

**METODOLOGÍA PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE RESERVORIOS COMO  
AMORTIGUACIÓN DE CAUDALES PICO EN SISTEMAS DE DRENAJES DE  
AGUAS LLUVIAS**

**IVAN DARÍO RUIZ PERILLA  
DANIEL ARMANDO VERA RUIZ**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA JULIO GARAVITO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
ESPECIALIZACIÓN EN RECURSOS HIDRÁULICOS Y MEDIO AMBIENTE  
BOGOTÁ D.C.  
2014**

**METODOLOGÍA PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE RESERVORIOS COMO  
AMORTIGUACIÓN DE CAUDALES PICO EN SISTEMAS DE DRENAJES DE  
AGUAS LLUVIAS.**

**IVAN DARÍO RUIZ PERILLA  
DANIEL ARMANDO VERA RUIZ**

**Proyecto de Grado para Optar el Título de Especialista en Recursos  
Hidráulicos y Medio Ambiente**

**Director  
Ph.D. Germán Ricardo Santos Granados**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA JULIO GARAVITO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
ESPECIALIZACIÓN EN RECURSOS HIDRÁULICOS Y MEDIO AMBIENTE  
BOGOTÁ D.C.**

**2014**

**Nota de aceptación**

---

---

---

---

---

**Firma del Director del Proyecto de Grado**

**Bogotá D.C., 23 de Enero 2014**

## **DEDICATORIA**

**A Dios, a mi familia, a mis amigos y a todos los educadores que han participado en mi formación personal, académica y profesional.**

**Iván Darío Ruiz Perilla**

**A Dios, por darme la oportunidad de compartir este trabajo con ustedes y brindarme alegrías todos los días con mis padres, maestros y amigos.**

**Daniel Armando Vera Ruiz**

## **AGRADECIMIENTOS**

Ha nuestro director de proyecto de grado Dr. German Ricardo Santos por su paciencia y dedicación dada en la elaboración de este trabajo, el cual reúne el conocimiento y las enseñanzas aprendidas por él y por nuestros demás maestros como lo son los ingenieros Germán Acero Rivero, Héctor Alfonso Rodríguez y Jairo Romero Rojas. A la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito porque ha sido el lugar donde hemos formado este conocimiento con sus múltiples herramientas de ayuda. A las empresas donde laboramos por permitirnos el tiempo necesario para llevar a cabo el desarrollo y la culminación de nuestros estudios de especialización. A nuestras familias porque son el aliciente de seguir adelante todos los días.

## ÍNDICE

Capítulo	Página
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>2. OBJETIVO .....</b>	<b>3</b>
2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>3. LOCALIZACIÓN Y SELECCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....</b>	<b>4</b>
<b>4. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE.....</b>	<b>5</b>
<b>5. ESTUDIO HIDROLÓGICO .....</b>	<b>6</b>
5.1 OBJETO Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO .....	6
5.1.1 Objeto.....	6
5.1.2 Localización del Proyecto .....	6
5.1.3 Características Hidrográficas del Proyecto .....	7
5.2 METODOLOGÍA.....	7
5.3 HISTOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL MULTIANUAL .....	8
5.4 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS ANUAL MULTIANUAL .....	10
5.5 CURVAS INTENSIDAD- DURACIÓN - FRECUENCIA .....	10
5.5.1 Introducción.....	10
5.5.2 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de la Estación Representativa del Sitio de Proyecto .....	12
5.5.3 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia con base en Polígonos de Thiessen.....	13
5.5.4 Resultados Curvas I-D-F.....	14
5.6 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA HOYA HIDROGRÁFICA DEFINIDA.....	14
5.7 MÉTODO DEL SCS PARA LAS PÉRDIDAS.....	15
5.8 TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN.....	16
5.9 HIETOGRAMA DE DISEÑO.....	24
5.9.1 Introducción.....	24
5.9.2 Método del Bloque Alterno.....	24
5.9.3 Curvas de Masa para los Hietogramas de Diseño.....	25
5.9.4 Incrementos Arreglados de Precipitación de los Hietogramas de Diseño por el Método del Bloque Alterno. ....	25

<b>5.9.5</b>	<b>Factor de Reducción de la Precipitación por Área de Drenaje</b>	<b>25</b>
<b>5.9.6</b>	<b>Hietogramas de Diseño Resultante</b>	<b>27</b>
5.10	HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO	28
<b>5.10.1</b>	<b>Hidrograma Unitario</b>	<b>28</b>
<b>5.10.2</b>	<b>Hidrograma Unitario Sintético</b>	<b>29</b>
5.11	MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System)	30
5.12	MODELO HIDROLÓGICO SWMM (Storm Water Management Model)	33
5.13	MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS	41
5.14	MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE SNYDER	43
5.15	MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE CLARK	46
5.16	MÉTODO DE ONDA CINEMÁTICA (KINEMATIC WAVE)	50
<b>5.16.1</b>	<b>Introducción</b>	<b>50</b>
<b>5.16.2</b>	<b>Celeridad de la Onda Cinemática</b>	<b>53</b>
<b>5.16.3</b>	<b>Onda Cinemática utilizando HEC-HMS</b>	<b>56</b>
<b>5.16.4</b>	<b>Onda Cinemática utilizando SWMM</b>	<b>61</b>
<b>6.</b>	<b>CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO</b>	<b>65</b>
6.1	INTRODUCCIÓN	65
6.2	CALCULO DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO	67
6.3	RESULTADOS	72
6.4	MANUAL PARA EJECUCIÓN DE LOS ARCHIVOS (HEC-HMS Y SWMM)	74
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>75</b>
<b>8.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>83</b>

**CUADROS**

**FIGURAS**

**PLANOS**

**ANEXOS**

## LISTA DE CUADROS

Número	Título
1.	Características de Localización de las Estaciones Hidroclimatológicas Representativas del Sitio de Proyecto.
2.	Hojas 1 a 4 de 4. Precipitación Máxima en 24 Horas Media Mensual a Nivel Multianual. Estación Climatológica Ordinaria Base Aérea Madrid, Agrometereológica Tibaitatá, Metereológica CasaBlanca y Metereológica Flóres Colombianas.
3.	Hojas 1 de 4 a 4. Precipitación Histórica Máxima Anual en 24 Horas. Estación Climatológica Ordinaria Base Aérea Madrid, Agrometereológica Tibaitatá, Metereológica CasaBlanca y Metereológica Flóres Colombianas.
4.	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia. Hoya Hidrográfica Reservoirio. Estación Agrometereológica Tibaitatá.
5.	Áreas de Influencia por Polígonos de Thiessen. Hoya Hidrográfica Reservoirio.
6.	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia. Hoya Hidrográfica Reservoirio. Polígonos de Thiessen.
7.	Características Geométricas de la Hoya Hidrográfica en la Zona de Proyecto.
8.	Tiempos de Concentración de la Hoya Hidrográfica. Reservoirio.
9.	Curvas de Masas de los Hietogramas de Diseño. Hoya Hidrográfica del Reservoirio.

## LISTA DE CUADROS

Número	Título
10.	Incrementos de Precipitación de los Hietogramas de Diseño. Hoya Hidrográfica del Reservorio.
11.	Incrementos Arreglados de Precipitación de los Hietogramas de Diseño. Hoya Hidrográfica del Reservorio.
12.	Factores de Reducción de la Precipitación por Área de Drenaje. Hoya Hidrográfica del Reservorio.
13.	Incrementos Arreglados de Lluvias Espaciales de los Hietogramas de Diseño. Hoya Hidrográfica del Reservorio.
14.	Características Geométricas Hoya Hidrográfica, Cálculo del Tiempo de Desfase y Caudales Máximos Instantáneos Anuales. Método del Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service, SCS.
15.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno. Método del Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service, SCS. Reservorio.
16.	Tiempo de Retardo y de Duración de la Lluvia. Hidrograma Unitario Sintético de Snyder.
17.	Caudal Pico por Unidad de Área de Drenaje. Hidrograma Unitario Sintético de Snyder.
18.	Características Geométricas Hoya Hidrográfica, Cálculo del Tiempo de Retardo y Caudales Máximos Instantáneos Anuales. Método del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder.

## LISTA DE CUADROS

Número	Título
19.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno. Método del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder. Reservorio.
20.	Características Geométricas Hoya Hidrográfica, Cálculo del Tiempo de Concentración, Coeficiente de Almacenamiento y Caudales Máximos Instantáneos Anuales. Método del Hidrograma Unitario de Clark.
21.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno. Método del Hidrograma Unitario de Clark. Reservorio.
22.	Características Geométricas Hoya Hidrográfica y Parámetros para la Modelación Hidrológica. Caudales Máximos Instantáneos Anuales. Método de la Onda Cinemática en (HEC-HMS).
23.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno. Método de la Onda Cinemática en (HEC-HMS). Reservorio.
24.	Características Geométricas Hoya Hidrográfica y Parámetros para la Modelación Hidrológica. Caudales Máximos Instantáneos Anuales. Método de la Onda Cinemática en (SWMM 5.0 vE).
25.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno. Método de la Onda Cinemática en (SWMM 5.0 vE). Reservorio.
26.	Volumen en el Reservorio para Diferentes Periodos de Retorno con Caudal de Bombeo de $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ . Método de la Onda Cinemática en (SWMM 5.0 vE).

## LISTA DE CUADROS

Número	Título
27.	Volumen en el Reservorio para Diferentes Periodos de Retorno con Caudal de Bombeo de 1.5 m <sup>3</sup> /s. Método de la Onda Cinemática en (SWMM 5.0 vE).
28.	Resumen de Resultados Obtenidos para los Caudales Máximos Instantáneos Anuales por Diferentes Metodologías.

## LISTA DE FIGURAS

Número	Título
1.	Hoja 1 a 4 de 4. Histograma de Precipitación Máxima en 24 Horas Media Mensual a Nivel Multianual. Estación Climatológica Ordinaria Base Aérea Madrid, Agrometereológica Tibaitatá, Metereológica CasaBlanca y Metereológica Flóres Colombianas.
2.	Curvas Intensidad – Dirección – Frecuencia. Hoya Hidrográfica Reservorio. Estación Agrometereológica Tibaitatá.
3.	Curvas Intensidad – Dirección – Frecuencia. Hoya Hidrográfica Reservorio. Polígonos de Thiessen.
4.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno de la Hoya en Estudio. Método del Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service, SCS. Reservorio.
5.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno de la Hoya en Estudio. Método del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder. Reservorio.
6.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno de la Hoya en Estudio. Método del Hidrograma Unitario de Clark. Reservorio.
7.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno de la Hoya en Estudio. Método de la Onda Cinemática en (HEC-HMS). Reservorio.

## LISTA DE FIGURAS

Número	Título
8.	Hidrogramas de Crecientes para Diferentes Periodos de Retorno de la Hoya en Estudio. Método de la Onda Cinemática en (SWMM 5.0 vE). Reservorio.
9.	Volumen vs Tiempo en el Reservorio para Diferentes Periodos de Retorno con Caudal de Bombeo de $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ . Método de la Onda Cinemática en (SWMM 5.0 vE).
10.	Volumen vs Tiempo en el Reservorio para Diferentes Periodos de Retorno con Caudal de Bombeo de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Método de la Onda Cinemática en (SWMM 5.0 vE).

## LISTA DE PLANOS

Número	Título
1.	Localización General de la Zona de Proyecto.
2.	Hoya Hidrográfica de la Zona de Estudio
3.	Ubicación General de las Estaciones Hidroclimatológicas y Trazado de los Polígonos de Thiessen.
4.	Localización y Ubicación del Reservorio y el Canal de Descarga a la Fuente Receptora.

## LISTA DE ANEXOS

Número	Título
1.	Información del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM.
2.	Modelo Hidrológico HEC-HMS. Método del Soil Conservation Service, SCS. (Medio Magnético)
3.	Modelo Hidrológico HEC-HMS. Método del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder. (Medio Magnético)
4.	Modelo Hidrológico HEC-HMS. Método del Hidrograma Unitario de Clark. (Medio Magnético)
5.	Modelo Hidrológico HEC-HMS. Método de la Onda Cinemática. (Medio Magnético)
6.	Modelo Hidrológico SWMM 5.0 vE. Método de la Onda Cinemática. (Medio Magnético)
7.	Modelo Hidrológico SWMM 5.0 vE. Método de la Onda Cinemática e Hidráulico SWMM 5.0 vE. Reservorio, Sistema de Bombeo y Canal de Descarga. (Medio Magnético)

## 1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de las ciudades viene dado en ocasiones por una expansión urbana, siendo necesaria la ocupación de zonas o áreas que estaban destinadas anteriormente a la agricultura o que han sido simplemente rurales.

La ocupación de estas zonas genera cambios en el comportamiento hidrológico de las cuencas a las que pertenecen, afectando el drenaje y la escorrentía pluvial, ocasionada por el uso del suelo, pasando de superficies cubiertas de pastos o bosques, a superficies lisas compuestas por asfalto o concreto, lo cual influye a su vez en los caudales de descarga; sin embargo estas zonas urbanizables, muchas veces se presentan en terrenos o topografías relativamente planas, que dificultan el drenaje y la evacuación del agua estancada, producto de intensas lluvias y de sistemas como alcantarillados y/o canales que no cuentan con la capacidad de servicio necesaria para cumplir con su función, viéndose este fenómeno representado en inundaciones o anegaciones que afectan la salud humana y causan daños en la propiedad.

Como respuesta a estos eventos de inundación se han desarrollado diferentes técnicas para el manejo de la escorrentía pluvial y/o el drenaje superficial, que se deben tener en cuenta desde la planeación del crecimiento de las ciudades; dentro de ellas la implementación de reservorios es una alternativa funcional ya que sirve como almacenamiento y desaceleración de la escorrentía superficial, y permite reducir la magnitud de los caudales pico de descarga, lo que también se traduce en la reducción de las dimensiones en la conducción que transporta estos caudales pico aguas abajo y poder realizar descargas en periodos superiores a 24 horas.

En el presente estudio se pretende plantear una metodología que sirva de guía y orientación en la implementación de reservorios como una medida adecuada y fiable en la amortiguación de caudales pico; basada en herramientas computacionales de modelación hidráulica e hidrológica, como lo son el HEC-HMS (*Hydrologic Modeling System*), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del

Ejército de los Estados Unidos y el SWMM (*Storm Water Management Model*), desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental (EPA) de los Estados Unidos.

Estos modelos desarrollados, integran una variedad de opciones para simular procesos de lluvia – escorrentía y tránsito de caudales, posibilitando la cuantificación de los diferentes procesos que tienen lugar en el ciclo del agua, lo cuales permiten realizar la estimación de caudales, es decir, la simulación de la respuesta de una cuenca en su escurrimiento superficial ante la ocurrencia de una serie de eventos de precipitación, teniendo en consideración las características físicas de ésta.

En el Capítulo No. 2, se presentan los objetivos del trabajo a desarrollar.

En el Capítulo No. 3, se incluye la localización general y el área de estudio del proyecto

En el Capítulo No. 4, se incluye la recopilación y el análisis de la información existe para los estudios del presente trabajo.

En el Capítulo No. 5, se presentan el estudio hidrológico para la determinación de los hidrogramas de crecientes por diferentes metodologías y los análisis de caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno, de la hoya hidrográfica definida para el trabajo a desarrollar.

En el Capítulo No. 6, Se incluye el análisis del volumen requerido para la implementación del reservorio como amortiguador de caudales pico en un sistema de drenaje de aguas lluvias, con base en los hidrogramas de salida del capítulo anterior, a partir del cálculo del equipo de bombeo y del canal de descarga en condiciones de flujo a superficie libre.

En el Capítulo No. 7, se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas del desarrollo de este trabajo.

En el Capítulo No. 8, se incluyen las referencias bibliográficas utilizadas.

## 2. OBJETIVO

El propósito de este trabajo, es generar un procedimiento y una metodología básica para la implementación de reservorios como amortiguación de caudales pico, en la cual se parte de la información y estudio hidrológico, la modelación hidráulica e hidrológica comparativa mediante dos diferentes herramientas computacionales y el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas, tomando como área de estudio la zona de expansión urbana norte del municipio de Mosquera en el departamento de Cundinamarca, teniendo en cuenta el cambio de uso de zona agrícola o rural a urbana.

### 2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar la recopilación y análisis de la información existente del área de estudio, cartografía y estaciones hidroclimatológicas que tienen influencia en la zona.
- Elaborar la curva I-D-F sintética, con base a la información de precipitación recopilada, evaluando la metodología más adecuada.
- Seleccionar a partir de los diferentes métodos existentes el tiempo de concentración (**tc**) adecuado, de acuerdo a las características físicas de la cuenca, definidas para el área de estudio.
- Proponer el hietograma de diseño utilizando la metodología del bloque alterno e incluyendo el factor de reducción espacial de lluvia.
- Comparar los hidrogramas de creciente a la salida de la cuenca mediante hidrogramas unitarios sintéticos y los métodos basados en la onda cinemática modelados en HEC-HMS y SWMM.
- Dimensionar adecuadamente el reservorio con base al hidrograma de creciente de la cuenca, y la evacuación de este mediante un sistema de bombeo y descarga en un canal a superficie libre.

### 3. LOCALIZACIÓN Y SELECCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio que se ha seleccionado, y la cual se considera adecuada para la aplicabilidad en este trabajo, se encuentra ubicada en el municipio de Mosquera, en el departamento de Cundinamarca, Colombia, a 10 km al occidente de la ciudad de Bogotá.

Puntualmente, el sector de estudio, es el área de expansión urbana al norte de Mosquera, en sus límites con los municipios de Funza y Madrid, sector de Siete Trojes, con coordenadas medias 1'015.000 m. Norte y 983.000 m. Este y una altura de 2550 metros sobre el nivel del mar.

En la siguiente Imagen No. 1, tomada de Google Earth, se muestra la ubicación general del área de estudio considerada para el presente trabajo:



Imagen No. 1. Ubicación General del Área de Estudio. Google Earth.

#### 4. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE

Esta actividad va dirigida a la recopilación de la información, la cual se ha obtenido del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, IGAC y del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM.

La información seleccionada por el IGAC, correspondiente a planchas cartográficas para el municipio de Mosquera en escala 1:10000, obtenida de los siguientes documentos:

<b>AÑO</b>	<b>PLANCHA</b>	<b>ESCALA</b>
1989	227-IV-A-2	1:10000
1989	227-IV-A-4	1:10000
1989	227-IV-B-1	1:10000
1989	227-IV-B-3	1:10000

Así mismo, la información de valores medios mensuales de precipitación máxima en 24 horas, se ha tomado de las estaciones medidoras de éste parámetro operadas por el IDEAM, las cuales corresponden a las siguientes, teniendo en cuenta que son las más cercanas y representativas del sitio de estudio:

La estación climatológica ordinaria Base Aérea Madrid con una serie de 38 años de registros (1974-2012), la estación agrometeorológica Tibaitatá con una serie de 59 años de registros (1955-2013), la estación meteorológica Casa Blanca con una serie de 32 años de registros (1981-2012) y la estación meteorológica Flores Colombianas con una serie de 23 años de registros (1987-2011). En el Anexo No. 1 se presenta la información detalla, correspondiente a cada una de las estaciones mencionadas previamente.

En el Cuadro No. 1 se presenta un resumen de las estaciones utilizadas y sus características, como: código, tipo de estación, entidad que opera la estación, coordenadas, elevación y subcuenca a la que pertenece.

## **5. ESTUDIO HIDROLÓGICO**

### **5.1 OBJETO Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO**

#### **5.1.1 Objeto**

El objeto de este estudio, es determinar los Hidrogramas de creciente y los caudales máximos instantáneos, para diferentes periodos de retorno, que se pueden llegar a presentar, en el área de expansión urbana al norte de Mosquera, comprendida por aproximadamente 100 hectáreas.

Los hidrogramas de crecientes, se estimarán a partir de programas basados en modelación hidrológica (HEC-HMS y SWMM), que son de uso común, teniendo en cuenta un análisis lluvia-escorrentía, basado en metodologías tales como el hidrograma unitario de Snyder, SCS, Clark y Onda Cinemática, que hacen parte de cada uno de éstos.

Los resultados serán objeto de revisión y comparación, así como cada una de las variables o parámetros hidrológicos que conforman el análisis realizado en la modelación.

#### **5.1.2 Localización del Proyecto**

La localización general del proyecto se presenta en el Plano No. 1. Tanto el área en estudio, como las estaciones medidoras de precipitación representativas de la zona de interés.

Como se ha mencionado anteriormente, el proyecto corresponde al área de expansión urbana al norte de Mosquera, en sus límites con los municipios de Funza y Madrid, sector de Siete Trojes, con coordenadas medias 1'015.000 m. Norte y 983.000 m. Este, en el departamento de Cundinamarca.

### **5.1.3 Características Hidrográficas del Proyecto**

La ubicación e hidrografía definida para la zona de estudio, se presenta en el Plano No. 2. Hidrográficamente, la cuenca en estudio se encuentran en una zona de topografía relativamente plana, con pendientes en promedio de (0.0 a 0.5)%.

Al Sur del sitio de estudio, a una distancia de 4.5 Km se encuentra el río Bojacá, el cual no presenta inundaciones sobre el terreno en estudio de acuerdo a la información recopilada en campo.

La zona de estudio se encuentra a una altura de 2550 metros sobre el nivel del mar.

## **5.2 METODOLOGÍA**

Con base en las restituciones aerofotogramétricas del IGAC existentes para la zona, se determinaron las principales características geométricas de la hoya hidrográfica, así mismo se ubicaron y seleccionaron las estaciones representativas para la zona del proyecto, que sirvieron para determinar las áreas de influencia de las estaciones mediante la realización de Polígonos de Thiessen.

Se determinaron las curvas intensidad – duración – frecuencia, realizado de dos maneras diferentes, primero con base en las áreas de influencia por polígonos de Thiessen para la hoya hidrográfica definida, utilizando el método indicado en la referencia bibliográfica (10); y segundo utilizando la estación agrometeorológica Tibaitatá, la cual presenta la serie de registros más completa.

Luego, se determinó la tormenta de diseño de acuerdo con las curvas IDF seleccionadas del análisis anterior, calculando curvas de masas, incrementos de lluvia y dándoles un arreglo más crítico, por medio del bloque alterno, para diferentes periodos de retorno.

Seguidamente, se determina el factor de reducción de lluvias puntuales y con base en ésta reducción, se encontraron los incrementos arreglados de lluvias espaciales.

Se determinan luego, las características de las hojas hidrográficas definidas en el presente trabajo y se estiman los tiempos de concentración, teniendo en cuenta diferentes metodologías desarrolladas para encontrar estos valores, se seleccionan las más adecuadas y representativas de acuerdo a dichas características de la hoja.

Por último, se realiza la modelación en HEC-HMS y SWMM, de las hojas hidrográficas en estudio, utilizando la metodología del hidrograma unitario sintético del Soil Conservation Service, el hidrograma unitario de Snyder, Clark y Onda Cinemática, a los cuales se les aplicó la lluvia efectiva de diseño.

### 5.3 HISTOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL MULTIANUAL

En el Cuadro No. 2 (Hojas 1 de 4 a 4) y Figura No. 1 (Hojas 1 de 4 a 4) se presentan los valores de la precipitación máxima en 24 horas histórica media mensual multianual en las estaciones: climatológica ordinaria Base Aérea Madrid con una serie de 38 registros (1974-2012), la estación agrometeorológica Tibaitatá con una serie de 59 registros (1955-2013), la estación meteorológica Casa Blanca con una serie de 32 registros (1981-2012) y la estación meteorológica Flores Colombianas con una serie de 23 registros (1987-2011), para obtener valores promedio anuales de 13.3, 16.0, 12.1, 17.2 mm respectivamente.

En la estación climatológica Base Aérea Madrid, el valor máximo de la precipitación media mensual multianual en 24 horas es igual a 18.5 mm, y corresponde al mes de octubre. La época del año por encima del valor promedio corresponde a los meses de abril, mayo, octubre y noviembre, donde se identifica una distribución bimodal de precipitación, entre los meses de abril a mayo, y entre los meses de octubre a noviembre.

En la estación agrometeorológica Tibaitatá, el valor máximo de la precipitación media mensual multianual en 24 horas es igual a 23.8 mm, y corresponde al mes de octubre. La época del año por encima del valor promedio corresponde a los meses de marzo, abril, mayo, octubre y noviembre, donde se presenta una distribución bimodal de precipitación, entre los meses de marzo a mayo, y entre los meses de octubre a noviembre.

En la estación meteorológica Casa Blanca, el valor máximo de la precipitación media mensual multianual en 24 horas es igual a 17.2 mm, y corresponde al mes de abril. La época del año por encima del valor promedio corresponde a los meses de marzo, abril, mayo, octubre y noviembre, donde se presenta una distribución bimodal de precipitación, entre los meses de marzo a mayo, y entre los meses de octubre a noviembre.

En la estación meteorológica Flores Colombianas, el valor máximo de la precipitación media mensual multianual en 24 horas es igual a 26.2 mm, y corresponde al mes de marzo. La época del año por encima del valor promedio corresponde a los meses de marzo, abril, mayo y octubre, donde se presenta una distribución bimodal de precipitación, entre los meses de marzo a mayo, y en el mes de octubre.

Como es posible encontrar y observar en el análisis de precipitación media mensual multianual, las estaciones cercanas al área de proyecto, como lo son las estaciones Base Aérea Madrid, Tibaitatá y Casa Blanca, presentan una distribución bimodal muy similar, en donde también coinciden los meses más lluviosos del año, a diferencia de la estación Flores Colombianas, que se encuentra más retirada del área de proyecto, presenta una variación pequeña en los valores de precipitación, además de que los meses más lluviosos son los de marzo a mayo, mientras que para las primeras es en los meses de octubre a noviembre.

## 5.4 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS ANUAL MULTIANUAL

La precipitación histórica máxima anual multianual en 24 horas para las diferentes estaciones seleccionadas, que son las representativas en el sitio de interés, se muestran en el Cuadro No. 3 (Hojas 1 de 4 a 4), se presentan éstos valores de precipitación máxima de acuerdo a la serie de registros tomados, así mismo no se han tenido en cuenta en el análisis los valores marcados con (\*) por pertenecer a registros incompletos o ser datos atípicos.

Para la estación Base Aérea Madrid se estimó la media de las precipitaciones máximas en 24 h, obteniendo un valor de 31.85 mm y una desviación estándar de 7.10 mm. Para la estación Tibaitatá se determinó la media en un valor de 36.44 mm y una desviación estándar de 12.02 mm. Para la estación Casa Blanca se estimó la media con un valor de 30.76 mm y una desviación estándar de 9.17 mm, y por último para la estación Flores Colombianas, se determinó la media de las precipitaciones máximas en 24 h, de 39.22 mm y una desviación estándar de 17.34 mm.

En cuanto a la desviación estándar de los datos, es posible encontrar que los datos no se encuentran tan dispersos ya que este valor es considerado bajo, y que están reunidos alrededor de la media.

## 5.5 CURVAS INTENSIDAD- DURACIÓN - FRECUENCIA

### 5.5.1 Introducción

De acuerdo a las referencias bibliográficas (6) a (10), La intensidad se define como la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo en (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia, expresada como:

$$i = P/t$$

Dónde:

**P**: es la profundidad de lluvia (mm).

**t** : es la duración, dada por lo general en horas (hr).

La frecuencia se expresa en función del período de retorno, **t**, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir, su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF es necesario contar con registros pluviográficos de lluvia en el sitio de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. (Vargas, 1998)

Sin embargo, de acuerdo con la referencia bibliográfica (10), es posible generar curvas de Intensidad- Duración y Frecuencia (IDF's) sintéticas, regionalizadas para Colombia, cuando no se cuenta con información de datos históricos de lluvias para pluviógrafos en el sitio de interés.

Así mismo para el desarrollo del presente trabajo, se ha seleccionado la ecuación (8) de la referencia bibliográfica mencionada, la cual involucra el promedio del valor máximo anual de precipitación mensual M, considerando que para la sabana de Bogotá (Región 1), esta ecuación cuenta con una buena confiabilidad ya que se ha basado en registros de 165 estaciones analizadas.

Los datos de lluvias se tomaron de las estaciones representativas en el sitio de interés del proyecto, correspondiente a las más cercanas al área de drenaje de las

hoyas hidrográficas aportantes, teniendo las estaciones mencionadas anteriormente.

A continuación se presentan las curvas IDF a partir de dos análisis, el primero es determinar las curvas con base en la estación más representativa del área de drenaje en estudio y con los datos de registro de precipitación más completos. El segundo es estimar las curvas de acuerdo a la influencia de las estaciones más cercanas al sitio de interés, utilizando la metodología de los Polígonos de Thiessen.

### **5.5.2 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de la Estación Representativa del Sitio de Proyecto**

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, y teniendo que la estación agrometeorológica Tibaitatá, es la más representativa por poseer datos de precipitación más completos, se calcularon las curvas intensidad - duración - frecuencia teniendo en cuenta la siguiente ecuación (8) de la referencia bibliográfica (10):

$$I = a \frac{T^b}{t^c} M^d$$

En donde:

- I: Intensidad de precipitación, mm/h.
- T: Periodo de retorno, años.
- t: Duración de la lluvia, horas.
- M: Promedio de la precipitación máxima anual en 24 horas, mm.

La zona de proyecto se encuentra en la Región 1 definida por la referencia bibliográfica (10) cuyos parámetros a, b, c y d son iguales respectivamente a 0.94, 0.18, 0.66 y 0.83.

De esta manera, la ecuación anterior queda:

$$I = 0.94 \frac{T^{0.18}}{t^{0.66}} M^{0.83}$$

Adicionalmente, teniendo en consideración los datos históricos a nivel promedio anual multianual de la precipitación en 24 h en la estación previamente mencionada que se muestran en el Cuadro No. 3 (Hoja No. 2 de 4), se ha calculado un valor promedio  $\underline{M}$  de la precipitación máxima anual en 24 horas igual a 38.44. mm, y se estimaron las curvas intensidad - duración - frecuencia, la cual se presenta en el Cuadro No. 4 y en la Figura No. 2.

### 5.5.3 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia con base en Polígonos de Thiessen

Los Polígonos de Thiessen, es un método utilizable para una distribución no uniforme de estaciones; el cual consiste en atribuir un factor de peso a los totales de precipitación en cada estación, proporcionales al área de influencia de cada uno.

Las áreas de influencia se determinan en el mapa de la hoya que contenga la localización de las estaciones, uniendo dichos puntos de localización por medio de líneas rectas, y en seguida trazando las mediatrices de estas rectas, formando polígonos. Los lados de los polígonos son el límite de las áreas de influencia de cada estación, como se indica utilizando la referencia bibliográfica (8), y de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \times P_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

En Donde:

n: Número de aparatos pluviométricos

Pi: Precipitación registrada en el aparato pluviométrico i.

Ai: Área de influencia correspondiente al aparato pluviométrico i, resultante del método de polígonos de Thiessen

Con base en lo anterior, en el Plano No. 3 se muestran la localización de las estaciones y el trazado de los polígonos para la hoya hidrográfica definida en el presente trabajo. Y en el Cuadro No. 5 se indica el área de influencia de cada estación sobre la hoya en estudio.

Ahora, teniendo la media anual de precipitación máxima en 24 h, para las estaciones Base Aérea Madrid, Tibaitatá, Casa Blanca y Flores Colombianas, y las áreas de influencia definidas para cada una, se aplica la ecuación mencionada previamente, y se obtiene la media ponderada, a partir de la cual como en el punto anterior se calcula la curva las curvas intensidad - duración – frecuencia.

#### **5.5.4 Resultados Curvas I-D-F**

Se han obtenido las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia, a partir de los dos análisis mostrados anteriormente, en donde se encuentra que la media de precipitación máxima en 24 h para la estación Tibaitatá es igual a 36.44 mm, y la obtenida por las áreas de influencia de las estaciones por polígonos de Thiessen es igual a 32.35 mm. Por tanto se determinaron valores de intensidades mayores para la estación Tibaitatá, aunque es de resaltar que las intensidades resultantes por el método de los polígonos de Thiessen son muy similares a las primeras. Sin embargo para efectos del presente trabajo y partiendo de la seguridad y conservación de los hidrogramas de crecientes máximas que se necesitan, se tomarán para la realización de los próximos resultados las curvas I-D-F de la estación pluviométrica Tibaitatá.

#### **5.6 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA HOYA HIDROGRÁFICA DEFINIDA**

En el Cuadro No. 5 se presentan las características geométricas de la cuenca hidrográfica definida para el presente trabajo, como son: área de drenaje, longitud del cauce principal y pendiente total del cauce. Los cálculos de estos parámetros se han basado en mediciones realizadas sobre restituciones aerofotogramétricas a escala 1:25.000, las cuales se presentan en el Plano No. 1 y 2. Se ha asumido la longitud del cauce principal como la longitud de la hoya, desde su parte alta de

divisoria de aguas hasta su salida definida en la parte baja como se indica en los planos, ya que se trata de un área de expansión urbana de 100 hectáreas aproximadamente.

## 5.7 MÉTODO DEL SCS PARA LAS PÉRDIDAS

Teniendo en cuenta, que para la modelación de los hidrogramas de salida que se realizarán en HEC-HMS y SWMM, se ha definido el método del Soil Conservation Service de los Estados Unidos de América para calcular las abstracciones de una tormenta, las cuales incluyen la intercepción, la detención superficial y la infiltración. La profundidad efectiva de precipitación es una función de la profundidad total de precipitación, y de un parámetro de pérdidas referido al número de curva de escorrentía ó CN, el cual varía de 1 a 100, y es función de las siguientes propiedades que tiene la hoya hidrográfica que se estudia, de acuerdo a las referencias bibliográficas (6) a (8), se tiene:

- a. Tipo de suelo hidrológico.
- b. Utilización y tratamiento del suelo
- c. Condiciones de la superficie del terreno
- d. Condición de humedad antecedente del suelo.

Por tanto, la distribución temporal del hietograma de lluvia efectiva que causa escorrentía superficial, y la magnitud de las abstracciones de una tormenta, se pueden, a partir de las siguientes relaciones empíricas:

$$Q = \frac{(P - 0.20S)^2}{P + 0.80S}$$

$$S = \frac{1000}{CN} - 10.0$$

Donde:

Q: Escorrentía total acumulada, pulgadas

P: Precipitación total del evento, pulgadas.

S: Infiltración potencial ó retención potencial máxima, pulgadas.

CN: Curva número.

Para el presente trabajo y teniendo en cuenta, lo mencionado anteriormente, además de que la zona de proyecto corresponde a un área de expansión urbana, en Mosquera, se ha seleccionado desde el punto de vista de la seguridad en relación a caudales resultantes, un valor de CN ponderado, 30% área con cobertura vegetal buena un CN=74 y 70% para un desarrollo urbano predominando zonas duras un CN=94, teniendo un CN ponderado igual a 88, “del 50 al 75% del suelo cubierto y con pastoreo no muy intensivo, grupo de suelo hidrológico C (Moderadamente alto potencial de escorrentía). Suelos con tasas de infiltración bajas cuando están muy húmedos, con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo; suelos de texturas moderadamente finas a finas; suelos con infiltración lenta debido a sales o álcali o suelos con niveles freáticos moderados; estos suelos pueden ser pobremente drenados o bien a moderadamente bien drenados, con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta a poca profundidad (50 a 100 cm). y con condición de humedad antecedente tipo AMC-II (precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración mayor o igual a 52.5 mm)” (Monsalve Sáenz, 1999).

Para efectos de correr el programa se ingresa el valor de CN igual a 88, y un 70% del área impermeable.

Para la precipitación se tendrán en cuenta los incrementos arreglados de precipitación (Tormenta de diseño ó Hietograma de diseño) que se realizará posteriormente.

## 5.8 TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN

Es el tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una hoya toma para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la hoya contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada. Se mide en minutos u horas.

Cuando se consideran dos cuencas de igual tamaño y geología superficial similar, cuanto más inclinada o más quebrada sea la topografía, más corto es el tiempo de concentración, el agua se desaloja más rápidamente en una de ellas.

De acuerdo con las referencias bibliográficas (2, 6, 7, 8, 11) para el tiempo de concentración,  $T_c$ , se han analizado catorce (14) fórmulas:

✓ **Fórmula de Bransby-Williams**

Se recomienda para cuencas menores a 75 km<sup>2</sup>,

$$T_c = 14.6 L A^{-0.1} S^{-0.2}$$

En donde:

- Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.
- L: Longitud del curso de agua más largo o cauce principal, en km.
- A: Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>.
- S: Pendiente promedio del cauce principal, en (m/m).

✓ **Fórmula de California Culvert Practice**

Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

$$T_c = 60 \left( \frac{0.87075 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

En donde:

- Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.
- L: Longitud del cauce principal, en km.
- H: Es la diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, en m.

✓ **Fórmula de Clark**

$$T_c = 0.335 \left( \frac{A}{S^{0.5}} \right)^{0.593}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en horas.

A: Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>.

S: Pendiente promedio del cauce principal, en (m/m).

✓ **Fórmula de retardo SCS**

Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que  $t_c = 1.67 \times$  retardo de la cuenca.

$$T_c = \frac{100 L^{0.8} \left[ \left( \frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0.7}}{1900 (S 100)^{0.5}}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.

L: Longitud del cauce principal, en pies.

CN: Es el número de curva.

S: Pendiente promedio del cauce principal, en (m/m).

✓ **Fórmula Federal Aviation Agency, FAA**

Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.

$$T_c = 3.26 (1.1 - C) \cdot \frac{(L 1000)^{0.5}}{(S 100)^{0.333}}$$

En donde:

- Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.
- L: Longitud del cauce más largo, en km.
- C: Es el coeficiente de escorrentía por el método racional.
- S: Pendiente promedio del cauce principal, en (m/m).

✓ **Fórmula de Giandotti**

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5 L}{25.3 \sqrt{S L}}$$

En donde:

- Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en horas.
- A: Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>.
- L: Longitud del curso de aguas más largo, en km.
- S: Pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce principal, en m/m.

✓ **Fórmula de Izzard**

Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto. La Solución requiere de procesos iterativos; el producto de  $i$  por  $L$  debe ser  $\leq 3800$

$$T_c = \frac{525 (0.0000276 i + C)L^{0.33}}{i^{0.667} S^{0.333}}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.

i: Intensidad de la lluvia en (mm/hr).

C: Coeficiente de retardo.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en m.

S: Pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce principal, en m/m.

✓ **Fórmula de Kerby - Hathaway**

Esta ecuación, es recomendada para cuencas menores a 0,1 km<sup>2</sup>.

$$T_c = \left[ \frac{0.67 n L}{\sqrt{S}} \right]^{0.467}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.

n: Coeficiente de rugosidad del cauce.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en pies.

S: Pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce principal, en m/m.

✓ **Fórmula Método Racional Generalizado**

$$T_c = \left[ \frac{60 n L}{H^{0.3}} \right]^{0.467}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en hr.

n: Es el coeficiente de rugosidad del cauce.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en Km.

H: Es la diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, en m.

✓ **Fórmula Morgali y Linsley**

Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas

$$T_c = \frac{0.933 L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} S^{0.3}}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.

n: Coeficiente de rugosidad del cauce.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en pies.

i: Intensidad de la lluvia en (mm/hr)

S: Pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce principal, en m/m.

✓ **Fórmula de Kirpich**

Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para

flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar  $t_c$  por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

$$T_c = 0.0078 L_p^{0.77} S^{-0.385}$$

En donde:

$T_c$ : Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.

$L_p$ : Longitud del curso de agua más largo, en pies.

$S$ : Pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce principal, en m/m.

✓ **Fórmula de Temez**

$$T_c = 0.30 \left( \frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

En donde:

$T_c$ : Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en hr.

$L$ : Longitud del curso de aguas más largo, en km.

$S$ : Pendiente promedio del cauce principal, en (m/m).

✓ **Fórmula de V.T. Chow**

$$T_c = 0.273 \left( \frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.64}$$

En donde:

$T_c$ : Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en hr.

$L$ : Longitud del cauce principal, en km.

S: Pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce principal, en m/m.

✓ **Fórmula de Ventura-Heras**

$$T_c = \alpha \frac{A^{0.5}}{S} \quad 0.04 \leq \alpha \leq 0.13$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en horas.

A: Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>.

α: Parámetro que depende de la pendiente.

S: Pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce principal, en m/m.

Los resultados de la estimación del tiempo de concentración son muy diferentes entre sí puesto que cada autor estima su ecuación para una cuenca con características muy particulares, por lo que debe tenerse mucho cuidado para la selección del valor más adecuado del tiempo de concentración. (Velez, 2010)

Una práctica común en hidrología aplicada es utilizar el valor medio eliminando los valores extremos. (Chow V. M., 1988) (Velez, 2010)

Por otro lado, la mediana representa el valor central de los tiempos de concentración estimados por los autores mencionados anteriormente.

Para el presente trabajo se tomará el tiempo de concentración corresponde a la mediana de los catorce (14) valores previos calculados, igual a  $t_c=72.95$  min. Los resultados se presentan en el Cuadro No. 8.

## 5.9 HIETOGRAMA DE DISEÑO

### 5.9.1 Introducción

En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 3 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer la evolución de esos 100 mm a lo largo de esas 3 horas.

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir, el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (alternating block method).

### 5.9.2 Método del Bloque Alterno

El método del bloque alternativo es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método, especifica la profundidad de precipitación en  $n$  intervalos de tiempo sucesivos de duración  $\Delta t$ , sobre una duración total de  $T_d$  igual a  $n$  por  $\Delta t$ . (Maidment, 1993) (Chow V. M., 1988)

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones  $\Delta t$ ,  $2\Delta t$ ,  $3\Delta t$ ,  $4\Delta t$ , y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo  $\Delta t$ . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida  $t$  y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. (Maidment, 1993) (Chow V. M., 1988)

### **5.9.3 Curvas de Masa para los Hietogramas de Diseño**

Con base en las curvas intensidad – duración - frecuencia, presentadas en el Cuadro No. 4, para la estación seleccionada Tibaitatá, se calcularon las curvas de masas para duraciones entre 0 y 180 min y periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, las cuales se presentan en el Cuadro No. 9.

### **5.9.4 Incrementos Arreglados de Precipitación de los Hietogramas de Diseño por el Método del Bloque Alterno.**

Teniendo en cuenta las curvas de masas, se calcularon los incrementos  $\Delta t$  cada 10 minutos de los hietogramas de diseño respectivos, los cuales se presentan en el Cuadro No. 10. Posteriormente y para dar una secuencia más crítica de la tormenta o el aguacero, como es usual en este tipo de análisis, se utiliza el método del Bloque Alterno, aplicado a los incrementos de precipitación de los hietogramas de diseño, obteniendo los incrementos arreglados de precipitación del hietograma de diseño y el resultado de estas estimaciones se presentan en el Cuadro No. 11

### **5.9.5 Factor de Reducción de la Precipitación por Área de Drenaje**

Teniendo en cuenta el hecho de que en toda el área de la hoya la tormenta es menor a medida que su extensión es mayor, es decir, que para efectos del presente trabajo se tendrá en cuenta la espacialidad de la hoya en el hitograma de diseño resultante, por tales razones se han definido tres metodologías adecuadas según la referencia bibliográfica (6 y 8). Éstas, presentan ecuaciones en las cuales se relaciona básicamente el área de drenaje y el tiempo de concentración de la cuenca para definir un coeficiente de reducción de la precipitación puntual sobre la hoya hidrográfica en estudio.

#### ✓ Ecuación de Fhrüling

El coeficiente de reducción de la lluvia, por el tamaño del área de drenaje se ha calculado, de acuerdo con la ecuación de Fhrüling, siendo:

$$i_m = i_0 f(a)$$

La siguiente expresión que involucra el área A:

$$i_m = i_0 (1 - 0.0054 \sqrt[4]{A})$$

Donde:

- $i_m$ : Intensidad promedio de lluvia en la hoya hidrográfica, mm/h.
- $i_0$ : Intensidad de lluvia medida en la estación, mm/h.
- A: Tamaño del área de drenaje, en m<sup>2</sup>.
- f(a): Coeficiente de reducción de la lluvia
- ✓ Ecuación del Institution of Civil Engineers

Esta metodología fue desarrollada por el Institution of Civil Engineers, siendo:

$$i_m = i_0 f(a)$$

La siguiente expresión que involucra el área A y el tiempo de concentración tc:

$$i_m = i_0 (1 - 0.0268 t_c^{-0.261} A^{0.387} )$$

Donde:

- $i_m$ : Intensidad promedio de lluvia en la hoya hidrográfica, mm/h.
- $i_0$ : Intensidad de lluvia medida en la estación, mm/h.
- A: Tamaño del área de drenaje, en m<sup>2</sup>.
- Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en horas.
- f(a): Coeficiente de reducción de la lluvia

✓ Ecuación de Norte América

Esta metodología fue desarrollada con datos tomados en los Estados Unidos de América, siendo:

$$i_m = i_0 f(a)$$

La siguiente expresión que involucra el área A y el tiempo de concentración  $t_c$ :

$$i_m = i_0 (1 - 0.05 t_c^{0.361} A^{0.264})$$

Donde:

$i_m$ : Intensidad promedio de lluvia en la hoya hidrográfica, mm/h.

$i_0$ : Intensidad de lluvia medida en la estación, mm/h.

A: Tamaño del área de drenaje, en m<sup>2</sup>.

$T_c$ : Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en horas.

$f(a)$ : Coeficiente de reducción de la lluvia.

Para la hoya hidrográfica resultante del área de expansión en Mosquera se determinaron los coeficientes de reducción de la lluvia por Fhruling, Instituto de Ingenieros y Norte América, encontrando valores de 0.82, 0.92 y 0.99, respectivamente. Se encuentra que estos valores varían muy poco de acuerdo al autor, para fhruling se encuentra una reducción total casi del 20%, para los demás un 6%, sin embargo se recomienda tomar el valor promedio de los tres datos, debido a la similitud de los resultados, el cual es 0.91. En el Cuadro No. 12, se presentan los factores de reducción de la precipitación.

### **5.9.6 Hietogramas de Diseño Resultante**

El coeficiente de reducción de la lluvia por el tamaño del área de drenaje se ha calculado, como se mencionó anteriormente, el cual se ha aplicado a los

incrementos arreglados de precipitación de los hietogramas de diseño, obteniendo una reducción de los valores de precipitación.

En el Cuadro No. 13, se presentan los hietogramas de diseño resultante para diferentes periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años y cada intervalo  $\Delta t$  cada 10 minutos para duraciones de 0 a 180 minutos.

## 5.10 HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO

### 5.10.1 Hidrograma Unitario

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se producirá en la salida de la cuenca, si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada, por ejemplo, 1 mm durante 1 hora.

El hidrograma unitario, es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm o 1 pulgada.

Por tanto, el hidrograma unitario es el hidrograma de 1 cm o 1 pulgada de escorrentía directa de una duración específica.

De acuerdo a la referencia bibliográfica (2) (Chow V. M., 1988), las siguientes suposiciones básicas son esenciales y permanentes en este modelo:

- a. El exceso de precipitación tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva.
- b. El exceso de precipitación está uniformemente distribuido a través de toda el área de drenaje.
- c. El tiempo base de la duración de escorrentía directa resultante de un exceso de lluvia de una duración dada es constante.

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

A pesar de que el modelo fue desarrollado originalmente para cuencas grandes, se ha encontrado que puede aplicarse a cuencas pequeñas desde menos de 0.5 hectáreas hasta 25 Km<sup>2</sup>.

### **5.10.2 Hidrograma Unitario Sintético**

Además de los hidrogramas naturales, están los hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales usando las características de la cuenca, con el fin de representar o simular un hidrograma del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

De acuerdo a la referencia bibliográfica (2) (Chow V. M., 1988), los procedimientos de hidrograma unitario sintético se utilizan para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter similar.

Existen tres (3) tipos de hidrogramas unitarios sintéticos:

1. Aquellos que relacionan las características del hidrograma con las características de las cuencas. (Snyder, 1938).
2. Aquellos basados en hidrogramas unitarios adimensionales. (SCS, 1972)
3. Aquellos basados en modelos de almacenamiento en la cuenca. (Clark, 1943)

Para efectos del presente trabajo, como se mencionó anteriormente, se realizaran los hidrogramas unitarios sintéticos, para las metodologías mencionadas anteriormente, con el fin de observar las diferencias en los resultados en cuanto a

caudales pico, y las diferentes características que cada autor ha definido para su ecuación.

#### 5.11 MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System)

El Sistema de Modelamiento Hidrológico es una aplicación desarrollada por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, última versión 3.5, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca.

Para definir la estructura de las cuencas, el programa considera los siguientes elementos: (Engineers, 2008)

- Subcuencas (subbasins)
- Tramos de tránsito (routing reach)
- Uniones (junctions)
- Embalses (reservoirs)
- Fuentes (Sources)
- Sumideros (sinks)
- Derivaciones (diversions)

Con estos componentes se define la cuenca en forma de redes con un orden o secuencia lógica para realizar los cálculos.

El programa trabaja con tres módulos básicos que definen en su conjunto el proyecto de simulación de la cuenca:

- Módulo de precipitación: permite seleccionar uno de seis patrones de precipitación (tipos de hietogramas) del evento de tormenta que más se

ajuste a las posibles condiciones de la cuenca, incluyendo la introducción manual de los datos de la lluvia de diseño. (Manual HEC-HMS)

- Módulo de la cuenca: permite la representación del sistema físico con los elementos de la estructura de la cuenca, y la inclusión de las características morfométricas y de condición del suelo para cada uno de ellos. Así, cada componente incluye la información necesaria para construir la hidrógrafa total de salida. (Manual HEC-HMS)
- Módulo de control: incluye las fechas de inicio y culminación de los datos de lluvia y caudal para la simulación y los intervalos de tiempo para realizar los cálculos. (Manual HEC-HMS)

En el procesamiento inicial del programa, la cuenca se crea seleccionando los elementos de la columna izquierda, arrastrándolos al centro del “área de trabajo”. Allí mismo, se crea la subcuenca, donde a partir de la cual se deben editar los elementos que se requieren. Para ello se presiona rápidamente dos veces sobre estos hasta que aparezca la caja de diálogo en la que se deben incluir los datos respectivos.

Los datos que se requieren para la cuenca, además del área (en Km<sup>2</sup>) son tres (3):

1. Función de Infiltración. Se deben seleccionar de la siguiente lista:
  - a. (SCS) Curve Number.
  - b. Green y Ampt.
  - c. Inicial / Constante.
  - d. Inicial / Déficit.
  - e. No hay pérdida.

Para el presente trabajo, se utilizará en todas las modelaciones, el método del SCS para las pérdidas, explicado en el Capítulo 5.7.

2. Función del Hidrograma Unitario y los parámetros correspondientes. Se deben seleccionar de la siguiente lista:

- a. SCS.
- b. Snyder.
- c. Clark.
- d. Clark Modificado.
- e. Onda Cinemática.
- f. Definido por el Usuario

Para el presente trabajo, se utilizarán la función hidrograma unitario para SCS, Snyder, Clark y Onda Cinemática.

3. Función Flujo Base y los parámetros correspondientes.
  - a. Flujo Constante Mensual.
  - b. No hay Flujo Base.
  - c. Reservorio Lineal.
  - d. Recesión.

Para el presente trabajo, se utilizará en todas las modelaciones que no hay flujo base, debido a que no se cuenta con esta información.

En el caso de la función de infiltración, escogemos la del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, SCS. Se necesitan 3 tipos de datos: la pérdida inicial (en mm), el número de curva (CN) y el porcentaje de suelo impermeable en la cuenca. La pérdida inicial es la cantidad de lluvia en mm que se produce antes de ocasionar el flujo superficial. Por otro lado, el número de curva se define en base al tipo de suelo, cobertura vegetal, y prácticas de pastoreo. El porcentaje impermeable está dado por el área ocupada por lagunas y zonas rocosas que para propósitos prácticos del presente trabajo se ha considerado un 70% impermeable, puesto que es una zona o área de expansión urbana. (Engineers, 2008) (Manual HEC-HMS)

En el método del SCS sólo se especifica un tiempo de retraso de la onda. Básicamente la onda se traslada de un tiempo a otro.

En el caso del hidrograma unitario, se utilizará la función de Snyder para exponer los parámetros necesarios. Se requieren básicamente dos:  $t_p$ , que es el tiempo en

horas que transcurre entre el centro de gravedad de la precipitación y el caudal pico; y  $C_p$  que se estima en base a cuencas vecinas de características similares.

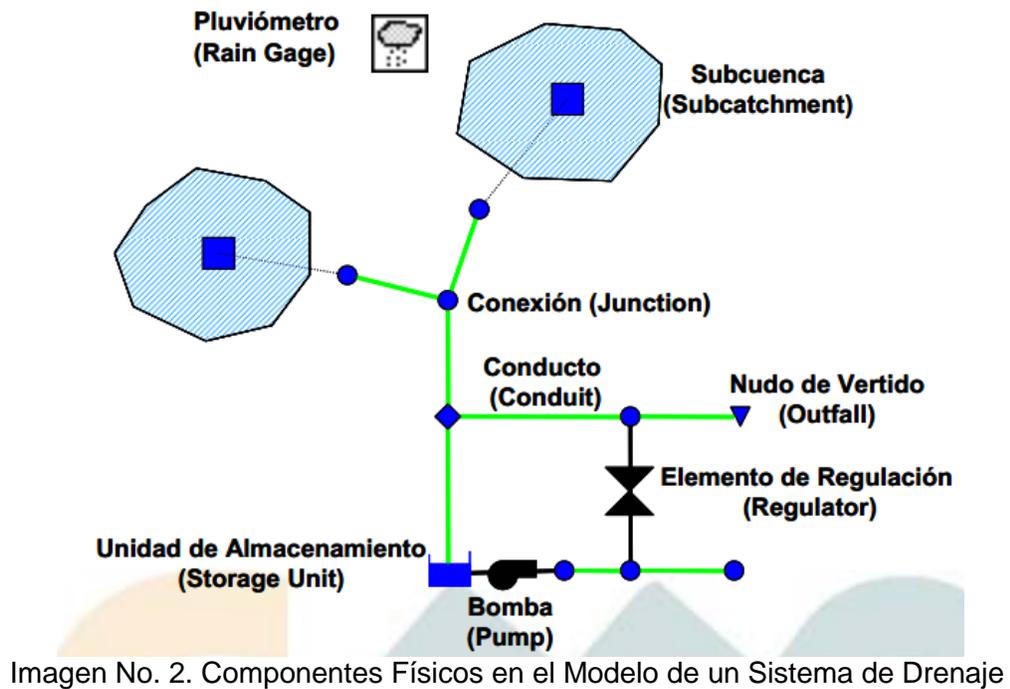
El método de la Onda Cinemática requiere datos de la geometría del canal principal, el cual se modela asumiendo que el canal es un rectángulo, trapecio, un triángulo o un círculo. Se necesita por lo tanto el ancho de la base (o diámetro), la inclinación de los taludes ( $z$ ), el coeficiente de rugosidad del cauce ( $n$  = coeficiente de Manning), la pendiente de la línea de energía,  $S_f$  y la longitud del tramo,  $L$ . (Engineers, 2008)

#### 5.12 MODELO HIDROLÓGICO SWMM (Storm Water Management Model)

Es una aplicación gestionada por el U.S. Environmental Protection Agency (EPA) y respaldada técnicamente por la Universidad de Oregón, capaz de reproducir los fenómenos de escorrentía urbana y combinar fenómenos asociados a aguas residuales.

La versión a aplicar cuenta con una interface visual que permite un manejo amigable para el usuario. Permite simular la propagación del flujo a través de un sistema de drenaje pluvial en ramas o en mallas, contemplando efectos de remanso, flujo a superficie libre, flujo a presión o sobrecarga, flujos inversos, flujo a través de vertederos, orificios y dispositivos de bombeo. Además puede simular canales o conductos con secciones de diferente tipo: circular, rectangular, ovoide, trapezoidal, parabólica y naturales. (Agency, 1971)

La Imagen No. 2, muestra componentes físicos típicos que se aplican para modelar un sistema de drenaje de aguas pluviales. Estos componentes u objetos pueden representarse dentro del mapa de SWMM. Conforme se van añadiendo los objetos visuales en SWMM, el usuario debe ingresar las propiedades (datos de lluvia, parámetros geométricos, hidrológicos e hidráulicos y otros). (Agency, 1971)



Fuente: (Agency, 1971)

El programa está dividido en varios módulos computacionales, de los cuales se destacan en la aplicación hidrológica e hidráulica los módulos:

- 1. RUNOFF
- 2. EXTRAN.

1. El Modulo **RUNOFF** tiene por función simular los fenómenos de transformación lluvia – escorrentía de una cuenca y la entrada de hidrogramas en la red de drenaje. Para ello, la cuenca se divide en un número determinado de subcuencas, cada una de las cuales genera su propia escorrentía que acaba introduciendo a la red por un determinado punto o nodo de entrada. (Agency, 1971)

Los cálculos de la escorrentía están basados en un modelo de depósitos modificado con la **onda cinemática**. El modelo divide cada sub-cuenca en una zona permeable sin retención superficial, otra impermeable sin

retención y una última zona permeable con retención, en función de los porcentajes de impermeabilidad y de retención introducido. (Agency, 1971)

La escorrentía es generada aproximando el funcionamiento de cada una de estas zonas a un depósito no lineal, esquematizado en la Imagen No. 3:

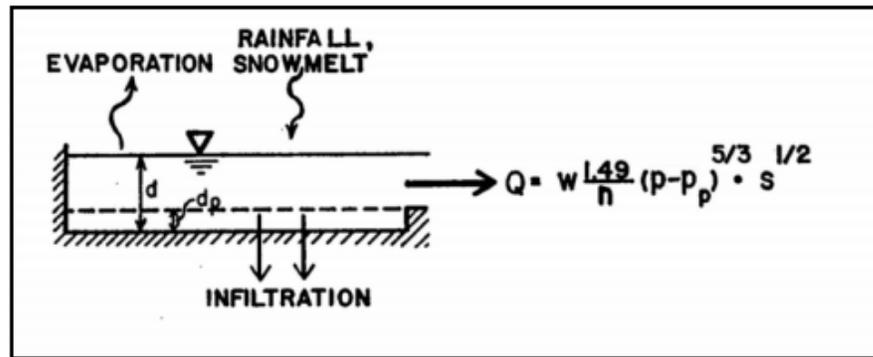


Imagen No. 3. Esquema de Cálculo del Módulo **RUNOFF** de SWMM.

Fuente: (Huber & Dickinson, 1992).

El caudal de salida responde a la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{W}{n} (p - p_p)^{5/3} S^{1/2},$$

Donde:

Q: Caudal de salida de la sub-cuenca, [m<sup>3</sup>/s].

W: Ancho de la sub-cuenca, [m].

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

P: Profundidad del agua, [m].

P<sub>p</sub>: Profundidad de retención superficial, [m].

S: Pendiente, [m/m].

La ecuación del depósito no lineal se establece resolviendo el sistema de ecuaciones que constituyen la ecuación de continuidad y la ecuación de Manning. (Agency, 1971)

La continuidad para cada sub-cuenca es:

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dp}{dt} = A \cdot i - Q ,$$

Donde:

V: Volumen de agua en la sub-cuenca ( $V=A \cdot p$ ), [m3].

p: Profundidad del agua, [m].

t: Tiempo, [s].

A: Superficie de la sub-cuenca, [m2].

i: Lluvia neta (precipitación menos infiltración y evaporación), [m/s].

Q: Caudal de salida de la sub-cuenca, [m3/s].

Las dos ecuaciones anteriores se combinan para dar lugar a la ecuación diferencial, no lineal, para la profundidad:

$$\frac{dp}{dt} = i - \frac{W}{A \cdot n} (p - p_p)^{5/3} S^{1/2} .$$

Esta ecuación se resuelve mediante un esquema en diferencias finitas de **Newton-Raphson**, para cada incremento de tiempo. Por este motivo, es conveniente evitar divisiones de la cuenca de estudio en sub-cuencas de pocos metros cuadrados y con incrementos de tiempo largos (varios minutos), para prevenir problemas de convergencia del esquema. (Agency, 1971)

2. El módulo **EXTRAN** (Extended Transport Module) utiliza como datos de entrada los datos de salida del módulo **RUNOFF**, consistentes en la evolución temporal de la entrada del agua de escorrentía en la red transporte y la modelación del flujo a través de los conductos, nodos y

depósitos, mediante la resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant. (Agency, 1971)

Las ecuaciones de Saint-Venant son las siguientes:

La ecuación de continuidad para secciones prismáticas es:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

Donde:

- A: Área de la sección.
- Q: Caudal.
- x: Distancia a lo largo del conducto.
- t: Tiempo.

Nota: Las unidades varían de acuerdo a las definidas por el usuario.

La ecuación de conservación de la cantidad de movimiento es:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0$$

Donde:

- g: Gravedad.
- H: Cota piezométrica ( $H = z + h$ ).
- z: Cota de la solera o lecho.
- h: Calado.
- Sf: Pendiente de fricción, según la ecuación de Manning.

Nota: Las unidades varían de acuerdo a las definidas por el usuario.

Para resolver este sistema de ecuaciones diferenciales, **EXTRAN** usa una descripción de la red en nodos (“junctions” o “nodes”) y conductos (“links”), con elementos singulares tales como orificios, depósitos, para representar matemáticamente el prototipo físico. Así, se usa la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento en los conductos, y una modificación de la ecuación de continuidad en los nodos. De esta forma, los conductos transmiten el flujo de nodo a nodo, supuesto constante en un incremento de tiempo, y los nodos funcionan como elementos de almacenamiento del sistema. (Agency, 1971)

**EXTRAN** combina las ecuaciones de continuidad y conservación de cantidad de movimiento en una sola, que resuelve para todos los conductos en cada intervalo de tiempo. La ecuación es la siguiente:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + g \cdot A \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0$$

Donde:

V: Velocidad media.

Por otro lado, aplica la ecuación de continuidad en los nodos para cada intervalo de tiempo:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q}{A_s},$$

As: área del nodo propiamente dicho y el área correspondiente a la mitad de la longitud de los conductos que confluyen en ese nodo.

De esta manera, se puede simular la existencia de depósitos en la red, indicando un área de nodo equivalente al área del depósito a representar.

Al resolver las ecuaciones de Saint-Venant dando continuidad en los nodos y conservación en los conductos, se reducen el número de incógnitas, agilizando los tiempo de computación. Se resuelven de forma secuencial para determinar el flujo en cada conducto y el calado en cada nodo para cada intervalo de tiempo mediante el método de Euler modificado, en un esquema de diferencias finitas explícito. Este esquema explícito operaciones aritméticas sencillas y poco espacio de almacenamiento comparado con los métodos implícitos. Sin embargo, son generalmente menos estables numéricamente y requieren incrementos de tiempo pequeños. (Agency, 1971)

Las condiciones que se deben cumplir para que el esquema sea estable numéricamente son:

- ✓ **Condición de Courrant:** expresada de la siguiente manera, donde el incremento de tiempo está limitado al tiempo necesario por una onda dinámica para propagarse en la longitud del conducto:

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{g \cdot D}}$$

Donde:

$\Delta t$ : Incremento de tiempo.

L: Longitud del conducto.

D: Calado máximo del conducto.

g: Gravedad.

- ✓ **Condición sobre los nodos:**

$$\Delta t \leq 0.1 \cdot A_s \frac{\Delta H_{\max}}{\sum Q}$$

Donde:

$\Delta H_{\max}$ : Elevación máxima del agua en  $\Delta t$ .

$\sum Q$ : Flujo neto de entrada al nodo.

El cumplimiento de las dos ecuaciones anteriores será más restrictivo en los conductos más cortos y con mayores entradas de caudal. En general incrementos de tiempo de pocos segundos (10 – 30 s) son comunes en la práctica de SWMM.

El programa acepta un incremento de tiempo mínimo de 1 s.

De forma análoga a cómo los depósitos se pueden representar mediante nodos de dimensiones iguales al depósito, los orificios, que se introducen como tal, son modelados automáticamente por SWMM como conductos equivalentes mediante la siguiente expresión:

$$Q_0 = C_0 \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Donde:

- C<sub>0</sub>: Coeficiente de descarga (depende del tipo de abertura y longitud del orificio).
- A: Área del orificio.
- g: Gravedad.
- h: Altura hidráulica en el orificio.

Nota: Las unidades varían de acuerdo a las definidas por el usuario.

La conversión de orificio a conducto se realiza igualando la ecuación anterior a la expresión de Manning, de manera que:

$$\frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} = C_0 \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Finalmente, para la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant, se necesita la condición de contorno aguas abajo. La restricción que presenta SWMM en este aspecto es que obliga a la disposición de sólo un conducto (procedente de un nodo donde sólo haya otro conducto de llegada) en la

salida del sistema, e imponer ahí la condición de contorno. Esta situación puede ser problemática cuando en la salida de la cuenca haya varios elementos de regulación hidráulica o más de una conexión o salida principales de la red. (Manual, SWMM)

### 5.13 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS

Es conocido como hidrograma adimensional SCS, en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal  $q$  con respecto al caudal pico  $q_p$ , y el tiempo por la relación del  $t$  con respecto al tiempo de ocurrencia en el pico del hidrograma unitario,  $T_p$ . (Chow V. M., 1988)

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere que los valores de  $q_p$  y  $T_p$ , pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular, en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m<sup>3</sup>/s-cm.

Luego el tiempo de recesión,  $tr$ , puede aproximarse a:

$$tr = 1.67 T$$

Como el área bajo el hidrograma unitario debe ser igual a una escorrentía directa de 1 cm o 1 pulgada, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{2.08 A}{T_p}$$

Donde:

A: Es el área de drenaje, en Km<sup>2</sup>

Tp: Tiempo al pico del hidrograma, en horas.

Además, un estudio de muchas cuencas rurales, grandes y pequeñas, han demostrado que:

$$tp = 0.6 tc$$

Donde:

tp: Tiempo de retardo (entre el centroide del hidrograma y el pico de caudal), en horas. También llamado ( $T_{lag}$ ).

tc: Tiempo de concentración de la cuenca.

El tiempo de ocurrencia del pico **Tp** puede expresarse en términos del tiempo de retardo y de la duración efectiva de la lluvia:

$$Tp = \frac{tr}{2} + tp$$

Con base en el valor de **CN**, la longitud del cauce principal, la pendiente de la cuenca y el tiempo de concentración **tc** igual a 72.95 min, se ha calculado el tiempo de desfase  $T_{lag}$  igual a 0.73 horas, de la hoya hidrográficas en estudio.

De acuerdo a los parámetros mencionados anteriormente y utilizando la herramienta de modelación computacional HEC-HMS 3.5, ingresando el área de la cuenca en  $Km^2$ , el tiempo de retardo ( $T_{lag}$ ) en minutos, el valor de CN y los hietogramas de diseño resultantes, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología del SCS para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Cuadro No. 14 se presentan con todo detalle el resultado de estos análisis y los caudales pico resultantes, 5.13, 6.20, 7.16, 8.26, 9.96, 11.47  $m^3/s$  para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.

En el Cuadro No. 15 y la Figura No. 4, se presentan los hidrogramas de salida de la cuenca en estudio para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Anexo No. 2, se presenta la modelación hidrológica en HEC-HMS, para el método del SCS.

#### 5.14 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE SNYDER

En un estudio de cuencas localizadas principalmente en los montes Apalaches de los Estados Unidos y con tamaños que variaban desde 30 a 30.000 Km<sup>2</sup>, Snyder encontró relaciones sintéticas para algunas características de un hidrograma unitario estándar. A partir de estas relaciones, puede calcularse un hidrograma unitario requerido para una duración de exceso de lluvia dada. De acuerdo a la referencia bibliográfica (2) (Chow V. M., 1988) se tiene que:

El tiempo de retardo se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$t_p = C_1 * C_t * (L * L_c)^{0.3}$$

En donde:

- $t_p$ : Tiempo de retardo o de desfase, en horas.
- $L$ : Longitud del cauce principal de la cuenca desde la divisoria, aguas arriba, hasta la salida, en km.
- $L_c$ : Distancia desde el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca hasta la salida, en km.
- $C_1$ : 0.75.
- $C_t$ : Coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la región de los Montes Apalaches en los Estados Unidos de Norte América.

Para estimar el valor de la distancia desde el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca hasta la salida ( $L_c$ ), se selecciona en AutoCAD la hoya hidrográfica definida para el presente trabajo, se ingresa el comando REGIÓN y luego se ingresa el comando MASSPROP, se muestra un cuadro en el que se presenta el centroide de la hoya hidrográfica, a partir del cual se intercepta el cauce principal y se mide dicha distancia hasta la salida de la cuenca definida.

En el Plano No. 2 se presenta la localización del centroide de la cuenca definida para el presente trabajo.

Algunos autores recomiendan que el valor de  $C_t$ , debe ser igual a un rango de 1.35 a 1.65, tomando valores bajos para altas pendientes, por tanto para una pendiente baja que es el caso presentado en este trabajo, se asumirá  $C_t$  igual a 1.60.

El tiempo de duración de lluvia se determina de la siguiente manera:

$$T_d = \frac{t_p}{5.5}$$

En donde:

$T_d$ : Tiempo de duración de la lluvia, en horas.

$t_p$ : Tiempo de retardo, en horas.

En el Cuadro No. 16, se presentan los valores obtenidos del tiempo de retardo ( $t_p$ ) igual a 1.06 horas y de duración de la lluvia ( $T_d$ ) igual a 0.19 horas, para la cuenca en estudio.

El Caudal pico por unidad de área de drenaje se determina con la siguiente fórmula:

$$q_p = \frac{C_2 * C_p}{t_p}$$

En donde:

$q_p$ : Caudal pico por unidad de área de drenaje, en  $m^3/s/km^2$ .

$C_2$ : 2.75.

$C_p$ : Coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la región de los Montes Apalaches en los Estados Unidos de Norte América.

$t_p$ : Tiempo de retardo, en horas.

Para estimar el coeficiente  $C_p$ , se tiene en cuenta lo recomendado en la referencia bibliográfica (2) “Snyder da valores de  $C_p$  en los rangos de 0.56 a 0.69”, que depende según la pendiente y la capacidad de almacenamiento de la cuenca, para nuestro caso se asume el caso crítico tomando un valor de 0.69.

En el Cuadro No. 17, se presenta con todo detalle el resultado del caudal pico con base en la metodología planteada previamente, obteniendo  $1.78 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{km}^2$ .

Se debe realizar la corrección del tiempo de retardo debido a que Snyder reconoce que la duración de la lluvia es usualmente mayor que la duración que se calcula previamente y además dicho tiempo es diferente al que asumimos para nuestro hidrograma, con lo cual se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$t_{pR} = t_p - \frac{T_d - t_r}{4}$$

Siendo:

$t_p$ : Tiempo de retardo o de desfase, en horas.

$t_{pR}$ : Tiempo de retardo corregido o de desfase ajustado, en horas.

$T_d$ : Tiempo de duración de lluvia, en horas.

$t_r$ : Tiempo de duración de lluvia en Hidrograma Unitario, en horas. Tomando un intervalo cada 10 min. Por tanto es igual a 0.17 horas

Es de anotar, que debido a la corrección del tiempo de retardo  $t_p$  por el valor de  $t_{pR}$ , el caudal pico por unidad de área también lo hace, encontrando el caudal pico corregido  $q_{pR}$ .

Teniendo en cuenta que para la modelación hidrológica solo se necesitan las estimaciones de  $t_{pR}$  y  $C_p$ , no se encuentra necesario determinar el tiempo base y caudal pico total del hidrograma unitario Sintético de Snyder. Sin embargo es de resaltar que el programa determina esto implícitamente.

De acuerdo a los parámetros mencionados anteriormente y utilizando la herramienta de modelación computacional HEC-HMS 3.5, ingresando el área de la cuenca en  $\text{Km}^2$ , el standard lag ( $t_{pR}$ ) en horas, peaking coefficient ( $C_p$ ), el valor de

CN igual a 88, y los hietogramas de diseño resultantes, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología del hidrograma unitario de Snyder para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Cuadro No. 18 se presentan con todo detalle el resultado de estos análisis y los caudales pico resultantes, 4.03, 4.87, 5.62, 6.47, 7.80, 8.98 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.

En el Cuadro No. 19 y la Figura No. 5, se presentan los hidrogramas de salida de la cuenca en estudio para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Anexo No. 3, se presenta la modelación hidrológica en HEC-HMS para el método de Snyder.

#### 5.15 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE CLARK

Este método fue expuesto por Clark (1945) y es implementado en modelos hidrológicos como el HEC-HMS.

El método se basa en la distribución de la superficie de la cuenca entre **líneas isócronas** (la isócrona de 3 horas es el lugar geométrico de los puntos desde los que la escorrentía superficial tardará 3 horas en alcanzar la salida de la cuenca) para calcular el volumen de agua caído sobre cada una de esas superficies y considerar el retardo producido por el tránsito del agua a lo largo de la cuenca. (Clark, 1945)

Este método supone, que la cuenca considerada funciona como un depósito. Un aumento del caudal de entrada o embalse se refleja en el caudal de salida amortiguado y retardado. (Clark, 1945)

De acuerdo a la referencia bibliográfica (4), el modo más simple es considerar un depósito lineal, un reservorio lineal, eso significa que existe una relación lineal entre el volumen almacenado en el depósito y el caudal de salida:

$$S = Q * R$$

Donde:

S: Volumen almacenado

Q: Caudal de salida de un embalse o depósito

R: Constante de proporcionalidad.

Por otra parte, es evidente que para un  $\Delta t$  dado:

$$V_{entrada} - V_{salida} = \Delta S$$

Donde:

$V_{entrada}$ : Volumen que ha entrado en un  $\Delta t$ .

$V_{salida}$ : Volumen que ha salido en el mismo  $\Delta t$ .

$\Delta S$ : Variación del volumen almacenado en ese  $\Delta t$ .

Que al dividir la anterior expresión en  $\Delta t$ , se obtiene la relación de

$$\frac{Volumen}{Tiempo} = Caudal$$

Por tanto,

$$I - Q = \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

Donde:

I: Caudal de entrada medio en ese  $\Delta t$ .

Q: Caudal de salida medio en ese  $\Delta t$ .

Los caudales medios de entrada (I) y de salida (Q) a lo largo del intervalo  $\Delta t$  puede considerarse como la media de los caudales en los extremos del  $\Delta t$ .

Por lo cual el  $\Delta S$  a lo largo del  $\Delta t$  es:  $S_i - S_{i-1}$

Al reemplazar esta expresión en la ecuación anterior obtenemos:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t}$$

Al sustituir el valor de  $S = Q \cdot R$ , tenemos:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = R \cdot \frac{Q_i - Q_{i-1}}{\Delta t}$$

Finalmente, despejando  $Q_i$  resulta:

$$Q_i = \frac{I_{i-1} + I_i}{2} \cdot c + Q_{i-1} \cdot (1 - c); \text{ siendo } c = \frac{2 \cdot \Delta t}{2R + \Delta t}$$

Donde:

$I_{i-1}, I_i$ : Caudal de entrada en los tiempos,  $t_{i-1}, t_i$ .

$Q_{i-1}, Q_i$ : Caudal de salida en los tiempos,  $t_{i-1}, t_i$ .

$\Delta t$ : Incremento del tiempo entre tiempos  $t_{i-1}, t_i$ .

**R**: Coeficiente de almacenamiento del depósito o embalse

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, esta última ecuación nos permite determinar el hidrograma unitario de Clark. Sin embargo para la modelación en HEC-HMS que incluye el análisis descrito, se debe determinar el coeficiente de almacenamiento **R** o retardo de la cuenca, el cual tiene dimensiones de tiempo. Es de resaltar que otros autores suelen llamar **K**, al coeficiente de almacenamiento.

La mayor dificultad de este procedimiento, es precisamente que necesita de este coeficiente de almacenamiento **R** dado en horas, que representa el retardo que la cuenca impone a la escorrentía superficial para desplazarse. Puede calcularse disponiendo de un hidrograma real de esa cuenca. Algunos autores suponen que es similar al *lag* o el tiempo de retardo, o que simplemente es una fracción del tiempo de concentración, multiplicando éste por un factor.

Para el presente trabajo, (Clark, 1945) propone que:

$$R \approx 0.5 \text{ a } 0.8 * Tc$$

Donde:

Tc: Es el tiempo de concentración determinado por el método de Clark, en horas.

✓ **Fórmula de Clark**

$$T_c = 0.335 \left( \frac{A}{S^{0.5}} \right)^{0.593}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en horas.

A: Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>.

S: Pendiente promedio del cauce principal, en (m/m).

Con base en el Capítulo 5.8 y la ecuación anterior, el tiempo de concentración por Clark es igual a 163.77 min o 2.73 horas. Por tanto el valor del coeficiente de almacenamiento **R** es igual a 1.36 horas, tomando un factor de 0.50, para generar mayor pico.

De acuerdo a los parámetros mencionados anteriormente y utilizando la herramienta de modelación computacional HEC-HMS 3.5, ingresando el área de la cuenca en Km<sup>2</sup>, el tiempo de concentración **Tc** en horas, el storage coefficient **R**, el valor de CN igual a 88, impermeabilidad del 70% y los hietogramas de diseño resultantes, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología del hidrograma unitario de Clark para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Cuadro No. 20 se presentan con todo detalle el resultado de estos análisis y los caudales pico resultantes, 2.53, 3.05, 3.51, 4.04, 4.87, 5.60 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.

Al realizar un análisis de sensibilidad, se encuentra que a menor valor del coeficiente de almacenamiento **R**, mayores serán los caudales pico resultantes en

el modelo. Y entre menor sea el valor de  $T_c$ , mayores serán los caudales pico resultantes.

En el Cuadro No. 21 y la Figura No. 6, se presentan los hidrogramas de salida de la cuenca en estudio para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Anexo No. 4, se presenta la modelación hidrológica en HEC-HMS para el método de Clark.

## 5.16 MÉTODO DE ONDA CINEMÁTICA (KINEMATIC WAVE)

### 5.16.1 Introducción

El método de la onda cinemática, está diseñado principalmente para la representación de las zonas urbanas, aunque se puede utilizar para las regiones no desarrolladas también. Se trata de un modelo conceptual que incluye uno o dos planos representativos. Típicamente, un plano se utiliza para superficies permeables y una para impermeable. La misma condición límite meteorológico se aplican a cada plano. Sin embargo, la tasa de pérdida de información es independiente requerida para cada plano y se introduce por separado, como parte del método de pérdida. (Manual, HEC-HMS, SWMM).

La mínima expresión de las ecuaciones de Saint-Venant, representan la onda cinemática. Las ecuaciones de Saint- Venant, tienen varias formas simplificadas, cada una de las cuales define un modelo de tránsito distribuido unidimensional. Las variaciones de las ecuaciones en sus formas *conservativas* y *no conservativas*, son las siguientes. (Chow V. M., 1988):

Ecuación de Continuidad:

✓ Forma Conservativa:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0$$

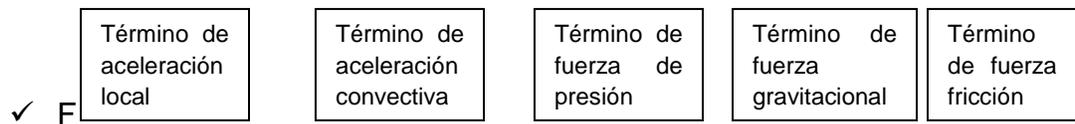
✓ Forma no Conservativa:

$$y \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

Ecuación de Cantidad de Movimiento:

✓ Forma Conservativa:

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$



Forma no Conservativa:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

← Onda Cinemática  
 ← Onda de Difusión  
 ← Onda Dinámica

La ecuación de cantidad de movimiento, también puede escribirse en formas que tienen en cuenta si el flujo es permanente o no permanente y uniforme o no uniforme, teniendo en cuenta que  $\frac{\partial A}{\partial t} = 0$ , para un flujo permanente y el flujo lateral  $q$  es **cero** para un flujo uniforme, de la siguiente forma:

✓ Forma Conservativa:

$$-\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 = S_f$$

✓ Forma no Conservativa:

$$-\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} - g \frac{\partial y}{\partial x} + S_0 = S_f$$

Flujo Uniforme, Permanente  
Flujo no Uniforme, Permanente  
Flujo no Uniforme, no Permanente

La ecuación de cantidad de movimiento consta de términos para los procesos físicos que gobiernan el flujo, los cuales son (Chow V. M., 1988):

- *Aceleración local*: describe el cambio en la cantidad de movimiento debido al cambio de la velocidad con el tiempo. Esta representa el efecto de las fuerzas de inercia en el flujo.
- *Aceleración convectiva*: describe el cambio en la cantidad de movimiento debido al cambio de la velocidad a lo largo del canal. Esta representa el efecto de las fuerzas de inercia en el flujo.
- *Fuerza de presión*: es proporcional al cambio en la profundidad del agua.
- *Fuerza gravitacional*: es proporcional a la pendiente del lecho  $S_0$ .
- *Fuerza de fricción*: es proporcional a la pendiente de fricción  $S_f$ .

Dentro de estos modelos distribuidos, se presenta el de **onda cinemática**, siendo el más simple, el cual no tiene en cuenta los términos de *aceleración local*, *aceleración convectiva* y *presión*, es decir, supone que  $S_0 = S_f$  y que las *fuerzas de fricción* y las *fuerzas gravitacionales* se balancean unas con otras.

En la siguiente Imagen No. 2, tomada de la referencia bibliográfica (2), pág. 292, se presenta la condición de *onda cinemática* en un tramo corto de un canal, vistas por un observador estacionario:

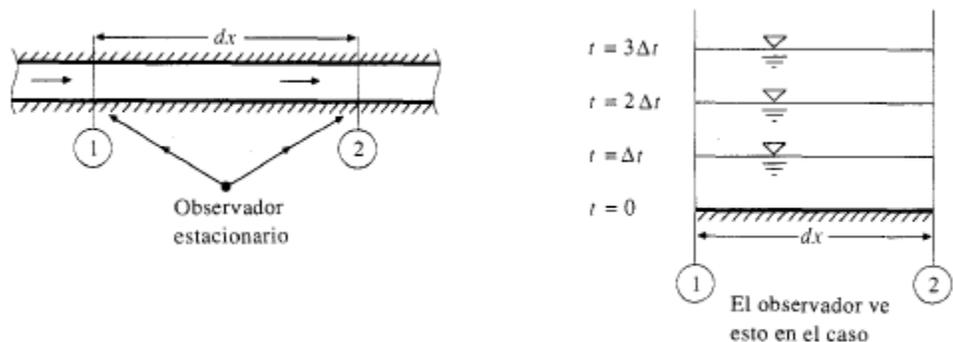


Imagen No. 4. Onda Cinemática en un Tramo de Canal Vista por un Observador Estacionario.

Fuente: (Chow V. M., 1988)

Se muestra en la imagen que la línea de energía total es paralela al fondo del canal y el flujo es uniforme y permanente ( $S_o=S_f$ ) dentro de la longitud 1-2.

### 5.16.2 Celeridad de la Onda Cinemática

Como se describió previamente, una onda es una variación en un flujo, como un cambio en el caudal o en la elevación de la superficie de agua, y la celeridad de onda, es la velocidad con la cual esta variación se mueve a lo largo del canal. Para una onda cinemática, los términos de *aceleración* y *de presión* en la ecuación de cantidad de movimiento son despreciables, luego el movimiento de la onda se describe principalmente por la ecuación de continuidad. (Chow V. M., 1988)

El nombre cinemática, se refiere al movimiento sin tener en cuenta la influencia de la masa y la fuerza.

El modelo de onda cinemática se define por medio de las siguientes ecuaciones, de acuerdo a la referencia bibliográfica (2) (Chow V. M., 1988):

Continuidad:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

Cantidad de movimiento:

$$S_0 = S_f$$

Aplicando Manning:

$$A = \alpha Q^\beta$$

$$Q = \frac{C_0 S_0^{1/2}}{n P^{2/3}} A^{5/3}$$

$$A = \left( \frac{n P^{2/3}}{C_0 S_0^{1/2}} \right)^{3/5} Q^{3/5}$$

Donde,

Co: es igual a 1.49 para el sistema inglés.

Luego,

$$\alpha = \left( \frac{n P^{2/3}}{C_0 S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \quad \beta = 3/5$$

Diferenciando la ecuación tenemos:

$$dA = \alpha \beta Q^{\beta-1} dQ$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \alpha \beta Q^{\beta-1} \left( \frac{\partial Q}{\partial t} \right)$$

Al sustituir dA/dt en la ecuación inicial de continuidad encontramos:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha \beta Q^{\beta-1} \left( \frac{\partial Q}{\partial t} \right) = q$$

Por otro lado, las ondas cinemáticas resultan de cambios en Q. Un incremento en el flujo, dQ, quedaría de la siguiente forma:

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial Q}{\partial t} dt$$

Dividiendo por dx:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{dt}{dx} \frac{\partial Q}{\partial t}$$

Si:

$$\frac{\partial Q}{dx} = q$$

y

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{\alpha\beta Q^{\beta-1}}$$

Diferenciando:

$$A = \alpha Q^{\beta}$$

Tenemos:

$$\frac{dQ}{dA} = \frac{1}{\alpha\beta Q^{\beta-1}}$$

Al comparar las dos ecuaciones anteriores:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dQ}{dA}$$

o

$$C_k = \frac{dx}{dt} = \frac{dQ}{dA} = \frac{1}{T} \frac{dQ}{dy}$$

Donde,

C<sub>k</sub>: Es la celeridad de onda cinemática.

Esto implica que un observador moviéndose a una velocidad  $dx/dt=ck$  con el flujo vería que el caudal se incrementa a una tasa de  $dQ/dx=q$ . Si  $q=0$ , el observador vería un caudal constante. (Chow V. M., 1988)

### 5.16.3 Onda Cinemática utilizando HEC-HMS

Para el presente trabajo, se ha aplicado el método de la onda cinemática para describir el flujo sobre planos, como un modelo del proceso lluvia-escorrentía. En esta aplicación el caudal lateral es igual a la diferencia entre las tasas de lluvia e infiltración y el flujo en el canal se toma como un flujo por unidad de ancho del plano. Las ecuaciones características pueden resolverse analíticamente para simular el hidrograma de salida como respuesta a una lluvia de duración especificada. (Engineers, 2008)

Se asume un canal rectangular para la modelación en HEC-HMS, el cual presenta las siguientes condiciones, con base en la demostración descrita en detalle en los subcapítulos anteriores del cual hace parte la programación del modelo. Por tanto:

Canal rectangular de longitud igual a la asumida en el Capítulo 5.14 del hidrograma unitario de Snyder. En este caso la longitud del canal es 534 m, que corresponde a la longitud del cauce hasta el centroide de la hoya definida para el siguiente trabajo. Se asume un ancho del canal igual a 1.00 m, excavado en tierra mecánicamente con un manning ( $n$ ) de rugosidad igual a 0.030. El valor del área ( $A=1.37 \text{ Km}^2$ ) de la cuenca y la pendiente ( $S=0.0016 \text{ m/m}$ ) del cauce son los mismos que se determinaron inicialmente y que se tomaron de base para estimar los tiempos de concentración  $t_c$  en el método del SCS, Snyder y Clark.

Las pérdidas o abstracciones, se realizará con el método del SCS, como se ha mencionado en el Capítulo 5.7, su valor del número de curva CN es igual a 88 y 70% del área impermeable, debido a una zona de expansión urbana.

En la Imagen No. 3, se muestra la cuenca hidrográfica definida en el modelo HEC-HMS:

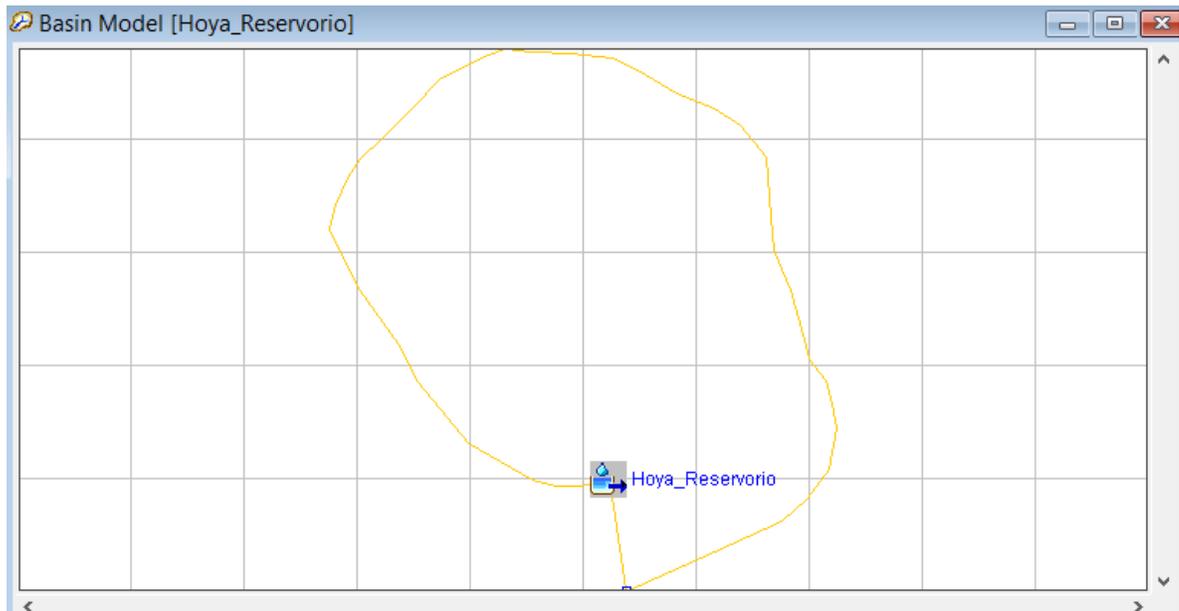


Imagen No. 5. Cuenca Hidrográfica Definida para el Presente Trabajo.

En la Imagen No. 4, se muestra los procesos seleccionados en el modelo HEC-HMS para la cuenca en estudio:

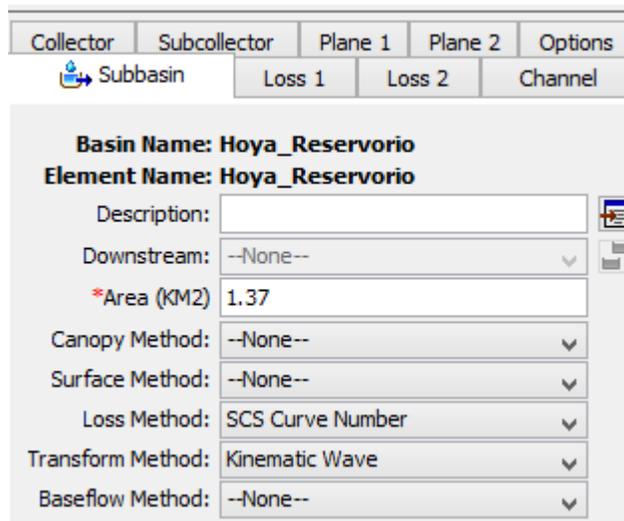


Imagen No. 6. Procesos Seleccionados en el modelo HEC-HMS

En la Imagen No. 5, se muestra los valores ingresados en el modelo HEC-HMS para el canal principal (channel) por el método de onda cinemática:

Collector	Subcollector	Plane 1	Plane 2	Options
 Subbasin	Loss 1	Loss 2	Channel	
<b>Basin Name: Hoya_Reservorio</b>				
<b>Element Name: Hoya_Reservorio</b>				
Route Upstream:	No			
Routing Method:	Kinematic Wave			
*Length (M)	534			
*Slope (M/M)	0.0016			
Subreaches:	5			
Shape:	Rectangle			
*Manning's n:	0.030			
*Width (M)	1.0			

Imagen No. 7. Canal Principal Definido en el Presente Trabajo.

En la imagen anterior, se ha definido el tramo de canal en cinco (5) subtramos, tomado por sugerencia del programa. Sin embargo, es posible que el usuario pueda definir una división mayor de subtramos.

La pestaña de “Route Upstream” definido como ruta ascendente, se usa con el fin de conectar elementos aguas arriba a la subcuenca. Esta opción la presenta el programa HEC-HMS debido a la representación conceptual del método onda cinemática, ya que es posible tener un flujo de entrada a la corriente en el canal principal. Sin embargo para efectos del presente trabajo no se tiene en cuenta esta consideración.

Luego, para el resto de la hoya o la cuenca definida, es necesario ingresar los valores correspondientes a los planos aportantes, como se muestra en la siguiente Imagen No. 6:

Subbasin	Loss 1	Loss 2	Channel
Collector	Subcollector	Plane 1	Plane 2
Options			

<b>Basin Name: Hoya_Reservorio</b>	
<b>Element Name: Hoya_Reservorio</b>	
*Length (M)	761
*Slope (M/M)	0.0016
*Roughness:	0.030
*Area (%)	100
Routing Steps:	25

Imagen No. 8. Plano de Aportes Definidos en el Presente Trabajo

En la imagen anterior, se observan las variables que pertenecen al Plano 1 de aportes y que solicita el modelo HEC-HMS, las cuales son:

- El primer parámetro es la longitud: La longitud típica del plano conceptual. Para áreas impermeables, esta debe ser la longitud media de flujo desde el punto en el que la precipitación cae, a donde el escurrimiento entra por primera vez a una canaleta de recogida o canal (channel), igual a 761 m. Por áreas permeables, es igual. Sin embargo es necesario adoptar la convención para un plano dado (uno o dos), ya que cada plano representa un % de área ocupado, bien sea permeable o impermeable. Para efectos del presente trabajo, se asume un solo plano por tanto este valor es 100, ya que la cuenca presenta las mismas condiciones en toda el área. (Manual, HEC-HMS)
- También se requiere la pendiente para cada plano que se utilizará. La pendiente debe representar la pendiente media a lo largo de la línea de flujo desde el punto donde la precipitación cae donde el escurrimiento entra por primera vez a una cuneta o canal. Se toma igual a la pendiente del canal (S), ya que la pendiente se ha medido desde la divisoria de aguas de la hoya hasta la salida., y el canal representa solo un tramo de cuenca. (Manual, HEC-HMS)
- Rugosidad (Roughness): es la diferencia principal entre un plano destinado a representar el área impermeable o área permeable. Coeficientes de

rugosidad para las áreas naturales son mucho más altos que para áreas desarrolladas. En el presente trabajo, se asume un coeficiente de rugosidad igual a 0.030, con base en la rugosidad ponderada, 70% para un área desarrollada un valor de 0.020 y 30% para terrenos con ligera vegetación un valor igual a 0.045, la cual es la condición de la hoya hidrográfica en estudio. (Manual, HEC-HMS)

- Area (5): Es el porcentaje de la superficie ocupada por cada subcuenca plano. Si sólo se desea utilizar un plano que es el presente caso, se debe introducir un valor de 100 para el primer plano y 0 para el segundo. No es necesario ingresar en el segundo plano los valores de longitud, pendiente y rugosidad. (Manual, HEC-HMS)
- Routing Steps: El número de pasos de enrutamiento se utiliza como una sugerencia dada por el programa cuando se determina el escalón de distancia correcto a utilizar durante los cálculos de escorrentía. Criterios basados en la tasa de precipitación y otros factores se utilizan para determinar automáticamente la correcta distancia y tiempo, las cuales son medidas para resolver la ecuación de onda cinemática. El valor predeterminado es cinco (5). (Manual, HEC-HMS). Sin embargo para el presente trabajo se debe tener una condición de veinticinco (25) tramos, con el fin de cumplir la condición de Courrant y de tener una estabilidad en los hidrogramas resultantes.

De acuerdo a los parámetros mencionados anteriormente y utilizando la herramienta de modelación computacional HEC-HMS 3.5, ingresando el área de la cuenca en Km<sup>2</sup>, el valor de CN igual a 88, un área impermeable del 70%, los parámetros descritos previamente y los hietogramas de diseño resultantes, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología de la Onda Cinemática, para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Cuadro No. 22 se presentan con todo detalle el resultado de estos análisis y los caudales pico resultantes, 3.61, 4.73, 5.77, 7.04, 9.18, 11.12 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.

En el Cuadro No. 23 y la Figura No. 7, se presentan los hidrogramas de salida de la cuenca en estudio para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Anexo No. 5, se presenta la modelación hidrológica en HEC-HMS por el método de la Onda Cinemática.

#### 5.16.4 Onda Cinemática utilizando SWMM

Se ha realizado nuevamente la estimación de hidrogramas de salida, por el método de la onda cinemática, mencionado anteriormente, utilizando el programa SWMM v5.0 (*Storm Water Management Model*), con el fin de realizar el análisis comparativo del resultado.

Para la utilización del modelo es necesario ingresar el hietograma de diseño resultante para diferentes periodos de retorno, 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años definidos previamente, sin embargo, el programa toma estos parámetros no como incrementos de precipitación en mm (HMS), sino como un volumen acumulado de lluvia o de precipitación en mm (SWMM).

A continuación, en la Imagen No. 7, se presenta el volumen de lluvia acumulativo, construido a partir de los hietogramas de diseño, para un periodo de retorno ( $T_r$ ) de 20 años, ingresado en el modelo SWMM:

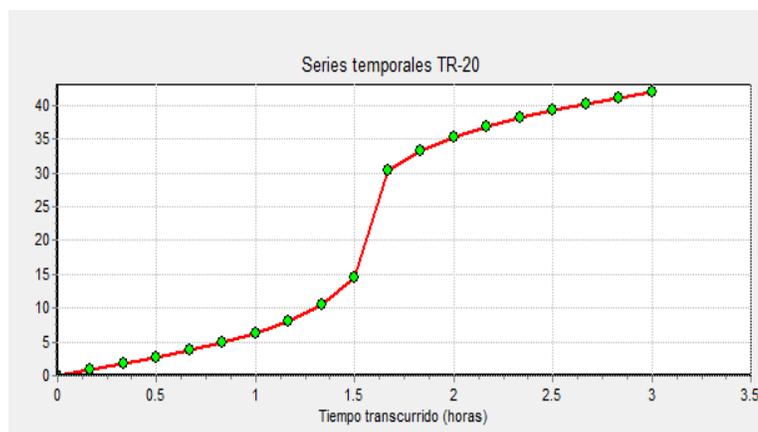
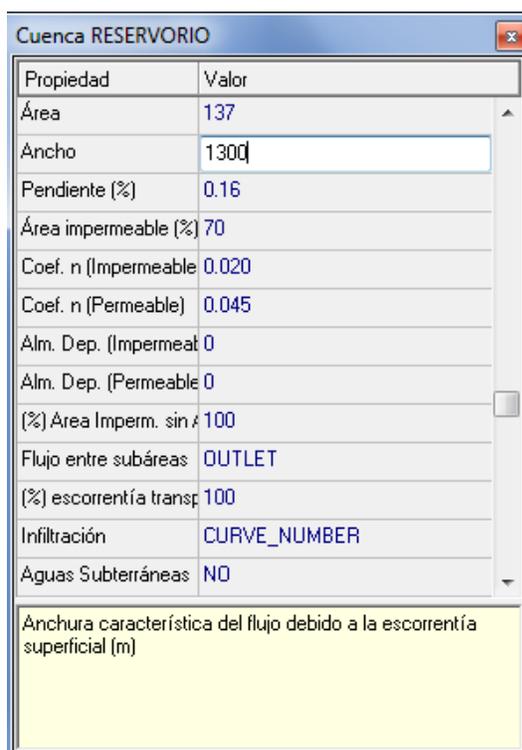


Imagen No. 9. Lluvia Acumulada (mm), para un Periodo de Retorno de 20 años

Luego, se ingresan los parámetros y características de la cuenca en estudio, como se indica en la siguiente Imagen No. 8:



Propiedad	Valor
Área	137
Ancho	1300
Pendiente (%)	0.16
Área impermeable (%)	70
Coef. n (Impermeable)	0.020
Coef. n (Permeable)	0.045
Alm. Dep. (Impermeable)	0
Alm. Dep. (Permeable)	0
(%) Área Imperm. sin A	100
Flujo entre subáreas	OUTLET
(%) escorrentía transp	100
Infiltración	CURVE_NUMBER
Aguas Subterráneas	NO

Anchura característica del flujo debido a la escorrentía superficial (m)

Imagen No. 10. Parámetros Definidos para la Cuenca en Estudio

De la imagen anterior y teniendo en cuenta las unidades definidas, se describen los siguientes valores para la cuenca en estudio, que se presenta en este trabajo para una hoya o cuenca en zona de expansión urbana:

- Área de la cuenca, que corresponde a 137 ha o 1.37 Km<sup>2</sup>.
- Ancho, que corresponde a la anchura media de la cuenca, calculada dividiendo el área total (1.370.000 m<sup>2</sup>) de la cuenca, entre la máxima longitud de la misma, (1053.8 m<sup>2</sup>). Esta longitud se ha medido desde la salida de la cuenca hasta la divisoria de agua aguas arriba de la misma.
- Pendiente media de la cuenca, en porcentaje (%). De acuerdo a lo definido anteriormente, este valor corresponde a S=0.0016 m/m.

- Porcentaje del área impermeable (5). Teniendo en cuenta un desarrollo urbano, se ha definido un valor del 70%.
- Coeficiente n de Manning en las áreas impermeables. Para zonas de desarrollo urbano (tejados, calles, etc.), se tiene un valor de 0.020.
- Coeficiente n de Manning en las áreas permeables. Para zonas con ligera vegetación, se tiene un valor de 0.045.
- Altura de almacenamiento en depresión sobre el área impermeable (m). Se ha tomado este valor igual a cero (0), debido a que el área drena completamente como condición crítica, es decir, que no se producen encharcamientos de determinado nivel o lámina de agua.
- Altura de almacenamiento en depresión sobre el área permeable (m). Se ha tomado este valor igual a cero (0), debido a que el área drena completamente como condición crítica, es decir, que no se producen encharcamientos de determinado nivel o lámina de agua.
- Porcentaje del suelo que no presenta almacenamiento (%). Se ha tomado un valor del 100, ya que no se presenta almacenamiento en toda el área.
- Flujo entre sub-áreas, selección del sentido del flujo interno entre las áreas impermeables y permeables, definiendo que ambas áreas drenan hacia la salida (*OUTLET*).
- Porcentaje de escorrentía transportada. Se ha tomado un valor del 100, ya que se transporta todo.
- Infiltración. Como se mencionó anteriormente, las pérdidas se estimaran mediante el método del SCS, utilizando el valor del número de curva CN igual a 88, definido previamente en el capítulo 5.7.

- Aguas subterráneas. Para el presente trabajo no se define aporte de aguas subterráneas, debido a que no se cuenta con esta información.

De acuerdo a los parámetros mencionados anteriormente y utilizando la herramienta de modelación computacional SWMM v5.0, ingresando el área de la cuenca en ha, el valor de CN igual a 88, un área impermeable del 70%, los parámetros descritos previamente y los hietogramas de diseño resultantes en volumen acumulado, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología de la Onda Cinemática, para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Cuadro No. 24 se presentan con todo detalle el resultado de estos análisis y los caudales pico resultantes, 3.45, 4.45, 5.45, 6.68, 8.73, 10.68 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.

En el Cuadro No. 25 y la Figura No. 8, se presentan los hidrogramas de salida de la cuenca en estudio para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

En el Anexo No. 6, se presenta la modelación hidrológica en SWMM v5.0 por el método de la Onda Cinemática.

## 6. CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO

### 6.1 INTRODUCCIÓN

La amortiguación de aguas pluviales se realiza a partir de un almacenamiento temporal de la escorrentía, ya sea en contenedores subterráneos, lagunas, cuencas o depresiones. La amortiguación de aguas pluviales es típicamente necesaria en los nuevos desarrollos, debido a las altas tasas de escorrentía causadas por el aumento del área impermeable, tales como calles, caminos de entrada, techos, aceras, etc. Mayores tasas de escorrentía de un sitio normalmente aumentan la gravedad y frecuencia de las inundaciones para las propiedades aguas abajo y las estructuras transporte. (S. Rocky Durrans, 2003)

Si el escurrimiento se recoge en un centro de amortiguación, puede ser puesto en libertad a las propiedades aguas abajo de una manera controlada de tal manera que las inundaciones aguas abajo y otros impactos adversos estén prevenidas o aliviadas. La amortiguación de aguas pluviales es un enfoque ampliamente practicado a la gestión de las aguas pluviales en zonas urbanas. (S. Rocky Durrans, 2003)

En la Imagen No. 11, se ilustra el concepto general de la implementación de un reservorio como amortiguador de caudales pico, hidrogramas de escorrentía. En la imagen, se observa un flujo de escorrentía, hidrograma de una o varias áreas de drenaje que contribuyen, se dirige a un almacenamiento, en este caso un reservorio o estanque de amortiguación. El escurrimiento es entonces liberar del reservorio de almacenamiento un flujo a una velocidad controlada, tasas inferiores, a través de una estructura de salida de tamaño adecuado, como una alcantarilla o un canal. El resultado es un hidrograma de salida del estanque que es sustancialmente más plana (es decir, tiene un caudal máximo reducido) que el hidrograma de entrada. (S. Rocky Durrans, 2003)

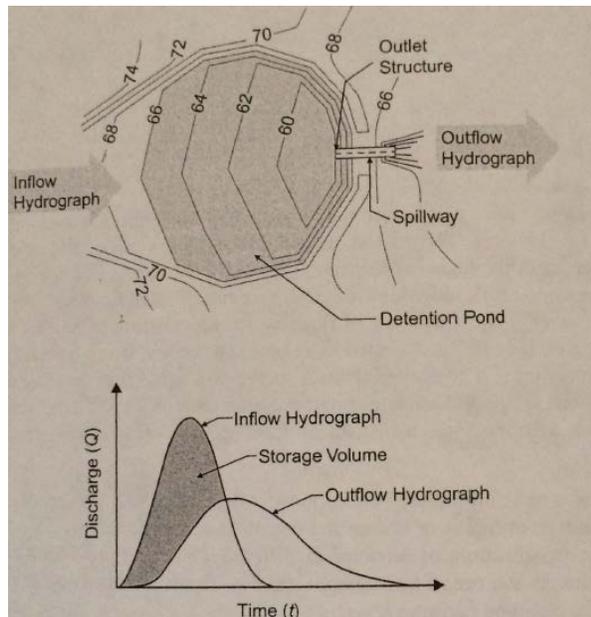


Imagen No. 11. Reservorio como Amortiguador de Caudales Pico.

Fuente: (S. Rocky Durrans, 2003) Pág. 477.

### Las ventajas de implementar estanques (ponds)

Las ventajas de implementar reservorios, es el de reducir los daños por inundaciones debido a las máximas descargas que se producen debido al desarrollo urbano de estas zonas. Sin embargo, incluso si se cumplen estos objetivos de pico de descarga, la mayoría de los reservorios no mitigan el aumento del volumen de la escorrentía causada por este desarrollo de la tierra. Por lo tanto, con la amortiguación, el flujo máximo desde un sitio no será mayor de lo que era antes del desarrollo, pero el flujo se producirá durante un período más largo. (S. Rocky Durrans, 2003)

Además de la reducción de la descarga máxima, la detención de aguas pluviales mejora la calidad de las aguas de escorrentía. El tiempo de residencia como consecuencia de la baja velocidad del flujo a través de un reservorio de amortiguación puede dar tiempo suficiente para que las partículas en suspensión y los contaminantes adsorbidos puedan establecerse fuera de la columna de agua. Los reservorios pueden ayudar a reducir las cargas contaminantes de las aguas receptoras. El logro de una reducción significativa de carga a menudo requiere

que se preste una mayor atención a la selección de la forma del reservorio, la profundidad del estanque, planes de mantenimiento y la vegetación. (S. Rocky Durrans, 2003)

Para el presente trabajo, se debe tener en cuenta en la implementación y diseño del reservorio los siguientes criterios:

- ✓ El periodo de retorno de diseño.
- ✓ El hidrograma de diseño a la entrada del reservorio.
- ✓ El tipo de descarga del reservorio (vertedero, canal, alcantarilla o un sistema de bombeo).

## 6.2 CALCULO DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO

De acuerdo a los resultados obtenidos de los hidrogramas de salida de la cuenca definida en el presente estudio, se ha tomado el hidrograma de entrada al reservorio el obtenido por el método de **onda cinemática** para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, determinado por modelación en el programa SWMM, con base al análisis realizado en los capítulos anteriores.

Debido a la topografía del terreno en estudio, por ser un área relativamente plana, se recomienda seleccionar como alternativa de evacuación del reservorio un sistema de bombeo, que descargue directamente a un canal de evacuación con flujo a superficie libre, que llevará las aguas a una fuente receptora, como se muestra en el Plano No. 4.

La alternativa seleccionada puede ser diferente, si por ejemplo, se cuenta con un terreno con altas pendientes o zonas de topografías montañosas. En la siguiente Imagen No. 12, Se muestra una posible alternativa:

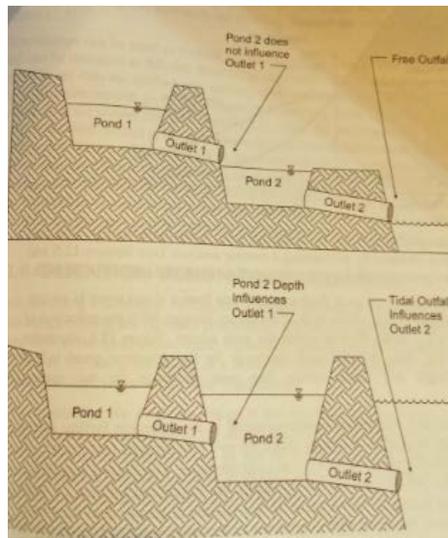


Imagen No. 12. Alternativas de Reservorios.

Fuente: (S. Rocky Durrans, 2003) Pág. 485.

En la imagen anterior, se observa la implementación de dos esquemas posibles de reservorios escalonados, conectados mediante alcantarillas de salida que finalmente entregan a la fuente receptora.

Por tanto, se proyecta la implementación de un reservorio que amortiguará el caudal pico, calculado en base a las siguientes premisas:

- Condición de descarga por bombeo, debido a la topografía del sector.
- Tiempo de vaciado menor a 20 horas, funcionalidad con periodos de lluvia en días consecutivos.

Utilizando el programa SWMM 5.0 vE, se parte de la modelación hidrológica del numeral 5.16.4, para lo cual, se realiza la ampliación del modelo, incluyendo los elementos hidráulicos adicionales, como el reservorio o depósito, la estación de bombeo y el canal de descarga al cuerpo de agua receptor, como se muestra en la imagen No 13:

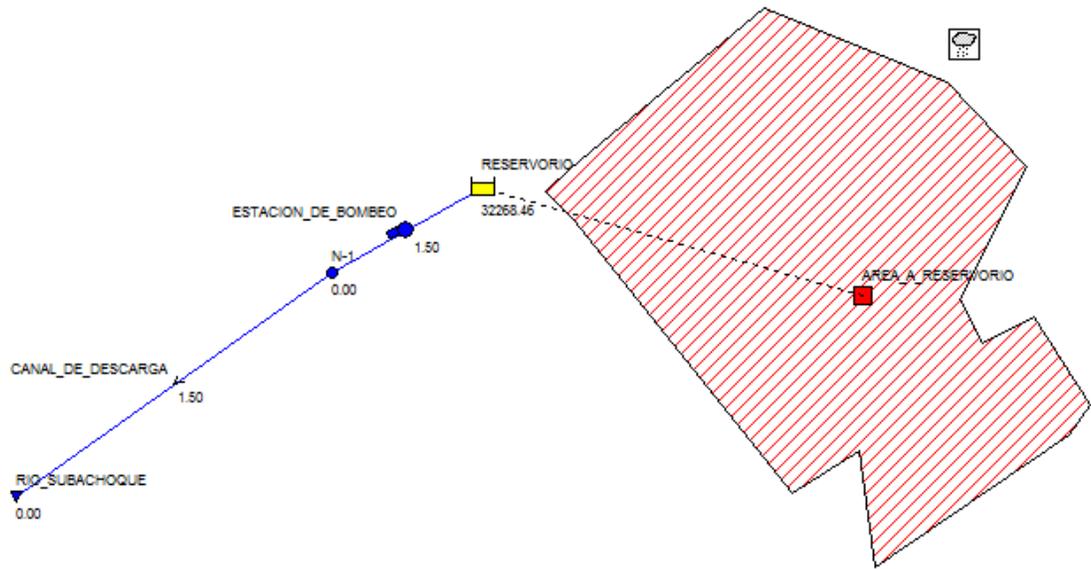


Imagen No. 13. Mapa del modelo de SWMM.

En la imagen anterior, se muestran los parámetros principales a definir, la cuenca aportante, el reservorio, el sistema de bombeo y el canal de descarga.

En primer lugar, para determinar el volumen del reservorio, se debe tener en cuenta el hidrograma de entrada para diferentes periodos de retorno y el sistema de bombeo operando, con el fin de disminuir el volumen del reservorio, que tendrá como encendió el nivel de 0.50 m desde el fondo del reservorio.

Para el reservorio, se proyectará el volumen sobre una sección artificial de canal excavado en una longitud disponible en el terreno de 1200 metros. En el Plano No. 4, se presenta en detalle el sitio adecuado para el reservorio y su longitud.

En el reservorio, se determinó el área, la profundidad y la cota, para este caso se consideró que la relación sea lineal, teniendo en cuenta la proyección de los 1200 m. En la Imagen No. 14, se muestran los valores ingresados en la función “depósito” del programa SWMM:

Propiedad	Valor
Nombre	RESERVORIO
Coordenada X	411.392
Coordenada Y	8085.443
Descripción	
Marca	
Aportes	NO
Tratamiento	NO
Cota del fondo	47.00
Nivel Máximo	2
Nivel inicial	0
Area de inundación	20000
Factor de evaporación	0
Infiltración	NO
Curva de almacenamiento	FUNCTIONAL
Curva definida por función	
Coeficiente	20000
Exponente	1
Constante	0
Nivel máximo del depósito (m)	

Imagen No. 14. Parámetros del Depósito.

De acuerdo a la topografía del terreno, el reservorio tendrá la cota 2547 msnm, tendrá una profundidad máxima de 2.0 m. y un área de inundación 20.000 m<sup>2</sup> supuesta, es decir, un volumen total máximo de 40000 m<sup>3</sup> y observar el comportamiento de la gráfica del volumen **almacenado vs tiempo**, con base en el hidrograma de entrada y el sistema de bombeo operando en el mismo tiempo.

En la estación de bombeo los parámetros a definir son:

- Condiciones del nivel para el encendido de la bomba.
- Condiciones del nivel para el apagado de la bomba.
- La curva de funcionamiento del sistema.

En la imagen No 15, se muestran los valores ingresados en la función “bomba” del programa SWMM:

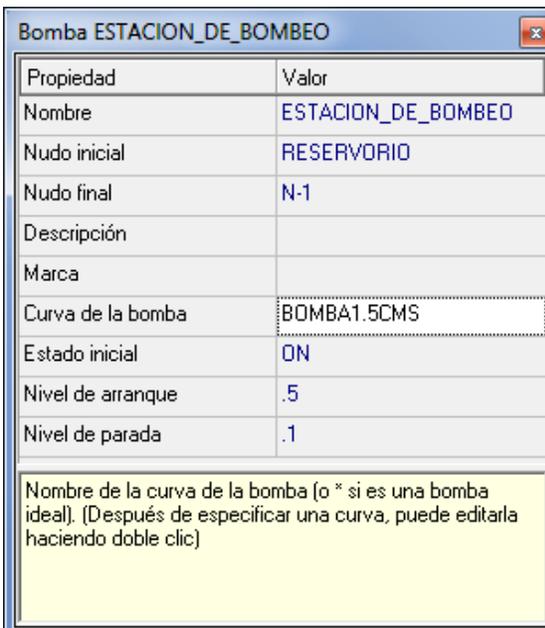


Imagen No. 15. Parámetros de la Estación de Bombeo.

En la imagen anterior, se ha definido el nivel de arranque en un nivel de aguas en el reservorio de 0.50 m, y se apaga para un nivel de aguas en el reservorio de 0.10 m.

En el canal de descarga final, se deberá definir la geometría, longitud y coeficiente de Manning (n).

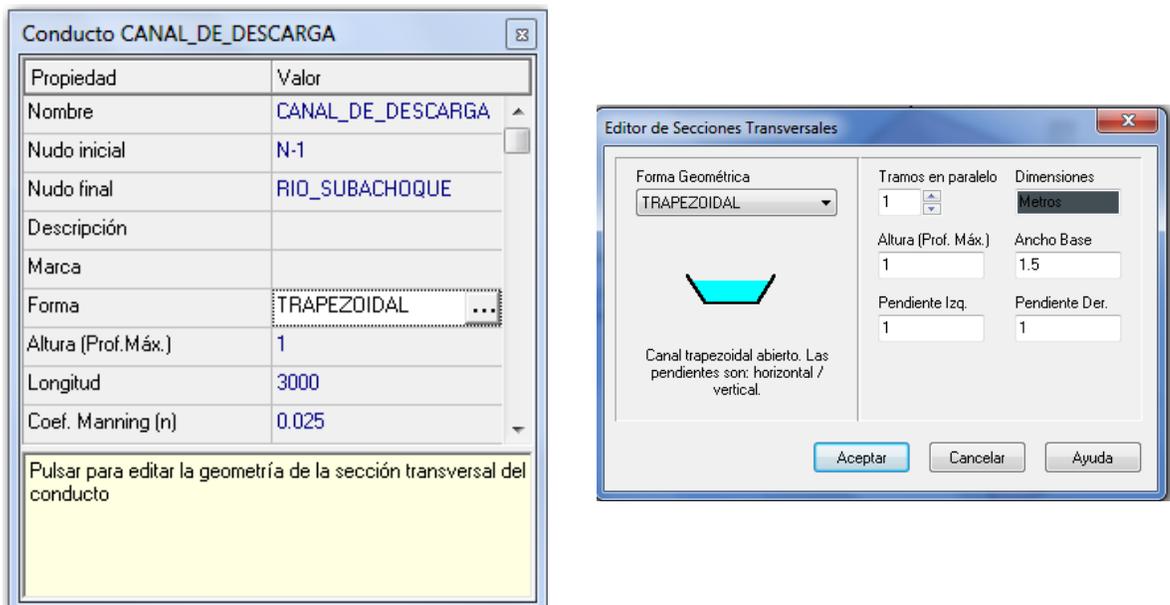


Imagen No. 16. Parámetros del Canal de Descarga.

En la anterior imagen, se muestra que el canal de descarga definido para el presente trabajo es trapezoidal; igualmente, el usuario puede definir un canal de descarga diferente, con base en la topografía del terreno o en el área disponible de terreno para la descarga, bien sea en tubería o en un canal rectangular.

El canal trapezoidal definido cuenta con los siguientes parámetros:

- Cota de entrada (2551.0 msnm) y de salida (2546.5 msnm), indicada en los nodos.
- Longitud, igual a 3000 m hasta la entrega de la fuente receptora, la cual es el río Subachoque, de acuerdo al presente trabajo.
- Coeficiente (n) de rugosidad de Manning, igual a 0.025 para un canal revestido en concreto. (Chow V. T., 1959)
- Ancho de la base del canal, definida en 1.5 m.
- Talud, 1:1, definido para el presente trabajo.
- Profundidad o altura del canal, igual a 1.00 m.

Estos parámetros mencionados previamente, pueden ser modificados y varía de acuerdo con las condiciones del terreno y el área disponible para trazar el canal. Se debe tener especial cuidado cuando el canal cruce zonas o áreas ocupadas por viviendas u otro tipo de edificaciones, así como calles, andenes, o redes de servicio público.

### 6.3 RESULTADOS

Se han realizado diferente corridas del modelo, implementando estaciones de bombeo con caudales de salida de 1.0 m<sup>3</sup>/s y 1.5 m<sup>3</sup>/s. En la implementación de la estación de bombeo de 1.0 m<sup>3</sup>/s se obtienen volúmenes máximos a almacenar de 13253, 18415, 23188, 28776, 37553, 45451 m<sup>3</sup>, para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, y para la implementación de la estación de bombeo de 1.5 m<sup>3</sup>/s se obtiene volúmenes máximos a almacenar de 9601, 14294, 18721, 23968, 32282, 39845 m<sup>3</sup>, para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, respectivamente.

En el Cuadro No. 26 y 27 y en las Figuras No. 9 y No 10, se presentan las curvas del volumen del **reservorio vs tiempo**, para los diferentes periodos de retorno definidos previamente.

Se encuentra que para cumplir las premisas se requiere una estación de bombeo con capacidad de 1.5 m<sup>3</sup>/s con lo cual el volumen proyectado en el reservorio es de 40000 m<sup>3</sup>, y el cual tiene una capacidad de diseño para la avenida de 100 años. El tiempo máximo de vaciado del reservorio se presenta a las 13 horas y 50 minutos posteriores al inicio del hidrograma de entrada para el periodo de retorno de 100 años.

Se considera recomendable el volumen del reservorio de 40000 m<sup>3</sup> cumpliendo éste para un periodo de retorno de 100 años, requiriéndose una sección transversal de 34 m<sup>2</sup> en una longitud de desarrollo de 1200 metros, para el cual es funcional una estación de bombeo de 1.5 m<sup>3</sup>/s.

El volumen del reservorio y caudal de la estación de bombeo dependerá del criterio de diseño, si se tiene un nivel de complejidad bajo, se podría tener un periodo de diseño menor de 100 años.

Con las condiciones anteriores en la descarga de la estación de bombeo se proyecta un canal de descarga con una sección transversal trapezoidal de base 1.50 metros, taludes 1:1 y profundidad de 1.0 metro, el cual de acuerdo a la topografía tendrá una pendiente longitudinal de 0.15% y longitud de 3000 metros. El flujo en el canal es permanente, transportando el caudal bombeado de 1.5 m<sup>3</sup>/s, en las condiciones de flujo que se muestran a continuación:

<b>Caudal</b>	<b>Nivel</b>	<b>Velocidad</b>	<b>Nº Froude</b>	<b>Profundidad de flujo</b>
<b>(CMS)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m/s)</b>		<b>(m)</b>
1.5	0.73	0.92	0.39	0.73

En el Anexo No. 7, se presenta la modelación hidrológica e hidráulica en SWMM v5.0. El reservorio, el sistema de bombeo y el canal de descarga.

En el Cuadro No. 28, se presentan los resultados obtenidos para los caudales máximos instantáneos anuales por las diferentes metodologías analizadas. Se encuentra en general que los caudales máximos instantáneos obtenidos por el método del Soil Conservation Service son los mayores en comparación con los demás métodos. Adicionalmente, se observa que hay una buena similitud de los resultados de caudales obtenidos por el método de la onda cinemática para la modelación hidrológica realizada por HEC-HMS y SWMM, teniendo en cuenta que se han utilizado las mismas características geométricas y de análisis para la hoya hidrográfica en estudio. También se detalla que el método que arroja los valores de caudales máximos instantáneos anuales más bajos es el del hidrograma unitario de Clark, partiendo del hecho que para la estimación del tiempo de concentración por este método tiende a arrojar valores altos lo que se traduce en una atenuación de los caudales pico resultantes. Por otra parte se tiene que los resultados determinados por el método del hidrograma unitario sintético de Snyder no presentan una diferencia muy grande con los demás métodos, ya que, si se compara con el SCS u Onda Cinemática, por ejemplo, la variación es casi que de un metro cubico por segundo de caudal pico resultante para los diferentes periodos de retorno.

#### 6.4 MANUAL PARA EJECUCIÓN DE LOS ARCHIVOS (HEC-HMS Y SWMM)

En el presente subcapítulo se pretende ilustrar al usuario en cuanto a la manipulación de los archivos en HEC-HMS y SWMM que se presentan en los Anexos No.1 al No. 7 en medio magnético, que hacen parte del presente trabajo, con el fin de evitar inconvenientes en la lectura de los mismos.

Se recomienda que:

- El usuario ingrese a la carpeta **Anexos.**
- Busque el Anexo que desea consultar, por ejemplo, **Anexo No. 2 – Modelación Hidrológica SCS.**
- Ingrese a dicha carpeta y copie el archivo **Reservorio SCS.**
- Seguidamente pegue el archivo **Reservorio SCS** en el escritorio.
- Luego ejecute el programa **HEC-HMS v3.5** y abra el archivo desde allí.

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En el presente estudio se ha planteado un procedimiento y una metodología básica para la implementación de reservorios como amortiguación de caudales pico, en la cual se parte de la información y estudio hidrológico, la modelación hidráulica e hidrológica comparativa mediante dos diferentes herramientas computacionales (HEC-HMS y SWMM) y el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas, tomando como área de estudio la zona de expansión urbana norte del municipio de Mosquera en el departamento de Cundinamarca, teniendo en cuenta el cambio de uso de zona agrícola o rural a urbana.
- El área de estudio que se ha seleccionado, y la cual se considera adecuada para la aplicabilidad en este trabajo, es el área de expansión urbana al norte de Mosquera, en sus límites con los municipios de Funza y Madrid, sector de Siete Trojes, con coordenadas medias 1'015.000 m. Norte y 983.000 m. Este y una altura de 2550 metros sobre el nivel del mar.
- Hidrográficamente la cuenca que fue seleccionada para el presente estudio se encuentra en una zona de topografía relativamente plana, con pendientes en promedio de (0.0 a 0.5) %. Al Sur del sitio de estudio, a una distancia de 4.5 Km se encuentra el río Bojacá, el cual no presenta inundaciones sobre el terreno en estudio de acuerdo a la información recopilada en campo.
- Como fue posible encontrar y observar en el análisis de precipitación media mensual multianual, las estaciones cercanas al área de proyecto, como lo son las estaciones Base Aérea Madrid, Tibaitatá y Casa Blanca, presentan una distribución bimodal muy similar, en donde también coinciden los meses más lluviosos del año, a diferencia de la estación Flores Colombianas, que se encuentra más retirada del área de proyecto, presenta una variación pequeña en los valores de precipitación, además de que los meses más lluviosos son los de marzo a mayo, mientras que para las primeras son los meses de octubre a noviembre.

- Se han estimado las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia, a partir de los dos análisis mostrados anteriormente, en donde se encuentra que la media de precipitación máxima en 24 h para la estación Tibaitatá es igual a 36.44 mm, y la obtenida por las áreas de influencia de las estaciones por polígonos de Thiessen es igual a 32.35 mm. Por tanto se determinaron valores de intensidades mayores para la estación Tibaitatá, aunque es de resaltar que las intensidades resultantes por el método de los polígonos de Thiessen son muy similares a las primeras. Sin embargo para efectos del presente trabajo y partiendo de la seguridad y conservación de los hidrogramas de crecientes máximas que se necesitan, se tomaron para la realización de los resultados las curvas I-D-F de la estación pluviométrica Tibaitatá.
- Se han determinado los Hidrogramas de creciente y los caudales máximos instantáneos, a partir de programas basados en modelación hidrológica (HEC-HMS y SWMM), que son de uso común, teniendo en cuenta un análisis lluvia-escorrentía, basado en metodologías tales como el hidrograma unitario de Snyder, SCS, Clark y Onda Cinemática para diferentes periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, que se pueden llegar a presentar en el área de expansión urbana al norte de Mosquera, comprendida por aproximadamente 100 hectáreas.
- Teniendo en cuenta, que para la modelación de los hidrogramas de salida que se realizaron en HEC-HMS y SWMM, se definió el método del Soil Conservation Service de los Estados Unidos de América para calcular las abstracciones o pérdidas de una tormenta, donde para el presente trabajo la zona de proyecto corresponde a un área de expansión urbana, en Mosquera, se ha seleccionado desde el punto de vista de la seguridad en relación a caudales resultantes, un valor de CN ponderado, partiendo de un 30% del área con cobertura vegetal buena un CN=74, y 70% para un desarrollo urbano predominando zonas duras un CN=94, teniendo por tanto un CN ponderado igual a 88, con grupo de suelo hidrológico C

(Moderadamente alto potencial de escorrentía) y “del 50 al 75% del suelo cubierto y con pastoreo no muy intensivo.

- Los resultados de la estimación del tiempo de concentración ( $t_c$ ) son muy diferentes entre sí puesto que cada autor estima su ecuación para una cuenca con características muy particulares, por lo que debe tenerse mucho cuidado para la selección del valor más adecuado del tiempo de concentración. Sin embargo, para el presente trabajo se tomará el tiempo de concentración corresponde a la mediana de los catorce (14) valores previos calculados, estimado igual a  $t_c=72.95$  min.
- Se determinó la tormenta de diseño de acuerdo con las curvas IDF seleccionadas anteriormente, calculando curvas de masas, incrementos de lluvia y dándoles un arreglo más crítico, por medio del bloque alterno, para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.
- Para la hoya hidrográfica resultante del área de expansión en Mosquera se determinaron los coeficientes de reducción de la lluvia por Fhruling, Instituto de Ingenieros y Norte América, encontrando valores de 0.82, 0.92 y 0.99, respectivamente. Se encuentra que estos valores varían muy poco de acuerdo al autor, para fhruling se encuentra una reducción total casi del 20%, para los demás un 6%, sin embargo se recomienda tomar el valor promedio de los tres datos, debido a la similitud de los resultados, el cual es 0.91, el cual se ha aplicado a los incrementos arreglados de precipitación de los hietogramas de diseño, obteniendo una reducción de los valores de precipitación y los hietogramas de diseño resultantes.
- Con base en el valor de **CN**, la longitud del cauce principal, la pendiente de la cuenca y el tiempo de concentración  **$t_c$**  igual a 72.95 min, se ha calculado el tiempo de desfase  $T_{lag}$  igual a 0.73 horas, de la hoya hidrográficas en estudio.
- De acuerdo a los parámetros determinados y utilizando la herramienta de modelación computacional HEC-HMS 3.5, ingresando el área de la cuenca

de 1.37 Km<sup>2</sup>, el tiempo de retardo (Tlag) igual a 0.73 horas, el valor de CN igual a 88 y los hietogramas de diseño resultantes, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología del SCS obteniendo caudales pico resultantes de 5.13, 6.20, 7.16, 8.26, 9.96, 11.47 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.

- De igual forma y utilizando la herramienta de modelación computacional HEC-HMS 3.5, ingresando el área de la cuenca de 1.37 Km<sup>2</sup>, el standard lag (**t<sub>pr</sub>**) igual a 1.06 horas, peaking coefficient (**C<sub>p</sub>**) igual a 0.69, el valor de CN igual a 88, y los hietogramas de diseño resultantes, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología del hidrograma unitario de Snyder obteniendo caudales pico resultantes de 4.03, 4.87, 5.62, 6.47, 7.80, 8.98 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.
- De acuerdo a los parámetros mencionados anteriormente y utilizando la herramienta de modelación computacional HEC-HMS 3.5, ingresando el área de la cuenca de 1.37 Km<sup>2</sup>, el tiempo de concentración **T<sub>c</sub>** igual a 2.73 horas, el storage coefficient **R** igual a 1.36 horas, el valor de CN igual a 88, impermeabilidad del 70% y los hietogramas de diseño resultantes, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología del hidrograma unitario de Clark obteniendo caudales pico resultantes de 2.53, 3.05, 3.51, 4.04, 4.87, 5.60 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.
- Al realizar un análisis de sensibilidad, se encuentra que a menor valor del coeficiente de almacenamiento **R**, mayores serán los caudales pico resultantes en el modelo. Y entre menor sea el valor de **T<sub>c</sub>**, mayores serán los caudales pico resultantes.
- Es de resaltar que el método de la onda cinemática, está diseñado principalmente para la representación de las zonas urbanas, aunque se puede utilizar para las regiones no desarrolladas también. Se trata de un

modelo conceptual que incluye uno o dos planos representativos. Típicamente, un plano se utiliza para superficies permeables y una para impermeable. La misma condición límite meteorológico se aplican a cada plano. Sin embargo, la tasa de pérdida de información es independiente requerida para cada plano y se introduce por separado, como parte del método de pérdida.

- Así mismo utilizando la herramienta de modelación computacional HEC-HMS 3.5, ingresando el área de la cuenca de 1.37 Km<sup>2</sup>, el valor de CN igual a 88, un área impermeable del 70%, los parámetros descritos previamente en el presente trabajo y los hietogramas de diseño resultantes, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología de la Onda Cinemática obteniendo caudales pico resultantes de 3.61, 4.73, 5.77, 7.04, 9.18, 11.12 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.
- Con base a los parámetros mencionados previamente en el presente trabajo y utilizando la herramienta de modelación computacional SWMM v5.0, ingresando el área de la cuenca 137 ha, el valor de CN igual a 88, un área impermeable del 70% y los hietogramas de diseño resultantes en volumen acumulado, se determinan los hidrogramas de crecientes de salida mediante la metodología de la Onda Cinemática obteniendo caudales pico resultantes de 3.45, 4.45, 5.45, 6.68, 8.73, 10.68 m<sup>3</sup>/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años respectivamente.
- Se encuentra en general que los caudales máximos instantáneos obtenidos por el método del Soil Conservation Service son los mayores en comparación con los demás métodos. Adicionalmente, se observa que hay una buena similitud de los resultados de caudales obtenidos por el método de la onda cinemática para la modelación hidrológica realizada por HEC-HMS y SWMM, teniendo en cuenta que se han utilizado las mismas características geométricas y de análisis para la hoya hidrográfica en estudio. También se detalla que el método que arroja los valores de caudales máximos instantáneos anuales más bajos es el del hidrograma

unitario de Clark, partiendo del hecho que para la estimación del tiempo de concentración por este método tiende a arrojar valores altos lo que se traduce en una atenuación de los caudales pico resultantes. Por otra parte se tiene que los resultados determinados por el método del hidrograma unitario sintético de Snyder no presentan una diferencia muy grande con los demás métodos, ya que, si se compara con el SCS u Onda Cinemática, por ejemplo, la variación es casi que de un metro cubico por segundo de caudal pico resultante para los diferentes periodos de retorno.

- Las ventajas de implementar reservorios, es el de reducir los daños por inundaciones debido a las máximas descargas que se producen debido al desarrollo urbano de estas zonas. Sin embargo, incluso si se cumplen estos objetivos de pico de descarga, la mayoría de los reservorios no mitigan el aumento del volumen de la escorrentía causada por este desarrollo de la tierra. Por lo tanto, con la amortiguación, el flujo máximo desde un sitio no será mayor de lo que era antes del desarrollo, pero el flujo se producirá durante un período más largo.
- Para el presente trabajo, se ha tenido en cuenta en la implementación y diseño del reservorio los siguientes criterios:
  - El periodo de retorno de diseño.
  - El hidrograma de diseño a la entrada del reservorio.
  - El tipo de descarga del reservorio (vertedero, canal, alcantarilla o un sistema de bombeo). Seleccionando un canal en el estudio realizado, el cual puede variar dependiendo de las condiciones físicas del terreno hasta la entrega de la fuente receptora.
- De acuerdo a los resultados obtenidos de los hidrogramas de salida de la cuenca definida en el presente estudio, se ha tomado el hidrograma de entrada al reservorio el obtenido por el método de **onda cinemática** para diferentes periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, determinado por modelación en el programa SWMM, con base en la gran cantidad de características de la cuenca que toma el programa y los caudales máximos

resultantes que son casi iguales a los obtenidos en el HEC-HMS por la misma metodología.

- Debido a la topografía del terreno en estudio, por ser un área relativamente plana, se recomienda seleccionar como alternativa de evacuación del reservorio un sistema de bombeo, que descargue directamente a un canal de evacuación con flujo a superficie libre, que llevará las aguas a una fuente receptora.
- El sistema de bombeo operando permite disminuir el volumen del reservorio y que tendrá como encendido el nivel de 0.50 m y de apagado de 0.10 m desde el fondo del reservorio, además de un tiempo de vaciado menor a 20 horas para una funcionalidad con periodos de lluvia en días consecutivos.
- Para el reservorio, se proyectó el volumen sobre una sección artificial de canal excavado en una longitud disponible en el terreno de 1200 metros.
- El canal trapezoidal definido cuenta con una longitud igual a 3000 m hasta la entrega de la fuente receptora, la cual es el río Subachoque, de acuerdo al presente trabajo, un coeficiente (n) de rugosidad de manning igual a 0.025 para un canal revestido en concreto, ancho de la base del canal definida en 1.5 m, un talud 1:1 y una profundidad o altura del canal, igual a 1.00 m, el cual de acuerdo a la topografía tendrá una pendiente longitudinal de 0.15%.
- Los resultados obtenidos implementando estaciones de bombeo con caudales de salida de 1.0 m<sup>3</sup>/s y 1.5 m<sup>3</sup>/s son los siguientes: para la estación de bombeo de 1.0 m<sup>3</sup>/s se obtienen volúmenes máximos a almacenar de 13253, 18415, 23188, 28776, 37553, 45451 m<sup>3</sup>, para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, y para la implementación de la estación de bombeo de 1.5 m<sup>3</sup>/s se obtiene volúmenes máximos a almacenar de 9601, 14294, 18721, 23968, 32282, 39845 m<sup>3</sup>, para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años, respectivamente.

- Se ha considerado recomendable el volumen del reservorio de 40000 m<sup>3</sup> cumpliendo éste para un periodo de retorno de 100 años, requiriéndose una sección transversal de 34 m<sup>2</sup> en una longitud de desarrollo de 1200 metros, para el cual es funcional una estación de bombeo de 1.5 m<sup>3</sup>/s. Igualmente si se aumenta el caudal de descarga el volumen del reservorio disminuirá, sin embargo se debe tener en cuenta la relación costo-eficiencia que dependerá de las particularidades de cada proyecto.
- El volumen del reservorio y caudal de la estación de bombeo dependerá del criterio de diseño, si se tiene un proyecto a desarrollar con un nivel de complejidad bajo, se podría tener un periodo de diseño menor de 100 años.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

1. Agency, U. E. (1971). *Manual SWMM (Storm Water Management Model)*. Óregon, EE.UU: División de Laboratorio de Investigación Nacional de Gestión de Riesgos de la Agencia de Protección Ambiental de EE.UU. Recursos Hídricos y suministro de agua.
2. Chow, V. M. (1988). *Applied Hydrology*. New York, EE.UU: McGraw Hill.
3. Chow, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill Kogakusha Ltd.
4. Clark, C. (1945). *Storage and the Unit Hydrograph*. ASCE Trans, 110.
5. Engineers, U. S. (2008). *HEC-HMS, Hydrology Engineering Center - Hydrologic Modelling System*. Estados Unidos: Copyright Haestad Methods, Inc. V. 3.5.
6. Ltda., I. I. (1995). *Estudio para el Análisis y Caracterización de Tormentas de la Sabana de Bogotá*. Santafe de Bogotá D.C., Colombia.
7. Maidment, D. (1993). *Handbook of Hydrology*. New York, EE.UU: McGraw-Hill Inc.
8. Monsalve Sáenz, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Santafe de Bogotá D.C., Colombia: Escuela Colombia de Ingeniería.
9. S. Rocky Durrans, H. M. (2003). *Stormwater Conveyance Modeling and Design*. Waterbury, CT USA: Haestad Press.
10. Vargas, R. D. (1998). *Curvas Sintéticas Regionalizadas de Intensidad - Duración - Frecuencia para Colombia*. Santafe de Bogotá D.C., Colombia: Universidad de los Andes.

11. Velez, J. B. (2010). *Estimación del Tiempo de Concentración y Tiempo de Rezago en la Cuenca Experimental Urbana de la Quebrada San Luis*. Manizales, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

## CUADROS

CUADRO No. 1  
 CARACTERÍSTICAS DE LOCALIZACIÓN DE LAS ESTACIONES HIDROCLIMATOLÓGICAS  
 REPRESENTATIVAS - SITIO DEL PROYECTO

CODIGO	TE	NOMBRE DE ESTACION	NOMBRE CUENCA	DPTO.	NOMBRE MUNICIPIO	COORDENADAS		COORD PLANAS		ELEVACIÓN (msnm)
						GEODÉSICAS		Y(Norte)	X(Este)	
2120577	CO	BASE AEREA MADRID	BOGOTA	CUNDINAMARCA	MADRID	04°44'N	74°16'W	1015167.13	979014.14	2550
21205420	AM	TIBAITATA	BALSILLAS	CUNDINAMARCA	MOSQUERA	04°42'N	74°12'W	1011479.80	984560.59	2543
21206060	ME	CASABLANCA	BALSILLAS	CUNDINAMARCA	MADRID	04°43'N	74°16'W	1013324.09	979013.66	2575
21206210	ME	FLORES COLOMBIANAS	BOGOTA	CUNDINAMARCA	FUNZA	04°44'N	74°10'W	1015165.02	990108.44	2560

Nota:

- AM Agrometereológica
- ME Metereológica
- CO Climatológica Ordinaria

CUADRO No. 2  
ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA ORDINARIA BASE AÉREA MADRID  
(PERIODO 1974 - 2012)  
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL  
(valores en mm)

Hoja 1 de 4

MES	PRECIPITACIÓN (mm)
Enero	5.2
Febrero	11.2
Marzo	12.9
Abril	18.1
Mayo	17.4
Junio	12.9
Julio	10.3
Agosto	10.1
Septiembre	13.5
Octubre	18.5
Noviembre	17.1
Diciembre	12.1
ANUAL	13.3

CUADRO No. 2  
ESTACIÓN AGROMETEREOLÓGICA TIBAITATÁ  
(PERIODO 1955 - 2013)  
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL  
(valores en mm)

Hoja 2 de 4

MES	PRECIPITACIÓN (mm)
Enero	9.2
Febrero	12.9
Marzo	16.9
Abril	21.3
Mayo	17.0
Junio	15.9
Julio	11.9
Agosto	10.6
Septiembre	13.8
Octubre	23.8
Noviembre	21.6
Diciembre	16.7
ANUAL	16.0

CUADRO No. 2  
ESTACIÓN METEREOLÓGICA CASABLANCA  
(PERIODO 1981 - 2012)  
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL  
(valores en mm)

Hoja 3 de 4

MES	PRECIPITACIÓN (mm)
Enero	7.5
Febrero	8.1
Marzo	14.1
Abril	17.2
Mayo	16.0
Junio	11.3
Julio	9.6
Agosto	7.9
Septiembre	12.0
Octubre	15.3
Noviembre	14.4
Diciembre	11.8
ANUAL	12.1

CUADRO No. 2  
ESTACIÓN METEREOLÓGICA FLÓRES COLOMBIANAS  
(PERIODO 1987 - 2011)  
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL  
(valores en mm)

Hoja 4 de 4

MES	PRECIPITACIÓN (mm)
Enero	11.2
Febrero	15.5
Marzo	26.2
Abril	23.5
Mayo	25.0
Junio	14.3
Julio	16.3
Agosto	11.1
Septiembre	12.7
Octubre	22.8
Noviembre	16.1
Diciembre	12.1
ANUAL	17.2

CUADRO No. 3  
ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA ORDINARIA BASE AEREA MADRID  
PRECIPITACIÓN HISTÓRICA MÁXIMA ANUAL EN 24 HORAS

Hoja No. 1 de 4

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1974	22.3*
1976	13.1*
1977	24.9
1978	47.5
1979	33.3
1980	35.5
1981	35.3
1982	19.6*
1983	19.9*
1984	24.4
1985	22.4
1986	30.0
1987	37.0
1988	21.1
1989	27.3
1990	37.3
1991	28.4
1992	17.5*
1993	17.3*
1994	28.7
1995	18.1*
1996	20.5
1997	19.0*
1998	28.4
1999	18.0
2000	28.7
2001	37.8
2002	30.1
2003	14.5*
2004	36.5
2005	40.3
2006	32.0
2007	38.8
2008	41.0
2009	40.0
2010	34.5
2011	32.2
2012	19.9*
Número de Datos	28.00
Media	31.85
Desviación Típica	7.10
Coficiente de Asimetría	-0.05

Nota: Los datos marcados como (\*) no fueron tenidos en cuenta por pertenecer a registros muy incompletos o ser datos atípicos.

CUADRO No. 3  
ESTACIÓN AGROMETEREOLÓGICA TIBAITATA  
PRECIPITACIÓN HISTÓRICA MÁXIMA ANUAL EN 24 HORAS

Hoja No. 2 de 4

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1955	36.7
1956	45.0
1957	45.0
1958	37.0
1959	42.5
1960	36.6
1961	48.3
1962	45.7
1963	25.3
1964	21.3*
1965	28.0
1966	34.3
1967	29.6
1968	38.7
1969	38.2
1970	32.7
1971	27.9
1972	35.3
1973	28.5
1974	27.9
1975	30.7
1976	25.9
1977	23.0
1978	26.2
1979	46.8
1980	26.4
1981	40.9
1982	33.8
1983	50.1
1984	33.3
1985	26.2
1986	25.4
1987	27.1
1988	29.4
1989	58.8
1990	59.8
1991	36.4
1992	23.3
1993	45.0
1994	46.9
1995	35.6
1996	36.2
1997	20.4
1998	30.9
1999	19.5*
2000	27.5
2001	29.0
2002	34.4
2003	20.0
2004	41.5
2005	39.3
2006	48.7
2007	38.6
2008	26.2
2009	46.8
2010	95.0
2011	41.2
2012	35.8
2013	31.1
Número de Datos	57.00
Media	36.44
Desviación Típica	12.02
Coficiente de Asimetría	2.24

Nota: Los datos marcados como (\*) no fueron tenidos en cuenta por pertenecer a registros muy incompletos o ser datos atípicos.

CUADRO No. 3  
ESTACIÓN METEREOLÓGICA CASABLANCA  
PRECIPITACIÓN HISTÓRICA MÁXIMA ANUAL EN 24 HORAS

Hoja No. 3 de 4

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1981	46.9
1982	29.7
1983	28.3
1984	40.0
1985	22.0
1986	0.0*
1987	20.0
1988	55.0
1989	21.0
1990	16.0*
1991	42.0
1992	26.0
1993	34.0
1994	21.0
1995	20.0
1996	39.0
1997	14.0*
1998	29.1
1999	20.0
2000	22.5
2001	17.7*
2002	17.4*
2003	8.5*
2004	17.5*
2005	18.5*
2006	33.2
2007	36.0
2008	28.6
2009	27.0
2010	30.0
2011	31.0
2012	36.0
Número de Datos	24.00
Media	30.76
Desviación Típica	9.17
Coficiente de Asimetría	0.89

Nota: Los datos marcados como (\*) no fueron tenidos en cuenta por pertenecer a registros muy incompletos o ser datos atípicos.

CUADRO No. 3  
ESTACIÓN METEREOLÓGICA FLORES COLOMBIANAS  
PRECIPITACIÓN HISTÓRICA MÁXIMA ANUAL EN 24 HORAS

Hoja No. 4 de 4

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1987	9.1*
1988	100.0
1991	30.4
1992	16.4*
1993	21.7
1994	35.0
1995	65.0
1996	35.0
1997	30.0
1998	26.1
1999	42.4
2000	40.0
2001	44.5
2002	34.0
2003	34.1
2004	28.8
2005	25.9
2006	60.5
2007	36.0
2008	35.0
2009	33.5
2010	34.5
2011	31.2
Número de Datos	21.00
Media	39.22
Desviación Típica	17.34
Coficiente de Asimetría	2.52

Nota: Los datos marcados como (\*) no fueron tenidos en cuenta por pertenecer a registros muy incompletos o ser datos atípicos.

CUADRO No. 4  
 CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA  
 HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO - ESTACIÓN AGROMETEREOLÓGICA TIBAITATA  
 (valores en mm/h)

TIEMPO (min)	PERÍODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
10	68.7	81.0	91.8	104.0	122.6	138.9
20	43.5	51.3	58.1	65.8	77.6	87.9
30	33.3	39.2	44.4	50.4	59.4	67.3
40	27.5	32.5	36.8	41.6	49.1	55.6
50	23.7	28.0	31.7	35.9	42.4	48.0
60	21.1	24.8	28.1	31.9	37.6	42.6
70	19.0	22.4	25.4	28.8	33.9	38.5
80	17.4	20.5	23.3	26.4	31.1	35.2
90	16.1	19.0	21.5	24.4	28.8	32.6
100	15.0	17.7	20.1	22.7	26.8	30.4
110	14.1	16.6	18.9	21.4	25.2	28.5
120	13.3	15.7	17.8	20.2	23.8	26.9
130	12.6	14.9	16.9	19.1	22.6	25.6
140	12.0	14.2	16.1	18.2	21.5	24.3
150	11.5	13.6	15.4	17.4	20.5	23.3
160	11.0	13.0	14.7	16.7	19.7	22.3
170	10.6	12.5	14.1	16.0	18.9	21.4
180	10.2	12.0	13.6	15.4	18.2	20.6

CUADRO No. 5  
 ÁREAS DE INFLUENCIA POR POLÍGONOS  
 DE THIESSEN PARA LA HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO

Estación	Área de influencia (km <sup>2</sup> )	Media Anual de Precipitación (mm)
Base Aerea Madrid	1.99	31.9
Tibaitata	0.42	36.4
Casablanca	0.46	30.8
Flores Colombianas	0.00	39.2

CUADRO No. 6  
 CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA  
 HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO POR POLÍGONOS DE THIESSEN  
 (valores en mm/h)

TIEMPO (min)	PERÍODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
10	62.2	73.4	83.1	94.2	111.1	125.9
20	39.4	46.5	52.6	59.6	70.3	79.6
30	30.1	35.5	40.3	45.6	53.8	60.9
40	24.9	29.4	33.3	37.7	44.5	50.4
50	21.5	25.4	28.7	32.6	38.4	43.5
60	19.1	22.5	25.5	28.9	34.0	38.6
70	17.2	20.3	23.0	26.1	30.8	34.8
80	15.8	18.6	21.1	23.9	28.2	31.9
90	14.6	17.2	19.5	22.1	26.1	29.5
100	13.6	16.1	18.2	20.6	24.3	27.5
110	12.8	15.1	17.1	19.4	22.8	25.9
120	12.1	14.2	16.1	18.3	21.5	24.4
130	11.5	13.5	15.3	17.3	20.4	23.2
140	10.9	12.9	14.6	16.5	19.5	22.1
150	10.4	12.3	13.9	15.8	18.6	21.1
160	10.0	11.8	13.3	15.1	17.8	20.2
170	9.6	11.3	12.8	14.5	17.1	19.4
180	9.2	10.9	12.3	14.0	16.5	18.7

CUADRO No. 7  
 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA HOYA HIDROGRÁFICA - ZONA DE PROYECTO

HOYA No.	NOMBRE	ÁREA CUENCA (km <sup>2</sup> )	LONGITUD DEL CAUCE (m)	LONGITUD DEL CAUCE (km)	H (m)	PENDIENTE DEL CAUCE S (m/m)	C	COEFICIENTE DE RETARDO	RUGOSIDAD CAUCE (n)	ip (mm/hr)	CN
1	RESERVORIO	1.37	1251.41	1.25	2.00	0.0016	0.70	0.01	0.03	79.60	88.00

CUADRO No. 8  
TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN DE LA HOYA HIDROGRÁFICA - RESERVORIO

AUTOR DE LA ECUACIÓN	T <sub>c</sub> (minutos)
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN BRANSBY WILLIAMS	64.15
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN CALIFORNIA CULVERT PRACTICE	56.44
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN CLARK	163.77
ECUACIÓN DE RETARDO SCS	186.92
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN FEDERAL AVIATION AGENCY	84.95
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN GIANDOTTI	348.23
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN IZZARD (1947)	31.03
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN KERBY - HATHAWAY	35.32
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN METODO RACIONAL GENERALIZADO	79.56
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN MORGALY - LINSLEY	20.08
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN KIRPICH	56.36
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN TEMEZ	72.55
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN VT CHOW	148.42
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN VENTURA-HERAS	73.36
PROMEDIO	101.51
MEDIANA	72.95
DESVIACIÓN ESTÁNDAR	86.86
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SELECCIONADO	72.95

CUADRO No. 9  
 CURVAS DE MASAS DE LOS HIETOGRAMAS DE DISEÑO  
 HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO  
 (valores en mm)

TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	11.45	13.50	15.30	17.33	20.44	23.15
20	14.49	17.09	19.36	21.94	25.87	29.31
30	16.64	19.62	22.22	25.18	29.69	33.64
40	18.34	21.63	24.51	27.77	32.74	37.10
50	19.79	23.34	26.44	29.95	35.33	40.02
60	21.06	24.83	28.13	31.87	37.58	42.58
70	22.19	26.17	29.64	33.58	39.61	44.87
80	23.22	27.38	31.02	35.14	41.45	46.95
90	24.17	28.50	32.29	36.58	43.14	48.87
100	25.05	29.54	33.47	37.91	44.71	50.65
110	25.87	30.51	34.57	39.16	46.19	52.32
120	26.65	31.43	35.61	40.34	47.57	53.89
130	27.39	32.30	36.59	41.45	48.88	55.38
140	28.09	33.12	37.52	42.51	50.13	56.79
150	28.75	33.91	38.41	43.52	51.32	58.14
160	29.39	34.66	39.27	44.48	52.46	59.43
170	30.00	35.38	40.08	45.41	53.55	60.67
180	30.59	36.08	40.87	46.30	54.60	61.86

CUADRO No. 10  
 INCREMENTOS DE PRECIPITACIÓN DE LOS HIETOGRAMAS DE DISEÑO  
 HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO  
 (valores en mm)

INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0-10	11.45	13.50	15.30	17.33	20.44	23.15
10-20	3.04	3.59	4.07	4.61	5.43	6.15
20-30	2.14	2.53	2.86	3.24	3.82	4.33
30-40	1.71	2.02	2.28	2.59	3.05	3.46
40-50	1.45	1.71	1.93	2.19	2.58	2.92
50-60	1.27	1.49	1.69	1.92	2.26	2.56
60-70	1.13	1.34	1.51	1.71	2.02	2.29
70-80	1.03	1.22	1.38	1.56	1.84	2.08
80-90	0.95	1.12	1.27	1.44	1.69	1.92
90-100	0.88	1.04	1.18	1.33	1.57	1.78
100-110	0.83	0.97	1.10	1.25	1.47	1.67
110-120	0.78	0.92	1.04	1.18	1.39	1.57
120-130	0.74	0.87	0.98	1.11	1.31	1.49
130-140	0.70	0.82	0.93	1.06	1.25	1.41
140-150	0.67	0.79	0.89	1.01	1.19	1.35
150-160	0.64	0.75	0.85	0.97	1.14	1.29
160-170	0.61	0.72	0.82	0.93	1.09	1.24
170-180	0.59	0.69	0.79	0.89	1.05	1.19
TOTAL	30.59	36.08	40.87	46.30	54.60	61.86

CUADRO No. 11  
 INCREMENTOS ARREGLADOS DE PRECIPITACIÓN DE LOS HIETOGRAMAS DE DISEÑO  
 HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO  
 (valores en mm)

INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0-10	0.59	0.69	0.79	0.89	1.05	1.19
10-20	0.64	0.75	0.85	0.97	1.14	1.29
20-30	0.70	0.82	0.93	1.06	1.25	1.41
30-40	0.78	0.92	1.04	1.18	1.39	1.57
40-50	0.88	1.04	1.18	1.33	1.57	1.78
50-60	1.03	1.22	1.38	1.56	1.84	2.08
60-70	1.27	1.49	1.69	1.92	2.26	2.56
70-80	1.71	2.02	2.28	2.59	3.05	3.46
80-90	3.04	3.59	4.07	4.61	5.43	6.15
90-100	11.45	13.50	15.30	17.33	20.44	23.15
100-110	2.14	2.53	2.86	3.24	3.82	4.33
110-120	1.45	1.71	1.93	2.19	2.58	2.92
120-130	1.13	1.34	1.51	1.71	2.02	2.29
130-140	0.95	1.12	1.27	1.44	1.69	1.92
140-150	0.83	0.97	1.10	1.25	1.47	1.67
150-160	0.74	0.87	0.98	1.11	1.31	1.49
160-170	0.67	0.79	0.89	1.01	1.19	1.35
170-180	0.61	0.72	0.82	0.93	1.09	1.24
TOTAL	30.59	36.08	40.87	46.30	54.60	61.86

CUADRO No. 12  
FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN POR ÁREA DE DRENAJE  
HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO

HOYA HIDROGRÁFICA	FHRÜLING	INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS	NORTEAMÉRICA	FACTOR SELECCIONADO
Reservorio	0.82	0.92	0.99	0.91

CUADRO No. 13  
 INCREMENTOS ARREGLADOS DE LLUVIAS ESPACIALES DE LOS HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN  
 HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO  
 (valores en mm)

INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0-10	0.53	0.63	0.71	0.81	0.95	1.08
10-20	0.58	0.68	0.77	0.87	1.03	1.17
20-30	0.63	0.75	0.85	0.96	1.13	1.28
30-40	0.70	0.83	0.94	1.07	1.26	1.42
40-50	0.80	0.94	1.07	1.21	1.43	1.61
50-60	0.93	1.10	1.25	1.41	1.67	1.89
60-70	1.15	1.35	1.53	1.74	2.05	2.32
70-80	1.55	1.83	2.07	2.34	2.76	3.13
80-90	2.76	3.25	3.68	4.17	4.92	5.57
90-100	10.37	12.23	13.86	15.70	18.52	20.98
100-110	1.94	2.29	2.59	2.94	3.46	3.92
110-120	1.31	1.54	1.75	1.98	2.34	2.65
120-130	1.03	1.21	1.37	1.55	1.83	2.08
130-140	0.86	1.01	1.15	1.30	1.53	1.74
140-150	0.75	0.88	1.00	1.13	1.33	1.51
150-160	0.67	0.79	0.89	1.01	1.19	1.35
160-170	0.60	0.71	0.81	0.91	1.08	1.22
170-180	0.55	0.65	0.74	0.84	0.99	1.12
TOTAL	27.71	32.68	37.03	41.95	49.47	56.04

CUADRO No. 14  
 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS HOYA HIDROGRÁFICA, CÁLCULO DEL TIEMPO DE DESFASE Y  
 CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL DEL SCS

HOYA No.	NOMBRE	AREA CUENCA (km <sup>2</sup> )	LONGITUD DEL CAUCE (m)	PENDIENTE DEL CAUCE S (m/m)	CN	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SELECCIONADO (minutos)	t <sub>lag</sub> (Horas)	CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO ANUAL (m <sup>3</sup> /s)					
								T = 2 Años	T = 5 Años	T = 10 Años	T = 20 Años	T = 50 Años	T = 100 Años
1	RESERVORIO	1.37	1251.41	0.0016	88.00	72.95	0.73	5.13	6.20	7.16	8.26	9.96	11.47

CUADRO No. 15  
HIDROGRAMAS DE CRECIENTES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO  
MÉTODO DEL SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS) - RESERVORIO  
(valores en m<sup>3</sup>/s)

TIEMPO (horas)	PERIODOS DE RETORNO					
	2	5	10	20	50	100
0:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:10	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03
0:20	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12
0:30	0.15	0.18	0.21	0.23	0.27	0.31
0:40	0.29	0.34	0.39	0.44	0.52	0.59
0:50	0.45	0.53	0.60	0.68	0.80	0.91
1:00	0.62	0.72	0.82	0.93	1.10	1.25
1:10	0.79	0.93	1.05	1.19	1.40	1.60
1:20	0.97	1.14	1.29	1.46	1.73	1.98
1:30	1.20	1.42	1.61	1.84	2.19	2.50
1:40	1.77	2.10	2.41	2.75	3.30	3.80
1:50	2.70	3.24	3.72	4.27	5.15	5.93
2:00	3.95	4.75	5.48	6.31	7.61	8.77
2:10	4.86	5.87	6.77	7.80	9.42	10.85
2:20	5.13	6.20	7.16	8.26	9.96	11.47
2:30	4.90	5.92	6.84	7.88	9.51	10.94
2:40	4.35	5.26	6.07	6.99	8.43	9.69
2:50	3.59	4.35	5.01	5.78	6.95	7.99
3:00	2.99	3.61	4.16	4.79	5.76	6.62
3:10	2.51	3.03	3.49	4.02	4.83	5.55
3:20	2.10	2.53	2.91	3.36	4.03	4.63
3:30	1.70	2.04	2.35	2.71	3.25	3.73
3:40	1.32	1.59	1.83	2.11	2.53	2.91
3:50	0.99	1.20	1.38	1.59	1.90	2.18
4:00	0.72	0.87	1.00	1.15	1.38	1.59
4:10	0.52	0.62	0.71	0.82	0.99	1.13
4:20	0.37	0.44	0.51	0.59	0.70	0.81
4:30	0.26	0.32	0.37	0.42	0.51	0.58
4:40	0.19	0.23	0.26	0.30	0.36	0.42
4:50	0.14	0.16	0.19	0.22	0.26	0.30
5:00	0.10	0.12	0.14	0.16	0.19	0.22
5:10	0.07	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15
5:20	0.05	0.06	0.06	0.07	0.09	0.10
5:30	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	0.06
5:40	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04
5:50	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03
6:00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
6:10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
6:20	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
6:30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6:40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6:50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)	5.13	6.20	7.16	8.26	9.96	11.47
Volúmen (m <sup>3</sup> )	29921	36014	41439	47671	57312	65879

CUADRO No. 16  
 TIEMPO DE RETARDO Y DE DURACIÓN DE LA LLUVIA  
 HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE SNYDER

NOMBRE CUENCA	$C_1$	$C_t$	LONGITUD CAUCE PRINCIPAL (km)	LONGITUD CAUCE CERCANO AL CENTROIDE (km)	TIEMPO DE RETARDO (tp) (hr)	TIEMPO DE DURACIÓN DE LLUVIA (Td) (hr)
Reservorio	0.75	1.60	1.25	0.53	1.06	0.19

CUADRO No. 17  
 CAUDAL PICO POR UNIDAD DE ÁREA DE DRENAJE  
 HIDROGRAMA UNITARIO DE SNYDER

NOMBRE CUENCA	$C_2$	$C_p$	TIEMPO DE RETARDO (tp) (hr)	CAUDAL PICO POR UNIDAD DE ÁREA DE DRENAJE ( m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
Reservorio	2.75	0.69	1.06	1.78

CUADRO No. 18  
 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS HOYA HIDROGRÁFICA, CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETARDO Y  
 CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE SNYDER

HOYA No.	NOMBRE	AREA CUENCA (km <sup>2</sup> )	LONGITUD DEL CAUCE (m)	LONGITUD CAUCE CERCANO AL CENTROIDE (km)	CN	Cp	TIEMPO DE RETARDO (tp) (hr)	TIEMPO DE DURACIÓN DE LLUVIA (Td) (hr)	TIEMPO DE DURACIÓN DE LLUVIA DEL HU (tr) (hr)	TIEMPO DE DESFASE AJUSTADO (tpr) (hr)	CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO ANUAL (m <sup>3</sup> /s)					
											T = 2 Años	T = 5 Años	T = 10 Años	T = 20 Años	T = 50 Años	T = 100 Años
1	Reservorio	1.37	1251.41	0.53	88.00	0.69	1.06	0.19	0.17	1.06	4.03	4.87	5.62	6.47	7.80	8.98

CUADRO No. 19  
HIDROGRAMAS DE CRECIENTES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO  
MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE SNYDER - RESERVORIO  
(valores en m<sup>3</sup>/s)

TIEMPO (horas)	PERIODOS DE RETORNO					
	2	5	10	20	50	100
0:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
0:20	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05
0:30	0.06	0.07	0.09	0.10	0.11	0.13
0:40	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.25
0:50	0.21	0.25	0.28	0.32	0.38	0.43
1:00	0.32	0.38	0.43	0.48	0.57	0.65
1:10	0.45	0.53	0.60	0.68	0.80	0.91
1:20	0.59	0.70	0.79	0.89	1.06	1.20
1:30	0.76	0.90	1.02	1.16	1.38	1.57
1:40	1.07	1.27	1.44	1.65	1.96	2.25
1:50	1.56	1.87	2.14	2.45	2.94	3.37
2:00	2.17	2.60	2.99	3.43	4.13	4.75
2:10	2.81	3.38	3.88	4.47	5.38	6.20
2:20	3.38	4.07	4.68	5.39	6.50	7.49
2:30	3.77	4.55	5.24	6.04	7.28	8.38
2:40	3.94	4.76	5.49	6.32	7.62	8.78
2:50	3.87	4.67	5.39	6.21	7.48	8.61
3:00	3.58	4.32	4.98	5.74	6.92	7.95
3:10	3.21	3.88	4.47	5.15	6.21	7.13
3:20	2.86	3.45	3.98	4.58	5.51	6.34
3:30	2.52	3.04	3.50	4.03	4.85	5.57
3:40	2.19	2.64	3.04	3.51	4.21	4.84
3:50	1.88	2.26	2.61	3.00	3.61	4.14
4:00	1.58	1.91	2.19	2.53	3.04	3.49
4:10	1.31	1.58	1.82	2.10	2.52	2.90
4:20	1.08	1.30	1.49	1.72	2.07	2.37
4:30	0.88	1.06	1.22	1.40	1.69	1.94
4:40	0.72	0.86	0.99	1.14	1.38	1.58
4:50	0.58	0.70	0.81	0.93	1.12	1.29
5:00	0.48	0.58	0.66	0.76	0.92	1.05
5:10	0.39	0.47	0.54	0.62	0.75	0.86
5:20	0.32	0.38	0.44	0.51	0.61	0.70
5:30	0.26	0.31	0.36	0.41	0.50	0.57
5:40	0.21	0.25	0.29	0.34	0.40	0.46
5:50	0.17	0.21	0.24	0.27	0.33	0.38
6:00	0.14	0.17	0.19	0.22	0.27	0.30
6:10	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	0.25
6:20	0.09	0.11	0.12	0.14	0.17	0.20
6:30	0.07	0.09	0.10	0.11	0.14	0.16
6:40	0.05	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12
6:50	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06
7:00	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.05
7:10	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03
7:20	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
7:30	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
7:40	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
7:50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
8:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8:10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8:20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8:30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8:40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8:50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9:10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9:20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9:30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9:40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9:50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)	3.94	4.76	5.49	6.32	7.62	8.78
Volúmen (m <sup>3</sup> )	29921	36016	41441	47672	57312	65878

CUADRO No. 20  
 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS HOYA HIDROGRÁFICA, CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN, COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO Y  
 CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE CLARK

HOYA No.	NOMBRE	AREA CUENCA (km <sup>2</sup> )	LONGITUD DEL CAUCE (m)	PENDIENTE DEL CAUCE S (m/m)	CN	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE CLARK (hr)	FACTOR (0.5 a 0.8)	COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO (R) (hr)	CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO ANUAL (m <sup>3</sup> /s)					
									T = 2 Años	T = 5 Años	T = 10 Años	T = 20 Años	T = 50 Años	T = 100 Años
1	Reservorio	1.37	1251.41	0.0016	88.00	2.73	0.50	1.36	2.53	3.05	3.51	4.04	4.87	5.60

CUADRO No. 21  
HIDROGRAMAS DE CRECIENTES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO  
MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE CLARK - RESERVORIO  
(valores en m<sup>3</sup>/s)

TIEMPO (horas)	PERIODOS DE RETORNO					
	2	5	10	20	50	100
0:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:20	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
0:30	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03
0:40	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06
0:50	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10
1:00	0.08	0.09	0.10	0.11	0.13	0.15
1:10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
1:20	0.16	0.18	0.21	0.24	0.28	0.32
1:30	0.22	0.26	0.29	0.33	0.39	0.45
1:40	0.32	0.38	0.43	0.49	0.58	0.66
1:50	0.47	0.56	0.64	0.73	0.87	0.99
2:00	0.66	0.78	0.90	1.02	1.23	1.41
2:10	0.87	1.04	1.19	1.36	1.63	1.87
2:20	1.09	1.31	1.50	1.72	2.07	2.38
2:30	1.33	1.59	1.83	2.10	2.52	2.90
2:40	1.57	1.88	2.16	2.48	2.98	3.43
2:50	1.80	2.16	2.48	2.85	3.43	3.95
3:00	2.02	2.42	2.79	3.21	3.86	4.43
3:10	2.20	2.65	3.05	3.51	4.22	4.86
3:20	2.35	2.83	3.26	3.75	4.51	5.19
3:30	2.45	2.96	3.40	3.92	4.71	5.42
3:40	2.51	3.03	3.49	4.02	4.83	5.56
3:50	2.53	3.05	3.51	4.05	4.87	5.60
4:00	2.50	3.02	3.47	4.00	4.82	5.54
4:10	2.42	2.92	3.37	3.88	4.67	5.37
4:20	2.29	2.76	3.18	3.66	4.41	5.07
4:30	2.12	2.56	2.94	3.39	4.08	4.69
4:40	1.94	2.34	2.70	3.10	3.73	4.29
4:50	1.77	2.13	2.45	2.82	3.40	3.90
5:00	1.60	1.93	2.22	2.55	3.07	3.53
5:10	1.44	1.73	1.99	2.30	2.76	3.17
5:20	1.29	1.55	1.78	2.05	2.47	2.84
5:30	1.14	1.38	1.59	1.83	2.20	2.53
5:40	1.01	1.22	1.41	1.62	1.95	2.24
5:50	0.90	1.08	1.25	1.44	1.73	1.98
6:00	0.79	0.96	1.10	1.27	1.53	1.75
6:10	0.70	0.85	0.98	1.12	1.35	1.55
6:20	0.62	0.75	0.86	0.99	1.19	1.37
6:30	0.55	0.66	0.76	0.88	1.06	1.21
6:40	0.49	0.59	0.68	0.78	0.93	1.07
6:50	0.43	0.52	0.60	0.69	0.83	0.95
7:00	0.38	0.46	0.53	0.61	0.73	0.84
7:10	0.34	0.41	0.47	0.54	0.65	0.74
7:20	0.30	0.36	0.41	0.48	0.57	0.66
7:30	0.26	0.32	0.37	0.42	0.51	0.58
7:40	0.23	0.28	0.32	0.37	0.45	0.51
7:50	0.21	0.25	0.29	0.33	0.40	0.46
8:00	0.18	0.22	0.25	0.29	0.35	0.40
8:10	0.16	0.19	0.22	0.26	0.31	0.36
8:20	0.14	0.17	0.20	0.23	0.27	0.32
8:30	0.13	0.15	0.18	0.20	0.24	0.28
8:40	0.11	0.13	0.16	0.18	0.21	0.25

8:50	0.10	0.12	0.14	0.16	0.19	0.22
9:00	0.09	0.11	0.12	0.14	0.17	0.19
9:10	0.08	0.09	0.11	0.12	0.15	0.17
9:20	0.07	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15
9:30	0.06	0.07	0.08	0.09	0.11	0.13
9:40	0.05	0.06	0.07	0.08	0.10	0.11
9:50	0.04	0.05	0.06	0.07	0.09	0.10
10:00	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.09
10:10	0.03	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07
10:20	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06
10:30	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03
10:40	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
10:50	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
11:00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
11:10	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
11:20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
11:30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11:40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11:50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

---

Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)	2.53	3.05	3.51	4.05	4.87	5.60
Volúmen (m <sup>3</sup> )	29923	36014	41441	47669	57313	65878

CUADRO No. 22  
 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS HOYA HIDROGRÁFICA Y PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN HIDROLÓGICA  
 CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA  
**HEC-HMS (KINEMATIC WAVE)**

SUBCUENCA		DATOS DEL CANAL PRINCIPAL (CHANNEL)						PLANO 1			RESULTADOS DE LA MODELACIÓN					
HOYA No.	NOMBRE	AREA CUENCA (km <sup>2</sup> )	<sup>1</sup> LONGITUD DEL CANAL (m)	PENDIENTE DEL CAUCE S (m/m)	CN	<sup>2</sup> COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING (n)	ANCHO DEL CANAL RECTANGULAR (m)	<sup>3</sup> LONGITUD DEL PLANO DE APORTE (m)	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL PLANO	PORCENTAJE DE LA CUENCA OCUPADA POR EL PLANO (%)	CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO ANUAL (m <sup>3</sup> /s)					
											T = 2 Años	T = 5 Años	T = 10 Años	T = 20 Años	T = 50 Años	T = 100 Años
1	RESERVORIO	1.37	534.00	0.0016	88.00	0.030	3.00	761.00	0.030	100	3.61	4.72	5.77	7.03	9.18	11.07

<sup>1</sup>: Esta longitud corresponde a la longitud determinada hasta el centroide de la hoya en estudio, igual a la determinada por Snyder. Se Asume un canal rectangular.

<sup>2</sup>: Este valor corresponde a la rugosidad del canal en tierra excavado mecánicamente, definido para el presente trabajo.

<sup>3</sup>: Esta longitud corresponde a la longitud desde el límite de la hoya hidrográfica hasta el canal de entrega.

<sup>4</sup>: Este valor corresponde a la rugosidad ponderada de toda el área de la hoya, es decir del plano de aporte, teniendo en cuenta un coeficiente a partir de 70% desarrollo urbano y 30% ligera vegetación.

CUADRO No. 23  
HIDROGRAMAS DE CRECIENTES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO  
MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA (HEC-HMS)- RESERVORIO  
(valores en m<sup>3</sup>/s)

TIEMPO (horas)	PERIODOS DE RETORNO					
	2	5	10	20	50	100
0:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:20	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
0:30	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04	0.06
0:40	0.03	0.05	0.06	0.08	0.11	0.14
0:50	0.07	0.09	0.11	0.14	0.20	0.25
1:00	0.11	0.15	0.19	0.24	0.32	0.41
1:10	0.18	0.24	0.30	0.37	0.50	0.64
1:20	0.28	0.38	0.48	0.58	0.79	1.02
1:30	0.50	0.69	0.90	1.14	1.54	1.94
1:40	1.76	2.45	3.17	4.07	5.68	7.28
1:50	2.56	3.50	4.43	5.62	7.66	9.70
2:00	2.89	3.95	4.99	6.32	8.62	10.89
2:10	3.15	4.30	5.44	6.87	9.18	11.12
2:20	3.37	4.60	5.77	7.04	8.90	10.47
2:30	3.57	4.73	5.65	6.66	8.10	9.09
2:40	3.61	4.51	5.23	5.95	6.76	7.36
2:50	3.42	4.10	4.56	4.98	5.52	5.97
3:00	3.12	3.53	3.84	4.16	4.57	4.94
3:10	2.62	2.91	3.11	3.36	3.69	3.98
3:20	2.17	2.37	2.54	2.72	2.98	3.22
3:30	1.81	1.97	2.10	2.25	2.47	2.64
3:40	1.52	1.65	1.75	1.88	2.05	2.20
3:50	1.29	1.40	1.48	1.59	1.73	1.85
4:00	1.11	1.20	1.27	1.35	1.47	1.56
4:10	0.96	1.03	1.09	1.16	1.25	1.34
4:20	0.83	0.89	0.95	1.00	1.08	1.15
4:30	0.73	0.78	0.83	0.87	0.94	1.00
4:40	0.64	0.69	0.73	0.77	0.82	0.86
4:50	0.57	0.61	0.64	0.67	0.72	0.75
5:00	0.51	0.54	0.57	0.60	0.63	0.66
5:10	0.45	0.48	0.50	0.53	0.56	0.58
5:20	0.41	0.43	0.45	0.47	0.49	0.52
5:30	0.37	0.39	0.40	0.42	0.44	0.46
5:40	0.33	0.35	0.36	0.38	0.39	0.41
5:50	0.30	0.31	0.33	0.34	0.35	0.37
6:00	0.27	0.28	0.29	0.31	0.32	0.33
6:10	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30
6:20	0.23	0.24	0.24	0.25	0.26	0.27
6:30	0.21	0.22	0.22	0.23	0.24	0.24
6:40	0.19	0.20	0.20	0.21	0.22	0.22
6:50	0.18	0.18	0.19	0.19	0.20	0.20
7:00	0.16	0.17	0.17	0.18	0.18	0.19
7:10	0.15	0.15	0.16	0.16	0.17	0.17
7:20	0.14	0.14	0.15	0.15	0.15	0.16
7:30	0.13	0.13	0.14	0.14	0.14	0.14
7:40	0.12	0.12	0.13	0.13	0.13	0.13
7:50	0.11	0.11	0.12	0.12	0.12	0.12
8:00	0.10	0.11	0.11	0.11	0.11	0.12
8:10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11	0.11
8:20	0.09	0.09	0.09	0.10	0.10	0.10
8:30	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
8:40	0.08	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09

8:50	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
9:00	0.07	0.07	0.07	0.07	0.08	0.08
9:10	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
9:20	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07
9:30	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
9:40	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
9:50	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06
10:00	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
10:10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
10:20	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
10:30	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
10:40	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
10:50	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
11:00	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
11:10	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
11:20	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
11:30	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
11:40	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
11:50	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
12:00	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
12:10	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
12:20	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
12:30	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
12:40	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03
12:50	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
13:00	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
13:10	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
13:20	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
13:30	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
13:40	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
13:50	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
14:00	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
14:10	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
14:20	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
14:30	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
14:40	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
14:50	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
15:00	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
15:10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
15:20	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
15:30	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
15:40	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
15:50	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
16:00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
16:10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
16:20	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
16:30	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
16:40	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
16:50	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
17:00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
17:10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
17:20	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
17:30	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
17:40	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
17:50	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
18:00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01

---

Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)	3.61	4.73	5.77	7.04	9.18	11.12
Volúmen (m <sup>3</sup> )	29578	35675	41114	47391	57022	65604

CUADRO No. 24  
 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS HOYA HIDROGRÁFICA Y PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN HIDROLÓGICA  
 CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA  
**SWMM (KINEMATIC WAVE)**

SUBCUENCA		PLANO DE APORTE DE LA CUENCA - SWMM									RESULTADOS DE LA MODELACIÓN					
HOYA No.	NOMBRE	AREA CUENCA (Ha)	1 LONGITUD DEL CANAL (m)	2 LONGITUD DEL PLANO DE APORTE (m)	3 ANCHO DEL PLANO DE APORTE (m)	PENDIENTE DEL CAUCE S (%)	CN	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL ÁREA IMPERMEABLE (n)	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL ÁREA PERMEABLE (n)	PORCENTAJE DE LA CUENCA OCUPADA POR EL PLANO (%)	CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO ANUAL (m <sup>3</sup> /s)					
											T = 2 Años	T = 5 Años	T = 10 Años	T = 20 Años	T = 50 Años	T = 100 Años
1	RESERVORIO	137	534.00	761.00	1295.00	0.16	88.00	0.020	0.045	100	3.45	4.45	5.45	6.68	8.73	10.68

<sup>1</sup>: Esta longitud corresponde a la longitud determinada hasta el centroide de la hoya en estudio, igual a la determinada por Snyder. Se Asume un canal rectangular.

<sup>2</sup>: Esta longitud corresponde a la longitud desde el límite de la hoya hidrográfica hasta el canal de entrega.

<sup>3</sup>: Este valor corresponde al total de la longitud de la cuenca desde la salida hasta la divisoria de agua aguas arriba de ésta, para efectos de la modelación en SWMM.

<sup>4</sup>: Este valor corresponde a la rugosidad del plano de aporte, teniendo en cuenta un coeficiente a partir de 70% desarrollo urbano

<sup>5</sup>: Este valor corresponde a la rugosidad del plano de aporte, teniendo en cuenta un coeficiente a partir del 30% con ligera vegetación.

CUADRO No. 25  
HIDROGRAMAS DE CRECIENTES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO  
MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA - RESERVORIO - UTILIZANDO SWMM 5.0 vE  
(valores en m<sup>3</sup>/s)

TIEMPO (horas)	PERIODOS DE RETORNO					
	2	5	10	20	50	100
0:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:20	0.01	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03
0:30	0.03	0.01	0.05	0.06	0.08	0.10
0:40	0.06	0.04	0.10	0.13	0.16	0.20
0:50	0.11	0.08	0.17	0.21	0.28	0.34
1:00	0.17	0.14	0.27	0.33	0.43	0.53
1:10	0.25	0.22	0.40	0.49	0.63	0.77
1:20	0.37	0.33	0.58	0.70	0.91	1.11
1:30	0.54	0.47	0.86	1.05	1.35	1.65
1:40	0.94	0.71	1.49	1.82	2.36	2.87
1:50	3.40	1.23	5.45	6.68	8.73	10.68
2:00	3.45	4.44	5.40	6.53	8.39	10.11
2:10	3.30	4.45	5.05	6.05	7.65	9.10
2:20	3.10	4.22	4.65	5.51	6.87	8.08
2:30	2.89	3.91	4.26	5.01	6.16	7.18
2:40	2.69	3.61	3.89	4.54	5.54	6.41
2:50	2.50	3.32	3.56	4.13	5.00	5.74
3:00	2.32	3.06	3.27	3.77	4.53	5.18
3:10	2.16	2.83	3.01	3.46	4.13	4.69
3:20	1.87	2.61	2.57	2.92	3.45	3.89
3:30	1.63	2.24	2.20	2.49	2.91	3.27
3:40	1.43	1.94	1.91	2.14	2.49	2.77
3:50	1.26	1.69	1.66	1.86	2.14	2.37
4:00	1.12	1.48	1.46	1.62	1.86	2.05
4:10	0.99	1.30	1.28	1.42	1.62	1.78
4:20	0.89	1.15	1.14	1.26	1.42	1.56
4:30	0.80	1.03	1.01	1.12	1.26	1.37
4:40	0.72	0.92	0.91	0.99	1.12	1.21
4:50	0.65	0.82	0.81	0.89	0.99	1.08
5:00	0.59	0.74	0.73	0.80	0.89	0.96
5:10	0.53	0.67	0.66	0.72	0.80	0.86
5:20	0.49	0.60	0.60	0.65	0.72	0.77
5:30	0.44	0.55	0.54	0.59	0.65	0.70
5:40	0.41	0.50	0.49	0.53	0.59	0.63
5:50	0.37	0.45	0.45	0.49	0.53	0.57
6:00	0.34	0.42	0.41	0.44	0.49	0.52
6:10	0.31	0.38	0.38	0.41	0.44	0.47
6:20	0.29	0.35	0.35	0.37	0.41	0.43
6:30	0.27	0.32	0.32	0.34	0.37	0.40
6:40	0.25	0.30	0.29	0.31	0.34	0.36
6:50	0.24	0.27	0.27	0.29	0.31	0.33
7:00	0.22	0.26	0.25	0.27	0.29	0.31
7:10	0.21	0.24	0.24	0.25	0.27	0.28
7:20	0.20	0.23	0.22	0.23	0.25	0.26
7:30	0.19	0.21	0.21	0.22	0.23	0.24
7:40	0.18	0.20	0.20	0.21	0.22	0.23
7:50	0.17	0.19	0.19	0.20	0.21	0.21
8:00	0.16	0.18	0.18	0.19	0.19	0.20
8:10	0.15	0.17	0.17	0.18	0.18	0.19
8:20	0.14	0.16	0.16	0.17	0.17	0.18
8:30	0.14	0.15	0.15	0.16	0.16	0.17
8:40	0.13	0.14	0.14	0.15	0.16	0.16

8:50	0.12	0.14	0.14	0.14	0.15	0.15
9:00	0.12	0.13	0.13	0.14	0.14	0.15
9:10	0.11	0.12	0.12	0.13	0.13	0.14
9:20	0.11	0.12	0.12	0.12	0.13	0.13
9:30	0.10	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13
9:40	0.10	0.11	0.11	0.11	0.12	0.12
9:50	0.10	0.10	0.10	0.11	0.11	0.12
10:00	0.09	0.10	0.10	0.10	0.11	0.11
10:10	0.09	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11
10:20	0.08	0.09	0.09	0.09	0.10	0.10
10:30	0.08	0.09	0.09	0.09	0.09	0.10
10:40	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09	0.09
10:50	0.07	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09
11:00	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	0.09
11:10	0.07	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08
11:20	0.07	0.07	0.07	0.07	0.08	0.08
11:30	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07	0.08
11:40	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
11:50	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07
12:00	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07
12:10	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07
12:20	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
12:30	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
12:40	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06
12:50	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06
13:00	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06
13:10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
13:20	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
13:30	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
13:40	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
13:50	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05
14:00	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05
14:10	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
14:20	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
14:30	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
14:40	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
14:50	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
15:00	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
15:10	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
15:20	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04
15:30	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04
15:40	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
15:50	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
16:00	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
16:10	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
16:20	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
16:30	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
16:40	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
16:50	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
17:00	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
17:10	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
17:20	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03
17:30	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03
17:40	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03
17:50	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
18:00	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

---

Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)	3.45	4.45	5.45	6.68	8.73	10.68
Volúmen (m <sup>3</sup> )	29412	35472	40920	47196	56856	65454

CUADRO No. 26  
 VOLUMEN EN EL RESERVORIO PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO - CAUDAL DE BOMBEO 1.0 m<sup>3</sup>/s  
 MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA - RESERVORIO - UTILIZANDO SWMM 5.0 vE  
 (valores en m<sup>3</sup>)

TIEMPO (horas)	PERIODOS DE RETORNO					
	2	5	10	20	50	100
0:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:20	2.70	3.60	4.39	5.46	7.12	8.81
0:30	14.52	19.20	23.46	29.03	38.00	46.97
0:40	42.60	56.21	68.76	84.71	110.90	136.78
0:50	94.29	124.07	151.78	186.63	244.00	299.98
1:00	178.12	233.49	285.64	350.30	457.82	561.33
1:10	304.62	398.30	487.20	596.04	777.85	951.69
1:20	489.85	638.93	781.05	953.81	1242.43	1517.24
1:30	763.09	993.19	1212.77	1479.02	1923.03	2344.83
1:40	1209.53	1572.72	1918.58	2338.30	2793.85	3192.24
1:50	2511.11	3080.95	3658.81	4369.65	5520.09	6658.19
2:00	3966.70	5149.82	6312.78	7733.42	10055.17	12295.93
2:10	5392.65	7150.20	8848.08	10908.84	14264.66	17457.69
2:20	6714.80	8989.19	11159.51	13777.65	18019.58	22012.02
2:30	7912.80	10646.51	13231.56	16332.95	21330.33	25992.84
2:40	8986.04	12126.41	15075.98	18597.18	24240.95	29469.88
2:50	9940.68	13442.36	16712.64	20598.80	26801.06	32514.29
3:00	10784.89	14609.32	18163.50	22369.67	29058.71	35189.89
3:10	11527.54	15641.62	19449.34	23939.14	31055.31	37550.66
3:20	12134.94	16498.55	20522.95	25253.13	32727.70	39525.77
3:30	12583.63	17152.67	21353.37	26277.16	34036.76	41072.51
3:40	12900.52	17640.42	21986.26	27067.98	35057.58	42282.97
3:50	13106.93	17990.25	22456.78	27668.82	35846.39	43225.24
4:00	13219.92	18224.62	22792.46	28113.11	36446.03	43950.64
4:10	13253.33	18361.50	23015.08	28427.08	36889.71	44498.54
4:20	13218.45	18415.44	23142.11	28631.58	37203.49	44899.53
4:30	13124.61	18398.29	23187.71	28743.34	37408.09	45177.79
4:40	12979.58	18319.84	23163.43	28775.98	37520.17	45352.60
4:50	12789.86	18188.21	23078.84	28740.64	37553.29	45439.52
5:00	12560.94	18010.19	22941.89	28646.53	37518.52	45451.24
5:10	12297.49	17791.54	22759.23	28501.34	37425.08	45398.18
5:20	12003.50	17537.11	22536.48	28311.51	37280.60	45289.01
5:30	11682.40	17251.06	22278.43	28082.49	37091.51	45130.96
5:40	11337.16	16936.96	21989.15	27818.93	36863.26	44930.10
5:50	10970.36	16597.90	21672.15	27524.78	36600.46	44691.59
6:00	10584.27	16236.56	21330.48	27203.47	36307.08	44419.84
6:10	10180.87	15855.28	20966.77	26857.95	35986.52	44118.61
6:20	9761.91	15456.11	20583.32	26490.79	35641.73	43791.14
6:30	9329.98	15040.88	20182.17	26104.25	35275.28	43440.26
6:40	8887.34	14611.18	19765.09	25700.29	34889.40	43068.43
6:50	8434.94	14169.48	19333.69	25280.68	34486.07	42677.77
7:00	7973.62	13717.94	18890.43	24846.96	34067.04	42270.20
7:10	7504.13	13257.39	18437.50	24401.60	33633.83	41847.37
7:20	7027.13	12788.60	17975.71	23946.78	33187.84	41410.77
7:30	6543.22	12312.24	17505.82	23483.29	32731.32	40961.72
7:40	6052.95	11828.93	17028.47	23011.87	32266.27	40502.44
7:50	5556.80	11339.20	16544.27	22533.14	31793.38	40034.89
8:00	5055.21	10843.54	16053.75	22047.70	31313.29	39559.73
8:10	4548.57	10342.40	15557.38	21556.04	30826.57	39077.57
8:20	4037.25	9836.18	15055.61	21058.65	30333.72	38588.97
8:30	3521.57	9325.24	14548.81	20555.94	29835.22	38094.40
8:40	3001.83	8809.92	14037.36	20048.30	29331.46	37594.32

8:50	2478.31	8290.51	13521.58	19536.08	28822.84	37089.13
9:00	1951.25	7767.30	13001.75	19019.59	28309.70	36579.18
9:10	1420.89	7240.52	12478.16	18499.13	27792.34	36064.82
9:20	887.42	6710.42	11951.05	17974.95	27271.05	35546.35
9:30	351.05	6177.19	11420.64	17447.30	26746.10	35024.03
9:40	129.45	5641.05	10887.15	16916.40	26217.72	34498.13
9:50	187.78	5102.16	10350.76	16382.46	25686.13	33968.87
10:00	243.70	4560.69	9811.65	15845.66	25151.53	33436.46
10:10	297.35	4016.80	9269.99	15306.18	24614.10	32901.11
10:20	348.85	3470.62	8725.91	14764.17	24074.02	32362.99
10:30	398.33	2922.28	8179.57	14219.78	23531.45	31822.26
10:40	445.89	2371.91	7631.10	13673.15	22986.52	31279.09
10:50	491.65	1819.61	7080.60	13124.40	22439.38	30733.60
11:00	535.69	1265.50	6528.19	12573.66	21890.15	30185.94
11:10	578.11	709.66	5973.98	12021.02	21338.94	29636.22
11:20	618.98	152.20	5418.05	11466.60	20785.86	29084.56
11:30	658.40	130.68	4860.51	10910.49	20231.01	28531.07
11:40	696.43	170.20	4301.43	10352.76	19674.49	27975.83
11:50	733.13	208.33	3740.89	9793.52	19116.38	27418.94
12:00	768.58	245.13	3178.96	9232.83	18556.77	26860.49
12:10	802.84	280.67	2615.72	8670.77	17995.72	26300.55
12:20	835.96	315.00	2051.22	8107.40	17433.32	25739.21
12:30	867.99	348.20	1485.52	7542.78	16869.62	25176.52
12:40	898.99	380.30	918.69	6976.98	16304.69	24612.55
12:50	929.00	411.37	350.78	6410.05	15738.58	24047.38
13:00	958.06	441.44	114.32	5842.04	15171.36	23481.04
13:10	986.22	470.57	144.38	5273.01	14603.08	22913.60
13:20	1013.51	498.79	173.50	4702.99	14033.77	22345.11
13:30	1039.98	526.14	201.71	4132.03	13463.50	21775.62
13:40	1065.66	552.66	229.06	3560.18	12892.29	21205.16
13:50	1090.58	578.39	255.58	2987.47	12320.20	20633.78
14:00	1114.77	603.36	281.31	2413.94	11747.26	20061.53
14:10	1138.27	627.59	306.29	1839.62	11173.50	19488.44
14:20	1161.10	651.13	330.53	1264.55	10598.97	18914.54
14:30	1183.28	674.00	354.08	688.75	10023.69	18339.87
14:40	1204.85	696.23	376.96	112.26	9447.69	17764.46
14:50	1225.83	717.83	399.19	117.60	8871.01	17188.35
15:00	1246.23	738.84	420.81	139.81	8293.67	16611.55
15:10	1266.09	759.28	441.84	161.40	7715.69	16034.10
15:20	1285.42	779.17	462.29	182.40	7137.11	15456.02
15:30	1304.24	798.53	482.20	202.83	6557.94	14877.34
15:40	1322.57	817.38	501.58	222.72	5978.21	14298.08
15:50	1340.43	835.74	520.45	242.08	5397.93	13718.27
16:00	1357.84	853.63	538.83	260.93	4817.14	13137.91
16:10	1374.81	871.06	556.74	279.30	4235.84	12557.04
16:20	1391.36	888.06	574.19	297.19	3654.06	11975.67
16:30	1407.49	904.63	591.21	314.64	3071.82	11393.83
16:40	1423.24	920.79	607.80	331.64	2489.13	10811.52
16:50	1438.60	936.55	623.98	348.22	1906.00	10228.76
17:00	1453.60	951.94	639.77	364.40	1322.46	9645.58
17:10	1468.24	966.95	655.18	380.18	738.51	9061.98
17:20	1482.54	981.61	670.22	395.59	154.17	8477.98
17:30	1496.51	995.93	684.90	410.62	106.96	7893.59
17:40	1510.15	1009.92	699.24	425.30	121.88	7308.83
17:50	1523.49	1023.58	713.25	439.64	136.45	6723.71
18:00	1536.52	1036.93	726.93	453.65	150.68	6138.24

---

Volumen Máximo (m³)	13253.33	18415.44	23187.71	28775.98	37553.29	45451.24
---------------------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

CUADRO No. 27  
 VOLUMEN EN EL RESERVORIO PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO - CAUDAL DE BOMBEO 1.5 m<sup>3</sup>/s  
 MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA - RESERVORIO - UTILIZANDO SWMM 5.0 vE  
 (valores en m<sup>3</sup>)

TIEMPO (horas)	PERIODOS DE RETORNO					
	2	5	10	20	50	100
0:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:20	2.70	3.60	4.39	5.46	7.12	8.81
0:30	14.52	19.20	23.46	29.03	38.00	46.97
0:40	42.60	56.21	68.76	84.71	110.90	136.78
0:50	94.29	124.07	151.78	186.63	244.00	299.98
1:00	178.12	233.49	285.64	350.30	457.82	561.33
1:10	304.62	398.30	487.20	596.04	777.85	951.69
1:20	489.85	638.93	781.05	953.81	1242.43	1517.24
1:30	763.09	993.19	1212.77	1479.02	1923.03	2344.83
1:40	1209.53	1572.72	1918.58	2338.30	2672.60	2938.49
1:50	2511.11	2984.70	3487.56	4110.90	5098.84	6104.44
2:00	3667.95	4753.57	5841.53	7174.67	9333.92	11442.18
2:10	4793.90	6453.95	8076.83	10050.09	13243.41	16303.94
2:20	5816.05	7992.94	10088.26	12618.90	16698.33	20558.27
2:30	6714.05	9350.26	11860.31	14874.20	19709.08	24239.09
2:40	7487.29	10530.16	13404.73	16838.43	22319.70	27416.13
2:50	8141.93	11546.11	14741.39	18540.05	24579.81	30160.54
3:00	8686.14	12413.07	15892.25	20010.92	26537.46	32536.14
3:10	9128.79	13145.37	16878.09	21280.39	28234.06	34596.91
3:20	9436.19	13702.30	17651.70	22294.38	29606.45	36272.02
3:30	9584.88	14056.42	18182.12	23018.41	30615.51	37518.76
3:40	9601.77	14244.17	18515.01	23509.23	31336.33	38429.22
3:50	9508.18	14294.00	18685.53	23810.07	31825.13	39071.49
4:00	9321.17	14228.37	18721.21	23954.36	32124.78	39496.89
4:10	9054.58	14065.25	18643.83	23968.33	32268.46	39744.79
4:20	8719.70	13819.19	18470.86	23872.83	32282.24	39845.78
4:30	8325.86	13502.04	18216.46	23684.59	32186.84	39824.04
4:40	7880.83	13123.59	17892.18	23417.23	31998.92	39698.85
4:50	7391.11	12691.95	17507.59	23081.89	31732.03	39485.77
5:00	6862.19	12213.94	17070.64	22687.78	31397.27	39197.49
5:10	6298.74	11695.29	16587.98	22242.59	31003.83	38844.43
5:20	5704.75	11140.86	16065.23	21752.76	30559.35	38435.26
5:30	5083.65	10554.81	15507.18	21223.74	30070.26	37977.21
5:40	4438.41	9940.71	14917.90	20660.18	29542.01	37476.35
5:50	3771.61	9301.65	14300.90	20066.03	28979.21	36937.84
6:00	3085.52	8640.31	13659.23	19444.72	28385.83	36366.09
6:10	2382.12	7959.03	12995.52	18799.20	27765.27	35764.86
6:20	1663.16	7259.86	12312.07	18132.04	27120.48	35137.39
6:30	931.23	6544.63	11610.92	17445.50	26454.03	34486.51
6:40	188.59	5814.93	10893.84	16741.54	25768.15	33814.68
6:50	219.94	5073.23	10162.44	16021.93	25064.82	33124.02
7:00	358.62	4321.69	9419.18	15288.20	24345.79	32416.45
7:10	489.12	3561.14	8666.25	14542.85	23612.58	31693.62
7:20	612.13	2792.35	7904.46	13788.03	22866.59	30957.01
7:30	728.22	2015.99	7134.57	13024.54	22110.07	30207.97
7:40	837.95	1232.68	6357.22	12253.12	21345.02	29448.69
7:50	941.80	442.95	5573.02	11474.39	20572.13	28681.14
8:00	1040.21	153.54	4782.50	10688.95	19792.04	27905.98
8:10	1133.57	252.40	3986.13	9897.29	19005.32	27123.82
8:20	1222.25	346.18	3184.36	9099.90	18212.47	26335.22
8:30	1306.57	435.24	2377.56	8297.19	17413.97	25540.65
8:40	1386.83	519.92	1566.11	7489.55	16610.21	24740.57

8:50	1463.31	600.51	750.33	6677.33	15801.59	23935.38
9:00	1536.25	677.30	106.75	5860.84	14988.45	23125.44
9:10	1605.89	750.52	183.16	5040.38	14171.09	22311.07
9:20	1672.42	820.41	256.05	4216.20	13349.80	21492.60
9:30	1736.05	887.19	325.64	3388.55	12524.85	20670.28
9:40	1796.95	951.05	392.15	2557.65	11696.47	19844.38
9:50	1855.28	1012.16	455.76	1723.71	10864.88	19015.12
10:00	1911.20	1070.69	516.65	886.91	10030.28	18182.71
10:10	1964.85	1126.80	574.99	96.18	9192.85	17347.36
10:20	2016.35	1180.62	630.91	154.17	8352.77	16509.24
10:30	2065.83	1232.28	684.57	209.78	7510.20	15668.51
10:40	2113.39	1281.91	736.10	263.15	6665.27	14825.34
10:50	2159.15	1329.61	785.60	314.40	5818.13	13979.85
11:00	2203.19	1375.50	833.19	363.66	4968.90	13132.19
11:10	2245.61	1419.66	878.98	411.02	4117.69	12282.47
11:20	2286.48	1462.20	923.05	456.60	3264.61	11430.81
11:30	2325.90	1503.18	965.51	500.49	2409.76	10577.32
11:40	2363.93	1542.70	1006.43	542.76	1553.24	9722.08
11:50	2400.63	1580.83	1045.89	583.52	695.13	8865.19
12:00	2436.08	1617.63	1083.96	622.83	101.77	8006.74
12:10	2470.34	1653.17	1120.72	660.77	140.72	7146.80
12:20	2417.21	1687.50	1156.22	697.40	178.32	6285.46
12:30	1549.24	1720.70	1190.52	732.78	214.62	5422.77
12:40	680.24	1752.80	1223.69	766.98	249.69	4558.81
12:50	99.00	1783.87	1255.78	800.05	283.58	3693.63
13:00	128.06	1813.94	1286.82	832.04	316.36	2827.29
13:10	156.22	1843.07	1316.88	863.01	348.08	1959.85
13:20	183.51	1871.29	1346.00	892.99	378.77	1091.36
13:30	209.98	1898.64	1374.21	922.03	408.50	221.87
13:40	235.66	1925.16	1401.56	950.18	437.29	120.16
13:50	260.58	1950.89	1428.08	977.47	465.20	148.78
14:00	284.77	1975.86	1453.81	1003.94	492.26	176.53
14:10	308.27	2000.09	1478.79	1029.62	518.50	203.44
14:20	331.10	2023.63	1503.03	1054.55	543.97	229.54
14:30	353.28	2046.50	1526.58	1078.75	568.69	254.87
14:40	374.85	2068.73	1549.46	1102.26	592.69	279.46
14:50	395.83	2090.33	1571.69	1125.10	616.01	303.35
15:00	416.23	2111.34	1593.31	1147.31	638.67	326.55
15:10	436.09	2131.78	1614.34	1168.90	660.69	349.10
15:20	455.42	2151.67	1634.79	1189.90	682.11	371.02
15:30	474.24	2171.03	1654.70	1210.33	702.94	392.34
15:40	492.57	2189.88	1674.08	1230.22	723.20	413.08
15:50	510.43	2208.24	1692.95	1249.58	742.93	433.27
16:00	527.84	2226.13	1711.33	1268.43	762.14	452.91
16:10	544.81	2243.56	1729.24	1286.80	780.84	472.04
16:20	561.36	2260.56	1746.69	1304.69	799.06	490.67
16:30	577.49	2277.13	1763.71	1322.14	816.82	508.83
16:40	593.24	2293.29	1780.30	1339.14	834.13	526.52
16:50	608.60	2309.05	1796.48	1355.72	851.00	543.76
17:00	623.60	2324.44	1812.27	1371.90	867.46	560.58
17:10	638.24	2339.45	1827.68	1387.68	883.51	576.98
17:20	652.54	2354.11	1842.72	1403.09	899.17	592.98
17:30	666.51	2368.43	1857.40	1418.12	914.46	608.59
17:40	680.15	2382.42	1871.74	1432.80	929.38	623.83
17:50	693.49	2396.08	1885.75	1447.14	943.95	638.71
18:00	706.52	2409.43	1899.43	1461.15	958.18	653.24

---

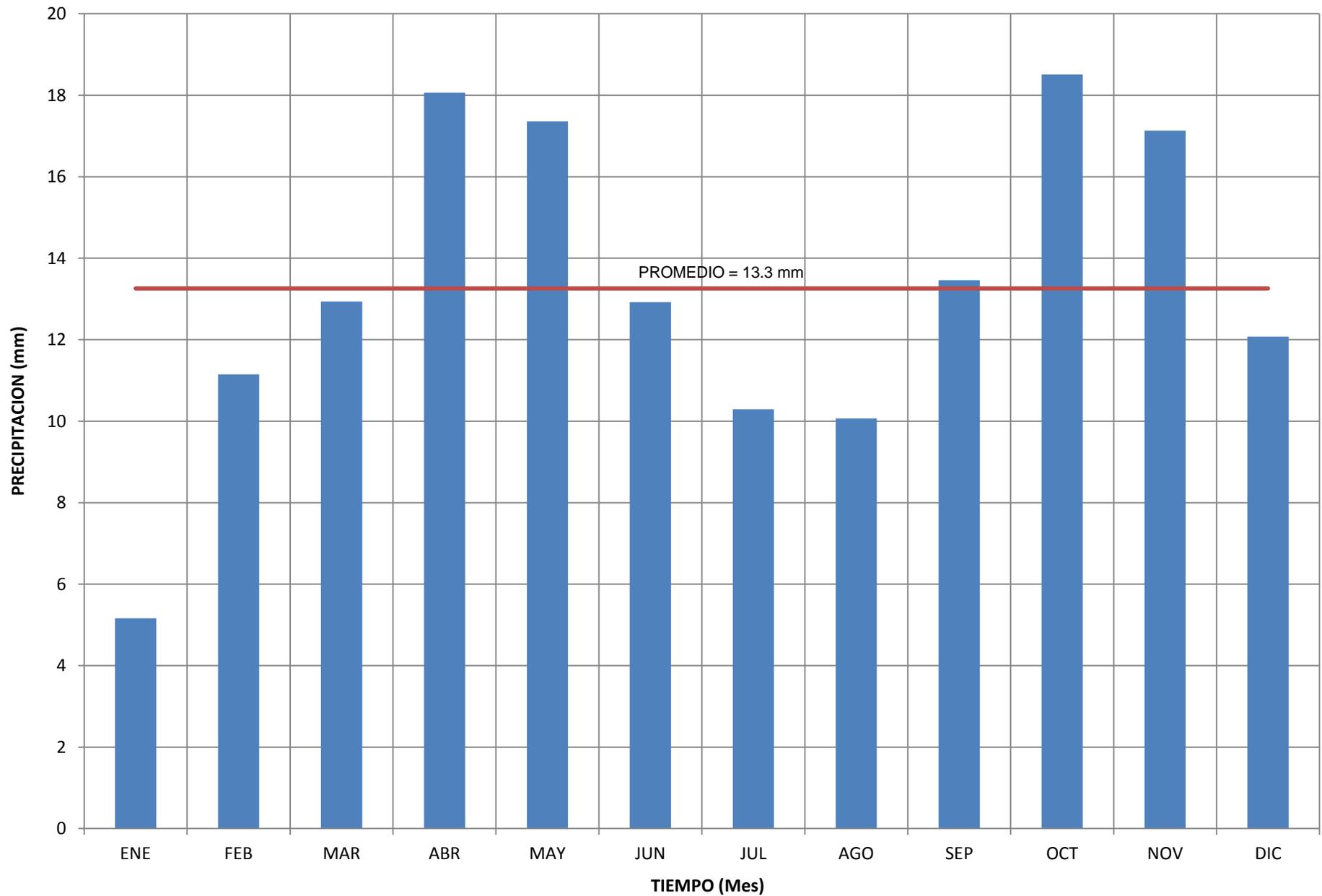
Volumen Máximo (m³)	9601.77	14294.00	18721.21	23968.33	32282.24	39845.78
---------------------	---------	----------	----------	----------	----------	----------

CUADRO No. 28  
RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS PARA LOS CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES  
POR DIFERENTES METODOLOGÍAS

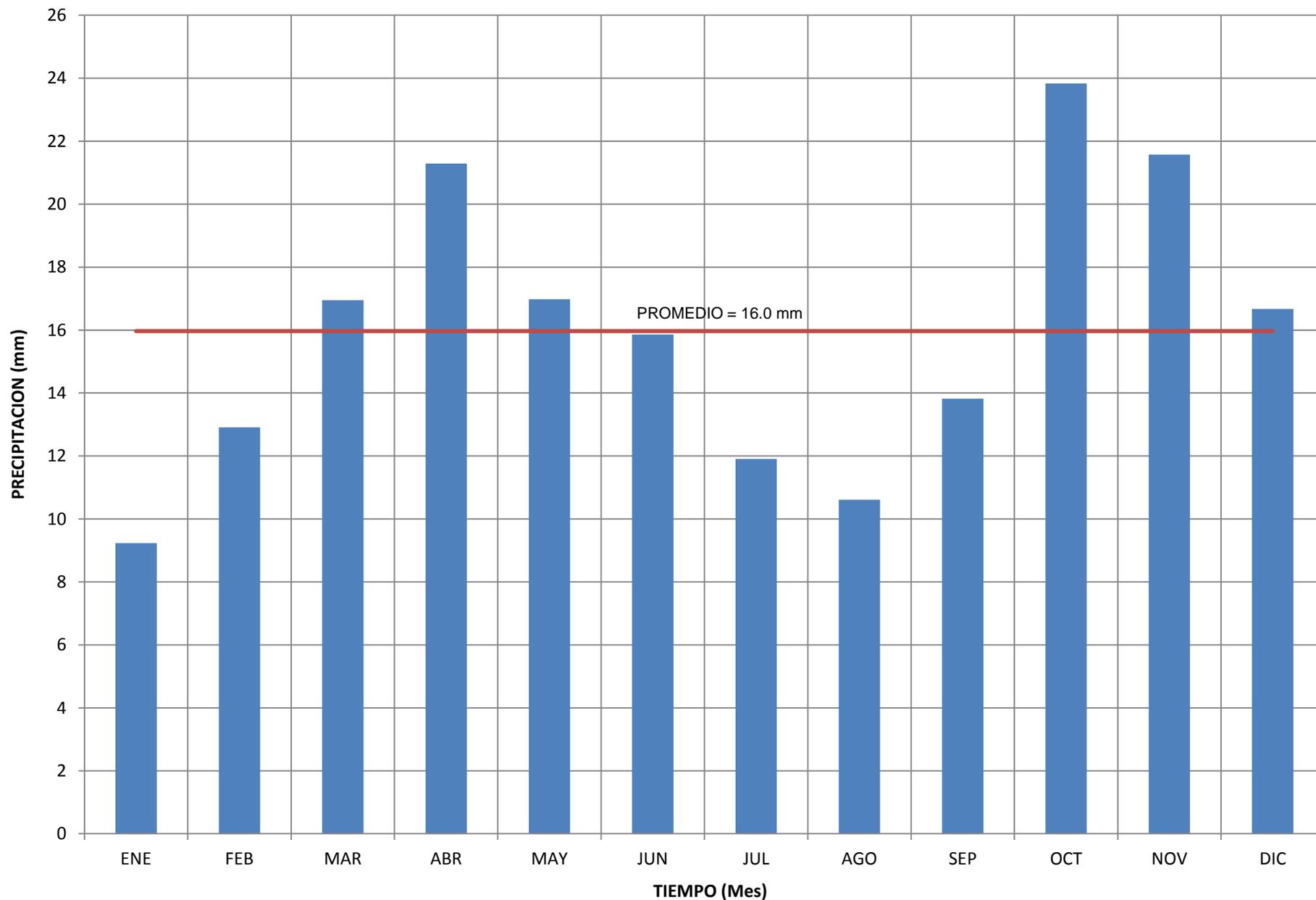
METODOLOGIA HIDROGRAMA UNITARIO	CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO (m <sup>3</sup> /s)					
	T = 2 Años	T = 5 Años	T = 10 Años	T = 20 Años	T = 50 Años	T = 100 Años
SCS	5.13	6.20	7.16	8.26	9.96	11.47
SNYDER	4.03	4.87	5.62	6.47	7.80	8.98
CLARK	2.53	3.05	3.51	4.04	4.87	5.60
ONDA CINEMATICA HEC-HMS	3.61	4.72	5.77	7.03	9.18	11.07
ONDA CINEMATICA SWMM	3.45	4.45	5.45	6.68	8.73	10.68

## **FIGURAS**

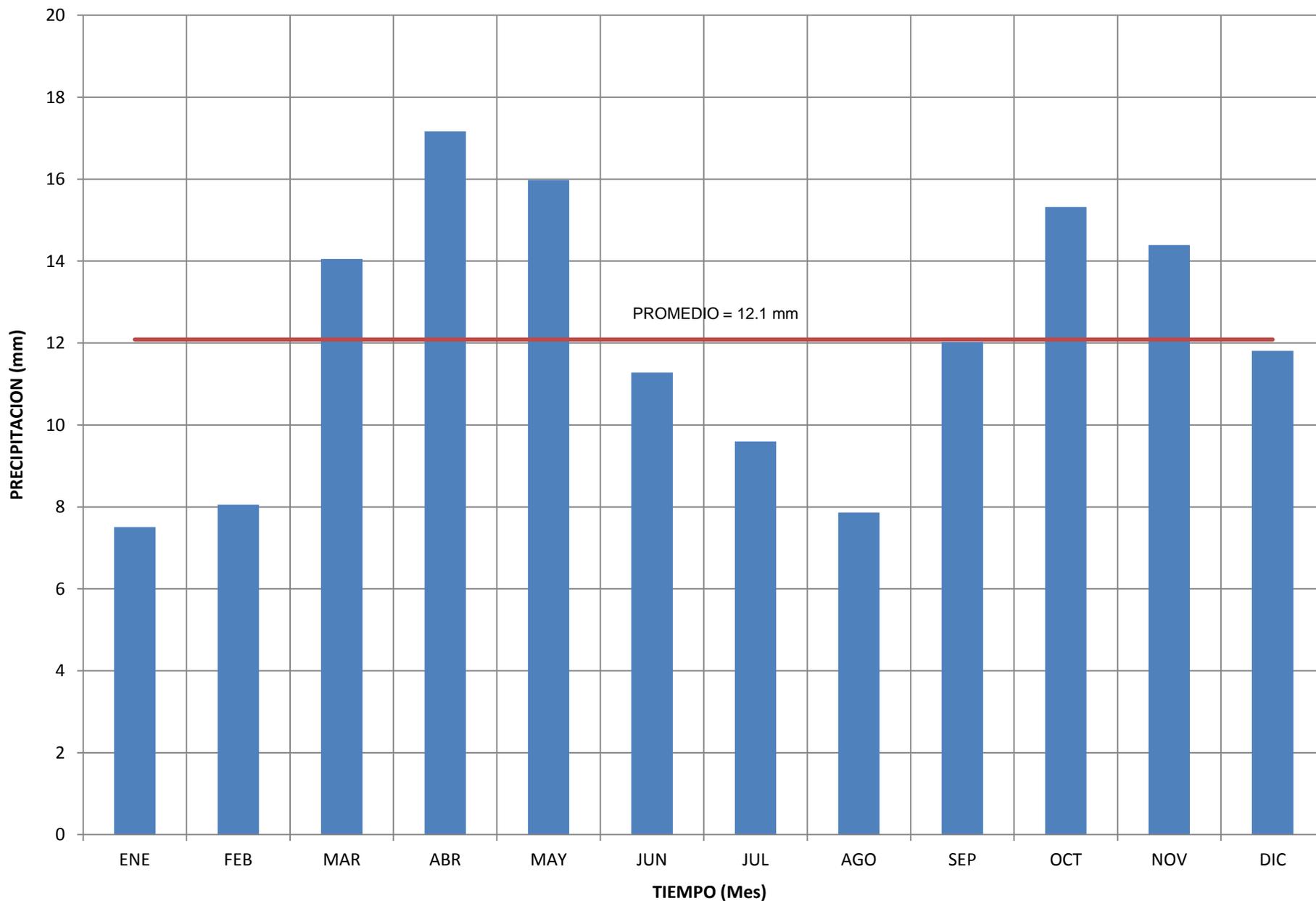
**ESTACION CLIMATOLÓGICA ORDINARIA BASE AÉREA MADRID**  
**HISTOGRAMA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL**  
**PERIODO 1974 - 2012**



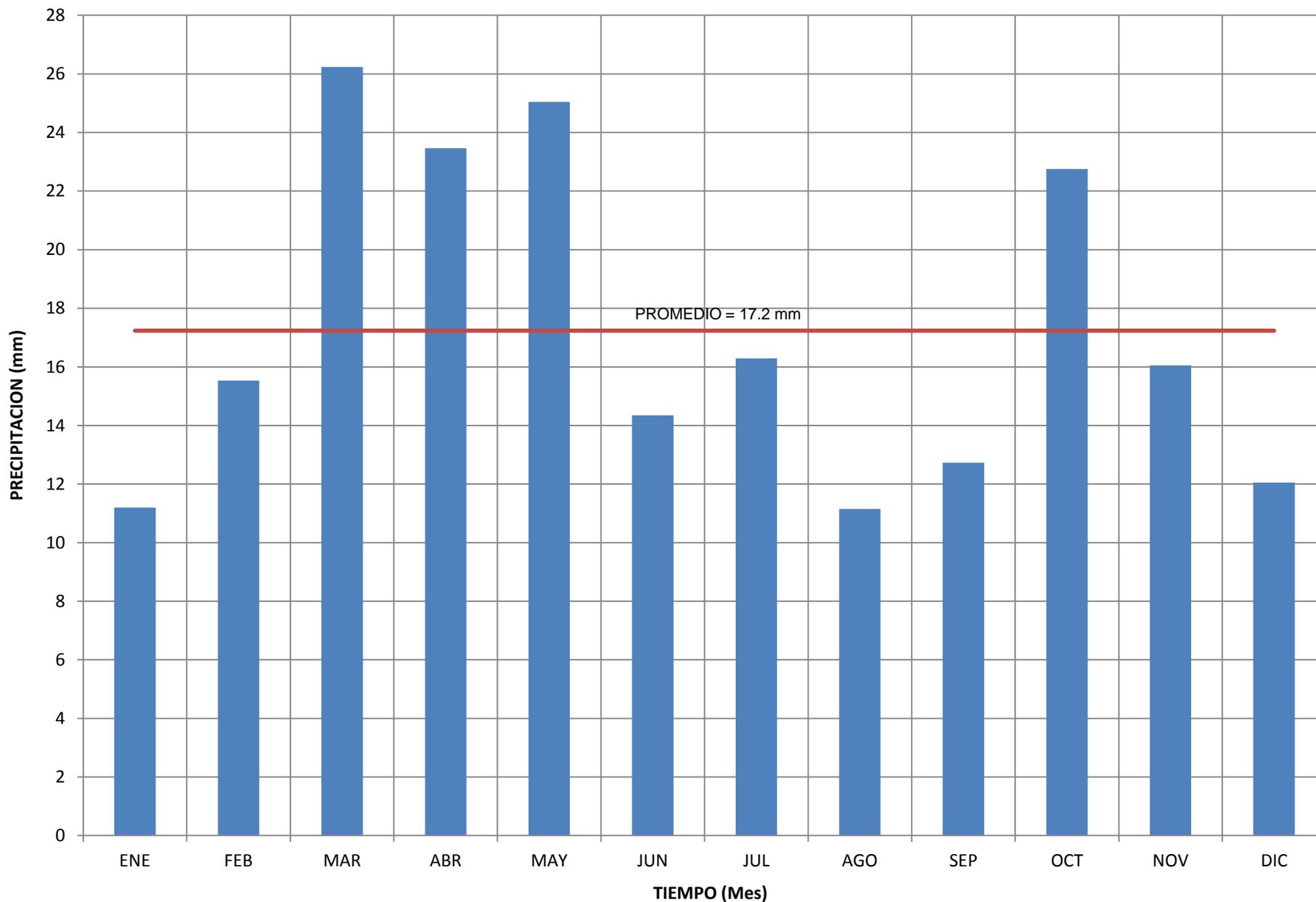
**ESTACION AGROMETEREOLÓGICA TIBAITATÁ**  
**HISTOGRAMA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL**  
**PERIODO 1955 - 2013**



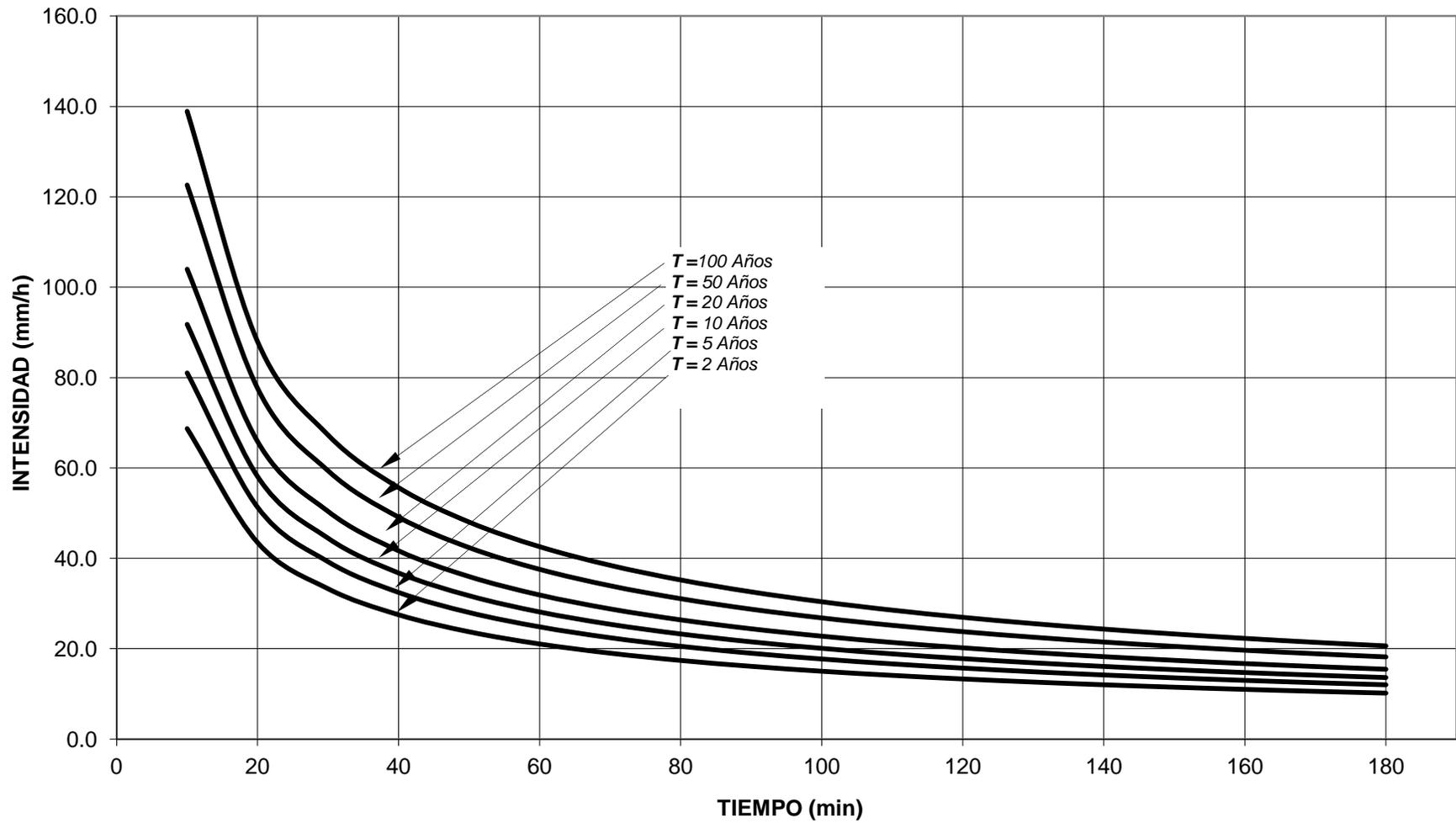
**ESTACION METEREOLÓGICA CASABLANCA**  
**HISTOGRAMA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL**  
**PERIODO 1981 - 2012**



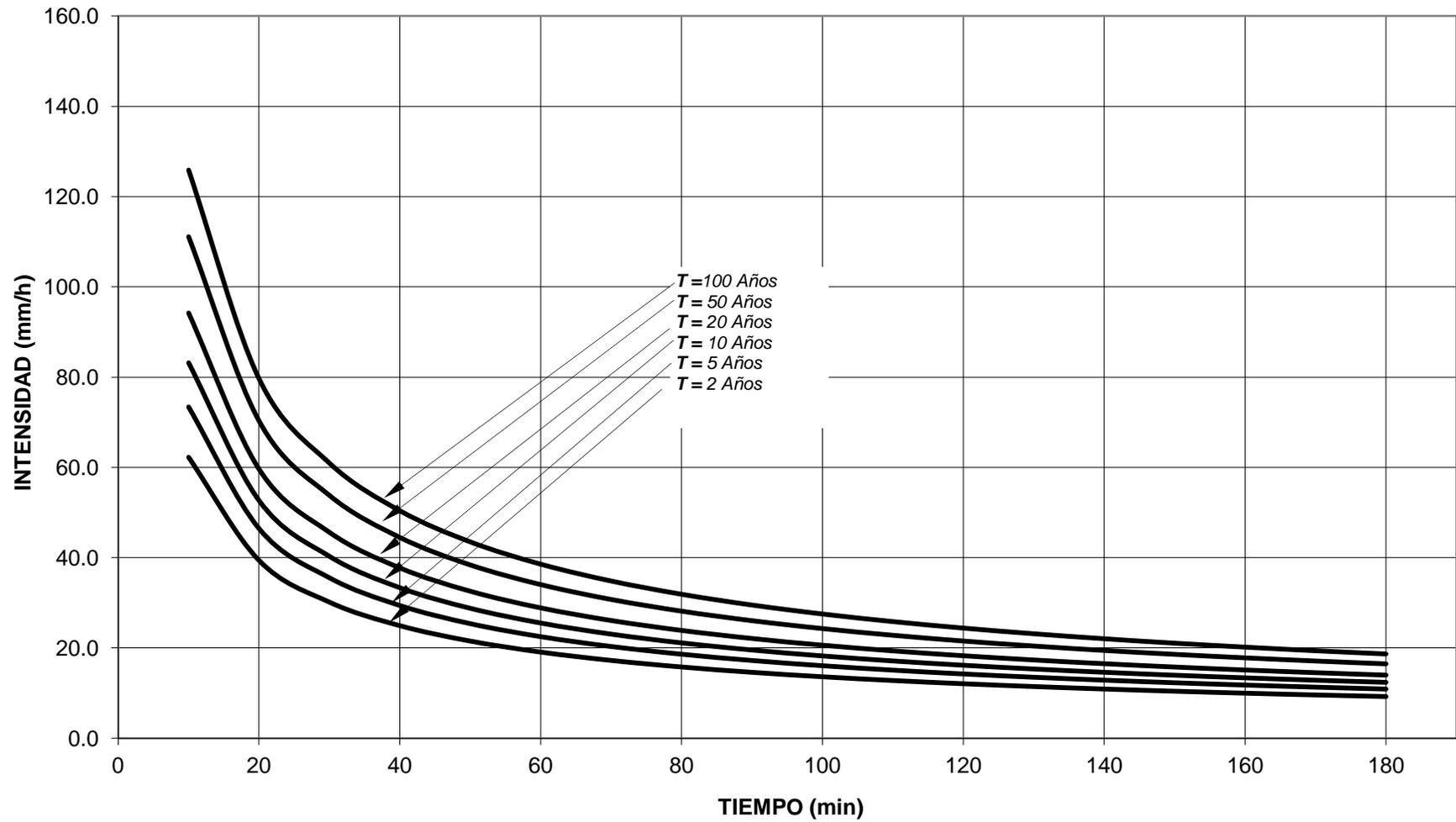
**ESTACION METEREOLÓGICA FLORES COLOMBIANAS**  
**HISTOGRAMA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL**  
**PERIODO 1987 - 2011**



**CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA**  
**HOYA HIDROGRÁFICA RESERVORIO - ESTACIÓN AGROMETEREOLÓGICA TIBAITATA**



**CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA  
HOYA HIDROGRÁFICA DEL RESERVORIO POR POLÍGONOS DE THIESSEN**



# RESERVORIO

## HIDROGRAMAS DE CRECIENTE PARA LA HOYA EN ESTUDIO

### METODO DEL SOIL CONSERVATION SERVICE

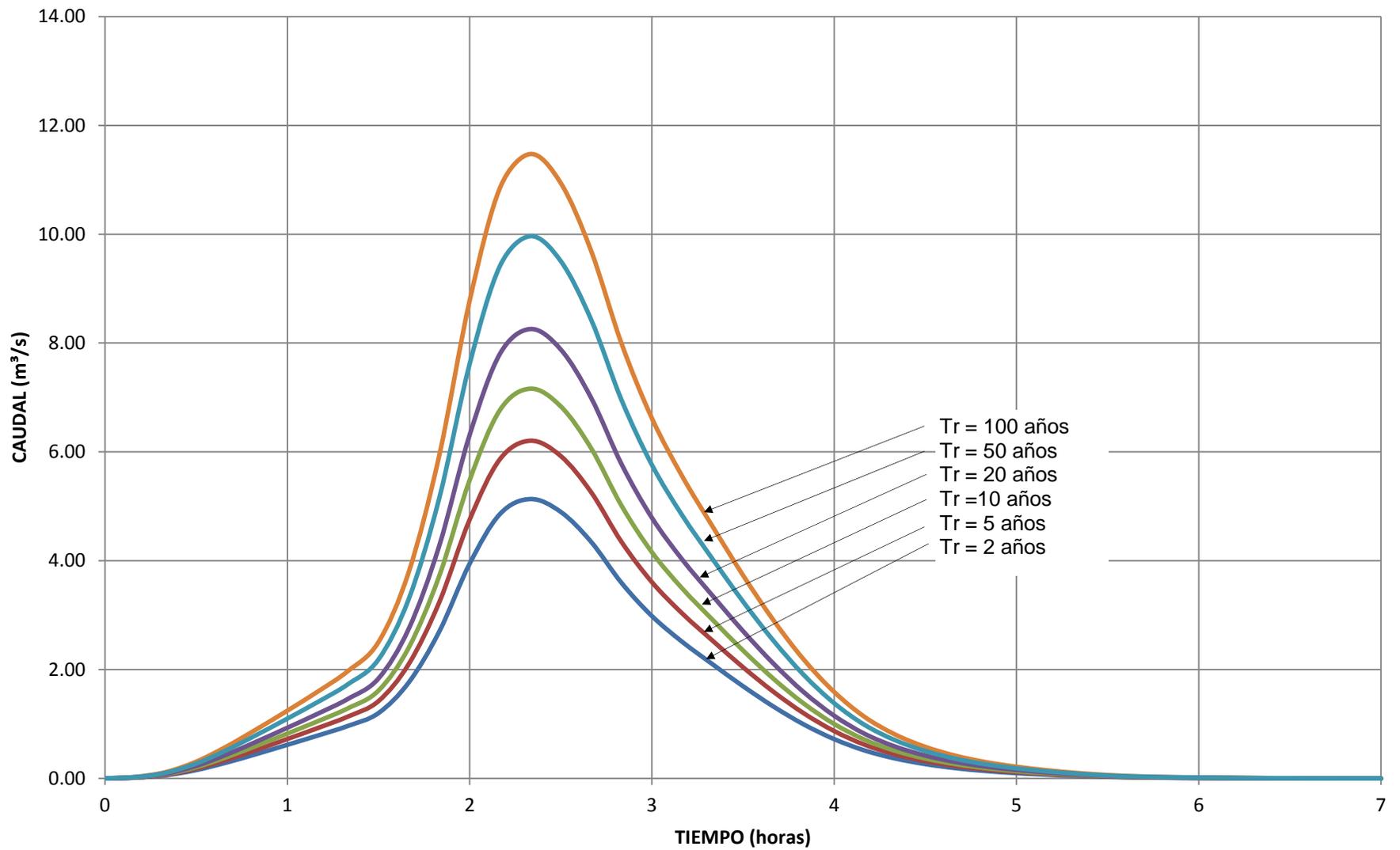


Figura No. 4

# RESERVORIO

## HIDROGRAMAS DE CRECIENTE PARA LA HOYA EN ESTUDIO

### MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE SNYDER

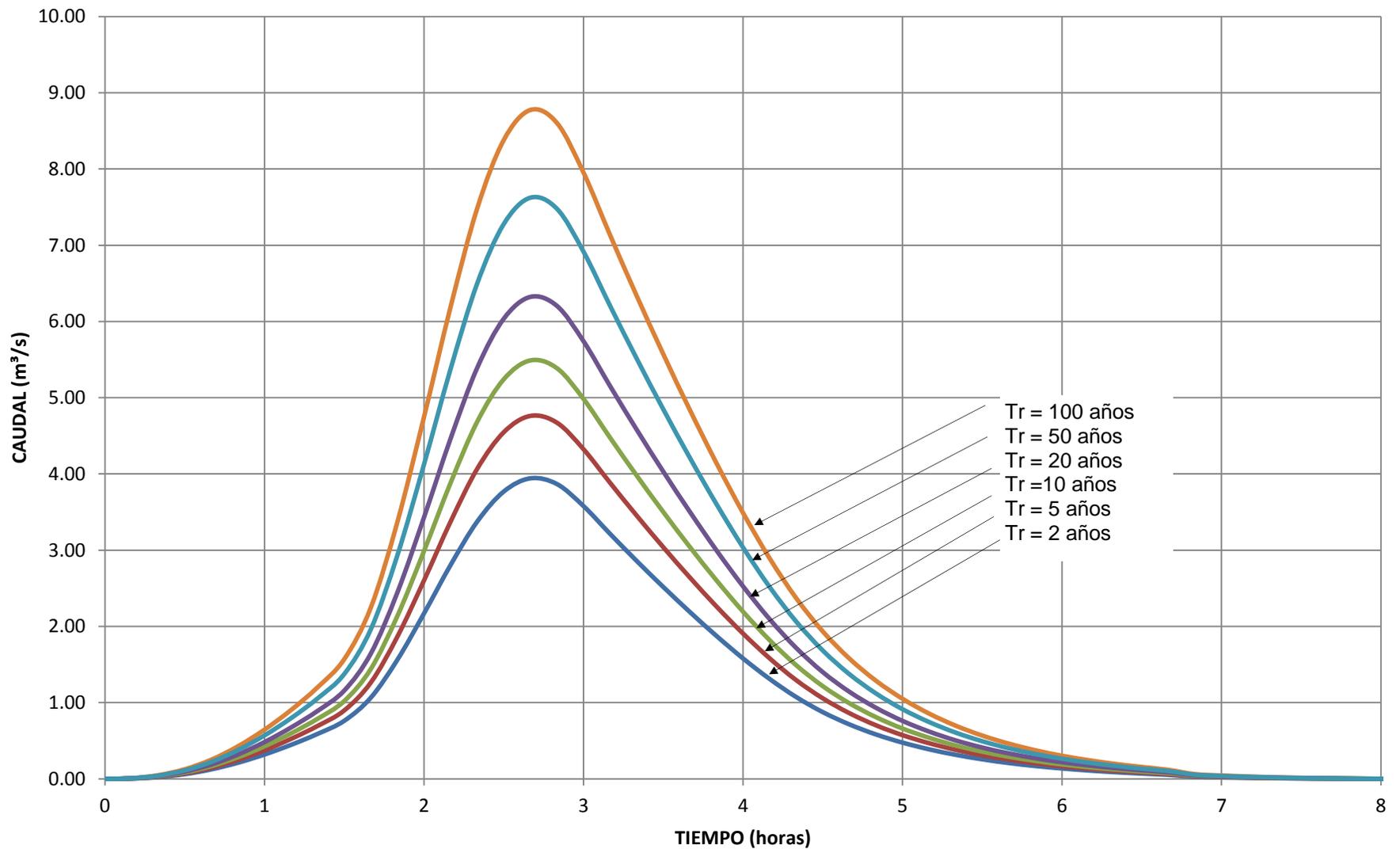


Figura No. 5

# RESERVORIO

## HIDROGRAMAS DE CRECIENTE PARA LA HOYA EN ESTUDIO

### MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE CLARK

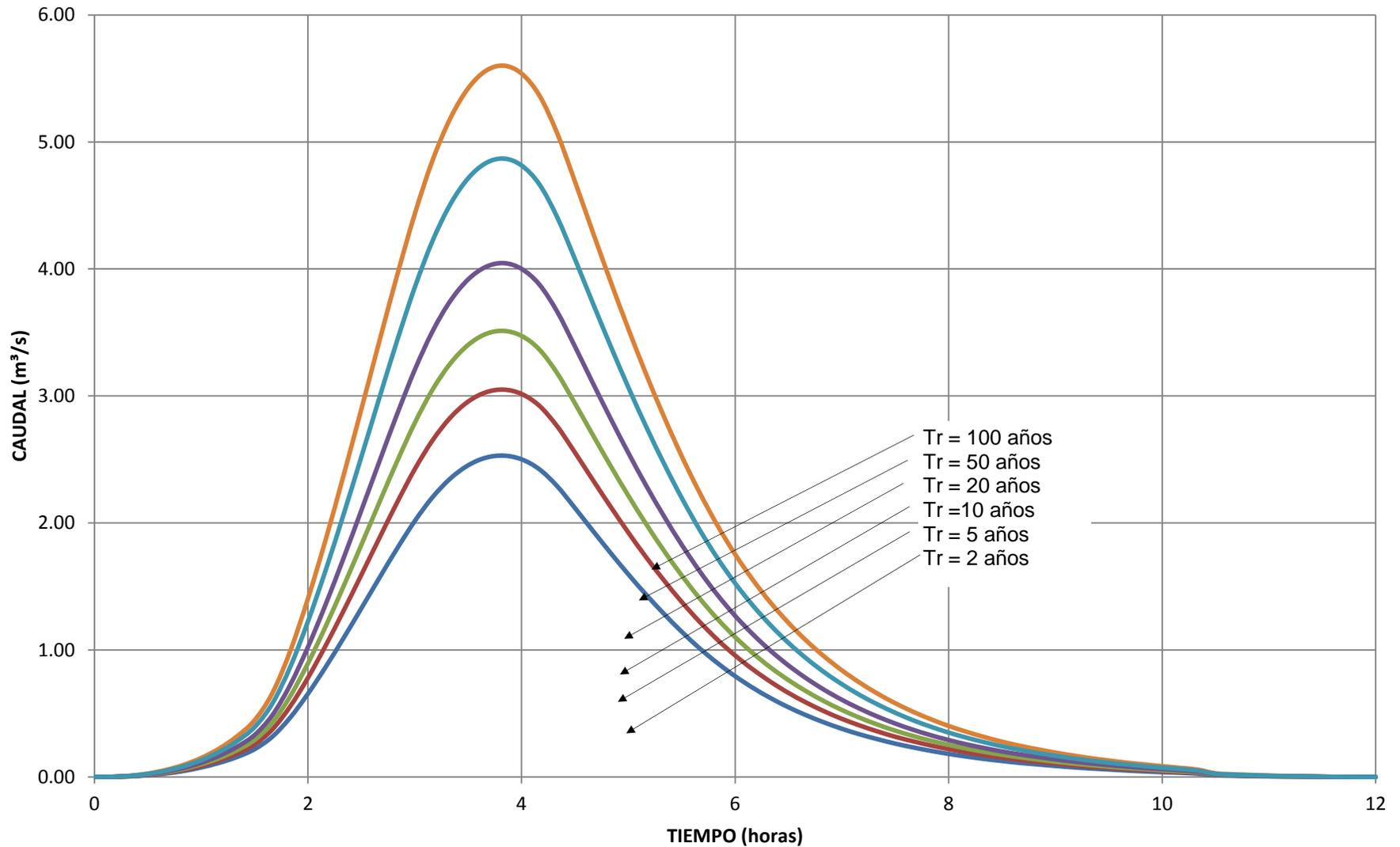


Figura No. 6

# RESERVORIO

## HIDROGRAMAS DE CRECIENTE PARA LA HOYA EN ESTUDIO

### MÉTODO DE ONDA CINEMÁTICA HEC-HMS

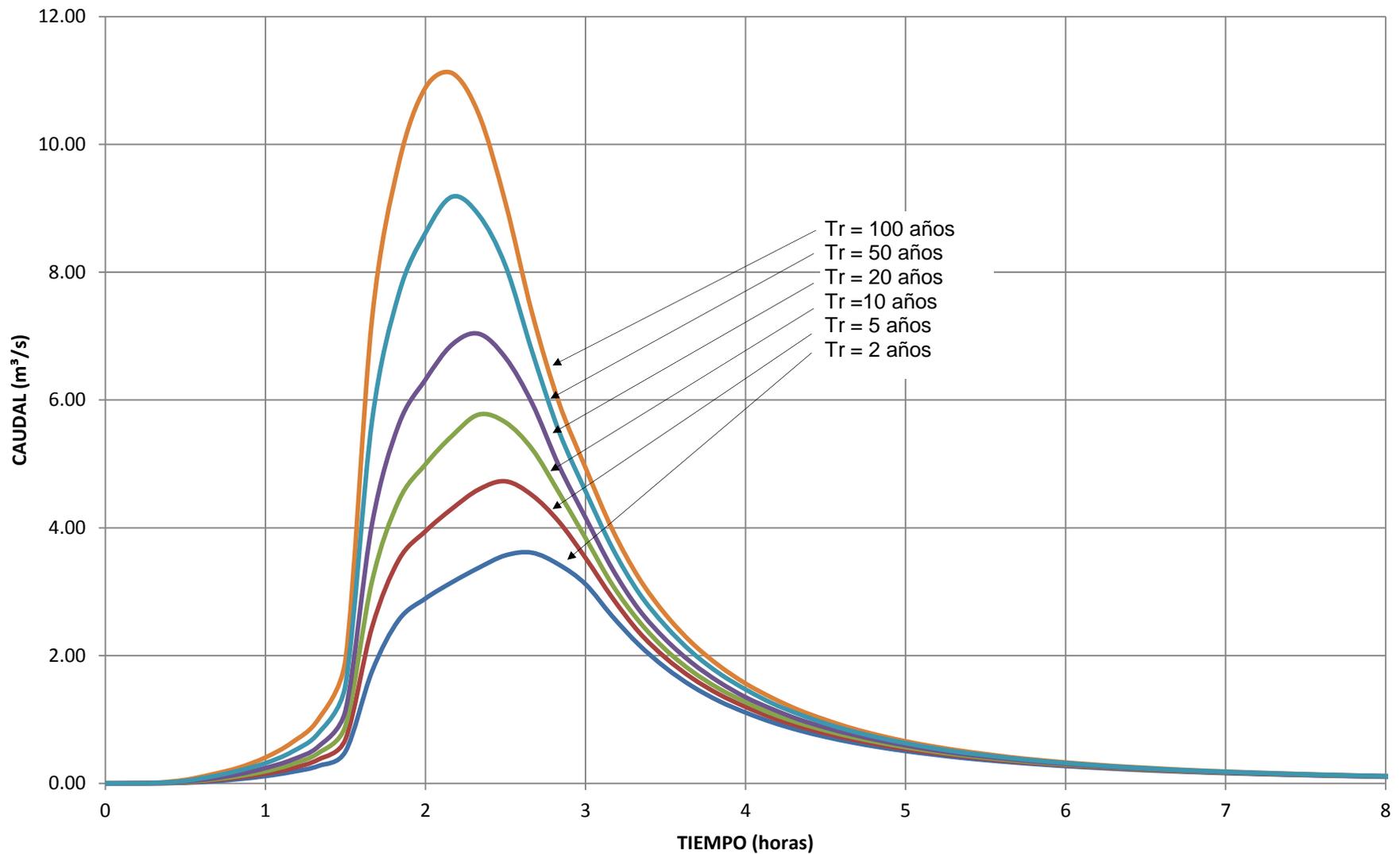


Figura No. 7

# RESERVORIO

## HIDROGRAMAS DE CRECIENTE PARA LA HOYA EN ESTUDIO

### MÉTODO DE ONDA CINEMÁTICA - MEDIANTE SWMM

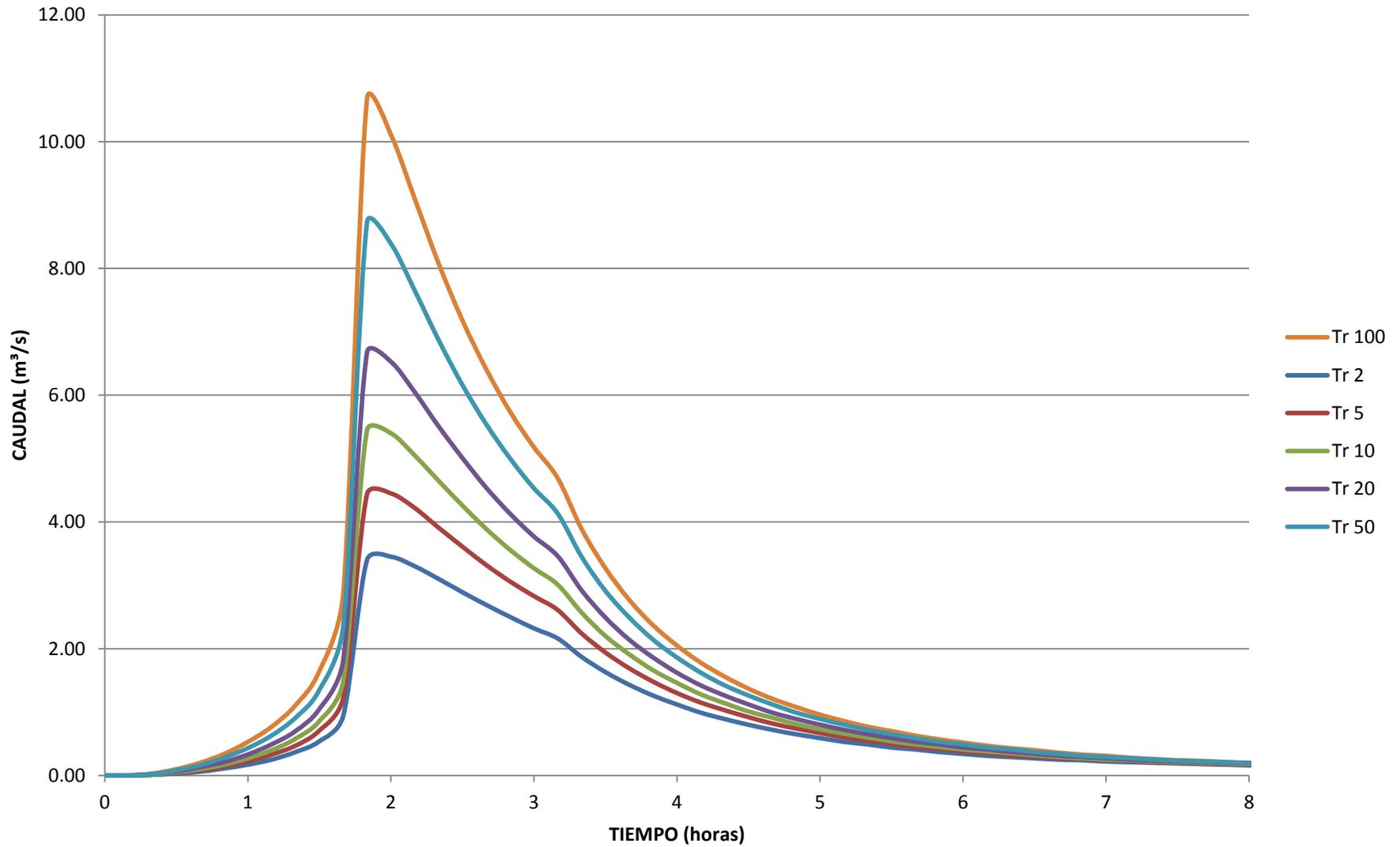


Figura No. 8

**RESERVORIO  
VOLUMEN VS TIEMPO  
CAUDAL DE BOMBEO 1.0 m<sup>3</sup>/s  
MÉTODO DE ONDA CINEMÁTICA - MEDIANTE SWMM**

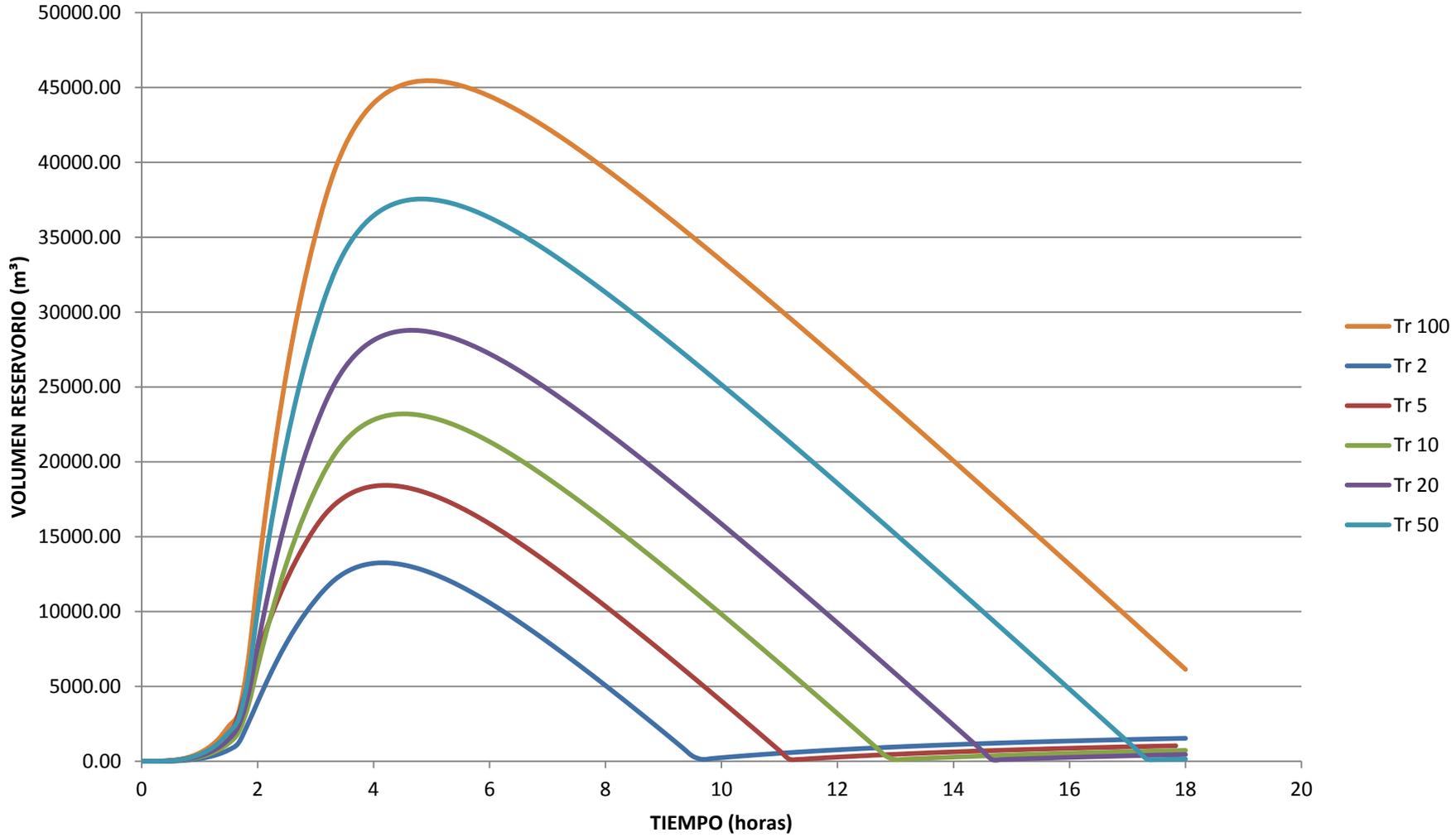


Figura No. 9

**RESERVORIO  
VOLUMEN VS TIEMPO  
CAUDAL DE BOMBEO 1.5 m<sup>3</sup>/s  
MÉTODO DE ONDA CINEMÁTICA - MEDIANTE SWMM**

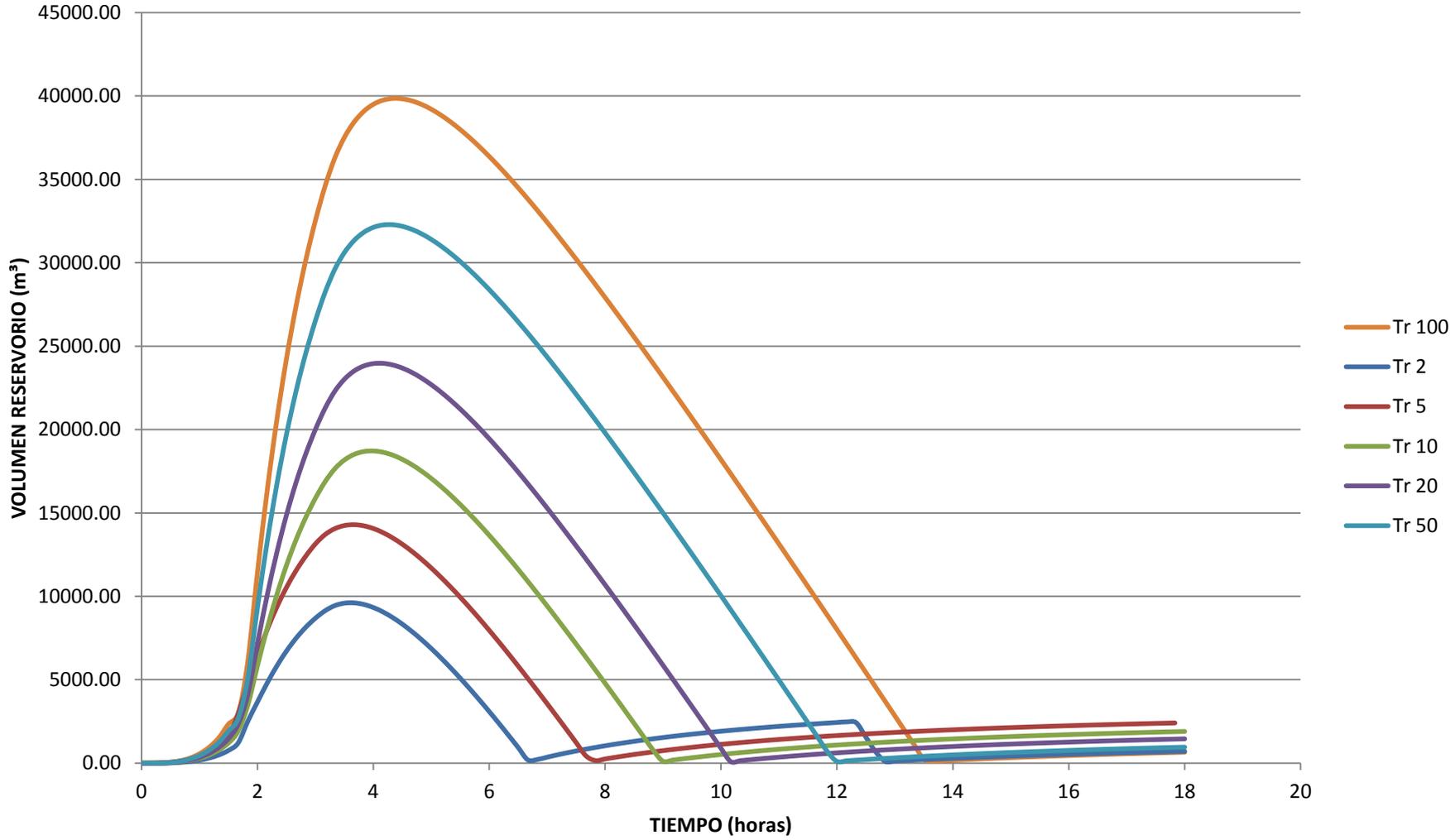
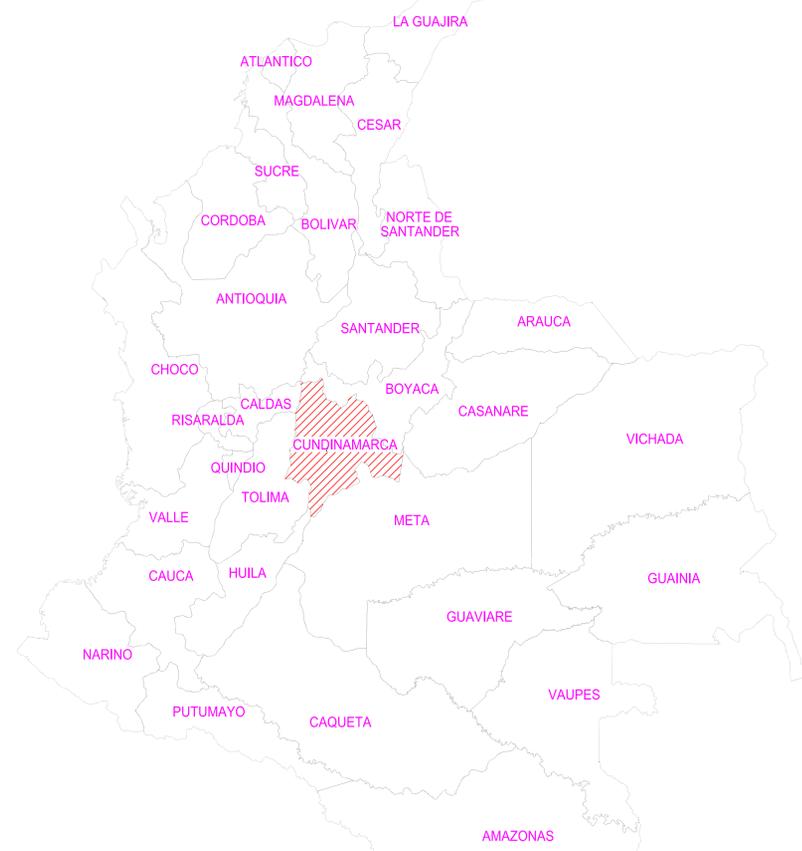


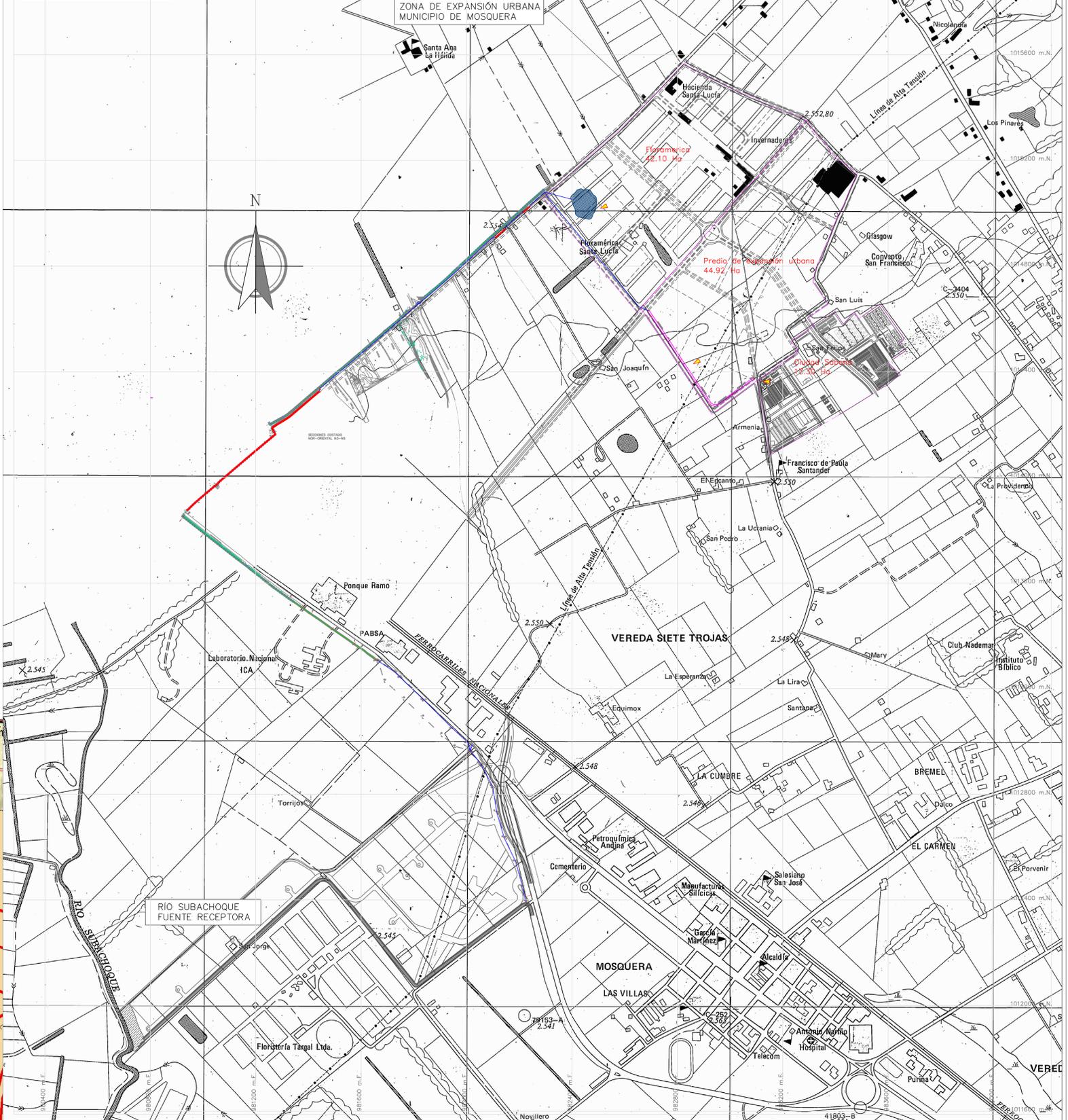
Figura No. 10

## PLANOS

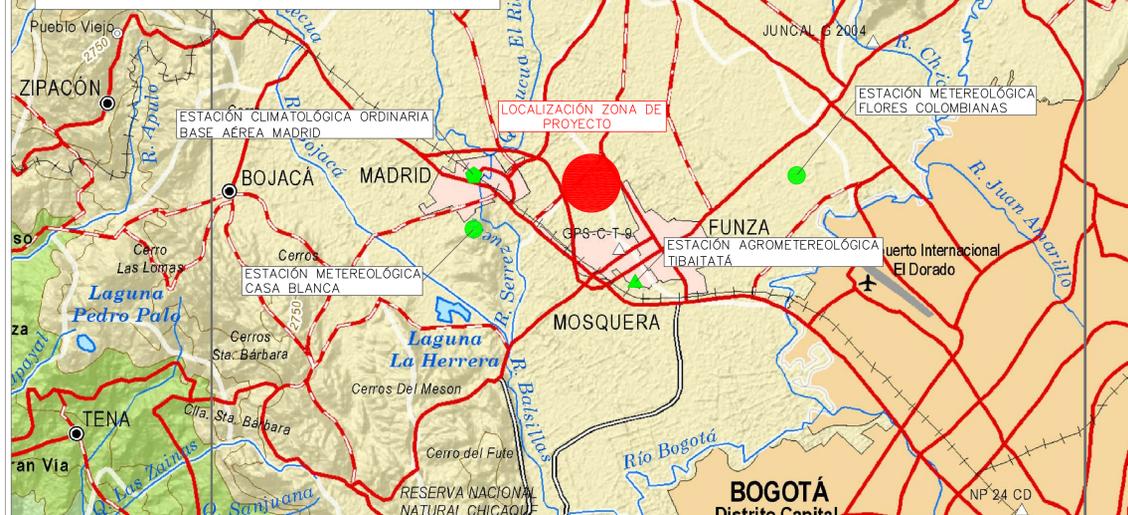
MAPA COLOMBIA  
ESC 1:5'000.000



ZONA PROYECTO  
ESC 1:7500



MAPA DEPARTAMENTO CUNDINAMARCA  
ESC 1:100.000



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA  
JULIO GARAVITO

Dr. GERMAN RICARDO SANTOS GRANADOS  
Director del Proyecto de Grado

PROYECTO DE GRADO ELABORADO POR:  
ING. IVAN DARIO RUIZ PERILLA  
ING. DANIEL ARMANDO VERA RUIZ

MODIFICACIONES		
FECHA	MODIFICACION	NOMBRE ING. RESPONSABLE

MUNICIPIO DE MOSQUERA  
DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA

CONTIENE:  
Localización General de la Zona de Proyecto

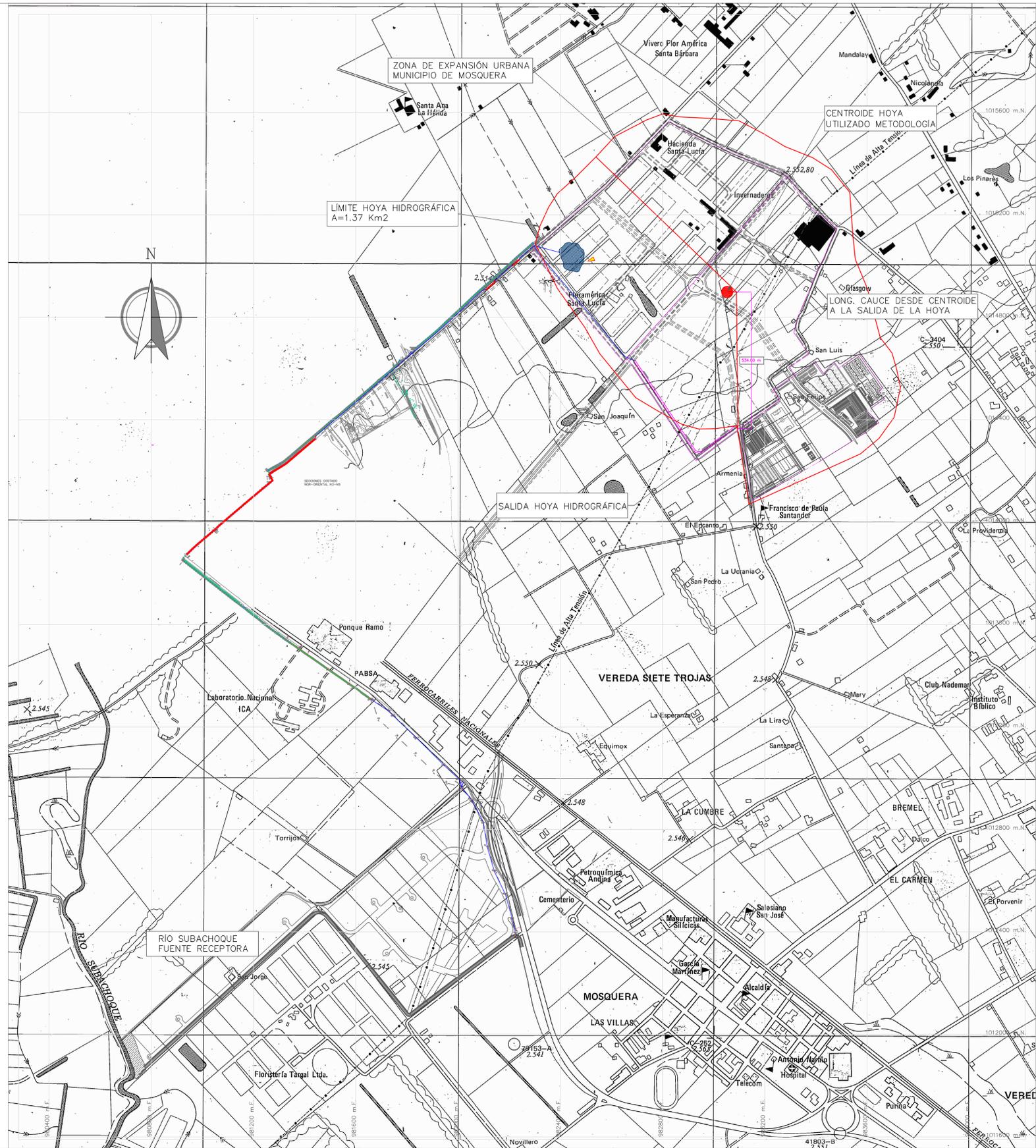
TITULO:  
Metodología para la Implementación de Reservorios como Amortiguación de Caudales Pico en Sistemas de Drenaje de Aguas Lluvias

ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
ENERO DE 2014

REFERENCIA:

PLANO No. 1 de 4



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA  
JULIO GARAVITO

Dr. GERMAN RICARDO SANTOS GRANADOS  
Director del Proyecto de Grado

PROYECTO DE GRADO ELABORADO POR:

ING. IVAN DARIO RUIZ PERILLA  
ING. DANIEL ARMANDO VERA RUIZ

MODIFICACIONES

FECHA	MODIFICACION	NOMBRE ING. RESPONSABLE	FIRMA

MUNICIPIO DE MOSQUERA  
DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA

CONTIENE:  
Hoya Hidrográfica de la Zona de Estudio

TITULO:

Metodología para la Implementación de Reservorios como Amortiguación de Caudales Pico en Sistemas de Drenaje de Aguas Lluvias

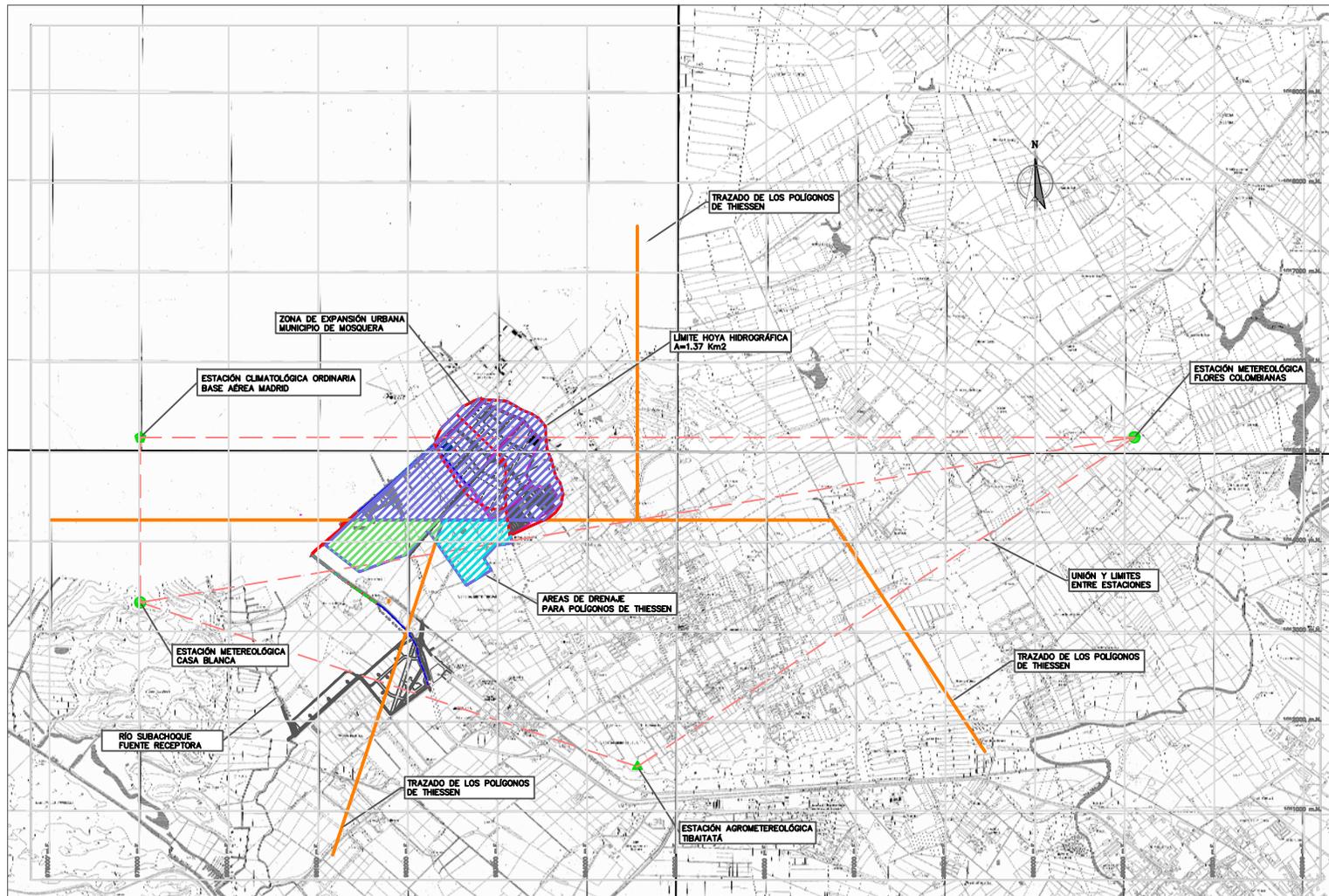
ESCALA:  
1:7500

NOMBRE DEL ARCHIVO:  
PLANO No. 2

FECHA:  
ENERO DE 2014

REFERENCIA:

PLANO No. 2 de 4



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA  
JULIO GARAVITO

Dr. GERMAN RICARDO SANTOS GRANADOS  
Director del Proyecto de Grado

PROYECTO DE GRADO ELABORADO POR:

ING. IVAN DARIO RUIZ PERILLA  
ING. DANIEL ARMANDO VERA RUIZ

MODIFICACIONES

FECHA	DESCRIPCIÓN	NOMBRE DEL RESPONSABLE	FIRMA

MUNICIPIO DE MOSQUERA  
DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA

CONTIENE:  
Ubicación General de las Estaciones  
Hidroclimáticas y Trazado de los  
Polígonos de Thiessen

TÍTULO:

Metodología para la Implementación de Reservorios como  
Amortiguación de Caudales Pico en Sistemas de Drenaje  
de Aguas Lluvias

ESCALA:

1:20000

NOMBRE DEL ARCHIVO:

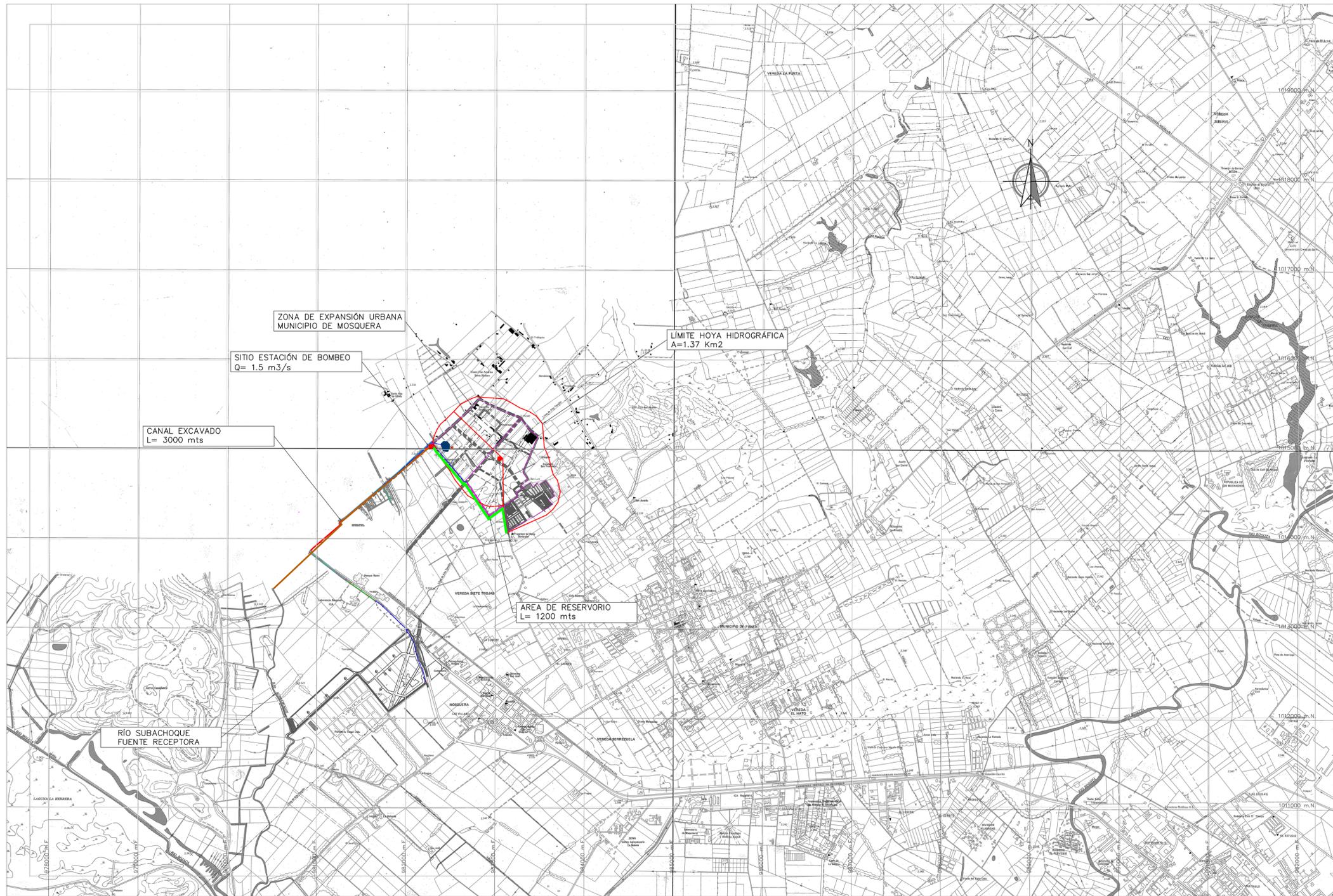
PLANO No. 3

FECHA:

DICIEMBRE DE 2014

REFERENCIA:

PLANO No. 3 de 4



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA  
JULIO GARAVITO

Dr. GERMAN RICARDO SANTOS GRANADOS  
Director del Proyecto de Grado

PROYECTO DE GRADO ELABORADO POR:

ING. IVAN DARIO RUIZ PERILLA  
ING. DANIEL ARMANDO VERA RUIZ

MODIFICACIONES

FECHA	MODIFICACION	NOMBRE ING. RESPONSABLE	FIRMA

MUNICIPIO DE MOSQUERA  
DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA

CONTIENE:  
Localización y Ubicación del Reservorio y el  
Canal de Descarga hasta la Fuente Receptora

TITULO:

Metodología para la Implementación de Reservorios como  
Amortiguación de Caudales Pico en Sistemas de Drenaje  
de Aguas Lluvias

ESCALA: 1:20000

NOMBRE DEL ARCHIVO: PLANO No. 4

FECHA:  
ENERO DE 2014

REFERENCIA:

PLANO No. 4 de 4

## **ANEXOS**

VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hr (mm)

ESTACION: BASE AEREA MADRID 21205770

LATITUD	444	N	TIPO EST	CO	DEPTO	CUNDINAMARCA	FECHA-INSTALACIÓN	1974 - JUL					
LONGITUD	7416	W	ENTIDAD	IDEAM	MUNICIPIO	MADRID	FECHA-SUSPENSIÓN						
ELEVACION	2550	m.s.n.m	REGIONAL	BOGOTA	CORRIENTE	BOGOTA							
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	ANUAL
1974							2.8	10.0	20.1	20.5	22.3	*	22.3
1976										*	11.0	13.1	13.1
1977	9.4	1.7	18.5	15.2	13.5	10.5	8.0	5.8	13.9	20.8	24.9	0.9	24.9
1978	1.1	2.1	14.0	10.2	47.5	9.5	6.9	2.5	21.1	22.9	8.7	12.8	47.5
1979		1.4	16.5	*	12.5	*	*	10.7	33.3	29.4	26.8	6.0	33.3
1980		31.2	1.0	35.5	9.6	22.0	7.6	*	8.0	*	18.0	8.0	35.5
1981	1.4	4.5	7.4	35.3	21.4	6.1	18.2	10.2	11.0	23.3	20.6		35.3
1982				19.6	10.2	11.0	3.2	5.9	8.2			6.2	19.6
1983	2.6	15.5	15.1	19.9	13.8	6.5	17.7	10.0	4.5	16.0	11.4	13.9	19.9
1984	8.8	20.1	8.2	16.8	17.9	24.4	10.8	18.7	13.0	13.3	24.0	23.7	24.4
1985	4.3	5.9	8.0	11.2	20.8	12.6	8.7	22.4	17.2	19.0	20.0	9.8	22.4
1986	8.4	14.9	11.5	22.4	18.5	15.0	25.0	4.8	19.6	30.0	30.0		30.0
1987	7.1	5.5	3.6	8.9	37.0	13.0	11.0		5.7	8.0	15.0		37.0
1988	0.6	21.1	5.7	9.5	6.6			7.8	13.9	9.3	13.9	6.5	21.1
1989	1.0	12.7	15.3	4.9	3.6	8.0	27.3	11.2	20.6	16.9		3.6	27.3
1990	6.3	7.0	5.3	37.3	12.5	5.2	6.7	2.2	6.0	17.9	12.6	15.2	37.3
1991	1.7	*	28.4	7.4	15.5	3.7	14.6	7.4	16.3	4.8	8.5	4.4	28.4
1992	4.2	0.9	3.5	7.7	*	4.0	3.8	8.5		5.8	17.5	6.7	17.5
1993	12.5		*		8.8	6.1	5.4	9.7	13.2	8.5	17.3	4.7	17.3
1994			28.7	20.3	12.4	10.0	9.8	8.9	8.8	23.9	12.1		28.7
1995	1.6	9.9	7.4	12.4	13.2	12.0	18.1	12.8	9.6	13.5	0.0	0.0	18.1
1996	0.0	7.3	20.5	13.2	17.7	4.0	6.4	12.2	17.3	15.7	3.6	9.7	20.5
1997	9.3	9.5	9.5	14.0			0.0	1.7	7.7	19.0	7.6	0.0	19.0
1998	0.0	8.8	1.0	18.0	20.0	11.5	20.0	10.4	15.1	28.4	12.2	9.1	28.4
1999	7.1	16.5	16.5	17.8	14.0	18.0			18.0	10.4	10.6	8.6	18.0
2000	5.7	12.0		*	10.4	18.0	4.4	15.8	28.7	9.8	9.0		28.7
2001		5.9	6.3	0.4	14.1	12.5	8.1	5.0	6.1	9.8	5.7	37.8	37.8
2002	0.9	1.3	30.1	19.5	7.5	8.4	9.5	3.7	13.1	14.9	24.0	16.5	30.1
2003	0.0	9.7	11.3	12.1	5.1	12.7	13.1	14.5	10.7	13.4			14.5
2004	3.0				22.2	18.5		7.7	11.0	36.5	21.3	1.5	36.5
2005	7.9	13.7	19.9	10.0	21.5	28.2	4.5	25.6	20.8	40.3	23.5	19.7	40.3
2006	4.2	0.1	14.6	25.0	19.0	16.4	10.0	*	7.0	32.0	*	11.4	32.0
2007	9.3	2.0	13.8	26.4	13.2	26.0	4.5	11.5	2.8	18.0	36.1	38.8	38.8
2008	13.4	14.2	20.5	41.0	19.0	12.0	10.4	20.0	8.0	9.8	34.4	8.2	41.0
2009	10.2	40.0	18.2	18.7	33.8	22.2	13.0	5.5	2.5	18.2	19.2	3.5	40.0
2010	7.6	9.8	8.2	22.0	34.5	18.2	10.0	12.0	18.8	17.0	24.2	31.5	34.5
2011	5.6	20.6	12.5	27.4	25.5	7.3	9.8	7.1	19.6	32.2	19.3	30.4	32.2
2012	4.8	19.9											19.9
MEDIOS	5.2	11.2	12.9	18.1	17.4	12.9	10.3	10.1	13.5	18.5	17.1	12.1	13.3
MAXIMOS	13.4	40.0	30.1	41.0	47.5	28.2	27.3	25.6	33.3	40.3	36.1	38.8	47.5
MINIMOS	0.0	0.1	1.0	0.4	3.6	3.7	0.0	1.7	2.5	4.8	0.0	0.0	0.0

VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hr (mm)

ESTACION: TIBAITATA 21205420

LATITUD	442	N		TIPO EST		AM		DEPTO		CUNDINAMARCA		FECHA-INSTALACIÓN	1954 - MAR
LONGITUD	7412	W		ENTIDAD		IDEAM		MUNICIPIO		MOSQUERA		FECHA-SUSPENSIÓN	
ELEVACION	2543	m.s.n.m		REGIONAL		BOGOTA		CORRIENTE		BALSILLAS			
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	ANUAL
1955			*	36.7	7.5	14.4	17.8	12.5	8.5	13.0	24.0	15.0	36.7
1956	6.0	13.0	6.0	19.5	14.5	11.3	3.5	3.4	32.3	45.0	14.0	13.0	45.0
1957	1.4	1.0	12.5	18.0	21.0	21.8	16.4	15.6	8.8	45.0	16.5	5.0	45.0
1958	4.0	12.0	19.0	37.0	13.0	8.0	1.0	9.0	6.7	18.5	19.8	23.0	37.0
1959	5.2	6.0	42.5	29.9	18.0	21.7	14.5	9.2	6.2	20.1	11.1	9.9	42.5
1960	8.2	19.6	6.3	16.4	13.1	2.8	24.5	14.2	15.1	36.6	17.8	25.0	36.6
1961	10.5	2.4	14.3	21.2	18.1	26.2	10.0	6.4	4.8	48.3	14.3	12.7	48.3
1962	11.4	14.6	25.8	45.7	22.5	16.6	6.3	11.0	7.8	15.1	19.2	12.6	45.7
1963	5.1	10.4	25.3	12.9	13.6	14.0	5.1	12.2	4.6	20.0	18.7	5.8	25.3
1964	6.3	3.1	14.0	20.4	21.3	21.0							21.3
1965	4.0	7.7	8.0	28.0	19.0	4.5	5.5	6.0	6.0	21.0	22.5	15.1	28.0
1966	0.4	8.9	10.6	13.5	9.0	34.3	14.6	10.0	10.9	25.3	20.4	28.4	34.3
1967	9.8	12.2	8.7	12.9	18.6	15.8	11.0	2.9	12.7	29.6	24.1	22.7	29.6
1968			11.2	26.0	9.1	38.7	4.7	7.2	30.5	37.9	16.9	10.3	38.7
1969	20.0	27.8	13.6	38.2	16.2	20.8	2.1	8.3					38.2
1970										32.7	18.9	5.4	32.7
1971		12.9	16.6	13.9	19.1	27.9	7.5	5.8	12.0	11.3		10.4	27.9
1972	28.4	19.3	18.9	13.4	15.8	12.4	10.6	8.4	3.8	35.3		15.3	35.3
1973	1.5	0.5	12.0	9.3	12.8	17.3	15.6	10.5	28.5	16.0	22.7	18.2	28.5
1974	20.2	16.0	18.3	18.4	15.2	13.4	3.5	14.2	27.9	13.2	19.9	3.9	27.9
1975	5.0	16.8	20.1	11.4	21.2	19.8	5.8	19.3	14.1	30.7	18.2	10.1	30.7
1976	6.7	25.9	8.6	19.1	20.0	12.0	1.7	6.6	18.4	17.7	18.3	8.4	25.9
1977	1.8	4.1	12.1	8.5	5.9	6.3	8.4	9.3	23.0	20.1	22.0	11.9	23.0
1978	1.4	2.2	8.5	26.2	26.2	8.9	7.2	5.4	15.5	18.0	8.9	14.0	26.2
1979	4.6	19.9	14.3	23.5	20.1	9.7	22.0	26.1	11.2	26.9	46.8	21.2	46.8
1980	6.0	12.7	9.4	9.6	14.6	4.8	17.2	8.3	13.8	26.4	14.0	26.4	14.0
1981	1.8	15.0	16.8	25.0	22.9	15.8	6.5	7.9	12.5	40.9	13.1	28.6	40.9
1982	29.4	6.1	12.7	19.3	16.6	10.0	17.5	8.6	5.8	19.8	33.8	16.3	33.8
1983	3.0	3.6	22.4	19.0	14.4	15.5	11.8	10.6	8.5	9.4	50.1	19.1	50.1
1984	14.1	10.8	14.7	33.3	26.0	15.9	7.8	16.5	29.3	31.1	29.0	16.3	33.3
1985	1.2	2.9	7.3	9.4	23.1	6.1	14.8	26.2	15.7	24.8	19.3	8.1	26.2
1986	3.1	17.0	10.6	13.9	15.6	15.1	5.2	6.0	25.4	23.8	19.2	2.6	25.4
1987	15.1	7.5	6.8	12.4	12.2	16.2	15.0	10.9	15.9	15.5	27.1	21.6	27.1
1988	5.7	20.3	5.6	29.4	9.7	13.8	13.8	9.0	19.2	27.8	16.5	18.5	29.4
1989	9.8	27.0	24.3	7.2	7.4	19.7	5.5	6.0	14.3	22.8	5.4	58.8	58.8
1990	21.0	13.1	23.2	29.4	18.6	8.2	6.2	8.6	11.2	32.7	22.6	59.8	59.8
1991	1.6	4.0	26.6	15.2	36.4	11.2	10.0	6.9	15.4	4.0	17.8	16.9	36.4
1992	23.3	13.0	9.7	10.1	3.8	2.6	4.7	19.1	14.5	6.5	17.1	7.5	23.3
1993	13.2	14.3	45	16.6	18.2	6.6	8.8	9.5	14.3	25.1	27.3	4.4	45.0
1994	14.7	19.7	22.2	33.5	27.0	12	15.4	4.2	4.2	15.0	46.9	0.9	46.9
1995	2.8	12.0	21	19.2	11.5	24.3	10.4	8.7	35.6	18.9	27.0	25.5	35.6
1996	5.9	11.9	36.2	24.5	17.9	27.2	9.0	8.7	12.4	16.8	11.3	5.7	36.2
1997	12.6	7.6	13	20.4	8.0	16.5	9.4	1.6	7	16.0	15.4	1.5	20.4
1998	3.6	5.8	8	30.0	20.6	10.6	19.7	19.0	16	30.9	28.4	22.4	30.9
1999	7.3	19.5	19	7.3	9.9	13.9	12.9	10.5	16.8	13.6	12.0	12	19.5
2000	14.0	27.5	21	24.0	25.0	18.7	15.5	23.3	25.6	15.0	11.3	7	27.5
2001	17.6	12.5	19.5	7.5	19.0	25.2	12.0	2.9	6.8	18.7	7.0	29	29.0
2002	10.3	5.5	20.4	34.4	13.8	18.8	12.0	4.3	16.8	15.3	6.9	2.9	34.4
2003	4.0	11.2	11.8	12.9	7.7	15.2	11.0	9.4	18.5	20.0	10.4	2.7	20.0
2004	9.0	13.1	23.6	38.5	32.0	9	10.0	4.0	10.9	23.5	41.5	16.5	41.5
2005	7.5	16.2	12.5	15.0	39.3	4.2	7.8	17.4	22	22.0	9.2	31.8	39.3
2006	30.2	4.5	13	21.2	14.0	31	12.5	7.5	8.6	48.7	23.5	23	48.7
2007	1.8	9.6	21	30.0	10.0	22.2	8.5	15.9	4	38.6	23.6	14	38.6
2008	21.0	8.6	19.8	22.0	26.2	16	8.6	17.5	6.4	14.8	23.8	11.5	26.2
2009	8.2	46.8	26	24.0	2.0	23	15.0	6.5	3.7	26.0	21.2	33	46.8
2010	1.8	12.0	6.7	20.3	30.0	23.1	95.0	6.5	11.3	20.8	61.7	27.9	95.0
2011	9.0	17.3	15.3	19.5	22.5	15.8	22.5	17.0	10.9	41.2	31.2	37.5	41.2
2012	6.7	7.0	35.8	31.0	6.2	6.2	8.0	9.8	3.2	23.5	13.2	18.8	35.8
2013	9.4	31.1	18	18.0									31.1
MEDIOS	9.2	12.9	16.9	21.3	17.0	15.9	11.9	10.6	13.8	23.8	21.6	16.7	16.0
MAXIMOS	30.2	46.8	45.0	45.7	39.3	38.7	95.0	26.2	35.6	48.7	61.7	59.8	95.0
MINIMOS	0.4	0.5	5.6	7.2	2.0	2.6	1.0	1.6	3.2	4.0	5.4	0.9	0.4

VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hr (mm)

ESTACION: CASABLANCA 21206060

LATITUD	443	N	TIPO EST	ME	DEPTO	CUNDINAMARCA	FECHA-INSTALACIÓN	1976 - SEP					
LONGITUD	7416	W	ENTIDAD	IDEAM	MUNICIPIO	MADRID	FECHA-SUSPENSIÓN						
ELEVACION	2575	m.s.n.m	REGIONAL	BOGOTA	CORRIENTE	BALSILLAS							
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	ANUAL
1981	1.4	3.5	3.5	28.5	15.7	5.5	3.3	14.3	46.9	31.2	32.6	10.3	46.9
1982	29.7	7.6	8.2	24.5	26.8	1.6	10.3	7.0	7.9	26.6	12.9	17.6	29.7
1983	4.3	10.9	28.3	21.5	18.1	5.7	12.6	5.1	13.2	17.8	11.5	7.0	28.3
1984	*	*	*	*	28.0	40.0	*	*	*	*	22.0	*	40.0
1985			10.0	22.0	*		12.0	20.0	15.0	22.0	20.0		22.0
1986		*	*	*	*		*	*	*	*	*		0.0
1987	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	20.0	20.0
1988	0.0	26.0	10.0	55.0	0.0	0.0	21.0	10.0	14.0	28.0	26.0	16.0	55.0
1989	14.0	21.0	*	*	*		*	*	*	12.0			21.0
1990			*	*	16.0	10.0	*	*	*	*	14.0	8.0	16.0
1991	2.0	2.0	38.0	8.0	42.0	6.0	18.0	10.0	4.0	2.0	20.0	12.0	42.0
1992	4.0	12.0	5.0	10.0	10.0	4.0	5.0	12.0	14.0	11.0	26.0	16.0	26.0
1993	12.0	12.0	23.0	30.0	26.0	12.0	6.0	12.0	34.0	8.0	2.0	12.0	34.0
1994	9.0	6.0	8.0	6.0	8.0	10.0	6.0	6.0	9.0	21.0	18.0	0.0	21.0
1995	3.0	3.0	20.0	9.0	4.0	3.0	11.0	9.0	12.0	13.0	18.0	12.0	20.0
1996	5.0	4.0	25.0	21.0	19.0	39.0	9.0	6.0	4.0	15.0	6.0	8.0	39.0
1997	14.0	8.0	0.0	10.0	14.0	8.0	6.0	2.0	5.3	7.1	9.6	1.2	14.0
1998	8.0	5.0	1.6	6.8	29.1	8.9	20.2	6.8	13.1	26.7	10.3	4.7	29.1
1999	6.0	17.2	20.0	8.8	3.5	15.3	0.0	5.4	19.3	12.2	8.5	11.3	20.0
2000	8.3		22.5	12.4	9.4	17.8	4.2	9.1		12.2	3.5	8.3	22.5
2001	7.7	10.6	17.7	5.2	7.5	4.7	9.2	4.3	6.2	7.3	4.2	3.8	17.7
2002	0.8	2.0	8.5	14.8	17.4	11.7	9.9	4.2	9.2	12.5	7.6	5.8	17.4
2003	0.0	0.0	0.0	8.5	0.0	8.0	5.5	1.6	0.0	1.5	0.9	7.0	8.5
2004	0.5	3.5	*	2.8	17.5	11.4		1.2	7.5	9.0	2.3		17.5
2005							18.5		12.0	7.5	6.4	15.0	18.5
2006	3.0	*	6.5	15.5	*	12.5	10.5	8.5	8.0	33.2	18.5		33.2
2007	*	3.0	12.0	19.0	18.6	10.0	6.5	15.5	4.5	22.0	12.0	36.0	36.0
2008	12.5	9.0	15.0	21.0	17.5	5.5	5.9	9.5	7.0	14.2	28.6	7.2	28.6
2009	4.0	*	12.0	15.5	*	27.0	8.0	6.0	10.0	20.0	11.0	10.0	27.0
2010	8.5	6.0	5.0	23.0	15.0	14.0	8.5	7.0	20.0	16.0	27.0	30.0	30.0
2011	24.0	9.0	15.5	22.0	31.0	9.0	12.0	6.0	11.0	17.0	18.0	16.0	31.0
2012	6.0	4.0	36.0	25.5	5.5	4.0	10.5	4.0	5.5	3.0	20.0		36.0
MEDIOS	7.5	8.1	14.1	17.2	16.0	11.3	9.6	7.9	12.0	15.3	14.4	11.8	12.1
MAXIMOS	29.7	26.0	38.0	55.0	42.0	40.0	21.0	20.0	46.9	33.2	32.6	36.0	55.0
MINIMOS	0.0	0.0	0.0	2.8	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	1.5	0.9	0.0	0.0

VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hr (mm)

ESTACION: FLORES COLOMBIANAS 21206210

LATITUD	444	N		TIPO EST		ME		DEPTO		CUNDINAMARCA		FECHA-INSTALACIÓN	1986 - JUL
LONGITUD	7410	W		ENTIDAD		IDEAM		MUNICIPIO		FUNZA		FECHA-SUSPENSIÓN	
ELEVACION	2560	m.s.n.m		REGIONAL		BOGOTA		CORRIENTE		BOGOTA			
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	ANUAL
1987												9.1	9.1
1988	1.3	3.0	100.0	30.0	11.8	23.1	10.9						100.0
1991				20.0	18.0	5.1	14.3	30.4	6.2				30.4
1992				11.2	8.5	5.5	8.2	4.3	16.4	12.0	14.2	5.0	16.4
1993	19.5	12.1	9.2	17.0	13.4	4.5	10.0	5.0	10.0	10.0	21.7	8.5	21.7
1994	8.5	29.0	35.0	17.5	20.5	6.5	10.0	10.0	9.5	9.5	15.3	2.2	35.0
1995	1.0	7.0		30.0	65.0	13.5		18.0	14.0		21.5	20.0	65.0
1996		*		23.0	25.0	5.0	35.0	7.5	22.5	19.5	15.5	10.0	35.0
1997	30.0	19.0	9.5	17.5	19.0	15.0	5.0	1.6	1.6	18.0	2.5	0.0	30.0
1998	0.0	14.0	7.6	21.0	18.5	7.9	23.5	14.5	11.1	15.5	11.0	26.1	26.1
1999	13.6	26.2	17.4	21.5	14.4	27.0	20.9		14.4	42.4	14.5	10.0	42.4
2000	13.2	8.0	12.2	33.4	14.4	14.2	24.0	19.2	16.2	40.0	9.4	4.5	40.0
2001	7.2	21.5	26.8	8.0	44.5	11.5	11.5	4.9	10.3	11.7	18.0	31.8	44.5
2002	4.3	9.4	34.0	28.0	30.0	13.8	16.0	6.5	21.2	23.0	12.9		34.0
2003		*	17.7	25.3	*	14.5	4.7	11.5	34.1	13.8	26.0	17.7	34.1
2004	20.0	18.7	23.4	28.1	17.1	6.5	15.5	5.4	16.8	28.8	26.5		28.8
2005		19.4				7.5	10.8	16.4	8.2	25.9	18.5	22.4	25.9
2006	23.0	10.0	37.0	28.0	60.5	21.2	8.2	8.3	10.1	40.0	13.5	2.8	60.5
2007	9.6	6.8	31.0	35.8	23.5	23.5	32.1	15.5	7.4	36.0	12.4	23.2	36.0
2008	10.0	25.4	19.2	25.2	35.0	14.2	16.1	15.8	12.0	24.6	23.1	8.6	35.0
2009	8.5	18.6	26.3	17.2	3.7	33.5	14.5	8.5	3.5	28.3	4.3	3.6	33.5
2010	9.4	15.5	8.5	31.5	28.5	27.8	34.5	8.5	9.0	10.5	24.2	11.4	34.5
2011	11.3	16.0	31.2	23.5	29.5								31.2
MEDIOS	11.2	15.5	26.2	23.5	25.0	14.3	16.3	11.1	12.7	22.8	16.1	12.1	17.2
MAXIMOS	30.0	29.0	100.0	35.8	65.0	33.5	35.0	30.4	34.1	42.4	26.5	31.8	100.0
MINIMOS	0.0	3.0	7.6	8.0	3.7	4.5	4.7	1.6	1.6	9.5	2.5	0.0	0.0