

## AGRADECIMIENTOS

Quisiera hacer un agradecimiento especial a las siguientes personas:

*En primer lugar quiero agradecer a mi Papa Luis y mi Mama Laura por todo el apoyo incondicional que me han dado en todas las decisiones que he tomado y las posibilidades que me brindaron que me permitieron formar tanto personal como profesionalmente.*

*A mi hermana Eugenia por estar siempre presente y por ser mi compañía y bancarme durante mis primeros años en Córdoba.*

*A mis abuelos por su apoyo y por tantas velas prendidas durante mis exámenes.*

*A mis compañeros de la Facultad por los momentos vividos durante estos años, por las conversaciones, alegrías, días y noches de estudio.*

*A mi novia Celeste por ser mi compañera, por apoyarme y bancarme.*

*A todos mis amigos y amigas quienes siempre estuvieron a mi lado durante toda esta etapa de mi vida.*

*A los docentes de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, que aportaron a mi formación profesional y humana*

*A mi tutor Edgar por su tiempo y dedicación.*

*Un Agradecimiento especial para mi Supervisor Gonzalo Plencovich por su paciencia, colaboración y contribución aportada a este trabajo.*

*A mis compañeros del Área de Estudios y Proyectos, por los conocimientos brindados y por generar un ambiente de trabajo agradable todo este tiempo.*

*A Nicolas Toselli por la información suministrada para la realización de este informe*

*Al profesor Sergio Menajovsky por las consultas brindadas*

**Título del Trabajo:** “Modelación hidrológica de la cuenca Centro-Este del Departamento San Justo para la Sistematización de Excedentes Hídricos”.

**Nombre del Autor:** Freiria, Juan Manuel.

**Matrícula:** 35.676.807.

**Carrera:** Ingeniería Civil.

**Plan:** 2005.

**Palabras Claves:** Cuenca, Modelación Hidrológica, Hidrología, Transformación lluvia caudal.

## RESUMEN

El Presente Informe trata sobre la Modelación Hidrológica de una Cuenca ubicada en el Departamento San Justo de la provincia de Córdoba, comprendida en el sector Centro y Este de dicho departamento, entre los paralelos 31° 42' y 31° 18' de latitud sur y los meridianos 62°45' y 62° 15' de longitud oeste. Dicha cuenca posee una superficie aproximada de 101.950 Has, y se comprende de dos subcuencas principales, la primera con una superficie de 64.600 Has la misma presenta un cauce principal que posee un desnivel en dirección sur-norte desaguando en un bajo denominado “Cañada de Janmaire”. En cuanto a la segunda cuenca la misma posee una superficie de 37.350 Has, cuyo cauce principal posee una dirección oeste-este, el cual se ve impedido por una barrera física constituida por la Ruta Nacional N°158, la cual es atravesada por medio de un puente ubicado en cercanías de la localidad de Quebracho Herrado, para luego erogar su caudal en el Canal San Antonio, el cual recepta las aguas de gran parte del este del Departamento San Justo en el límite entre la Provincia de Córdoba y Santa Fe.

El problema consiste en realizar una derivación controlada de los excedentes hídricos en esta zona a través del diseño y construcción de un nuevo canal teniendo en cuenta los antecedentes y proyectos presentados en esta región, unificando dos proyectos existentes en dicha cuenca. Para ello es necesario realizar una modelación hidrología de la cuenca para obtener como resultado los caudales erogados por la misma. Dicha modelación hidrológica se realiza utilizando el modelo computacional HEC-HMS en su versión 3.5

Se describen todos los pasos que se deben cumplir para poder realizar la modelación, delimitación de la cuenca de estudio, obtención de parámetros característicos, tiempos de concentración, determinación de las precipitaciones, transformación lluvia caudal, transito en canales, incorporación de lagunas de retención y estructuras de derivación.

Se analizan tres alternativas para la deposición final de las aguas en función de la derivación del caudal en el punto de unión de ambos proyectos hacia el Canal San Antonio. Luego se presenta un Cómputo y Presupuesto Estimativo de la Alternativa seleccionada.

Por Ultimo se Presentan las Conclusiones finales de la modelación y recomendaciones a trabajos futuros en la región.

## INDICE

<b>CAPITULO 1: INTRODUCCION.....</b>	<b>7</b>
1.1 MARCO DE REFERENCIA DE LA PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA	7
1.2 IMPORTANCIA DEL PROBLEMA .....	7
1.2.1. Proyectos Existentes .....	11
1.3 OBJETIVOS DE LA PRACTICA PROFESIONAL SUPERVISADA.....	13
1.3.1. Objetivo General.....	13
1.3.2 Objetivos Específicos.....	13
1.4. METODOLOGÍA .....	14
1.5. CONTENIDO.....	15
<b>CAPITULO 2: DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO.....</b>	<b>18</b>
2.1. UBICACION GEOGRAFICA.....	18
2.2. CARACTERISTICAS GEOFISICAS DE LA CUENCA .....	21
2.3. POBLACION.....	23
2.4 PROBLEMÁTICA DE LA CUENCA .....	24
<b>CAPITULO 3: DETERMINACION DE LOS PARAMETROS FISIOGRAFICOS .....</b>	<b>33</b>
3.1. DELIMITACION DE LAS CUENCAS DE APORTE.....	33
3.2. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS FISICOS.....	36
3.3. TIEMPOS DE CONCENTRACION.....	37
3.3.1. Dificultades y limitaciones de los métodos para predecir $T_c$ .....	38
3.3.2. Formulas consideradas para estimar ( $T_c$ ).....	39
3.3.3. Estimación de los tiempos de concentración para las cuencas y subcuencas analizadas.....	41
<b>CAPITULO 4: PRECIPITACIONES.....</b>	<b>44</b>
4.1. INTRODUCCION.....	44
4.1.1. Distribución de las precipitaciones .....	45

---

4.2 Metodología .....	47
4.2. DETERMINACION DE LAS PRECIPITACIONES PARA LA CUENCA DE APORTE .....	48
4.2.1. Estimación de las curvas i-d-T para la región analizada.....	50
4.2.2. Distribución temporal interna de las tormentas intensas .....	52
4.2.3. Transferencia por Extrapolación .....	55
<b>CAPITULO 5. PROCESO DE TRANSFORMACION LLUVIA-CAUDAL .....</b>	<b>63</b>
5.1. INTRODUCCION.....	63
5.2. DISTRIBUCION ESPACIAL DE LAS PRECIPITACIONES .....	66
5.3. SEPARACION DEL ESCURRIMIENTO .....	69
5.3.1. Método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS-CN).....	69
5.4. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL .....	77
5.4.1. Método del hidrograma unitario de S.C.S .....	79
5.5. ESCURRIMIENTO EN CANALES .....	80
5.6 LAGUNAS DE RETARDO.....	87
5.7 ESTRUCTURA DE DERIVACIÓN .....	90
<b>CAPITULO 6: MODELACIÓN HIDROLÓGICA .....</b>	<b>92</b>
6.1 CASO 1: MODELACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS SIN DERIVACION HACIA CANAL SAN ANTONIO.....	100
6.1.1. Resultados Caso 1 .....	101
6.2 CASO 2: MODELACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS CON DERIVACION PARCIAL HACIA CANAL SAN ANTONIO .....	112
6.2.1. Resultados Caso 2.....	113
6.3 CASO 3: MODELACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS CON DERIVACION TOTAL HACIA CANAL SAN ANTONIO.....	120
6.3.1. Resultados Caso 3.....	121
6.4 RESUMEN DE ALTERNATIVAS DE MODELACION .....	128

---

<b>CAPITULO 7. CONSIDERACIONES, CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES.</b>	<b>136</b>
7.1. CONSIDERACIONES .....	136
7.2. CONCLUSIONES .....	136
7.2.3. Referidas a los aspectos hidrológicos.....	137
7.2.4. Referidas a los resultados de la modelación .....	137
7.2.5    Conclusiones Personales.....	138
7.3. RECOMENDACIONES Y TRABAJOS FUTUROS .....	139
<b>CAPITULO 8. BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>141</b>
<b>CAPITULO 9. ANEXOS .....</b>	<b>144</b>
ANEXO I: Determinación de Parámetros físicos de las Subcuencas .....	145
ANEXO II: “Estimación de los tiempos de concentración para las subcuencas” .....	147
ANEXO III: “Determinación de los números de curva CN para las subcuencas” ....	149
ANEXO IV: “datos seccionales de tramos de canal para aplicación del método de muskingum-kunge” .....	151
ANEXO V: “Curvas área-elevación y elevación-descarga para lagunas de retardo” .....	153
<b>CAPITULO 10: PLANOS DEL PROYECTO.....</b>	<b>171</b>



## **CAPITULO 1: INTRODUCCION**

### **1.1 MARCO DE REFERENCIA DE LA PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA**

El presente trabajo conforma el informe técnico correspondiente a la asignatura denominada Practica Profesional Supervisada, de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales dependiente de la Universidad Nacional de Córdoba.

El informe que se presenta contiene toda la información sobre las tareas desarrolladas por el alumno. A toda esa información se le ha dado el marco teórico correspondiente, que integra los conceptos aprendidos durante el desarrollo de la carrera de grado con las tareas propias de la ingeniería que se desarrollan en el Área Estudios y Proyectos de Obras Hidráulicas de la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba.

### **1.2 IMPORTANCIA DEL PROBLEMA**

El noreste provincial al igual que gran parte de la provincia de Córdoba ha sufrido en los últimos tiempos grandes precipitaciones lo que ha ocasionado importantes anegamientos y pérdidas económicas en la región.

El progreso económico que se ha dado en los últimos 10 años en nuestro país tiene como pilar fundamental la actividad agrícola lo cual trajo aparejado un cambio sustancial en el uso de suelos sobre todo de las zonas ubicadas en la región central del país, sufriendo como consecuencia de esto la deforestación de extensas zonas de montes y pastizales, lo cual modifica en gran medida las condiciones naturales de escurrimiento, generando superficies con gran capacidad de escurrimiento y baja capacidad de infiltración , lo que sumado a grandes precipitaciones, produce caudales importantes que además del anegamiento mencionado tanto de zonas rurales como urbanas, produce erosión de suelos como consecuencia del aumento en las velocidades de escurrimiento.

A los factores enunciados anteriormente se deben agregar la falta de sistematización de los cauces naturales de desagüe en cuencas rurales, lo cual en ciertos casos provocan grandes inundaciones en poblaciones. Esto se debe a aportes de grandes avenidas de agua provenientes de las zonas rurales ubicadas aguas arriba de dichas poblaciones. Estas poblaciones poseen en muchos casos deficiencia en el sistema de alcantarillado y desagües pluviales, no estando preparadas para recibir estas magnitudes de caudales.

Sumado a estos inconvenientes mencionados, también se observa una falta de un estudio integral que le dé una solución global al problema ya que existen varios proyectos que intentan resolver problemas puntuales afectando de este modo los sectores que se ubican aguas debajo de los mismos. Existen en relación a esto dos proyectos presentados a la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia los cuales intentan resolver los problemas de anegamiento de dos sectores dentro de la cuenca total de estudio, en base a estos se elaborara un proyecto conjunto que le dé una solución al problema del escurrimiento en toda la cuenca.

Teniendo en cuenta esta premisa la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia a través de la LEY 9750 busca fomentar y promocionar la creación y organización de los consorcios canaleros de la Provincia de Córdoba. Los mismos tienen como finalidad principal la realización de obras y trabajos de construcción, conservación, mejoramiento, mantenimiento, rehabilitación y limpieza de canales de la red principal y secundaria de desagües o drenajes de cuencas rurales o urbanas.

Sumado a creación de estos consorcios el Ministerio de Agua, Ambiente y Servicios Públicos creó la Dirección de Policía Ambiental tendrá como objetivo ejercer el Control y Fiscalización en materia Hídrico — Ambiental, y de los Recursos Naturales en general, en todo el ámbito de la Provincia de Córdoba, cumpliendo y haciendo cumplir toda normativa que contenga previsiones referidas a la protección y cuidado del medio ambiente y de los recursos hídricos. Asimismo, tendrá a su cargo el control efectivo de toda actividad pública y/o privada que pueda afectar el equilibrio del medio ambiente, procurando el cese inmediato de toda forma de contaminación y/o alteración sobre el mismo y gestionando su inmediata remediación.

Con dicha Policía se busca evitar la ejecución de canales clandestinos que interrumpan o modifiquen las condiciones de escurrimiento de las aguas afectando de esta manera a otros sectores.

Además, como complemento a la creación de los consorcios canaeros, la SRH a finales del año 2012 comenzó a realizar limpieza de los canales de desagües de diferentes localidades de la provincia de Córdoba.

Para dar respuesta a estas necesidades se están ejecutando tres Pliegos de Cobertura denominados ZONA I, ZONA II y ZONA III (Figura 1.2.1.)

La **ZONA I**: comprende el sistema de traslasierras, arroyos del norte, cuenca del Rio Suquia. La **ZONA II** comprende la cuenca del Rio Xanaescuenca del Rio Ctalamochita y cuenca alta del Rio Carcaraña. y la **ZONA III** comprende la cuenca del Rio Chocancharaba, cuenca alta del Rio Carcaraña, sistema de la picasa, sistema del Rio Popopis y arroyos del sur.

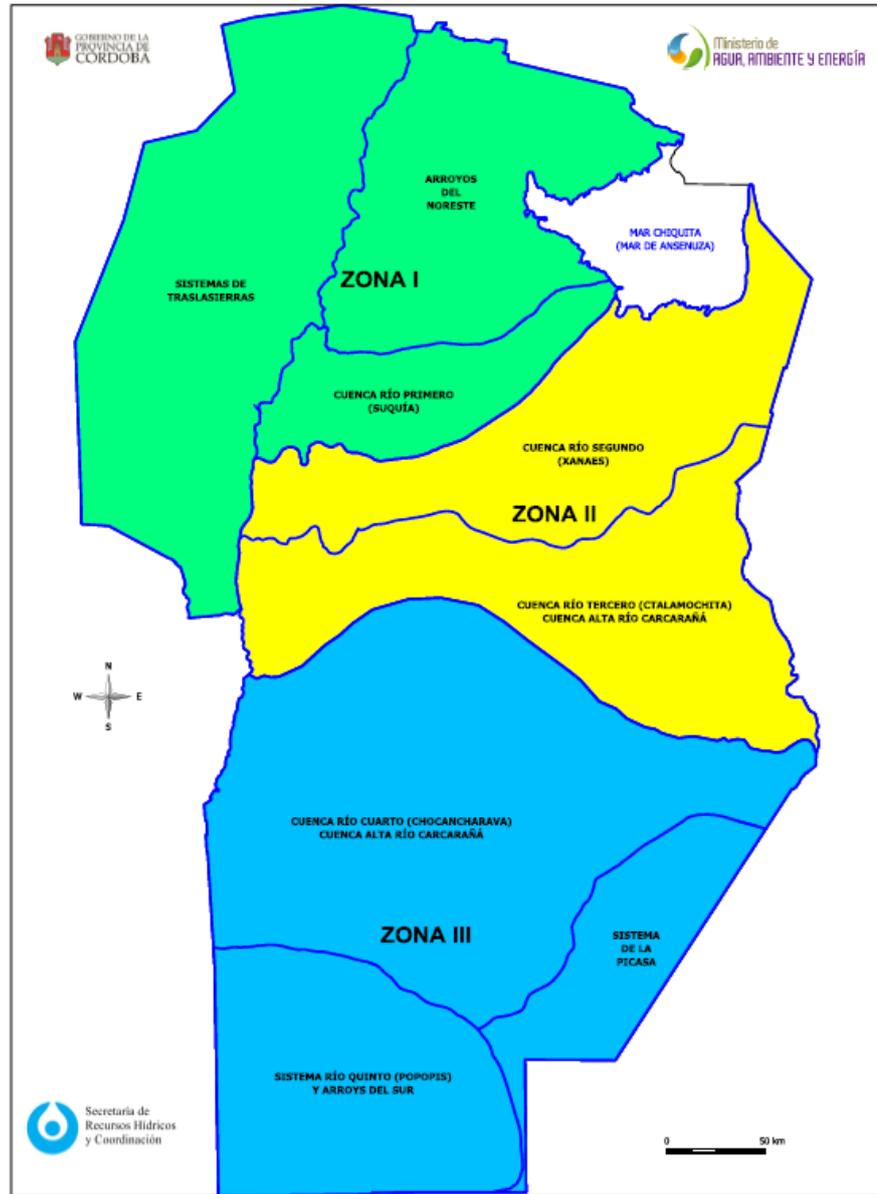


Figura 1.2.1 Zonas de cobertura consorcios canaleros

### 1.2.1. Proyectos Existentes

Actualmente existen dos proyectos dentro de la cuenca total de estudio que contemplan el saneamiento de distintos sectores de la misma. En la Figura 1.2.2 se puede observar la Traza de los mismos como así también la delimitación de la cuenca total (color marrón).

Por un lado existe un proyecto presentado y aprobado por la Secretaria de Recursos Hídricos de La Provincia denominado “Sistematización de desagües pluviales Cuenca rural noreste de la localidad de Saturnino Maria Laspiur” el cual fue elaborado por los Ingenieros Civiles Juan José Tuninetti y Sergio A. Raschi y contempla el saneamiento del sector sur de la cuenca total analizada en el cual se analizaron posibles alternativas para receptor las aguas provenientes del sector oeste de la localidad de Saturnino Maria Laspiur para luego atravesando la Ruta nacional N° 158 y el acueducto que corre paralela a la misma, desaguar en el Canal San Antonio en el límite interprovincial siguiendo así la pendiente natural del terreno desde el Oeste hacia el Este. Dentro de las alternativas que se analizaron en este proyecto se contempló la posibilidad de atravesar el acueducto y la Ruta por medio de una estructura de cruce (Sifon Inverido) ubicado en el acceso Noreste de la localidad de Laspiur, pero debido a la baja pendiente de la zona que no permite un buen funcionamiento de dicha estructura, y al elevado costo de la misma, se descartó esta alternativa. La traza final seleccionada de este proyecto se muestra en la Figura 1.3 la cual está compuesta por un tramo de canal existente a refuncionalizar (traza de color celeste) y un tramo de canal a ejecutar (traza de color naranja), la ruta y el acueducto son atravesados por medio de un puente ubicado entre las localidades de Colonia Prosperidad y Quebracho Herrado. Cabe aclarar que dicho proyecto cuenta con los permisos de pasos correspondientes de cada uno de los propietarios de los inmuebles por donde pasa la traza del canal, salvo el propietario del último inmueble antes de la conexión al canal ya existente (color celeste).

Por otro lado existe un proyecto denominado “Canal Colonia Prosperidad-Cañada Jeanmaire” el cual fue elaborado por el Ingeniero Civil Alcides Actis y contempla el saneamiento del sector rural de las localidades de Colonia Prosperidad y Quebracho Herrado. La traza de dicho canal se observa en la Figura 1.2.2 (color verde). Dicho proyecto no tiene la aprobación definitiva de la Secretaria de Recursos Hídricos de la

Provincia puesto que se cuenta únicamente con una traza y un cómputo y presupuesto del mismo no contando con la topografía ni con los permisos de paso de los productores propietarios de los inmuebles por donde atraviesa la traza del canal.

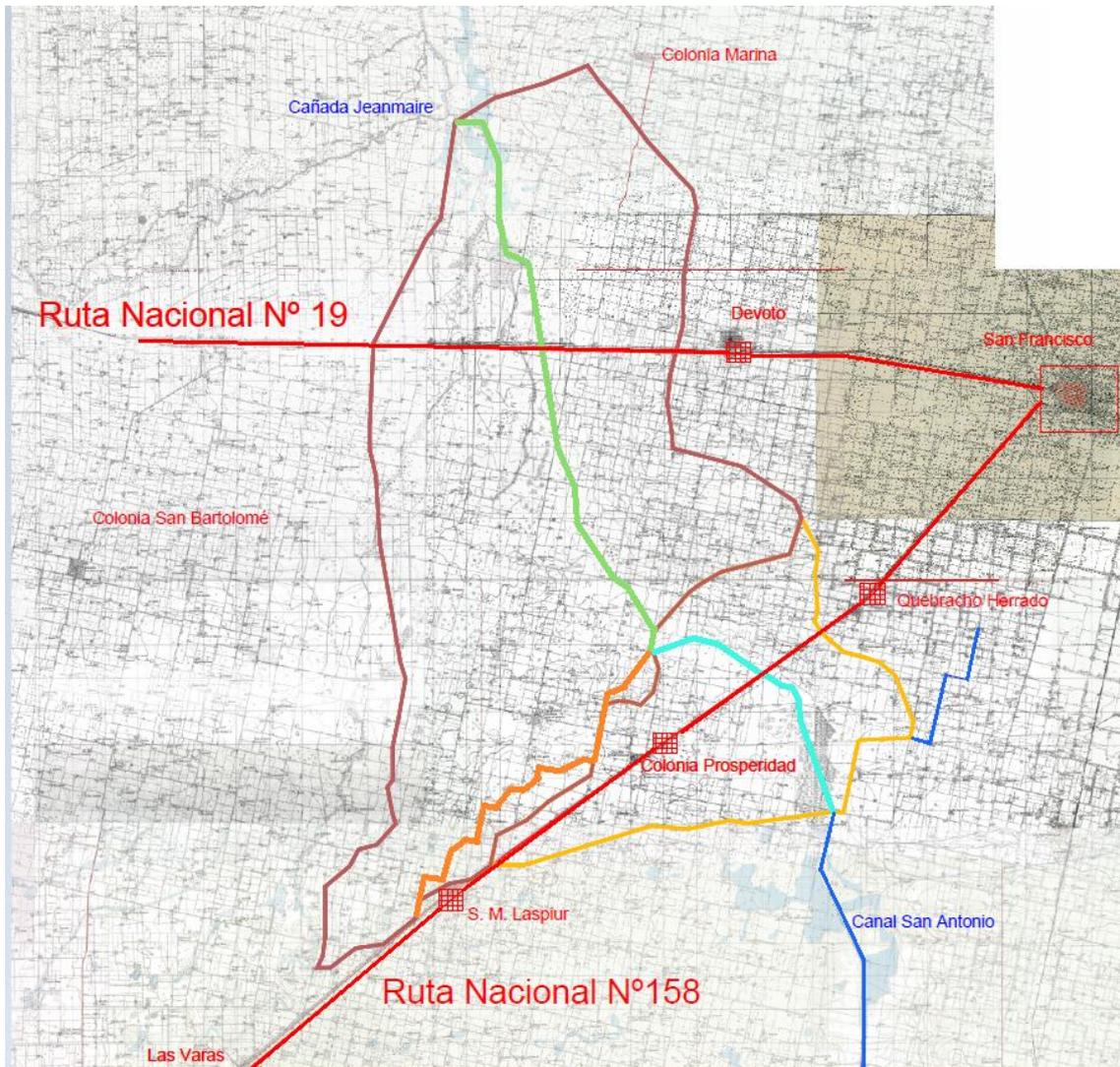


Figura 1.2.2 traza de proyectos existentes

### **1.3 OBJETIVOS DE LA PRACTICA PROFESIONAL SUPERVISADA**

#### **1.3.1. Objetivo General**

El objetivo de la presente Practica Profesional Supervisada es elaborar un trabajo integrador de manera de aplicar los conocimientos aprendidos durante el desarrollo de la carrera de grado para lograr definir una obra de drenaje pluvial integral en la zona de estudio.

#### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Aplicar y profundizar los conceptos adquiridos durante el desarrollo de la carrera de Ingeniería Civil en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.
- Aprender a utilizar softwares hidráulicos e hidrológicos específicos
- Realizar un análisis y recopilación de antecedentes e información meteorológica, geomorfológica e hidrológica de la cuenca.
- Unificar los proyectos existentes para darle una solución integral al problema de evacuación de excedentes hídricos.
- Ampliar a través de este trabajo la información existente en estudios anteriores en el Departamento.
- Definir caudales para ser utilizados por la Secretaria de Recursos Hídricos en la determinación de excedentes hídricos en la zona de estudio.
- Lograr un desarrollo personal y profesional en un ámbito de trabajo cotidiano a través de la interacción con profesionales y técnicos de distintas áreas.

#### 1.4. METODOLOGÍA

La metodología que se sigue en este informe para cumplimentar los objetivos propuestos es la siguiente:

- Revisión de antecedentes y relevamiento de información
- Aprender y comprender el manejo de los softwares hidrológicos.
- Unificación de los proyectos existentes.
- Análisis hidrológico de la cuenca en estudio.
- Definición de caudales
- Análisis y comparación de alternativas
- Definición de la alternativa seleccionada
- Elaboración de un presupuesto tentativo de la alternativa seleccionada.
- Establecer conclusiones y recomendaciones para trabajos futuros.

## 1.5. CONTENIDO

Este informe está estructurado de la siguiente forma:

- Capítulo 1: “Introducción”. Descripción del marco de referencia de esta Práctica Profesional Supervisada, se definen los objetivos y la metodología de la misma.
- Capítulo 2: “Descripción de la zona de estudio”. Se hace una descripción de las características geográficas, hidrológicas geomorfológicas y demográficas del área de estudio, se presenta la problemática de la misma.
- Capítulo 3: “Determinación de los parámetros fisiográficos”. Se procede a determinar y delimitar las cuencas de aporte, así como también una discretización adecuada de las mismas, se determinan los parámetros fisiográficos necesarios para elaborar un modelo numérico. Se establecen estimaciones de los tiempos de concentración de cada una de las subcuencas.
- Capítulo 4: “Precipitaciones”. Se hace una descripción de las precipitaciones en la provincia, se detalla la metodología empleada y los fundamentos teóricos de la misma, se determinan las curvas i-d-T para la zona de estudio y la lámina precipitada para 2, 5 años de recurrencia para las duraciones adoptadas.
- Capítulo 5: “Proceso de Transformación Lluvia-Caudal”. Se detallan cada uno de los pasos para llevar a cabo la modelación del proceso de transformación de la lluvia en escurrimiento, se definen los métodos de pérdidas adoptados, se definen los CN para cada cuenca y el método de tránsito dentro del canal, también se describe la incorporación de lagunas de retardo para atenuar el caudal pico que transita sobre el mismo. Por último se describe la metodología utilizada para analizar la posible derivación de parte del caudal.
- Capítulo 6: “Resultados de la Modelación”. Se presentan los resultados de la modelación para la cuenca de estudio para recurrencia de 2 años. Se muestra

una planilla de resultados finales de caudales en los puntos de control considerados en la cuenca para la modelación y un mapa con la ubicación de cada uno, también se muestran los hidrogramas en las lagunas de retardo y en la salida de la cuenca. Se realiza la modelación para tres casos en función de la derivación hacia el canal San Antonio.

- Capítulo 7: “Consideraciones, Conclusiones y Recomendaciones”. Se presentan las conclusiones finales del trabajo en relación a la información, la metodología y los resultados de la modelación y recomendaciones para trabajos futuros.
- Capítulo 8: “Bibliografía”. Textos, Informes y trabajos consultados durante el desarrollo de la Práctica Profesional Supervisada.
- Capítulo 9: ANEXOS
- Capítulo 10: Planos del Proyecto



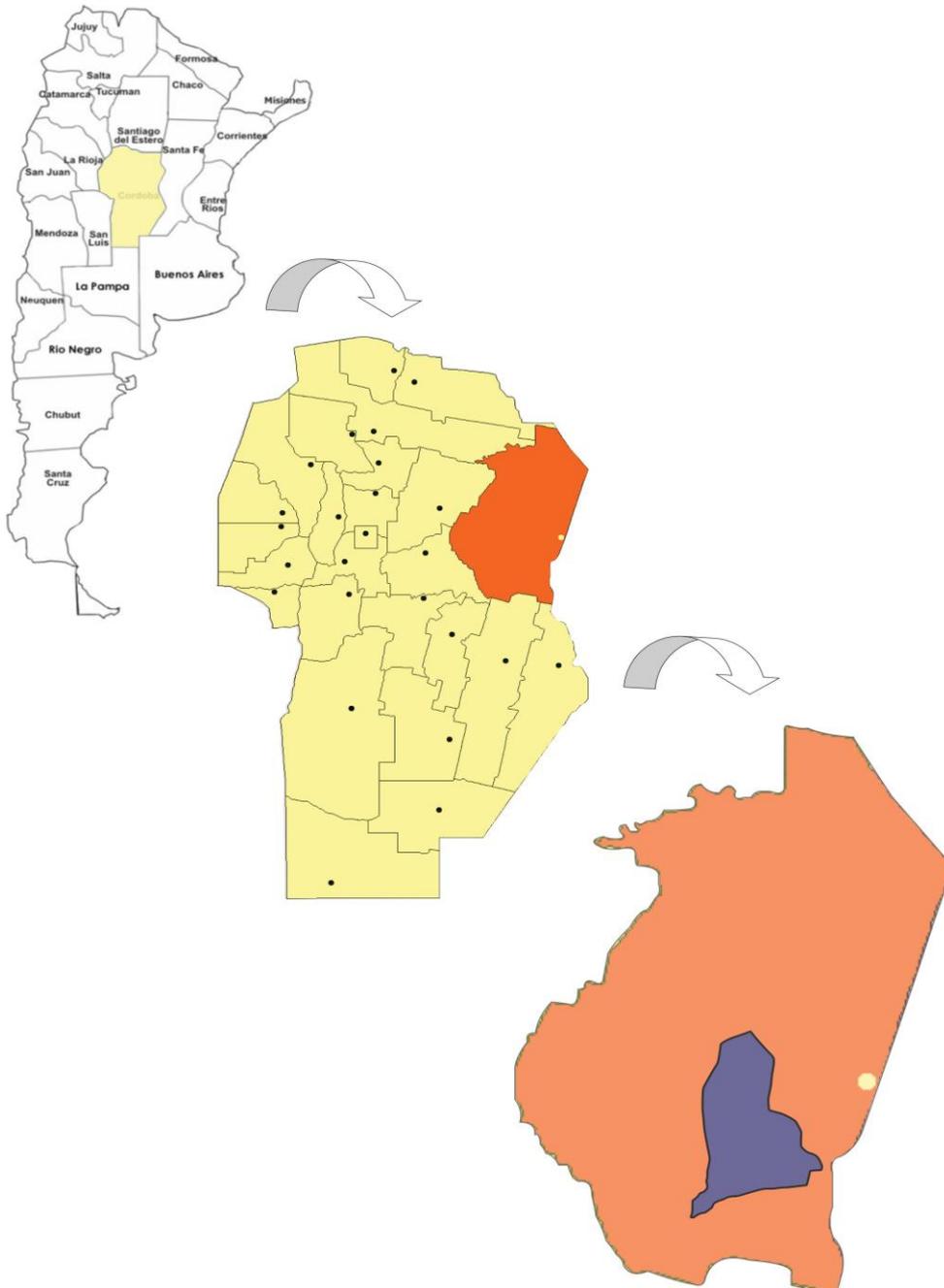
## CAPITULO 2: DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO

### 2.1. UBICACION GEOGRAFICA

La cuenca en estudio se encuentra ubicada en el Departamento San Justo de la provincia de Córdoba y comprende el sector Centro y Este de dicho departamento, comprendida entre los paralelos 31° 42' y 31° 18' de latitud sur y los meridianos 62°45' y 62° 15' de longitud oeste, afectando principalmente el desagüe de las localidades de Saturnino María Laspiur, Colonia Prosperidad y Quebracho Herrado como así también las zonas rurales que comprenden las mismas. Estas localidades se encuentran ubicadas sobre la ruta nacional N° 158.

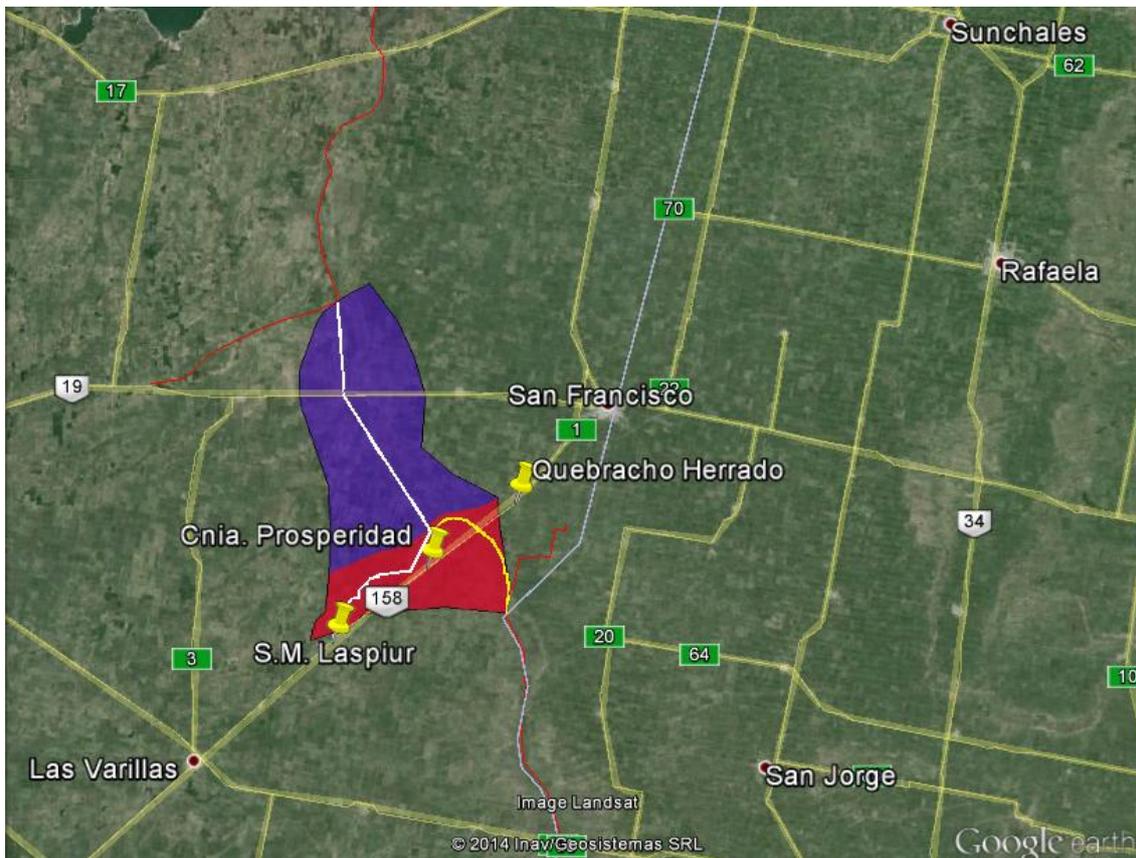
La cuenca total de análisis posee una superficie aproximada de 101.950 Has, y se comprende de dos subcuencas, la primera (en color azul en la figura 2.1.2) con una superficie de 64.600 Has, la misma presenta un cauce principal que posee un desnivel en dirección sur-norte el cual atraviesa la Ruta Nacional N° 19 para desaguar en un bajo denominado “Cañada de Janmaire”, el cual se une a un brazo del Río Segundo (Xanaes) para luego desembocar en la laguna Mar Chiquita. En cuanto a la segunda cuenca (en color rojo en la figura 2.1.2), la misma posee una superficie de 37.350 Has, cuyo cauce principal posee una dirección oeste-este, el cual se ve impedido por una barrera física constituida por la Ruta Nacional N°158, la cual es atravesada por una serie de alcantarillas y por medio de un puente ubicado en cercanías de la localidad de Quebracho Herrado, por donde atraviesa la traza de uno de los dos proyectos utilizando un canal preexistente a refuncionalizar, para luego erogar su caudal en el canal San Antonio, el cual receipta las aguas de gran parte del este del Departamento San Justo en el límite entre la Provincia de Córdoba y Santa Fe, desembocando este en el Arrollo Tortugas para culminar finalmente en el Rio Carcaraña, el cual atraviesa la Provincia de Santa Fe.

En la Figura 2.1.1 Se muestra la ubicación de la Provincia de Córdoba en el marco nacional y la posición del Departamento San Justo dentro de dicha provincia, como así también la cuenca en estudio dentro de este.



**Figura 2.1.1 ubicación de la zona de estudio en el marco Nacional y Provincial**

En la Figura 2.1.2 se puede observar la delimitación de las cuencas de estudio (área de color azul y rojo) dentro del departamento San Justo. También se puede observar las rutas que son atravesadas por la misma siendo estas la Ruta Nacional N° 19 y la Ruta nacional N° 158, se observa además la traza de los cales proyectadas (color blanco) y la traza de canal existente desde la unión de los dos proyectos hacia el oeste atravesando el puente de la Ruta Nacional N° 158 hasta el Canal San Antonio (color amarillo), y los puntos de volcamiento de las aguas, siendo estos al Norte la Cañada de Jeanmaire para luego desembocar a través de un brazo del Rio Segundo a la laguna Mar Chiquita, y al oeste el Canal San Antonio (ambos en color rojo). Por último podemos ver la ubicación de la Capital del Departamento San Justo, la Ciudad de San Francisco, como así también la ubicación de distintas ciudades de la región para dar una idea clara de la posición de la cuenca analizada.



**Figura 2.1.2 ubicación de la cuenca analizada**

## 2.2. CARACTERISTICAS GEOFISICAS DE LA CUENCA

Como marco general, puede decirse que la Provincia de Córdoba cuenta con una graduación de climas desde subhúmedo en la porción oriental, hasta áridos en los límites con las provincias de San Luis, La Rioja y Catamarca, los cuales se ven reflejados en las características de la superficie del suelo.

El clima de un lugar o de una región es el resultante de la acción de diversos factores, por lo general, de índole geográfica. Para tener una idea más clara acerca del clima de la región enmarcada en el contexto de la provincia y de todo el país es conveniente saber cuáles son los factores que lo determinan.

Estos se enumeran a continuación:

- **Latitud:** La Provincia de Córdoba se encuentra extendida, en su totalidad, en la zona templada, pues su extremo norte se encuentra, aproximadamente, a los 29° 30' de latitud sur y el extremo austral a los 35°. La duración del día más largo del año ocurre en el solsticio de verano y es de 14 horas 2 minutos en el Norte y de 14 horas 18 minutos en el Sur provincial. En el solsticio de invierno ocurre el día más corto del año con una duración de 9 horas 57 minutos en el Norte y de 9 horas 40 minutos en el Sur. Estos valores extremos determinan una diferencia del periodo diurno entre el verano y el invierno de 4 horas 5 minutos en el Norte y 4 horas 38 minutos en el Sur. La relativamente pequeña diferencia en la duración del día entre verano e invierno contribuye a disminuir la amplitud térmica anual y dar un carácter de clima templado a toda la provincia incluyendo a la región de estudio.
- **Relieve:** Una gran parte del territorio provincial está constituido por planicies o llanuras. Por otro lado, el cordón serrano tiene eje central en la dirección Norte a Sur. La cuenca en estudio se encuentra en la transición entre la llanura pampeana loésica y la depresión del arroyo Tortugas – San Antonio. La consecuencia más notable de ambas características sobre el clima es la de facilitar el desplazamiento de las masas de aire en el sentido SO-NE de la circulación atmosférica predominante. El área analizada presenta un relieve plano o muy suavemente ondulado surcado por numerosos cauces temporarios, de baja pendiente con zonas deprimidas, lo que brinda al sistema

un drenaje lento, generándose conjuntamente a la falta de mantenimiento de alcantarillado de los caminos rurales, grandes almacenamientos locales de las aguas de lluvia y anegaciones de una amplia zona productiva.

- **Naturaleza física de la superficie:** El carácter físico de la superficie del territorio provincial es un importante factor climático. El aumento de la deficiencia hídrica hacia el oeste determina un tapiz vegetal que acompaña dicha deficiencia: desde superficies verdes casi permanentes en el extremo oriental, a amarillo pajizo hacia el extremo central y occidental, salvo en época estival. La cuenca en estudio se encuentra en el extremo oriental de la provincia, más precisamente en el Noreste provincial en donde si bien por sus características naturales le correspondería una superficie de pastizales y montes, el gran desarrollo de la actividad agrícola en la región ha contribuido a la extinción casi total de los montes y pastizales para darle paso a zonas de cultivos, con el consecuente cambio en el uso de suelo que trae aparejado un cambio en las condiciones de escurrimiento natural y es uno de los factores importantes que contribuye al aumento de caudales que escurren por dicha región y afectan tanto a las zonas rurales como a las localidades ubicadas en la misma.
- **Circulación regional atmosférica:** La circulación atmosférica constituye otro de los factores relevantes en el clima de la región. Las planicies son transitadas frecuentemente por masas de aire que se desplazan en dirección SO-NE.
- **Régimen de Lluvias:** Existen dos épocas de marcada diferencia en cuanto a la distribución de las precipitaciones. La época lluviosa de Septiembre a Abril, en este periodo se produce la mayor parte de la precipitación total, con un pico entre los meses de febrero y abril, y la época de sequía de Mayo a Septiembre. La zona de ubicación de la cuenca cuenta con una media anual cercana a los 800 mm.

### **2.3. POBLACION**

Según el Censo 2010, el departamento San Justo contaba con 204.877 habitantes. Esta cifra lo ubica como el cuarto más poblado de la provincia, tras Capital, Río Cuarto y Colón, siendo además el cuarto departamento de mayor índice de crecimiento en la primera década del 2000.

La localidad de Saturnino María Laspiur está compuesta por 2.992 habitantes y se encuentra ubicada en el kilómetro 52 de la Ruta Nacional N° 158. La principal actividad es la agricultura seguida por la ganadería, siendo los principales cultivos la soja y el maíz. Consta además de industrias lácteas y de fábricas de productos a base de fibra de vidrio

La localidad de Colonia Prosperidad está ubicada en el kilómetro 38 de la Ruta Nacional N°158, contando con una población de 500 habitantes. Al igual que la localidad anterior, la actividad principal de la misma es la agricultura seguido por la ganadería.

Por último la localidad de Quebracho Herrado consta de 384 habitantes, siendo al igual que las localidades anteriores de actividad mayormente agropecuaria.

Si bien la cantidad de habitantes afectados en la cuenca en estudio no asciende a un número considerable, la zona en cuestión afecta además de a dichos habitantes a centenares de miles de hectáreas de producción agrícola ganadera trayendo como consecuencia de esto pérdidas importantes de producción que afectan tanto a los ingresos de la región como a la economía provincial.

## 2.4 PROBLEMÁTICA DE LA CUENCA

En la cuenca en estudio, se identifican una serie de problemáticas, las cuales se describirán a continuación.

En primer lugar se pueden mencionar los anegamientos puntuales que se producen continuamente en los distintos inmuebles de la zona rural, debido principalmente a depresiones naturales del terreno o desbordes de cunetas de camino. En otros casos se producen acumulaciones de aguas semipermanentes que perjudican la producción, siendo la única forma actual de disminuirse su tamaño, solo por medio de procesos naturales de infiltración y evaporación, coincidiendo con épocas de sequías o escasas lluvias. En la Figura 2.4.1 se puede observar la traza de la Ruta Nacional N° 158, como se puede apreciar los campos de ambas márgenes se encuentran totalmente inundados, siendo la misma una barrera que impide el escurrimiento de las aguas del sector Oeste hacia el sector Este. Esta imagen fue tomada durante las inundaciones producidas en el mes de Abril del año 2007.



**Figura 2.4.1** Ruta Nacional N°158, fuente: Municipalidad de S.M. Laspiur (abril de 2007)

Además de los anegamientos de campos otro inconveniente de gran relevancia es el caso de los caminos rurales que funcionan en épocas de lluvias como grandes canales de evacuación, con la consecuencia de anegamiento de tránsito vehicular por un largo tiempo, y problemas de transporte de la producción agrícola. Esto se produce por falta de obras de cruce y caminos con trazados en coincidencia con los escurrimientos naturales, los cuales evacuen las aguas y conduzcan hacia su punto de volcamiento. En la Figura 2.4.2 se puede observar la problemática mencionada anteriormente



**Figura 2.4.2 Camino Rural Anegado, fuente: Municipalidad de S.M. Laspiur (abril de 2007)**

Las aguas que provienen del sector sur-oeste, aguas arriba de la población de Saturnino María Laspiur, inundan caminos y grandes áreas de cultivos a su paso, poniendo en peligro a la localidad y a sus habitantes agravando por la existencia del terraplén del trazado del ferrocarril (fuera de servicio), el acueducto Villa Maria-San

Francisco y la Ruta Nacional N°158, obras que hacen de barrera física, ante el libre paso de las aguas hacia el este, como lo hacían naturalmente. Esta problemática posee como antecedentes grandes inundaciones producidas en los últimos 30 años, por falta de obras hidráulicas. Entre los innumerables problemas hídricos vividos por los pobladores y que conserva como un penoso recuerdo, podemos mencionar la inundación ocurrida en abril del 2007, donde se evacuaron 150 personas; y la de marzo de 2009, donde el número de evacuados ascendió a 100 personas, donde una gran masa de agua proveniente del suroeste del sector rural, invadió parte del ejido urbano de Saturnino María Laspiur y una amplia zona rural circundante. En cuanto al receptor de toda la cuenca centro y sur del departamento San Justo, hablamos del Canal San Antonio, en esa época trabajo con capacidad plena, en ciertos sectores se vio desbordado por falta de mantenimiento. En la Figura 2.4.3 se muestran el anegamiento del sector Sur-Este de la localidad de Saturnino Maria Laspiur durante la inundación de Abril de 2007, siendo este sector de la localidad el más afectado en las sucesivas inundaciones a causa de su nivel de terreno inferior al resto de la localidad. Cabe aclarar que como se verá en la imagen siguiente (Figura 2.4.5) gracias a trabajos realizados por el municipio y con colaboración de la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia, se ejecutaron bordos de contención para receptor las aguas provenientes del sector oeste, e impedir así que las mismas ingresen a la localidad, como así también la limpieza de calanes existentes que permitió en las posteriores situaciones de precipitaciones excesivas, brindar una respuesta aceptable impidiendo el ingreso de las aguas a la zona urbanizada. Un ejemplo de esto se puede dar con las inundaciones producidas en el mes de Abril de 2014 que afecto a gran parte del departamento San Justo, siendo la localidad de Laspiur una de las pocas que no sufrieron anegamientos importantes en el ejido urbano.



**Figura 2.4.3 Sector Sur-Este Localidad de S.M laspiur, fuente: Municipalidad de S.M. Laspiur (abril de 2007)**



**Figura 2.4.4 sector Norte Localidad de S.M laspiur, fuente municipalidad de laspiur (marzo de 2009)**



**Figura 2.4.5 Bordo de contención Sector Sur-Oeste S.M Laspiur, , fuente: Municipalidad de S.M. Laspiur (2014)**

Otro inconveniente que se puede mencionar es la elevación del nivel freático, esta es consecuencia de la infiltración de un volumen importante de agua debido a las grádeles precipitaciones y genera varios inconvenientes que van desde problemas relacionados con la higiene y salubridad ya que la mayoría de los pueblos del interior de la provincia no cuentan con sistemas para la recolección y tratamiento de los líquidos cloacales, contando para el depósito de los mismos sistemas de pozos absorbentes los cuales contaminan las napas freáticas al elevarse las mismas y al mismo tiempo estas generan un mal funcionamiento del sistema cuando se encuentra a niveles muy altos. Así mismo la elevación del nivel freático trae problemas de posibles asentamientos y pérdida de capacidad portante del terreno con la consecuente posibilidad de daños en estructuras.

Por último se debe mencionar que teniendo en cuenta los últimos acontecimientos climáticos ocurridos en la región en los meses de Febrero a Abril del 2014 y tratándose de una cuenca lechera importante, aproximadamente 400 tambos y una producción diaria cercana a 1.000.000 litros (datos obtenidos de la Agencia Zonal Las Varillas del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentos de la Provincia de

Córdoba), determina hacer hincapié en los análisis de los problemas, no solo de corto plazo, sino de mediano y largo plazo, ya que ante la llegada de los meses de invierno, se detecta que la reservas forrajeras sufren una merma que ronda entre un 40 y un 70 por ciento del total estimado. Si bien este análisis se basa en los anegamientos producidos por las lluvias de este año, con una frecuencia importante se suceden estos acontecimientos que no solo complican por problemas de anegamiento de la zona productiva, sino que afectan a posterior con el retiro de las aguas la provisión de forrajes para el alimento para los animales los cuales se estima en una cantidad aproximada de 160.000 cabezas de ganado (dato también suministrado por la Agencia Zonal Las Varillas). Además de los problemas de anegamiento y disminución de la cantidad de forraje para alimento, se le suma a esto la muerte del ganado producido por ahogamiento, arrastre por correntada, y enfermedades relacionadas con la contingencia climática. En las Figuras 2.4.6 y 2.4.7 se puede ver a través de una imagen aérea el anegamiento de centenares de hectáreas como así también la de un tambo y una vivienda en zona rural, teniendo como consecuencia de esto la pérdida de un porcentaje importante de la producción agropecuaria.



**Figura 2.4.6 hectáreas de zona rural inundadas, fuente: Municipalidad de S.M. Laspiur  
(marzo de 2009)**



**Figura 2.4.7 Anegamiento del sector rural, fuente: Municipalidad de S.M. Laspiur (marzo de 2009)**

Ante la necesidad de implementar una sistematización de los excedentes hídricos y con la finalidad de mitigar los problemas enunciados, Los municipios de Saturnino María Laspiur, Colonia Prosperidad y Quebracho Herrado, en conjunto con productores rurales afectados han decidido encarar un proyecto en conjunto, junto con la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba, el cual permita el saneamiento de la superficie afectada, con el principal objetivo de minimizar y controlar los problemas de anegamiento e inundación en las zonas urbanas de dichas localidades, como así también en sus inmediaciones y sectores rurales involucrados en la cuenca hídrica bajo estudio.

El problema consiste en realizar una derivación controlada de los excedentes hídricos en esta zona a través del diseño y construcción de un nuevo canal teniendo en cuenta los antecedentes y los dos proyectos presentados en esta región.

Para ello es necesario diseñar el canal de desagüe teniendo en cuenta los caudales erogados en cada una de las cuencas de aporte a este sistema. Además, para lograr un drenaje controlado será necesario proyectar lagunas de retardo y alcantarillas que permitan atenuar los caudales excedentes

Para la determinación de dichos caudales erogados se deberá realizar una modelación hidrológica de la cuenca la cual se realizara utilizando el modelo computacional HEC-HMS en su versión 3.5 y se deberán determinar todos los parámetros característicos de dicha cuenca como así también las precipitaciones sobre la zona de estudio, constituyendo estos los datos de entrada para la modelación. En los capítulos siguientes se describen la obtención de dichos datos de entrada, mientras que en el capítulo 5 se explica el proceso de transformación lluvia caudal.



## **CAPITULO 3: DETERMINACION DE LOS PARAMETROS FISIOGRAFICOS**

### **3.1. DELIMITACION DE LAS CUENCAS DE APORTE**

Para la delimitación de las cuencas de aporte se realizó un análisis de la red de drenaje de la cuenca permitiendo subdividir al área de estudio en un gran número de subcuencas teniendo en cuenta la línea principal de escurrimiento de cada una y la divisoria de aguas entre las misma. Esta tarea de delimitación y división de la cuenca se llevó a cabo utilizando las cartas del IGM por medio de las cuales se obtuvo las curvas de nivel del terreno correspondiente a la zona de la cuenca de estudio y en base a estas se pudo determinar tanto las líneas de escurrimiento como las divisorias de agua.

En la Figura 3.1.1 se puede observar la imagen del AutoCad con las cartas IGM con las cuales se trazaron todas las líneas de escurrimiento (color violeta) y divisoria de aguas (color azul).

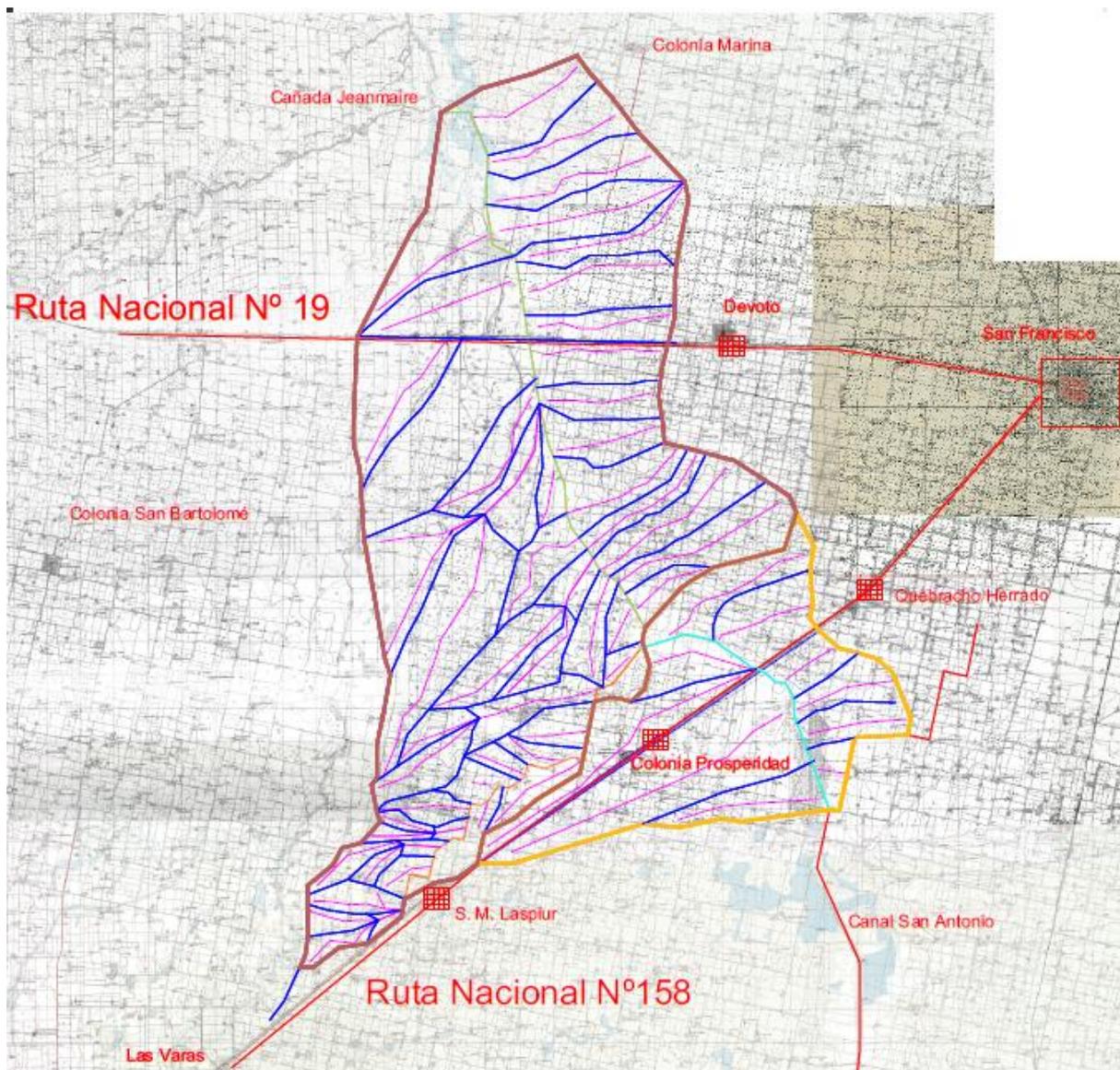
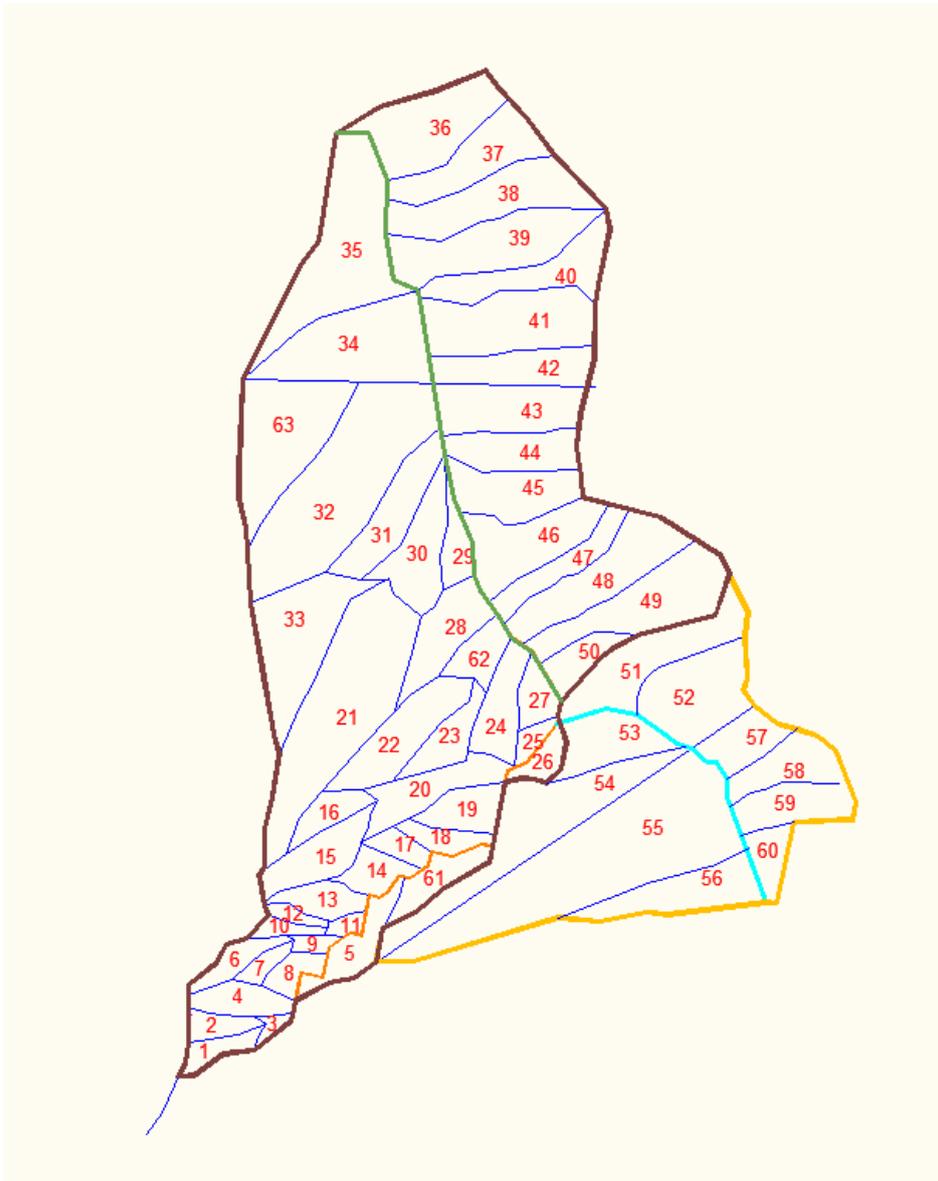


Figura 3.1.1 delimitación de la cuenca de estudio

Por ultimo en la Figura 3.1.2 se puede observar la Subdivisión de las cuencas principales en cada una de las subcuencas y la numeración de las mismas, lo cual permite la identificación de cada una y analizar sus parámetros característicos (área, pendiente media, longitud de cauce principal, tiempo de concentración, etc) por separado.



**Figura 3.1.2 Enumeración de las Subcuencas**

### 3.2. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS FISICOS

Un fenómeno natural de características hidrológicas está regido, en general, por una determinada cantidad de variables que interactúan entre sí, las que generan un evento meteorológico complejo cuya discretización se hace extremadamente complicada y compleja.

El reconocimiento de estas variables es el primer paso para lograr la representación numérica de este tipo de fenómenos constituyéndose una de las tareas con mayor importancia.

El modelo matemático está basado en una esquematización simplificada del contexto hidrológico, enmarcando no solo la cuenca sino también los eventos meteorológicos relevados y, posteriormente, la asignación de los distintos procesos involucrados para la representación del mismo. En esta concepción la cuantificación de las variables que actúan dentro del fenómeno es totalmente relevante.

La estructura hidrográfica se resolvió identificando las subcuencas que aportan a los cursos principales, determinando para cada una de ellas los parámetros que las caracterizan a nivel fisiográfico e hidrológico. Este estudio más detallado fue necesario frente al objetivo planteado al momento de definir las características que tendría el modelo numérico a realizar.

Para cada una de las subcuencas hidrográficas se aplicó la misma metodología, se determinaron el área de cada subcuenca, la longitud del curso principal y la pendiente del mismo.

- **Área de la cuenca (A):** el área de la cuenca es sin duda una de las características geomorfológicas más importantes para el análisis hidrológico. La misma constituye el “factor de escala” en la relación de transformación lluvia-caudal.

La determinación del área de cada una de las cuencas fue empleada en este estudio para analizar los parámetros fisiográficos fundamentales de las mismas como así también para el desarrollo del modelo hidrológico.

• **Longitud del cauce principal (L):** Se determina por medición directa de la longitud del cauce más importante de cada subcuenca. En la elección de dicho cauce, se tiene en cuenta en cada caso, tanto la longitud del mismo, como su desnivel, buscando siempre el curso que presenta en lo posible, el máximo para ambos valores.

• **Pendiente Media (Sm):** Relación entre la altura total del cauce principal (cota de máxima menos cota de mínima) y la longitud del mismo.

$$Sm = \frac{H \text{ max} - H \text{ min}}{L}$$

### 3.3. TIEMPOS DE CONCENTRACION

El tiempo de concentración es uno de los parámetros del tiempo de respuesta característicos de una cuenca hídrica.

La mayoría de los métodos de función de transferencia consideran parámetros de tiempo característicos del escurrimiento de una cuenca.

Una definición del mismo puede ser la del tiempo que transcurre entre la caída de la lluvia en el punto más alejado de la cuenca y la salida del escurrimiento correspondiente a dicha lluvia al final de la cuenca, es decir el tiempo que demora la gota de agua en recorrer el cauce principal de la cuenca desde el punto más alejado hasta la salida de la misma.

El tiempo de concentración  $T_c$ , es uno de los parámetros utilizados con mayor frecuencia y constituye un ingrediente vital en el Método Racional y en otros métodos de estimación de respuestas máximas en cuencas urbanas. La utilización del mismo sin embargo, se extiende también a aplicaciones que persiguen otros objetivos tales como la simulación de eventos y el pronóstico de caudales. Los modelos utilizados para estos fines suelen utilizar técnicas de calibración o actualización de sus parámetros.

En la práctica existen tres alternativas básicas para estimar el valor de  $T_c$  en una cuenca:

1. A partir de pares de valores observados de lluvia-caudal;
2. Mediante el uso de fórmulas empíricas, y
3. Utilizando el enfoque físico basado en la ocurrencia de flujo cinemático.

Existe un gran número de fórmulas empíricas descritas en la literatura. Las mismas por lo general provienen de los países desarrollados y han sido deducidas para condiciones de caudales máximos. Aunque las formulas varíen entre sí, la mayoría relaciona  $T_c$  a las características de la lluvia y a diversos parámetros de la cuenca como la superficie, la longitud del curso, la pendiente del terreno, las condiciones de resistencia al flujo, etc. La aplicación de este tipo de fórmulas es simple, hecho que ha extendido su uso en el mundo. Sin embargo, la naturaleza empírica de las mismas, y la falta de una real diversidad en los datos utilizados en su ajuste limitan su valor.

### **3.3.1. Dificultades y limitaciones de los métodos para predecir $T_c$**

Pese a su influencia sobre la incertidumbre total en la estimación de caudales no existe en la práctica un método único para predecir con exactitud  $T_c$ . Los métodos basados en la definición clásica del  $T_c$  tienden a contemplar las características de la cuenca y de la lluvia. Se basa en hipótesis simplificadoras tales como: comportamiento lineal de la cuenca, ocurrencia de un flujo uniforme, unicidad del valor del coeficiente de resistencia, unicidad del valor del radio hidráulico, distribución homogénea de la lluvia, etc. Por otra parte un mismo método utilizado por usuarios diferentes puede arrojar resultados diferentes debido a la subjetividad en la adopción de los valores de algunos coeficientes.

Los métodos basados en las características del conjunto hietograma-hidrograma también presentan limitaciones. Las principales de ellas se asocian a la inexistencia de métodos universales consagrados tanto para realizar la separación del hidrograma como para establecer la distribución temporal exacta de la lluvia neta. Por consiguiente, la combinación de distintos métodos conduce a la estimación de distintos valores de  $T_c$ . Otras limitaciones asociadas al histograma corresponde a su heterogeneidad espacial y a la variación de su frecuencia o tiempo de retorno.

Es preciso considerar también que no existe una definición única y universal de cada uno de los parámetros de tiempo característicos del escurrimiento. Las diferencias residen en los instantes que son considerados por cada autor para describir el inicio y o fin de cada periodo.

### 3.3.2. Formulas consideradas para estimar (Tc)

- **Kirpich (1940).** Desarrollada con información proporcionada por el Soil Conservation Service (SCS) en siete cuencas en Tennessee (USA) de áreas comprendidas entre 0.0051 y 0.433 km<sup>2</sup>, en canales de altas pendientes (3-10%). Es una de las fórmulas más tradicionales que expresa el tiempo de concentración en horas así:

$$T_c = 0.000325 * \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Dónde: L es la longitud del cauce principal en metros; S es la pendiente del canal en m/m.

- **Modificación de la ecuación de Kirpich;** desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California. En sistema internacional de unidades, el tiempo de concentración en horas se evalúa mediante la siguiente expresión (Rowe and Thomas, 1942).

$$T_c = \left( \frac{0.87 * L}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde: L es la longitud del cauce principal en kilómetros; H es el desnivel medio del cauce principal en metros.

- **Pezzoli, (1988)** basado en medidas relativas en algunas cuencas de piedemonte sugirió calcular el tiempo de concentración en horas, así:

$$T_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{S}}$$

Dónde: L es la longitud del cauce principal en kilómetros; S es la pendiente media del canal principal en m/m.

- **Bransby Williams**, Sugerida por The Institution Engineers, Australia en remplazo de la fórmula de Kirpich, al arrojar esta valores muy bajos (Yen,1992).

$$T_c = \frac{58 * L}{A^{0.1} * S_c^{0.2}}$$

Dónde: L es la longitud del cauce principal en kilómetros; A es el Área de la cuenca en km<sup>2</sup>; S es la pendiente media del canal principal en m/km.

- **Método Racional Generalizado**, Origen EEUU, adoptado por la ingeniería vial en Argentina. Se sugiere adoptar k=1. (ASCE, 1992).

$$T_c = \frac{60 * k * L}{H^{0.3}}$$

Dónde: L es la longitud del cauce principal en metros; H es la diferencia de nivel de la cuenca en pies; k es la rugosidad relativa del cauce.

- **Pilgrim**, Desarrollada para cuencas rurales de Australia (Pilgrim y Cordery,1993)

$$T_c = 0.76 * A^{0.78}$$

Dónde: A es el Área de la cuenca en km<sup>2</sup>.

- **Formula de Clark**

$$T_c = 0.04574 * \left( \frac{A}{\sqrt{S}} \right)^{0.5936}$$

Dónde: A es el Área de la cuenca en km<sup>2</sup>; S es la pendiente media de la cuenca en m/m.

### 3.3.3. Estimación de los tiempos de concentración para las cuencas y subcuencas analizadas

Los resultados de los tiempos de concentración se obtienen aplicando las formulaciones antes descritas, utilizando aquellas que mejor se adaptaban a las características de nuestra zona de estudio, observándose una gran variación de resultados como era de esperar debido a la gran incertidumbre que presenta la determinación de este parámetro. Se utilizó como tiempo de concentración de cada subcuenca el valor promedio del obtenido por las distintas formulaciones, descartando aquellas formulaciones que presentaban valores fuera de rango. El valor de tiempo de concentración obtenido por medio de las formulas se encuentra expresado en horas y para su utilización en el modelo matemático se debió hacer la conversión de los mismos a minutos y luego multiplicar dichos valores por un factor de 0.6 ya que el software requiere como dato de entrada el lag (tiempo que transcurre desde el centro de gravedad de la precipitación neta, hasta el pico del hidrograma) y es aproximadamente 0.6 del tiempo de concentración.

En la Tabla 3.3.1 se muestran los valores de los parámetros utilizados en la obtención de los tiempos de concentración para las Cuencas Principales.

**Tabla 3.3.1 Parámetros para determinación de los tiempos de Concentración**

Cuenca	Area (km <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Desnivel (m)	Pendiente
San Antonio	373,5	43318	10,75	0,00025
Jeanmaire	646	36488	7	0,00019

En la Tabla 3.3.2 los valores de los tiempos de concentración para dichas cuencas. Luego en los anexos I y II se muestran los valores de los parámetros físicos y los tiempos de concentración para cada una de las subcuencas en la cual se dividen las mismas.

**Tabla 3.3.2 Tiempos de Concentración de las Cuencas Principales**

Cuenca	kirpich Tc (h)	kirpich 2 Tc (h)	california culverts Tc (h)	Bransby William Tc (h)	MRG Tc (h)	Clack Tc (h)	Tc prom (h)
San Antonio	29,52	29,47	29,71	30,60	21,24	28,08	26,44
Jeanmaire	28,56	28,52	28,74	25,69	20,35	27,01	26,48



## **CAPITULO 4: PRECIPITACIONES**

### **4.1. INTRODUCCION**

Para numerosos propósitos ingenieriles es necesario conocer las precipitaciones máximas para distintas duraciones asociadas a su probabilidad de ocurrencia, a fin de poder realizar estimaciones de los caudales resultantes en los escurrimientos superficiales

La información requerida depende del objetivo perseguido y en parte de la técnica de inferencia a emplear. Para estimar crecientes de proyecto incluye por lo común combinaciones de intensidad y persistencia extremas de la lluvia para cada probabilidad de ocurrencia o recurrencia (Curvas Intensidad-Duracion-Frecuencia o IDF), así como la estructura interna o el patrón de distribución temporal medio de la altura de agua caída en la tormenta (hietograma tipo).

Este tipo de información solo puede extraerse de registros de alta frecuencia, analógicos cuasi continuos, normalmente fajas pluviograficas, y no se cuenta con el en cualquier lugar. Es en cambio habitual otro dato provisto por pluviómetros: la lámina diaria total. Se hace necesario entonces regionalizar la estadística de esta variable y asociarla al análisis pluviografico para poder transferir el conocimiento que este aporta a cada punto de interés.

Para superar esta situación se elaboró en el pasado un Proyecto del cual formaron parte la Dirección Provincial de Hidráulica (actualmente Secretaria de Recursos Hidricos), el Servicio Meteorológico Nacional (SMN) y el Centro de Investigaciones Hídricas de la Región Semiarida (CIRHSA) cuyo objetivo general fue desarrollar la tecnología necesaria para la estimación de tormentas de proyecto con alcance regional y específicamente llevar a cabo la tarea de regionalizar las lluvias máximas diarias para un gran número de puestos pluviométricos provinciales, deducir las relaciones entre intensidades duraciones y frecuencias así como las distribuciones temporales internas de las tormentas y finalmente proponer un mecanismo para evaluar hietogramas de proyecto de cualquier lugar de la Provincia. Los datos

necesarios para estimar crecientes para la determinación de caudales erogados por los canales proyectados, fueron tomados de dichos análisis.

#### 4.1.1. Distribución de las precipitaciones

Según la carta de precipitaciones, que se muestra en la Figura 4.1-1, se ponen de manifiesto cinco áreas fundamentales de lluvias. En general la precipitación degradan desde el este-sudeste al noroeste de 800 a 400 mm anuales, mientras que las temperaturas aumentan en igual sentido.

En primer lugar la del este, con lluvias entre 900 y 800 mm con dos focos de más de 900 mm, uno alrededor de San Francisco y el otro al norte de Arias. Esta área lluviosa se debe al mayor alcance y eficiencia de las masas de aire subtropical marítimo. La orientación meridional de esta franja es consecuencia de la elevada concentración estival de las precipitaciones, época durante la cual el anticiclón subtropical alcanza su máximo desplazamiento hacia el sur.

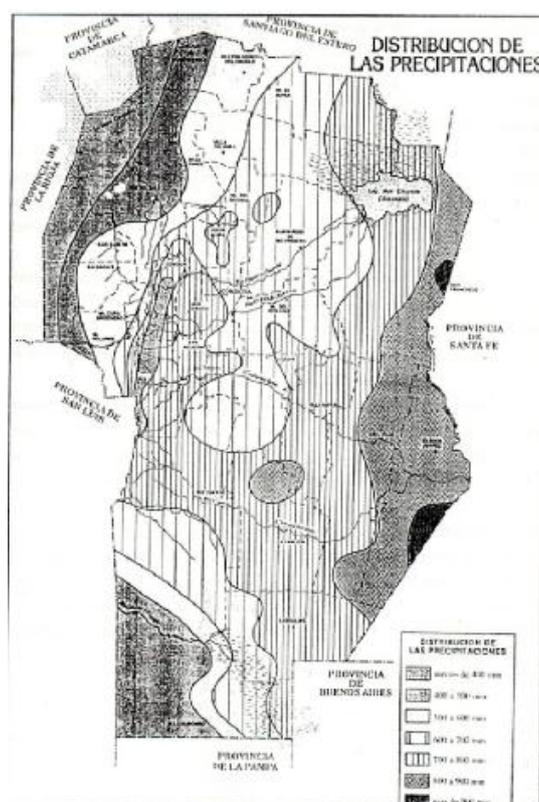


Figura 4.1.1: Distribución de la lluvia media anual en la provincia de Córdoba (García CM, 2000)

Una segunda área es la diagonal de sentido SO - NE, a occidente de la anterior, con lluvias que oscilan entre los 800 mm en el NE y 500 en el SO, con un pequeño foco de 800 a 900 mm equidistantes de Villa María y Río Cuarto. Se pone de manifiesto aquí el progresivo agotamiento de la humedad del aire subtropical de E a O, por un lado, y la acción del frente frío que se desplaza de SO al NE por otro. Además hay un aumento de precipitaciones a medida que el choque de aire frío con el caliente se produce más al N, es decir, donde este conserva mejor su condición original o sea cálida y húmeda. Finalmente, la extensión de área hacia el occidente, junto con el relieve, es una consecuencia de la excitación orográfica.

La tercera área, estrecha y larga es también una consecuencia de las excitaciones orográficas. En los niveles inferiores de las montañas las precipitaciones oscilan entre 800 y 900 mm, y en los altos niveles pasan estas cifras para producir los valores propios del área más lluviosa de la provincia (San Francisco y Arias).

La cuarta área corresponde a la planicie del NO. La tensión de vapor es baja, no obstante las elevadas temperaturas, a causa del escaso contenido de agua de las masas de aire. La lluvia disminuye desde el borde de las montañas, donde llega a 600 mm, hacia el NO, en que alcanza menos de 400 mm. Es la región más seca de la provincia.

Por último existe un área entre la anterior y la segunda, con precipitaciones inferiores a esta pero superiores a la planicie del NO. Oscilan entre los 600 y 700 mm. Su inserción puede explicarse por el agotamiento, hacia el O, de las masas húmedas del anticiclón tropical, efectos orográficos atenuados por la menor altitud de la montaña y la propagación, hacia el este, de la incidencia de las masas de aire cálido y seco del NO.

## 4.2 Metodología

La finalidad es calcular los hietogramas de tormenta para aplicar sobre la cuenca en estudio.

La metodología empleada consiste básicamente en determinar de manera aproximada por extrapolación, las curvas Intensidad - Duración - Frecuencia (I - D - F) en aquellas estaciones pluviométricas que no las posean, en base a las curvas I-D-F de un puesto base y al cálculo de un factor.

Se utiliza una estación base que posea determinadas las curvas I-D-F. La precipitación media diaria anual a considerar en cada estación es la que corresponde al tiempo de recurrencia de 10 años.

Se calcula un factor para cada estación que es igual al cociente entre la precipitación máxima diaria anual de 10 años de recurrencia (de la estación a obtener las Curvas I-D-F) y la precipitación máxima diaria anual de la estación base.

De las curvas I-D-F de la estación base se extraen los valores de intensidad y duración para los distintos tiempos de recurrencia, con los que se obtienen las alturas de precipitación para los distintos periodos de retorno.

La precipitación puntual en una cuenca será el producto de la altura de la lámina llovida por el factor correspondiente a la estación que se trate.

La distribución espacial de precipitaciones máximas es un elemento importante para el control de volúmenes erogados superficialmente. Una distribución espacial de lluvias máximas no representa necesariamente un patrón uniforme. Para tener en cuenta dicho fenómeno se ha desarrollado un método que consiste en la determinación de una curva altura pluviométrica - área - duración, que permite transferir un resultado puntual a uno espacial.

#### **4.2. DETERMINACION DE LAS PRECIPITACIONES PARA LA CUENCA DE APORTE**

La cuenca en estudio se encuentra definida casi en su totalidad dentro de la zona de Influencia de la estación pluviograficas de Marcos Juárez como podemos observar en la Figura 4.2.1 y además podemos observar la ubicación de los pluviómetros que conforman la red pluviografica y la cuenca en estudio (color azul). De la ubicación geográfica de los 141 puntos de medición que constituyen la red pluviométrica definida en el análisis realizado durante el proyecto de Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba, se seleccionaron aquellas estaciones pluviométricas de interés para nuestro estudio, en este caso la estación pluviografica N° 58 (Devoto), y la estación pluviografica N° 91 (Alicia).

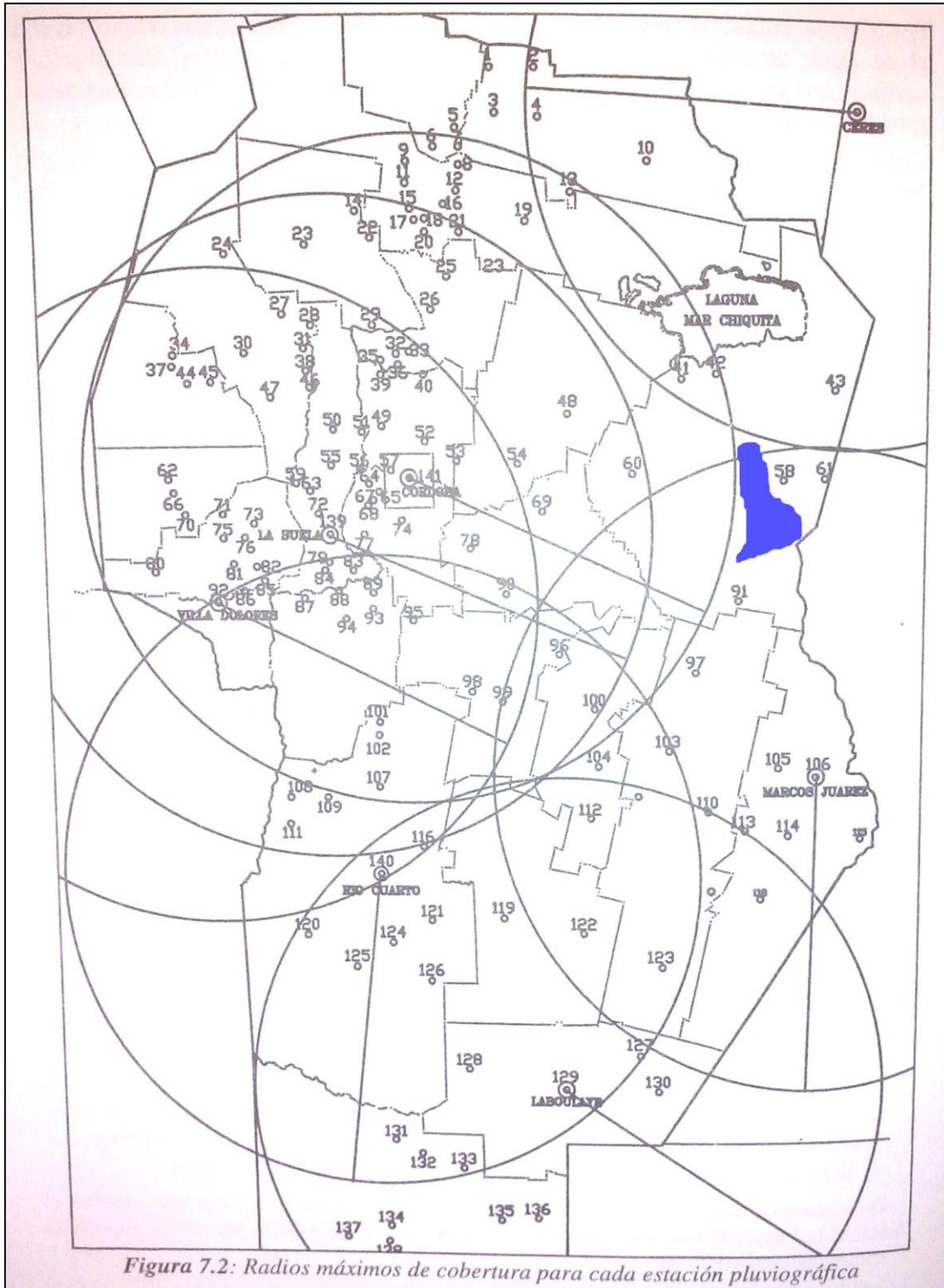


Figura 4.2.1: red pluviométrica definida en el análisis realizado durante el proyecto de “Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba”

#### 4.2.1. Estimación de las curvas i-d-T para la región analizada

Para el dimensionado de las obras de drenaje y control de erosión, determinación de caudales máximos es necesario conocer la precipitación con un determinado riesgo de ocurrencia para una duración dada. El riesgo de ocurrencia está directamente relacionado con la frecuencia esperada para un evento o su periodo de recurrencia.

Se pueden obtener relaciones entre las variables mencionadas (intensidad -duración- periodo de recurrencia) que permitan expresar una de ellas en función de las otras dos.

En el trabajo de regionalización de precipitaciones máximas se determinaron las curvas i-d-T utilizando distintas distribuciones de probabilidad (Gumbel, Gamma, Normal, Lognormal, LogPearson III, Weibull, etc.) para las estaciones base adoptadas en este trabajo se adoptó el ajuste de la distribución Lognormal por ecuación empírica como curva teórica para relacionar Intensidades-Periodos de Retorno en la estación Marcos Juárez. A partir de los valores de intensidad y periodo de retorno para cada duración es posible graficar las curvas i-d-T buscadas.

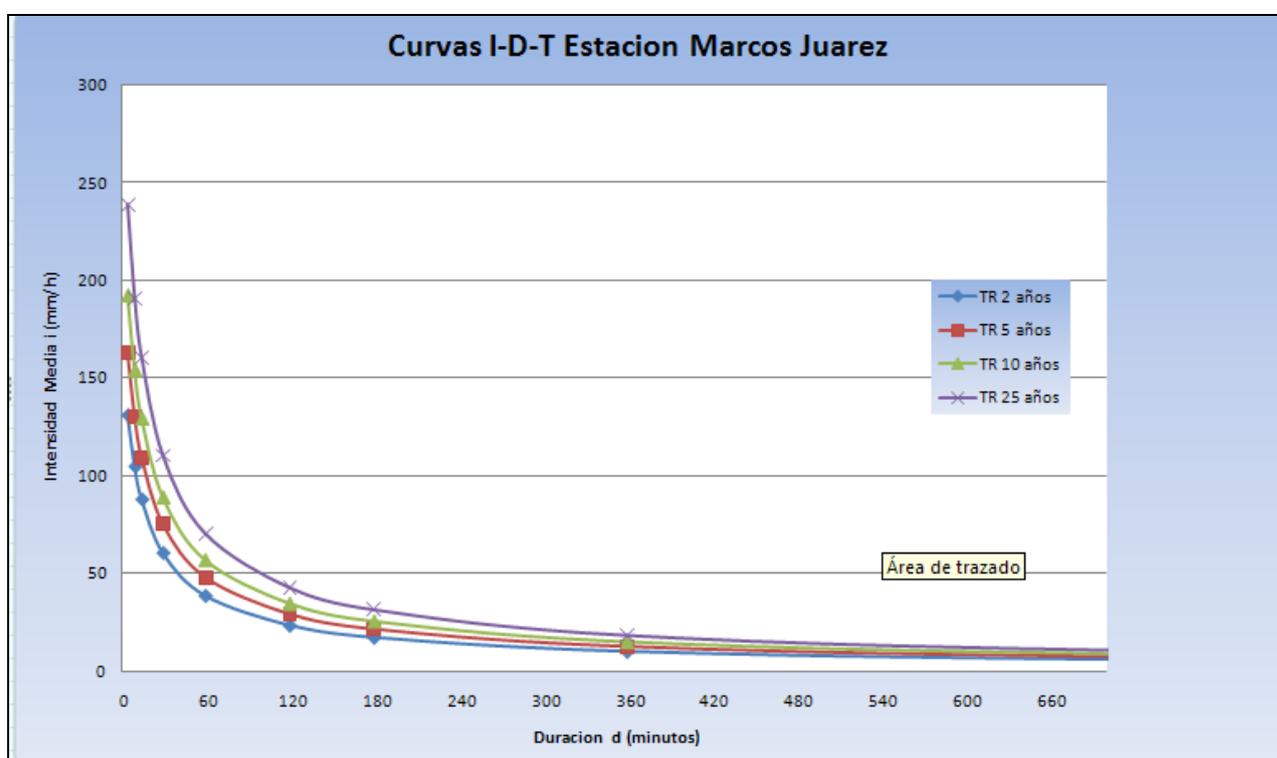
A continuación se muestran los resultados obtenidos:

**Tabla 4.2-1: Lamina total en [mm] para distintos periodos de retorno Marcos Juárez  
(Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba)**

P. Retorno (años)	Duración ( minutos)									
	5	10	15	30	60	120	180	360	720	1440
2	130,75	104,6	87,793	60,431	38,522	23,312	17,112	9,928	5,693	3,245
5	162,73	130,21	109,29	75,225	47,953	29,019	21,301	12,36	7,087	4,039
10	192,05	153,66	128,98	88,779	56,593	34,248	25,139	14,59	8,363	4,767
25	239,07	191,29	160,55	110,51	70,448	42,632	31,293	18,16	10,41	5,934
50	282,14	225,75	189,48	130,43	83,141	50,314	36,932	21,43	12,29	7,003
100	332,98	266,42	223,62	153,93	98,121	59,379	43,586	25,29	14,5	8,265
200	392,97	314,43	263,91	181,66	115,8	70,077	51,439	29,84	17,11	9,754

**Tabla 4.2-2: Intensidades en [mm/h] para distintos periodos de retorno (Marcos Juarez)  
(Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba)**

P. Retorno (años)	Duración ( minutos)									
	5	10	15	30	60	120	180	360	720	1440
2	10,90	17,43	21,95	30,22	38,52	46,62	51,34	59,57	68,32	77,88
5	13,56	21,70	27,32	37,61	47,95	58,04	63,90	74,16	85,04	96,94
10	16,00	25,61	32,25	44,39	56,59	68,50	75,42	87,54	100,36	114,41
25	19,92	31,88	40,14	55,26	70,45	85,26	93,88	108,96	124,92	142,42
50	23,51	37,63	47,37	65,22	83,14	100,63	110,80	128,58	147,48	168,07
100	27,75	44,40	55,91	76,97	98,12	118,76	130,76	151,74	174,00	198,36
200	32,75	52,41	65,98	90,83	115,80	140,15	154,32	179,04	205,32	234,10



**Figura 4.2.2: Curvas Intensidad-Duración-Recurrencia para la estación Marcos Juárez  
(Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba)**

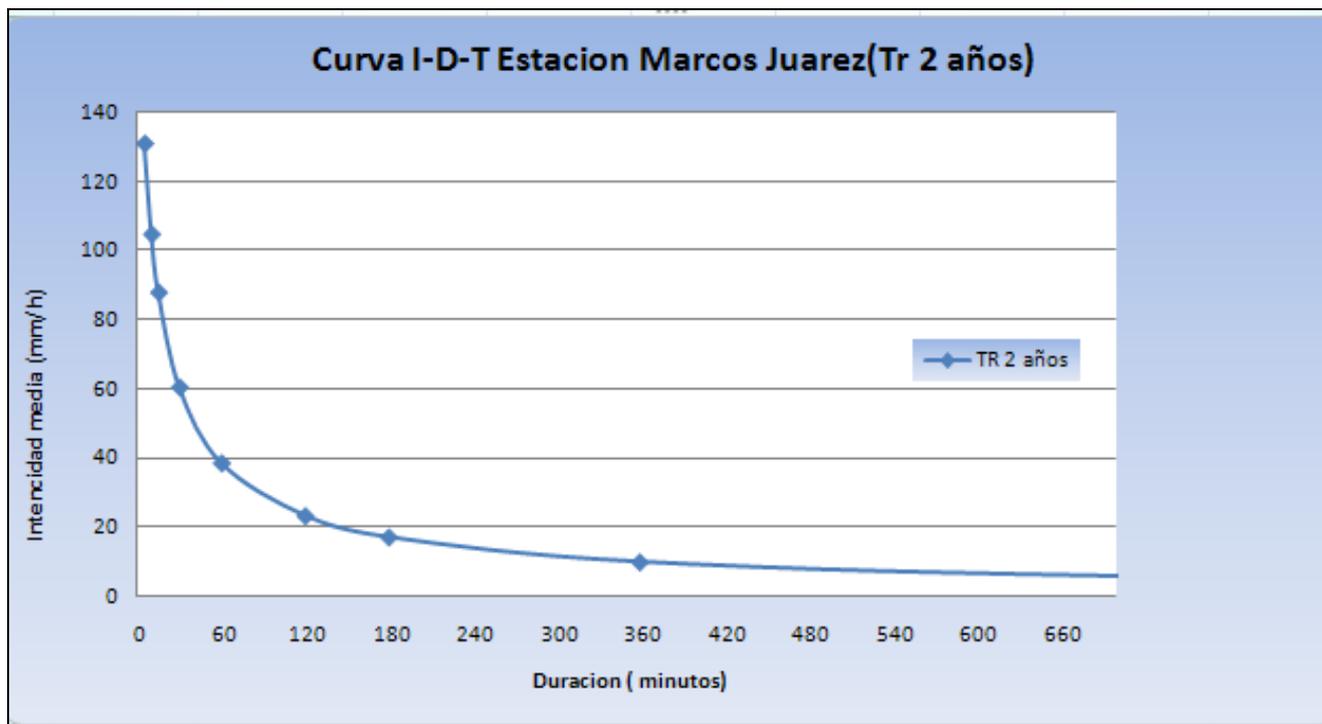


Figura 4.2.3: Curvas Intensidad-Duración-Recurrencia para la estación Marcos Juárez (Tr 2 años)

#### 4.2.2. Distribución temporal interna de las tormentas intensas

El conocimiento de la distribución temporal de tormentas intensas reviste gran importancia para la resolución de ciertos problemas hidrológicos, como el estudio de la escorrentía potencial de varios tipos de tormenta. La distribución temporal de las tormentas intensas es requerida como dato de entrada en los modelos de simulación lluvia-caudal, constituyendo un elemento determinante en la estimación del hidrograma de crecidas.

Para seleccionar tormentas intensas ocurridas en la estación que se analiza se deben establecer en primer lugar criterios para separar tormentas y consideraciones sobre la intensidad media y lamina mínima. Para el caso de la estación Marcos Juárez, desarrollado durante el estudio de Regionalización de Precipitaciones Máximas, se llegó a la conclusión que más de 91% de las mismas tienen duración menor e igual que 6 horas.

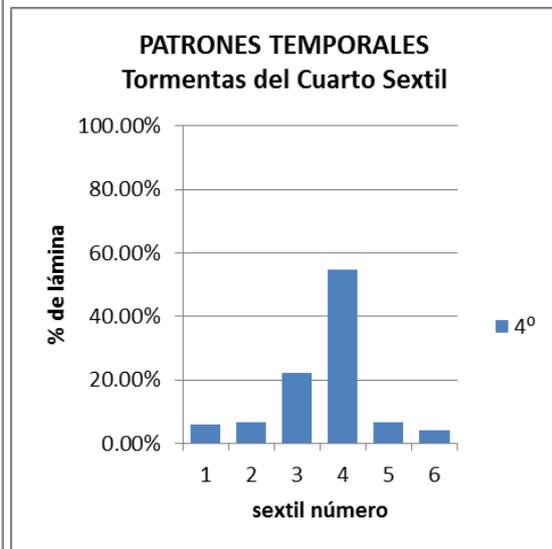
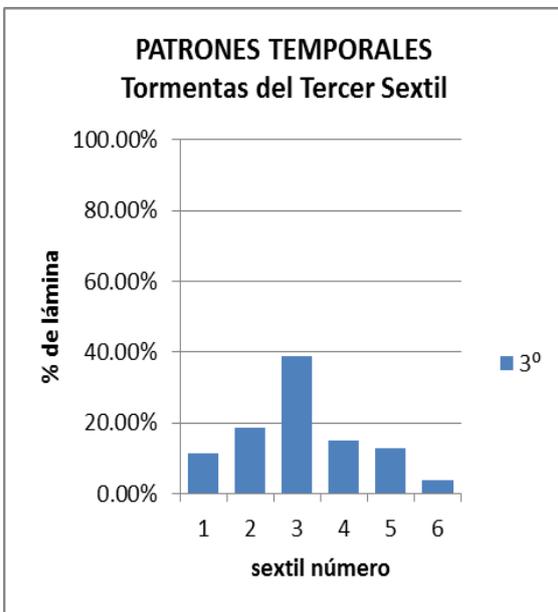
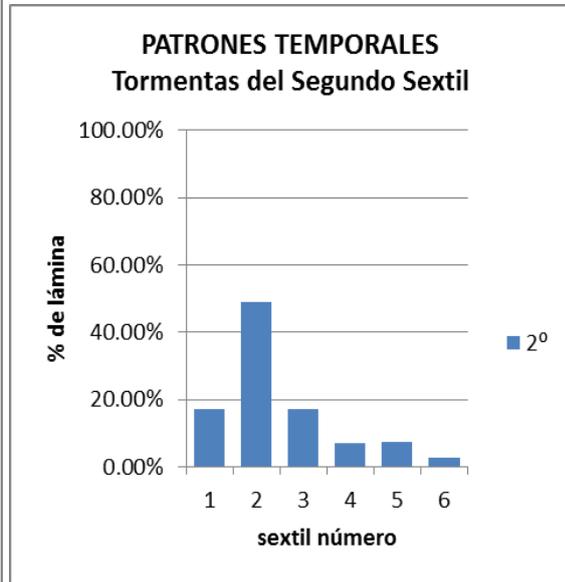
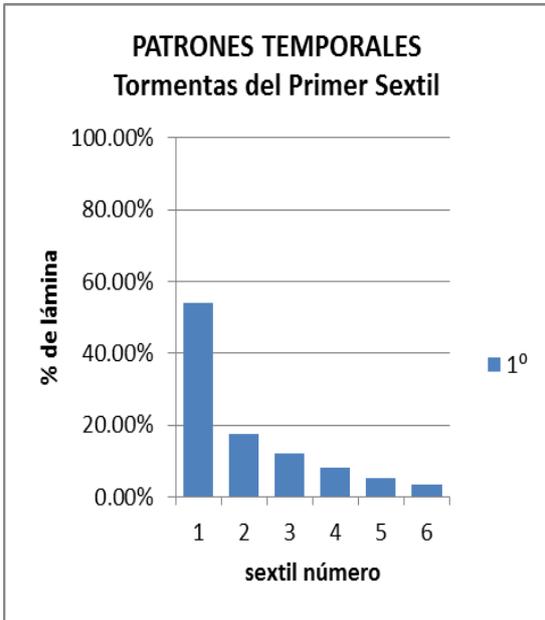
Para obtener los patrones de distribución temporal se tuvieron en cuenta, en el estudio mencionado, tres tipos de variables intervinientes en el problema: criterio de separación de tormentas, duración de la tormenta y ubicación del pico (intervalo de mayor intensidad de la precipitación). Luego de aplicar diversas metodologías (análisis de tormentas por duración, análisis de tormentas por sextil y análisis de tormentas por sextil y duración) se llegó a la conclusión que el patrón temporal típico dependía de la ubicación del pico, no siendo relevante la aplicación conjunta del agrupamiento por sextil y duración de la tormenta, por la escasa cantidad de datos obtenidos para cada subgrupo (para una duración dada y una cierta ubicación del pico).

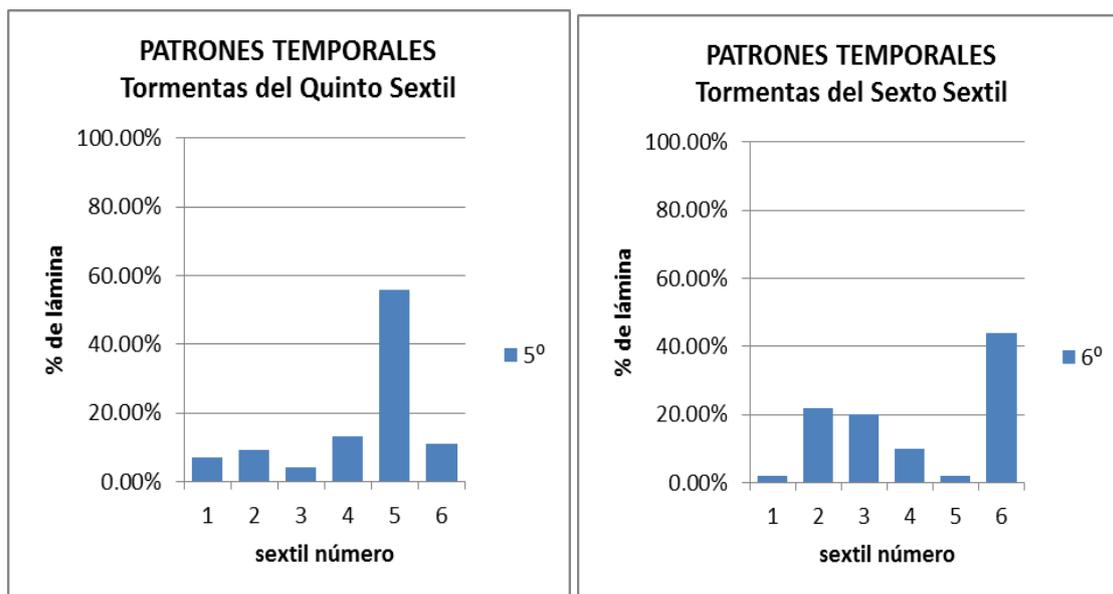
A continuación se muestran los resultados de los patrones temporales, es decir, los porcentajes de lámina precipitada en cada sextil (sexta parte de la duración de la tormenta) así como también la ubicación del pico, para la estación Marcos Juárez, obtenidos en el estudio de Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba.

**Tabla 4.2-3: Patrones Temporales-Estación Marcos Juárez**

PATRONES TEMPORALES -GRUPOS DE TORMENTAS DEL SEXTIL						
SEXTIL	1°	2°	3°	4°	5°	6°
1	54.00%	17.00%	11.25%	6.00%	7.00%	2.00%
2	17.33%	49.00%	18.75%	6.50%	9.00%	22.00%
3	12.07%	17.00%	38.67%	22.17%	4.00%	20.00%
4	8.10%	7.00%	14.83%	54.58%	13.00%	10.00%
5	5.20%	7.29%	12.67%	6.50%	56.00%	2.00%
6	3.30%	2.71%	3.83%	4.25%	11.00%	44.00%

Se muestran a continuación los hietrograma correspondientes las lluvias de cada sextil





**Figura 4.2-4: Hietogramas típicos para tormentas intensas en la estación Marcos Juárez (Fuente: Elaboración propia a partir de los datos obtenidos del Estudio: “Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba)**

### 4.2.3. Transferencia por Extrapolación

Los métodos de extrapolación se sustentan en la hipótesis de que las estaciones pluviográficas representan sendas zonas homogéneas. De tal modo, en tanto una de éstas, o un conjunto de varias adyacentes, abarque toda la región de estudio, la transposición será un proceso centrífugo de traslado de información desde el puesto base, dentro de cada zona, prescindente de su entorno. Esa concepción es equivalente a la que se aplica para extender espacialmente lluvias diarias mediante polígonos de Thiessen.

Esta clase de técnicas suele emplearse para transponer estimaciones de lluvias extremas, para varias duraciones, así como precipitaciones máximas probables, definidas por un análisis apropiado de tormentas históricas sobre la cuenca y sobre el área sujeta a influencias meteorológicas similares. Los parámetros de curvas i-d-T y del hietograma tipo también pueden ser extrapolados, con propósito de diseño.

En todo caso es necesario establecer de antemano que la posición del pluviógrafo es representativa del área en estudio, condición que depende de factores meteorológicos, en especial trayectoria y estructura de la tormenta: la extrapolación será válida si esto afectan de modo estadísticamente similar toda la zona.

La semejanza meteorológica es el elemento de juicio y debe ser restablecida para cada zona en estudio, lo que en la práctica implica verificar que cada estación pluviográfica cumple condiciones experimentalmente establecidas para adoptarla, a priori, como representativa de su zona y constatar que un conjunto de varias adyacentes abarca toda la región. En caso de darse esta situación, los patrones de comportamiento del puesto base serán transferibles al área que se le asemeja, sin requerir convalidación a posteriori.

En este trabajo se consideró a la estación Marcos Juárez como estación base y a las estaciones satélites de Alicia y Devoto como se observa en la Tabla 4.2.4 dentro de la misma zona homogénea. Convalidada la representatividad, puede pasarse a la extrapolación propiamente dicha.

Dado que las series anuales de lluvias diarias han sido procesadas estadísticamente en trabajos anteriores se empleará como factor de escala, en cada estación el cociente entre su lámina diaria y la del puesto base, para un período de retorno de 10 años, que se obtuvieron de análisis de frecuencia de lluvia diaria. Los valores de este factor para cada estación se pueden observar en la Tabla 4.2.5

**Tabla 4.2-4: Características de las estaciones satélites seleccionadas dentro de la cuenca en estudio**

Estación	Código	Latitud Sur	Longitud oeste	Altitud	Precipitación máxima diaria anual PR= 10 años
Alicia	6082	31°56'	62°29'	156	125.718
Devoto	4886	31°24'	62°18'	119	140.402

**Tabla 4.2-5: Factor de escala para transformar las curvas I-D-F de las estaciones**

Factor de escala para transformar curva I-D-F de cada estación	
ESTACION	FACTOR
Alicia	0.87
Devoto	0.98

Esta forma de proceder neutralizará la distorsión que pueden causar las diferencias de cantidad de lluvia entre la estación emisora y receptora de información.

De esta manera se estimaron las curvas i-d-T para todos los puestos pluviométricos, en los cuales no se tienen datos pluviográficos. Estas relaciones se muestran en las Tablas 4.2.6 a la 4.2.9 para cada uno de los pluviómetros seleccionados.

Los hietogramas tipo como están expresados en porcentajes (adimensionalizados) se extrapolan sin otro procedimiento a todos los puestos.

A continuación se muestran los resultados para la zona en estudio.

**ESTACION DEVOTO**

**Tabla 4.2-6: Lamina total en [mm] para distintos periodos de retorno (Devoto)**

P. Retorno (años)	Duración ( minutos)									
	5	10	15	30	60	120	180	360	720	1440
2	128.14	102.51	86.04	59.22	37.75	22.85	16.77	9.73	5.58	3.18
5	159.48	127.61	107.11	73.72	47.00	28.44	20.88	12.11	6.95	3.96
10	188.21	150.59	126.40	87.01	55.46	33.56	24.64	14.30	8.20	4.67
25	234.30	187.47	157.34	108.30	69.04	41.78	30.67	17.80	10.20	5.82
50	276.51	221.24	185.70	127.83	81.48	49.31	36.19	21.00	12.04	6.86
100	326.33	261.10	219.15	150.86	96.16	58.19	42.72	24.78	14.21	8.10
200	385.12	308.15	258.64	178.03	113.49	68.68	50.41	29.24	16.77	9.56

**Tabla 4.2-7: Intensidades en [mm/h] para distintos periodos de retorno (Devoto)**

P. Retorno (años)	Duración ( minutos)									
	5	10	15	30	60	120	180	360	720	1440
2	10.68	17.09	21.51	29.61	37.75	45.69	50.31	58.38	66.95	76.32
5	13.29	21.27	26.78	36.86	47.00	56.88	62.63	72.68	83.35	95.00
10	15.68	25.10	31.60	43.50	55.46	67.13	73.91	85.79	98.35	112.12
25	19.52	31.24	39.34	54.15	69.04	83.56	92.00	106.78	122.43	139.57
50	23.04	36.87	46.42	63.91	81.48	98.62	108.58	126.01	144.53	164.72
100	27.19	43.52	54.79	75.43	96.16	116.39	128.15	148.71	170.53	194.40
200	32.09	51.36	64.66	89.02	113.49	137.36	151.24	175.46	201.22	229.42

ESTACION ALICIA

**Tabla 4.2-8: Lamina total en [mm] para distintos periodos de retorno (Alicia)**

P. Retorno (años)	Duración ( minutos)									
	5	10	15	30	60	120	180	360	720	1440
2	114.74	91.79	77.04	53.03	33.80	20.46	15.02	8.71	5.00	2.85
5	142.80	114.26	95.91	66.01	42.08	25.47	18.69	10.85	6.22	3.54
10	168.53	134.84	113.18	77.91	49.66	30.05	22.06	12.80	7.34	4.18
25	209.79	167.86	140.89	96.98	61.82	37.41	27.46	15.94	9.14	5.21
50	247.59	198.10	166.27	114.46	72.96	44.15	32.41	18.81	10.78	6.15
100	292.20	233.79	196.23	135.08	86.10	52.11	38.25	22.19	12.72	7.25
200	344.84	275.92	231.59	159.41	101.62	61.49	45.14	26.19	15.01	8.56

**Tabla 4.2-9: Intensidades en [mm/h] para distintos periodos de retorno (Alicia)**

P. Retorno (años)	Duración ( minutos)									
	5	10	15	30	60	120	180	360	720	1440
2	9.37	14.99	18.88	25.99	33.13	40.10	44.15	51.23	58.75	66.98
5	11.66	18.66	23.50	32.35	41.24	49.91	54.96	63.78	73.14	83.37
10	13.76	22.02	27.73	38.18	48.67	58.91	64.86	75.29	86.31	98.39
25	17.13	27.42	34.52	47.52	60.59	73.33	80.74	93.71	107.43	122.48
50	20.22	32.36	40.74	56.09	71.50	86.54	95.29	110.58	126.83	144.54
100	23.86	38.19	48.08	66.19	84.38	102.13	112.45	130.50	149.64	170.59
200	28.16	45.07	56.74	78.11	99.59	120.53	132.71	153.98	176.58	201.32

Una vez obtenidas las curvas i-d-T de las estaciones satélite, se procede por medio del método del polígono de Thiessen a determinar el área de influencia de cada una de estas dos estaciones, para obtener los hietogramas de ingreso para cada subcuenca dentro de cuenca total. A continuación se presenta en la Figura 4.2.5 los polígonos de influencia de cada estación satélite (líneas de color Rojo) y en la tabla 4.2.10 un listado con el pluviómetro que le corresponde a cada subcuenca.

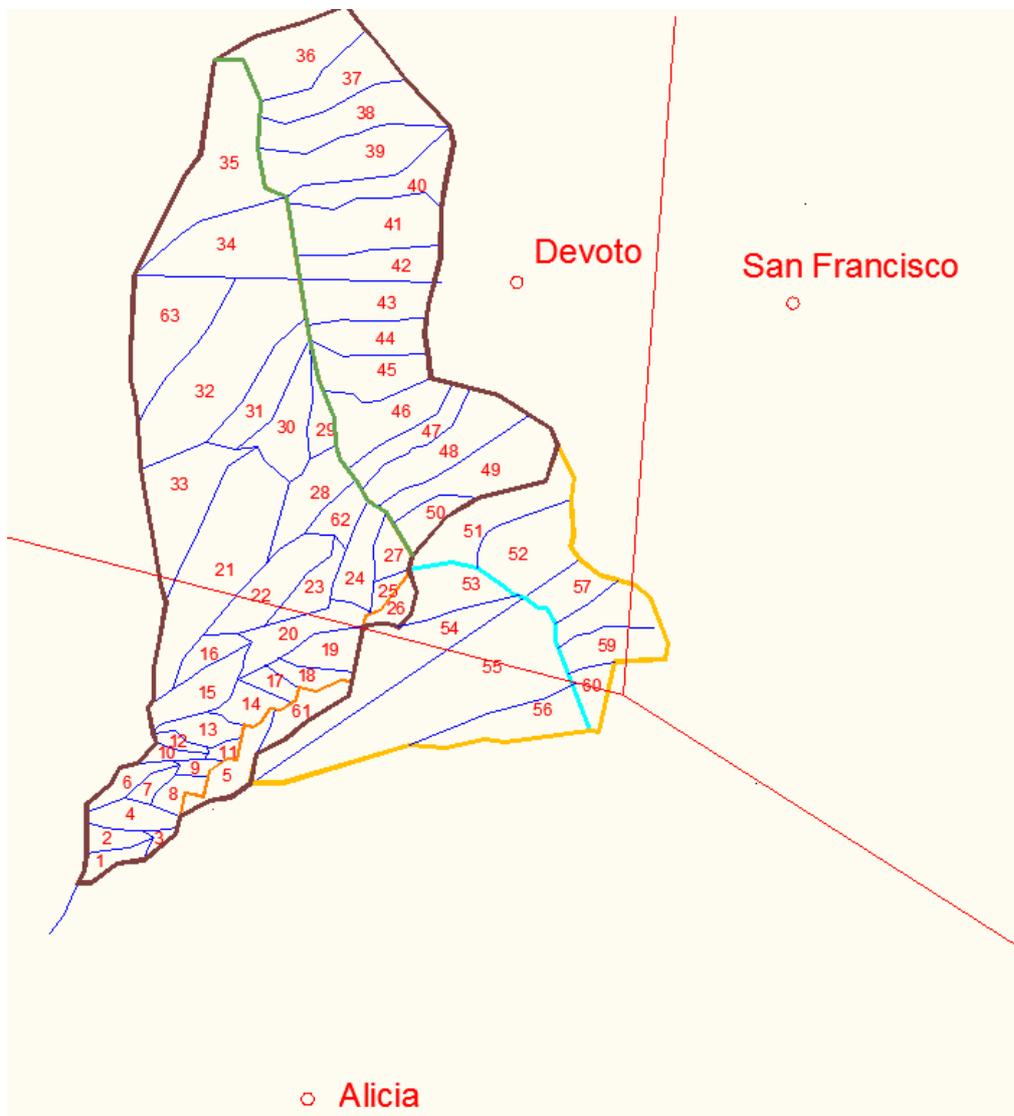


Figura 4.2.5 Área de influencia de cada estación según el polígono de Thiessen

**Tabla 4.2-10: Pluviómetro correspondiente a cada subcuenca**

<b>Subcuenca</b>	<b>Pluviómetro</b>
1	Alicia
2	Alicia
3	Alicia
4	Alicia
5	Alicia
6	Alicia
7	Alicia
8	Alicia
9	Alicia
10	Alicia
11	Alicia
12	Alicia
13	Alicia
14	Alicia
15	Alicia
16	Alicia
17	Alicia
18	Alicia
19	Alicia
20	Alicia
21	Devoto
22	Devoto
23	Devoto
24	Devoto
25	Devoto
26	Devoto
27	Devoto
28	Devoto
29	Devoto
30	Devoto

<b>Subcuenca</b>	<b>Pluviometro</b>
31	Devoto
32	Devoto
33	Devoto
34	Devoto
35	Devoto
36	Devoto
37	Devoto
38	Devoto
39	Devoto
40	Devoto
41	Devoto
42	Devoto
43	Devoto
44	Devoto
45	Devoto
46	Devoto
47	Devoto
48	Devoto
49	Devoto
50	Devoto
51	Devoto
52	Devoto
53	Devoto
54	Alicia
55	Alicia
56	Alicia
57	Devoto
58	Devoto
59	Devoto
60	Alicia
61	Alicia
62	Devoto
63	Devoto

Cabe aclarar que los hietogramas que se utilizaran se deben ser reducidos por el factor de decaimiento areal como se explicara en el capítulo 5 donde se presentaran los hietogramas definitivos de las dos estaciones base que serán ingresados en el modelo en cada subcuenca según corresponda



## **CAPITULO 5. PROCESO DE TRANSFORMACION LLUVIA-CAUDAL**

### **5.1. INTRODUCCION**

El proceso de transformación de las lluvias en caudales se ha realizado mediante la implementación del modelo denominado HEC-HMS diseñado por “US. Army-Corps of Engineers – Hidrologic Engineering Center”.

El HEC-HMS está diseñado para simular la escorrentía superficial que resulta de una precipitación dada, mediante la representación de la cuenca como un sistema de componentes interconectados. Cada componente modela un aspecto del proceso lluvia - escorrentía dentro de una subcuenca o subárea; los componentes incluyen la escorrentía superficial de la subárea, los canales y los embalses, Cada componente se representa por un conjunto de parámetros que especifica las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen sus procesos físicos. Los resultados finales del proceso de modelación son los hidrogramas de escorrentía directa para varias subáreas y los hidrogramas de caudal en lugares predeterminados de la cuenca.

El componente de escorrentía superficial para una sub área se utiliza para representar el movimiento del agua sobre la superficie del terreno hacia los cauces de canales y ríos. La entrada para obtener dicha escorrentía es un hietograma de precipitaciones el cual se obtiene en función de la estación pluviografica dentro de la cual se encuentre la subcuenca analizada.

El exceso de lluvia se calcula restando la infiltración y las perdidas por detención, con base en una función de infiltración que debe escogerse de varias opciones, incluyendo el número de curva SCS de la tasa de infiltración tal como se mostrara en el apartado dedicado a descripción del modelo de infiltración. Se supone que tanto la lluvia como la infiltración están constantes en toda la subarea. El hietograma en exceso obtenido de esta forma se aplica al hidrograma unitario para obtener de esta forma el hidrograma de escorrentía directa a la salida de cada sub área. Las opciones del hidrograma unitario incluyen varios métodos de los cuales vamos a utilizar el hidrograma unitario del SCS.

Por último el modelo cuenta con un componente de tránsito de caudales que se utiliza para representar las ondas de creciente en un canal. La entrada en este componente es el hidrograma de aguas arriba que resulta de las contribuciones individuales o combinadas de las escorrentías de cada sub área. El hidrograma se transita aguas abajo utilizando las características del canal. Las técnicas disponibles para transitar el hidrograma de escorrentía se mencionaran en el apartado correspondiente, describiendo aquella que se utilizara en la modelación.

Puede utilizarse una combinación apropiada de los componentes de escorrentía de la suba área y del tránsito de caudales para representar un problema de lluvia-escorrentía y tránsito en un canal. La conectividad de la red está implícita en la forma como están ordenados los componentes de la información de entrada. La simulación siempre debe empezar en la parte más alta de la sub área en uno de los brazos de la red, y prosigue aguas abajo hasta alcanzar una confluencia. Antes de simular hacia debajo de la confluencia, todos los caudales localizados aguas arriba de ésta deben transitarse. Luego, los caudales se combinan en la confluencia y este caudal combinado se transita aguas abajo.

El uso de componentes de embalses es similar al del componente del tránsito de caudales. Un componente de embalse representa las características almacenamiento-caudal de salida de un embalse o estructura retardadora de crecientes.

El Programa HEC-HMS emplea modelos separados para representar cada componente en el proceso que se ilustra en la Figura 5.1.1

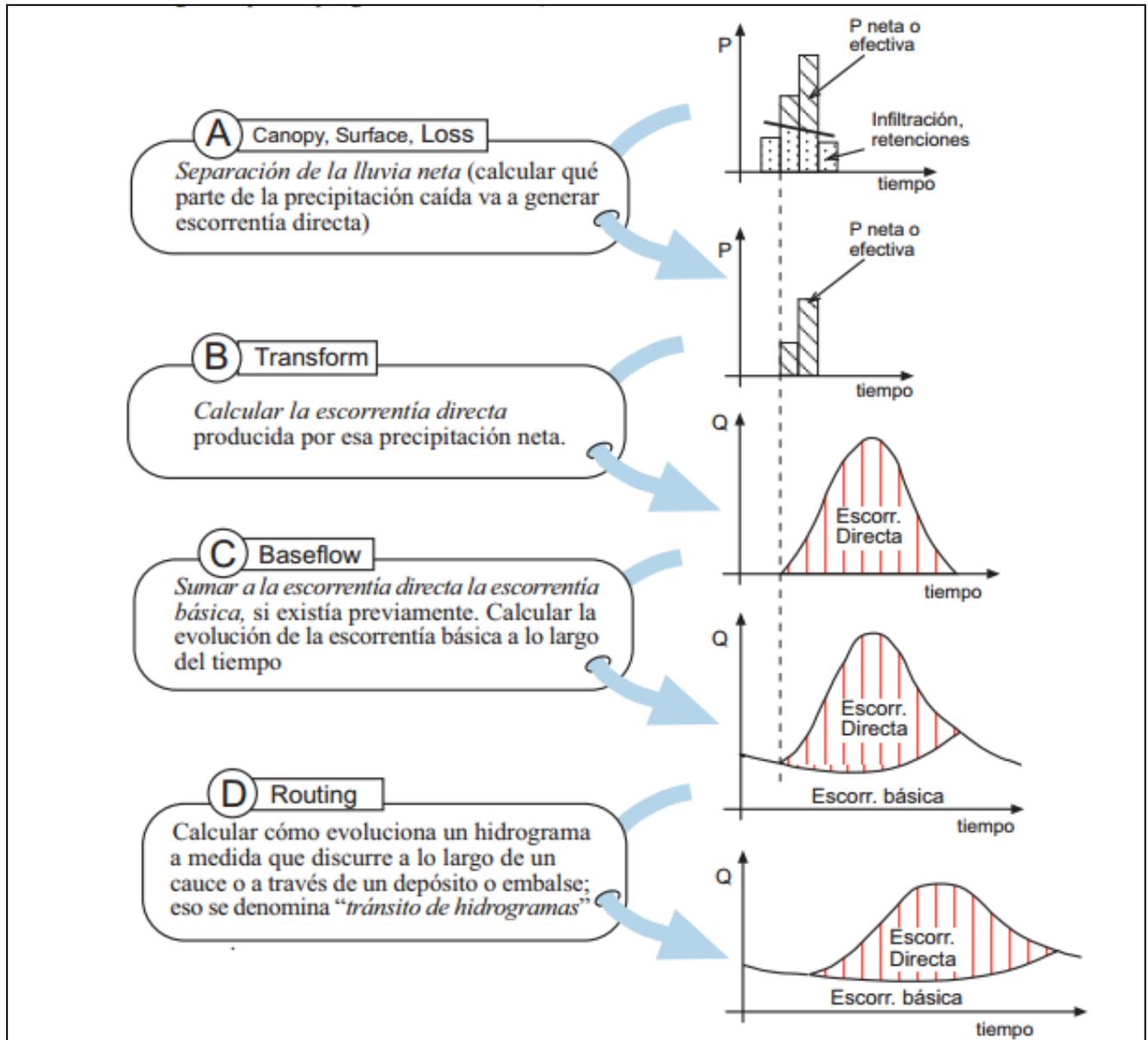


Figura 5.1.1 fases de trabajo del HMS, fuente: Manual HEC-HMS

## 5.2. DISTRIBUCION ESPACIAL DE LAS PRECIPITACIONES

La distribución espacial de precipitaciones máximas es un elemento importante para el control de volúmenes erogados superficialmente. Una distribución espacial de lluvias máximas no representa necesariamente un patrón uniforme. Para tener en cuenta dicho fenómeno se ha desarrollado un método que consiste en la determinación de una curva altura pluviométrica - área - duración, que permite transferir un resultado puntual a uno espacial.

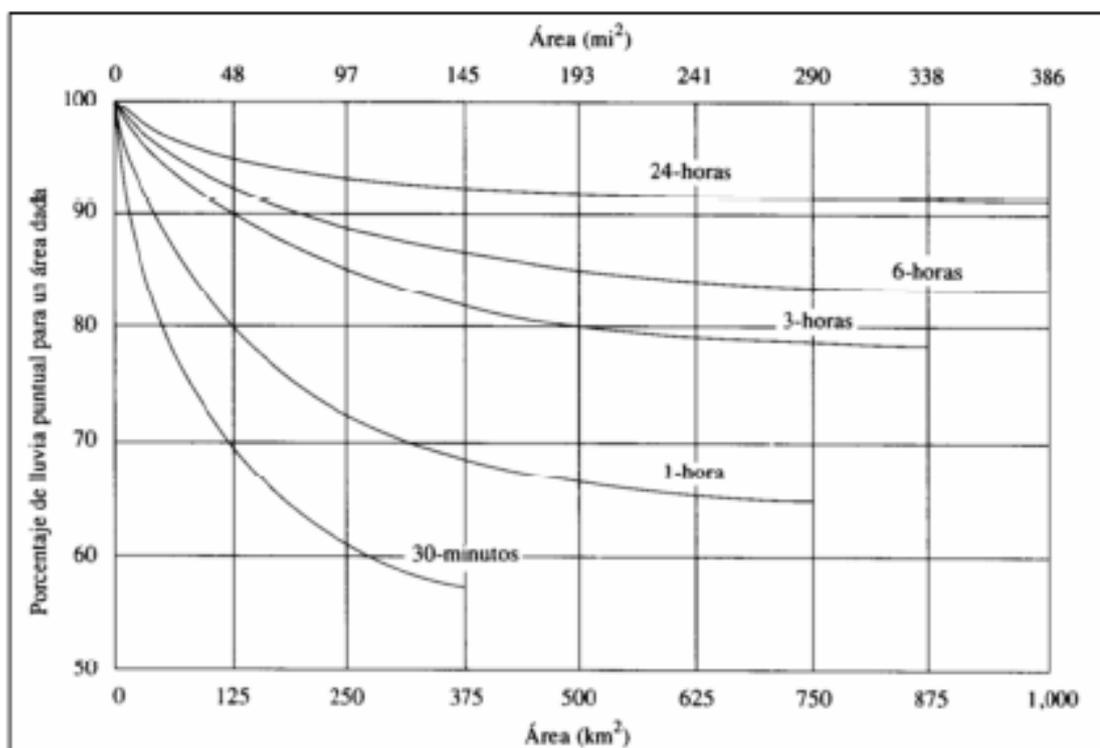
Dependiendo de las características climáticas y topográficas de la región, valores puntuales de intensidades máximas se consideran representativos en áreas de 2.5 hasta 25 km<sup>2</sup>. Para áreas mayores a 25 km<sup>2</sup> el valor de la precipitación puntual debe ser afectado por un coeficiente de reducción que depende del área de la cuenca y de la duración de la tormenta.

La precipitación media sobre la cuenca a utilizar en los cálculos será igual al producto de la precipitación puntual por el coeficiente de distribución espacial

Los ábacos de atenuación utilizados son gráficos con curvas para varias duraciones, que indican el porcentaje de lluvia local a tomar como promedio sobre la cuenca.

El U.S. Weather Bureau (1958) dedujo un algoritmo de este tipo para cuencas situadas al este del río Mississippi, que se popularizó al publicarla la WMO (1983). Leclerc y Schaake (Valdes, 1981) ajustaron una ecuación polinómica a esas curvas. En varios lugares del mundo se elaboraron luego representaciones de este tipo.

Se determinó los coeficientes de decaimiento areal para la cuenca mediante las curvas de reducción de altura de lluvia puntual a media areal de la cuenca publicadas por la Organización Meteorológica Mundial (OMM) en 1983 como se puede observar en la Figura 5.2.1



**Figura 5.2-1: Curvas profundidad-área para reducir precipitación puntual con el fin de obtener valores promedio del área (OMM, 1983)**

De este análisis surgen los factores de reducción areal por el cual serán afectados los hietogramas de proyecto para luego ser incluidos en el proceso de transformación lluvia cauda. A continuación se presentan los valores de los factores considerados:

**Tabla 5.2.1 Factor de reducción areal para cada cuenca**

FACTOR DE REDUCCIÓN AREAL		
ESTACIÓN	ÁREA (km <sup>2</sup> )	FACTOR
Cuenca San Antonio	373,5	0,935
Cuenca Jeanmaire	646,0	0,92

Los hietogramas resultantes de la aplicación de dicha reducción son los siguientes:

**Tabla 5.2.2 hietogramas para una lluvia de 24 hs de duración y de 2 y 5 años de recurrencia para la Estación Alicia**

HIETOGRAMA Duración 1440 min Tr 2 años (2do sextil) ESTACIÓN ALICIA (San Antonio)	
t (hs)	h (mm)
0	0
4	10,65
8	30,69
12	10,65
16	4,38
20	4,57
24	1,70

HIETOGRAMA Duración 1440 min Tr 5 años (2do sextil) ESTACION ALICIA (San Antonio)	
t (hs)	h (mm)
0	0
4	13.25
8	38.19
12	13.25
16	5.46
20	5.68
24	2.11

**Tabla 5.2.2 hietogramas para una lluvia de 24 hs de duración y de 2 y 5 años de recurrencia para la Estación Devoto**

HIETOGRAMA Duración 1440 min Tr 2 años (2do sextil) ESTACIÓN DEVOTO (Jeanmaire)	
t (hs)	h (mm)
0	0,00
4	11,94
8	34,41
12	11,94
16	4,92
20	5,12
24	1,90

HIETOGRAMA Duración 1440 min Tr 5 años (2do sextil) ESTACION DEVOTO (Jeanmaire)	
t (hs)	h (mm)
0	0.00
4	14.86
8	42.83
12	14.86
16	6.12
20	6.37
24	2.37

### 5.3. SEPARACION DEL ESCURRIMIENTO

La separación de la lluvia efectiva a ser utilizada para la determinación del Hidrograma del escurrimiento directo puede ser realizada mediante el uso de los siguientes métodos:

- Perdida inicial.
- Tasa de pérdida uniforme.
- Exponential del Hydrologic Engineering Center.
- Numero de curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS). Que es el método elegido para realizar este trabajo, por lo cual se lo explica posteriormente.
- Pérdidas de Holtan.
- Green - Ampt.

#### 5.3.1. Método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS-CN)

Este método permite estimar el escurrimiento directo a partir de los complejos hidrológicos suelo-vegetación. Cada tipo de suelo se basa en la premisa de que los suelos con perfiles de características semejantes (especialmente su espesor, textura, contenido de materia orgánica y grado de saturación) responden a una forma prácticamente semejante bajo el efecto de una tormenta de larga duración y de intensidad apreciable.

Los grupos principales de suelos hidrológicos son:

**A.** Suelos con potencial de escurrimiento mínimo, incluyen a las arenas profundas con poco limo y arcilla y también a los loess muy permeables.

**B.** Suelos arenosos menos profundos que los del grupo A, y loess menos profundo o menos compacto que los del grupo A, que poseen una infiltración media superior después de haberse mojado completamente.

**C.** Comprende los suelos poco profundos y los que contienen arcillas y coloides.

En general poseen infiltración inferior a la promedio después de la saturación.

**D.** Son los suelos que poseen el mayor potencial de escurrimiento. Este grupo incluye a la mayoría de las arcillas que aumentan su volumen al mojarse y también a los suelos poco profundos que poseen subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Las clases de usos y tratamientos de suelos son factores importantes en la determinación del escurrimiento directo.

La combinación de los grupos de suelos, el uso y tratamiento de los mismos determinan el complejo hidrológico suelo-vegetación. Se han utilizado tormentas para construir curvas para los distintos complejos de suelos en función del escurrimiento directo. Los números (CN) muestran el valor relativo de los complejos hidrológicos como productores directos del escurrimiento. Cuanto más elevado es el número, mayor es el volumen de escurrimiento directo que puede esperarse de una tormenta.

El método del Servicio de Conservación de Suelos permite entonces determinar el escurrimiento directo a través de tres variables: la precipitación, la humedad anterior y el complejo hidrológico suelo-vegetación. El algoritmo de cálculo se basa en la siguiente ecuación:

$$\frac{(P-Q)}{S} = \left( \frac{Q}{P} \right)$$

Dónde: (S) es la pérdida potencial máxima al inicio de la tormenta [mm], (P) es la precipitación acumulada [mm], (Q) es el escurrimiento directo [mm].

Esta relación es válida solamente en el caso de que la lluvia produzca escurrimiento. Se considera una pérdida inicial  $I_a$  de la precipitación acumulada P en la expresión anterior y despejando Q se obtiene:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{[(P - I_a) + S]}$$

Como S incluye a  $I_a$ , se puede obtener una relación empírica entre ambas variables.

Datos obtenidos en las cuencas de diferentes partes de EE.UU. indican que se pueden considerar a la como el 20% de las pérdidas potenciales máximas (S).

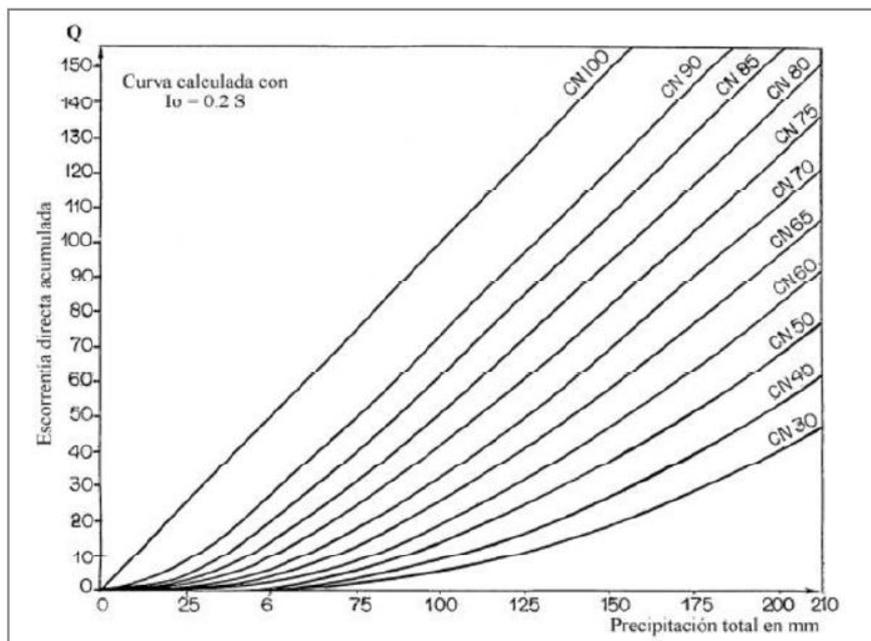
$$Ia = 0.2 * S$$

Substituyendo la expresión anterior por Ia en las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$P < Ia \rightarrow Q = 0$$

$$P > Ia \rightarrow Q = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{[P + 0.8 * S]}$$

Con esta ecuación podemos trazar curvas como se muestra en la Figura 5.3-1, que relaciona el escurrimiento directo acumulado con la precipitación total.



**Figura 5.3-1: Relación precipitación total vs precipitación efectiva usando valores de CN. , fuente: Chow V.T.**

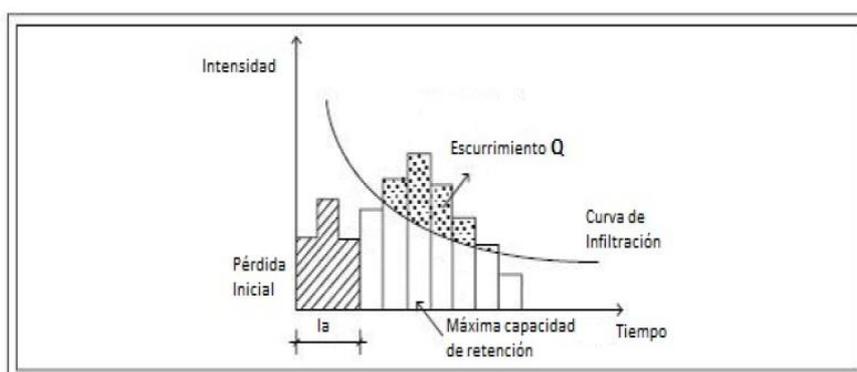
El parámetro CN (número de curva de escurrentía o complejo hidrológico suelo y obertura vegetal) es en realidad una transformación empírica del parámetro S. La ecuación de CN en milímetros es:

$$CN = \frac{25400}{S + 254}$$

Las gráficas del escurrimiento directo Q, en función de la precipitación de la tormenta P en las cuencas naturales, demuestran que Q se aproxima a P, mientras P aumentan la tormenta. Los mismos datos muestran que (P-Q) se aproximan a una constante mientras que P continua aumentando. La constante S es la diferencia máxima (P-Q) que podría ocurrir para la tormenta dada en las condiciones de la cuenca.

La variable S es, entonces, un potencial máximo (P-Q) real que ocurre y está limitado por el agua almacenada en el suelo o por la intensidad de la infiltración al aumentar P.

En la Figura 5.3-2 se muestra que la es igual a la precipitación que ocurre antes que comience el escurrimiento. Físicamente la consta principalmente de: interceptión, infiltración y almacenamiento superficial.



**Figura 5.3-2: Variables del método SCS, fuente: Chow V.T.**

Los tipos de usos de la tierra y los tratamientos se clasifican con respecto a las avenidas que puede producir el escurrimiento. Cuanto más un uso de la tierra o un tratamiento aumenten la retención total, tanto más descenderá en la escala de producción de avenidas por el escurrimiento. De la Tabla 5.3-1 a la Tabla 5.3-3 se indica un resumen de los números de las curvas (CN) de escurrimiento para las diferentes combinaciones hidrologicas suelo-vegetación. Estos números corresponden para las cuencas en condiciones II e  $la=0.2*S$ .

El volumen de precipitación en un periodo de 5 a 30 días anteriores a una tormenta determinada se llama precipitación antecedente y las condiciones que se producen en la cuenca con respecto al escurrimiento potencial, se denominan condiciones precedentes. En general cuanto mayor es la precipitación precedente mayor será el escurrimiento directo que ocurre en una tormenta dada.

Los efectos de la infiltración y la evapotranspiración durante el periodo precedente también son importantes, porque pueden aumentar o disminuir el efecto de la lluvia precedente. Debido a las dificultades para determinar las condiciones precedentes producida por la lluvia a partir de los datos normalmente disponibles las condiciones se reducen los tres casos que muestra la Tabla 5.3-4.

**Tabla 5.3-1: Valores de CN para las diferentes combinaciones hidrológicas suelo-vegetación para las cuencas en Condición II, fuente: Chow V.T.**

Uso del Suelo y Cubierta	Tratamiento ó Método	Condición para la Infiltración	Grupo Hidrológico del Suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
Cultivos en hileras	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	CyT	Mala	66	74	80	88
	CyT	Buena	62	71	78	88
Granos pequeños	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	CyT	Mala	61	72	79	82
	CyT	Buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de pradera	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	CyT	Mala	63	73	80	83
	CyT	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Buena	10	35	70	79
	C	Regular	25	59	75	83
Pradera (permanente)			30	58	71	70
Bosques (lotes de bosques)		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Cascos de estancias			59	74	82	86
Caminos (revestidos)			72	82	87	89
(Con pavimentos duros)			74	84	90	92

SR son hileras rectas. T son terrazas.  
 C son líneas de nivel. CyT son terrazas a nivel.

**Tabla 5.3-2: Tabla adicional de valores de CN, para las cuencas en Condición II, fuente: Chow V.T.**

Uso y Cubierta del Suelo	Grupo Hidrológico del Suelo			
	A	B	C	D
Suelo desnudo	77	85	91	93
Pasto (matas de pasto o baja densidad de siembra)	51	70	80	84
Cultivos menores (jardines o huertas)	45	66	77	83
Caña de azúcar (quema de residuos)	43	65	77	82
Caña de azúcar (surcos en contorno)	42	58	72	79
Vegetación natural	25-30	41-45	57-63	66
Matorral de hoja caduca (roble o natural con piso de gramilla)	29-33	43-48	69-65	67
Pasturas irrigadas	32-37	46-51	62-68	70
Frutales con verdeo anual	37-41	50-55	64-69	71
Pastos anuales	46-49	57-60	68-72	74
Cereales de cosecha fina	61-64	69-71	76-80	81
Cereales de cosecha gruesa	67-69	74-76	80-83	84

**Tabla 5.3-3: Tabla adicional de valores de CN, para las cuencas en Condición II, fuente: Chow V.T.**

Areas urbanas	Grupo Hidrológico del Suelo			
	A	B	C	D
Baja densidad (15 al 18% de la sup.)	69-71	75-78	82-84	86
Media densidad (21 al 27% de la sup.)	71-73	77-80	84-86	88
Alta densidad (50 al 75% de la sup.)	73-75	79-82	86-88	90

**Tabla 5.3-4: Condiciones de humedad para la determinación del CN, fuente: Chow V.T.**

Condición	Tipo suelo	Descripción
I	Suelo seco	Los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento.
II	Suelo con capacidad de campo	Condición promedio. Normalmente es la condición que se considera en el diseño como precedente a las crecientes (suelo en capacidad de campo)
III	Suelo en saturación	Cuando ha llovido mucho el suelo está con muy baja infiltración inicial (sólo es posible la infiltración básica)

**Tabla 5.3-5: Transformación de CN para diferentes condiciones de humedad antecedente del suelo, fuente: Chow V.T.**

CN para la Condición II	CN correspondientes para las Condiciones	
	I	III
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

En el ANEXO III se obtienen los valores de dichos parámetros en función de la observación en campo de la superficie de los terrenos, de cartas de suelos de la zona y de imágenes satelitales, se puede observar que los valores obtenidos por las tablas en relación a tipo de suelo y tipo de cobertura nos dan valores de CN relativamente alto, con valores de aproximadamente 70 con lo cual implica poca infiltración y gran escurrimiento superficial. Esta problemática se debe en parte a que este modelo fue calibrado para terrenos en Estados Unidos con lo cual su aplicación directa en nuestro país conlleva cierto grado de error.

#### **5.4. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL**

El HU es el hidrograma resultante de una precipitación efectiva en exceso uniforme de lámina unitaria (1mm, 1cm, 1 pulgada), distribuida uniformemente en la cuenca, con intensidad constante. En consecuencia para la misma duración de lluvia e igual tiempo base en el HU y en el hidrograma resultante, se generan caudales proporcionales al volumen de precipitación efectiva. La duración de la lluvia del HU debe ser aquella que genera escurrimiento significativo en toda la cuenca, es decir toda la cuenca debe activarse.

#### **Método del Hidrograma Unitario: Hipótesis**

- El exceso de precipitación tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva.
- El exceso de precipitación está uniformemente distribuido a través de toda el área de drenaje.
- El tiempo base del hidrograma de escorrentía directa, resultante de un exceso de lluvia de una duración dada es constante.
- El sistema es lineal. Se aplica el principio de proporcionalidad.
- Se aplica el principio de invariancia en el tiempo. No recuerda las precipitaciones anteriores, o sea que no tiene memoria. Se basa en la no modificación de las características físicas de la cuenca.

- Las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa de una base de tiempo común son directamente proporcionales a la cantidad total de escorrentía directa representada por cada hidrograma.
- Para una cuenca dada, el hidrograma resultante de un exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de la cuenca.

Para usar el método del hidrograma unitario, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca, además de los registros de precipitación.

- La mayor parte de las cuencas, no cuentan con una estación hidrométrica
- No existen los registros pluviográficos necesarios.

Conveniente contar con métodos con los que se puedan obtener hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios obtenidos a partir de datos de las cuencas se denominan sintéticos. Entre ellos se puede mencionar los siguientes:

- HU Triangular,
- Snyder,
- Clark
- HU Adimensional:( Método del SCS.)

En este caso para la modelación se utilizó el hidrograma unitario del (SCS).

#### 5.4.1. Método del hidrograma unitario de S.C.S

El servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos (SCS) desarrolló un hidrograma unitario adimensional a partir de una serie de hidrógramas observados en cuencas de muy diversos tamaños ubicadas en diferentes geografías de los Estados Unidos.

##### a. Tiempo de rezago del modelo SCS

Por definición, el tiempo de rezago para el modelo de SCS corresponde al tiempo comprendido entre el centroide del hietograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Se asume que el rezago es constante para una cuenca ya que depende de los parámetros morfométricos de la misma. Este es uno de los parámetros de ingreso en el modelo y su valor es:

$$T_r = 0,6.T_c$$

##### b. 1.2 Tiempo al pico del modelo SCS

El tiempo al pico esta dado como:

$$T_p = \frac{T}{2} + T_r$$

Donde T representa la duración de la lluvia efectiva en horas y R T el tiempo de rezago en horas. Se asume como duración de lluvia igual al tiempo de concentración de la cuenca total.

##### c. 1.3 Caudal al pico del modelos SCS

El caudal al pico en pies cúbicos por segundo por pulgada se puede calcular como:

$$Q_p = \frac{484Ac}{T_p}$$

Donde Ac corresponde al área de la cuenca en millas cuadradas y Tp es el tiempo al pico en horas.

##### d. 1.4 Esquema de la hidrógrafa del SCS

El hidrograma unitario adimensional curvilíneo del SCS puede ser representado por una hidrograma unitario triangular equivalente con las mismas unidades de tiempo y caudal, teniendo por consiguiente el mismo porcentaje del volumen en lado creciente del hidrograma como lo muestra la Figura 5.4.1

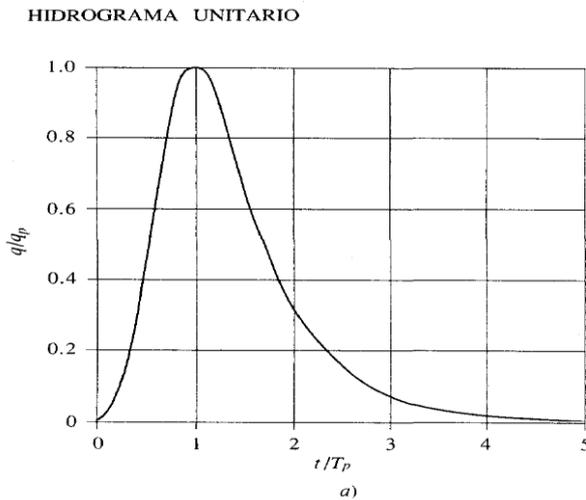


Figura 5.4.1 Esquema de la hidrógrafa del SCS, fuente: Chow V.T.

## 5.5. ESCURRIMIENTO EN CANALES

El procedimiento de propagación de crecidas es el método de Muskingum en sus diferentes versiones:

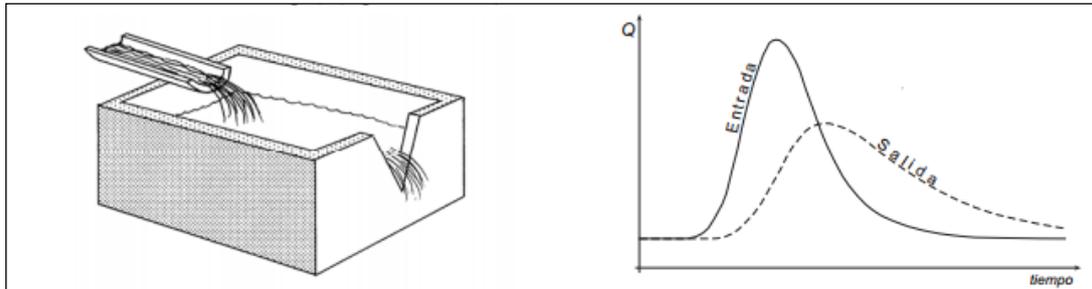
- Muskingum clásico
- Muskingum-Cunge
- Muskingum-Cunge con planicie de inundación

Las dos primeras opciones pueden ser utilizadas en forma lineal o no lineal, mientras que la tercera opción es no lineal. Las últimas dos además admiten contribución lateral distribuida.

Al escoger la mejor alternativa a ser utilizada deben tenerse en cuenta las características del tramo del río a ser simulado, los datos disponibles y la naturaleza del problema a ser resuelto. Por este motivo se utiliza el método de Muskingum-Cunge el cual se describe a continuación:

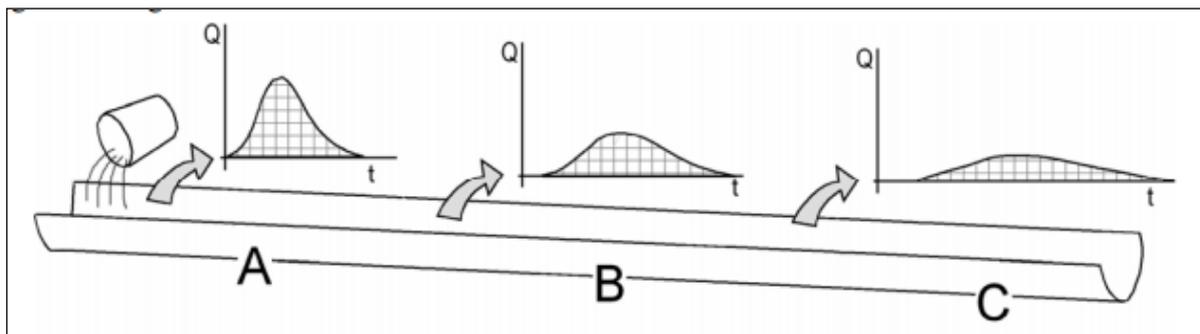
Para dar una idea de este método, primero se requiere dar una explicación del método de Muskingum Clásico, ya que el mismo deriva de este último.

Si en el depósito de la Figura 5.5.1 (izq) se produce un aumento brusco del caudal de entrada, ese aumento se reflejara en la salida atenuado (caudal máximo menor) y retardado (caudal máximo retrasado en el tiempo) Figura 5.5.1 (der).



**Figura 5.5.1 - Efecto de retardo y atenuación en un hidrograma entre la entrada y la salida**

A lo largo de un canal el efecto es similar: Supongamos que en el extremo de un canal seco arrojamamos un volumen de agua (Figura 5.5.2). El hidrograma generado (posición A del dibujo) será inicialmente más alto y de menor duración, y a medida que avanza, el mismo volumen pasara por los puntos B y C cada vez con un hidrograma más aplanado. Suponemos que no existe pérdida de volumen (por infiltración o evaporación), de modo que el área comprendida bajo los tres hidrogramas será idéntica. En este caso, el retardo será correspondiente al recorrido del agua a lo largo del canal.



**Figura 5.5.2 - Efecto del tránsito a lo largo de un canal o un río**

Calcular el tránsito de un hidrograma es obtener el hidrograma del punto C a partir del hidrograma del punto A, u obtener el hidrograma de salida del depósito a partir del hidrograma de entrada. La utilidad práctica del procedimiento es evidente: por

ejemplo, el carácter catastrófico de una avenida está relacionado directamente con la altura del pico del hidrograma (el caudal máximo), de modo que es fundamental calcular cómo ese pico va disminuyendo a medida que nos movemos aguas abajo. Considerando de nuevo el depósito de la figura 1, para un  $\Delta t$  considerado se cumple que:

Volumen de entrada – Volumen de salida =  $\Delta$  almacenamiento

Dividiendo por  $\Delta t$ :  $Q$  entrada -  $Q$  salida =  $\Delta$ almacenamiento/  $\Delta t$  (1)

Con las variables indicadas en la figura 3, la igualdad (1) podemos expresarla así:

$$I - O = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t} \quad (2)$$

Siendo:

$\Delta t$  = intervalo de tiempo entre los tiempos  $t_{i-1}$  y  $t_i$

$S_{i-1}$  = volumen almacenado en el comienzo del  $\Delta t$  (tiempo  $t_1$ )

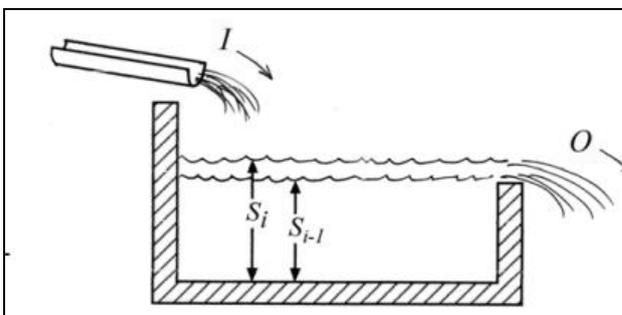
$S_i$  = volumen almacenado al final del  $\Delta t$  (tiempo  $t_2$ )

$I$  = Caudal medio de entrada (durante el intervalo  $\Delta t$ )

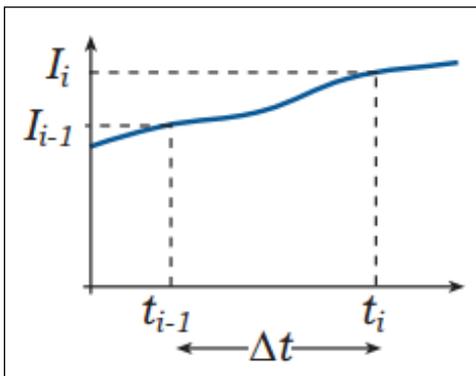
$O$  = Caudal medio de salida (durante el intervalo  $\Delta t$ )

Es posible que el caudal de entrada ( $I$ ) o el de salida ( $O$ ) no sean constantes a lo largo del  $\Delta t$  considerado (Figura 5.5.4); para ello, consideramos el caudal de entrada como la media de los valores al principio ( $I_1$ ) y al final ( $I_2$ )  $\Delta t$ , es decir:  $I = (I_1 + I_2)/2$ . Y análogamente el caudal de salida. Así, la expresión (2) resultaría:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{O_{i-1} + O_i}{2} = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t} \quad (3)$$

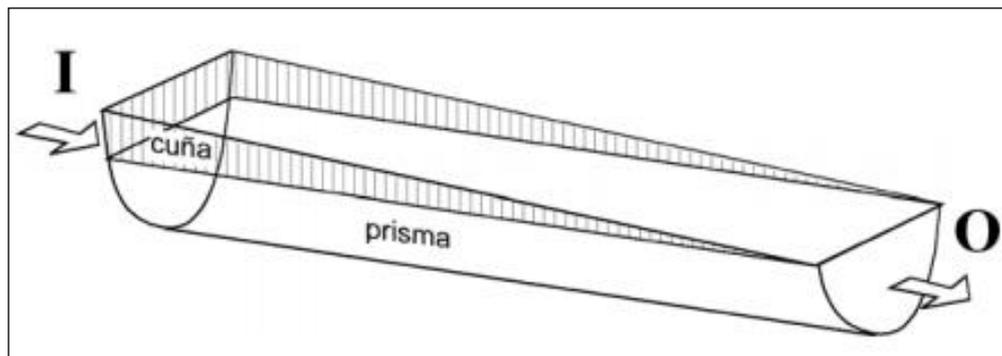


**Figura 5.5.3 - Variación en el almacenamiento de un depósito entre dos tiempos consecutivos  $t_{i-1}$  y  $t_i$**



**Figura 5.5.4 Variación en el caudal entre dos tiempos consecutivos  $t_{i-1}$  y  $t_i$**

El tránsito en un tramo de un cauce (Figura 5.5.3) responde a la misma idea básica que hemos visto para un estanque o depósito. Posiblemente el método más utilizado en cálculos manuales por su sencillez sea el de Muskingum.



**Figura 5.5.5 Almacenamiento en un cauce según el método Muskingum**

El almacenamiento ( $S$ ) en un tramo del cauce puede descomponerse en dos partes: almacenamiento en prisma, que sería proporcional al caudal de salida ( $O$ ) y almacenamiento en cuña, que sería función de la diferencia entre el caudal de entrada y el de salida ( $I-O$ ), ya que cuanto mayor sea esa diferencia, más pronunciada será la cuña

$$S_{prisma} = K \cdot Q \quad (4a)$$

$$S_{cuña} = b(I - O) \quad (4b)$$

Dónde: S = almacenamiento en el tramo considerado de un cauce

I = caudal de entrada en ese tramo

O = caudal de salida de ese tramo

K = constante para ese tramo de cauce referente al almacenamiento en prisma

b = constante para ese tramo de cauce referente al almacenamiento en cuña

Sumando las dos expresiones anteriores, se obtiene:

$$\begin{aligned}
 S &= S_{prisma} + S_{cuña} \\
 &= KO + b(I - O) = bI + (K - b)O = \\
 &= K \left[ \frac{b}{K} I + \frac{(K-b)}{K} O \right] = K \left[ \frac{b}{K} I + \left(1 - \frac{b}{K}\right) O \right] \quad (5)
 \end{aligned}$$

Si denominamos X a la relación b/K entre las dos constantes consideradas en las ecuaciones 4a y 4b, la expresión (5) resulta:

$$S = K [X I + (1-X) O] \quad (6)$$

Dónde: S, I, O, K = definidas arriba

X = constante adimensional para ese tramo de cauce que asigna mayor o menor importancia relativa al almacenamiento en cuña o en prisma).

Aplicamos (6) a dos tiempos consecutivos t1 y t2, separados por un intervalo  $\Delta t$ :

$$S_{i-1} = K [X I_{i-1} + (1-X) O_{i-1}] \quad (6a)$$

$$S_i = K [X I_i + (1-X) O_i] \quad (6b)$$

Sustituimos las expresiones (6a) y (6b) en la ecuación (3):

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{O_{i-1} + O_i}{2} = \frac{K[XI_i + (1-X)O_i] - K[XI_{i-1} + (1-X)O_{i-1}]}{\Delta t} \quad (7)$$

Que para el cálculo del caudal de salida para el tiempo ti , se esquematiza así:

$$O_i = C_0 I_i + C_1 I_{i-1} + C_2 O_{i-1} \quad (8)$$

Dónde:  $l_{i-1}$  ,  $O_{i-1}$  = Caudales de entrada y salida al final del  $\Delta t$  tiempo anterior

$l_i$  ,  $O_i$  = Caudales de entrada y salida tras este  $\Delta t$  tiempo

$$C_0 = (-KX + 0,5 \Delta t) / (K - KX + 0,5 \Delta t) \quad (9a)$$

$$C_1 = (KX + 0,5 \Delta t) / (K - KX + 0,5 \Delta t) \quad (9b)$$

$$C_2 = (K - KX - 0,5 \Delta t) / (K - KX + 0,5 \Delta t) \quad (9c)$$

$K$ ,  $X$  = constantes que dependen de cada tramo de cauce

$K$  puede asimilarse al tiempo de recorrido de la onda cinemática de un extremo a otro del tramo estudiado.  $K$  tiene las mismas unidades que para  $\Delta t$  (horas o días).

$X$  es una constante que en teoría puede estar entre 0 y 0,5, pero normalmente vale 0,2 o 0,3.

En primera aproximación suele tomarse 0,2. Junto con el valor de  $K$ , de ella va a depender la mayor o menor amortiguación del hidrograma a lo largo del tramo del cauce.

Si  $K = \Delta t$  y  $X = 0,5$ , el hidrograma de salida es idéntico al de entrada pero desplazado a la derecha un tiempo igual a  $K$

El  $\Delta t$  elegido debe estar entre  $K$  y  $2KX$  (Wanielista, Singh) o entre  $K$  y  $K/3$  (Viessman). Dentro de estos márgenes, cuanto menor sea el  $\Delta t$ , mayor es la precisión del método.

Si conocemos estas dos constantes,  $K$  y  $X$ , podemos calcular los caudales de salida a partir de los caudales de entrada. Inversamente, si disponemos de los caudales de entrada y salida para el mismo hidrograma, podremos calcular las constantes  $K$  y  $X$  para ese tramo de cauce.

### 5.5.2 Método de Muskingum- Cunge

Cunge combinó métodos hidráulicos con la simplicidad del método de Muskingum. Calcula las dos constantes utilizadas en el método de Muskingum, K y X, mediante parámetros hidráulicos del cauce.

$$K = \Delta x / c$$

$$X = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right)$$

$\Delta x$  = longitud del tramo del cauce considerado

c = “celeridad” = velocidad media . m

m = aproximadamente 5/3 para cauces naturales amplios

S<sub>0</sub> = pendiente media del cauce (adimensional)

Q = caudal

B = anchura del cauce

La correcta aplicación de este método requiere elegir correctamente el  $\Delta t$  y el  $\Delta x$ . Para ello se dividirá el tramo estudiado en subtramos, de modo que el caudal de salida de uno de ellos será el caudal de entrada del siguiente (US Army Corps of Engineers, 1994).

En el caso del software los datos de entrada que requieren para la aplicación del método de Muskingum-Cunge son:

- Longitud del tramo del cauce
- Pendiente media del tramo
- n de Manning
- Ancho de base del canal
- En caso de sección trapecial exige la pendiente de los taludes laterales (z)

La modelación se realizó con diferentes secciones de canal en función de los caudales transportados.

En el Anexo IV se muestran los datos seccionales de cada tramo de canal para la aplicación del método de muskingum-cunge como así también un esquema de cada sección.

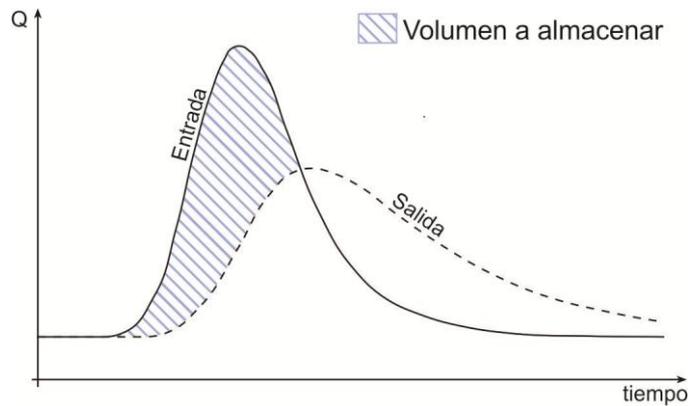
## 5.6 LAGUNAS DE RETARDO

Las lagunas de retardo se diseñan para absorber el caudal pico y atenuarlo, de manera tal de descargar un caudal que pueda ser desaguado por el canal, esto se logra reteniendo un volumen de agua representado gráficamente como el área encerrada entre los hidrogramas de entrada y salida como se observa en la Figura 5.6.1 de manera tal de determinar el volumen de almacenamiento necesario para diseñar la laguna, permitiendo así que el caudal erogado por la estructura de regulación sea admisible para el canal proyectado. En este caso se utilizarán alcantarillas como dispositivos de regulación, las cuales a su vez cumplen la función de permitir el paso del canal a través de los distintos caminos, funcionando estos como pequeños embalses, generando un remanso aguas arriba de los mismos y permitiendo así la salida de un caudal controlado aguas debajo de dichas alcantarillas. Para el diseño de estas lagunas se utiliza un periodo de diseño igual al utilizado para el diseño del canal de saneamiento rural ( $T_r = 2$  años).

Dichas lagunas se ubicarán en sectores donde permita el anegamiento temporal de los mismos y teniendo en cuenta además los puntos donde los caudales obtenidos del modelo superen los valores de caudales admisibles para la sección del canal proyectado, estos valores de caudales son del orden de los 5 m<sup>3</sup>/s.

Se proyectaron 16 lagunas de retardo las cuales se ubicarán en la traza del canal según se indica en la Figura 5.6.2 (color Verde).

Se deberán construir las curvas de Área-Elevación las cuales se obtienen en función de la topografía de los puntos de ubicación de las lagunas y la curva de Elevación-Descarga, la cual se obtiene en función del dispositivo de regulación, en este caso se utilizan alcantarillas de 800 mm de diámetro.



**Figura 5.6.1 Esquema de volumen de almacenamiento en Laguna de Retardo**

En el ANEXO V se presentan las tablas de Área-Elevación para aquellas lagunas presentadas en los resultados de la modelación, construidas a partir de las curvas de nivel obtenidas de las cartas IGM con las cuales se obtuvieron las áreas inundadas en función del tirante.

También se muestra en el ANEXO V la curva de Elevación-Descarga de las alcantarillas reguladoras las cuales se rigen por la siguiente ley:

$$Q = C_o * A_o * \sqrt{2 * g * H_o}$$

$C_o$  = Coeficiente de descarga (de 0,4 a 0,6)

$A_o$  = Área del orificio (m<sup>2</sup>)

$H_o$  = Carga efectiva por sobre el orificio (m)

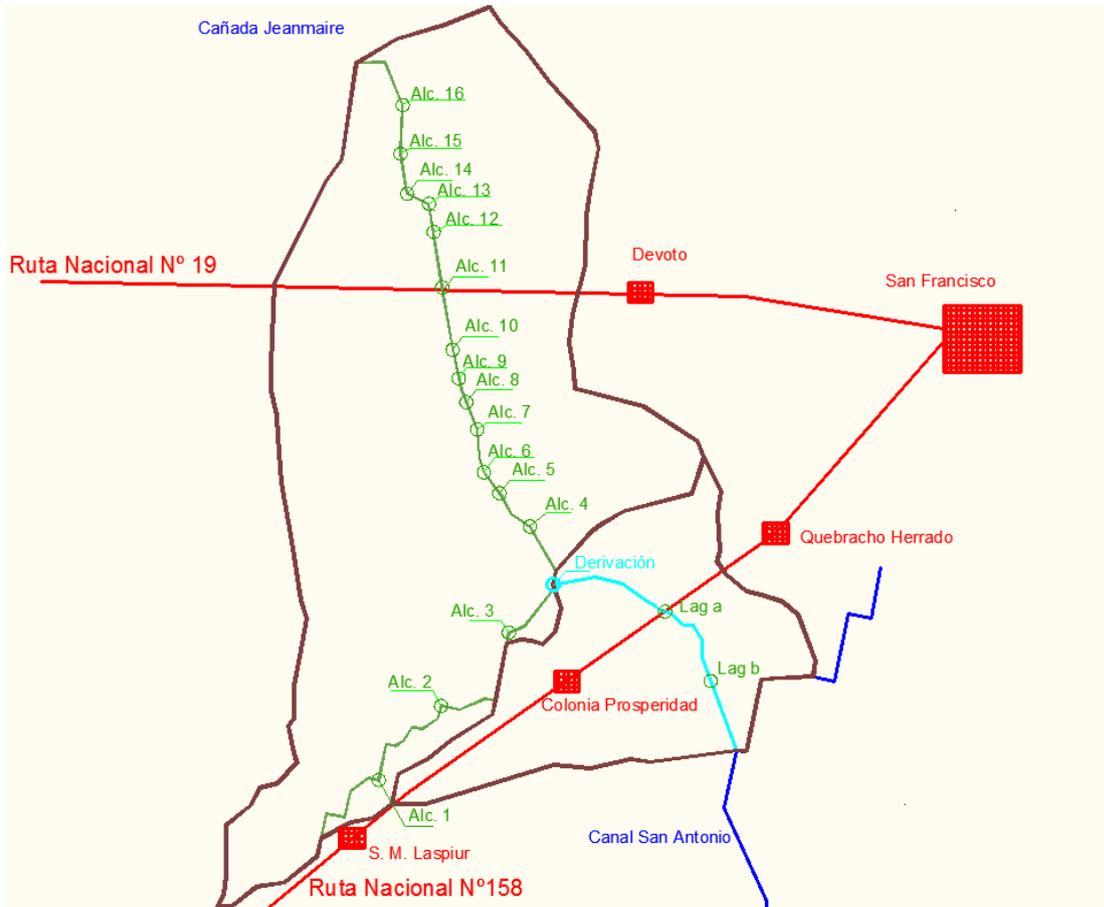


Figura 5.6.2 Ubicación de lagunas de retardo en la traza del canal

## 5.7 ESTRUCTURA DE DERIVACIÓN

En el modelo HEC-HMS una desviación es un elemento con dos salidas, una principal y un desvío, y una o más entradas. La entrada proviene de otros elementos en el modelo de la cuenca. Si existe más de una entrada, todas las entradas son adheridas juntas antes de computar las salidas. Únicamente un método es válido para computar el flujo de desviación. Todos los flujos que no están desviados se convierten en salidas principales. Las salidas de desviación deben estar conectadas a un elemento que está en el modelo aguas abajo. La desviación puede ser usada para representar cuencas que desvían flujos dentro de canales o almacenamientos fuera de la corriente. El elemento incluye propiedades opcionales para limitar la cantidad de flujo de desviación.

En este caso la modelación se realizó utilizando la función de desviación de entrada (inflow-diversion function) que define la cantidad de flujo que se desvía en función de la cantidad de flujo que ingresa a la división. El flujo de entrada es la variable independiente. El rango de entrada especificado en la función debe cubrir el rango completo de flujo total proveniente de los elementos aguas arriba. Usualmente la primer entrada en la función es cero. La última entrada deberá ser mayor que la entrada máxima anticipada para el elemento. El flujo de desviación es la variable dependiente y deberá estar especificada para cada valor de flujo correspondiente. La determinación del flujo de desviación correcto para una entrada específica depende en cómo opera la desviación. Generalmente se debe computar la desviación para cada valor de entrada usando el conocimiento del vertedero lateral u otra estructura que está representada por el elemento de desviación.

Para esta modelación se analizan tres alternativas, las cuales se diferencian en la condición de desviación en dicho punto.

- Caso 1: Sin derivación Hacia el Canal San Antonio
- Caso 2: Con derivación Parcial Hacia el Canal San Antonio
- Caso 3: Con derivación Total hacia el Canal San Antonio

En el capítulo 6 se explican dichas alternativas y se presentan los resultados de las mismas.



## CAPITULO 6: MODELACIÓN HIDROLÓGICA

La modelación se realizó contemplando las dos trazas propuestas, considerando una derivación en el punto de unión de las dos trazas y analizando los caudales para decidir el destino final de deposición de las aguas.

Se incorporaron las Lagunas de retardo para atenuar los caudales pico y permitir una correcta conducción de las aguas en el canal.

A continuación se presentan los resultados de la modelación y en el capítulo 7 se presentan las conclusiones sobre los mismos.

- Se presenta un esquema de modelación considerando las subcuencas, los tramos de canal y las lagunas de retardo, al contar con gran cantidad de subcuencas, el esquema de modelación se mostrara en partes como se observara en las siguientes Figuras 6.1 a 6.7.
- Se muestra también tablas resumen con los caudales obtenidos de la modelación en cada subcuenca y los tramos de canal diseñados para un periodo de retorno  $Tr = 2$  años y una lluvia de diseño de 24 hs de duración. Se analizaran 3 casos.
  - ✓ Caso 1: Primero se considera que la descarga de la cuenca mayor se realiza únicamente por el canal Sur-Norte desaguando en la cañada de Jeanmaire, sin derivar caudal hacia el oeste.
  - ✓ Caso 2: Se presenta luego la modelación considerando que parte del caudal que llega a la división es derivado hacia el Canal San Antonio.
  - ✓ Caso 3: Por último se presenta la modelación teniendo en cuenta el caso que todo el caudal de la parte sur de la cuenca hasta el punto de división sea descargado hacia el oeste hacia el Canal San Antonio.
- Se muestran además, los hidrogramas de entrada y salida de algunas lagunas de retardo para un  $Tr = 2$  años, el hidrograma en el punto de división y los hidrogramas de las dos salidas de la cuenca.

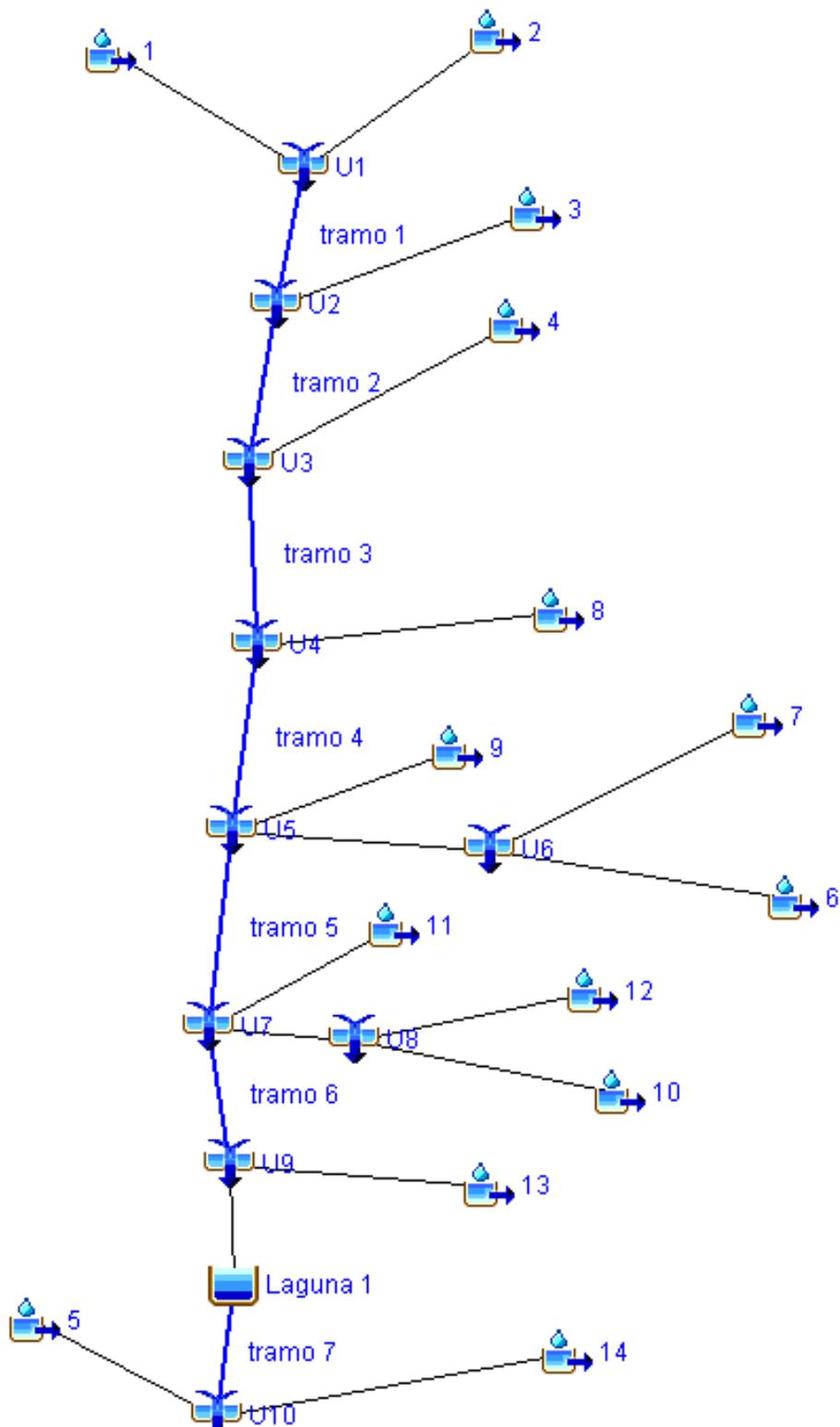


Figura 6.1 Esquema de modelación

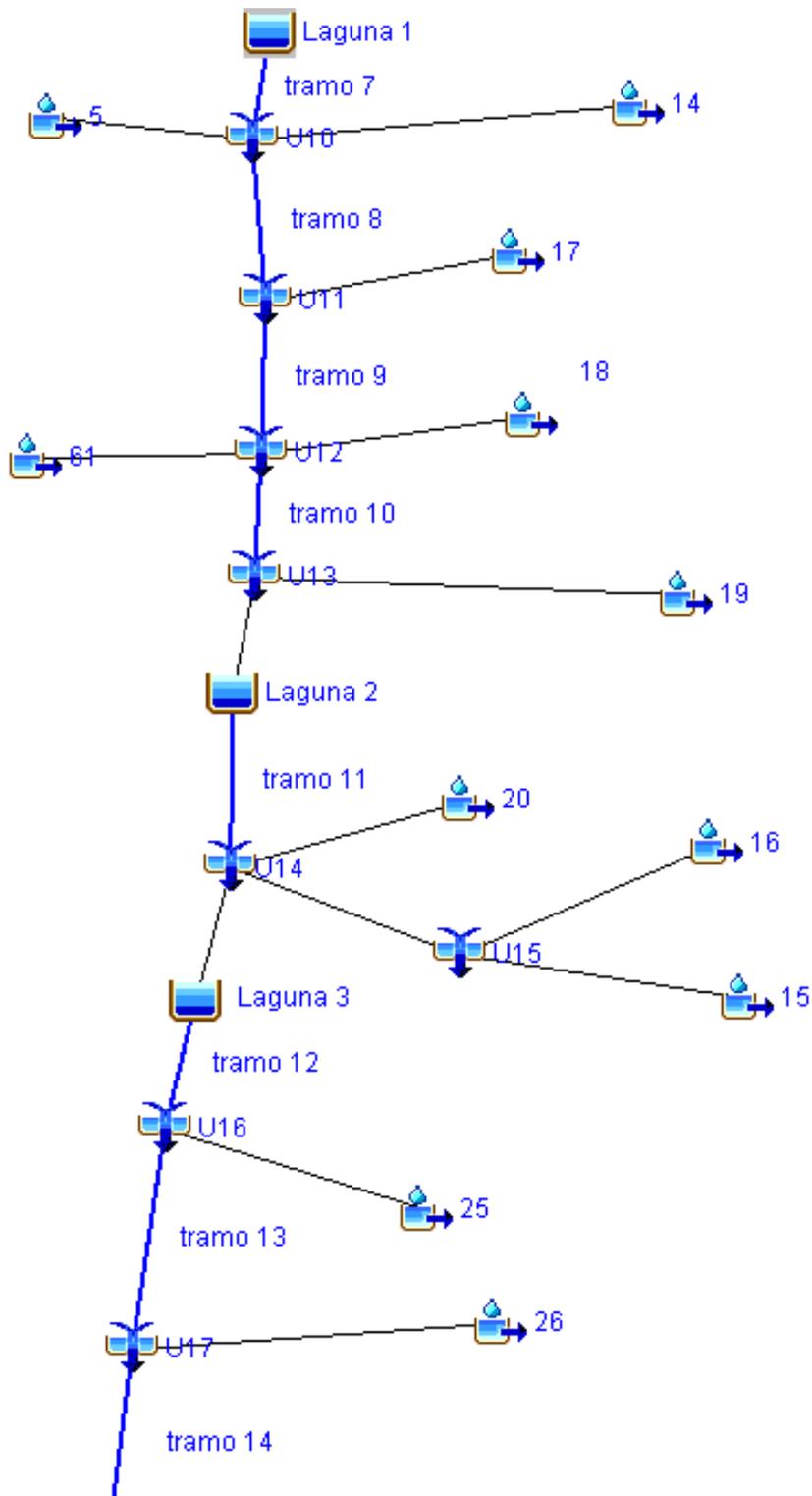


Figura 6.2 Esquema de modelación

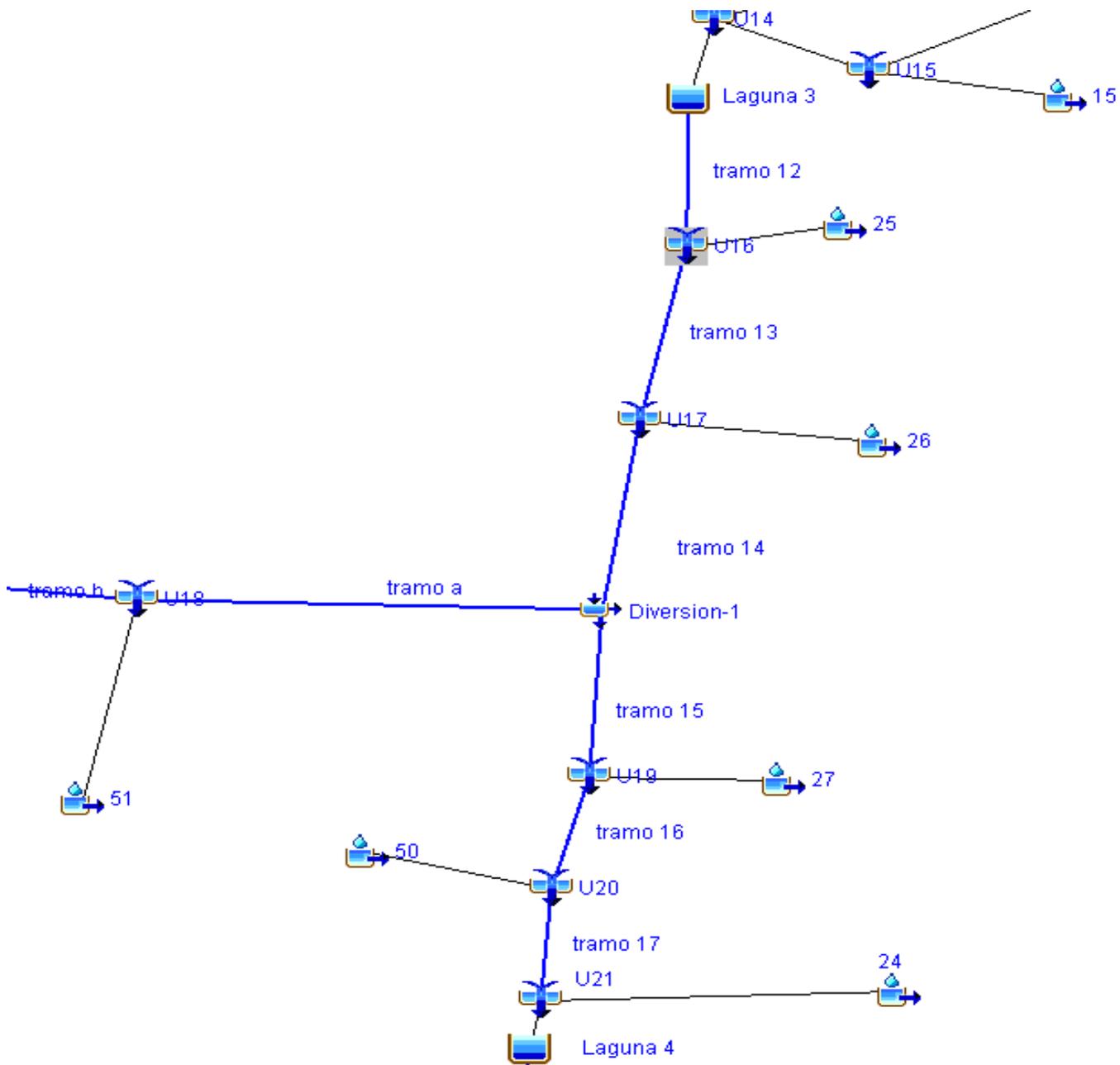


Figura 6.3 Esquema de modelación

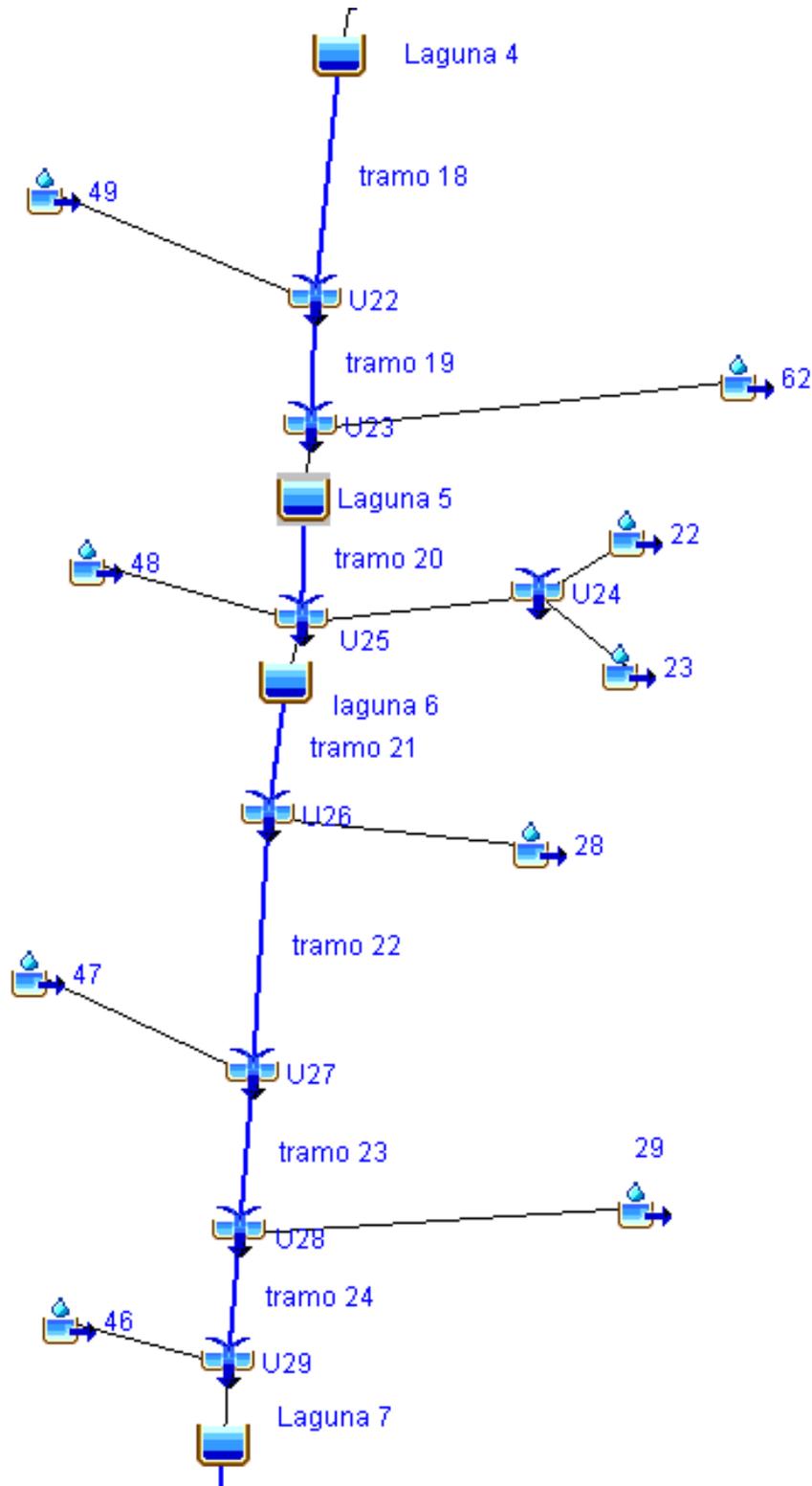
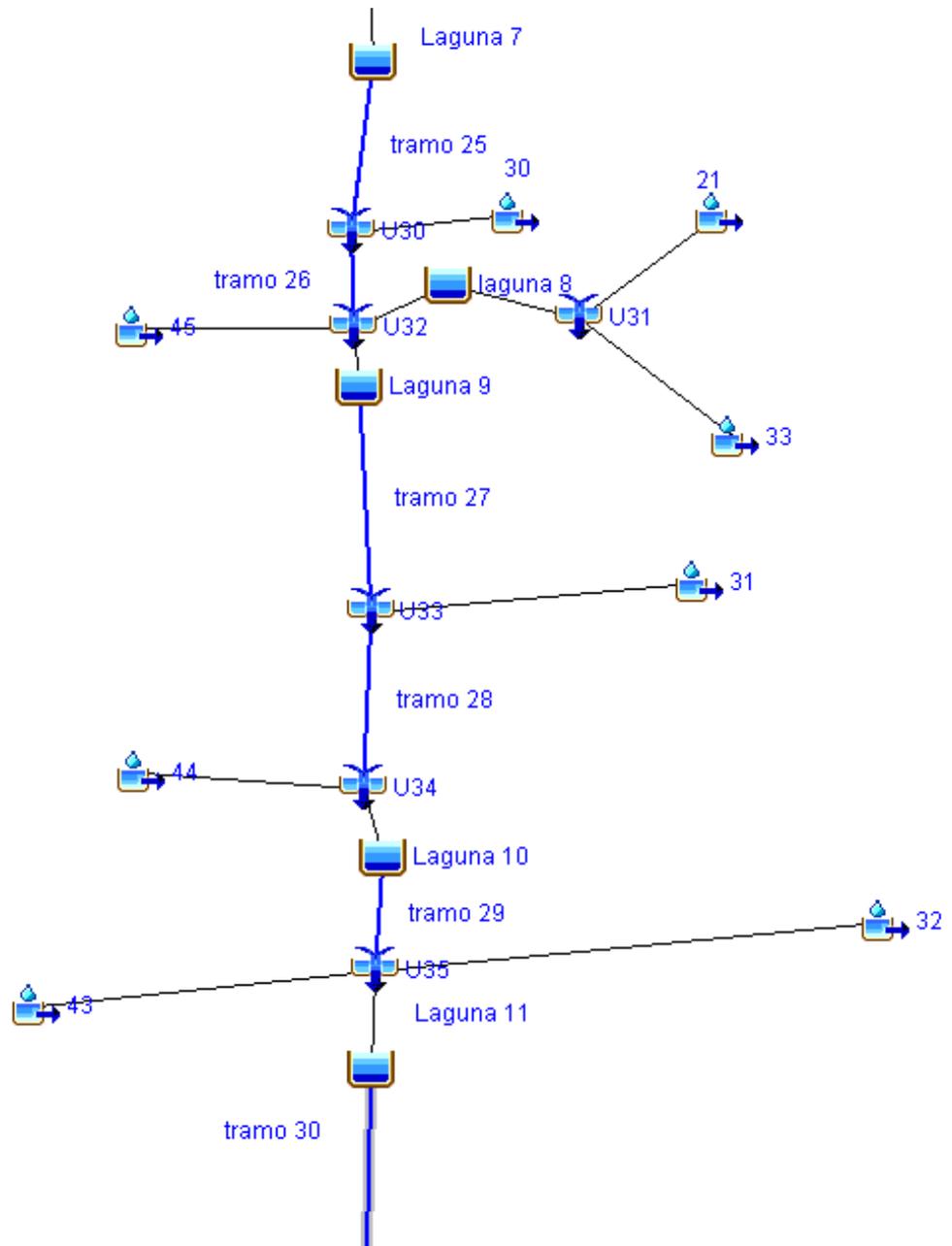


Figura 6.4 Esquema de modelación



**Figura 6.5 Esquema de modelación**

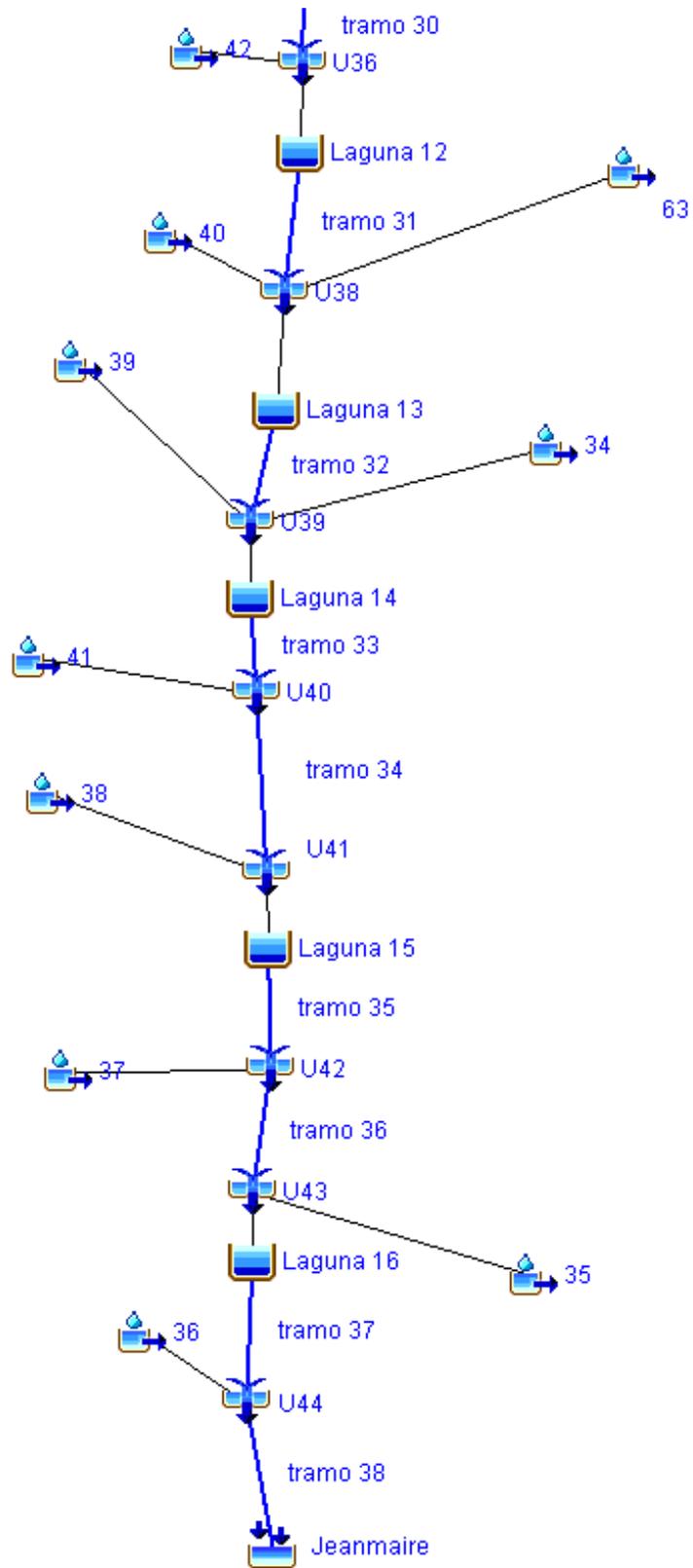


Figura 6.6 Esquema de modelación

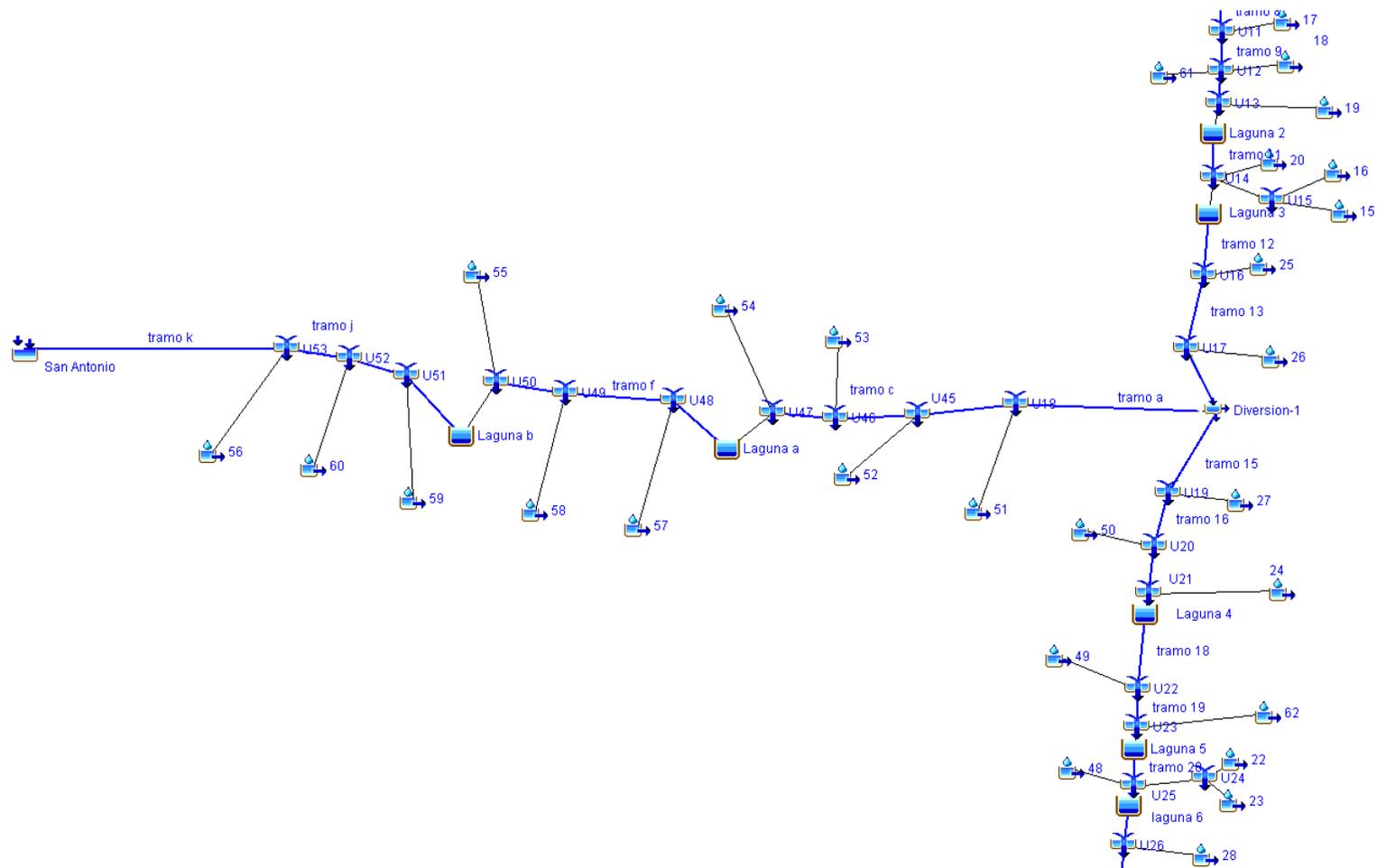


Figura 6.7 Esquema de modelación

## **6.1 CASO 1: MODELACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS SIN DERIVACION HACIA CANAL SAN ANTONIO**

Se presentara a continuación en la tabla 6.1 los resultados de la modelación para una lluvia de 2 años de periodo de retorno y una duración de 24 hs (dese el 6 de mayo de 2014 a la hora 00:00, hasta el 7 de mayo del 2014 a la hora 00:00) , se considerara el caso en el cual todo el caudal de la cuenca mayor es descargado en la Cañada de Jeanmaire, en tanto que al canal San Antonio solo se desagua el caudal correspondiente al tramo de canal preexistente desde el punto de unión de los dos proyectos.

La tabla indica cada uno de los elemento hidrológicos modelados con su designación correspondiente, indica el área de descarga a ese elemento en km<sup>2</sup>, el caudal pico que atraviesa a dicho elemento en m<sup>3</sup>/s, la fecha en la cual se registró dicho caudal pico y el volumen de agua en m<sup>3</sup> que pasa por cada elemento hidrológico modelado.

### 6.1.1. Resultados Caso 1

**TABLA 6.1: Resultados de modelación para una lluvia de 2 años de recurrencia sin derivación hacia el canal San Antonio**

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
1	5,05	0,5	06may2014, 16:00	29,9
2	4,70	0,5	06may2014, 16:00	27,8
U1	9,75	0,9	06may2014, 16:00	57,7
tramo 1	9,75	0,9	06may2014, 16:00	57,9
3	1,65	0,1	06may2014, 20:00	9,8
U2	11,40	1,0	06may2014, 20:00	67,6
tramo 2	11,40	1,0	06may2014, 20:00	67,9
4	8,05	0,7	06may2014, 20:00	47,6
U3	19,45	1,8	06may2014, 20:00	115,5
tramo 3	19,45	1,7	06may2014, 20:00	115,9
8	4,95	0,5	06may2014, 12:00	29,3
U4	24,40	2,2	06may2014, 20:00	145,1
tramo 4	24,40	2,2	06may2014, 20:00	146,3
6	5,93	0,5	06may2014, 20:00	35,1
7	3,15	0,3	06may2014, 16:00	18,6
U6	9,08	0,8	06may2014, 20:00	53,7
9	2,05	0,2	06may2014, 12:00	12,1
U5	35,53	3,2	06may2014, 20:00	212,1
tramo 5	35,53	3,2	06may2014, 20:00	212,9
10	3,21	0,3	06may2014, 16:00	19,0
12	2,41	0,2	06may2014, 16:00	14,3
U8	5,62	0,5	06may2014, 16:00	33,2
11	1,94	0,2	06may2014, 12:00	11,5
U7	43,09	3,9	06may2014, 20:00	257,6
tramo 6	43,09	3,8	06may2014, 20:00	258,5
13	7,02	0,6	06may2014, 20:00	41,5
U9	50,11	4,5	06may2014, 20:00	300,0
Laguna 1	50,11	2,2	07may2014, 04:00	302,4
tramo 7	50,11	2,2	07may2014, 04:00	302,9
5	10,50	0,8	07may2014, 00:00	62,1
14	6,90	0,7	06may2014, 16:00	40,8
U10	67,51	3,4	07may2014, 00:00	405,8
tramo 8	67,51	3,4	07may2014, 00:00	406,5

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
17	3,95	0,4	06may2014, 16:00	23,4
U11	71,46	3,6	07may2014, 00:00	429,8
tramo 9	71,46	3,6	07may2014, 00:00	430,6
61	8,81	0,7	07may2014, 00:00	52,1
18	5,34	0,5	06may2014, 16:00	31,6
U12	85,61	4,7	07may2014, 00:00	514,2
tramo 10	85,61	4,7	07may2014, 00:00	515,1
19	9,21	0,9	06may2014, 16:00	54,5
U13	94,82	5,4	07may2014, 00:00	569,6
Laguna 2	94,82	1,5	08may2014, 04:00	569,6
tramo 11	94,82	1,5	08may2014, 04:00	569,8
15	13,01	1,0	07may2014, 00:00	76,9
16	7,11	0,6	06may2014, 20:00	42,0
U15	20,12	1,6	07may2014, 00:00	119,0
20	14,07	1,0	07may2014, 04:00	83,2
U14	129,01	3,7	07may2014, 00:00	772,0
Laguna 3	129,01	1,4	09may2014, 08:00	772,0
tramo 12	129,01	1,4	09may2014, 12:00	772,2
25	2,90	0,5	06may2014, 12:00	25,0
U16	131,91	1,4	09may2014, 12:00	797,2
tramo 13	131,91	1,4	09may2014, 12:00	797,4
26	4,80	0,7	06may2014, 16:00	41,3
U17	136,71	1,9	06may2014, 20:00	838,7
tramo 14	136,71	1,9	06may2014, 20:00	839,0
Diversion-1	136,71	1,9	06may2014, 20:00	839,0
tramo 15	136,71	1,8	06may2014, 20:00	839,4
27	6,07	0,9	06may2014, 12:00	52,2
U19	142,78	2,6	06may2014, 20:00	891,7
tramo 16	142,78	2,6	06may2014, 20:00	892,2
50	7,60	0,8	06may2014, 16:00	48,9

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
U20	150,38	3,3	06may2014, 20:00	941,0
tramo 17	150,38	3,3	06may2014, 20:00	941,3
24	11,35	0,9	07may2014, 00:00	73,0
U21	161,73	4,2	06may2014, 20:00	1014,2
Laguna 4	161,73	2,4	07may2014, 08:00	1014,4
tramo 18	161,73	2,4	07may2014, 08:00	1014,5
49	26,63	1,9	07may2014, 04:00	171,2
U22	188,36	4,3	07may2014, 04:00	1185,7
tramo 19	188,36	4,3	07may2014, 04:00	1185,9
62	7,50	0,5	06may2014, 20:00	31,3
U23	195,86	4,6	07may2014, 04:00	1217,2
Laguna 5	195,86	2,7	08may2014, 00:00	1217,3
tramo 20	195,86	2,7	08may2014, 00:00	1217,4
22	19,70	1,4	07may2014, 04:00	126,6
23	16,30	1,4	07may2014, 00:00	104,8
U24	36,00	2,8	07may2014, 00:00	231,4
48	23,81	1,8	07may2014, 04:00	153,1
U25	255,67	7,0	07may2014, 04:00	1601,8
laguna 6	255,67	3,0	08may2014, 08:00	1601,9
tramo 21	255,67	3,0	08may2014, 08:00	1602,0
28	16,34	1,4	07may2014, 00:00	105,0
U26	272,01	4,0	07may2014, 00:00	1707,1
tramo 22	272,01	4,0	07may2014, 00:00	1707,2
47	11,10	1,0	06may2014, 20:00	71,4
U27	283,11	5,0	07may2014, 00:00	1778,6
tramo 23	283,11	4,9	07may2014, 00:00	1779,2
29	5,88	0,6	06may2014, 16:00	37,8
U28	288,99	5,4	07may2014, 00:00	1817,0
tramo 24	288,99	5,3	07may2014, 00:00	1817,8
46	21,02	1,9	06may2014, 20:00	135,1
U29	310,01	7,2	07may2014, 00:00	1952,9
Laguna 7	310,01	2,9	09may2014, 20:00	1958,4
tramo 25	310,01	2,9	09may2014, 20:00	1958,9

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
30	16,18	1,2	07may2014, 00:00	104,0
U30	326,19	4,0	07may2014, 04:00	2062,9
tramo 26	326,19	4,0	07may2014, 04:00	2063,5
21	51,85	2,6	07may2014, 12:00	333,3
33	30,85	1,9	07may2014, 08:00	198,3
U31	82,70	4,3	07may2014, 08:00	531,6
laguna 8	82,70	2,6	08may2014, 00:00	531,8
45	16,72	1,7	06may2014, 16:00	107,5
U32	425,61	7,0	07may2014, 00:00	2702,8
Laguna 9	425,61	3,3	09may2014, 12:00	2708,2
tramo 27	425,61	3,3	09may2014, 12:00	2708,7
31	17,34	1,3	07may2014, 04:00	111,5
U33	442,95	4,1	07may2014, 04:00	2820,2
tramo 28	442,95	4,1	07may2014, 04:00	2820,6
44	14,27	1,4	06may2014, 16:00	91,7
U34	457,22	5,2	07may2014, 00:00	2912,4
Laguna 10	457,22	3,0	15may2014, 04:00	2915,5
tramo 29	457,22	3,0	15may2014, 08:00	2915,9
32	55,21	3,0	07may2014, 12:00	354,9
43	19,70	1,9	06may2014, 20:00	126,6
U35	532,13	6,4	07may2014, 04:00	3397,5
Laguna 11	532,13	3,0	09may2014, 08:00	3400,8
tramo 30	532,13	3,0	09may2014, 12:00	3401,5
42	15,60	1,4	06may2014, 20:00	100,3
U36	547,73	4,0	07may2014, 00:00	3501,8
Laguna 12	547,73	2,9	18may2014, 08:00	3505,8
tramo 31	547,73	2,9	18may2014, 12:00	3506,3
63	30,19	2,3	07may2014, 04:00	194,1
40	18,30	1,5	07may2014, 00:00	117,6
U38	596,22	6,0	07may2014, 04:00	3818,0

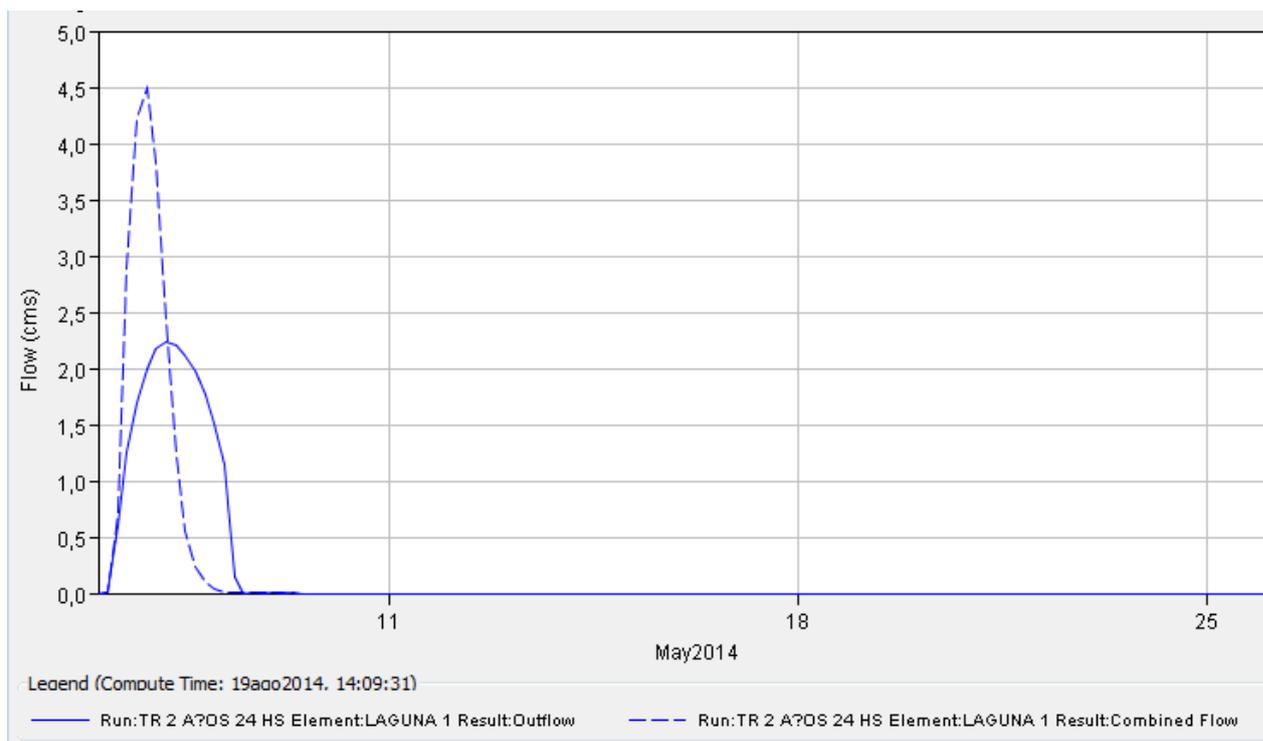
Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
Laguna 13	596,22	2,9	19may2014, 20:00	3821,8
tramo 32	596,22	2,9	19may2014, 20:00	3822,1
34	31,52	2,4	07may2014, 04:00	202,6
39	26,73	2,0	07may2014, 00:00	171,8
U39	654,47	7,0	07may2014, 04:00	4196,6
Laguna 14	654,47	3,0	08may2014, 12:00	4197,9
tramo 33	654,47	3,0	08may2014, 12:00	4198,3
41	28,00	2,5	06may2014, 20:00	180,0
U40	682,47	5,1	07may2014, 00:00	4378,2
tramo 34	682,47	5,0	07may2014, 00:00	4378,6
38	24,90	2,1	07may2014, 00:00	160,1
U41	707,37	7,2	07may2014, 00:00	4538,7
Laguna 15	707,37	3,0	11may2014, 12:00	4543,4
tramo 35	707,37	3,0	11may2014, 12:00	4544,0
37	18,54	1,8	06may2014, 20:00	119,2
U42	725,91	4,3	07may2014, 00:00	4663,2
tramo 36	725,91	4,3	07may2014, 00:00	4664,0
35	40,58	3,3	07may2014, 00:00	260,9
U43	766,49	7,6	07may2014, 00:00	4924,9
Laguna 16	766,49	3,0	08may2014, 12:00	4925,2
tramo 37	766,49	3,0	08may2014, 12:00	4926,0
36	25,88	2,5	06may2014, 20:00	166,4
U44	792,37	5,1	06may2014, 20:00	5092,4
tramo 38	792,37	5,0	06may2014, 20:00	5093,0
<b>Jeanmaire</b>	<b>792,37</b>	<b>5,0</b>	<b>06may2014, 20:00</b>	<b>5093,0</b>
tramo a	0,00	0,0	06may2014, 00:00	0,0
51	24,32	1,7	07may2014, 00:00	143,8
U18	24,32	1,7	07may2014, 00:00	143,8
tramo b	24,32	1,7	07may2014, 04:00	144,1
52	23,64	2,1	06may2014, 20:00	139,8

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
U45	47,96	3,6	07may2014, 00:00	283,9
tramo c	47,96	3,5	07may2014, 00:00	284,5
53	14,40	1,0	07may2014, 04:00	85,2
U46	62,36	4,5	07may2014, 00:00	369,7
tramo d	62,36	4,5	07may2014, 00:00	370,1
54	35,73	0,9	07may2014, 20:00	149,3
U47	98,09	4,8	07may2014, 00:00	519,4
Laguna a	98,09	2,4	07may2014, 16:00	519,4
tramo e	98,09	2,4	07may2014, 16:00	519,8
57	10,31	0,7	06may2014, 20:00	43,1
U48	108,40	2,5	07may2014, 00:00	562,9
tramo f	108,40	2,5	07may2014, 00:00	563,4
58	12,70	1,0	06may2014, 20:00	75,1
U49	121,10	3,5	07may2014, 00:00	638,5
tramo g	121,10	3,5	07may2014, 00:00	638,9
55	73,92	2,9	07may2014, 16:00	437,1
U50	195,02	5,5	07may2014, 16:00	1076,0
Laguna b	195,02	3,1	08may2014, 16:00	1076,9
tramo h	195,02	3,1	08may2014, 20:00	1077,1
59	13,40	1,1	06may2014, 20:00	79,2
U51	208,42	3,1	07may2014, 00:00	1156,3
tramo i	208,42	3,1	08may2014, 20:00	1156,9
60	7,08	0,8	06may2014, 12:00	41,9
U52	215,50	3,5	07may2014, 00:00	1198,7
tramo j	215,50	3,5	07may2014, 00:00	1199,3
56	18,22	1,2	07may2014, 04:00	107,7
U53	233,72	4,6	07may2014, 00:00	1307,1
tramo k	233,72	4,6	07may2014, 00:00	1307,8
San Antonio	233,72	4,6	07may2014, 00:00	1307,8

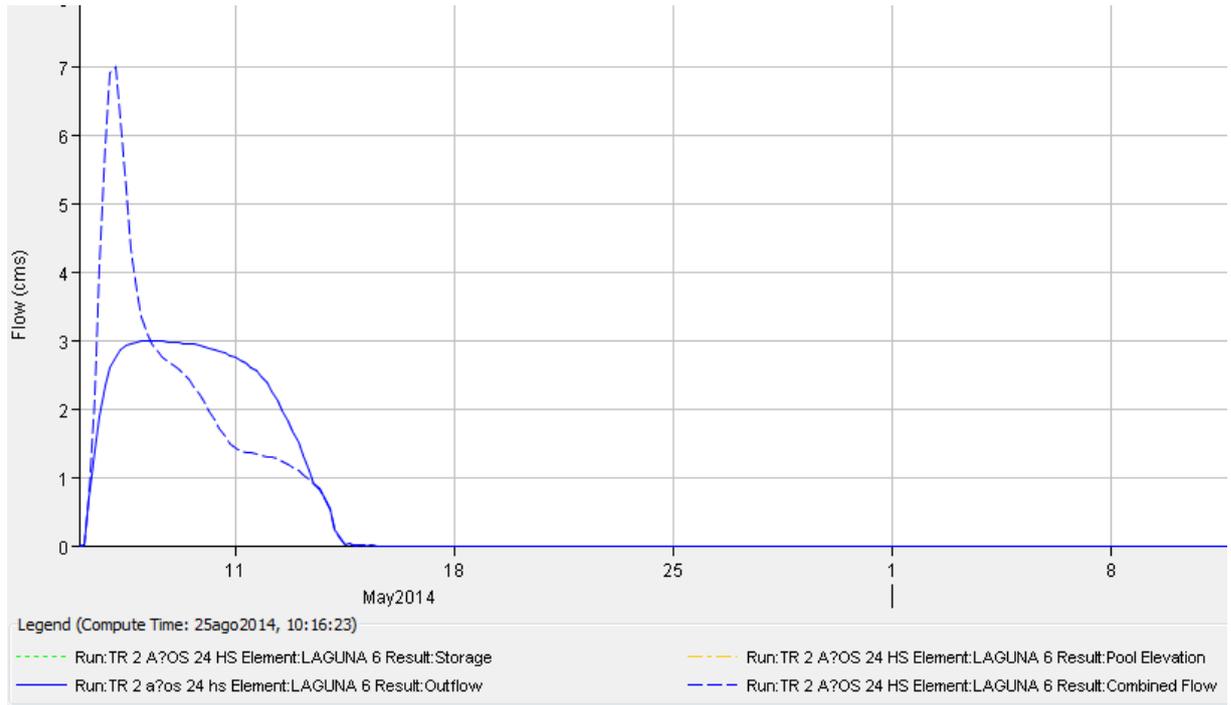
A continuación se presentan los hidrogramas resultantes de esta modelación en las secciones de control elegidas.

En primer lugar se presentan los hidrogramas de entrada y salida de tres lagunas de retardo ubicadas a lo largo de la traza del canal proyectado. Las Figuras 6.1.1, 6.1.2 y 6.1.3 muestran en ordenen dichas lagunas en función de la distancia a la salida de la cuenca.

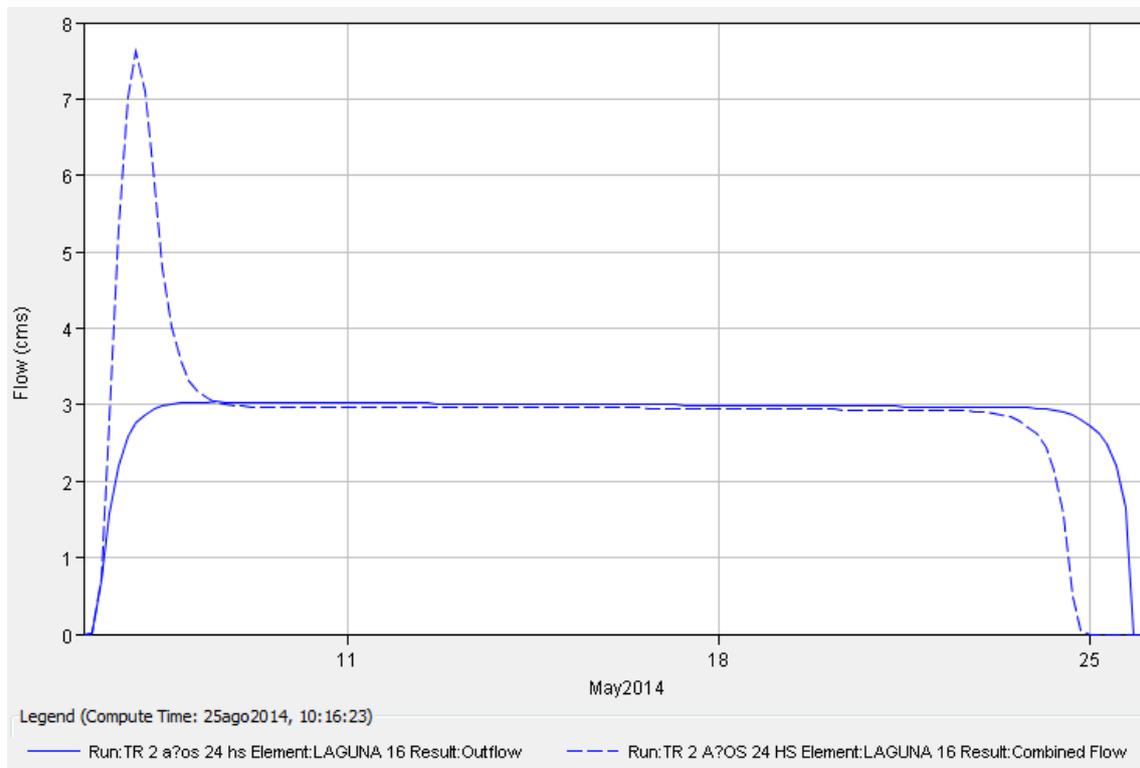
En la Figura 6.1.1 se muestra los hidrogramas de la laguna 1, siendo esta la más alejada del punto de salida de la cuenca. Se puede observar que los volúmenes a retener como la diferencia entre el caudal que ingresa a dicha laguna (línea punteada) y el caudal descargado por el dispositivo de regulación (línea continua).



**Figura 6.1.1 Hidrograma de entrada y salida Laguna 1**



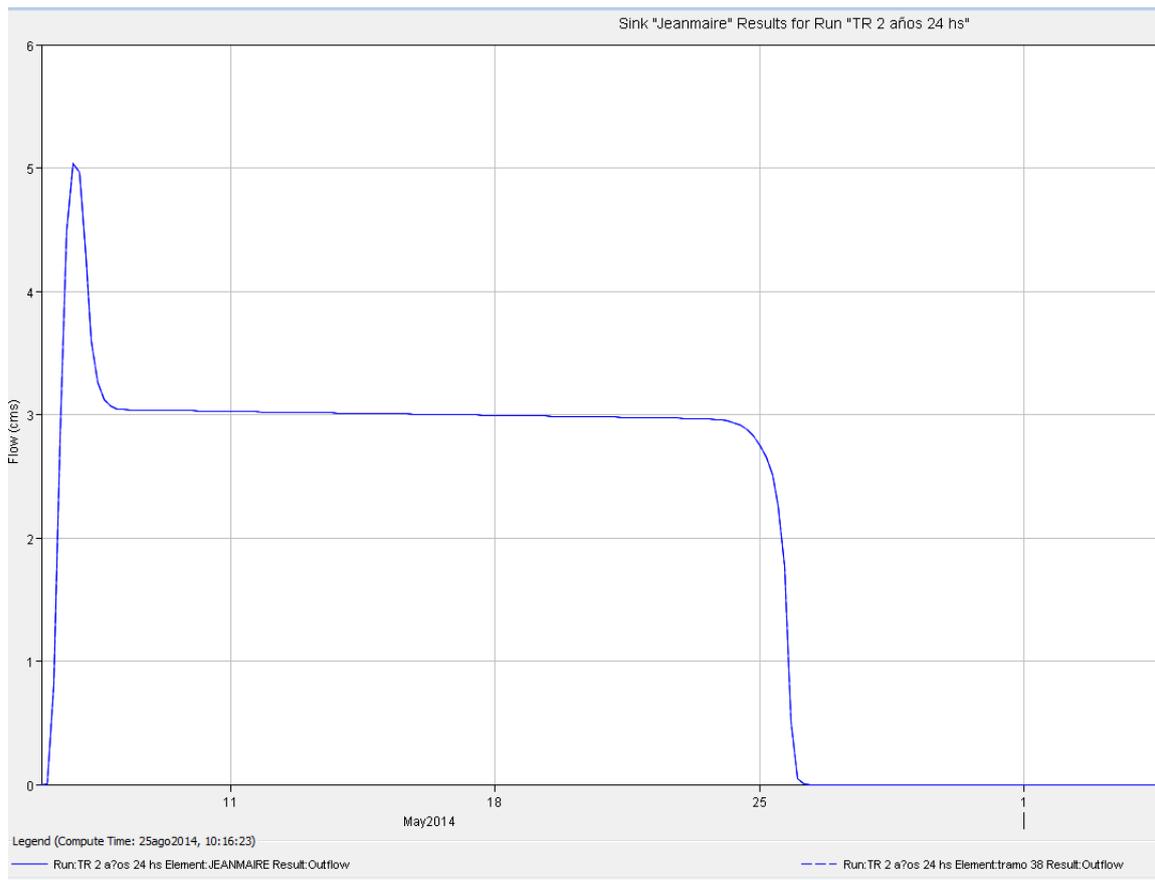
**Figura 6.1.2 Hidrograma de entrada y salida Laguna 6**



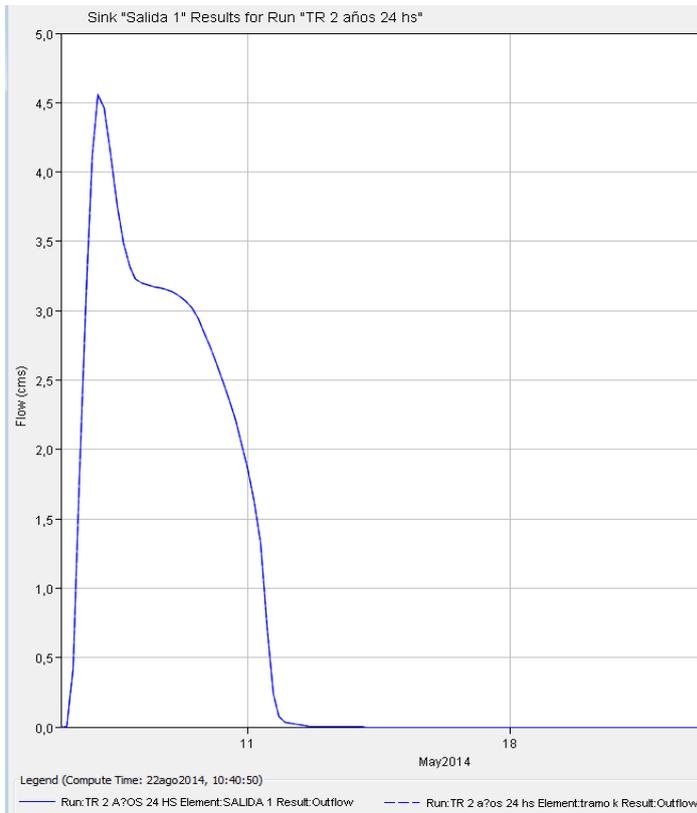
**Figura 6.1.3 Hidrograma de entrada y salida Laguna 16**

Se puede observar comparando las tres Figuras anteriores que el caudal pico a atenuar es similar en los 3 casos, esto se debe a que las lagunas fueron incorporadas en los sectores donde los caudales llegan a valores cercanos a los admisibles por la sección del canal proyectado, y estos valores son del orden de los 5 a 7 m<sup>3</sup>/s, también lo es la diferencia entre los hidrogramas de entrada y de salida de dichas lagunas, con lo cual el volumen que deben poseer estas lagunas de retardo para permitir el estancamiento temporal de las aguas y de esta manera garantizar un funcionamiento óptimo del canal para una lluvia de diseño es similar en todos los casos, la diferencia que se observa radica en el tiempo de permanencia de las aguas siendo mayor en las lagunas más cercanas a la salida de la cuenca como se puede observar en la Figura 6.1.3 de la laguna 16 en la cual los hidrogramas tanto de entrada como de salida presentan un tiempo base mucho mayor que en los casos anteriores, siendo este de aproximadamente 20 días, lo cual indica que dicha laguna va a estar funcionando un tiempo mayor que las demás para cada lluvia dada.

En las Figuras 6.1.4 y 6.1.5 Se pueden observar los hidrogramas en las dos salidas que posee la cuenca, Cañada Jeanmaire (Figura 6.1.4) y Canal San Antonio (Figura 6.1.5), en ellas se puede observar tres valores importantes que van a servir de comparación con los demás casos de modelación, el caudal pico, el volumen total de agua que llega a esa salida y el tiempo de permanencia de las aguas relacionado con el tiempo base del hidrograma.



**Figura 6.1.4 Hidrograma a la salida a Cañada de Jeanmaire**



**Figura 6.1.5 Hidrograma a la salida a Canal San Antonio**

## **6.2 CASO 2: MODELACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS CON DERIVACION PARCIAL HACIA CANAL SAN ANTONIO**

En la Tabla 6.2 se muestra los resultados de la modelación considerando que parte del caudal que llega hasta el punto de unión de los dos proyectos es derivado por medio de una estructura de división hacia el Canal San Antonio, mientras que la mayor parte del caudal sigue su curso hacia el norte para desaguar en la Cañada de Jeanmaire.

La división del caudal se modelo mediante la función “inflow fuction” en la cual se debe especificar en función del caudal que llega al punto de derivación, cuanto caudal se desea derivar. En este caso se consideró que un tercio del caudal que llega al punto de división es derivado hacia el Canal San Antonio, mientras que los restantes dos tercios son descargados en la salida a la Cañada de Jeanmaire.

### 6.2.1. Resultados Caso 2

**TABLA 6.2: Resultados de modelación para una lluvia de 2 años de recurrencia con derivación parcial hacia el canal San Antonio**

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
1	5,05	0,5	06may2014, 16:00	29,9
2	4,70	0,5	06may2014, 16:00	27,8
U1	9,75	0,9	06may2014, 16:00	57,7
tramo 1	9,75	0,9	06may2014, 16:00	57,9
3	1,65	0,1	06may2014, 20:00	9,8
U2	11,40	1,0	06may2014, 20:00	67,6
tramo 2	11,40	1,0	06may2014, 20:00	67,9
4	8,05	0,7	06may2014, 20:00	47,6
U3	19,45	1,8	06may2014, 20:00	115,5
tramo 3	19,45	1,7	06may2014, 20:00	115,9
8	4,95	0,5	06may2014, 12:00	29,3
U4	24,40	2,2	06may2014, 20:00	145,1
tramo 4	24,40	2,2	06may2014, 20:00	146,3
6	5,93	0,5	06may2014, 20:00	35,1
7	3,15	0,3	06may2014, 16:00	18,6
U6	9,08	0,8	06may2014, 20:00	53,7
9	2,05	0,2	06may2014, 12:00	12,1
U5	35,53	3,2	06may2014, 20:00	212,1
tramo 5	35,53	3,2	06may2014, 20:00	212,9
10	3,21	0,3	06may2014, 16:00	19,0
12	2,41	0,2	06may2014, 16:00	14,3
U8	5,62	0,5	06may2014, 16:00	33,2
11	1,94	0,2	06may2014, 12:00	11,5
U7	43,09	3,9	06may2014, 20:00	257,6
tramo 6	43,09	3,8	06may2014, 20:00	258,5
13	7,02	0,6	06may2014, 20:00	41,5
U9	50,11	4,5	06may2014, 20:00	300,0
Laguna 1	50,11	2,2	07may2014, 04:00	302,4
tramo 7	50,11	2,2	07may2014, 04:00	302,9
5	10,50	0,8	07may2014, 00:00	62,1
14	6,90	0,7	06may2014, 16:00	40,8
U10	67,51	3,4	07may2014, 00:00	405,8
tramo 8	67,51	3,4	07may2014, 00:00	406,5

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
17	3,95	0,4	06may2014, 16:00	23,4
U11	71,46	3,6	07may2014, 00:00	429,8
tramo 9	71,46	3,6	07may2014, 00:00	430,6
61	8,81	0,7	07may2014, 00:00	52,1
18	5,34	0,5	06may2014, 16:00	31,6
U12	85,61	4,7	07may2014, 00:00	514,2
tramo 10	85,61	4,7	07may2014, 00:00	515,1
19	9,21	0,9	06may2014, 16:00	54,5
U13	94,82	5,4	07may2014, 00:00	569,6
Laguna 2	94,82	1,5	08may2014, 04:00	569,6
tramo 11	94,82	1,5	08may2014, 04:00	569,8
15	13,01	1,0	07may2014, 00:00	76,9
16	7,11	0,6	06may2014, 20:00	42,0
U15	20,12	1,6	07may2014, 00:00	119,0
20	14,07	1,0	07may2014, 04:00	83,2
U14	129,01	3,7	07may2014, 00:00	772,0
Laguna 3	129,01	1,4	09may2014, 08:00	772,0
tramo 12	129,01	1,4	09may2014, 12:00	772,2
25	2,90	0,5	06may2014, 12:00	25,0
U16	131,91	1,4	09may2014, 12:00	797,2
tramo 13	131,91	1,4	09may2014, 12:00	797,4
26	4,80	0,7	06may2014, 16:00	41,3
U17	136,71	1,9	06may2014, 20:00	838,7
tramo 14	136,71	1,9	06may2014, 20:00	839,0
Diversion-1	136,71	1,2	06may2014, 20:00	419,5
tramo 15	136,71	1,2	06may2014, 20:00	419,7
27	6,07	0,9	06may2014, 12:00	52,2
U19	142,78	2	06may2014, 20:00	472,0
tramo 16	142,78	2	06may2014, 20:00	472,4
50	7,60	0,8	06may2014, 16:00	48,9

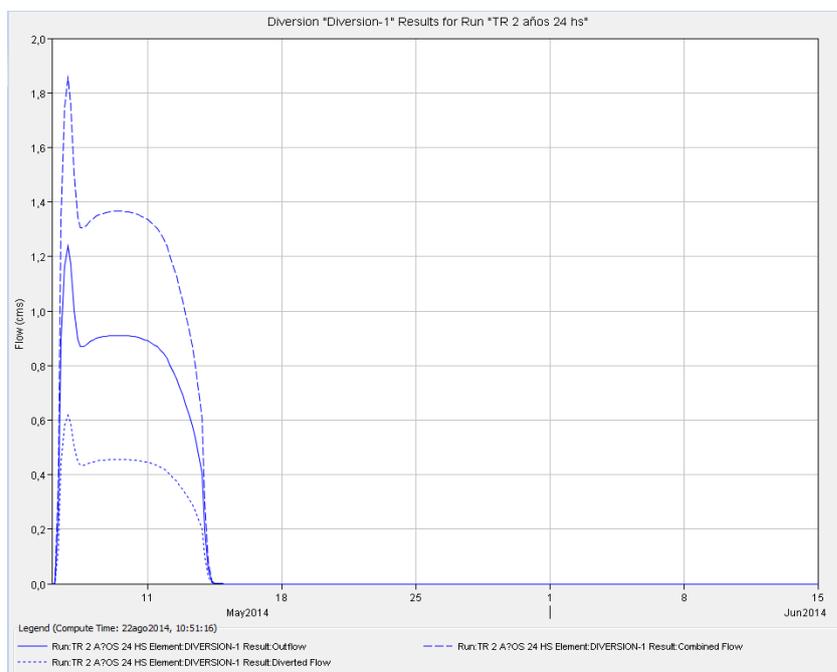
<b>Elemento Hidrológico</b>	<b>Área de Drenaje (KM2)</b>	<b>Caudal Pico (M3/S)</b>	<b>Tiempo del Pico</b>	<b>Volumen (1000 M3)</b>
U20	150,38	2,7	06may2014, 20:00	521,2
tramo 17	150,38	2,7	06may2014, 20:00	521,5
24	11,35	0,9	07may2014, 00:00	73,0
U21	161,73	3,5	06may2014, 20:00	594,4
Laguna 4	161,73	2,2	07may2014, 04:00	594,4
tramo 18	161,73	2,2	07may2014, 04:00	594,6
49	26,63	1,9	07may2014, 04:00	171,2
U22	188,36	4,1	07may2014, 04:00	765,7
tramo 19	188,36	4,1	07may2014, 04:00	766,0
62	7,50	0,5	06may2014, 20:00	31,3
U23	195,86	4,4	07may2014, 04:00	797,3
Laguna 5	195,86	2,7	07may2014, 16:00	797,3
tramo 20	195,86	2,7	07may2014, 20:00	797,5
22	19,70	1,4	07may2014, 04:00	126,6
23	16,30	1,4	07may2014, 00:00	104,8
U24	36,00	2,8	07may2014, 00:00	231,4
48	23,81	1,8	07may2014, 04:00	153,1
U25	255,67	7	07may2014, 04:00	1182,0
laguna 6	255,67	3,0	08may2014, 04:00	1182,2
tramo 21	255,67	3,0	08may2014, 04:00	1182,5
28	16,34	1,4	07may2014, 00:00	105,0
U26	272,01	4,0	07may2014, 00:00	1287,5
tramo 22	272,01	4,0	07may2014, 00:00	1287,8
47	11,10	1,0	06may2014, 20:00	71,4
U27	283,11	5,0	07may2014, 00:00	1359,1
tramo 23	283,11	4,9	07may2014, 00:00	1359,8
29	5,88	0,6	06may2014, 16:00	37,8
U28	288,99	5,4	07may2014, 00:00	1397,6
tramo 24	288,99	5,3	07may2014, 00:00	1398,4
46	21,02	1,9	06may2014, 20:00	135,1
U29	310,01	7,2	07may2014, 00:00	1533,5
Laguna 7	310,01	2,9	09may2014, 00:00	1533,9
tramo 25	310,01	2,9	09may2014, 00:00	1534,4

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
30	16,18	1,2	07may2014, 00:00	104,0
U30	326,19	4,0	07may2014, 04:00	1638,4
tramo 26	326,19	4,0	07may2014, 04:00	1639,0
21	51,85	2,6	07may2014, 12:00	333,3
33	30,85	1,9	07may2014, 08:00	198,3
U31	82,70	4,3	07may2014, 08:00	531,6
laguna 8	82,70	2,6	08may2014, 00:00	531,8
45	16,72	1,7	06may2014, 16:00	107,5
U32	425,61	7,0	07may2014, 00:00	2278,2
Laguna 9	425,61	3,3	09may2014, 12:00	2283,6
tramo 27	425,61	3,3	09may2014, 12:00	2284,1
31	17,34	1,3	07may2014, 04:00	111,5
U33	442,95	4,1	07may2014, 04:00	2395,5
tramo 28	442,95	4,1	07may2014, 04:00	2396,0
44	14,27	1,4	06may2014, 16:00	91,7
U34	457,22	5,2	07may2014, 00:00	2487,7
Laguna 10	457,22	3,0	13may2014, 16:00	2488,4
tramo 29	457,22	3,0	13may2014, 20:00	2489,0
32	55,21	3,0	07may2014, 12:00	354,9
43	19,70	1,9	06may2014, 20:00	126,6
U35	532,13	6,4	07may2014, 04:00	2970,5
Laguna 11	532,13	3,0	09may2014, 08:00	2975,1
tramo 30	532,13	3,0	09may2014, 12:00	2975,6
42	15,60	1,4	06may2014, 20:00	100,3
U36	547,73	4,0	07may2014, 00:00	3075,9
Laguna 12	547,73	2,9	16may2014, 20:00	3080,2
tramo 31	547,73	2,9	16may2014, 20:00	3080,6
63	30,19	2,3	07may2014, 04:00	194,1
40	18,30	1,5	07may2014, 00:00	117,6
U38	596,22	6,0	07may2014, 04:00	3392,3
Laguna 13	596,22	2,8	18may2014, 04:00	3397,8
tramo 32	596,22	2,8	18may2014, 08:00	3398,1
34	31,52	2,4	07may2014, 04:00	202,6
39	26,73	2,0	07may2014, 00:00	171,8
U39	654,47	7,0	07may2014, 04:00	3772,5
Laguna 14	654,47	3,0	08may2014, 12:00	3776,5
tramo 33	654,47	3,0	08may2014, 12:00	3776,8
41	28,00	2,5	06may2014, 20:00	180,0

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
U40	682,47	5,1	07may2014, 00:00	3956,8
tramo 34	682,47	5,0	07may2014, 00:00	3957,1
38	24,90	2,1	07may2014, 00:00	160,1
U41	707,37	7,2	07may2014, 00:00	4117,2
Laguna 15	707,37	3,0	11may2014, 12:00	4121,9
tramo 35	707,37	3,0	11may2014, 12:00	4122,5
37	18,54	1,8	06may2014, 20:00	119,2
U42	725,91	4,3	07may2014, 00:00	4241,7
tramo 36	725,91	4,3	07may2014, 00:00	4242,5
35	40,58	3,3	07may2014, 00:00	260,9
U43	766,49	7,6	07may2014, 00:00	4503,4
Laguna 16	766,49	3,0	08may2014, 12:00	4505,5
tramo 37	766,49	3,0	08may2014, 12:00	4506,3
36	25,88	2,5	06may2014, 20:00	166,4
U44	792,37	5,1	06may2014, 20:00	4672,7
tramo 38	792,37	5,0	06may2014, 20:00	4673,2
Jeanmaire	792,37	5,0	06may2014, 20:00	4673,2
tramo a	0,00	0,9	06may2014, 20:00	419,7
51	24,32	1,7	07may2014, 00:00	143,8
U18	24,32	2,6	07may2014, 00:00	563,6
tramo b	24,32	2,6	07may2014, 00:00	563,9
52	23,64	2,1	06may2014, 20:00	139,8
U45	47,96	4,5	07may2014, 00:00	703,7
tramo c	47,96	4,5	07may2014, 00:00	704,4
53	14,40	1,0	07may2014, 04:00	85,2
U46	62,36	5,4	07may2014, 00:00	789,5
tramo d	62,36	5,4	07may2014, 00:00	789,9
54	35,73	0,9	07may2014, 20:00	149,3
U47	98,09	5,7	07may2014, 00:00	939,2
Laguna a	98,09	2,7	07may2014, 16:00	939,2
tramo e	98,09	2,7	07may2014, 20:00	939,4
57	10,31	0,7	06may2014, 20:00	43,1
U48	108,40	2,7	07may2014, 16:00	982,5
tramo f	108,40	2,7	07may2014, 20:00	982,9
58	12,70	1,0	06may2014, 20:00	75,1
U49	121,10	3,7	07may2014, 00:00	1058,0
tramo g	121,10	3,7	07may2014, 00:00	1058,3

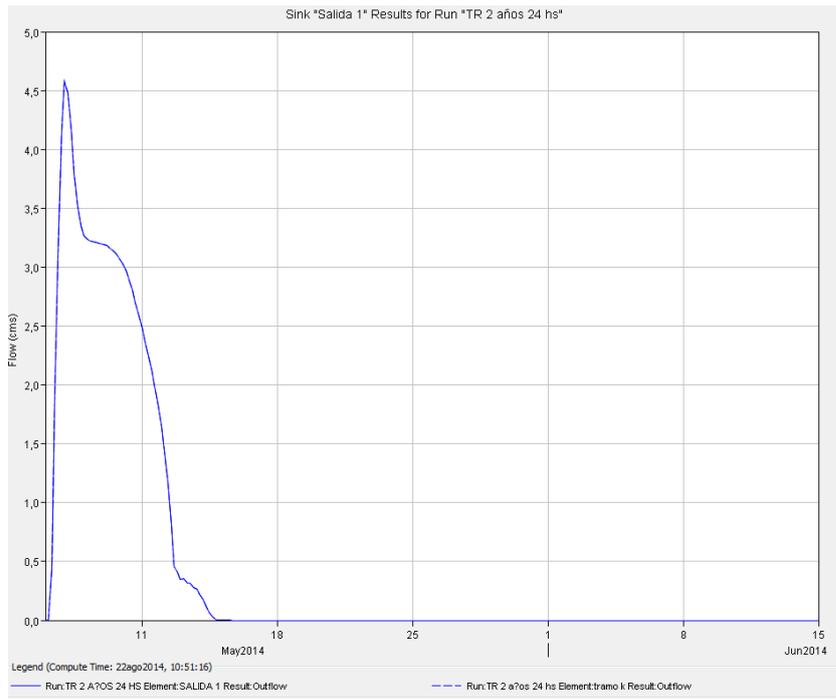
Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
55	73,92	2,9	07may2014, 16:00	437,1
U50	195,02	5,7	07may2014, 16:00	1495,4
Laguna b	195,02	3,2	09may2014, 00:00	1495,4
tramo h	195,02	3,2	09may2014, 00:00	1495,5
59	13,40	1,1	06may2014, 20:00	79,2
U51	208,42	3,2	09may2014, 00:00	1574,8
tramo i	208,42	3,2	09may2014, 00:00	1575,2
60	7,08	0,8	06may2014, 12:00	41,9
U52	215,50	3,5	07may2014, 00:00	1617,1
tramo j	215,50	3,5	07may2014, 00:00	1617,6
56	18,22	1,2	07may2014, 04:00	107,7
U53	233,72	4,6	07may2014, 00:00	1725,4
tramo k	233,72	4,6	07may2014, 00:00	1726,0
<b>San Antonio</b>	<b>233,72</b>	<b>4,6</b>	<b>07may2014, 00:00</b>	<b>1726,0</b>

En la figura 6.2.1 se puede observar los hidrogramas de llegada a la estructura de división (trazo con rayas), el hidrograma que sale por el canal principal (trazo continuo) y el hidrograma que se deriva hacia el canal San Antonio, (trazo punteado). Se puede observar la proporción que presentan los mismos.

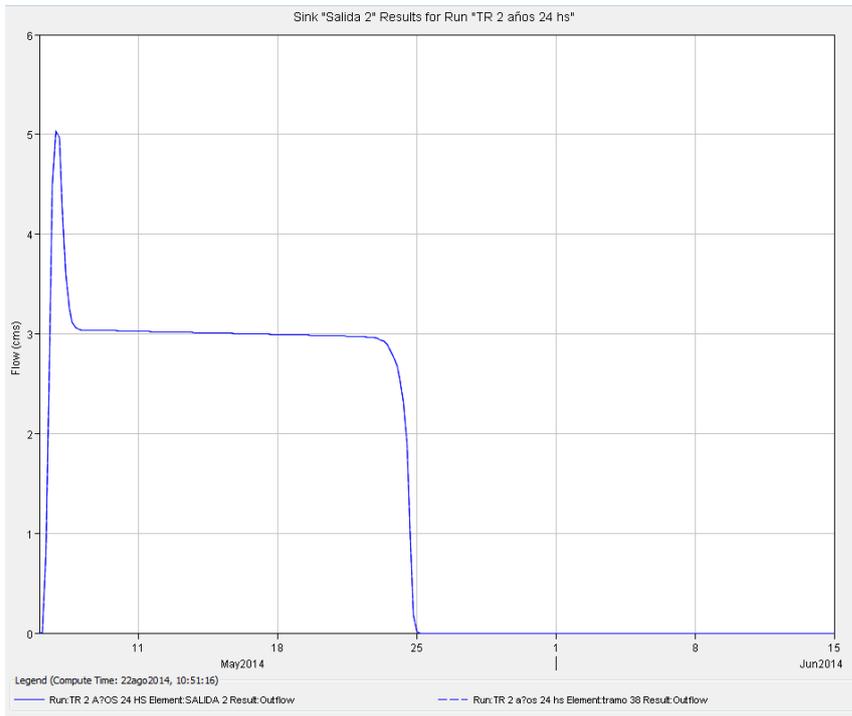


**Figura 6.2.1 Hidrogramas de entrada y salida en el punto de derivación**

En las Figuras 6.2.2 y 6.2.3 Se pueden observar los hidrogramas en las dos salidas que posee la cuenca, Cañada Jeanmaire (Figura 6.2.2) y Canal San Antonio (Figura 6.2.3), en ellas se puede observar los valores al igual que en el caso 1, el caudal pico, el volumen total de agua que llega a esa salida y el tiempo de permanencia de las aguas relacionado con el tiempo base del hidrograma.



**Figura 6.2.2 Hidrograma a la salida a Canal San Antonio**



**Figura 6.2.3 Hidrograma a la salida a Cañada de Jeanmaire**

### **6.3 CASO 3: MODELACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS CON DERIVACION TOTAL HACIA CANAL SAN ANTONIO**

En la Tabla 6.3 se muestra los resultados de la modelación considerando que todo el caudal que llega al punto de unión de los dos proyectos es derivado hacia el este para desembocar en el Canal San Antonio, desaguando hacia el norte en la Cañada de Jeanmaire únicamente el caudal proveniente de las subcuencas que aportan desde dicho punto de unión hacia el norte.

### 6.3.1. Resultados Caso 3

**TABLA 6.3: Resultados de modelación para una lluvia de 2 años de recurrencia con derivación total hacia el canal San Antonio**

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
tramo 15	0,00	0,0	06may2014, 00:00	0,0
27	6,07	0,9	06may2014, 12:00	52,2
U19	6,07	0,9	06may2014, 12:00	52,2
tramo 16	6,07	0,8	06may2014, 16:00	52,6
50	7,60	0,8	06may2014, 16:00	48,9
U20	13,67	1,6	06may2014, 16:00	101,4
tramo 17	13,67	1,6	06may2014, 16:00	101,7
24	11,35	0,9	07may2014, 00:00	73,0
U21	25,02	2,4	06may2014, 20:00	174,7
Laguna 4	25,02	1,8	07may2014, 04:00	177,2
tramo 18	25,02	1,8	07may2014, 04:00	177,4
49	26,63	1,9	07may2014, 04:00	171,2
U22	51,65	3,7	07may2014, 04:00	348,6
tramo 19	51,65	3,7	07may2014, 04:00	348,9
62	7,50	0,5	06may2014, 20:00	31,3
U23	59,15	4,0	07may2014, 04:00	380,2
Laguna 5	59,15	2,6	07may2014, 12:00	382,0
tramo 20	59,15	2,6	07may2014, 12:00	382,3
22	19,70	1,4	07may2014, 04:00	126,6
23	16,30	1,4	07may2014, 00:00	104,8
U24	36,00	2,8	07may2014, 00:00	231,4
48	23,81	1,8	07may2014, 04:00	153,1
U25	118,96	6,9	07may2014, 04:00	766,8
laguna 6	118,96	3,0	08may2014, 00:00	772,1
tramo 21	118,96	3,0	08may2014, 00:00	772,4
28	16,34	1,4	07may2014, 00:00	105,0
U26	135,30	4,0	07may2014, 00:00	877,4
tramo 22	135,30	4,0	07may2014, 00:00	877,7
47	11,10	1,0	06may2014, 20:00	71,4
U27	146,40	5,0	07may2014, 00:00	949,1
tramo 23	146,40	4,9	07may2014, 00:00	949,8
29	5,88	0,6	06may2014, 16:00	37,8
U28	152,28	5,4	07may2014, 00:00	987,6

<b>Elemento Hidrológico</b>	<b>Área de Drenaje (KM2)</b>	<b>Caudal Pico (M3/S)</b>	<b>Tiempo del Pico</b>	<b>Volumen (1000 M3)</b>
tramo 24	152,28	5,3	07may2014, 00:00	988,5
46	21,02	1,9	06may2014, 20:00	135,1
U29	173,30	7,2	07may2014, 00:00	1123,6
Laguna 7	173,30	2,9	08may2014, 12:00	1129,6
tramo 25	173,30	2,9	08may2014, 16:00	1130,2
30	16,18	1,2	07may2014, 00:00	104,0
U30	189,48	4,0	07may2014, 04:00	1234,3
tramo 26	189,48	4,0	07may2014, 04:00	1234,9
21	51,85	2,6	07may2014, 12:00	333,3
33	30,85	1,9	07may2014, 08:00	198,3
U31	82,70	4,3	07may2014, 08:00	531,6
laguna 8	82,70	2,6	08may2014, 00:00	531,8
45	16,72	1,7	06may2014, 16:00	107,5
U32	288,90	7,0	07may2014, 00:00	1874,1
Laguna 9	288,90	3,3	09may2014, 12:00	1879,1
tramo 27	288,90	3,3	09may2014, 12:00	1879,6
31	17,34	1,3	07may2014, 04:00	111,5
U33	306,24	4,1	07may2014, 04:00	1991,1
tramo 28	306,24	4,1	07may2014, 04:00	1991,6
44	14,27	1,4	06may2014, 16:00	91,7
U34	320,51	5,2	07may2014, 00:00	2083,4
Laguna 10	320,51	2,9	12may2014, 12:00	2088,3
tramo 29	320,51	2,9	12may2014, 12:00	2088,8
32	55,21	3,0	07may2014, 12:00	354,9
43	19,70	1,9	06may2014, 20:00	126,6
U35	395,42	6,4	07may2014, 04:00	2570,3
Laguna 11	395,42	3,0	09may2014, 08:00	2570,8
tramo 30	395,42	3,0	09may2014, 12:00	2571,6
42	15,60	1,4	06may2014, 20:00	100,3
U36	411,02	4,0	07may2014, 00:00	2671,9

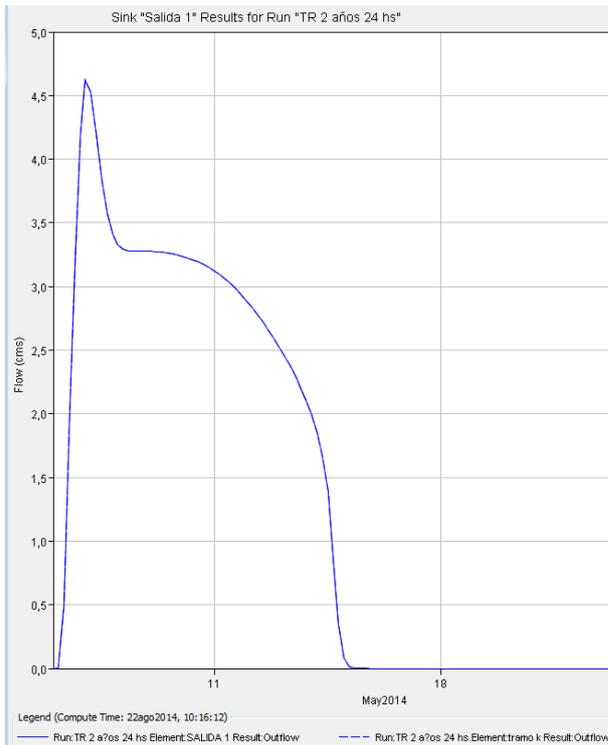
Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
Laguna 12	411,02	2,9	15may2014, 08:00	2672,0
tramo 31	411,02	2,9	15may2014, 08:00	2672,6
63	30,19	2,3	07may2014, 04:00	194,1
40	18,30	1,5	07may2014, 00:00	117,6
U38	459,51	6,0	07may2014, 04:00	2984,3
Laguna 13	459,51	2,8	16may2014, 16:00	2989,8
tramo 32	459,51	2,8	16may2014, 16:00	2990,1
34	31,52	2,4	07may2014, 04:00	202,6
39	26,73	2,0	07may2014, 00:00	171,8
U39	517,76	7,0	07may2014, 04:00	3364,6
Laguna 14	517,76	3,0	08may2014, 12:00	3366,6
tramo 33	517,76	3,0	08may2014, 12:00	3366,9
41	28,00	2,5	06may2014, 20:00	180,0
U40	545,76	5,1	07may2014, 00:00	3546,9
tramo 34	545,76	5,0	07may2014, 00:00	3547,3
38	24,90	2,1	07may2014, 00:00	160,1
U41	570,66	7,2	07may2014, 00:00	3707,4
Laguna 15	570,66	3,0	11may2014, 12:00	3707,7
tramo 35	570,66	3,0	11may2014, 12:00	3708,5
37	18,54	1,8	06may2014, 20:00	119,2
U42	589,20	4,3	07may2014, 00:00	3827,7
tramo 36	589,20	4,3	07may2014, 00:00	3828,6
35	40,58	3,3	07may2014, 00:00	260,9
U43	629,78	7,6	07may2014, 00:00	4089,4
Laguna 16	629,78	3,0	08may2014, 12:00	4095,0
tramo 37	629,78	3,0	08may2014, 12:00	4095,5
36	25,88	2,5	06may2014, 20:00	166,4
U44	655,66	5,1	06may2014, 20:00	4261,9
tramo 38	655,66	5,0	06may2014, 20:00	4262,5
Jeanmaire	655,66	5,0	06may2014, 20:00	4262,5
1	5,05	0,5	06may2014, 16:00	29,9
2	4,70	0,5	06may2014, 16:00	27,8
U1	9,75	0,9	06may2014, 16:00	57,7

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
tramo 1	9,75	0,9	06may2014, 16:00	57,9
3	1,65	0,1	06may2014, 20:00	9,8
U2	11,40	1,0	06may2014, 20:00	67,6
tramo 2	11,40	1,0	06may2014, 20:00	67,9
4	8,05	0,7	06may2014, 20:00	47,6
U3	19,45	1,8	06may2014, 20:00	115,5
tramo 3	19,45	1,7	06may2014, 20:00	115,9
8	4,95	0,5	06may2014, 12:00	29,3
U4	24,40	2,2	06may2014, 20:00	145,1
tramo 4	24,40	2,2	06may2014, 20:00	146,3
6	5,93	0,5	06may2014, 20:00	35,1
7	3,15	0,3	06may2014, 16:00	18,6
U6	9,08	0,8	06may2014, 20:00	53,7
9	2,05	0,2	06may2014, 12:00	12,1
U5	35,53	3,2	06may2014, 20:00	212,1
tramo 5	35,53	3,2	06may2014, 20:00	212,9
10	3,21	0,3	06may2014, 16:00	19,0
12	2,41	0,2	06may2014, 16:00	14,3
U8	5,62	0,5	06may2014, 16:00	33,2
11	1,94	0,2	06may2014, 12:00	11,5
U7	43,09	3,9	06may2014, 20:00	257,6
tramo 6	43,09	3,8	06may2014, 20:00	258,5
13	7,02	0,6	06may2014, 20:00	41,5
U9	50,11	4,5	06may2014, 20:00	300,0
Laguna 1	50,11	2,2	07may2014, 04:00	302,4
tramo 7	50,11	2,2	07may2014, 04:00	302,9
5	10,50	0,8	07may2014, 00:00	62,1
14	6,90	0,7	06may2014, 16:00	40,8
U10	67,51	3,4	07may2014, 00:00	405,8
tramo 8	67,51	3,4	07may2014, 00:00	406,5
17	3,95	0,4	06may2014, 16:00	23,4
U11	71,46	3,6	07may2014, 00:00	429,8
tramo 9	71,46	3,6	07may2014, 00:00	430,6
61	8,81	0,7	07may2014, 00:00	52,1
18	5,34	0,5	06may2014, 16:00	31,6
U12	85,61	4,7	07may2014, 00:00	514,2
tramo 10	85,61	4,7	07may2014, 00:00	515,1
19	9,21	0,9	06may2014, 16:00	54,5

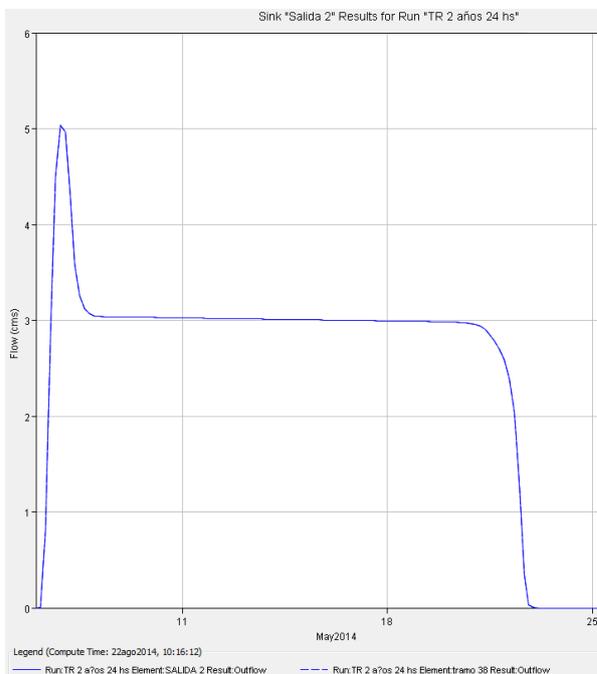
Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
U13	94,82	5,4	07may2014, 00:00	569,6
Laguna 2	94,82	1,5	08may2014, 04:00	569,6
tramo 11	94,82	1,5	08may2014, 04:00	569,8
15	13,01	1,0	07may2014, 00:00	76,9
16	7,11	0,6	06may2014, 20:00	42,0
U15	20,12	1,6	07may2014, 00:00	119,0
20	14,07	1,0	07may2014, 04:00	83,2
U14	129,01	3,7	07may2014, 00:00	772,0
Laguna 3	129,01	1,4	09may2014, 08:00	772,0
tramo 12	129,01	1,4	09may2014, 12:00	772,2
25	2,90	0,5	06may2014, 12:00	25,0
U16	131,91	1,4	09may2014, 12:00	797,2
tramo 13	131,91	1,4	09may2014, 12:00	797,4
26	4,80	0,7	06may2014, 16:00	41,3
U17	136,71	1,9	06may2014, 20:00	838,7
tramo 14	136,71	1,9	06may2014, 20:00	839,0
Diversion-1	136,71	1,9	06may2014, 20:00	839,0
tramo a	136,71	1,8	06may2014, 20:00	839,4
51	24,32	1,7	07may2014, 00:00	143,8
U18	161,03	3,5	07may2014, 00:00	983,3
tramo b	161,03	3,5	07may2014, 00:00	983,8
52	23,64	2,1	06may2014, 20:00	139,8
U45	184,67	5,4	07may2014, 00:00	1123,6
tramo c	184,67	5,3	07may2014, 00:00	1124,1
53	14,40	1,0	07may2014, 04:00	85,2
U46	199,07	6,3	07may2014, 00:00	1209,2
tramo d	199,07	6,3	07may2014, 00:00	1209,7
54	35,73	0,9	07may2014, 20:00	149,3
U47	234,80	6,6	07may2014, 00:00	1359,0
Laguna a	234,80	2,9	07may2014, 20:00	1359,2
tramo e	234,80	2,9	08may2014, 00:00	1359,4
57	10,31	0,7	06may2014, 20:00	43,1
U48	245,11	2,9	08may2014, 00:00	1402,5
tramo f	245,11	2,9	08may2014, 00:00	1402,9
58	12,70	1,0	06may2014, 20:00	75,1
U49	257,81	3,8	07may2014, 00:00	1478,0
tramo g	257,81	3,8	07may2014, 00:00	1478,3

Elemento Hidrológico	Área de Drenaje (KM2)	Caudal Pico (M3/S)	Tiempo del Pico	Volumen (1000 M3)
55	73,92	2,9	07may2014, 16:00	437,1
U50	331,73	5,9	07may2014, 16:00	1915,4
Laguna b	331,73	3,3	09may2014, 04:00	1918,6
tramo h	331,73	3,3	09may2014, 04:00	1918,8
59	13,40	1,1	06may2014, 20:00	79,2
U51	345,13	3,3	09may2014, 04:00	1998,1
tramo i	345,13	3,3	09may2014, 08:00	1998,6
60	7,08	0,8	06may2014, 12:00	41,9
U52	352,21	3,5	06may2014, 20:00	2040,5
tramo j	352,21	3,5	07may2014, 00:00	2041,0
56	18,22	1,2	07may2014, 04:00	107,7
U53	370,43	4,7	07may2014, 00:00	2148,8
tramo k	370,43	4,6	07may2014, 00:00	2149,4
San Antonio	370,43	4,6	07may2014, 00:00	2149,4

En este caso se muestran los hidrogramas en las dos salidas que tiene la cuenca, Canal San Antonio (Figura 6.3.1) y Cañada Jeanmaire (Figura 6.3.2) en ellos se pueden observar los mismos valores que en los casos anteriores lo que nos va a permitir realizar algunas conclusiones que se presentan a continuación.



**Figura 6.3.1 Hidrograma a la salida a Canal San Antonio**



**Figura 6.3.2 Hidrograma a la salida a Cañada de Jeanmaire**

#### 6.4 RESUMEN DE ALTERNATIVAS DE MODELACION

##### CASO 1: Sin Derivación

Tabla 6.4.1 Resultados en las secciones de salida para el caso 1

SALIDA	CAUDAL PICO (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN 1000 m <sup>3</sup>	TIEMPO DE PERMANENCIA (días)
San Antonio	4,6	1307,8	6
Jeanmaire	5,0	5093,0	20

##### CASO 2: Con Derivación Parcial

Tabla 6.4.2 Resultados en las secciones de salida para el caso 2

SALIDA	CAUDAL PICO (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN 1000 m <sup>3</sup>	TIEMPO DE PERMANENCIA (días)
San Antonio	4,6	1726,0	8
Jeanmaire	5,0	4376.2	19

##### CASO 3 Con Derivación Total

Tabla 6.4.3 Resultados en las secciones de salida para el caso 3

SALIDA	CAUDAL PICO (m <sup>3</sup> /s)	VOLUMEN 1000 m <sup>3</sup>	TIEMPO DE PERMANENCIA (días)
San Antonio	4,6	2149,4	10
Jeanmaire	5,0	4262,5	16

La modelación se realizó contemplando las dos trazas propuestas, considerando una derivación en el punto de unión de las dos trazas. Se modelaron tres alternativas distintas en relación a la derivación del caudal de la cuenca hacia el Canal San Antonio como se mencionó anteriormente y según los resultados obtenidos se puede deducir que:

- El caudal pico que llega a cada salida en los tres casos de modelación es el mismo, esto se debe a que dicho caudal está regulado por las lagunas de retención las que erogan un caudal en función de los dispositivos de regulación que las mismas poseen (alcantarillas), siendo independiente del caudal que este ingresando a las mismas.
- Por otro lado se puede apreciar que si bien el caudal pico es constante en los tres casos, a medida que comenzamos a derivar caudal hacia el Canal San Antonio el tiempo de permeancia del agua en la salida a la Cañada Jeanmaire disminuye mientras que aumenta dicho tiempo en la salida al Canal San Antonio, se puede observar que en el Caso 1: Sin derivación, (tabla 6.4.1) el tiempo de permanencia del agua es de 20 días mientras que en el Caso 3: Derivación total,(tabla 6.4.3) el tiempo de permanencia del agua es de 16 días
- Por último podemos ver que el volumen de agua descargado en cada salida varía en función de la derivación que se esté realizando, como es de esperar en el caso sin derivación tenemos el máximo volumen de agua desaguado en la Cañada de Jeanmaire (tabla 6.4.1) con un volumen de 5093.000,00 m<sup>3</sup> y el mínimo volumen de agua descargado en el Canal San Antonio con un volumen de 1307.800,00 m<sup>3</sup>.

Este último punto mencionado es de gran importancia en la decisión de cual alternativa seleccionar como punto de deposición final de las aguas, teniendo en cuenta las condiciones actuales en las que se encuentran cada uno de los receptores y según los resultados observados se llegó a la conclusión que la alternativa más conveniente es la de evacuar las aguas hacia al norte desembocando en la Cañada de Jeanmaire, para desaguar finalmente en la laguna de Mar Chiquita dado la mayor capacidad de recepción de este y la complicada situación en la que se encuentra el

Canal San Antonio en el límite Este de la Provincia, el cual se encuentra continuamente desbordado por ser el receptor de una importante región del este provincial. Hacia dicho canal solo se desaguara desde la unión de las dos trazas hacia el Este siendo esta una traza de canal preexistente la cual se debe refuncionalizar, la parte mayor de la cuenca se desaguara hacia el norte como se mencionó anteriormente, teniendo en cuenta que por ser una cuenca de gran extensión y por ende caudales relativamente grandes para la sección del canal proyectada, se deben disponer de lagunas de retardo que atenúen el caudal pico en el canal de manera tal de permitir una conducción segura y admisible por el mismo.

Se puede observar que el tiempo de permanencia del agua en el canal aumenta hacia las secciones aguas abajo del mismo, presentando las mismas hidrogramas cada vez más alargados teniendo un tiempo base de aproximadamente veinte días en la sección de salida de la cuenca, con lo cual se deduce que para una lluvia de diseño el canal continuara trabajando durante todo ese tiempo.

Se observa también la atenuación del caudal pico que producen las lagunas de retardo (Figuras 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3) observándose los hidrogramas de entrada y de salida de las mismas, y además se puede apreciar que en las lagunas más cercanas a la salida de la cuenca los hidrogramas tanto de entrada como de salida presentan un tiempo base mayor, presentando una forma más alargada en relación al caso de las demás lagunas con lo cual se deduce que dichas lagunas va a estar mayor tiempo en funcionamiento que las demás.

## 6.5 CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

A continuación se presenta una planilla resumen con las características principales de cada tramo de canal a ejecutar y un cómputo y presupuesto estimado de anteproyecto CANAL SUR-NORTE (a ejecutar)

Tramo	longitud (m)	ancho base (m)	Profundidad (m)	Revancha (m)	Pendiente de talud (xH:xV)	Sección (m2)	volumen de excavación del tramo (m3)
1	1300	3.5	1.2	0.3	1	7.5	9750
2	1300	3.5	1.2	0.3	1	7.5	9750
3	1140	3.5	1.2	0.3	1	7.5	8550
4	1875	3.5	1.2	0.3	1	7.5	14062.5
5	2100	3.5	1.2	0.3	1	7.5	15750
6	2200	3.5	1.2	0.3	1	7.5	16500
7	2100	4	1.2	0.3	1	8.25	17325
8	2600	4	1.2	0.3	1	8.25	21450
9	3500	4	1.2	0.3	1	8.25	28875
10	3500	4	1.2	0.3	1	8.25	28875
11	1900	4	1.2	0.3	1	8.25	15675
12	3000	4	1.2	0.3	1	8.25	24750
13	1500	4	1.2	0.3	1	8.25	12375
14	1500	4	1.2	0.3	1	8.25	12375
15	2100	4.5	1.2	0.3	1	9	18900
16	2100	4.5	1.2	0.3	1	9	18900
17	700	4.5	1.2	0.3	1	9	6300
18	700	4.5	1.2	0.3	1	9	6300
19	750	4.5	1.2	0.3	1	9	6750
20	750	4.5	1.2	0.3	1	9	6750
21	750	4.5	1.2	0.3	1	9	6750
22	750	4.5	1.2	0.3	1	9	6750
23	2600	4.5	1.2	0.3	1	9	23400
24	2500	5	1.2	0.3	1	9.75	24375
25	1650	5	1.2	0.3	1	9.75	16087.5
26	1500	5	1.2	0.3	1	9.75	14625
27	1100	5	1.2	0.3	1	9.75	10725
28	1200	5	1.2	0.3	1	9.75	11700
29	1600	5	1.2	0.3	1	9.75	15600
30	1600	6	1.2	0.3	1	11.25	18000
31	1700	6	1.2	0.3	1	11.25	19125
32	850	6	1.2	0.3	1	11.25	9562.5

Tramo	longitud (m)	ancho base (m)	Profundidad (m)	Revancha (m)	Pendiente de talud (xH:xV)	Sección (m2)	volumen de excavación del tramo (m3)
33	735	6	1.2	0.3	1	8.64	6350.4
34	1000	6	1.2	0.3	1	8.64	8640
35	1700	6	1.2	0.3	1	8.64	14688
36	1500	6	1.2	0.3	1	8.64	12960
37	1500	6	1.2	0.3	1	8.64	12960
38	1500	6	1.2	0.3	1	8.64	12960

Total 62350.00 m

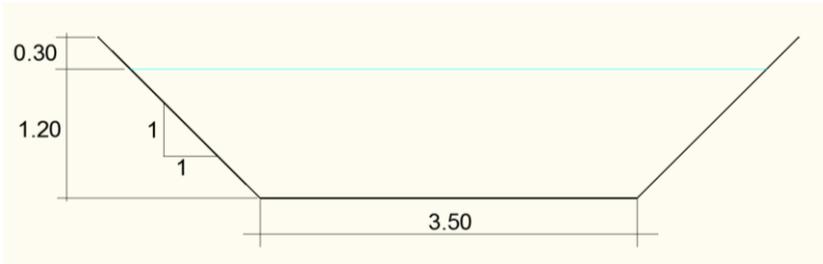
TOTAL 565931.25 m3

ítem Nº	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT. [\$]	IMPORTE [\$]
1	<b>MOVIMIENTO DE SUELO</b>				
	Excavación en Terreno No Clasificado Canal a Cielo abierto	m3	565931.25	30,00	16.977.937,50
2	<b>OBRAS DE DRENAJE</b>				
	Alcantarillas Circulares de Hº Aº Pº Caños de Hº Aº diámetro 800 mm	ml	192	2120,00	407.040,00

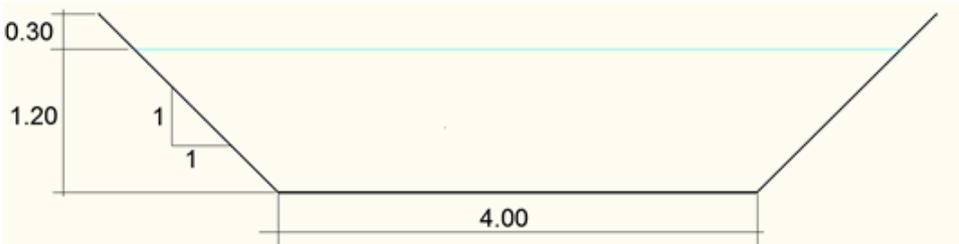
TOTAL **17.384.977,50**

El presupuesto de anteproyecto del canal a ejecutar asciende a \$ 17.384.977,50 (pesos diecisiete millones trescientos ochenta y cuatro mil novecientos setenta y siete con 50/100).

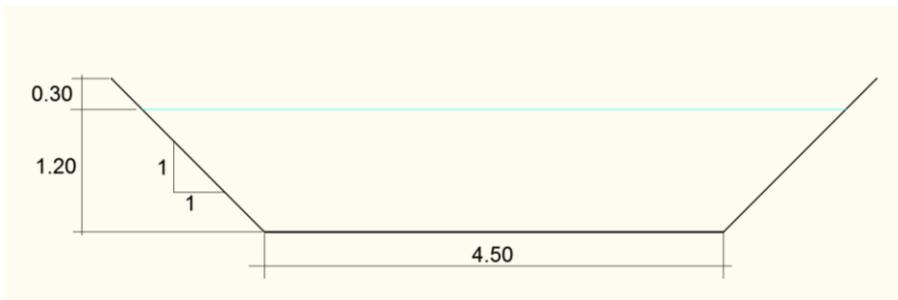
A continuación un esquema de las distintas secciones del canal en cada uno de los tramos del mismo



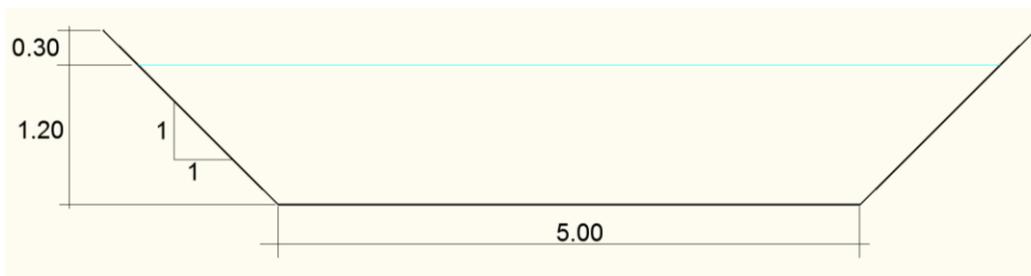
**Figura 6.5.1** Sección de canal tramos 1 a 6



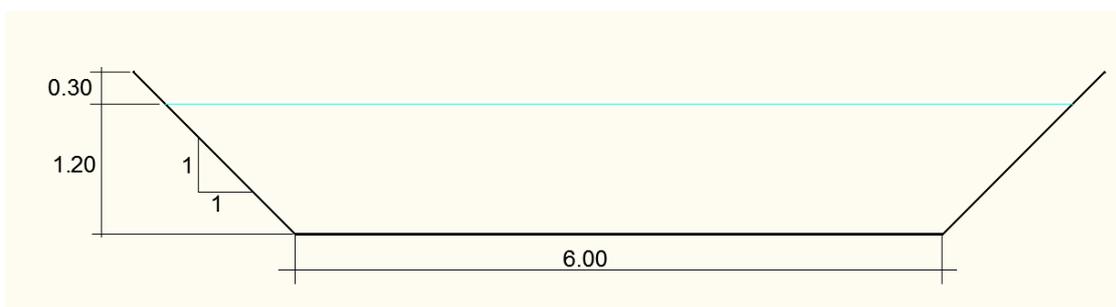
**Figura 6.5.2** Sección de canal tramos 7 a 14



**Figura 6.5.4** Sección de canal tramos 15 a 23



**Figura 6.5.1** Sección de canal tramos 24 a 29



**Figura 6.5.1** Sección de canal tramos 30 a 38



## **CAPITULO 7. CONSIDERACIONES, CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES**

### **7.1. CONSIDERACIONES**

Es de vital importancia para el desarrollo y el futuro de la región darle una solución definitiva al problema de los anegamientos, tanto rurales como urbanos, de manera tal de evitar grandes pérdidas económicas pero principalmente, evitar daños a las personas afectadas por los mismos.

Cabe aclarar que la ejecución del canal proyectado sirve para la evacuación de excedentes hídricos para bajas recurrencias ( $T_r = 2$  años), mientras que para recurrencias mayores, no se evitara el anegamiento de algunos sectores, principalmente los sectores bajos o de poca pendiente, pero si el canal permite una evacuación más rápida de dichos excedentes, reduciendo así los tiempos de encharcamiento de las aguas en dichos sectores y permitiendo una mayor utilización de los mismos durante el año. Además se debe tener en cuenta que para que dicha obra funcione correctamente para una lluvia de diseño, se deben anegar las zonas correspondientes a las lagunas de retardo.

### **7.2. CONCLUSIONES**

En función de los resultados obtenidos, es posible concluir que la realización de la obra mejora las condiciones actuales de la cuenca en todo sentido. Por un lado, permite el saneamiento de la misma, como así también permite la protección de las localidades que en ella se encuentran.

Por otro lado, se estabiliza la capa freática, mejorando la capacidad de infiltración de la cuenca de aporte, que además complementando esto con prácticas de agricultura adecuada y/o rotación de cultivos con animales, todo lo cual asegura que las precipitaciones puedan ser parcialmente retenidas y disminuir de este modo el escurrimiento superficial de las mismas.

### **7.2.3. Referidas a los aspectos hidrológicos:**

- La aplicación de diversas fórmulas empíricas para la estimación del tiempo de concentración arrojan una gran variabilidad de resultados, razón por la cual es necesario realizar un empleo criterioso de las mismas.
- Se utilizó como tiempo de concentración de cada subcuenca el valor promedio del obtenido por las distintas formulaciones, descartando aquellas formulaciones que presentaban valores fuera de rango
- Se calcularon por extrapolación las curvas i-d-F para cada una de las estaciones pluviométricas aplicando como factor de escala, en cada estación el cociente entre su lámina diaria y la del puesto base, para un período de retorno de 10 años, que se obtuvieron de análisis de frecuencia de lluvia diaria.
- Se determinó los coeficientes de decaimiento areal para la cuenca mediante las curvas de reducción de altura de lluvia puntual a media areal de la cuenca publicadas por la Organización Meteorológica Mundial (OMM) en 1983

### **7.2.4. Referidas a los resultados de la modelación:**

En cuanto a los resultados de la modelación se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Se unificaron los dos proyectos para hacer un análisis de toda la cuenca
- Se modelaron tres alternativas para decidir el destino final de deposición de las aguas
- Se incorporaron lagunas de Retardo que permiten atenuar los Caudales picos, permitiendo de esta manera una conducción admisible de las aguas a través de las secciones del canal proyectadas.
- En cada una de dichas alternativas se analizaron los hidrogramas en cada una de las dos salidas de la Cuenca, (Cañada Jeanmaire y San Antonio) para observar los valores de caudal pico, volumen y tiempo de permanencia, de manera tal de permitir la elección de la alternativa más conveniente.

- En base a los resultados se observó que la alternativa más conveniente es la de desaguar toda la cuenca mayor hacia el Norte, para descargar en la Cañada Jeanmaire, descargando hacia el Canal San Antonio únicamente el tramo de canal preexistente desde el punto de unión de los dos proyectos.
- Se elaboró un presupuesto estimativo de la alternativa seleccionada.

### **7.2.5 Conclusiones Personales**

La realización de este informe Técnico me permitió aplicar y profundizar los conceptos adquiridos durante el desarrollo de la carrera de Ingeniería Civil en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, además de aprender a utilizar softwares hidráulicos e hidrológicos específicos .

Me permitió también colaborar en una solución que de fin a una problemática que me afecta de manera directa teniendo ya que soy habitante de dicha zona y conozco por vivencia propia los problemas generados por los excedentes hídricos.

Por ultimo puedo rescatar el desarrollo personal y profesional que adquirí gracias a trabajar en un ámbito de trabajo cotidiano a través de la interacción con profesionales y técnicos de distintas áreas.

### 7.3. RECOMENDACIONES Y TRABAJOS FUTUROS

Como recomendaciones finales para tener en cuenta en trabajos futuros es importante destacar

- el concepto de realizar análisis con una visión global del problema considerando todos los actores que intervienen, de manera tal de dar una solución definitiva a los problemas de anegamientos en toda la cuenca y evitar de esta manera la ejecución de obras puntuales que permitan el saneamiento de un sector de la cuenca, afectando o perjudicando a otro sector de la misma.
- Obtener el consenso de todos los productores y los permisos de paso de los mismos de manera tal de permitir la ejecución del canal en sus propiedades
- Realizar una topografía a lo largo de toda la traza del canal proyectado.
- Formar un consorcio canalero en la zona integrado por todos los productores que se encuentren dentro de la cuenca de estudio de manera tal de que dicho consorcio sea el encargado de la ejecución y el mantenimiento de las obras de drenaje.
- Comunicar y llegar a un acuerdo con el consorcio canalero de Ansenúza hacia el cual se dirigen las aguas erogadas por el canal proyectado, de manera tal de no general inconvenientes en dicho sector.
- Analizar la posibilidad de ejecución de una estructura de derivación en el punto de unión de los dos proyectos de manera tal que permita la evacuación de excedentes hídricos para lluvias de recurrencias mayores a la del proyecto del canal, permitiendo así descargar parte del caudal hacia el oeste a través del canal existente para desaguar en el Canal San Antonio.



## **CAPITULO 8. BIBLIOGRAFÍA**

**ALCIDES ACTIS (2012)** “Canal Colonia Prosperidad-Cañada Jeanmaire”

**APARICIO MIJARES, F. J. (1989)**, “Fundamentos de Hidrología de Superficie”,  
Limusa-Noriega Editores. México.

**ARMANDO ORELLANA, CESAR SUAYA (2005)**, “Calibración de un modelo  
matemático mediante el estudio hidrológico detallado para la determinación de caudales  
máximos, Caso: Rio Santa Rosa”. Trabajo Final, UNC., Córdoba, Argentina.

**BRINGAS DARIO ANDRES, SANTIAGO REYNA, TERESA REYNA (2000)**,  
“Determinación de excedentes hídricos para la ciudad de Berrotaran”

**CARLOS MARCELO GARCIA (2000)**, “Lamina de lluvia puntual para diseño  
hidrológico”, Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Mención Recursos hídricos, UNC.,  
Córdoba, Argentina.

**CESAR D. SUAYA, JAVIER E. PICCOLO (2010)**, “Sistematización de desagües rurales  
y urbanos del oeste de Las Varillas”

**CHOW V. T., MAIDMENT, DR., MAYS, L. W. (1993)**. “Hidrología Aplicada”. Editorial  
Mc. Graw Hill. Bogotá, Colombia.

**CHOW V.Y (1994)**, “Hidráulica de Canales Abiertos”, Mc. Graw Hill.

**GONZALO PLENCOVICH (2014)**, “Presentación mitigación de excedentes hídricos en  
la provincia de córdoba”, Colegio de Ingenieros Civiles de la Provincia de Córdoba.

---

**JUAN JOSE TUNINETTI, SERGIO ALBERTO RASCHI (2011)**, “Sistematización de  
desagües pluviales, Cuenca Rural Noreste de las localidades de Saturnino María Laspiur  
y Colonia Prosperidad y Ruta Nacional N° 158”

**NICOLAS LUIS TOSELLI (2012)** “Modelación Hidrológica de la cuenca alta del río  
Primero (Suquía) para la determinación de caudales para Línea de Ribera”

**ZAMANILLO, E., CAAMANO NELLI, G. (1993-1995)**, “Regionalización de  
Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba”, Informes Parciales. Consejo de  
Investigaciones Científicas y Tecnológicas de Córdoba, Villa Carlos Paz.



## CAPITULO 9. ANEXOS

En esta sección se presentan los siguientes anexos:

- **ANEXO I:** “Determinación de Parámetros físicos de las Subcuentas”
- **ANEXO II:** “Estimación de los tiempos de concentración para las subcuencas”
- **ANEXO III:** “ Determinación de los números de curva CN para las subcuencas”
- **ANEXO VI:** “datos seccionales de tramos de canal para aplicación del método de muskingum-kunge”
- **ANEXO V:**“Curvas área-elevación, Elevación-almacenamiento y almacenamiento-descarga para lagunas de retardo”

**ANEXO I: Determinación de Parámetros físicos de las Subcuencas**

**TABLA N° 1: Parámetros físicos de las subcuencas**

SubCuenca	Area (km2)	Longitud (m)	Desnivel (m)	Pendiente(m/m)
1	5,05	5036,3	5,95	0,0012
2	4,7	4071,7	5,95	0,0015
3	1,65	1578,0	1	0,0006
4	8,05	5299,6	5,05	0,0010
5	10,5	7484,6	5	0,0007
6	5,93	5363,6	5,2	0,0010
7	3,15	3230,8	2,7	0,0008
8	4,95	3000,7	4,5	0,0015
9	2,05	2192,0	1,5	0,0007
10	3,21	3764,6	3,75	0,0010
11	1,94	1880,0	1,25	0,0007
12	2,41	3255,3	3,8	0,0012
13	7,02	5291,6	5	0,0009
14	6,9	3590,0	5	0,0014
15	13,01	7365,1	4	0,0005
16	7,11	5293,4	3,5	0,0007
17	3,95	3094,5	2,5	0,0008
18	5,34	4024,8	4	0,0010
19	9,21	4333,4	4	0,0009
20	14,07	7197,2	3	0,0004
21	51,85	16733,5	9,7	0,0006
22	19,7	9867,2	6,25	0,0006
23	16,3	6646,4	3,75	0,0006
24	11,35	6173,7	2,5	0,0004
25	2,9	1924,0	1,25	0,0006
26	4,8	2979,0	1,5	0,0005
27	6,07	2723,0	2,5	0,0009

**TABLA N° 1: Parámetros físicos de las subcuencas**

SubCuenca	Area (km2)	Longitud (m)	Desnivel (m)	Pendiente(m/m)
28	16,34	7307,0	5,25	0,0007
29	5,88	3345,0	2,5	0,0007
30	16,18	7630,0	3,7	0,0005
31	17,34	8781,7	5	0,0006
32	55,21	13560,0	6,25	0,0005
33	30,85	10891,0	7	0,0006
34	31,52	8142,0	3,8	0,0005
35	40,58	7831,0	4,7	0,0006
36	25,88	7204,5	15	0,0021
37	18,54	7882,3	12,5	0,0016
38	24,9	9978,2	11,25	0,0011
39	26,73	11427,0	11,8	0,0010
40	18,3	10033,0	11,25	0,0011
41	28	8552,7	11,3	0,0013
42	15,6	7992,8	11,25	0,0014
43	19,78	7047,0	10	0,0014
44	14,27	6144,8	11,25	0,0018
45	16,72	6025,0	10	0,0017
46	21,02	7826,2	9,55	0,0012
47	11,1	8054,3	9,55	0,0012
48	23,81	9942,1	7,5	0,0008
49	26,63	10796,5	7,3	0,0007
50	76,7	4532,2	5	0,0011
51	24,32	9713,8	7,5	0,0008
52	23,64	5927,3	6,25	0,0011
53	14,4	5931,4	1,55	0,0003
54	35,75	18450,0	7,8	0,0004
55	73,92	18166,0	8,5	0,0005
56	18,22	8455,0	3,75	0,0004
57	10,31	3377,0	5,75	0,0017
58	12,7	6046,0	3,95	0,0007
59	13,4	5937,0	4	0,0007
60	7,08	1793,2	2,5	0,0014
61	8,81	6529,5	4,3	0,0007
62	7,5	3310,8	3	0,0009
63	30,19	8652,0	5	0,0006

**ANEXO II: “Estimación de los tiempos de concentración para las subcuencas”**

**TABLA Nº 1: Tiempos de Concentración de las subcuencas**

SubCuenca	kirpich Tc (h)	kirpich 2 Tc (h)	california culverts Tc (h)	Bransby William Tc (h)	MRG Tc (h)	Pilgrim Tc (h)	Tc prom (h)
1	3,09	3,08	3,11	4,00	2,95	2,69	3,15
2	2,42	2,41	2,43	3,13	2,38	2,54	2,55
3	1,61	1,60	1,62	1,59	1,58	1,12	1,52
4	3,49	3,48	3,51	4,20	3,26	3,87	3,63
5	5,22	5,21	5,25	6,20	4,62	4,76	5,21
6	3,50	3,49	3,52	4,37	3,27	3,05	3,53
7	2,51	2,50	2,52	2,89	2,40	1,86	2,45
8	1,89	1,89	1,90	2,28	1,91	2,65	2,09
9	2,01	2,01	2,02	2,13	1,94	1,33	1,91
10	2,64	2,63	2,65	3,24	2,53	1,89	2,60
11	1,80	1,80	1,82	1,85	1,76	1,27	1,72
12	2,22	2,21	2,23	2,79	2,18	1,51	2,19
13	3,50	3,49	3,52	4,26	3,27	3,48	3,58
14	2,23	2,23	2,25	2,68	2,22	3,43	2,51
15	5,58	5,57	5,62	6,22	4,86	5,62	5,58
16	4,01	4,01	4,04	4,57	3,64	3,51	3,96
17	2,46	2,45	2,47	2,72	2,35	2,22	2,45
18	2,78	2,77	2,79	3,29	2,66	2,81	2,85
19	3,02	3,02	3,04	3,41	2,86	4,29	3,28
20	6,07	6,06	6,11	6,36	5,18	5,98	5,96
21	10,24	10,22	10,30	12,15	8,46	16,53	11,32
22	6,59	6,58	6,63	7,76	5,69	7,77	6,84
23	5,08	5,07	5,11	5,45	4,47	6,70	5,32
24	5,45	5,45	5,49	5,61	4,69	5,05	5,29
25	1,85	1,85	1,86	1,82	1,80	1,74	1,82
26	2,86	2,86	2,88	2,82	2,64	2,58	2,77
27	2,12	2,12	2,13	2,24	2,07	3,10	2,30

**TABLA N° 1: Tiempos de Concentración de las subcuencas**

SubCuenca	kirpich Tc (h)	kirpich 2 Tc (h)	california culverts Tc (h)	Bransby William Tc (h)	MRG Tc (h)	Pilgrim Tc (h)	Tc prom (h)
28	4,98	4,97	5,01	5,71	4,44	6,72	5,31
29	2,69	2,68	2,70	2,87	2,54	3,03	2,75
30	5,99	5,98	6,03	6,45	5,15	6,67	6,05
31	6,27	6,27	6,32	7,14	5,42	7,04	6,41
32	9,51	9,50	9,57	10,25	7,83	17,36	10,67
33	7,07	7,06	7,11	8,16	6,07	11,03	7,75
34	6,39	6,38	6,43	6,49	5,46	11,21	7,06
35	5,63	5,62	5,67	5,79	4,92	13,66	6,88
36	3,27	3,27	3,29	4,34	3,20	9,61	4,50
37	3,89	3,89	3,92	5,19	3,69	7,41	4,67
38	5,32	5,31	5,36	6,83	4,83	9,33	6,16
39	6,11	6,10	6,15	7,90	5,45	9,86	6,93
40	5,36	5,35	5,39	7,09	4,85	7,34	5,90
41	4,45	4,44	4,48	5,60	4,13	10,22	5,55
42	4,12	4,11	4,15	5,48	3,87	6,48	4,70
43	3,73	3,72	3,75	4,71	3,53	7,80	4,54
44	3,04	3,04	3,06	4,03	2,97	6,04	3,70
45	3,11	3,11	3,13	3,97	3,02	6,84	3,86
46	4,28	4,28	4,31	5,36	3,98	8,17	5,06
47	4,43	4,42	4,45	5,92	4,09	4,97	4,71
48	6,20	6,19	6,24	7,41	5,43	9,01	6,74
49	6,89	6,88	6,93	8,13	5,95	9,83	7,43
50	2,92	2,92	2,94	2,78	2,80	22,44	6,13
51	6,03	6,02	6,07	7,19	5,31	9,16	6,63
52	3,66	3,65	3,68	4,13	3,42	8,96	4,58
53	6,26	6,25	6,30	5,74	5,20	6,09	5,97
54	12,46	12,45	12,54	14,82	9,96	12,37	12,43
55	11,84	11,83	11,92	13,29	9,56	21,80	13,37
56	6,71	6,70	6,75	7,19	5,69	7,31	6,73
57	1,97	1,97	1,98	2,32	2,00	4,69	2,49
58	4,46	4,46	4,49	4,94	4,00	5,52	4,65
59	4,35	4,34	4,38	4,79	3,92	5,75	4,59
60	1,31	1,31	1,32	1,33	1,36	3,50	1,69
61	4,72	4,72	4,75	5,52	4,22	4,15	4,68
62	2,48	2,47	2,49	2,67	2,38	3,66	2,69
63	6,17	6,16	6,21	6,64	5,34	10,84	6,89

**ANEXO III: “Determinación de los números de curva CN para las subcuencas”**

**TABLA N° 1: Numero CN para cada Sub Cuenca**

Subcuenca	CN (II)
1	70
2	70
3	70
4	70
5	70
6	70
7	70
8	70
9	70
10	70
11	70
12	70
13	70
14	70
15	70
16	70
17	70
18	70
19	70
20	70
21	70
22	70
23	70
24	70
25	70
26	70
27	70
28	70
29	70

**TABLA N° 1: Numero CN para cada Sub Cuenca**

Subcuenca	CN (II)
30	65
31	65
32	65
33	65
34	65
35	65
36	65
37	65
38	65
39	65
40	65
41	65
42	65
43	65
44	65
45	65
46	65
47	65
48	65
49	65
50	65
51	65
52	65
53	65
54	65
55	65
56	65
57	65
58	65
59	65
60	65
61	65
62	65

**ANEXO IV: “datos seccionales de tramos de canal para aplicación del método de muskingum-kunge”**

CANAL SUR-NORTE (nuevo a ejecutar)

Tramo	longitud (m)	ancho base (m)	n manning	pendiente (m/m)	Profundidad (m)	Pendiente de talu (xH:xV)
1	1300	3.5	0.028	0.0009	1.2	1
2	1300	3.5	0.028	0.0009	1.2	1
3	1140	3.5	0.028	0.0009	1.2	1
4	1875	3.5	0.028	0.0009	1.2	1
5	2100	3.5	0.028	0.0009	1.2	1
6	2200	3.5	0.028	0.0009	1.2	1
7	2100	4	0.028	0.0009	1.2	1
8	2600	4	0.028	0.0009	1.2	1
9	3500	4	0.028	0.0009	1.2	1
10	3500	4	0.028	0.0009	1.2	1
11	1900	4	0.028	0.0009	1.2	1
12	3000	4	0.028	0.0009	1.2	1
13	1500	4	0.028	0.0009	1.2	1
14	1500	4	0.028	0.0009	1.2	1
15	2100	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
16	2100	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
17	700	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
18	700	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
19	750	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
20	750	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
21	750	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
22	750	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
23	2600	4.5	0.028	0.0009	1.2	1
24	2500	5	0.028	0.0009	1.2	1
25	1650	5	0.028	0.0009	1.2	1
26	1500	5	0.028	0.0009	1.2	1
27	1100	5	0.028	0.0009	1.2	1
28	1200	5	0.028	0.0009	1.2	1
29	1600	5	0.028	0.0009	1.2	1
30	1600	6	0.028	0.0007	1.2	1
31	1700	6	0.028	0.0007	1.2	1
32	850	6	0.028	0.0007	1.2	1

Tramo	longitud (m)	ancho base (m)	n manning	pendiente (m/m)	Pendiente de talu (xH:xV)
33	735	6	0.028	0.0009	1
34	1000	6	0.028	0.0009	1
35	1700	6	0.028	0.0009	1
36	1500	6	0.028	0.0009	1
37	1500	6	0.028	0.0009	1
38	1500	6	0.028	0.0009	1

CANAL OESTE-ESTE (existente a refuncionalizar)

Tramo	longitud (m)	ancho base (m)	n manning	pendiente (m/m)	Pendiente de talu (xH:xV)
a	2700	3.5	0.024	0.0009	1
b	2300	3.5	0.024	0.0009	1
c	1700	3.5	0.024	0.0009	1
d	1150	3.5	0.024	0.0009	1
e	1150	3.5	0.024	0.0009	1
f	1600	3.5	0.024	0.0009	1
g	1000	3.5	0.024	0.0009	1
h	1500	3.5	0.024	0.0009	1
i	2000	3.5	0.024	0.0009	1
j	2000	3.5	0.024	0.0009	1
k	2186	3.5	0.024	0.0009	1

**ANEXO V: “Curvas área-elevación y elevación-descarga para lagunas de retardo”**

**TABLA N° 1: Curvas de área-elevación Laguna 1**

<b>(Alc. 1, progresiva 55+234.62)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m<sup>2</sup></b>
0	0
0.125	14
0.25	25
0.375	37
0.5	49
0.625	60
0.75	70
0.875	78
1	84
1.125	90
1.25	110
1.375	123
1.5	130
1.625	132
1.75	137
1.875	139
2	145

**TABLA N° 2: Curvas de área-elevación Laguna 2**

<b>(Alc. 2, progresiva 48+293.88)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	17
0.25	19
0.375	47
0.5	60
0.625	72
0.75	82
0.875	90
1	96
1.125	101
1.25	109
1.375	114
1.5	119
1.625	123
1.75	128
1.875	131
2	137

**TABLA N° 3: Curvas de área-elevación Laguna 3**

<b>(Alc. 3, progresiva 40+621.86)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	16
0.25	33
0.375	48
0.5	61
0.625	78
0.75	81
0.875	86
1	92
1.125	95
1.25	99
1.375	104
1.5	110
1.625	116
1.75	120
1.875	125
2	130

**TABLA N° 4: Curvas de área-elevación Laguna 4**

<b>(Alc. 4, progresiva 32+517.16)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	5
0.25	10
0.375	17
0.5	25
0.625	35
0.75	42
0.875	51
1	59
1.125	65
1.25	73
1.375	77
1.5	84
1.625	89
1.75	92
1.875	95
2	100

**TABLA N° 5: Curvas de área-elevación Laguna 5**

<b>(Alc. 5, progresiva 29+834.2)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	1
0.125	4
0.25	6
0.375	11
0.5	16
0.625	21
0.75	27
0.875	30
1	33
1.125	44
1.25	51
1.375	56
1.5	62
1.625	66
1.75	80
1.875	89
2	97

**TABLA N° 6: Curvas de área-elevación Laguna 6**

<b>(Alc. 6, progresiva 28+123.74)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	1
0.25	2.6
0.375	8.6
0.5	17
0.625	28
0.75	30
0.875	45
1	47
1.125	51
1.25	53
1.375	56
1.5	62
1.625	66
1.75	84
1.875	89
2	110

**TABLA N° 7: Curvas de área-elevación Laguna 7**

<b>(Alc. 7, progresiva 25+475.58)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	3
0.25	6
0.375	8
0.5	12
0.625	13.5
0.75	15
0.875	19
1	25
1.125	31
1.25	34
1.375	44
1.5	52
1.625	59
1.75	64
1.875	71
2	80

**TABLA N° 8: Curvas de área-elevación Laguna 8**

<b>(Alc. 8, progresiva 23+788.12)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	4
0.25	8
0.375	14
0.5	21
0.625	30
0.75	38
0.875	45
1	53
1.125	61
1.25	74
1.375	79
1.5	81
1.625	84
1.75	90
1.875	94
2	97

**TABLA N° 9: Curvas de área-elevación Laguna 9**

<b>(Alc. 9, progresiva 22+879.75)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	1
0,125	5
0,25	7
0,375	10
0,5	11
0,625	13
0,75	18
0,875	22
1	25
1,125	33
1,25	48
1,375	51
1,5	56
1,625	59
1,75	63
1,875	69
2	78

**TABLA N° 10: Curvas de área-elevación Laguna 10**

<b>(Alc. 10, progresiva 20+392.82)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	5
0.25	10
0.375	15
0.5	21
0.625	26
0.75	32
0.875	37
1	39
1.125	45
1.25	49
1.375	53
1.5	56
1.625	61
1.75	66
1.875	74
2	77

**TABLA Nº 11: Curvas de área-elevación Laguna 11**

<b>(Alc. 11, progresiva 16+553.79)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	3
0.125	6
0.25	9
0.375	11
0.5	16
0.625	19
0.75	22
0.875	26
1	29
1.125	33
1.25	48
1.375	53
1.5	56
1.625	64
1.75	68
1.875	72
2	81

**TABLA N° 12: Curvas de área-elevación Laguna 12**

<b>(Alc. 12, progresiva 13+157.39)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	8
0.25	12
0.375	19
0.5	27
0.625	32
0.75	40
0.875	49
1	55
1.125	61
1.25	74
1.375	79
1.5	81
1.625	84
1.75	90
1.875	94
2	97

**TABLA Nº 13: Curvas de área-elevación Laguna 13**

<b>(Alc. 13, progresiva 11+411.75)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0,125	5
0,25	7
0,375	11
0,5	16
0,625	19
0,75	22
0,875	32
1	37
1,125	39
1,25	45
1,375	48
1,5	53
1,625	56
1,75	64
1,875	74
2	85

**TABLA N° 14: Curvas de área-elevación Laguna 14**

<b>(Alc. 14, progresiva 9+952.56)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	4
0.25	11
0.375	16
0.5	22
0.625	29
0.75	35
0.875	39
1	45
1.125	48
1.25	53
1.375	57
1.5	66
1.625	72
1.75	80
1.875	85
2	91

**TABLA Nº 15: Curvas de área-elevación Laguna 15**

<b>(Alc. 15, progresiva 7+467.76)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m<sup>2</sup></b>
0	0
0.125	2
0.25	6
0.375	9
0.5	13
0.625	19
0.75	21
0.875	28
1	33
1.125	39
1.25	44
1.375	49
1.5	53
1.625	57
1.75	65
1.875	72
2	86

**TABLA N° 16: Curvas de área-elevación Laguna 16**

<b>(Alc. 16, progresiva 4+530.37)</b>	
<b>elevación</b>	<b>área</b>
<b>m</b>	<b>10000m2</b>
0	0
0.125	3
0.25	8
0.375	12
0.5	14
0.625	18
0.75	21
0.875	25
1	31
1.125	36
1.25	39
1.375	45
1.5	49
1.625	62
1.75	75
1.875	79
2	86

**TABLA N° 8: Curvas H-Q Alcantarilla de 800mm**

Alcantarillas de 800 mm	
H(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)
0	0
0.1	0.44003434
0.2	0.62230253
0.3	0.76216183
0.4	0.88006867
0.5	0.98394669
0.6	1.07785959
0.7	1.16422142
0.8	1.24460505
0.9	1.32010301
1	1.39151075
1.1	1.45942879
1.2	1.52432365
1.3	1.58656636
1.4	1.64645772
1.5	1.70424565
1.6	1.76013734
1.7	1.81430804
1.8	1.86690758



## **CAPITULO 10: PLANOS DEL PROYECTO**