proyectadas con respecto al existente hoy en día, es decir, mejorar la dirección del flujo aguas abajo con respecto a la descarga existente sobre el Canal Vila - Cululú. Este tramo cuenta con una pendiente de  $i: 0.0003$ , un ancho de base de  $b: 2.50$  (m) y una profundidad que varía de  $1.30$  (m) a  $3.40$  (m).*
- 2) *Traza a Ejecutar Nueva desde la Prog. 4800 a 6800 (m): en este caso se debe realizar toda la excavación nueva de este sector debido a que hoy en día no existe ningún canal. Este tramo cuenta con la misma pendiente que el tramo anterior, es decir, de  $i: 0.0003$  m/m, con un ancho de base de  $b: 2.50$  (m) y una profundidad que varía de  $1.20$  (m) a  $2.00$  (m).*
- 3) *A lo largo de la traza existen 4 obras de arte. Todas las obras existentes serán construidas nuevamente. El proyecto incluye las dimensiones y características de todas ellas a fin de que pueda conocerse el costo de cada una al momento de analizar la conveniencia y factibilidad de su construcción.*  
*En todos los casos resultará necesario demoler y remover las estructuras existentes, que por sus dimensiones y ubicación, obstaculizarían el escurrimiento en las condiciones en que fue diseñada la obra.*
- 4) *Con respecto a las alcantarillas proyectadas son **6 nuevas**, contemplando alcantarillas privadas y caminos comunales.*

En las siguientes **Tablas N° 5, 6, y 7** se puede observar las alcantarillas existentes, las proyectadas y los volúmenes de excavación calculados correspondientes:

ALCANTARILLAS EXISTENTES					
N°	Progresiva (m)	TIPO	Cota Fondo	Cota Calzada	Observaciones
1	1300	2 - Tramo Caño Ø 1.00 (m) - Lc = 7.00 (m)	96.90	99.32	Camino Comunal
2	2600	1 - Tramo Caño Ø 1.50 (m) y 1 - Tramo Caño Ø 1.50 (m) - Lc = 7.00 (m)	96.33	99.44	Camino Comunal
3	3900	2 - Tramo Caño Ø 1.00 (m) - Lc = 9.00 (m)	97.01	99.18	Camino Comunal
4	4350	1 - Tramo Caño Ø 1.00 (m) - Lc = 9.00 (m)	97.76	98.85	Camino Comunal

**Tabla N° 5:** Alcantarillas existentes.

ALCANTARILLAS PROYECTADAS					
N°	Progresiva (m)	TIPO	Cota Fondo	Cota Calzada	Observaciones
1	1300	Alc. Tipo U - 2 Tramos de b: 2.00 (m) x h: 2.00 (m) - Lc = 7.00 (m)	95.97	99.32	Camino Comunal
2	2600	Alc. Tipo U - 2 Tramos de b: 2.00 (m) x h: 2.00 (m) - Lc = 7.00 (m)	96.33	99.44	Camino Comunal
3	3900	Alc. Tipo U - 2 Tramos de b: 2.00 (m) x h: 2.00 (m) - Lc = 9.00 (m)	96.69	99.18	Camino Comunal
4	4350	Alc. Tipo U - 2 Tramos de b: 2.00 (m) x h: 1.50 (m) - Lc = 9.00 (m)	96.82	99.10	Camino Interno
5	6450	Alc. Tipo U - 2 Tramos de b: 2.00 (m) x h: 1.50 (m) - Lc = 9.00 (m)	97.41	99.12	Camino Comunal
6	6800	Alc. Tipo U - 2 Tramos de b: 1.50 (m) x h: 1.50 (m) - Lc = 12.00 (m)	97.50	99.49	Camino Comunal

**Tabla N° 6:** Alcantarillas Proyectadas.

Progresiva	Cfca (m)	Base (m)	Ancho Boca T(m)	Sección (m2)	Volumen a Excavar (m3)	Ancho de Ocupación y deslinde
0	95.61	2.50	7.12	3.57	—	25
400	95.72	2.50	5.45	3.12	1337	25
800	95.83	2.50	6.95	3.84	1391	25
1200	95.94	2.50	5.45	2.83	1334	25
1600	96.05	2.50	6.86	6.11	1788	25
2000	96.17	2.50	6.39	4.48	2117	25
2400	96.28	2.50	5.89	3.64	1624	25
2800	96.39	2.50	4.96	3.07	1341	25
3200	96.50	2.50	4.81	2.79	1170	25
3600	96.61	2.50	5.18	3.03	1163	25
4000	96.72	2.50	5.27	3.20	1245	25
4400	96.82	2.50	5.10	4.72	1583	25
4800	96.94	2.50	4.52	4.93	1930	25
5200	97.06	2.50	4.64	5.46	2078	25
5600	97.17	2.50	4.28	4.26	1944	25
6000	97.28	2.50	4.36	4.57	1766	25
6400	97.39	2.50	4.40	4.66	1846	25
6800	97.50	2.50	4.40	3.71	1675	25
<b>Vol. de excavación (m3)</b>					<b>27334</b>	

**Tabla N° 7:** Volúmenes de excavación.

## **7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Con respecto a la proyección propuesta del Canal Barreto II, se puede decir que se deberá excavar en un volumen total aproximado de 27334.00 (m<sup>3</sup>), **(Ver Tabla N° 7)** y además se deberán colocar **6 alcantarillas** proyectadas **(Ver Tabla N° 6)**.