

MINISTERIO DE SEGURIDAD PÚBLICA  
REPÚBLICA DE COSTA RICA  
**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA BÁSICA DEL CAUCE DE AGUA DE LA MICROCUENCA EN  
QUE SE LOCALIZA EL ÁREA DE PROYECTO**

**PROYECTO:**

DELEGACIÓN POLICIAL DISTRITAL DE RÍO FRÍO

**LOCALIZACIÓN**

PROVINCIA: HEREDIA

CANTÓN: SARAPIQUÍ

DISTRITO: HORQUETAS

**DESARROLLADOR**

MINISTERIO DE SEGURIDAD PÚBLICA, REPÚBLICA DE COSTA RICA

**ESTUDIO A CARGO DE**



**PROFESIONAL RESPONSABLE:**

ING. JOSÉ PABLO PORRAS VELÁSQUEZ, DR. -ING.

CÉDULA: 1-0948-0740

COLEGIADO CFIA: IC-9300

CONSULTOR INDIVIDUAL SETENA: CI-301-12

VIGENCIA: 18 DE NOVIEMBRE DE 2022

**FECHA DE EMISIÓN**

28 DE ENERO DE 2021

2010C37-S-301-DOC-REV1

## PREFACIO

Participaron en la elaboración del presente informe los siguientes profesionales:

Ing. José Pablo Porras Velásquez, Dr.-Ing.  
Profesional Responsable  
Cédula 1-948-740  
Colegiado CFIA IC-9300  
Consultor Individual SETENA CI-301-12

Ing. Esteban Aguilera Chaves, M. Eng  
Colegiado CFIA IC-22155

Ing. María José Chacón Rodríguez  
Colegiado CFIA IC-22174

Control revisiones de documento					
Número de revisión	Fecha	Elaboró	Revisó	Aprobó	Descripción de cambios
1	28/01/21	P. Porras	P. Porras	P. Porras	Corrección de área de catastro
0	11/12/20	E. Aguilera / M. Chacón / P. Porras	P. Porras	P. Porras	Versión final para entrega al Cliente

## RESPONSABILIDAD PROFESIONAL POR LA INFORMACIÓN APORTADA

El suscrito (a) José Pablo Porras Velásquez, portador de la cédula de identidad número 1-0948-0740, profesional en Ingeniería Civil Incorporado al Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (CFIA), número de colegiado: IC-9300 consultor(a) inscrito(a) en la Secretaría Técnica Nacional Ambiental, según registro CI-301-12-SETENA, cuya vigencia se encuentra al día hasta el 18 de noviembre de 2022, manifiesto ser responsable directo de la información técnica científica que se aporta en el presente documento, la cual se elaboró para el proyecto denominado: Delegación Policial Distrital de Río Frío, el cual se desarrollará en el plano catastrado número: H-829366-2002, parte de la finca número: 4-082504-000.

En virtud de ello, someto el presente Estudio de Hidrología Básica del Cauce de Agua de la Microcuenca en que se localiza el AP, al conocimiento de la Secretaría Técnica Nacional Ambiental (SETENA), como autoridad en materia de Evaluación de Impacto Ambiental del Estado costarricense, con el objetivo que sea analizado y se constate que el mismo ha cumplido con los lineamientos técnicos y normativos establecidos. Tengo presente que en apego al artículo 5 del Decreto Ejecutivo 32712-MINAE, la información contenida en este estudio se presenta bajo el concepto de Declaración Jurada, a conocimiento y conciencia de que dicha información es actual y verdadera y que, en caso contrario, pueden derivarse consecuencias penales del hecho. Por lo cual, manifiesto que, de encontrarse alguna irregularidad en la información, seré responsable no sólo por esta falta, sino también por las consecuencias de decisión que a partir de la información suministrada pudiera incurrir la SETENA y el desarrollador.

Atentamente,

Ing. José Pablo Porras Velásquez, Dr.-Ing.  
Profesional Responsable  
Cédula 1-948-740  
Colegiado CFIA IC-9300  
Consultor Individual SETENA CI-301-12

## ÍNDICE

PREFACIO.....	I
RESPONSABILIDAD PROFESIONAL POR LA INFORMACIÓN APORTADA.....	II
ÍNDICE.....	III
<b>1. RESUMEN EJECUTIVO.....</b>	<b>1</b>
1.1 RESUMEN DE RESULTADOS .....	1
1.2 RESUMEN DE CONCLUSIONES TÉCNICAS .....	2
1.3 CONCLUSIÓN GENERAL SOBRE LA VIABILIDAD HIDROLÓGICA DEL TERRENO EN VIRTUD DE LA OBRA A DESARROLLAR.....	3
<b>2. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>4</b>
2.1 DATOS SOBRE LA FINCA ESTUDIADA.....	4
2.2 COORDINACIÓN PROFESIONAL REALIZADA.....	4
2.3 OBJETIVOS.....	4
2.4 METODOLOGÍA .....	4
<b>3. SEGMENTO A: ANÁLISIS DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN EL ÁREA DE PROYECTO.....</b>	<b>6</b>
3.1 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	6
3.2 ESTIMACIÓN DE LA ESCORRENTÍA PARA LA CONDICIÓN BASE (SIN PROYECTO) .....	9
3.2.1 <i>Área de drenaje y coeficiente de escorrentía</i> .....	11
3.2.2 <i>Intensidad de la lluvia y tiempo de concentración</i> .....	12
3.2.3 <i>Cálculo de caudales máximos instantáneos</i> .....	18
3.3 ESTIMACIÓN DE LA ESCORRENTÍA PARA LA CONDICIÓN CON PROYECTO .....	18
3.3.1 <i>Área de drenaje y coeficiente de escorrentía</i> .....	19
3.3.2 <i>Intensidad de la lluvia y tiempo de concentración</i> .....	21
3.3.3 <i>Cálculo de caudales máximos instantáneos</i> .....	21
3.4 RESUMEN DE RESULTADOS .....	21
3.4.1 <i>Caudales aportados</i> .....	21
3.4.2 <i>Consecuencias para el cauce receptor</i> .....	22
<b>4. SEGMENTO B: ANÁLISIS HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA AMENAZA DE INUNDACIÓN.....</b>	<b>24</b>
4.1 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO SAN JOSÉ.....	24
4.1.1 <i>Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica</i> .....	24
4.1.2 <i>Uso y cobertura del suelo</i> .....	27
4.1.3 <i>Caracterización climática regional</i> .....	28
4.1.4 <i>Condiciones del cauce del río San José en el terreno en estudio</i> .....	34
4.2 ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO .....	36
4.2.1 <i>Estimación de caudales por modelado de precipitación-escorrentía</i> .....	36
4.2.2 <i>Estimación de caudales de diseño por el método de envolventes regionales</i> .....	46
4.3 COMPARACIÓN DE LAS ESTIMACIONES DE CAUDAL DE DISEÑO PARA EL RÍO AQUIARES .....	47
4.4 MODELIZACIÓN HIDRÁULICA DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	49
4.4.1 <i>Modelización hidráulica en HEC-RAS</i> .....	49
4.4.2 <i>Estimación del coeficiente n de Manning</i> .....	51
4.4.3 <i>Modelo hidráulico del río San José</i> .....	55
4.4.4 <i>Resultados del modelo de HEC-RAS</i> .....	60
4.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS HIDRÁULICOS .....	63
<b>5. EVALUACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES HIDROLÓGICAS .....</b>	<b>67</b>

5.1	EVALUACIÓN DE RESULTADOS DEL SEGMENTO A.....	67
5.2	EVALUACIÓN DE RESULTADOS DEL SEGMENTO B.....	68
<b>6.</b>	<b>DISCUSIÓN SOBRE LOS GRADOS DE INCERTIDUMBRE Y ALCANCE DEL ESTUDIO.....</b>	<b>69</b>
6.1	APLICABILIDAD DE LOS RESULTADOS.....	69
6.2	TAREAS PENDIENTES PARA FASES POSTERIORES DEL PROYECTO.....	69
6.3	INCERTIDUMBRES NO RESUELTAS.....	69
6.4	CONCLUSIÓN GENERAL SOBRE LA VIABILIDAD HIDROLÓGICA DEL TERRENO EN VIRTUD DE LA OBRA A DESARROLLAR.....	70
<b>7.</b>	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>71</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>73</b>

## 1. RESUMEN EJECUTIVO

Se analizó un terreno ubicado en el sector de Sarapiquí, Heredia, donde se desarrollará la construcción de la Delegación Policial Distrital de Río Frío, el cual cuenta con un área total de 69 m<sup>2</sup>. Se evaluó la generación de escorrentía dentro del Área de Proyecto, para condiciones pre-desarrollo y post-desarrollo y su impacto sobre el cuerpo receptor, en específico para este caso el río San José. Posteriormente se delimitó y caracterizó la cuenca hidrográfica del río San José, se estimaron caudales para diferentes períodos de retorno, se corrieron modelos hidráulicos unidimensionales para estimar niveles y extensión de la planicie de inundación y se evaluó la amenaza de inundación para el proyecto.

### 1.1 RESUMEN DE RESULTADOS

Los cálculos hidrológicos realizados para el desarrollo del Segmento A arrojaron los siguientes resultados:

- Considerando eventos de precipitación con períodos de retorno de entre 2 y 100 años, y duración de la lluvia igual al tiempo de concentración, el lote del Proyecto genera caudales máximos de escorrentía superficial de entre 77.43 y 175.32 l/s para la condición base (sin Proyecto).
- Estos caudales aumentarán a valores entre 94.3 y 197.6 l/s, según el período de retorno, una vez que se construya el Proyecto, debido al aumento del coeficiente de escorrentía y a la ligera reducción de los tiempos de concentración, producto de la impermeabilización parcial del terreno. Por lo tanto, la escorrentía generada en el AP experimentará un aumento de entre 16.9 y 22.3 l/s (12.7-21.8%) en los caudales desfogados al cuerpo receptor.
- El desfogue de las aguas pluviales del Proyecto se prevé que se realizará al río San José, colindante con el lote al noreste, al igual que ocurre en la condición actual (condición base, sin Proyecto). Se propone preliminarmente el punto de desfogue con coordenadas CRTM 511855.187E, 1141251.336N.

En cuanto al “Segmento B”, se procedió a estimar caudales de creciente en el tramo del río San José colindante con el proyecto, mediante simulaciones precipitación-escorrentía empleando el modelo del hidrograma unitario en el HEC-HMS. Los resultados obtenidos se resumen en el siguiente cuadro, los cuales corresponden a los picos de crecientes esperadas en el río San José, con una cuenca con un área superficial de 69.66 km<sup>2</sup>.

TR (años)	10	25	50	100
Caudal pico (m <sup>3</sup> /s)	461.3	521.9	555.7	582.2

Una vez estimados los caudales, se procedió a realizar las simulaciones hidráulicas unidimensionales por medio del modelo HEC-RAS. A partir de los resultados de las simulaciones se determinó que el terreno donde se ubicará el proyecto presenta potencial de inundación para los períodos de retorno analizados. Se delimitó el área de extensión de la mancha de inundación y se prevé no exista potencial de inundación en los edificios según el diseño de sitio propuesto. Existe un pequeño sector en el contorno perimetral del área por desarrollar que sí se ve afectado por potenciales inundaciones que puede ser atendido mediante la elevación de su nivel de piso terminado según las recomendaciones del estudio. Esto significa que, para poder desarrollar el terreno en estudio, no se requieren obras de protección contra inundaciones ni provisiones particulares para atender una potencial amenaza de inundación, pero sí considerar una elevación mínima en el contorno perimetral para la implantación de las obras.

## 1.2 RESUMEN DE CONCLUSIONES TÉCNICAS

En cuanto a la generación de escorrentía en el terreno del AP, se concluye que se puede esperar un aumento de hasta un 21.8 % en el caudal de escurrimiento superficial proveniente del terreno a desarrollar, producto del cambio en la cobertura del suelo hacia un esquema con porcentajes mayores de impermeabilización. El efecto hidrológico es relativamente reducido, debido al bajo porcentaje de impermeabilización (22%) que supone el proyecto. Los caudales de desfogue del proyecto, hacia el cuerpo receptor con el que colinda el terreno donde se encuentra, son de 94.3 y 197.6 l/s, según el período de retorno, una vez que se construya el proyecto.

El cauce receptor del desfogue pluvial del proyecto será el río San José. Como se ha indicado en secciones anteriores, en el punto en que la finca desfoga en este cuerpo de agua, se define una microcuenca de 69.66 km<sup>2</sup>, con un área de drenaje más de 10000 veces mayor al área del AP. Los resultados muestran que los caudales totales a desfogar representan apenas un 0.04% del caudal pico de avenidas del cuerpo de agua receptor del desfogue y que el incremento representa un 0.004% de los picos de las avenidas. Por lo tanto, se puede concluir que el aporte generado por la descarga pluvial del AP es muy bajo comparado con los caudales asociados a una cuenca de este tamaño. Igualmente, debido a las grandes diferencias en los tiempos de concentración entre la cuenca del río San José y el AP, se puede esperar que la concurrencia de picos de caudal generados en el AP y picos de creciente en el río San José sea improbable, por lo que el impacto del incremento de escorrentía superficial dentro del AP será prácticamente imperceptible para el cauce receptor.

En cuanto a la amenaza de inundación, dada la colindancia del terreno con el río San José (“Segmento B”), con los resultados de los análisis hidráulicos se determinó que el terreno donde se ubicará el proyecto presenta potencial de inundación para los períodos de retorno analizados, pero no se espera afectación en las áreas donde se desarrollarán las edificaciones y la infraestructura, más allá del contorno perimetral. Para evitar afectaciones por crecidas del río, en la esquina sureste del contorno perimetral, del área por desarrollar, el nivel de piso

terminado de dicha construcción debe quedar por encima de la elevación 99.65 msnm mientras que en la esquina noreste este nivel debe ser superior a la elevación 99.15 msnm.

### **1.3 CONCLUSIÓN GENERAL SOBRE LA VIABILIDAD HIDROLÓGICA DEL TERRENO EN VIRTUD DE LA OBRA A DESARROLLAR.**

Como conclusión general, se considera que el proyecto es viable desde un punto de vista hidrológico, ya que su impacto sobre el río San José será prácticamente imperceptible, al ser el proyecto de bajo nivel de impermeabilización; y porque el terreno a pesar de presentar una amenaza de inundación, su afectación no llega hasta las obras de infraestructura propuestas para el proyecto más allá del contorno perimetral cuya solución es manejable con la elevación de su nivel de piso terminado.

## 2. INTRODUCCIÓN

El presente es un informe con los resultados del Estudio de Hidrología Básica para un terreno ubicado en el sector de Horquetas del cantón de Sarapiquí en la provincia de Heredia. El proyecto supone el desarrollo de un terreno con un área total de 6 808.79 m<sup>2</sup>, para la construcción de la Delegación Policial Distrital de Río Frío.

### 2.1 DATOS SOBRE LA FINCA ESTUDIADA

El proyecto construcción y equipamiento de la Delegación Policial Distrital de Río Frío se desarrollará en una finca ubicada en el distrito 3° Horquetas, cantón 10° Sarapiquí, provincia 4ª Heredia, plano de catastro H-829366-2002, parte de la finca 4-082504-000. El plano catastrado del proyecto se incluye en el Anexo 1 del presente informe.

### 2.2 COORDINACIÓN PROFESIONAL REALIZADA

El Estudio de Hidrología Básica se coordinó directamente con el consorcio formado por las empresas Vieto S.A. y Consultorías Ambientales El Guayacán S.A., el cual está encargado de la coordinación de los estudios básicos para el proceso de evaluación ambiental para el desarrollador. El profesional que lidera y coordina la elaboración de los estudios ambientales para este proyecto por parte del consorcio es el Geóg. German Retana Calvo.

### 2.3 OBJETIVOS

El estudio tiene como objetivo general desarrollar los Segmentos A y B de la evaluación hidrológica de la cuenca donde se ubica el Área de Proyecto (AP), para lo que se requiere estimar la escorrentía generada en el terreno producto de su desarrollo y determinar posibles amenazas de inundación a las que el terreno pueda estar sujeto.

Como objetivos específicos se plantearon los siguientes:

- Valoración hidrológica general de la generación de escorrentía en el AP y su impacto sobre el cuerpo receptor.
- Valoración hidrológica e hidráulica de posibles amenazas de inundación a las que está sujeta el AP.

### 2.4 METODOLOGÍA

Para cumplir los objetivos anteriores, se siguió la siguiente metodología:

- Análisis hidrológico y estimación de la escorrentía superficial en el área de estudio, para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, para las siguientes condiciones:
  - Condición base (sin proyecto)

- Condición con proyecto, según diseño de sitio
- Estimación de los caudales máximos instantáneos a ser desfogados por el proyecto, para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.
- Análisis hidrológico de la cuenca del río San José para la estimación de hidrogramas de crecientes y caudales máximos instantáneos de diseño para 10, 25, 50 y 100 años de período de retorno a través del modelado precipitación-escorrentía empleando el programa HEC-HMS. Los caudales instantáneos pico servirán de base de diseño para el análisis hidráulico del tramo de influencia del río San José sobre el terreno en estudio.
- Análisis hidráulico unidimensional del tramo de estudio en el río San José, mediante la aplicación del modelo HEC-RAS. El modelo se generará con la información topográfica disponible, los caudales de diseño obtenidos a partir del análisis hidrológico y los parámetros de rugosidad estimados mediante la visita de campo y recomendaciones teóricas.
- Valoración de potenciales amenazas de inundación para el proyecto. Obtención de mapas de inundación para el terreno y determinación de áreas sujeta a amenaza de inundación, así como definición de elevaciones para las obras de desfogue del proyecto.

En los siguientes capítulos se presentan los resultados de los análisis y las recomendaciones planteadas.

### 3. SEGMENTO A: ANÁLISIS DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN EL ÁREA DE PROYECTO

#### 3.1 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El terreno donde se construirá el Proyecto se ubica en el distrito de Horquetas, en el cantón de Sarapiquí, provincia de Heredia, cerca de la Clínica de Río Frío. La localización del Área de Proyecto (AP) se muestra en la Figura 3.1. La finca que compone el AP tiene un área total de 6 808.79 m<sup>2</sup> según los datos catastrales, aunque según la delimitación del polígono según el levantamiento topográfico el área corresponde a 6 m<sup>2</sup>, valor que se mantendrá en el informe como el correspondiente al lote. El lote tiene frente a calle pública a lo largo de su lindero sur. Además, colinda al norte directamente con el río San José.

El lote consiste en una finca donde se ubica la actual delegación policial de Río Frío, con amplias zonas verdes, y sectores con árboles y arbustos abundantes, tal como se aprecia en el mapa de la Figura 3.2 y en la fotografía de la Figura 3.3.

Figura 3.1. Ubicación del Área de Proyecto (Hoja cartográfica escala 1:5000 SNIT)  
Cuadrícula CRTM-05

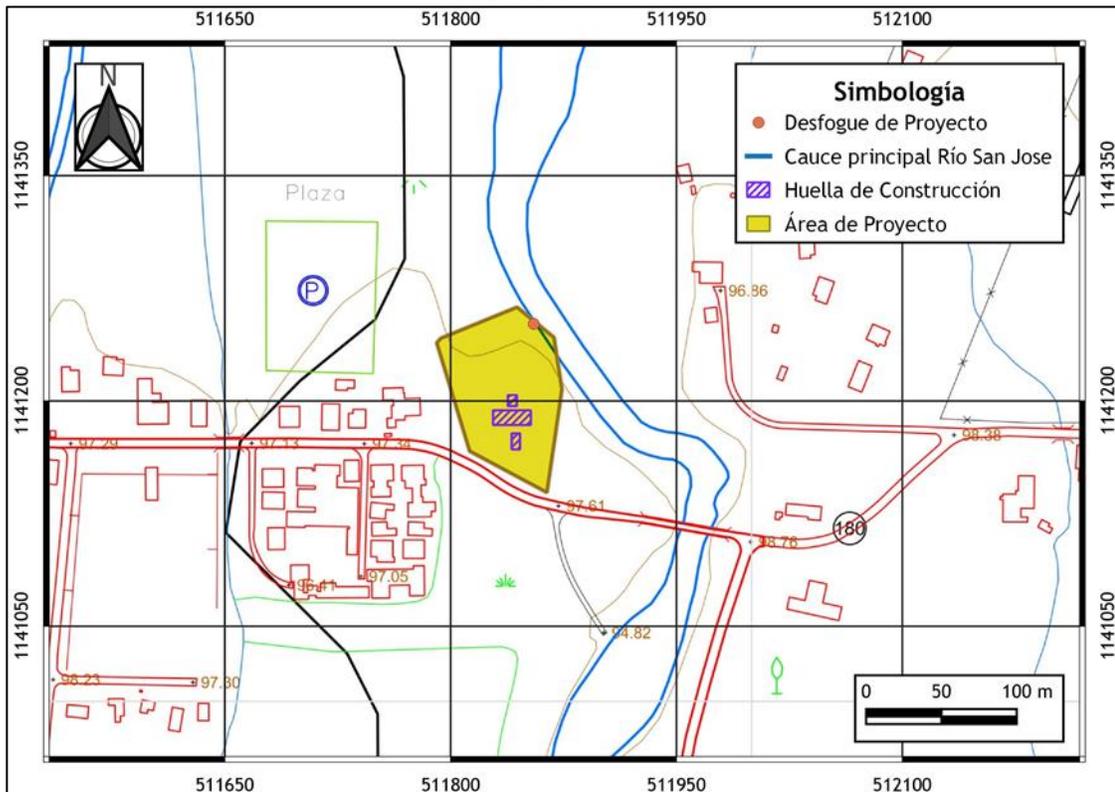


Figura 3.2. Detalle de ubicación del AP sobre imagen satelital (Google Earth, 2019)  
Cuadrícula CRTM-05

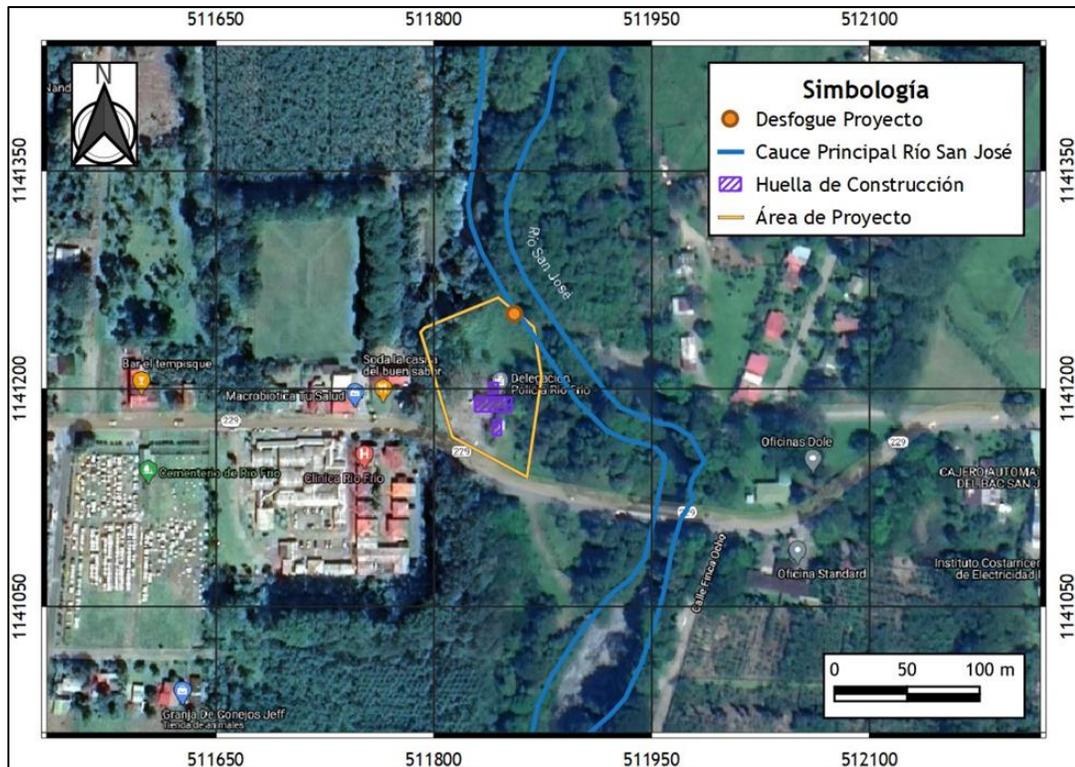
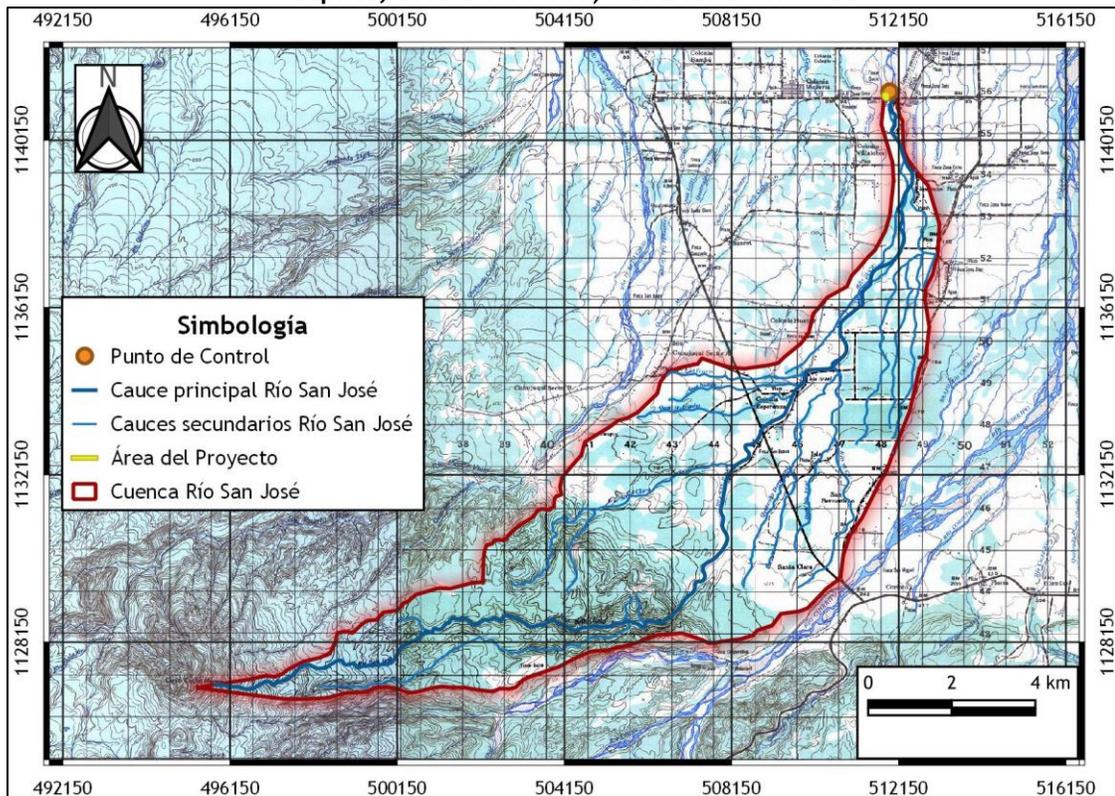


Figura 3.3. Vista general del lote del AP



El sector de la finca donde se ubica el AP es relativamente plano en topografía y tiene pendiente en la dirección noreste, la cual es la dirección predominante de drenaje. La escorrentía del sector es evacuada de forma distribuida hacia el río San José, el cual es el cuerpo de agua receptor dentro de cuya cuenca se ubica el AP (Figura 3.4). En el punto de desfogue del AP, la cuenca tiene un área de drenaje de 69.66 km<sup>2</sup>. El río San José es afluente del río Sucio, que a su vez es afluente del río Sarapiquí, que desemboca en el río San Juan en la frontera con Nicaragua.

Figura 3.4. Contexto hidrográfico del AP: cuenca del río San José (Hojas cartográficas Poás y Guápiles, escala 1:50 000) Cuadrícula CRTM-05



### 3.2 ESTIMACIÓN DE LA ESCORRENTÍA PARA LA CONDICIÓN BASE (SIN PROYECTO)

El terreno del AP tiene una topografía plana en su sector sur y ondulada hacia el norte, conforme se acerca al cauce del río San José. De acuerdo con el levantamiento topográfico del lote y su distribución de elevaciones (Figura 3.5), en el lindero sur del lote, a lo largo de la calle pública, las elevaciones alcanzan los 99.86 msnm, mientras que, en el sector noreste, la elevación es de 98.80 msnm en su punto más bajo, lo cual representa una pendiente media cerca del 1.04%. Toda la escorrentía superficial del lote se da en las direcciones este, norte y noreste, siendo el receptor final el río San José, como se explicó en el apartado anterior. No existen aportes externos de escorrentía, ni de lotes vecinos ni de la calle pública, ya que, si bien el lote se encuentra a niveles más bajo que la calle pública, esta tiene pendiente noroeste sureste y drena sus aguas al río San José por medio de una depresión natural ubicada en el lindero este del AP, según se muestra en la Figura 3.6.

Figura 3.5. Variación de elevación del AP, según la topografía del terreno

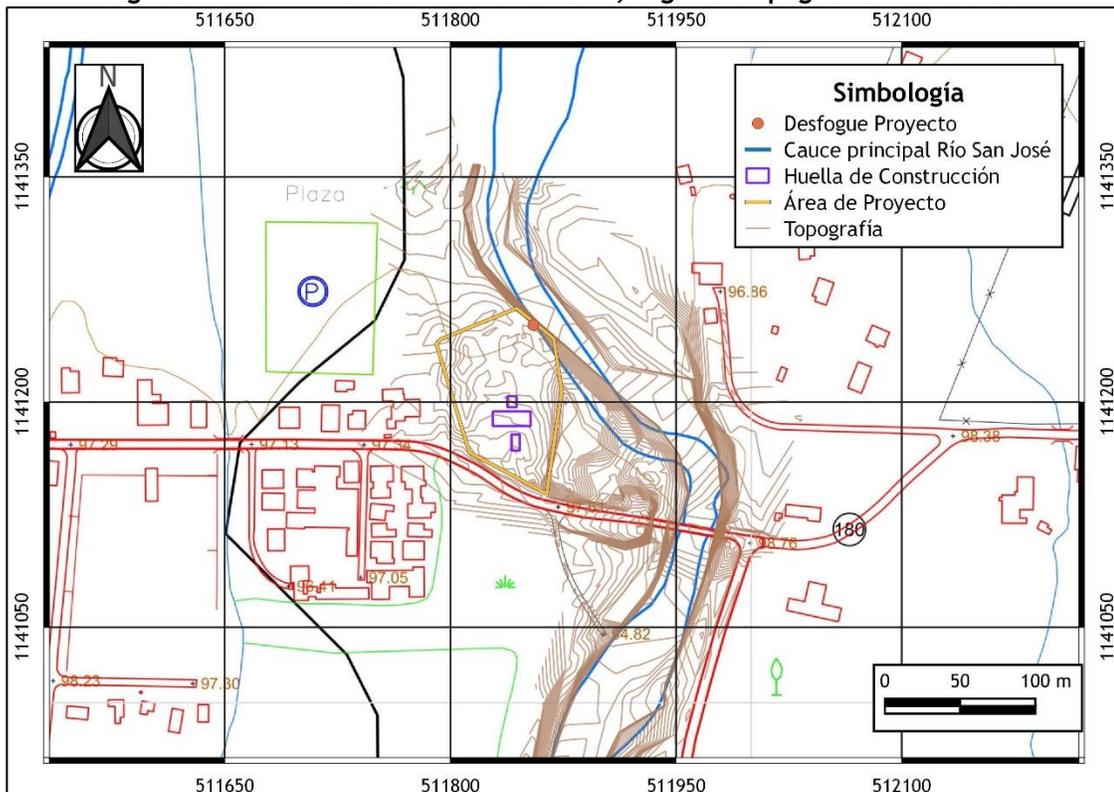


Figura 3.6. Configuración de pendiente y drenaje de la calle pública frente al AP



Con el fin de caracterizar la generación de escorrentía superficial dentro del Área de Proyecto, se realizaron cálculos de caudales máximos instantáneos utilizando los conceptos del Método Racional. Éste es el método estándar para realizar estimaciones de caudal para áreas pequeñas de drenaje y para problemas de hidrología urbana (Chow et.al. 1994, Viessman 2003, Bedient et.al. 2008).

El Método Racional se basa en el concepto de que el caudal máximo instantáneo de escorrentía superficial proveniente de un terreno es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia de una tormenta con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje. La constante de proporcionalidad es el producto del área superficial de drenaje y de un coeficiente de escorrentía, definido por las pendientes del sitio y por la cobertura del suelo (CFIA, 2017):

$$Q_{max} = \frac{C * A * i_{tc}}{3600} \quad (1)$$

donde:

$Q_{\text{máx}}$  = caudal máximo instantáneo [l/s]

C = coeficiente de escorrentía

A = área superficial de drenaje [m<sup>2</sup>]

$i_{tc}$  = intensidad de la lluvia para el tiempo de concentración del área de drenaje [mm/hr].

Para el cálculo de la escorrentía y del caudal máximo instantáneo de desfogue pluvial se analizaron períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, como es usual para el análisis de sistemas de escorrentía urbana (Chow et.al. 1994). El detalle de los cálculos realizados se presenta en los siguientes párrafos.

### 3.2.1 Área de drenaje y coeficiente de escorrentía

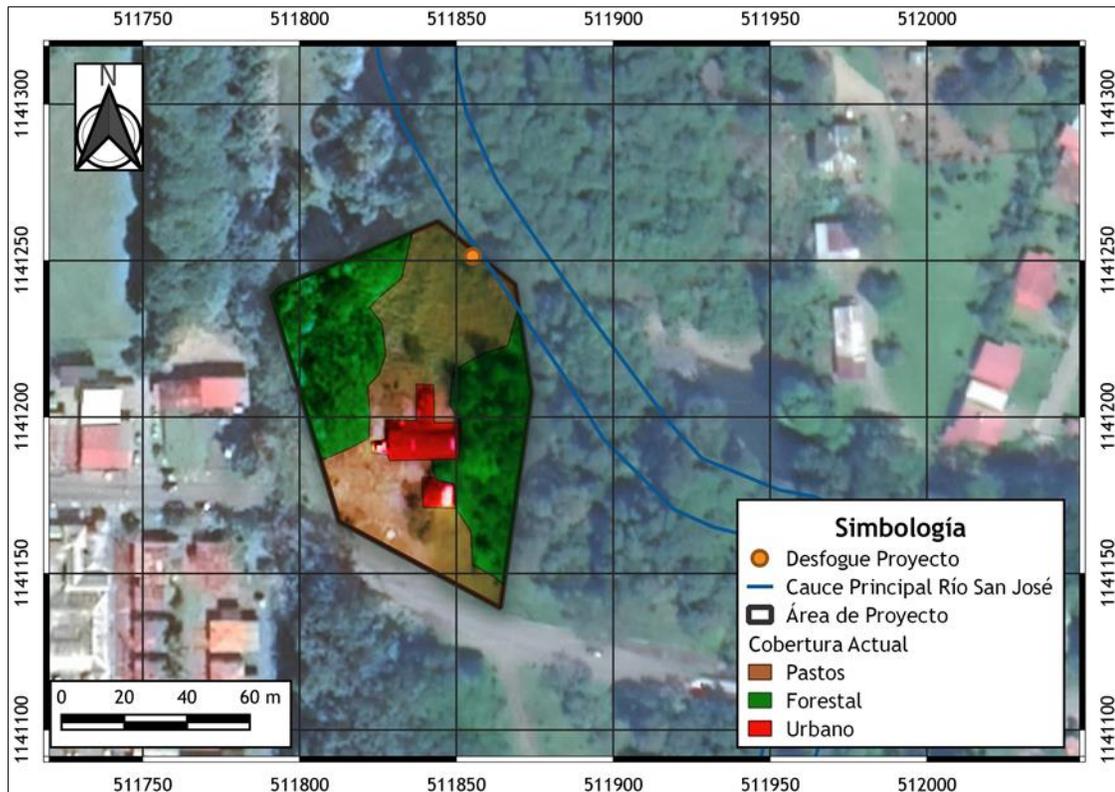
Según datos del levantamiento topográfico de detalle y del replanteo de los linderos en sitio, el área del terreno a desarrollar es de 6 m<sup>2</sup>, valor que será empleado como área total para todos los cálculos hidrológicos del presente estudio, debido a que no existen aportes externos de terrenos vecinos.

En cuanto al coeficiente de escorrentía, en su condición actual el lote presenta tres tipos de cobertura: vegetación compuesta por árboles y arbustos, zonas verdes con pastos y las edificaciones existentes de la delegación policial actual. Para este tipo de cobertura se asignaron coeficientes de escorrentía para los períodos de retorno analizados, de acuerdo con referencias de literatura (Chow et.al. 1994, Viessman 2003, Bedient et.al. 2008). El Cuadro 3.1 muestra el resumen de esta estimación.

**Cuadro 3.1. Caracterización de área de drenaje y coeficientes de escorrentía para la condición base (sin Proyecto)**

Cobertura del suelo	Área (m <sup>2</sup> )	% Área	C <sub>E</sub> TR = 2 años	C <sub>E</sub> TR = 5 años	C <sub>E</sub> TR = 10 años	C <sub>E</sub> TR = 25 años	C <sub>E</sub> TR = 50 años	C <sub>E</sub> TR = 100 años
Forestal	3169.2	47%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39
Pastos	3176.3	47%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41
Urbano impermeable	464.6	7%	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97
<b>Total ponderado</b>	<b>6810.13</b>	<b>100%</b>	<b>0.27</b>	<b>0.30</b>	<b>0.33</b>	<b>0.36</b>	<b>0.40</b>	<b>0.44</b>

Figura 3.7. Cobertura actual del suelo en el AP, según clasificación realizada a partir de imagen satelital



### 3.2.2 Intensidad de la lluvia y tiempo de concentración

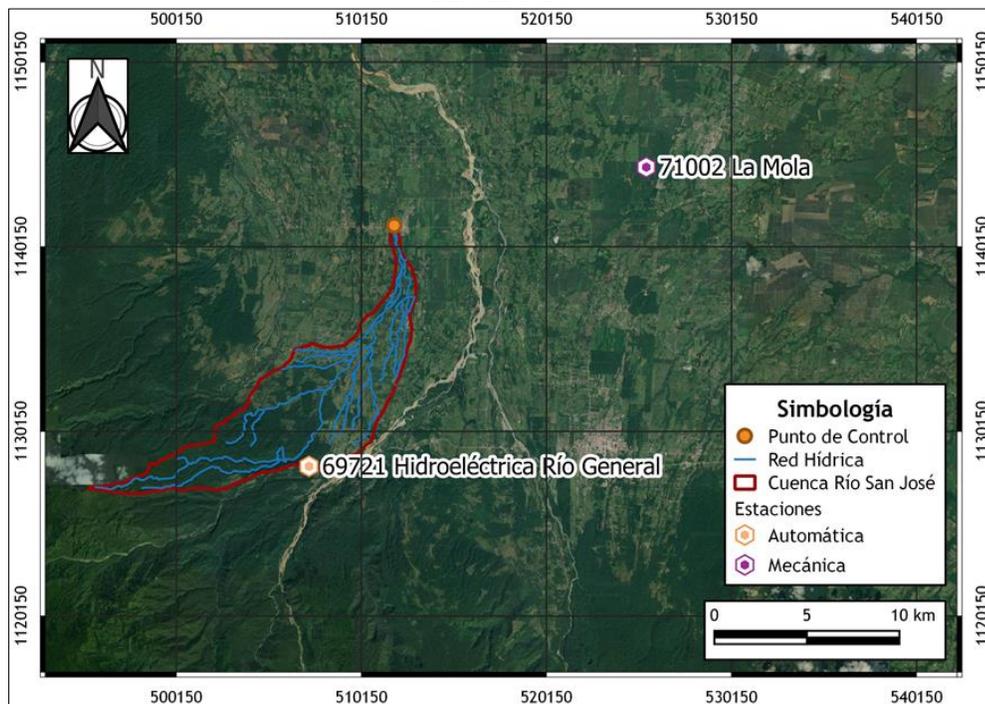
Existen en la literatura relaciones intensidad-duración-frecuencia (i-d-f) para las precipitaciones en Costa Rica con las que es posible definir la intensidad de la lluvia de diseño para la estimación de caudales máximos instantáneos mediante la aplicación del Método Racional. En este caso se contó con información de intensidades máximas anuales para duraciones de 5, 10, 15 y 30 minutos, la cual fue utilizada para la derivación de curvas de intensidad-duración-frecuencia. La información estuvo disponible para la estación 69721 Hidroeléctrica Río General, además se cuenta con la referencia del Instituto Meteorológico Nacional (Rojas, 2011), donde se presentan relaciones i-d-f para diferentes estaciones del país y en específico para esta zona se cuenta con la curva i-d-f de la estación 71002 La Mola. La descripción de las estaciones se muestra en el Cuadro 3.2 y su ubicación se muestra en la Figura 3.8. La aplicación principal de las relaciones i-d-f es su uso para estimar caudales empleando el Método Racional en cuencas pequeñas ( $< 1-2 \text{ km}^2$ ) específicamente en el cálculo del caudal del sitio del proyecto, aunque también resultan de utilidad para estimar hietogramas de diseño, como se presentará más adelante.

**Cuadro 3.2. Estaciones pluviográficas empleadas para los análisis de intensidades máximas en el área de estudio**

NÚMERO	ESTACIÓN	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD (MSNM)	PERIODO IDF
71002	LA MOLA	10° 21'00" N	83° 46'00" O	70	1980-2010
69721	HIDROELÉCTRICA RÍO GENERAL	10° 12'12.9" N	83° 55'59.5" O	515	2014-2019

Como se consigna en el cuadro anterior, se cuenta con un registro de 6 años (2014-2019) para Hidroeléctrica Río General (estación 69721), mientras que la estación 71002 La Mola cuenta con curvas intensidad-duración-frecuencia reportadas en la literatura técnica (Rojas, 2011), basadas en un registro de 31 años para tormentas con duraciones de 5 a 1440 minutos. Esto significa que se cuenta con un registro razonablemente largo en una estación (La Mola) ubicada al doble de distancia del sitio de interés que la otra estación (Hidroeléctrica Río General) pero a una elevación sobre el nivel del mar más parecida al sitio de interés; mientras que la estación más cercana en distancia (Hidroeléctrica Río General) tiene un registro demasiado corto y se encuentra a una altitud mayor. Para resolver este dilema, se procedió a calcular las curvas i-d-f para ambos sitios, y a comparar los resultados.

**Figura 3.8. Ubicación geográfica de las estaciones pluviográficas con información para análisis de curvas i-d-f**



La ecuación de las relaciones i-d-f para el sitio de La Mola se muestra a continuación:

- Estación La Mola (Rojas, 2011):

$$i = 483.72 * \frac{TR^{0.126}}{D^{0.542}} \quad (1)$$

En la Figura 3.9 se muestran las curvas i-d-f para diferentes periodos de retorno para la estación La Mola (Rojas, 2011), considerando un registro en el período 1980-2010.

Para el cálculo de las relaciones i-d-f de la estación 69721 Hidroeléctrica Río General se utilizó el software Hydrognomon, empleando un módulo específico para tal fin. Se ingresaron las series anuales de máximos para las 4 duraciones disponibles (5, 10, 15 y 30 minutos) y se realizaron ajustes empleando la distribución GEV con ajuste de parámetros mediante el método de los momentos lineales. Tras obtener resultados satisfactorios de ajustes, se obtuvieron los parámetros de las relaciones i-d-f, expresados de la siguiente forma:

$$I = \frac{A}{(d + B)^C} \quad (2)$$

donde:

- I*: intensidad. en mm/hr
- d*: duración, en horas
- A, B y C*: parámetros del modelo

El parámetro *A* varía según el período de retorno, mientras que los parámetros *B* y *C* son iguales para todos los períodos de retorno. Los resultados del ajuste para la estación se muestran en el Cuadro 3.3 y en la Figura 3.10. Las relaciones derivadas para la estación Hidroeléctrica Río General son aplicables hasta duraciones de aproximadamente 30 minutos.

**Cuadro 3.3. Parámetros de ajuste de las relaciones i-d-f**

Parámetro		69721 Hidroeléctrica Río General
A	TR = 2 AÑOS	108.41
	TR = 5 AÑOS	122.23
	TR = 10 AÑOS	130.09
	TR = 25 AÑOS	138.78
	TR = 50 AÑOS	144.43
	TR = 100 AÑOS	149.44
B		0.330
C		0.536

Figura 3.9. Curvas i-d-f para la estación La Mola  
 Fuente: Rojas 2011

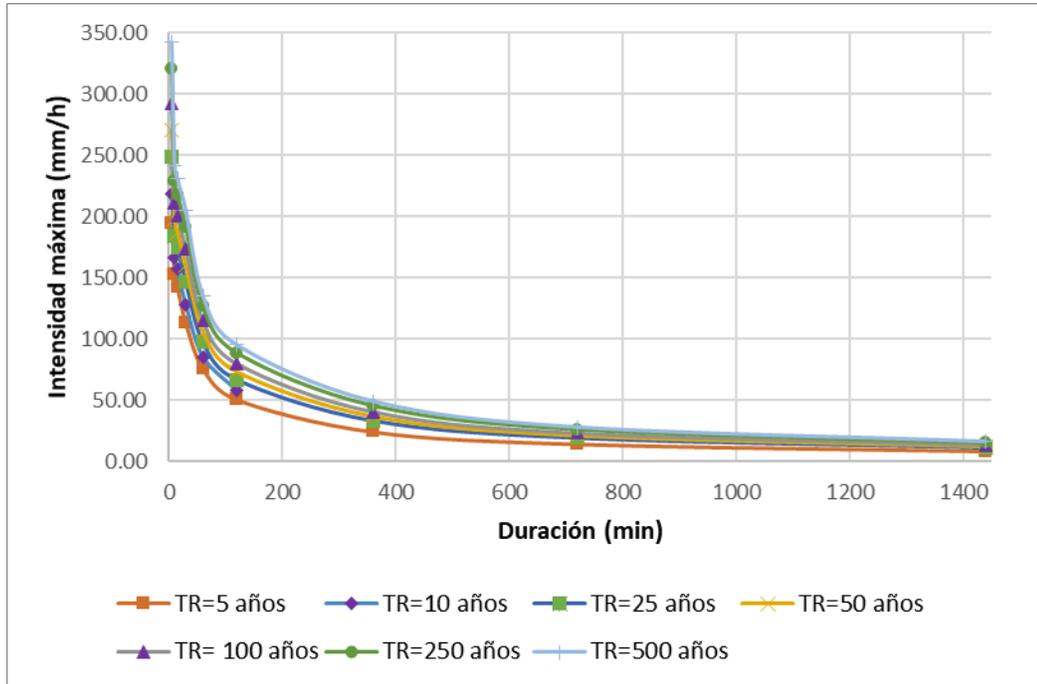
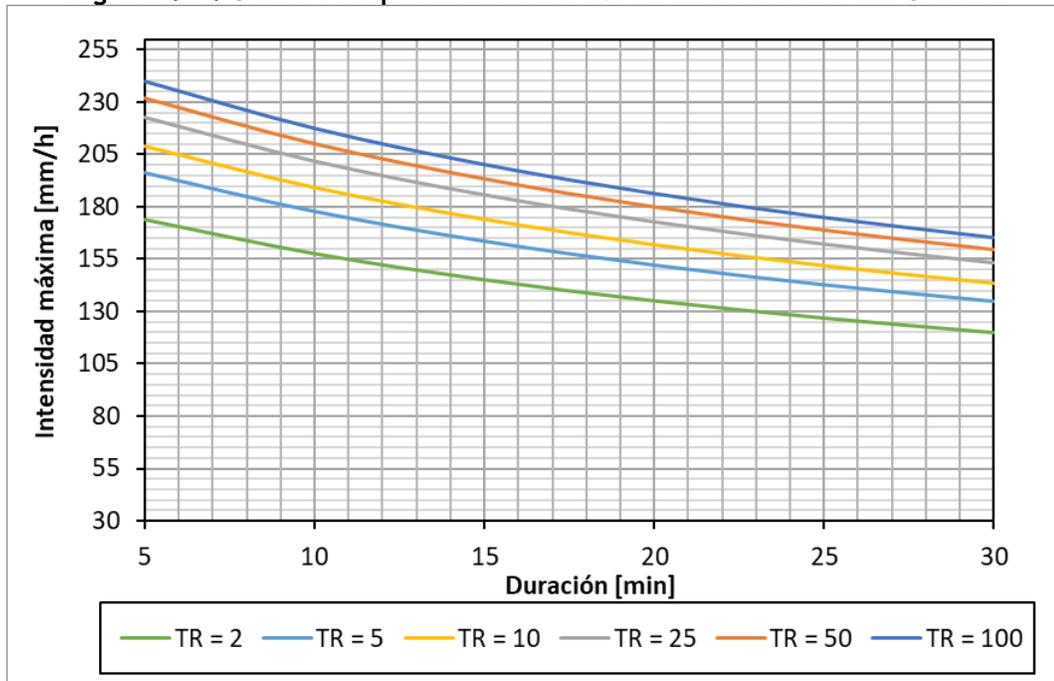


Figura 3.10. Curvas i-d-f para la estación 69721 Hidroeléctrica Río General



En el Cuadro 3.4 se muestra una comparación de ambas estaciones, se observa que los resultados en ambas estaciones son muy similares para duraciones cortas, pero para mayores duraciones La Mola tiene mayores intensidades, por lo que es posible emplear cualquiera de las 2 para el sitio de estudio. Por el mayor registro disponible con el que fue derivada la curva i-d-f de La Mola, además de que es aplicable para duraciones mayores a 30 min, se recomienda usar dicha estación como referencia a las curvas i-d-f.

**Cuadro 3.4. Intensidades máximas estimadas para las estaciones 71002 La Mola y 69671 Hidroeléctrica Río General según las curvas i-d-f calculadas**

ESTACIÓN	TR (AÑOS)	TR = 5 AÑOS	TR = 10 AÑOS	TR = 25 AÑOS	TR = 50 AÑOS	TR = 100 AÑOS
<b>71002 LA MOLA</b>	D = 5 MIN	194.99	218.54	248.3	270.37	292.29
	D = 10 MIN	152.58	166.77	184.7	198	211.2
	D = 15 MIN	142.85	156.86	174.56	187.68	200.72
	D = 20 MIN	132.97	147.17	165.11	178.41	191.62
	D = 25 MIN	123.09	137.48	155.65	169.13	182.53
	D = 30 MIN	113.21	127.79	146.2	159.86	173.43
<b>69671 HIDROELÉCTRICA RÍO GENERAL</b>	D = 5 MIN	196.26	208.88	222.84	231.91	239.96
	D = 10 MIN	177.86	189.30	201.95	210.17	217.46
	D = 15 MIN	163.67	174.20	185.84	193.40	200.11
	D = 20 MIN	152.31	162.10	172.93	179.97	186.22
	D = 25 MIN	142.95	152.14	162.30	168.91	174.77
	D = 30 MIN	135.07	143.75	153.36	159.60	165.14

El tiempo de concentración es el tiempo que se requiere, a partir del inicio de un evento de precipitación, para que toda el área de drenaje esté aportando escorrentía hasta el punto de control donde se quiere estimar el caudal.

Este tiempo es importante ya que es el que determina la duración de la precipitación y la intensidad de la lluvia que se utilizará para la estimación de caudales.

Para la estimación del tiempo de concentración se dispone de diferentes metodologías y formulaciones reportadas en la literatura. Para el caso de áreas pequeñas sin un cauce definido y donde predomina el flujo en láminas sobre laderas (sheet flow) es posible utilizar la fórmula de onda cinemática (Bedient et.al., 2008), la cual permite estimar el tiempo de concentración en función de la longitud media del flujo, la pendiente media del área de drenaje, el coeficiente de rugosidad de Manning y la intensidad de la lluvia de diseño:

$$t_c = \frac{6.9}{i_e^{0.4}} \left( \frac{n * L}{\sqrt{S}} \right)^{0.6} \quad (2)$$

donde

- $t_c$  = tiempo de concentración [min]
- $n$  = coeficiente de rugosidad de Manning
- $L$  = longitud media de flujo en superficie [m]
- $S$  = pendiente media de la superficie de drenaje
- $i_e$  = intensidad efectiva de la tormenta de diseño [mm/h]

El término  $i_e$ , se puede aproximar mediante el producto de la intensidad de diseño y el respectivo coeficiente de escorrentía. La presencia de este término obliga a una solución iterativa para encontrar simultáneamente el tiempo de concentración y la intensidad de la lluvia, por lo que es necesario integrar en el cálculo la relación de la intensidad en función del período de retorno de diseño.

Según la práctica usual de cálculos hidrológicos (e.g. Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Saneamiento y Pluvial del AyA, 2017), no es recomendable usar tiempos de concentración menores a 10 minutos, por lo que se usará dicho valor como límite mínimo para el cálculo, de ser el caso. Con base en lo anterior, se estimaron los tiempos de concentración y las intensidades de lluvia para períodos de retorno de entre 2 y 100 años, de acuerdo con la relación i-d-f de la estación 71002 La Mola, tal como se muestra en el Cuadro 3.5.

**Cuadro 3.5. Intensidades de lluvia para diferentes períodos de retorno estimadas para el sitio para la condición base (sin Proyecto).**

Parámetro	TR 2 años	TR 5 años	TR 10 años	TR 25 años	TR 50 años	TR 100 años
Tiempo de concentración $t_c$ (min)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
Intensidad de la lluvia $i$ (mm/hr)	151.54	152.58	166.77	184.70	198.00	211.20

### 3.2.3 Cálculo de caudales máximos instantáneos

Utilizando la ecuación (1) para la aplicación del Método Racional se estimaron los caudales máximos instantáneos para períodos de retorno de entre 2 y 100 años, para las condiciones actuales (sin Proyecto), tal como se muestra en el Cuadro 3.6. Estos caudales representan las tasas de escorrentía superficial que genera la propiedad en su condición actual, considerando la acumulación de dicha escorrentía en el punto más bajo de la propiedad, en su extremo noreste.

**Cuadro 3.6. Caudales máximos instantáneos de escorrentía en el punto actual de desfogue para la condición base (sin Proyecto).**

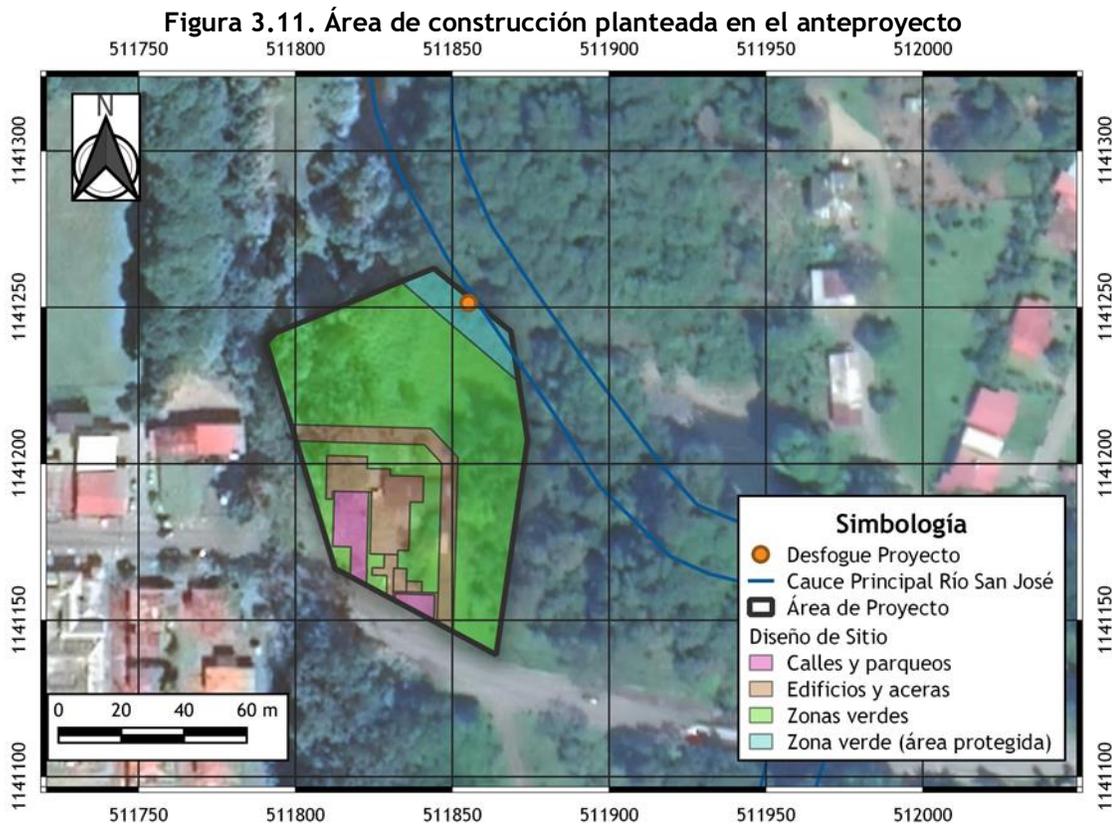
$$A = 6 \text{ m}^2 \quad \text{Caudales en l/s}$$

Parámetro	TR 2 años	TR 5 años	TR 10 años	TR 25 años	TR 50 años	TR 100 años
$C_E$	0.27	0.30	0.33	0.36	0.40	0.44
$t_c$ (min)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
$I_{tc}$ (mm/hr)	151.54	152.58	166.77	184.70	198.00	211.20
$Q$ (L/s)	<b>77.43</b>	87.01	103.10	126.77	149.13	<b>175.32</b>

### 3.3 ESTIMACIÓN DE LA ESCORRENTÍA PARA LA CONDICIÓN CON PROYECTO

Una vez con el análisis hidrológico de la condición base (sin Proyecto) se procedió a realizar los cálculos hidrológicos para la condición esperada cuando el Proyecto esté construido. En esta condición, al darse un cambio en el uso del suelo hacia una mayor impermeabilización, es de esperar que se incrementen los caudales máximos instantáneos de escorrentía producto de la precipitación. El nuevo uso del suelo planeado para el lote a desarrollar se muestra esquemáticamente en la Figura 3.11, de acuerdo con el diseño de sitio de anteproyecto.

Se debe mencionar que, aunque el punto de desfogue exacto no está especificado, se prevé que, al igual que en la condición actual (condición base, sin Proyecto), cuando el Proyecto esté construido las aguas desfogarán hacia el mismo punto al noreste de la propiedad, al cauce del río San José. Se propone preliminarmente el punto de desfogue mostrado en la Figura 3.11, con coordenadas CRTM 511855.187E, 1141251.336N.

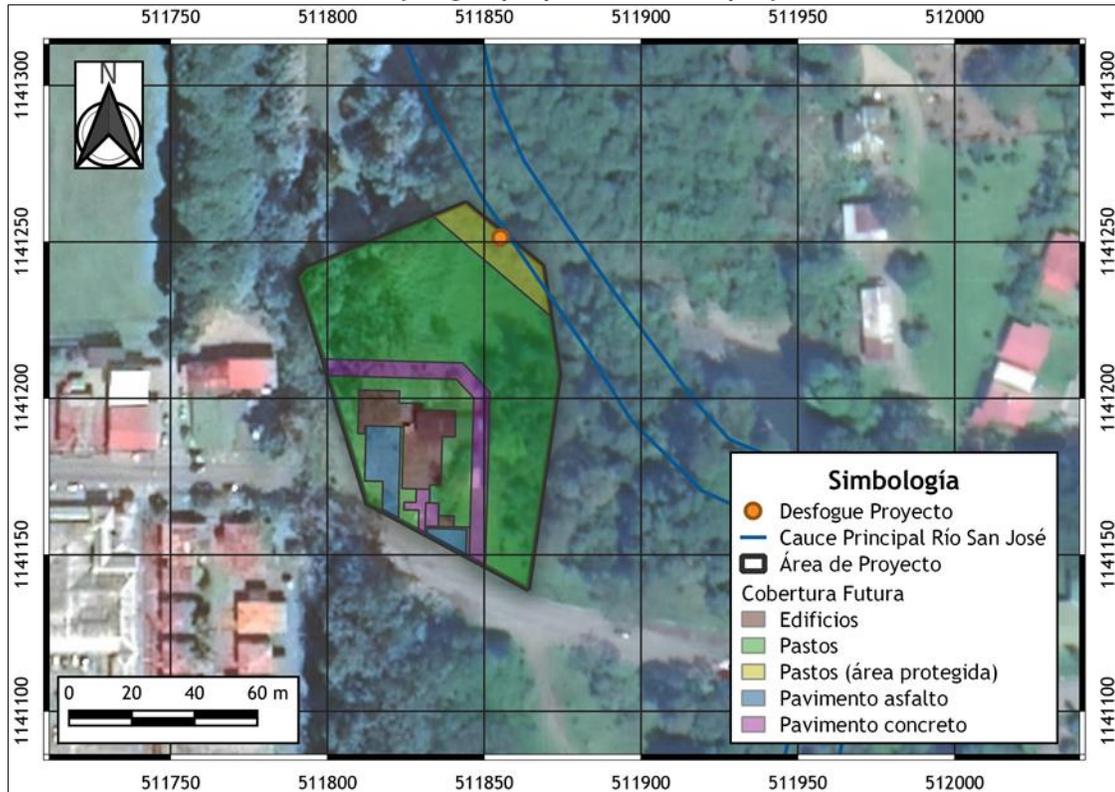


El diseño de sitio utilizado para los cálculos del presente informe es preliminar para la etapa de anteproyecto, especifica la distribución de las estructuras y distintos espacios a construir pero no sus acabados, por lo que se supone que toda el área de construcción será de techos y estructuras de concreto y las calles y parqueos estarán asfaltados, considerando un caso conservador del total de área de construcción con el potencial máximo de impermeabilización del terreno, lo cual representa un 22 % de cobertura con respecto al área total del lote.

### 3.3.1 Área de drenaje y coeficiente de escorrentía

El área de drenaje para la condición con Proyecto coincide con el área de la condición base, debido a que no hay nuevos aportes y a que todo el lote drenará hacia el mismo punto supuesto, como lo hace actualmente. El Cuadro 3.7 muestra la distribución de áreas dentro del lote para la condición post-desarrollo, así como los coeficientes de escorrentía asignados para cada área, para cada período de retorno analizado, según referencias de la literatura (Chow et.al. 1994, Viessman 2003, Bedient et.al. 2008). Se observa un incremento de entre un 12.7% y un 21.8% en los coeficientes de escorrentía ponderados con respecto a la condición base.

Figura 3.12. Cobertura futura del suelo en el AP, según clasificación realizada a partir de imagen satelital y según propuesta de anteproyecto



Cuadro 3.7. Caracterización de área de drenaje y coeficientes de escorrentía para la condición con Proyecto.

Cobertura del suelo	Área (m <sup>2</sup> )	% Área	C <sub>E</sub> TR = 2 años	C <sub>E</sub> TR = 5 años	C <sub>E</sub> TR = 10 años	C <sub>E</sub> TR = 25 años	C <sub>E</sub> TR = 50 años	C <sub>E</sub> TR = 100 años
Edificios	537.66	8%	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97
Pastos	4875.38	72%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36
Pastos (área protegida)	420.08	6%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36
Pavimento asfalto	318.97	5%	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95
Pavimento concreto	657.99	10%	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97
Total/ ponderado	6810.07	100%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49

### 3.3.2 Intensidad de la lluvia y tiempo de concentración

Las intensidades de lluvia se calcularon con la misma relación i-d-f utilizada para la condición pre-desarrollo. Los tiempos de concentración para la condición post-desarrollo se recalcularon considerando el impacto que tendrá la impermeabilización sobre la aceleración de los flujos, de acuerdo con los principios de la ecuación de onda cinemática.

### 3.3.3 Cálculo de caudales máximos instantáneos

Empleando la ecuación (1) para la aplicación del Método Racional se estimaron los caudales máximos instantáneos de escorrentía para períodos de retorno de entre 2 y 100 años, para el Proyecto desarrollado, tal como se muestra en el Cuadro 3.8. Los valores obtenidos muestran un incremento de entre un 12.7 % y un 21.8 % en el caudal de escorrentía superficial con respecto a la condición base, el cual se explica por el incremento en el coeficiente de escorrentía del lote.

**Cuadro 3.8. Caudales máximos instantáneos de escorrentía en el punto de desfogue para la condición con Proyecto.**

A = 6 m<sup>2</sup> Caudales en l/s

Parámetro	TR = 2 años	TR = 5 años	TR = 10 años	TR = 25 años	TR = 50 años	TR = 100 años
C <sub>E</sub>	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
t <sub>c</sub> (min)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
I <sub>tc</sub> (mm/hr)	151.54	152.58	166.77	184.70	198.00	211.20
Q (L/s)	94.3	102.6	119.2	146.8	169.5	197.6
ΔQ (L/s)	16.9	15.5	16.2	20.1	20.3	22.3
ΔQ (%)	21.8%	17.9%	15.7%	15.8%	13.6%	12.7%

Los caudales mostrados en el cuadro anterior representan los caudales de desfogue total del Proyecto, para diferentes períodos de retorno, en el lindero noreste del lote, directo al cuerpo receptor de la finca (río San José).

## 3.4 RESUMEN DE RESULTADOS

### 3.4.1 Caudales aportados

Los cálculos hidrológicos presentados en los apartados anteriores arrojaron los siguientes resultados:

- Considerando eventos de precipitación con períodos de retorno de entre 2 y 100 años, y duración de la lluvia igual al tiempo de concentración, el lote del Proyecto genera

caudales máximos de escorrentía superficial de entre 77.43 y 175.32 l/s para la condición base (sin Proyecto).

- Estos caudales aumentarán a valores entre 94.3 y 197.6 l/s, según el período de retorno, una vez que se construya el Proyecto, debido al aumento del coeficiente de escorrentía y a la ligera reducción de los tiempos de concentración, producto de la impermeabilización parcial del terreno. Por lo tanto, la escorrentía generada en el AP experimentará un aumento de entre 16.9 y 22.3 l/s (12.7-21.8%) en los caudales desfogados al cuerpo receptor.
- El desfogue de las aguas pluviales del Proyecto se prevé que se realizará al río San José, colindante con el note al noreste, al igual que ocurre en la condición actual (condición base, sin Proyecto). Se propone preliminarmente el punto de desfogue con coordenadas CRTM 511855.187E, 1141251.336N.

### 3.4.2 Consecuencias para el cauce receptor

El cauce receptor del desfogue pluvial del proyecto será el río San José. Como se ha indicado en secciones anteriores, en el punto en que la finca desfoga en este cuerpo de agua, se define una cuenca de 69.66 km<sup>2</sup>, con un área de drenaje más de 10000 veces mayor al área del AP.

De acuerdo con los resultados del análisis del “Segmento B”, que se presentarán en el próximo capítulo, los caudales de crecientes del río San José en el punto de desfogue se estiman entre 461.3 y 582.2 m<sup>3</sup>/s, para períodos de retorno de entre 10 y 100 años (Cuadro 3.9). En el mismo cuadro se incluyen los caudales máximos a desfogar por el proyecto en su condición post-desarrollo.

**Cuadro 3.9. Caudales máximos instantáneos (en m<sup>3</sup>/s) estimados para la cuenca definida en el punto de desfogue del proyecto y caudales máximos a desfogar en ese punto para la condición post-desarrollo del AP**

TR (años)	Caudal pico (m <sup>3</sup> /s)	Caudal desfogue condición post-desarrollo AP (m <sup>3</sup> /s)	Diferencial de caudal aportado por el AP para la condición post-desarrollo (m <sup>3</sup> /s)
10	461.3	0.12	0.016
25	521.9	0.15	0.020
50	555.7	0.17	0.020
100	582.2	0.20	0.022

Los resultados muestran que los caudales totales a desfogar representan apenas un 0.04% del caudal pico de avenidas del cuerpo de agua receptor del desfogue y que el incremento representa un 0.004% de los picos de las avenidas. Por lo tanto, se puede concluir que el aporte generado por la descarga pluvial del AP es muy bajo comparado con los caudales asociados a una cuenca de este tamaño. Igualmente, debido a las grandes diferencias en los tiempos de concentración entre la cuenca del río San José y el AP, se puede esperar que la concurrencia de picos de caudal generados en el AP y picos de creciente en el río San José sea improbable, por lo que el impacto del incremento de escorrentía superficial dentro del AP será prácticamente imperceptible para el cauce receptor.

#### **4. SEGMENTO B: ANÁLISIS HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA AMENAZA DE INUNDACIÓN**

##### **4.1 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO SAN JOSÉ**

En la cartografía de las Hojas 1:50000 el río que colinda con el terreno a desarrollar aparece como río Sucio, sin embargo, en el sitio y justamente en el puente cercano, dicho río es conocido como San José, que comprende justamente uno de los afluentes en las hojas 1:50000, en adelante se hará referencia al cauce cercano como río San José. El río San José es un curso fluvial que nace al sur del distrito de Horquetas del cantón de Sarapiquí en Heredia y atraviesa el distrito hasta su confluencia con el río Chirripó. Se origina en los cerros Cacho Negro y discurre en una dirección suroeste-norte. El río San José es afluente del río Chirripó, el cual también recibe las aguas de múltiples ríos y quebradas, que drenan una extensa zona del cantón de Sarapiquí. Todos estos ríos forman parte del sistema fluvial del río Sucio, el cual descarga sus aguas al río Sarapiquí que finalmente descarga en el río San Juan, al norte del país. El río San José tiene como afluentes el río Santa Clara y las quebradas Ferreto, Núñez, Madrigales, Herediana e Isla Israel.

##### **4.1.1 Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica**

Con base en la cartografía 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional (hojas Poás y Guápiles) y las curvas de nivel 1:25000 del SNIT, se procedió a trazar la divisoria de aguas de la cuenca hidrográfica del río San José, definida en un punto de control coincidente con el extremo noreste del Área de Proyecto (Figura 4.1). En la Figura 4.2 se muestra un modelo de elevación digital de la cuenca.

Una vez delimitada la cuenca, se procedió a calcular sus características morfológicas (parámetros geométricos, hipsométricos, del cauce principal y de la red de drenaje), tal como se resume en el Cuadro 4.1.

La cuenca de 69.66 km<sup>2</sup> tiene una forma alargada y relativamente estrecha, que se ve reflejado en un índice de compacidad de Gravelius de 1.83. Presenta elevaciones que varían desde los 92.94 msnm en las cercanías del AP hasta los 2136.01 msnm en su parte más alta.

La red de drenaje es de tipo paralelo, con tres afluentes de acuerdo con la cartografía base empleada. El cauce del río San José tiene una longitud de 28.67 km desde la divisoria hasta el punto de control. Su perfil se muestra en la Figura 4.3 y presenta una pendiente media de 1.92% según el criterio de Taylor y Schwarz.

Figura 4.1. Delimitación de la cuenca del Río San José (Fuente: Hoja cartográfica escala 1:50000 Poás y Guápiles, IGN) Cuadrícula CRTM-05

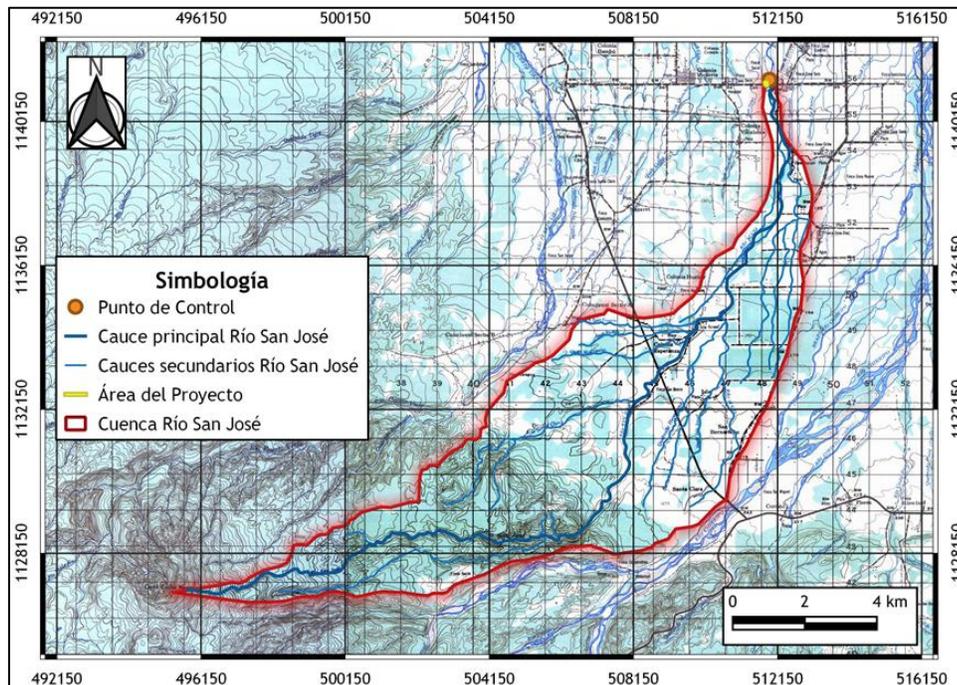
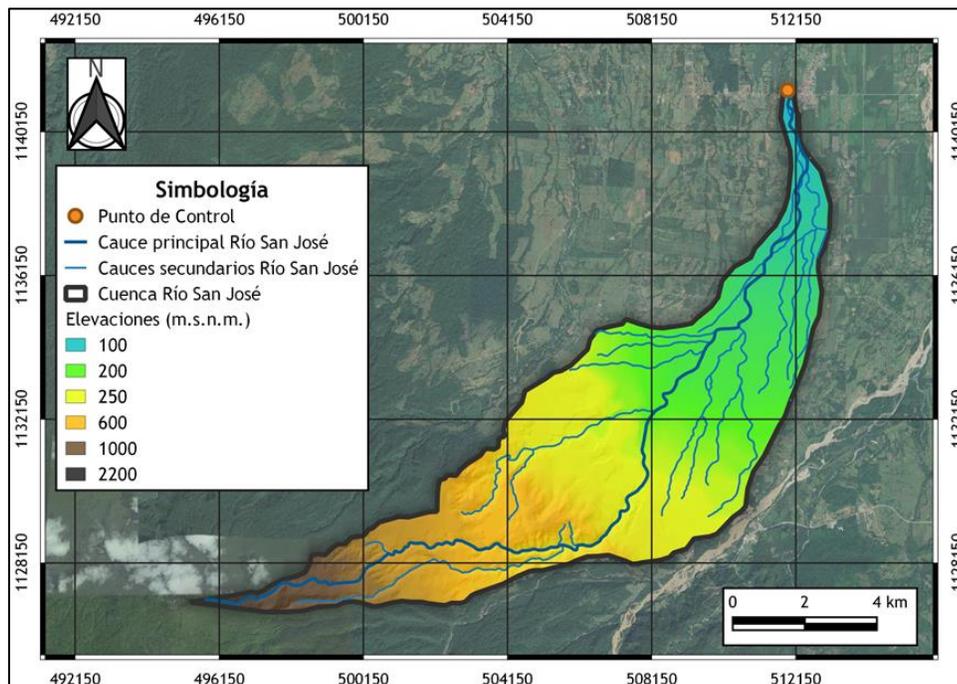


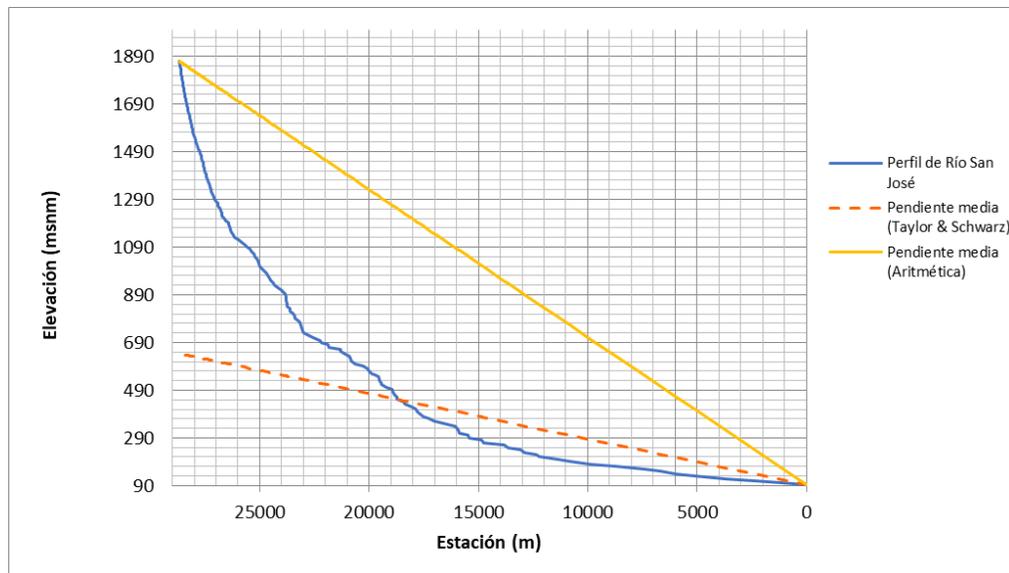
Figura 4.2. Modelo de elevación digital de la cuenca del Río San José (Fuente: Curvas 1:25000, SNIT) Cuadrícula CRTM-05



**Cuadro 4.1 Características principales de la cuenca del Río San José**

Característica	Total
Área de drenaje (km <sup>2</sup> )	69.66
Perímetro (km)	54.50
Índice de compacidad de Gravelius	1.83
Factor de forma	0.08
Pendiente media de la cuenca (%)	12.47
Elevación media de la cuenca (msnm)	374.77
Elevación máxima de la cuenca (msnm)	2136.01
Elevación mínima de la cuenca (msnm)	92.94
Longitud del cauce principal (km)	28.67
Elevación máxima cauce principal (msnm)	1868.69
Elevación mínima cauce principal (msnm)	92.94
Pendiente media del cauce principal - Taylor y Schwarz (%)	1.92%
Pendiente media del cauce principal - aritmética (%)	6.19%
Número de orden de la cuenca	4
Longitud total de cauces (km)	98.92
Densidad de drenaje (km/km <sup>2</sup> )	1.41

**Figura 4.3. Perfil del río San José hasta el punto de control de la cuenca (Fuente: Curvas 1:25000, SNIT)**

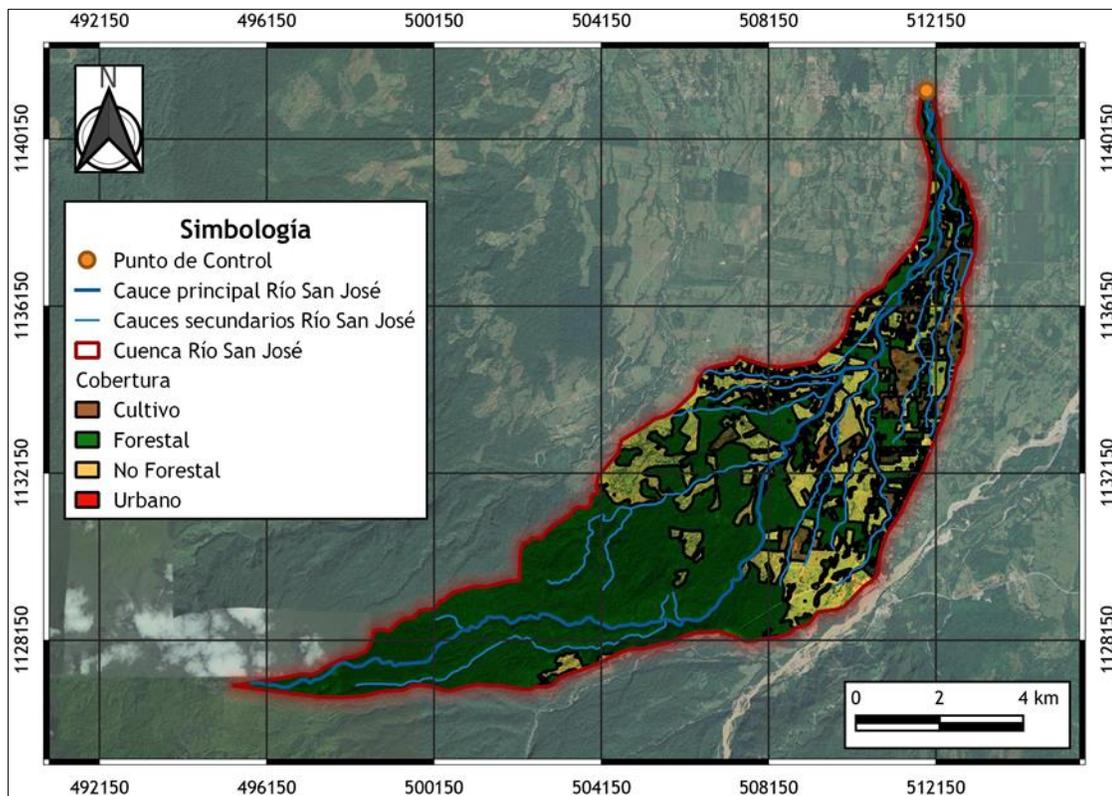


#### 4.1.2 Uso y cobertura del suelo

Para realizar una caracterización del uso y cobertura actuales de la cuenca del río San José se recurrió al análisis de las imágenes satelitales disponibles por medio de la base de datos de Google Earth en internet y a las capas de cobertura de suelo del año 2017 disponibles en la base de datos en línea del SNIT. En la Figura 4.4 se muestra un mosaico de las imágenes que abarcan el área de estudio y que corresponden al año 2020. Con base en la información existente, se realizó una clasificación de grandes grupos de coberturas del suelo, la cual se verificó mediante un muestreo aleatorio sistemático en una visita al sitio. La clasificación realizada se muestra también en la Figura 4.4.

El mapeo de coberturas de suelo muestra que la cuenca del río San José presenta una importante cobertura forestal, que prácticamente abarcan el 64% del área de la cuenca. El área restante corresponde a zonas no forestales, de pastos y cultivos y a una pequeña fracción urbana. Un resumen de las áreas que abarcan las principales coberturas de suelo identificadas para la cuenca se muestra en el Cuadro 4.2.

Figura 4.4. Mosaico de imágenes satelitales mostrando la cobertura del suelo del área de la cuenca del río San José (Fuente: Google Earth 2020)  
Cuadrícula CRTM-05



**Cuadro 4.2. Coberturas de suelo predominantes en la cuenca del río San José hasta el punto de control de la cuenca**

Cobertura	Área	
	km <sup>2</sup>	Porcentaje
Cultivos	5.63	8.08%
Forestal	44.36	63.68%
No Forestal	18.53	26.61%
Urbano	1.14	1.63%
<b>Total</b>	<b>69.66</b>	<b>100.00%</b>

### 4.1.3 Caracterización climática regional

#### 4.1.3.1 *Clima*

Climatológicamente el área de estudio se encuentra dentro de la Región Atlántico (Figura 4.5), según la clasificación del Instituto Meteorológico Nacional (IMN) a partir de criterios regionales de temperatura, precipitación anual y comportamiento estacional de las precipitaciones (Solano y Villalobos, 1997). Dentro de la clasificación climática de Köppen, esta región es del tipo Af, clima tropical boscoso con una estación seca corta.

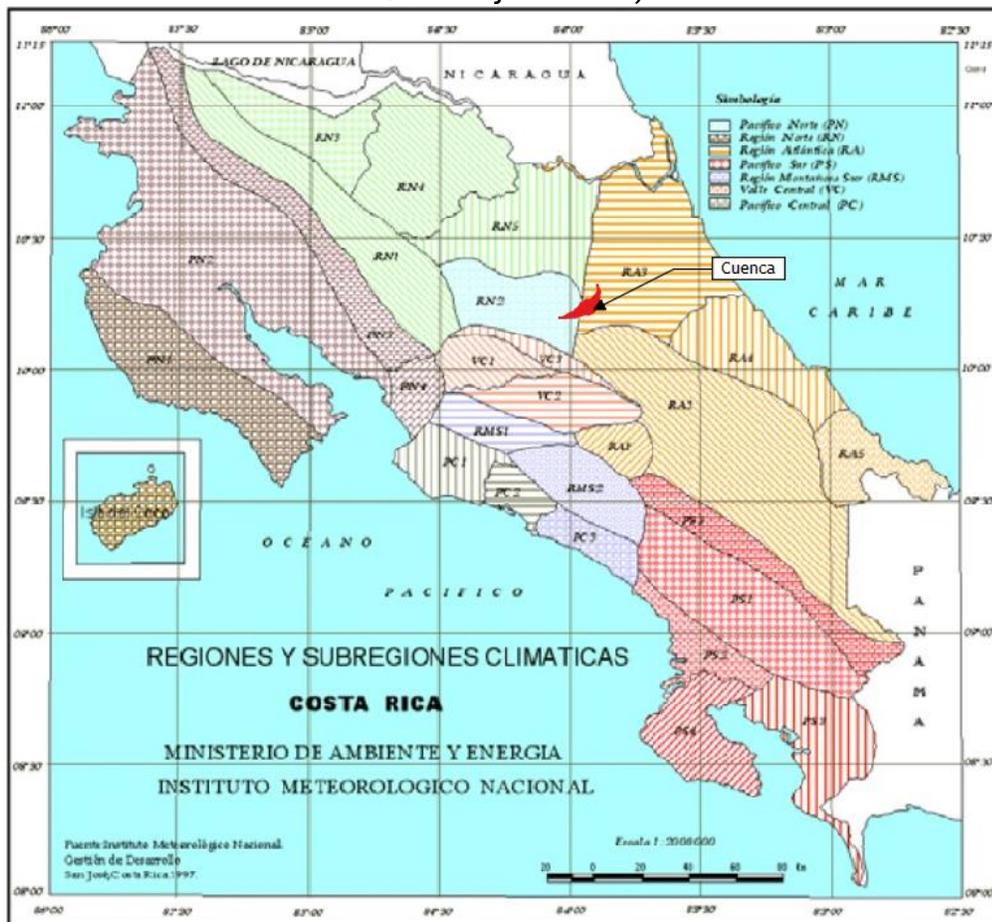
Esta región pertenece al régimen de precipitación del Caribe, presenta clima tropical húmedo y lluvias abundantes durante todo el año, especialmente en las regiones montañosas donde llueve todo el año. La variabilidad climática dentro la región Atlántico se puede describir mediante cinco subregiones climáticas definidas por el IMN, como se muestra en el Cuadro 4.3 y en la Figura 4.5 (Solano y Villalobos, 1997).

El área de estudio se ubica dentro de la subregión RA3. La subregión RA3 tiene valores de precipitación media anual de 4860 mm y un promedio de días de lluvia de 226, que corresponde al segundo valor más alto para la región. No tiene período seco. El tipo de clima es excesivo con lluvias del Atlántico.

Cuadro 4.3. Características de las subregiones climáticas de la Región Pacífico Norte (según Solano y Villalobos, 1997)

Subregión	Precipitación media anual (mm)	Temperatura máxima media anual (°C)	Temperatura mínima media anual (°C)	Temperatura media anual (°C)	Promedio de días con lluvia	Período seco (meses)
RA1	4150	23	13 a 16	19	248	Sps
RA2	2300	25	14	20	190	Sps
RA3	4860	30	20	25	226	sps
RA4	3844	30	21	25	201	Sps
RA5	2470	31	21	26	166	Sps

Figura 4.5. Mapa de regiones y subregiones climáticas de Costa Rica - Instituto Meteorológico Nacional  
 Fuente: Solano y Villalobos, 1997

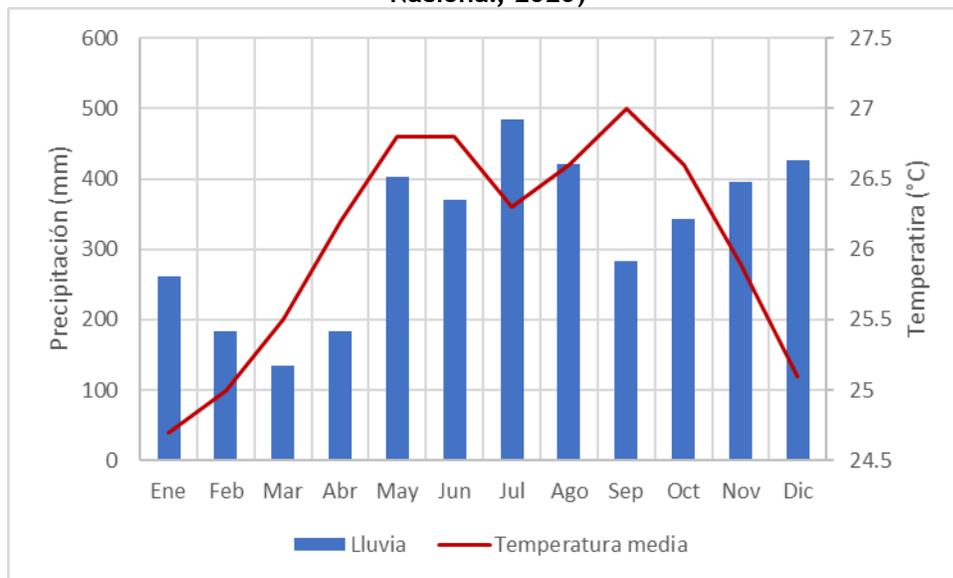


En el Cuadro 4.4 se muestran de manera representativa, para la zona de estudio, los valores medios mensuales de precipitación y temperatura para la estación La Mola 71002 del Instituto Meteorológico Nacional. Esta estación se ubica 14 km al noreste del punto de control de la cuenca. Por su cercanía, se considera representativa del clima del área de estudio. En la Figura 4.6 se muestra, el climograma para la estación La Mola 71002.

**Cuadro 4.4. Promedios Mensuales de Variables Climáticas Estación La Mola Período 1980-2008 (según Instituto Meteorológico Nacional, 2019)**

MES	PRECIPITACIÓN MEDIA (MM)	TEMPERATURA MEDIA (°C)
ENERO	260.0	25.0
FEBRERO	180.0	25.3
MARZO	133.3	25.8
ABRIL	186.7	26.5
MAYO	406.7	27.0
JUNIO	373.3	27.2
JULIO	480.0	26.6
AGOSTO	413.3	26.9
SETIEMBRE	280.0	27.3
OCTUBRE	346.7	26.9
NOVIEMBRE	400.0	26.1
DICIEMBRE	426.7	25.3

**Figura 4.6. Climograma Estación 71002 La Mola Período 1980-2008 (según Instituto Meteorológico Nacional, 2020)**



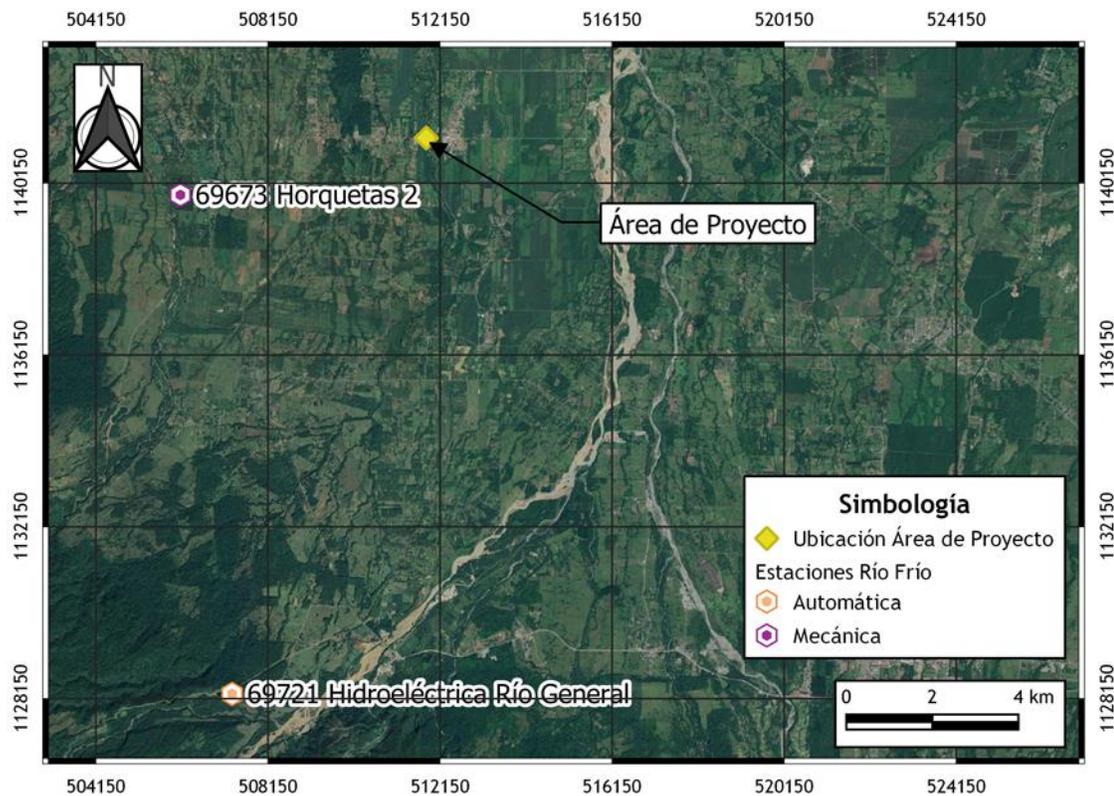
#### 4.1.3.2 Precipitación máxima diaria

Las estaciones relevantes al área de estudio se muestran en la Figura 4.7. Se contó con información de precipitación máxima diaria en las estaciones 69673 Horquetas 2. Esta estación se ubica a 8.5 km del centroide de la cuenca del río San José, se encuentra dentro de la cuenca vecina del río Puerto Viejo, que pertenece a la misma región climática y por tanto posee características climáticas similares. La estación meteorológica más cercana del Instituto Meteorológico Nacional corresponde a 69721 Hidroeléctrica El General, pero no cuentan con datos de una serie extensa de precipitaciones diarias máximas para realizar un análisis por lo que no se toma en cuenta en el estudio. El período de la estación 69673 Horquetas 2 permite tener un registro extenso que abarca 15 años. Las características de la información adquirida en el Instituto Meteorológico Nacional se muestran en el Cuadro 4.5.

Cuadro 4.5. Estaciones pluviométricas con información disponible para el análisis hidrológico de la cuenca del San José

Número	Estación	Latitud	Longitud	Altitud (msnm)	Periodo
69673	Horquetas 2	10° 18'31" N	83° 56'39" O	30	2005-2019

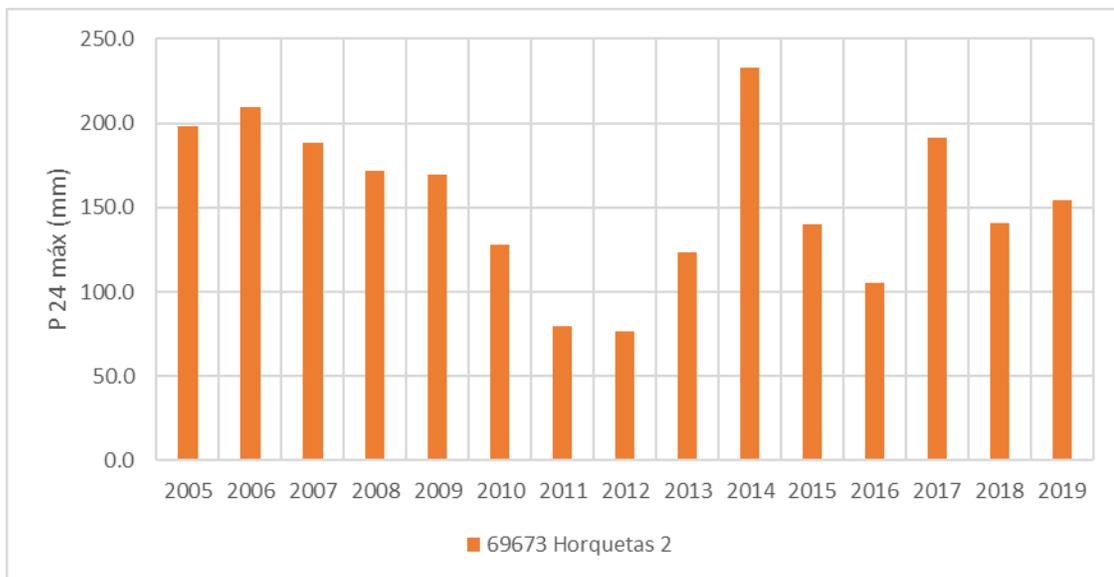
Figura 4.7. Ubicación de las estaciones pluviográficas empleadas para los análisis de lluvias extremas en el área de estudio



Con la información de lluvia máxima diaria es posible realizar un análisis probabilístico con el fin de determinar los valores de precipitación máxima para diferentes períodos de retorno, lo cual puede servir como insumo para derivar tormentas de diseño para la aplicación de modelos precipitación-escorrentía.

Para lo anterior, se procedió a transformar los datos de precipitación diaria ( $P_D$ ) en precipitación de 24 horas ( $P_{24}$ ) multiplicándolos por un factor de 1.16, correspondiente al ajuste de Weiss, tal como se recomienda en la literatura (Dwyer y Reed, 1995). Este ajuste obedece a que los datos reportados como lluvia diaria responden a una discretización sistemática de la lluvia en intervalos regulares de un día meteorológico, lo cual constituye un muestreo que puede dejar por fuera valores mayores de precipitación en períodos de 24 horas que no coinciden con los intervalos de medición. La Figura 4.8 muestra gráficamente los registros de  $P_{24}$  para las estaciones disponibles con su respectivo periodo de registro entre 2005 y 2019.

Figura 4.8. Registros de precipitación máxima diaria de las estaciones del IMN, disponibles para el estudio



Una vez con las series anuales de precipitaciones máximas de 24 horas ( $P_{24}$ ), se procedió a realizar un análisis estadístico con los datos de cada una de las estaciones meteorológicas con la ayuda del programa Hydrognomon (Kozanis et.al. 2010), herramienta para realizar análisis de series de tiempo.

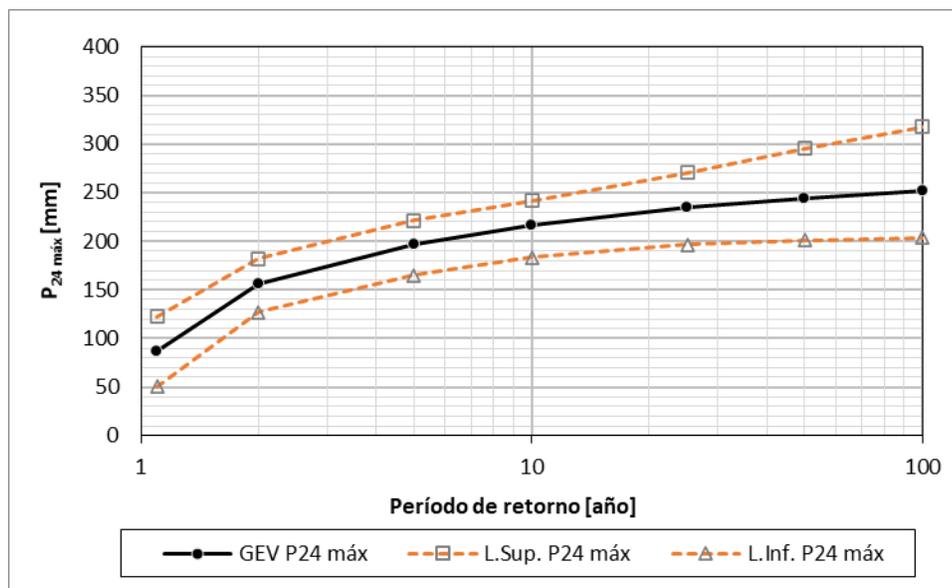
Debido a que se buscó determinar el valor de precipitaciones con valores de período de retorno altos se desarrolló un análisis estadístico de valores extremos, el cual se basa en los siguientes supuestos, según Beguería (2002):

- Los eventos climáticos o hidrológicos extremos son una variable aleatoria que puede ser expresada mediante una distribución de probabilidad.
- La serie de eventos extremos es independiente; es decir, la magnitud de cada suceso no tiene correlación con los sucesos anteriores.
- La distribución de probabilidad que explica el proceso extremo no varía en el tiempo, ni tampoco cambia en función de la magnitud de la variable.

En este caso, se hizo el análisis con los valores máximos diarios de precipitación en una serie de datos anuales. Una de las distribuciones que ha demostrado obtener resultados acertados en cuanto al análisis de valores extremos ha sido la distribución generalizada de valores extremos (GEV). Dicha distribución fue empleada para extrapolar la tendencia de la serie de datos de precipitación obtenidos de las estaciones del IMN.

Gracias a la herramienta Hydrognomon, se obtuvieron los resultados de dicha extrapolación para los cuales se determinaron, además, límites de confianza dentro de los cuales se debe encontrar el valor de la estimación. Los resultados se presentan gráficamente en la Figura 4.9 y sus valores en el Cuadro 4.6. Las estimaciones indican que la precipitación máxima en 24 horas en este sector de Río Frío alcanza una magnitud de 87 mm con una frecuencia anual, mientras que puede llegar a superar los 252 mm para un período de retorno de 100 años..

**Figura 4.9. Datos de precipitación estimada en función al período de retorno (TR), con sus respectivos límites de confianza para el registro conjunto de las estaciones 69673 Horquetas 2**



**Cuadro 4.6. Ajuste GEV a los datos de precipitación máxima en 24 horas las estaciones 69673  
Horquetas 1**

TR (años)	Estimación (mm)	Límite inferior (mm)	Límite superior (mm)
1.1	87.0	50.6	122.5
2	155.8	127.4	182.0
5	196.9	165.2	221.2
10	216.3	183.2	241.7
25	234.4	196.7	270.6
50	244.4	201.0	295.2
100	252.2	203.7	317.5

Es así como se obtuvieron los valores de precipitación máxima diaria registrada en 24 horas para el área de estudio. Dicha precipitación es el insumo base para la obtención de tormentas de diseño a utilizar para cada uno de los períodos de retorno elegidos para la modelización precipitación-escorrentía que se presentará en el siguiente capítulo.

#### **4.1.3.3**      *Intensidades de precipitación*

Las intensidades de precipitación utilizadas para los cálculos hidrológicos son las indicadas previamente en el apartado 3.2, correspondientes a la estación La Mola.

#### **4.1.4**      **Condiciones del cauce del río San José en el terreno en estudio**

Las condiciones actuales del río San José a lo largo del lindero norte del AP se observan en la Figura 4.10. El tramo del cauce del río que colinda con el terreno del proyecto tiene una configuración poco encañonada, con un cauce ancho aunque poco profundo con fondo rocoso o con presencia de bolones y márgenes compuestas de materiales heterogéneos con taludes pronunciados. El desnivel entre el fondo del cauce y la terraza principal donde se proyectan las obras es de cerca de 4 a 5 m. Dadas las condiciones geológicas del cauce poco encañonado y profundo, se valorarán los posibles riesgos de inundaciones frecuentes hacia las márgenes, dada la cercanía del lote con la margen del río. El presente estudio hidráulico permitirá corroborar la zona de afectación por inundaciones.

Figura 4.10. Condiciones del río San José en el sitio de estudio



## 4.2 ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

La cuenca del río San José no cuenta con mediciones ni registros continuos de caudal, por lo que no se dispone de información directa para estimar los caudales de diseño para el tramo de río que discurre en las cercanías del Área de Proyecto. Ante esta situación, se decidió emplear diferentes metodologías para estimación de caudales máximos instantáneos en el sitio de interés:

- Modelado precipitación-escorrentía mediante el modelo HEC-HMS (modelo agregado de análisis de crecientes), para estimación de caudales máximos instantáneos en el sitio de interés a partir de tormentas de diseño y características de la cuenca.
- Estimación de caudales máximos instantáneos para el sitio de la delegación policial aplicando un método de envolventes regionales de caudales máximos instantáneos.

Se consideraron períodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años para efectos de diseño hidrológico.

### 4.2.1 Estimación de caudales por modelado de precipitación-escorrentía

Los modelos de precipitación-escorrentía son el método indirecto más usual para aplicar en los casos en que no existe información directa de caudales de avenida en una cuenca. El modelo HEC-HMS, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE, 2000), es probablemente el modelo de simulación hidrológica más ampliamente utilizado y está diseñado para simular la escorrentía superficial que resulta de un evento de precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema de componentes interconectados. El modelo HEC-HMS permite estimar, de manera agregada, los hidrogramas de crecientes resultantes de eventos de precipitación sobre la cuenca (“tormenta de diseño”) asociados a una recurrencia determinada (período de retorno).

El proceso de simulación en HEC-HMS se puede resumir en los siguientes pasos:

- Estimación de la tormenta de diseño media sobre la cuenca, para los períodos de retorno de interés
- Definición del modelo de cuenca
- Definición del modelo de abstracciones de precipitación
- Definición del modelo de transformación precipitación-escorrentía
- Corrida de las simulaciones del modelo y obtención de los hidrogramas de crecientes para los períodos de retorno de interés

#### 4.2.1.1 *Estimación de tormentas de diseño*

Para aplicar el método precipitación-escorrentía es necesario contar con una distribución temporal o hietograma característico de la región que permita obtener los pulsos de precipitación a distintos intervalos de tiempo. En casos donde no se cuente con tormentas medidas en estaciones cercanas al sitio de estudio, existen hietogramas característicos dados en la literatura o metodologías que permiten estimar una distribución temporal de la precipitación a partir de las curvas i-d-f.

Para los Estados Unidos, el Soil Conservation Service (SCS) definió tormentas de diseño estándar de 24 horas, con distribuciones temporales que se representan en forma de curvas masa adimensionales (Chow et.al. 1994, Viessman y Lewis, 2002). Al aplicarlas a Costa Rica, se recomienda el uso de la distribución temporal de la tormenta tipo II.

Los valores de precipitaciones máximas en 24 horas empleadas para el estudio se muestran en el Cuadro 4.7, las cuales se obtuvieron para la estación 69673 Horquetas 2 ubicada cerca de la cuenca de estudio. En la Figura 4.11 a la Figura 4.14 se muestran los hietogramas de las tormentas de diseño para los cuatro períodos de retorno considerados, discretizados en intervalos de 10 minutos para efectos de presentación de la información.

**Cuadro 4.7. Precipitación en 24 horas empleada para el cálculo de tormentas de diseño**

TR (años)	Estimación (mm)
10	216.3
25	234.4
50	244.4
100	252.2

Figura 4.11. Tormenta de diseño para un período de retorno de 10 años (SCS tipo II)

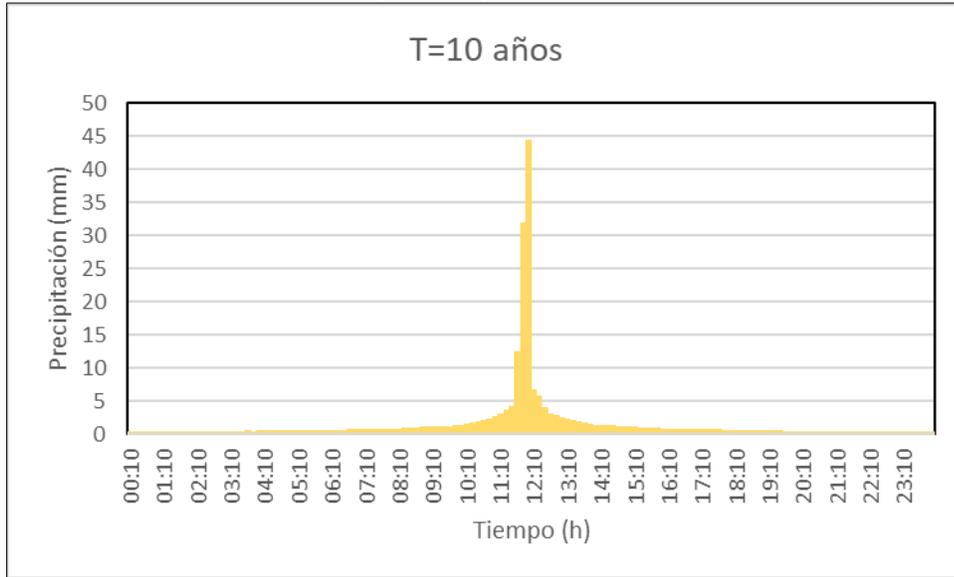


Figura 4.12. Tormenta de diseño para un período de retorno de 25 años (SCS tipo II)

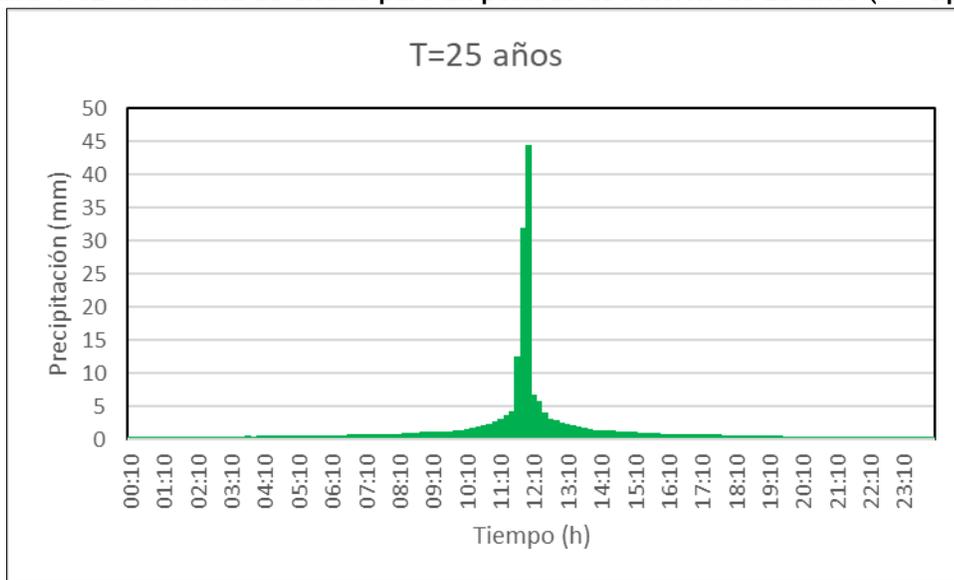


Figura 4.13. Tormenta de diseño para un período de retorno de 50 años (SCS tipo II)

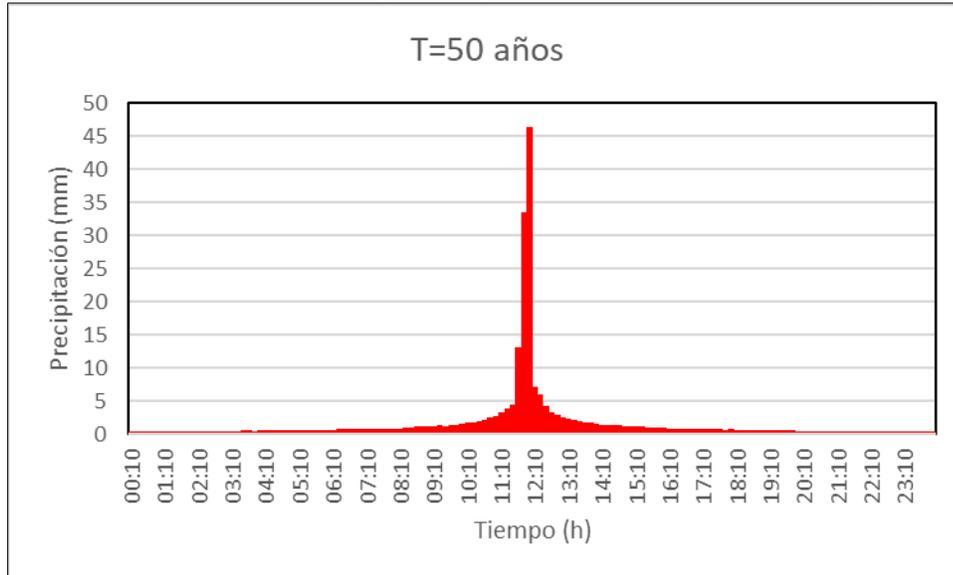
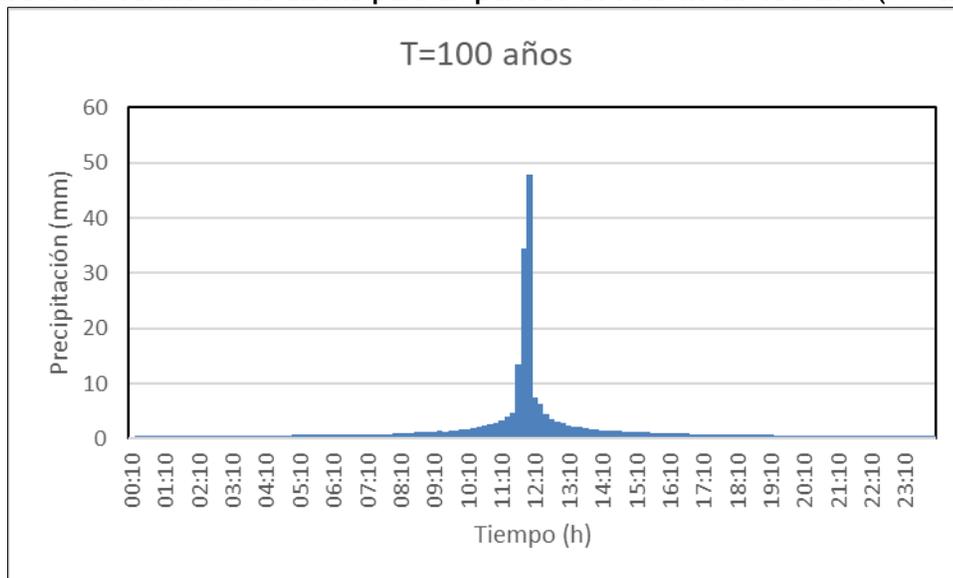


Figura 4.14. Tormenta de diseño para un período de retorno de 100 años (SCS tipo II)



#### 4.2.1.2 Modelo de abstracciones de la precipitación

Todo modelo de precipitación-escorrentía requiere, para el cálculo de caudales, la estimación del exceso de precipitación o precipitación efectiva, es decir, de la fracción de la lluvia que va a llegar a escurrir sobre la superficie de la cuenca. La diferencia entre la precipitación total producto de una tormenta y la precipitación efectiva corresponde a las denominadas abstracciones de precipitación, las cuales ocurren mediante dos procesos hidrológicos

fundamentales: la infiltración en el subsuelo y la intercepción por parte de la vegetación y las superficies.

Las abstracciones de la precipitación fueron calculadas en el presente estudio empleando la metodología del número de curva (CN) del Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos. Se estimó un número de curva CN representativo para la cuenca del río San José, tomando en cuenta la distribución de tipos de suelo, cobertura del suelo y pendientes dentro de la región de análisis. La estimación de CN para la cuenca se realizó mediante la ponderación de los valores recomendados por Chow et.al. (1994) para las características de cobertura, tipo de suelo y pendientes de la cuenca (Cuadro 4.8). Se consideró que los suelos de la cuenca en estudio corresponden a los grupos hidrológicos B y C.

**Cuadro 4.8. Definición del número de curva CN para la cuenca del río San José**

Cobertura	Área			CN	Grupo Hidrológico
	m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	Porcentaje		
Cultivo	5629884.49	5.63	8.08%	78.8	40%C,60%B
Forestal	44359927.30	44.36	63.68%	65.7	40%C,60%B
No Forestal	18534154.09	18.53	26.61%	74	40%C,60%B
Uso Urbano	1135750.64	1.14	1.63%	87	40%C,60%B
Total	69659716.52	69.66	100.0%	<b>69.3</b>	

Los valores de la tabla anterior corresponden a números de curva CN para condiciones antecedentes de humedad tipo II, es decir, condiciones intermedias de lluvia precedente al evento de diseño. Para considerar un posible efecto de saturación de los suelos producto de eventos previos de precipitación, la metodología del SCS define una condición antecedente de humedad tipo III, la cual corrige y aumenta los números de curva significativamente de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)} \quad (3)$$

Esta condición de humedad supone, sin embargo, un grado muy alto de saturación de los suelos; su combinación con una tormenta de diseño de baja recurrencia va a generar una creciente con un período de retorno aún mayor al estimado para la lluvia, por lo que no se aconseja esta corrección en el modelo.

Para la estimación de la intercepción se adoptó la recomendación del SCS mediante el concepto de abstracciones iniciales. Según esta metodología, las abstracciones iniciales ( $I_a$ , en mm) se pueden estimar como un porcentaje  $k$  de la retención potencial máxima de la cuenca ( $S$ , en mm), parámetro que a su vez es función del número de curva definido anteriormente:

$$S = \frac{25400 - 254 * CN}{CN} \quad (4)$$

$$I_a = k * S \quad (5)$$

Según las recomendaciones del SCS, tradicionalmente, se adopta un valor de  $k = 0.2$  para la estimación de las abstracciones iniciales. Sin embargo, nuevas investigaciones del Servicio de Conservación de Recursos Naturales de Estados Unidos (NRSC) han demostrado que tomar el 20% de la retención potencial máxima resulta excesivo, es por esto que se llega a una relación ajustada al tomar un valor de abstracciones iniciales de un mínimo del 5% de la retención máxima (Hawkins et.al., 2009). El resumen de estos parámetros se muestra en el Cuadro 4.9.

**Cuadro 4.9. Definición de retención potencial máxima y abstracciones iniciales para la cuenca del río San José**

Parámetro	Valor
Valor CN <sub>20</sub> ponderado	69.3
S <sub>20</sub> (mm)	112
I <sub>a,20</sub> (mm)	22
<b>Valor CN<sub>05</sub></b>	<b>61.4</b>
<b>S<sub>05</sub> (mm)</b>	<b>160</b>
<b>I<sub>a,05</sub> (mm)</b>	<b>7.98</b>

Una vez definido el número de curva CN y las abstracciones iniciales para la cuenca, el método del SCS permite un cálculo secuencial de la precipitación efectiva acumulada, a partir de los datos discretos de precipitación total, abstracciones iniciales y retención potencial máxima:

$$P_{e,ac} = \frac{(P - I_a)_{ac}^2}{(P - I_a)_{ac} + S} \quad (6)$$

Donde:

- $P_{e,ac}$  = precipitación efectiva acumulada  
 $P$  = precipitación total acumulada  
 $S$  = retención potencial máxima  
 $I_a$  = abstracciones iniciales, todas cantidades en mm

De esta manera, a la precipitación total se le restan las abstracciones por intercepción e infiltración, obteniéndose el hietograma de precipitación efectiva que servirá de base para la transformación de la precipitación en escorrentía y para la estimación del hidrograma de crecientes.

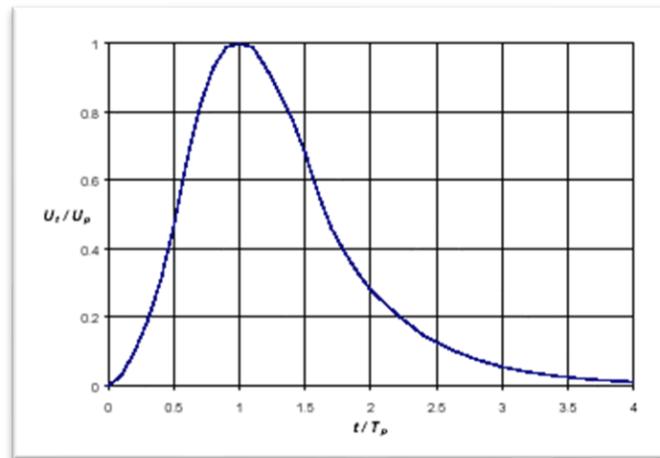
#### **4.2.1.3      *Modelo de transformación precipitación-escorrentía***

En los modelos de precipitación-escorrentía, después del cálculo de las abstracciones de precipitación, se procede a aplicarle a la precipitación efectiva una transformación para el cálculo de los caudales de escorrentía. Uno de los modelos de transformación más utilizados en la hidrología es el del hidrograma unitario, que es un modelo empírico originalmente propuesto por Sherman en 1932.

El modelo del hidrograma unitario es un modelo hidrológico lineal que representa la función de respuesta de pulso unitario para un sistema hidrológico. Mediante este modelo es posible deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de precipitación (Chow et.al., 1994).

Existen diferentes modelos de hidrograma unitario. Dentro de los modelos disponibles está el hidrograma unitario adimensional del SCS, el cual es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa como la razón del caudal unitario  $U$  al caudal unitario pico  $U_p$  y el tiempo como la razón del tiempo al tiempo al pico  $t/T_p$ . Este hidrograma sintético adimensional fue derivado a partir de información de diversas cuencas y se muestra en la Figura 4.15 (Chow et.al., 1994).

Figura 4.15. Hidrograma unitario sintético adimensional del SCS



Los parámetros  $T_p$  y  $U_p$  dependen de características físicas de la cuenca; una vez estimados ambos para la cuenca o subcuenca de estudio, sólo basta con multiplicar las coordenadas del hidrograma unitario adimensional por los valores respectivos de  $T_p$  y  $U_p$  para obtener el correspondiente hidrograma unitario. Un hidrograma sintético de este tipo puede utilizarse para representar la transformación precipitación efectiva - escorrentía en cualquier cuenca. El caudal unitario pico  $U_p$  (en  $m^3/s\text{-mm}$ ) y el tiempo al pico  $T_p$  se relacionan según la siguiente expresión:

$$U_p = \frac{0.208 * A}{T_p} \quad (7)$$

donde:

- A = área de la cuenca, en  $km^2$
- $T_p$  = el tiempo al pico, en horas

El tiempo al pico ( $T_p$ ) depende de la duración de la lluvia efectiva  $D$  y del tiempo de retardo  $t_{lag}$ , este último definido como la diferencia de tiempo entre el centro de masa de lluvia efectiva y el pico del hidrograma unitario:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_{lag} \quad (8)$$

El tiempo de retardo  $t_{lag}$  es un parámetro que describe el tiempo de respuesta hidrológica de la cuenca, representando el tiempo en que se presenta el pico de caudal ante un evento de duración determinada. Este parámetro se obtiene usualmente a través de la calibración de la

cuenca. Sin embargo, para cuencas no instrumentadas se pueden usar relaciones en función del tiempo de concentración de la cuenca.

Para la estimación de tiempo de concentración en pequeñas cuencas rurales, se recomienda como procedimiento estándar utilizar la ecuación de Kirpich, también conocida como la ecuación de California Culverts Practice (Chow et.al., 1994). Según esta ecuación, el tiempo de concentración  $t_c$  se puede estimar a partir de la pendiente media del cauce y de la longitud del cauce de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$t_c = 0.01947 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (9)$$

Donde:

- $t_c$ : tiempo de concentración (en minutos)
- S: pendiente del cauce
- L: longitud del cauce (en m)

Para transformar este tiempo de concentración  $t_c$  en tiempo de retardo  $t_{lag}$ , el SCS propone la siguiente expresión:

$$t_{lag} = 0.6 * t_c \quad (10)$$

Se calcularon el tiempo de concentración y tiempo de retardo, caudal pico unitario y tiempo al pico para la cuenca en estudio. Los resultados se muestran en el Cuadro 4.10. Los cálculos se basaron en las características morfométricas (longitud de cauce principal, pendiente media del cauce) calculadas para la cuenca.

**Cuadro 4.10. Tiempo de respuesta y parámetros del hidrograma unitario estimados para la cuenca en estudio**  
(Duración efectiva D = 10 minutos)

Parámetro	Valor
Tiempo de concentración $t_c$ (min)	241.0
Tiempo de retardo $t_{lag}$ (min)	144.6
Caudal unitario pico $U_p$ (m <sup>3</sup> /s-mm)	5.81
Tiempo al pico del H.U. $T_p$ (min)	149.6

Los parámetros anteriores permiten estimar el hidrograma unitario sintético para la cuenca en estudio. Para una duración efectiva de precipitación de 10 minutos para la cuenca del río San José (hietograma de precipitación efectiva discretizado cada 10 minutos) o para cualquier otra duración. Con base en estos parámetros el modelo HEC-HMS aplica los principios de proporcionalidad y superposición para calcular el hidrograma de respuesta resultante de los hietogramas de diseño.

#### 4.2.1.4 Resultados del modelo HEC-HMS

Las simulaciones con el modelo HEC-HMS se realizaron, tal como se ha descrito en los apartados anteriores, con las siguientes condiciones:

- Modelo de precipitación: Tormentas (hietogramas) de diseño para períodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años, duraciones de 24 horas. Las tormentas se derivaron utilizando la metodología del hietograma característico del SCS tipo II a partir de la precipitación máxima diaria estimada para la estación 69673 Horquetas 2.
- Modelo de abstracciones de precipitación del SCS. Número de curva para la cuenca según cobertura y tipo de suelo, para condiciones antecedentes de humedad tipo II. Abstracciones iniciales del 20% de la retención potencial máxima S de la cuenca.
- Modelo de transformación precipitación-escorrentía según el hidrograma unitario sintético adimensional del SCS. Tiempos de concentración y retardo calculados con la metodología del SCS y la ecuación de Kirpich.

Un resumen de los caudales obtenidos se muestra en el Cuadro 4.11. En el Anexo 2 se incluyen las salidas del programa HEC-HMS para cada simulación.

**Cuadro 4.11. Caudales máximos instantáneos (en m<sup>3</sup>/s) obtenidos a partir de las simulaciones en el modelo HEC-HMS para la cuenca en estudio**

TR (años)	Precipitación (mm)	CN <sub>20</sub>	Caudal pico (m <sup>3</sup> /s)
10	216.3	69.3	461.3
25	234.4		521.9
50	244.4		555.7
100	252.2		582.2

#### 4.2.2 Estimación de caudales de diseño por el método de envolventes regionales

Los métodos regionales de envolventes son utilizados en hidrología para poder tener estimaciones de valores máximos de caudal que se pueden esperar en una cuenca con ciertas características morfológicas y ubicada en una región determinada. Su uso se vuelve particularmente relevante en sitios donde no existen mediciones hidrológicas. Las expresiones para las envolventes son usualmente del tipo:

$$Q_{m\acute{a}x} = C * A^n \quad (3)$$

donde A es el área de la cuenca y C y n coeficientes empíricos. Una de las expresiones de envolventes más utilizadas es la propuesta por Creager, la cual se puede escribir como:

$$Q_{m\acute{a}x} = 1.3 * C * \left(\frac{A}{2.59}\right)^{0.936 * A^{-0.048}} \quad (4)$$

con el área A en km<sup>2</sup>. El coeficiente C tiene carácter regional y por lo tanto es un parámetro que puede describir adecuadamente la envolvente de caudales máximos para una región climatológicamente homogénea (Jiménez y Chacón 1998, Castellarin et.al. 2007). Al tener un carácter regional, implícitamente se asume que el valor de C será similar para cuencas dentro de la misma región climatológica, siempre y cuando las cuencas consideradas tengan características morfológicas similares.

En la expresión de Creager se establece que los caudales máximos esperados en cuencas de una misma región varían de acuerdo con el área de éstas, pero no de una manera lineal. El lado derecho de la expresión puede agruparse en un término se conoce como  $K_{Creager}$ , el cual depende sólo del área de la cuenca y será un parámetro representativo de la misma:

$$K_{Creager} = \left(\frac{A}{2.59}\right)^{0.936 * A^{-0.048}}$$

Jiménez y Chacón (1998) realizaron un amplio análisis de crecientes en Costa Rica, donde emplearon métodos probabilísticos clásicos para determinar las crecientes máximas para diferentes períodos de retorno en 50 estaciones fluviográficas a lo largo y ancho del país. Mediante el análisis estimaron envolventes de caudales máximos para tres regiones: Caribe, Pacífico Norte y Valle Central y Pacífico Sur, y expresaron las envolventes en términos del coeficiente C de Creager. Para la región atlántico encontraron los valores de C de Creager para las envolventes correspondientes a diferentes períodos de retorno que se muestran en el Cuadro

4.12. Los caudales máximos instantáneos estimados con esta información se muestran también en el Cuadro 4.12.

**Cuadro 4.12. Estimación de caudales extremos para la cuenca del río San José mediante envolventes regionales de caudales máximos instantáneos (según Jiménez y Chacón, 1998)**

TR (años)	C <sub>Creager</sub>	Río San José A= 69.66 km <sup>2</sup> K <sub>Creager</sub> =12.35
		Q <sub>máx inst</sub> (m <sup>3</sup> /s)
10.00	21	331.0
25.00	26	417.0
50.00	29	470.0
100.00	33	530.0

#### 4.3 COMPARACIÓN DE LAS ESTIMACIONES DE CAUDAL DE DISEÑO PARA EL RÍO SAN JOSÉ

Se emplearon dos metodologías hidrológicas conceptualmente diferentes para la estimación del caudal de avenida para el punto de control ubicado en las cercanías del plantel donde se construirá la Delegación Policial de Río Frío ubicado sobre el río San José. Se recurrió a elaborar un modelo precipitación-escorrentía para estimar -a partir de tormentas de diseño (SCS tipo II con P24 de estación Horquetas 2) el hidrograma de respuesta de la cuenca del río San José; y finalmente se utilizaron coeficientes de envolventes regionales de caudales máximos instantáneos con el fin de estimar los caudales para diferentes períodos de retorno.

Los resultados obtenidos se muestran gráficamente en la Figura 4.16 y en el Cuadro 4.13, donde se presenta las estimaciones de caudales máximos instantáneos para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años. Se aprecia como los resultados arrojados por la simulación en HEC-HMS son mayores que los obtenidos a través de la estimación con envolvente regional.

**Cuadro 4.13. Comparación de Caudales máximos definidos para la cuenca en estudio**

Método	Periodo de retorno (años)			
	10	25	50	100
Modelado Precipitación Escorrentía HMS: SCS I + P24 San Antonio	461.3	521.9	555.7	582.2
Método Regional de Traslado de Caudales Coeficientes Regionales	331	417	470	530

Con el fin de comparar metodología y resultados, se presentan a continuación una serie de aspectos que pueden ayudar a tomar un criterio para la adopción de los caudales de diseño:

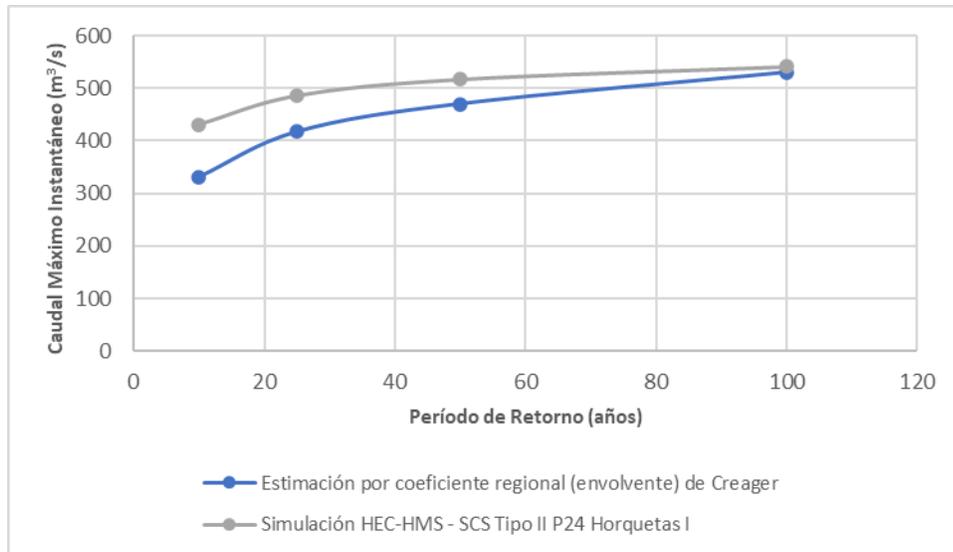
- HEC-HMS:
  - Los resultados del modelo de precipitación-escorrentía son sensibles a la variación de varios de los parámetros estimados para el cálculo (tiempo de retardo, número de curva, distribución temporal de la lluvia).
  - La estimación de estos parámetros es empírica (fórmulas empíricas, tablas de coeficientes).
- Envolventes regionales:
  - Envolventes derivadas para cuencas más grandes que las del río San José, por lo que no necesariamente toman en cuenta las condiciones de cuencas pequeñas.
  - El método se aplica con un criterio exclusivamente geométrico (áreas de las cuencas) y no considera factores morfométricos que puedan incidir sobre la respuesta hidrológica de una cuenca.
  - Aunque considera la homogeneidad climatológica dentro del criterio de regionalización, la existencia de microclimas dentro de la región Caribe podría afectar la aplicabilidad del método.

Al comparar directamente los caudales estimados se observa que los caudales por medio de los valores de las envolventes regionales son menores a los estimados por el método de precipitación escorrentía. Para efectos del análisis hidráulico del sitio, de forma conservadora y considerando que el modelo precipitación-escorrentía es más robusto que las otras dos metodologías utilizadas al tomar en cuenta aspectos locales de la cuenca que no son considerados por el método de envolventes y al tomar en cuenta la distribución temporal tanto de la precipitación como del caudal, se utilizarán los valores de caudal estimados con el método de transformación de precipitación-escorrentía los cuales son presentados en el Cuadro 4.14.

**Cuadro 4.14. Caudales máximos definidos para las cuencas en estudio**

Cuenca	Periodo de retorno (años)			
	10	25	50	100
Río San José	461.3	521.9	555.7	582.2

Figura 4.16. Comparación de las estimaciones de caudales de diseño para el punto de control sobre río San José



#### 4.4 MODELIZACIÓN HIDRÁULICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

##### 4.4.1 Modelización hidráulica en HEC-RAS

El modelo seleccionado para la simulación hidráulica fue el programa HEC-RAS (River Analysis System del Hydrologic Engineering Center del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos). Este modelo unidimensional se basa en el cálculo de Flujo Gradualmente Variado (FGV) mediante la solución de la ecuación de energía en una dimensión. Considera las pérdidas de energía producto de la fricción a lo largo del cauce y de procesos de expansión y contracción del flujo. Para casos de Flujo Rápidamente Variado (FRV), como saltos hidráulicos, confluencias y flujo en puentes el modelo incorpora la solución de la ecuación de momentum del flujo. Las características específicas del modelo, su fundamento hidráulico y sus formulaciones y métodos de solución numéricos son tratados ampliamente en USACE (2010), documento que puede utilizarse como referencia hidráulica del modelo.

Para el río objeto del presente estudio, el uso de un modelo hidráulico unidimensional como el RAS es suficiente y adecuado para estimar las características del flujo, en particular los niveles para los caudales de diseño y los parámetros hidráulicos relacionados con los cálculos de socavación.

El modelo HEC-RAS requiere la inclusión de la geometría de las secciones transversales, a partir de las cuales se obtienen los parámetros hidráulicos de las secciones para el cálculo de las condiciones de flujo analizadas. Para lograr una correcta aplicación del modelo unidimensional, se utilizaron secciones transversales detalladas y se definieron tramos de análisis y separación de secciones adecuadas para la variación esperada del gradiente de energía en condición de crecientes.

La resistencia al flujo se modela mediante el coeficiente  $n$  de Manning, el cual puede ser variado a lo ancho de la sección transversal y a lo largo del tramo analizado. El modelo también requiere de la fijación de condiciones de frontera, las cuales se pueden especificar como condiciones de profundidad crítica o profundidad normal, como un nivel de agua conocido o como una curva de descarga, tanto aguas arriba como aguas abajo del tramo correspondiente. En el caso del presente estudio, se realizó el modelado en régimen permanente, es decir, sin considerar la variación del flujo en el tiempo.

El modelo supone que las secciones del río (tanto transversal como longitudinal) son fronteras rígidas y de esta forma distribuye la totalidad del caudal llenando horizontalmente la sección del río hasta alcanzar la capacidad hidráulica necesaria para la avenida que se está simulando. Estos cálculos los puede realizar en régimen supercrítico, régimen subcrítico o en un régimen mixto que evalúa las condiciones hidráulicas sección por sección.

HEC-RAS permite incluir puentes dentro de su modelo geométrico. Un módulo específico para tal fin permite incluir el puente como una sección transversal especial, pudiéndose incluir la geometría del cauce justo bajo el puente, de la superestructura y de los bastiones y pilas de puente. Junto con la geometría se puede especificar la rugosidad de este tramo y se pueden manejar una serie de variables sobre el método de resolución del flujo bajo el puente. Para una descripción más detallada de cómo el HEC-RAS modela el flujo bajo los puentes, se puede referir nuevamente a USACE (2010).

Los datos de entrada que utiliza el modelo HEC -RAS son la geometría del cauce y del puente (perfiles y secciones transversales obtenidos de las campañas topográficas); los coeficientes de rugosidad estimados para cada tramo de cauce según las observaciones en sitio; las condiciones de frontera, aguas arriba y aguas abajo del tramo, específicas para cada caso; y los caudales de diseño para los diferentes períodos de retorno a analizar.

Los resultados del modelo hidráulico se obtienen de manera tabulada como un resumen completo de las condiciones hidráulicas de cada sección transversal (niveles de agua y energía, caudal, velocidad, profundidad, área, radio hidráulico, número de Froude, entre otros) y también gráficamente en cada sección transversal y en el perfil del río.

#### 4.4.2 Estimación del coeficiente n de Manning

Los modelos hidráulicos en general, incluido el HEC-RAS, incluyen dentro de sus formulaciones numéricas un término que representa la resistencia al flujo en canales. Este término incluye a su vez un coeficiente de rugosidad, el cual representa el efecto de resistencia al flujo de las superficies del fondo y de las paredes del canal. Una de las ecuaciones de resistencia más utilizadas en la hidráulica fluvial es la ecuación de Manning, la cual se puede escribir como:

$$v = \frac{1}{n} * \sqrt{S} * R_H^{2/3} \quad (11)$$

Donde:

$v$  = velocidad media en la sección transversal (m/s)

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning

$S$  = pendiente de la línea de energía del flujo

$R_H$  = radio hidráulico de la sección transversal de flujo

En el caso de la ecuación de Manning, el parámetro  $n$  (llamado comúnmente "n de Manning") es el coeficiente de rugosidad utilizado, el cual representa las condiciones imperantes en la sección transversal y el cual depende de una cantidad de factores, como la rugosidad absoluta de los materiales en el lecho y los bancos del cauce, de las irregularidades del mismo, de la presencia de obstrucciones y vegetación, del régimen de transporte de sedimentos y del régimen de flujo.

Existen diversas metodologías para estimar el coeficiente de Manning en un cauce natural. Estas metodologías tienen en común el cálculo de un valor base de  $n$  en función de la rugosidad absoluta o de la granulometría de los materiales del lecho. Para ello existen metodologías empíricas y fórmulas analíticas.

Algunas de las fórmulas analíticas más comunes utilizadas para este fin tienen la forma y concepto de las ecuaciones de Strickler, Hey y Limerinos (Chang 1992, USACE 1994, USACE 2010, García 2007, entre otros):

- *Strickler:*

$$n = 0.0474 * k_s^{1/6} \quad (12)$$

Donde:

$k_s$  (en metros) está correlacionado con el tamaño de partícula, usualmente con el  $d_{50}$ .

Supone condiciones de lecho rígido y una variación de  $n$  sólo con la rugosidad absoluta del lecho.

- *Hey:*

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 * \log \left( \frac{11.75 * R_H}{3.5 * d_{84}} \right) \quad (13)$$

$$n = \frac{R_H^{\frac{1}{6}} * \sqrt{f}}{8.86} \quad (14)$$

Donde:

$R_H$  = radio hidráulico del flujo

$d_{84}$  = tamaño de partícula (para el que el 84% del sedimento es más fino)

$f$  = factor de fricción de Darcy-Weisbach.

Esta ecuación es del tipo Keulegan para lecho rígido, ecuaciones semi-logarítmicas que se basan en la ecuación de Prandtl-von Karman ya que la fricción en la frontera del canal crea una capa de cortante similar a la capa límite en tuberías. Estas ecuaciones demuestran que la resistencia al flujo aumenta para tirantes bajos.

*Limerinos:*

$$n = \frac{0.0926 * R_H^{\frac{1}{6}}}{1.16 + 2 * \log \left( \frac{R_H}{d_{84}} \right)} \quad (15)$$

Esta ecuación está derivada para fondos móviles y materiales relativamente gruesos (arenas gruesas y gravas) y es aplicable sólo en la ausencia de formas de fondo (e.g. dunas) y en el régimen alto de transporte de sedimentos.

Existen asimismo otro tipo de metodologías, en donde el  $n$  base para un cauce se escoge empíricamente a través de tablas y fotografías que describen y muestran las características más relevantes de los cauces. Esta es una metodología muy generalizada y práctica, desarrollada inicialmente por Chow en 1959 y posteriormente desarrollada por Arcement y Schneider en su texto "Guide for selecting Manning's Roughness Coefficients for natural Channels and Flood Plains" (1989). Según estos autores, el valor de  $n$  de Manning para el cauce principal se obtiene de la siguiente fórmula, propuesta originalmente por Cowan (Chow, 1994):

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m \quad (16)$$

Donde:

$n_b$  = es el valor de base para un canal recto, uniforme y liso conformado por materiales naturales

$n_1$  = factor de corrección para tomar en cuenta el efecto de las irregularidades presentes en la superficie

$n_2$  = valor para variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal

$n_3$  = valor para obstrucciones presentes

$n_4$  = valor para presencia de vegetación y condiciones de flujo

$m$  = factor de corrección por el efecto de la sinuosidad a lo largo del cauce

Los autores recomiendan obtener los valores de  $n_b$  de una tabla que proponen ( Cuadro 4.15), o realizar estimaciones con las ecuaciones analíticas como las referidas anteriormente:

**Cuadro 4.15. Valores base para la n de Manning (según Arcement y Schneider, 1989)**

Material del fondo	Tamaño medio del material (mm)	Valor base de n	
		Canal recto y uniforme	Canal liso
Concreto	---	0.012 - 0.018	0.011
Roca	---	---	0.025
Suelo firme	---	0.025 - 0.032	0.020
Arena gruesa	1-2	0.026 - 0.035	---
Gravas finas	---	---	0.024
Gravas	2-64	0.028 - 0.035	---
Gravas gruesas	---	---	0.026
Pequeños cantos rodados	64-256	0.030 - 0.050	---
Cantos rodados	>256	0.040 - 0.070	---

Los coeficientes de ajuste  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$ ,  $n_4$  y  $m$ , se obtienen de tablas que los autores ofrecen para tal fin (Cuadro 4.16).

**Cuadro 4.16. Valores de ajuste para la estimación de la  $n$  de Manning (según Arcement y Schneider, 1989)**

*Grado de irregularidad ( $n_1$ )*

Grado de irregularidad	Valor de ajuste $n_1$
Liso	0.000
Menor	0.001 - 0.005
Moderada	0.006 - 0.010
Severa	0.011 - 0.020

*Variación en la sección transversal del cauce ( $n_2$ )*

Variación en la sección transversal del cauce	Valor de ajuste $n_2$
Gradual	0.000
Alternan ocasionalmente	0.001 - 0.005
Alternan frecuentemente	0.010 - 0.015

*Efecto de obstrucciones ( $n_3$ )*

Efecto de obstrucciones	Valor de ajuste $n_3$
Despreciable (ocupa menos del 5% del área de la sección transversal)	0.000 - 0.004
Menor (ocupa menos del 15% del área de la sección transversal)	0.005 - 0.015
Apreciable (ocupa entre el 15% y el 50% del área de la sección transversal)	0.020 - 0.030
Severo (ocupa más del 50% del área de la sección transversal)	0.040 - 0.050

*Cantidad de vegetación ( $n_4$ )*

Cantidad de vegetación	Valor de ajuste $n_4$
Pequeña	0.002 - 0.010
Mediana	0.010 - 0.025
Grande	0.025 - 0.050
Muy grande	0.050 - 0.100

*Grado de sinuosidad (m)*

Grado de sinuosidad	Valor de ajuste m
Menor (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta entre 1 y 1.2)	1
Apreciable (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta entre 1.2 y 1.5)	1.15
Severo (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta mayor a 1.5)	1.3

#### 4.4.3 Modelo hidráulico del río San José

##### 4.4.3.1 Modelo en HEC-RAS

Para construir el modelo del río San José en el sitio de interés en el programa HEC-RAS se contó con el levantamiento topográfico de un tramo de 509.28 m de longitud. A partir del levantamiento topográfico se elaboró un plano topográfico detallado con curvas de nivel y se generó una superficie tridimensional del cauce. A partir de la superficie tridimensional digital se obtuvieron 43 secciones transversales topográficas, las cuales se emplearon para definir el modelo hidráulico del río. La Figura 4.17 muestra la planta del modelo en el programa HEC-RAS. Adicionalmente, se incorporaron al modelo dos secciones adicionales para incluir los puentes ubicados cerca de la mitad de la extensión del modelo (Figura 4.18 y Figura 4.19).

Se definieron condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo correspondientes a flujo uniforme (pendiente de 0.20% aguas arriba y 0.50% aguas abajo). Se realizaron cálculos de régimen mixto, tanto supercrítico como subcrítico. Se evaluaron los caudales correspondientes a 10, 25, 50 y 100 años de período de retorno derivados a partir de las condiciones actuales de la cuenca. Un resumen de las características del modelo se presenta en el Cuadro 4.17. La asignación de coeficientes de rugosidad de Manning a las secciones transversales se detalla en el siguiente apartado.

Figura 4.17. Vista en planta del modelo del río San José en HEC-RAS

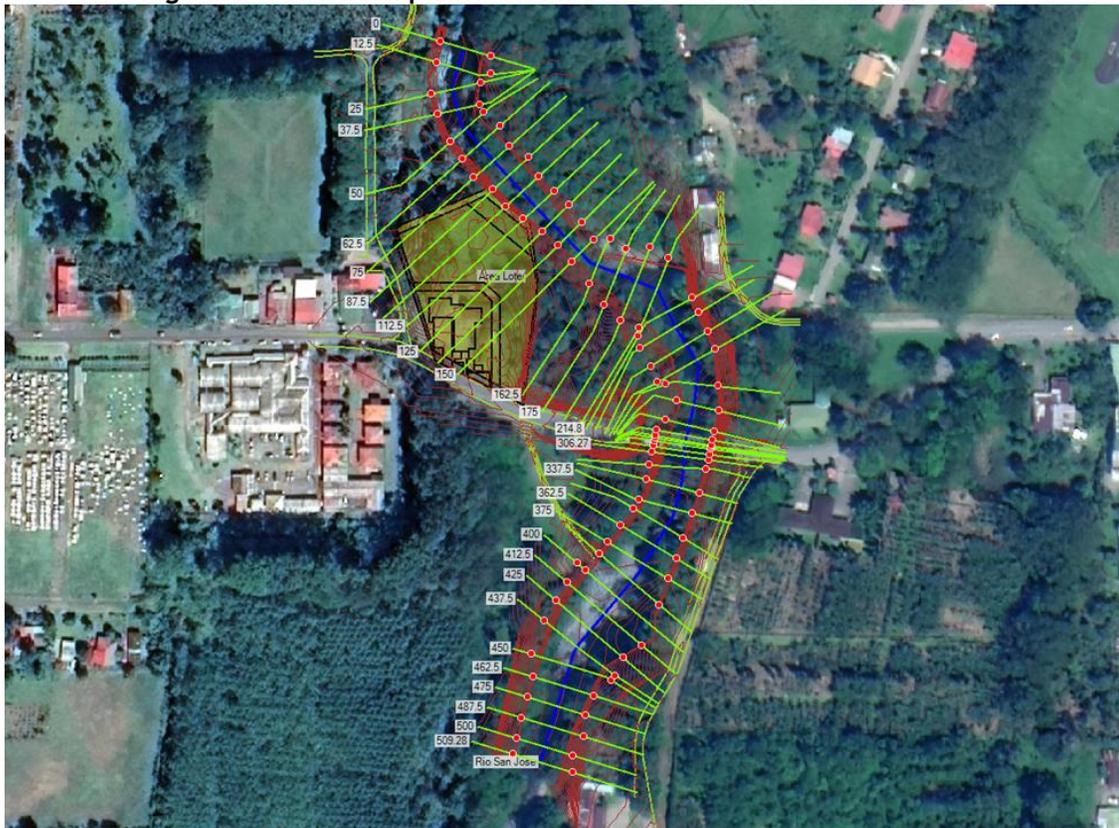


Figura 4.18. Sección representativa del puente #1 en estación 0+301.09 ubicada a la mitad del tramo de análisis hidráulico

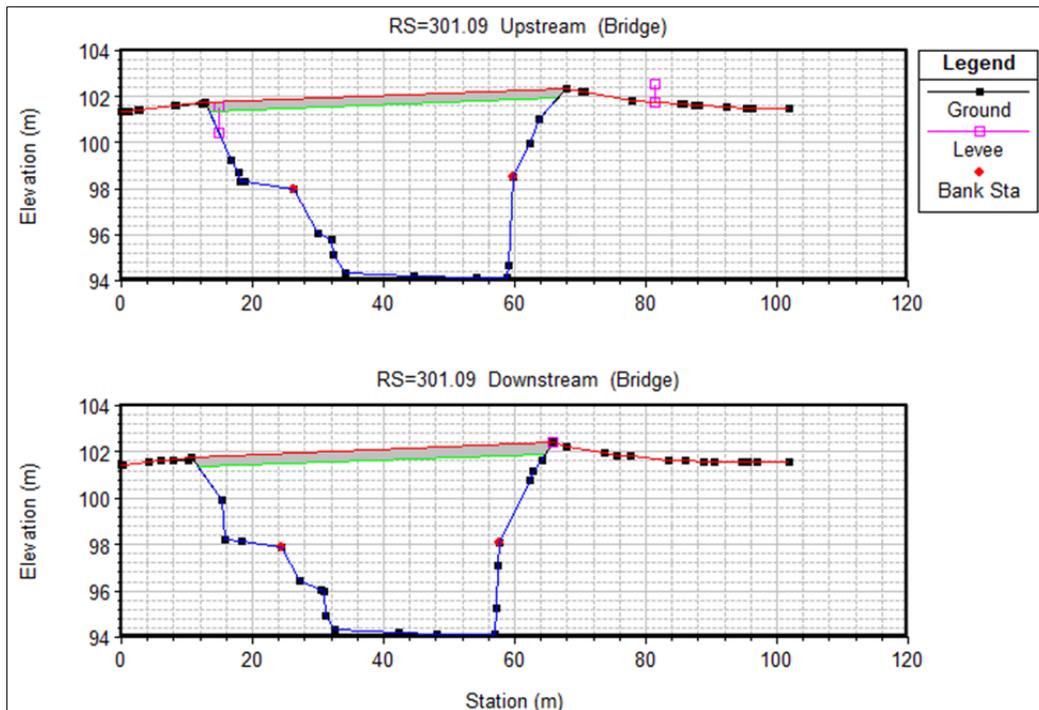
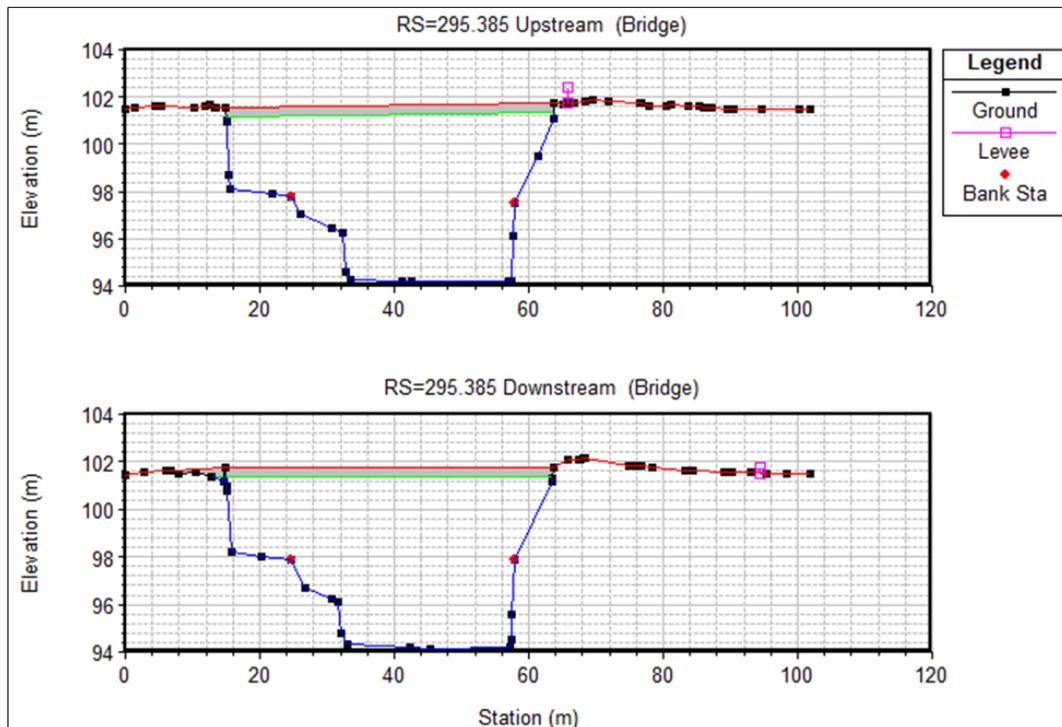


Figura 4.19. Sección representativa del puente #2 en estación 0+295.385 ubicada a la mitad del tramo de análisis hidráulico



**Cuadro 4.17. Resumen de parámetros del modelo del río Segundo en HEC-RAS**

Características geométricas	
Número de secciones	43
Estación aguas abajo	0+000.00
Estación puente #1	0+301.09
Estación puente #2	0+295.385
Estación aguas arriba	0+509.28
Condiciones de frontera	
Condición de frontera aguas abajo	PROFUNDIDAD NORMAL S = 0.50%
Condición de frontera aguas arriba	PROFUNDIDAD NORMAL S = 0.20%
Condiciones de caudal	
Q <sub>10años</sub>	461.3
Q <sub>25años</sub>	521.9
Q <sub>50años</sub>	555.7
Q <sub>100años</sub>	582.2

#### 4.4.3.2 Coeficiente de n de Manning

Para el cauce del río San José, se tomó un valor de n base de 0.030, correspondiente a la textura y granulometría de los materiales presentes en el cauce (Figura 4.20). La irregularidad menor de las formas del canal, la presencia de obstrucciones, una cantidad baja de vegetación en el cauce y la baja sinuosidad del río dan como resultado un coeficiente de Manning de 0.035 en el cauce. Para las llanuras de inundación, ubicadas por encima de la línea topográfica del cauce principal se estimó un coeficiente de 0.055, que considera los efectos de vegetación y las estructuras presentes en la zona de protección del río. Se estima que en todo el tramo analizado las condiciones de rugosidad del cauce y las llanuras de inundación se conservan, por lo que se usó un valor general para todas las secciones transversales.

**Cuadro 4.18. Valores finales del coeficiente n de Manning para el río San José (según metodología y tablas de Arcement y Schneider, 1989)**

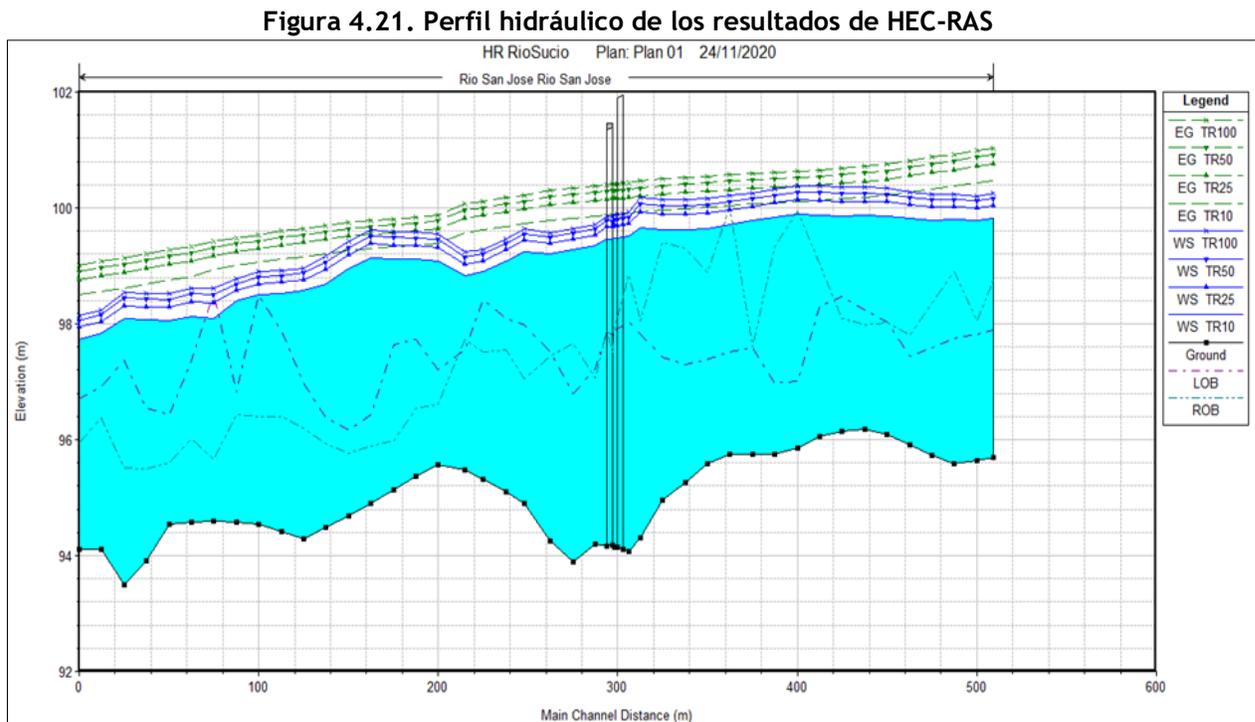
Llanura inundación izquierda	Cauce principal	Llanura inundación derecha
0.055	0.035	0.055

Figura 4.20. Condiciones del cauce del río San José en las cercanías del sitio de estudio



#### 4.4.4 Resultados del modelo de HEC-RAS

La Figura 4.21 muestra el perfil hidráulico de los resultados de HEC-RAS para los cuatro períodos de retorno utilizados. El tramo del río analizado, dada la baja pendiente de fondo, muestra un comportamiento en régimen subcrítico en la totalidad del tramo analizado. Cerca de la mitad del tramo se observa que ambos puentes cuentan con buena capacidad para los caudales analizados al pasar el agua por debajo del tablero aunque se presentan desbordamientos por fuera del cauce principal y central del río hacia las llanuras de inundación tanto aguas arriba como aguas debajo de la zona de los puentes. Estos desbordamientos se presentan mayoritariamente en la margen izquierda del río y se extienden hacia las llanuras de inundación, llegando a extenderse en la zona aguas abajo del puente en el Área del lote del Proyecto quedando cerca del área por desarrollar, pero sin sobrepasarla.



La Figura 4.22 muestra el mapa de inundación del tramo de análisis para el período de retorno de 100 años. Se observa que el río sí se extiende al área del lote en una zona que presenta una hondonada colindante con las construcciones actuales y que quedará limitada por la acera perimetral que rodea la zona a desarrollar. El nivel de agua en la esquina sureste varía entre 99.61 y 99.40 msnm, y 99.10 msnm en la esquina noreste de la acera/contorno perimetral. Para evitar afectaciones por crecidas del río, en la esquina sureste del contorno perimetral, del área por desarrollar, el nivel de piso terminado de dicha construcción debe quedar por encima de la

elevación 99.65 msnm mientras que en la esquina noreste este nivel debe ser superior a la elevación 99.15 msnm. Aparte de la esquina sureste, en el resto del área por desarrollar no se presentaría afectación por el desbordamiento del río, por lo que los edificios no se verían afectados por los niveles del río.

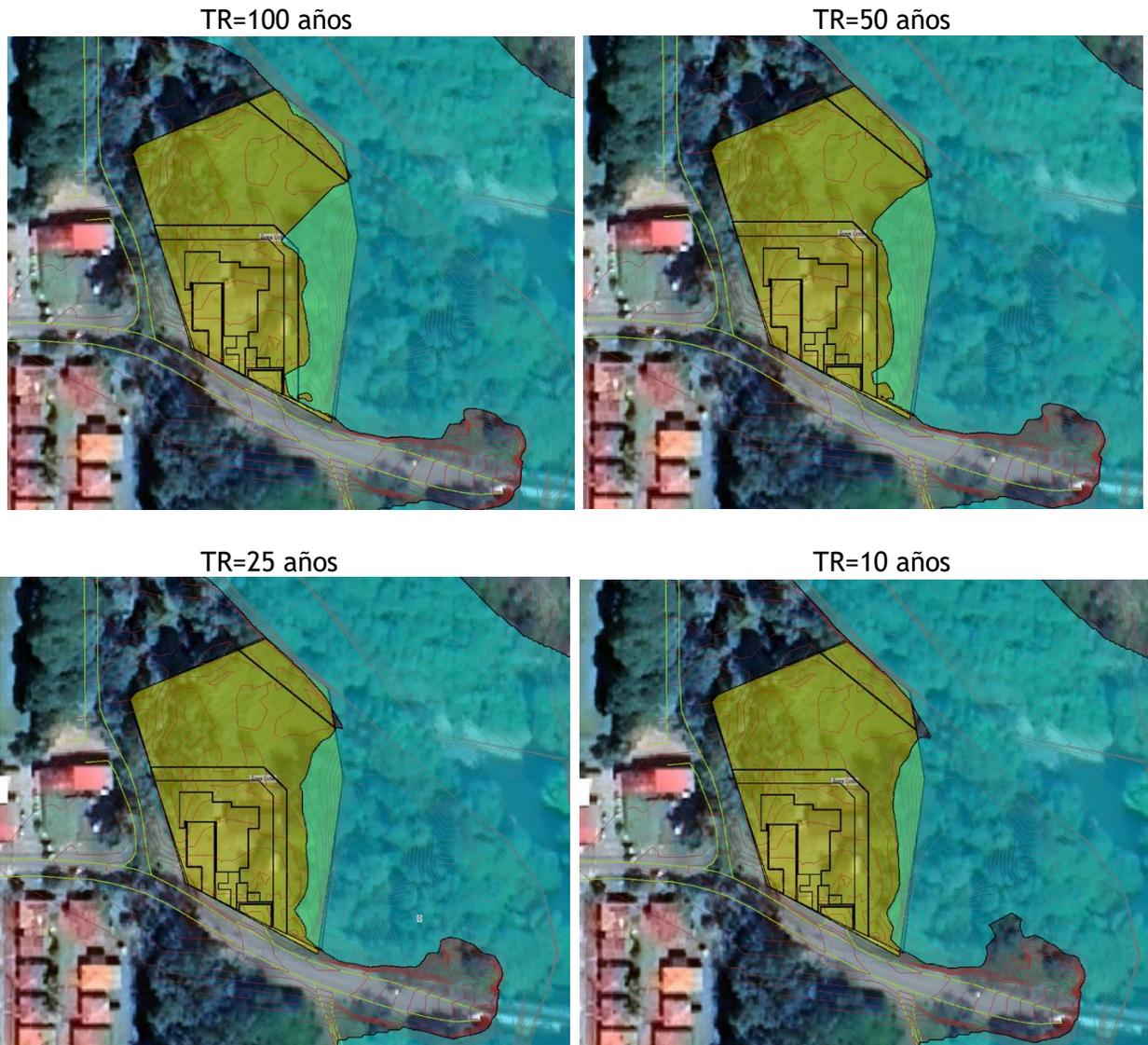
Los otros desbordamientos apreciables ocurren, como ya se había mencionado, aguas arriba de los puentes sin llegar a la calle pública que pasa frente al terreno a desarrollar pues esta calle forma un dique que evita el agua pase de un lado al otro. Además, justo al final del tramo analizado se presentan extensiones de la llanura de inundación hacia la calle pública pero sin generar una afectación al área a desarrollar, pues en esta zona la calle se encuentra a una elevación más baja respecto a la elevación frente al lote de la delegación. En el Anexo 3 se incluye el detalle de los resultados, para todas las secciones transversales incluidas en el modelo.

Figura 4.22. Mapa de Zonas Inundables Creciente TR=100 años en el río San José, sector aledaño al Área de Proyecto



En la Figura 4.22 se muestra la variación, para cada período de retorno, del área inundable (en celeste) sobre el área del lote de la propiedad (en amarillo) y su interacción con las obras propuestas según el diseño de sitio.

Figura 4.23. Zonas Inundables por el río San José en el Área de Proyecto para diferentes períodos de retorno

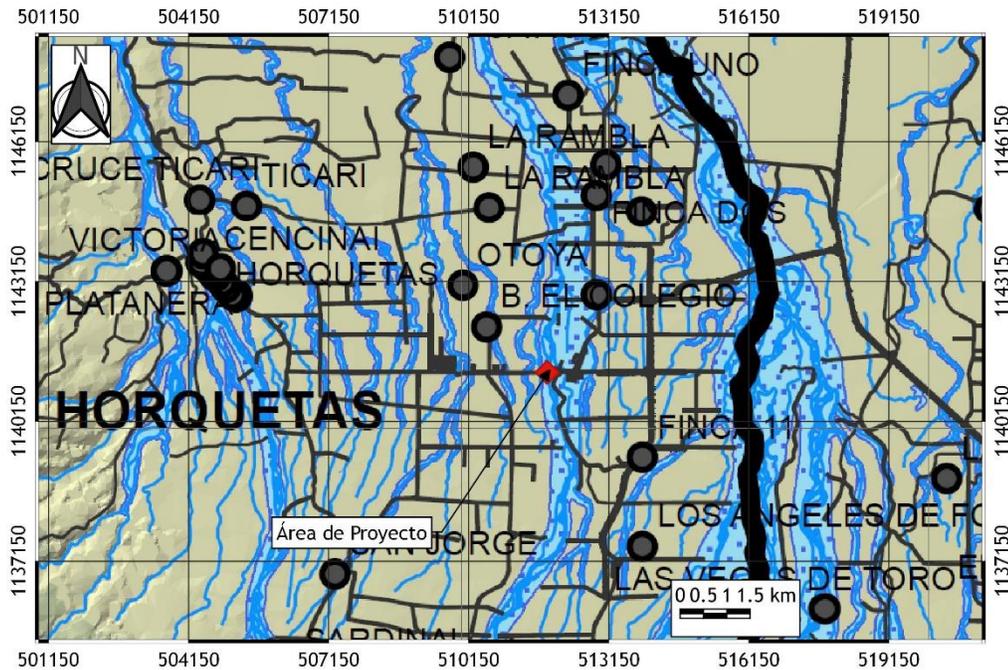


#### 4.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS HIDRÁULICOS

Las simulaciones hidráulicas del cauce del río San José y la planicie de inundación aledaña al terreno donde se desarrollará el proyecto, presentadas en los apartados anteriores, muestran que el terreno en análisis está sujeto a amenaza de inundación para crecidas desde un período de retorno de 10 años hasta para un período de retorno de 100 años, a raíz de eventos hidrometeorológicos que puedan darse en la cuenca del río San José. Según los cálculos hidrológicos e hidráulicos, el río San José, en su condición actual, no tiene suficiente capacidad para pasar los caudales estimados contenidos dentro de su cauce en el tramo de interés, por lo que usualmente el agua se extiende a las llanuras de inundación a ambos lados de los puentes. La mancha de inundación abarca la zona este del terreno hasta tocar el borde perimetral del área por desarrollar según el diseño de sitio, pero no se prevé una afectación en las edificaciones pero sí en el contorno perimetral (acera). Esto significa que, para poder desarrollar el terreno en estudio, no se requieren obras de protección contra inundaciones ni previsiones particulares para atender una potencial amenaza de inundación siempre y cuando el desarrollo de las edificaciones se realice fuera del área estipulada como inundable dentro del terreno de la propiedad y se tomen en consideración las recomendaciones de nivel de piso terminado para el caso del contorno perimetral

Los resultados del presente análisis hidrológico-hidráulico permiten contar con una evaluación de amenaza de inundación mucho más certera y específica que la que se presenta, por ejemplo, en el mapa de amenazas naturales potenciales del cantón de Sarapiquí, elaborado por la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias (CNE) (Figura 4.24). En dicho mapa se aprecia que el AP se ubica dentro de una mancha de inundación a lo largo del río San José, la cual debe entenderse como una delimitación preliminar de un potencial de inundación, que debe ser corroborada o -como en este caso, mejorada- con estudios de detalle como el que se presenta en este Informe.

Figura 4.24. Mapa de Amenazas Naturales de la CNE para el sector aledaño al Área de Proyecto



**Simbología:**

- |  |  |                      |                     |
|--|--|----------------------|---------------------|
|  | Distritos Sarapiquí                                  |                      | Áreas de Pantano    |
|  | Centros poblados                                     |                      | Áreas de Yolillo    |
|  | Red vial   |                      | Lagunas             |
|  | Ríos y Quebradas                                     |                      | Flujos de lodo      |
|  | V Barva Calderas volcánicas                          | <b>tin sarapiquí</b> |                     |
|  | Calderas volcánicas                                  | <b>Elevación</b>     |                     |
|  | Dirección desplazamiento de fallas                   |                      | 2417,778 - 2720     |
|  | Fallas del Cuaternario                               |                      | 2115,556 - 2417,778 |
|  | Fallas Paleotectónicas                               |                      | 1813,333 - 2115,556 |
|  | Pliegues   |                      | 1511,111 - 1813,333 |
|  | Deslizamientos                                       |                      | 1208,889 - 1511,111 |
|  | V Barva Área de mayor amenaza volcánica              |                      | 906,667 - 1208,889  |
|  | V Barva Cráteres volcánicos                          |                      | 604,444 - 906,667   |
|  | V Barva Área potencial de amenaza volcánica          |                      | 302,222 - 604,444   |
|  | V Barva Área de moderada a baja influencia volcánica |                      | 0 - 302,222         |
|  | Áreas con potencial de inundaciones                  |                      |                     |
|  | Áreas de Marismas                                    |                      |                     |

Pese a lo anterior, siempre es posible mencionar algunos aspectos que podrían hacer que los niveles de inundación del río varíen en el tiempo, y que deben ser observados y tomados en cuenta por los desarrolladores a la hora de plantear su proyecto:

- Cambios en el uso y cobertura del suelo de la cuenca, que hagan incrementar la magnitud o frecuencia de los caudales de crecientes.
- Cambios morfológicos en el cauce, que propicien socavación o agradación en el tramo de interés.
- Posibles obstrucciones de los puentes con material flotante.
- Cambios en la configuración geométrica del cauce.
- Afectación por crecientes en el río causadas por fenómenos no meteorológicos (aludes, deslizamientos, represamientos).

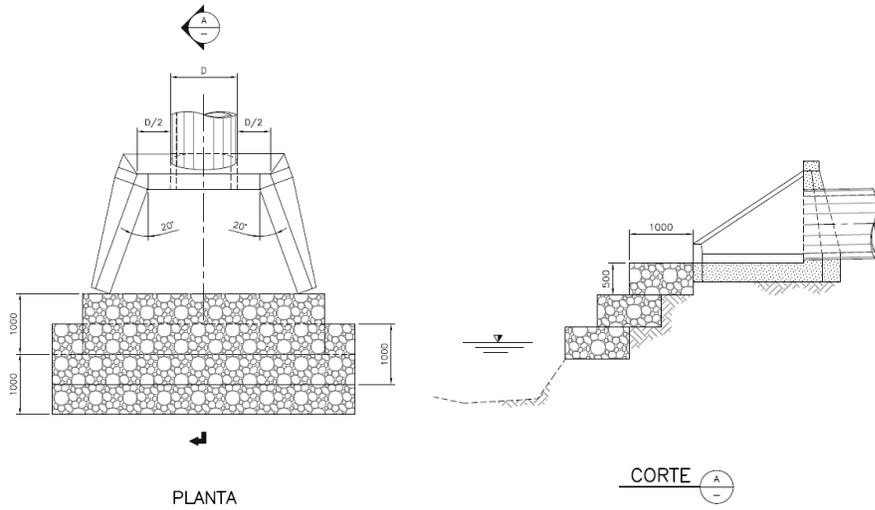
Es imposible tener control sobre los aspectos anteriores, por lo que en el planteamiento del Proyecto se pueden tomar algunas previsiones como las siguientes:

- Acatar los retiros de ley con respecto al cauce del río.
- Evitar construcciones por debajo del nivel actual del terreno.
- Construir una cuneta en el frente sur del lote que da a la calle pública para evitar que el agua de la escorrentía pluvial que afecte la calle pueda ingresar al terreno de la delegación.
- Propiciar la reforestación y protección forestal en las márgenes del cauce.
- Coordinar dentro de la comunidad y con la Municipalidad para monitorear regularmente el estado del cauce, para prevenir la acumulación de basura y para dar mantenimiento al cauce (dragados, limpieza) cuando se juzgue necesario.

En cuanto al desfogue, éste se propone ubicar en el extremo noreste del lote. En este sector, el agua no superará la cota 98.55 msnm (de acuerdo con el levantamiento local empleado para el modelo hidráulico). Dicha cota sería el límite inferior para colocar obras de desfogue, para que estas no se vean afectadas por las crecidas del río. A la salida de la tubería de alcantarillado pluvial se debe considerar que la elevación del centro del tubo no puede estar por debajo de la elevación 98.55 msnm.

Para las obras de desfogue del proyecto se dispondrá de un cabezal de salida en concreto y de una estructura amortiguadora de flujo, para disipar la energía, evitar la erosión en este sitio y así proteger la zona de protección del río San José. La estructura amortiguadora consistirá en gradas de gaviones, de piedra bruta o de un enrocado ligado con mortero (“zampeado”), según se defina en la etapa de diseño constructivo del proyecto. Una propuesta esquemática preliminar se incluye en la Figura 4.25.

Figura 4.25. Esquema preliminar de propuesta de obra de disipación de energía para el punto de desfogue



## 5. EVALUACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES HIDROLÓGICAS

Se analizó un terreno ubicado en el sector de Sarapiquí, Heredia, donde se desarrollará la construcción de la Delegación Policial Distrital de Río Frío, el cual cuenta con un área total de 6 9 m<sup>2</sup>. Se evaluó la generación de escorrentía dentro del Área de Proyecto, para condiciones pre-desarrollo y post-desarrollo y su impacto sobre el cuerpo receptor, en específico para este caso el río San José. Posteriormente se delimitó y caracterizó la cuenca hidrográfica del río San José, se estimaron caudales para diferentes períodos de retorno, se corrieron modelos hidráulicos unidimensionales para estimar niveles y extensión de la planicie de inundación y se evaluó la amenaza de inundación para el proyecto.

### 5.1 EVALUACIÓN DE RESULTADOS DEL SEGMENTO A

En cuanto a la generación de escorrentía en el terreno del AP, se concluye que se puede esperar un aumento de hasta un 21.8% en el caudal de escurrimiento superficial proveniente del terreno a desarrollar, producto del cambio en la cobertura del suelo hacia un esquema con porcentajes mayores de impermeabilización. El efecto hidrológico es relativamente reducido, debido al bajo porcentaje de impermeabilización (22%) que supone el proyecto. Los caudales de desfogue del proyecto, hacia el cuerpo receptor con el que colinda el terreno donde se encuentra, son de 94.3 y 197.6 l/s, según el período de retorno, una vez que se construya el proyecto.

El cauce receptor del desfogue pluvial del proyecto será el río San José. Como se ha indicado en secciones anteriores, en el punto en que la finca desfoga en este cuerpo de agua, se define una cuenca de 69.66 km<sup>2</sup>, con un área de drenaje más de 10000 veces mayor al área del AP. Los resultados muestran que los caudales totales a desfogar representan apenas un 0.04% del caudal pico de avenidas del cuerpo de agua receptor del desfogue y que el incremento representa un 0.004% de los picos de las avenidas. Por lo tanto, se puede concluir que el aporte generado por la descarga pluvial del AP es muy bajo comparado con los caudales asociados a una cuenca de este tamaño. Igualmente, debido a las grandes diferencias en los tiempos de concentración entre la cuenca del río San José y el AP, se puede esperar que la concurrencia de picos de caudal generados en el AP y picos de creciente en el río San José sea improbable, por lo que el impacto del incremento de escorrentía superficial dentro del AP será prácticamente imperceptible para el cauce receptor.

A efectos de reducir el impacto hidrológico del proyecto, se recomienda al desarrollador implementar el concepto de Desarrollo de Bajo Impacto (LID, por sus siglas en inglés). Este tipo de desarrollo se refiere a una serie de medidas estructurales y no estructurales que permiten concebir proyectos de desarrollo de terrenos que tengan el menor impacto hidrológico posible sobre su entorno. Estas medidas pueden involucrar el aumentar las zonas permeables, propiciar la infiltración y propiciar el retardo de las aguas pluviales antes de ser desfogadas al río San José, si las condiciones del terreno y consideraciones de diseño así lo permiten.

## 5.2 EVALUACIÓN DE RESULTADOS DEL SEGMENTO B

En cuanto a la amenaza de inundación, dada la colindancia del terreno con el río San José (“Segmento B”), se procedió a estimar caudales de creciente en el tramo del río a lo largo del proyecto, mediante simulaciones precipitación-escorrentía empleando el modelo del hidrograma unitario en el HEC-HMS. El caudal resultante para una avenida con período de retorno de 100 años es de 582.2 m<sup>3</sup>/s.

Una vez estimados los caudales, se procedió a realizar las simulaciones hidráulicas unidimensionales por medio del modelo HEC-RAS. A partir de los resultados de las simulaciones se determinó que el terreno donde se ubicará el proyecto presenta potencial de inundación para los períodos de retorno analizados. Esto significa que, para poder desarrollar el terreno en estudio se requiere desarrollarlas fuera del área delimitada como inundable y en las zonas que si quedan dentro establecer niveles de terreno superiores a la elevación del agua para creciente de 100 años para atender una potencial amenaza de inundación.

## **6. DISCUSIÓN SOBRE LOS GRADOS DE INCERTIDUMBRE Y ALCANCE DEL ESTUDIO**

### **6.1 APLICABILIDAD DE LOS RESULTADOS**

Los resultados obtenidos en el presente estudio son aplicables solamente a la microcuenca se desarrollará el proyecto específico.

En cuanto al análisis de escorrentía del AP (Segmento A), los resultados suponen una cierta distribución del uso del suelo para el desarrollo del proyecto. Los resultados seguirán siendo aplicables en el tanto los porcentajes de áreas a desarrollar, y sus características, se mantengan, aun cuando haya cambios en la configuración y disposición de las obras.

En cuanto al análisis del “Segmento B”, estos resultados responden a las condiciones actuales de la cuenca y cauce del río San José y se refieren a eventos de escorrentía producto de eventos hidrometeorológicos extremos. No deberían emplearse los resultados de este informe para el diseño de obras o estimaciones de inundaciones en otros sitios.

Se considera que los resultados obtenidos permiten contar con criterio suficiente para la evaluación de las condiciones e impactos hidrológicos del proyecto.

### **6.2 TAREAS PENDIENTES PARA FASES POSTERIORES DEL PROYECTO**

En cuanto a la evaluación hidrológica del proyecto, se considera que el presente estudio es suficiente para valorar el otorgamiento de la Viabilidad Ambiental.

En etapas posteriores, se deberá plantear el diseño detallado de los sistemas de manejo de escorrentía y aguas pluviales, conforme a la evaluación hidrológica planteada en el presente estudio.

### **6.3 INCERTIDUMBRES NO RESUELTAS**

En el desarrollo de las estimaciones hidrológicas e hidráulicas existen diversas fuentes de incertidumbre, entre las cuales se pueden citar las siguientes:

- Se aplicó el Método Racional para la estimación de caudales en el sitio del proyecto para las condiciones antes y después de la construcción. Si bien este método es una aproximación simplificada de las relaciones precipitación-escorrentía, permite estimar adecuadamente el caudal máximo de escorrentía en cuencas pequeñas. El tiempo de concentración, parámetro clave en este cálculo, se estimó a través de la metodología de onda cinemática, que brinda resultados confiables para cuencas pequeñas.
- El registro de precipitaciones del cual se derivaron las relaciones i-d-f empleadas en este estudio es relativamente corto para el caso de la estación El General, y la otra estación

La Mola está ubicada a más distancia del AP aunque al contar con un mayor registro se utilizó como base para los cálculos. Sin embargo, a pesar de la distancia se comprobó que las intensidades resultantes son representativas del área de estudio -al compararlos con los de la estación más cercana pero con un registro más corto- y brindan resultados conservadores, adecuados para esta etapa del proyecto.

- Dada la ausencia de registros de caudales máximos en el río San José, fue necesario recurrir a métodos indirectos de estimación de escorrentía, como lo son las simulaciones precipitación-escorrentía. Para su aplicación, es necesario estimar tormentas de diseño, las cuales se definieron de acuerdo con tormentas sintéticas cuyo comportamiento sea representativo de la zona. Se sabe que este tipo de métodos tiende a maximizar los picos de tormenta en un área dada, puesto que parte de la premisa de que la tormenta cubre la cuenca en su totalidad. Además, la metodología requiere de una serie de parámetros hidrológicos asociados a los tiempos de tránsito de la cuenca y a la cobertura y tipo de suelo, para lo cual se recurrió a la información cartográfica más reciente y detallada, y a métodos de cálculo probados en la práctica de la ingeniería hidrológica. Para sobrellevar el nivel de incertidumbre asociado a este cálculo, se aplicaron criterios hidrológicos conservadores y se contó con el criterio ingenieril producto de la experiencia en proyectos similares.
- Para los cálculos hidráulicos, la definición de la rugosidad del río ( $n$  de Manning) cuenta con un grado de incertidumbre asociado, debido a que no se cuenta con información granulométrica del lecho y de los márgenes del cauce. Se estimaron los  $n$  de Manning aplicando metodologías empíricas, las cuales se detallaron en el presente informe. Para sobrellevar el nivel de incertidumbre asociado a este cálculo, se contó con el criterio ingenieril producto de la experiencia en proyectos similares.

A pesar de las incertidumbres discutidas anteriormente, se considera que los resultados hidrológicos e hidráulicos son adecuados, ya que las magnitudes de caudales y niveles estimadas en este estudio son concordantes con las condiciones que se observan en el sitio.

#### **6.4 CONCLUSIÓN GENERAL SOBRE LA VIABILIDAD HIDROLÓGICA DEL TERRENO EN VIRTUD DE LA OBRA A DESARROLLAR.**

Como conclusión general, se considera que el proyecto es viable desde un punto de vista hidrológico, ya que su impacto sobre el río San José será prácticamente imperceptible, al ser el proyecto de bajo nivel de impermeabilización; y porque el terreno no presenta una amenaza de inundación que llegue a afectar las obras de infraestructura propuestas para el proyecto, siempre que se respete la estructuración propuesta para el diseño de sitio y se respeten las consideraciones respecto al contorno perimetral del área por desarrollar.

## 7. REFERENCIAS

### Referencias bibliográficas:

Arcement, G.J., Schneider, V.R. (1989) Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains. United States Geological Survey WSP 2339. Washington, D.C. y Denver, Colorado.

Beguería, S. (2002). Revisión de métodos paramétricos para la estimación de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos en Climatología e hidrología: El uso de series de excedencias y su comparación con las series de máximos anuales. Grupo de Clima de la Asociación de Geógrafos Españoles, 83-92.

AyA (2017). Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Saneamiento y Pluvial del AyA. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. Publicado en el Alcance No. 227 a La Gaceta No. 180, Setiembre 2017, San José.

Bedient, P.B., Huber, W.C., Vieux, B.E. (2008) Hydrology and Floodplain Analysis. 4a Edición. Prentice Hall, New Jersey.

CFIA (2017) Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificaciones. Edición 2017. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica.

Chang, H. (1992) Fluvial Processes in River Engineering. Edición reimpressa y revisada en 2008. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida.

Chow (1994) Hidráulica de Canales Abiertos. Edición en español. McGraw-Hill, Bogotá.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1994) Hidrología Aplicada. McGraw-Hill, Bogotá.

Dwyer, I.J., Reed, D.W. (1995). Allowance for Discretization in Hydrological and Environmental Risk Estimation. IH Report No. 126. Institute of Hydrology, Oxfordshire, Reino Unido.

García, M. (Ed.) (2007) Sedimentation Engineering. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 110. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

Hawkins, R.H., Ward, T.J., Woodward, D.E., Van Mullem, J.A. (2009) Curve Number Hydrology - State of the Practice. American Society of Civil Engineers.

Jiménez, O., Chacón, E. (1998) Avenidas de Diseño para Pequeños Proyectos Hidroeléctricos. XV Congreso Nacional de Recursos Hídricos, San José.

Kozanis, S., Christofides, A., Mamassis, N., Efstratiadis, A., y Koutsoyiannis, D. (2010) Hydrognomon - open source software for the analysis of hydrological data, European

Geosciences Union General Assembly 2010, Geophysical Research Abstracts, Vol. 12, Vienna, 12419, European Geosciences Union.

Rojas, N (2011) Curvas de Intensidad Duración Frecuencia de algunas estaciones meteorológicas automáticas. Ministerio de Ambiente, Energía y Telecomunicaciones, Instituto Meteorológico Nacional, San José.

Rojas, N (2011) Curvas de Intensidad Duración Frecuencia de algunas estaciones meteorológicas mecánicas. Ministerio de Ambiente, Energía y Telecomunicaciones, Instituto Meteorológico Nacional, San José.

Solano, J., Villalobos, R. (2001). Aspectos fisiográficos aplicados a un bosquejo de regionalización geográfico climático de Costa Rica. Tópicos de Meteorología y Oceanografía, 8(1):26-39,2001. San José.

USACE (1994) Hydraulic Design of Flood Control Channels. EM-1110-2-1601. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

USACE (2000) HEC-HMS Hydrologic Modeling System Technical Reference Manual. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

USACE (2010) HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Version 4.1. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

Viessman, W., Lewis, G.L. (2003) Introduction to Hydrology. 5ª Edición. Prentice Hall, New Jersey.

#### Otras referencias no bibliográficas:

Google Earth (software gratuito basado en internet)

Google Maps, maps.google.com

Instituto Geográfico Nacional, hojas cartográficas escala 1:50 000

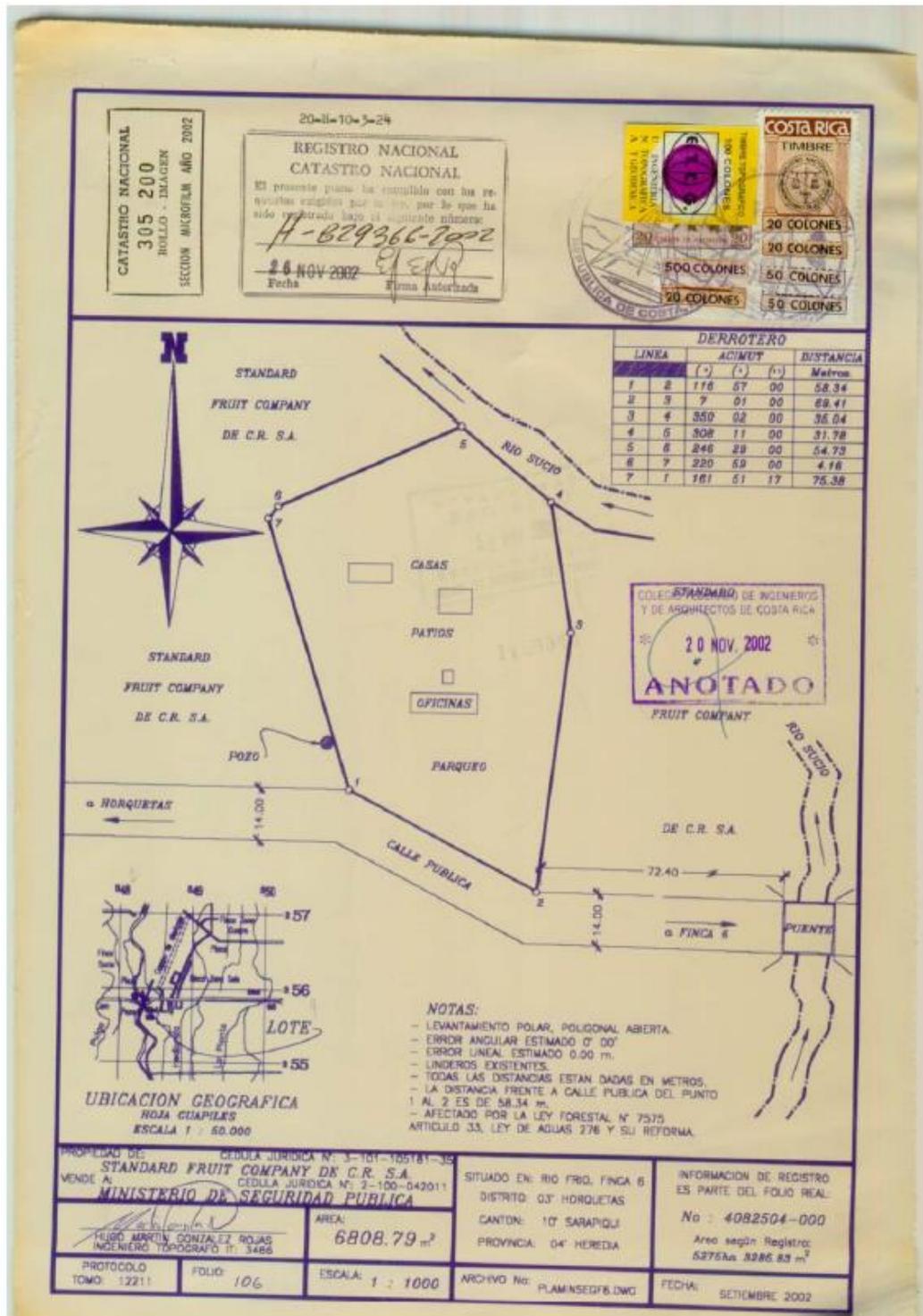
Instituto Tecnológico de Costa Rica (ITCR), Atlas Digital de Costa Rica 2008

SNIT, cartografía escala 1:5000

## ANEXOS

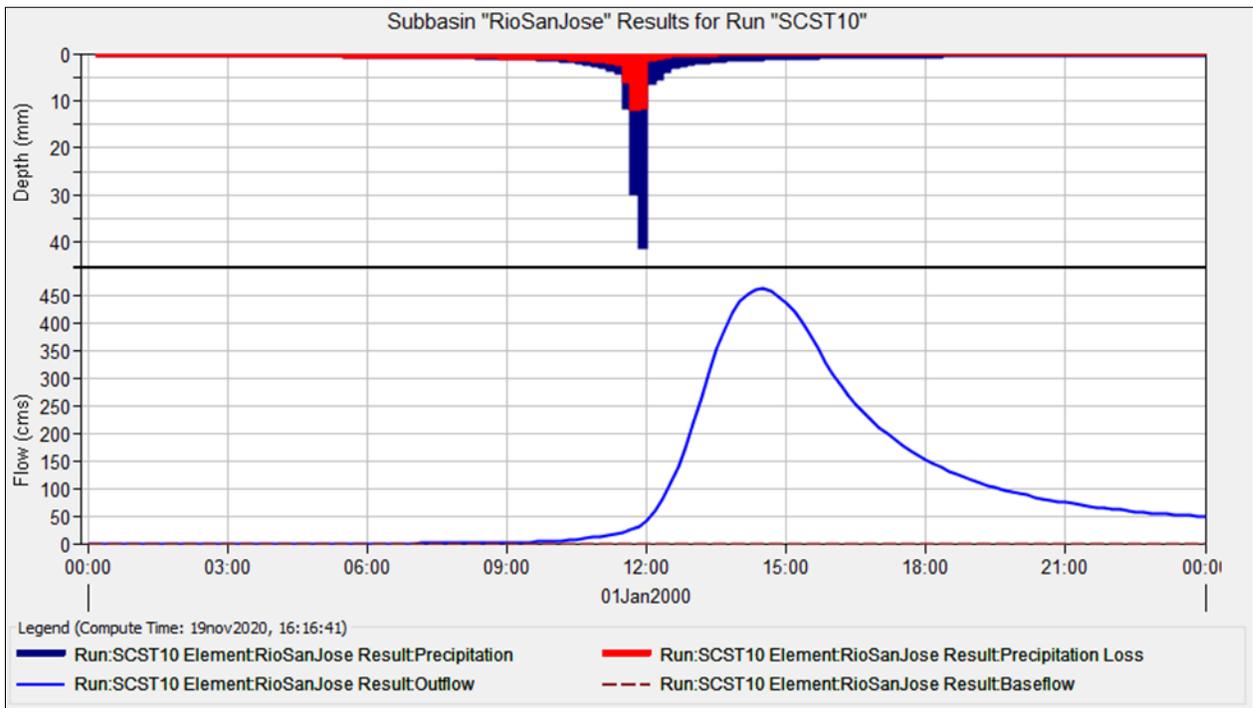
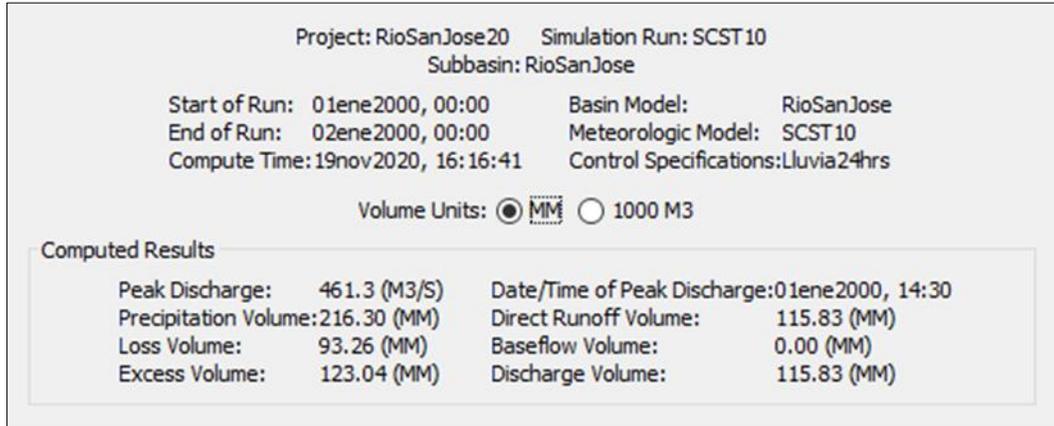
- 1) Anexo 1: Copia del plano de catastro
- 2) Anexo 2: Resultados del modelo HEC-HMS
- 3) Anexo 3: Resultados del modelo HEC-RAS

ANEXO 1: COPIA DEL PLANO DE CATASTRO

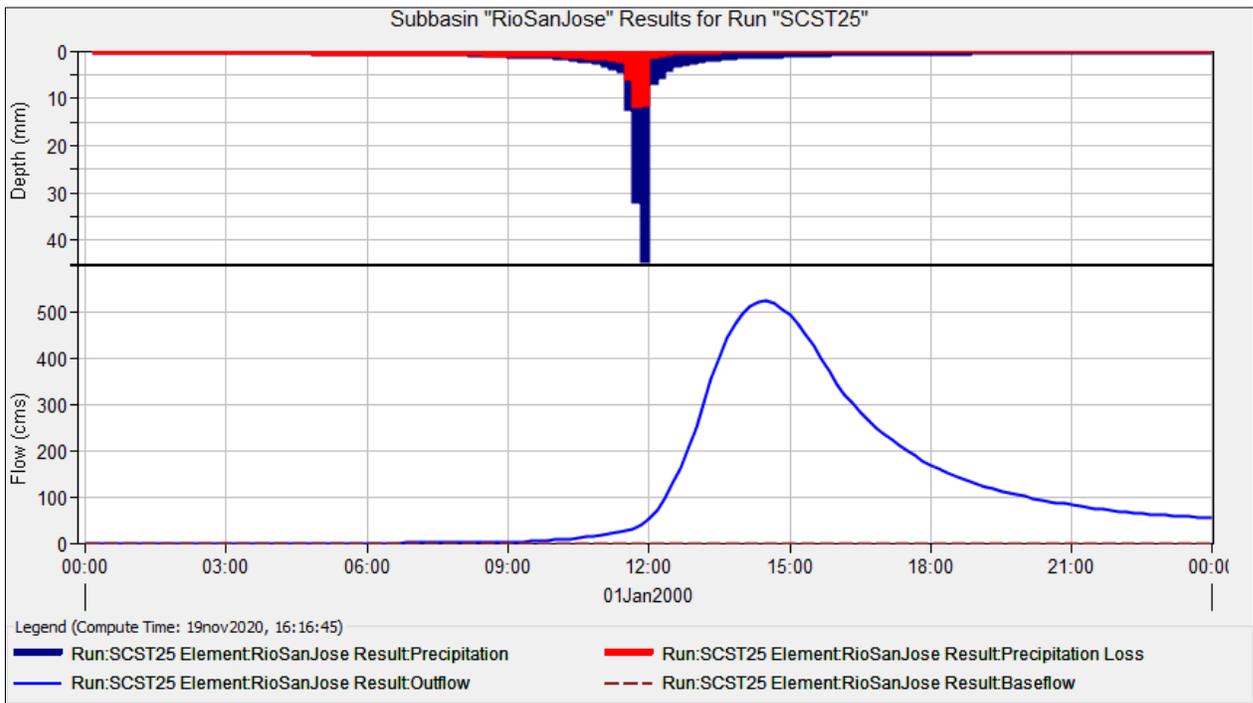
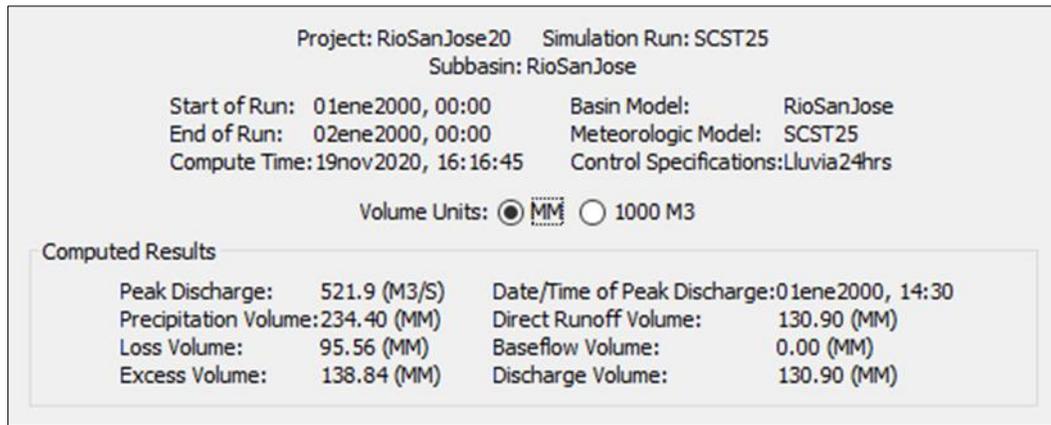


ANEXO 2: RESULTADOS DEL MODELO HEC-HMS

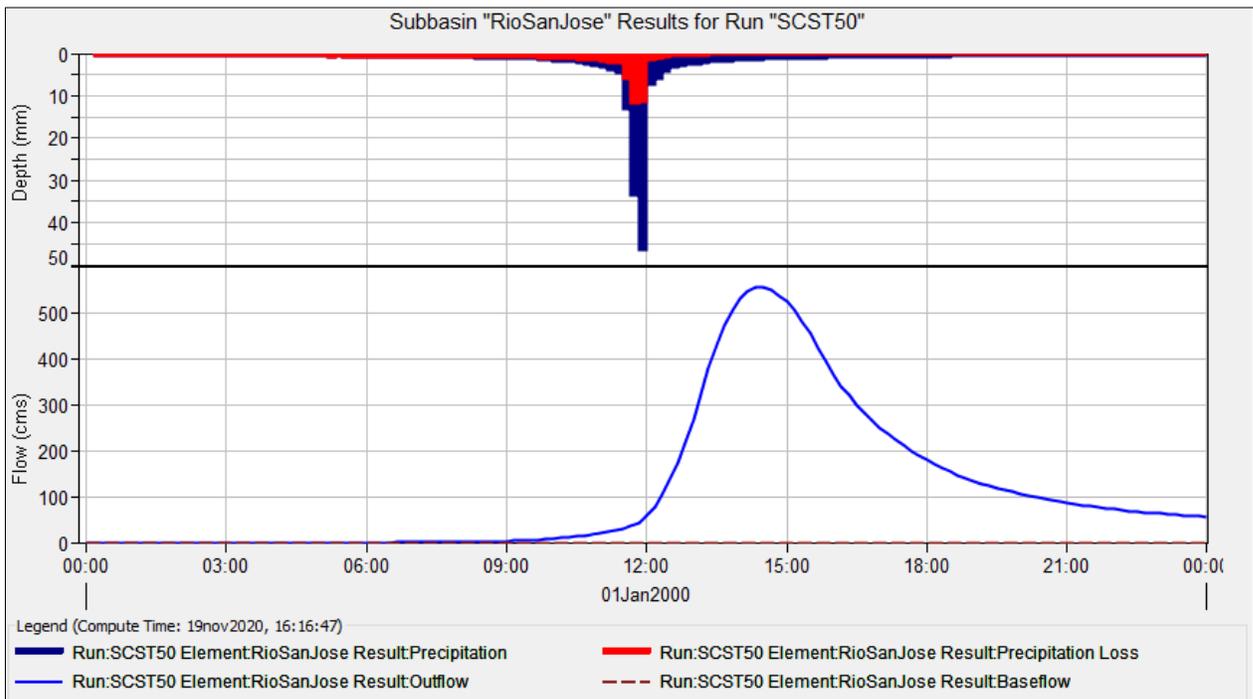
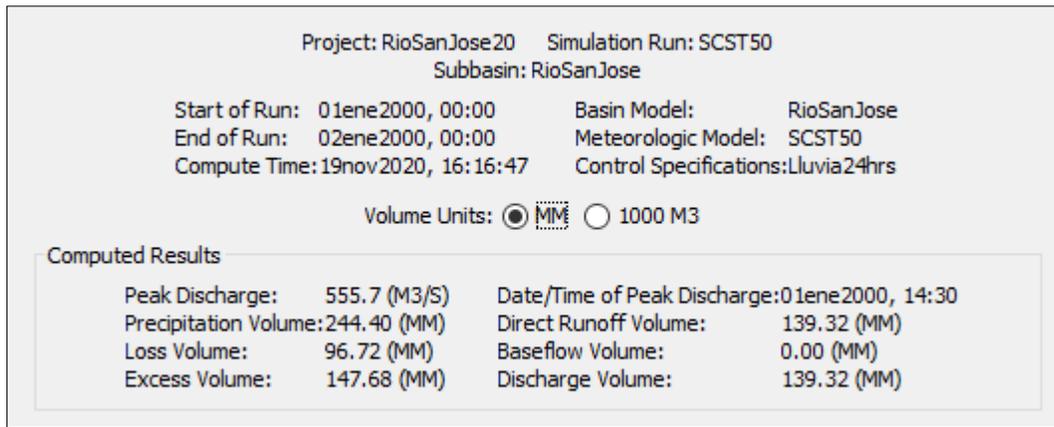
TORMENTA DE DISEÑO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 10 AÑOS



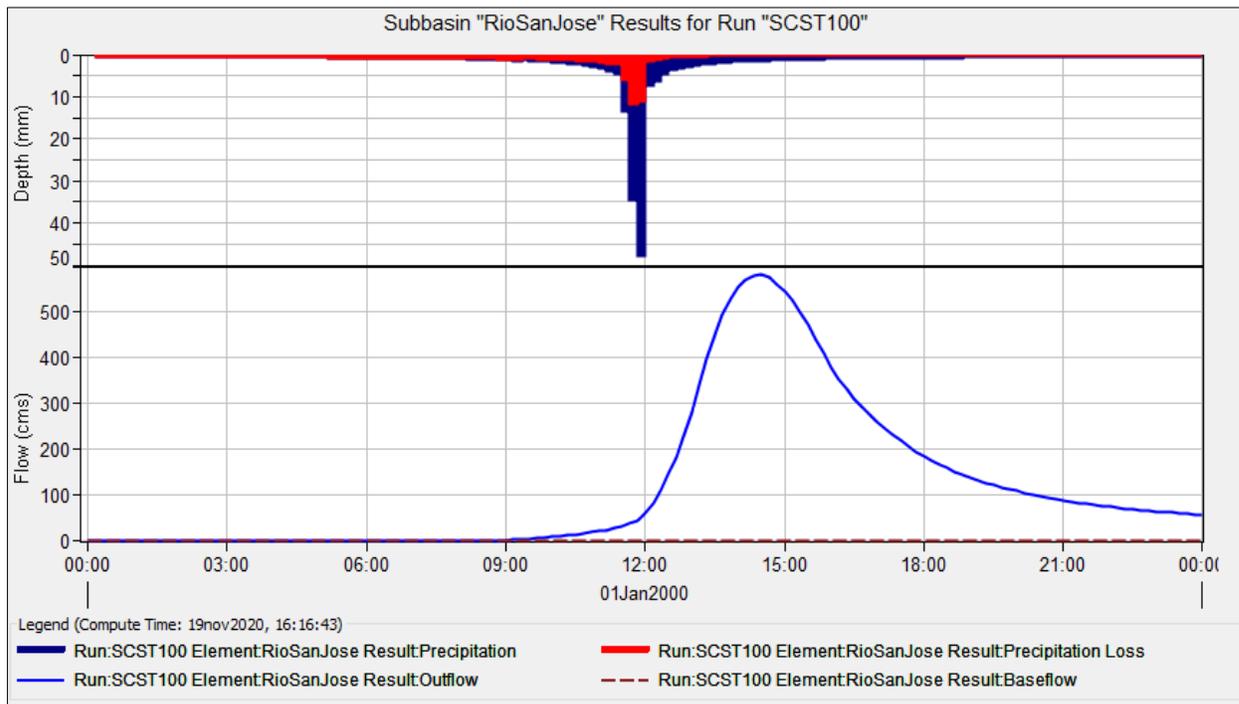
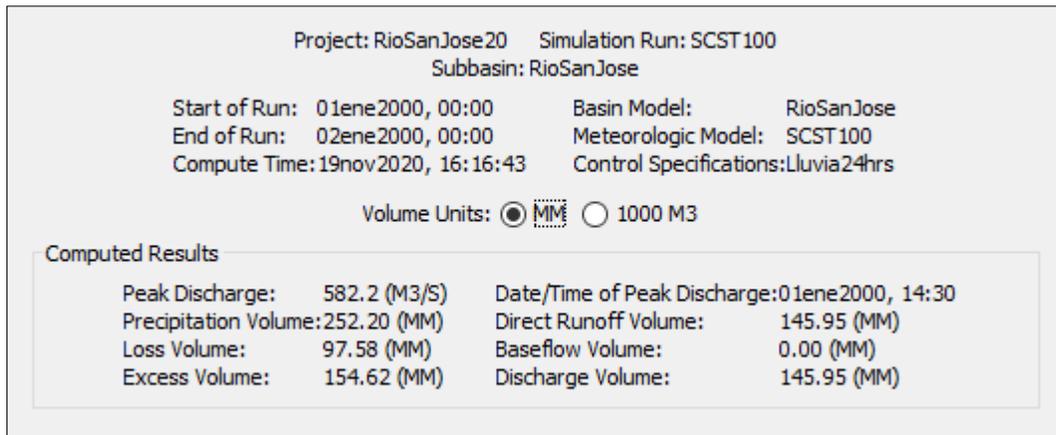
TORMENTA DE DISEÑO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 25 AÑOS



TORMENTA DE DISEÑO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 50 AÑOS



TORMENTA DE DISEÑO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS



ANEXO 3: RESULTADOS DEL MODELO HEC-RAS

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Rio San Jose Reach: Rio San Jose												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chi
Rio San Jose	509.28	TR10	461.30	95.69	99.82	99.01	100.46	0.003384	3.61	137.44	50.61	0.63
Rio San Jose	509.28	TR25	521.90	95.69	100.04	99.22	100.75	0.003454	3.81	148.88	52.00	0.64
Rio San Jose	509.28	TR50	555.70	95.69	100.16	99.34	100.91	0.003487	3.91	155.16	52.75	0.65
Rio San Jose	509.28	TR100	582.20	95.69	100.25	99.43	101.03	0.003515	3.99	159.95	53.35	0.65
Rio San Jose	500	TR10	461.30	95.65	99.78	98.90	100.43	0.003169	3.62	139.29	50.47	0.61
Rio San Jose	500	TR25	521.90	95.65	100.00	99.14	100.72	0.003286	3.84	150.38	51.89	0.63
Rio San Jose	500	TR50	555.70	95.65	100.12	99.26	100.88	0.003338	3.95	156.50	52.58	0.64
Rio San Jose	500	TR100	582.20	95.65	100.21	99.35	101.00	0.003378	4.03	161.20	53.11	0.64
Rio San Jose	487.5	TR10	461.30	95.59	99.80	98.83	100.37	0.002919	3.40	146.96	56.72	0.58
Rio San Jose	487.5	TR25	521.90	95.59	100.02	99.05	100.66	0.002978	3.58	160.06	59.08	0.60
Rio San Jose	487.5	TR50	555.70	95.59	100.15	99.17	100.81	0.003000	3.68	167.39	60.36	0.60
Rio San Jose	487.5	TR100	582.20	95.59	100.24	99.27	100.93	0.003016	3.75	173.08	61.34	0.61
Rio San Jose	475	TR10	461.30	95.74	99.79	98.74	100.33	0.002552	3.32	157.23	61.28	0.55
Rio San Jose	475	TR25	521.90	95.74	100.02	98.98	100.61	0.002612	3.50	171.58	63.98	0.57
Rio San Jose	475	TR50	555.70	95.74	100.14	99.12	100.76	0.002635	3.59	179.65	65.46	0.57
Rio San Jose	475	TR100	582.20	95.74	100.24	99.21	100.88	0.002651	3.65	185.92	66.58	0.58
Rio San Jose	462.5	TR10	461.30	95.91	99.81	98.70	100.27	0.002202	3.11	171.15	64.51	0.52
Rio San Jose	462.5	TR25	521.90	95.91	100.05	98.91	100.55	0.002243	3.28	186.51	66.83	0.53
Rio San Jose	462.5	TR50	555.70	95.91	100.17	99.06	100.70	0.002261	3.36	195.09	68.33	0.54
Rio San Jose	462.5	TR100	582.20	95.91	100.27	99.14	100.82	0.002274	3.42	201.75	69.53	0.54
Rio San Jose	450	TR10	461.30	96.08	99.86	98.63	100.22	0.001795	2.67	187.89	69.33	0.47
Rio San Jose	450	TR25	521.90	96.08	100.11	98.81	100.49	0.001789	2.79	205.00	70.95	0.47
Rio San Jose	450	TR50	555.70	96.08	100.24	98.90	100.64	0.001785	2.86	214.40	71.91	0.47
Rio San Jose	450	TR100	582.20	96.08	100.34	98.98	100.75	0.001787	2.91	221.62	73.34	0.48
Rio San Jose	437.5	TR10	461.30	96.17	99.87	98.61	100.18	0.001659	2.55	200.11	80.63	0.45
Rio San Jose	437.5	TR25	521.90	96.17	100.11	98.78	100.46	0.001634	2.66	220.75	85.48	0.45
Rio San Jose	437.5	TR50	555.70	96.17	100.25	98.88	100.60	0.001616	2.71	232.49	87.66	0.45
Rio San Jose	437.5	TR100	582.20	96.17	100.35	98.95	100.72	0.001603	2.75	241.56	88.38	0.45
Rio San Jose	425	TR10	461.30	96.15	99.86	98.46	100.16	0.001530	2.48	211.08	93.56	0.43
Rio San Jose	425	TR25	521.90	96.15	100.11	98.65	100.43	0.001489	2.57	235.05	94.58	0.43
Rio San Jose	425	TR50	555.70	96.15	100.25	98.75	100.58	0.001465	2.61	248.13	94.90	0.43
Rio San Jose	425	TR100	582.20	96.15	100.36	98.83	100.69	0.001449	2.64	258.12	95.14	0.43
Rio San Jose	412.5	TR10	461.30	96.05	99.88		100.13	0.001275	2.25	227.48	91.18	0.39
Rio San Jose	412.5	TR25	521.90	96.05	100.13		100.40	0.001253	2.34	251.09	94.49	0.39
Rio San Jose	412.5	TR50	555.70	96.05	100.27		100.54	0.001239	2.39	264.24	96.28	0.39
Rio San Jose	412.5	TR100	582.20	96.05	100.37		100.66	0.001230	2.42	274.42	97.64	0.39
Rio San Jose	400	TR10	461.30	95.86	99.88		100.10	0.001099	2.15	247.16	86.00	0.36
Rio San Jose	400	TR25	521.90	95.86	100.14		100.37	0.001094	2.24	269.62	91.85	0.37
Rio San Jose	400	TR50	555.70	95.86	100.28		100.52	0.001089	2.29	282.41	93.65	0.37
Rio San Jose	400	TR100	582.20	95.86	100.38		100.63	0.001085	2.33	292.32	95.03	0.37
Rio San Jose	387.5	TR10	461.30	95.76	99.84		100.08	0.001193	2.31	230.77	71.52	0.38
Rio San Jose	387.5	TR25	521.90	95.76	100.09		100.36	0.001216	2.43	248.33	71.64	0.39
Rio San Jose	387.5	TR50	555.70	95.76	100.22		100.50	0.001227	2.50	257.86	72.13	0.39
Rio San Jose	387.5	TR100	582.20	95.76	100.32		100.61	0.001236	2.55	265.31	76.67	0.40
Rio San Jose	375	TR10	461.30	95.75	99.78		100.06	0.001340	2.51	221.33	77.89	0.41
Rio San Jose	375	TR25	521.90	95.75	100.02		100.34	0.001353	2.63	240.53	77.91	0.41
Rio San Jose	375	TR50	555.70	95.75	100.16		100.48	0.001358	2.69	250.95	78.36	0.42
Rio San Jose	375	TR100	582.20	95.75	100.26		100.59	0.001362	2.74	258.91	78.72	0.42
Rio San Jose	362.5	TR10	461.30	95.74	99.71	98.41	100.04	0.001712	2.72	217.21	90.93	0.44
Rio San Jose	362.5	TR25	521.90	95.74	99.97	98.61	100.31	0.001680	2.80	240.79	90.96	0.44
Rio San Jose	362.5	TR50	555.70	95.74	100.11	98.73	100.46	0.001659	2.84	253.58	91.35	0.44
Rio San Jose	362.5	TR100	582.20	95.74	100.22	98.79	100.57	0.001643	2.88	263.31	91.72	0.44
Rio San Jose	350	TR10	461.30	95.58	99.64	98.50	100.01	0.001989	2.94	211.02	95.99	0.48
Rio San Jose	350	TR25	521.90	95.58	99.91	98.74	100.29	0.001892	3.00	236.84	96.17	0.47
Rio San Jose	350	TR50	555.70	95.58	100.05	98.80	100.44	0.001844	3.03	250.86	96.67	0.47
Rio San Jose	350	TR100	582.20	95.58	100.16	98.79	100.55	0.001811	3.06	261.51	97.05	0.47
Rio San Jose	337.5	TR10	461.30	95.27	99.62	98.46	99.99	0.001915	2.92	215.62	98.55	0.47
Rio San Jose	337.5	TR25	521.90	95.27	99.89	98.70	100.26	0.001821	2.98	242.49	99.50	0.46
Rio San Jose	337.5	TR50	555.70	95.27	100.04	98.75	100.41	0.001775	3.01	257.06	100.16	0.46
Rio San Jose	337.5	TR100	582.20	95.27	100.15	98.79	100.53	0.001743	3.03	268.23	100.70	0.46
Rio San Jose	325	TR10	461.30	94.96	99.62	98.13	99.96	0.001588	2.78	228.10	100.78	0.43
Rio San Jose	325	TR25	521.90	94.96	99.89	98.53	100.23	0.001537	2.84	255.49	102.20	0.43

**MINISTERIO DE SEGURIDAD PÚBLICA**  
**DELEGACIÓN POLICIAL DISTRITAL DE RÍO FRÍO**  
 Informe de Estudio de Hidrología Básica

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Río San Jose Reach: Río San Jose (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Río San Jose	325	TR50	555.70	94.96	100.04	98.64	100.38	0.001510	2.88	270.41	102.98	0.42
Río San Jose	325	TR100	582.20	94.96	100.15	98.73	100.50	0.001491	2.91	281.86	103.58	0.42
Río San Jose	312.53	TR 10	461.30	94.31	99.66	97.53	99.92	0.001037	2.45	256.07	103.64	0.36
Río San Jose	312.53	TR25	521.90	94.31	99.92	97.83	100.20	0.001040	2.54	283.68	104.03	0.36
Río San Jose	312.53	TR50	555.70	94.31	100.07	98.00	100.35	0.001039	2.59	298.62	104.25	0.36
Río San Jose	312.53	TR 100	582.20	94.31	100.18	98.16	100.46	0.001038	2.62	310.04	104.41	0.36
Río San Jose	306.27	TR 10	461.30	94.08	99.52	97.33	99.90	0.001404	2.78	176.77	46.09	0.41
Río San Jose	306.27	TR25	521.90	94.08	99.73	97.58	100.17	0.001542	3.00	186.64	46.97	0.43
Río San Jose	306.27	TR50	555.70	94.08	99.84	97.72	100.32	0.001616	3.12	191.92	47.43	0.44
Río San Jose	306.27	TR 100	582.20	94.08	99.92	97.83	100.43	0.001673	3.21	195.97	47.78	0.45
Río San Jose	301.09	Bridge										
Río San Jose	298.07	TR 10	461.30	94.15	99.48	97.42	99.89	0.001503	2.86	171.81	44.91	0.42
Río San Jose	298.07	TR25	521.90	94.15	99.69	97.67	100.16	0.001654	3.09	181.12	45.31	0.44
Río San Jose	298.07	TR50	555.70	94.15	99.80	97.81	100.31	0.001736	3.21	186.05	45.52	0.46
Río San Jose	298.07	TR 100	582.20	94.15	99.88	97.91	100.42	0.001800	3.30	189.80	45.68	0.47
Río San Jose	295.385	Bridge										
Río San Jose	287.5	TR 10	461.30	94.21	99.35	97.67	99.86	0.001981	3.22	158.77	45.84	0.48
Río San Jose	287.5	TR25	521.90	94.21	99.54	97.96	100.13	0.002193	3.48	167.39	46.35	0.51
Río San Jose	287.5	TR50	555.70	94.21	99.63	98.12	100.27	0.002310	3.62	171.92	46.61	0.52
Río San Jose	287.5	TR 100	582.20	94.21	99.71	98.24	100.38	0.002401	3.72	175.34	46.80	0.53
Río San Jose	274.98	TR 10	461.30	93.89	99.28	97.74	99.83	0.002153	3.41	161.16	53.18	0.50
Río San Jose	274.98	TR25	521.90	93.89	99.46	98.04	100.09	0.002376	3.68	171.03	54.03	0.52
Río San Jose	274.98	TR50	555.70	93.89	99.56	98.24	100.23	0.002494	3.82	176.37	54.59	0.54
Río San Jose	274.98	TR 100	582.20	93.89	99.63	98.40	100.34	0.002588	3.92	180.38	55.01	0.55
Río San Jose	262.5	TR 10	461.30	94.24	99.21		99.79	0.002669	3.46	151.80	57.38	0.55
Río San Jose	262.5	TR25	521.90	94.24	99.39		100.06	0.002882	3.71	162.47	58.97	0.58
Río San Jose	262.5	TR50	555.70	94.24	99.49		100.20	0.002987	3.83	168.39	59.80	0.59
Río San Jose	262.5	TR 100	582.20	94.24	99.57		100.31	0.003069	3.93	172.86	60.42	0.60
Río San Jose	248.08	TR 10	461.30	94.91	99.25	98.16	99.73	0.002392	3.14	166.57	65.58	0.53
Río San Jose	248.08	TR25	521.90	94.91	99.45	98.42	99.98	0.002502	3.33	179.72	66.84	0.55
Río San Jose	248.08	TR50	555.70	94.91	99.55	98.54	100.12	0.002652	3.43	186.98	67.53	0.56
Río San Jose	248.08	TR 100	582.20	94.91	99.64	98.63	100.22	0.002591	3.50	192.49	68.00	0.56
Río San Jose	237.51	TR 10	461.30	95.10	99.09	98.46	99.68	0.003490	3.51	149.12	65.58	0.63
Río San Jose	237.51	TR25	521.90	95.10	99.28	98.66	99.93	0.003586	3.70	161.80	66.84	0.65
Río San Jose	237.51	TR50	555.70	95.10	99.38	98.77	100.07	0.003619	3.80	166.90	67.55	0.65
Río San Jose	237.51	TR 100	582.20	95.10	99.46	98.85	100.17	0.003652	3.87	174.24	68.10	0.66
Río San Jose	224.99	TR 10	461.30	95.32	98.89	98.52	99.62	0.004670	3.84	134.51	70.43	0.72
Río San Jose	224.99	TR25	521.90	95.32	99.08	98.74	99.87	0.004705	4.02	148.03	72.17	0.73
Río San Jose	224.99	TR50	555.70	95.32	99.20	98.85	100.01	0.004635	4.09	156.43	72.89	0.73
Río San Jose	224.99	TR 100	582.20	95.32	99.29	98.93	100.11	0.004596	4.14	162.74	73.43	0.73
Río San Jose	214.8	TR 10	461.30	95.49	98.82	98.43	99.57	0.004791	3.89	133.73	75.89	0.73
Río San Jose	214.8	TR25	521.90	95.49	99.03	98.72	99.82	0.004668	4.03	150.15	78.52	0.73
Río San Jose	214.8	TR50	555.70	95.49	99.16	98.83	99.96	0.004563	4.09	159.79	80.51	0.73
Río San Jose	214.8	TR 100	582.20	95.49	99.25	98.91	100.06	0.004475	4.13	167.39	81.43	0.73
Río San Jose	200	TR 10	461.30	95.56	99.08		99.40	0.001899	2.68	227.30	120.96	0.48
Río San Jose	200	TR25	521.90	95.56	99.32		99.64	0.001814	2.75	257.01	129.53	0.47
Río San Jose	200	TR50	555.70	95.56	99.45		99.78	0.001748	2.76	274.38	130.58	0.47
Río San Jose	200	TR 100	582.20	95.56	99.55		99.88	0.001724	2.79	287.47	136.43	0.47
Río San Jose	187.5	TR 10	461.30	95.37	99.12	97.83	99.35	0.001442	2.34	242.47	91.91	0.42
Río San Jose	187.5	TR25	521.90	95.37	99.35	97.97	99.60	0.001420	2.44	276.35	140.54	0.42
Río San Jose	187.5	TR50	555.70	95.37	99.48	98.04	99.73	0.001391	2.47	294.77	140.83	0.42
Río San Jose	187.5	TR 100	582.20	95.37	99.58	98.10	99.84	0.001371	2.50	308.61	141.04	0.42
Río San Jose	175	TR 10	461.30	95.13	99.12	97.84	99.33	0.001366	2.39	288.74	145.69	0.41
Río San Jose	175	TR25	521.90	95.13	99.36	97.99	99.57	0.001301	2.44	324.05	146.37	0.41
Río San Jose	175	TR50	555.70	95.13	99.49	98.06	99.71	0.001263	2.46	343.65	146.61	0.40
Río San Jose	175	TR 100	582.20	95.13	99.59	98.13	99.81	0.001240	2.48	358.34	146.80	0.40
Río San Jose	162.5	TR 10	461.30	94.90	99.14	97.92	99.29	0.001086	2.24	338.56	148.11	0.37
Río San Jose	162.5	TR25	521.90	94.90	99.38	98.07	99.54	0.001040	2.28	374.51	148.11	0.37
Río San Jose	162.5	TR50	555.70	94.90	99.51	98.22	99.68	0.001015	2.31	394.35	148.11	0.36
Río San Jose	162.5	TR 100	582.20	94.90	99.61	98.27	99.78	0.001000	2.33	409.19	148.11	0.36

MINISTERIO DE SEGURIDAD PÚBLICA  
 DELEGACIÓN POLICIAL DISTRITAL DE RÍO FRÍO  
 Informe de Estudio de Hidrología Básica

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Rio San Jose Reach: Rio San Jose (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chi
Rio San Jose	150	TR10	461.30	94.68	98.96	98.08	99.26	0.002114	3.16	247.03	111.30	0.51
Rio San Jose	150	TR25	521.90	94.68	99.19	98.28	99.51	0.002068	3.25	273.66	115.44	0.51
Rio San Jose	150	TR50	555.70	94.68	99.32	98.35	99.64	0.002064	3.31	288.46	120.89	0.51
Rio San Jose	150	TR100	582.20	94.68	99.42	98.42	99.75	0.002043	3.34	300.43	123.33	0.51
Rio San Jose	137.5	TR10	461.30	94.48	98.69	98.12	99.21	0.003250	3.81	189.66	97.93	0.62
Rio San Jose	137.5	TR25	521.90	94.48	98.93	98.29	99.46	0.003148	3.90	213.61	104.17	0.61
Rio San Jose	137.5	TR50	555.70	94.48	99.07	98.38	99.59	0.003056	3.93	226.19	107.67	0.61
Rio San Jose	137.5	TR100	582.20	94.48	99.17	98.45	99.70	0.003003	3.96	239.16	110.25	0.60
Rio San Jose	125	TR10	461.30	94.28	98.57	98.09	99.16	0.003528	3.86	169.72	72.63	0.63
Rio San Jose	125	TR25	521.90	94.28	98.76	98.26	99.40	0.003637	4.07	183.97	73.47	0.64
Rio San Jose	125	TR50	555.70	94.28	98.88	98.36	99.54	0.003661	4.16	192.22	73.96	0.65
Rio San Jose	125	TR100	582.20	94.28	98.96	98.43	99.64	0.003669	4.23	198.74	74.34	0.65
Rio San Jose	112.5	TR10	461.30	94.42	98.52	98.06	99.11	0.003713	3.86	165.82	71.10	0.65
Rio San Jose	112.5	TR25	521.90	94.42	98.71	98.24	99.36	0.003810	4.04	179.62	71.77	0.66
Rio San Jose	112.5	TR50	555.70	94.42	98.83	98.33	99.49	0.003823	4.13	187.66	72.15	0.66
Rio San Jose	112.5	TR100	582.20	94.42	98.91	98.39	99.59	0.003824	4.19	194.01	72.46	0.67
Rio San Jose	100	TR10	461.30	94.54	98.50	98.05	99.06	0.003662	3.75	169.39	73.41	0.64
Rio San Jose	100	TR25	521.90	94.54	98.69	98.22	99.30	0.003712	3.92	183.89	73.60	0.65
Rio San Jose	100	TR50	555.70	94.54	98.81	98.30	99.43	0.003702	3.99	192.29	73.71	0.66
Rio San Jose	100	TR100	582.20	94.54	98.90	98.37	99.54	0.003685	4.05	198.94	75.07	0.66
Rio San Jose	87.5	TR10	461.30	94.57	98.39	97.98	99.01	0.003682	3.82	162.90	73.88	0.66
Rio San Jose	87.5	TR25	521.90	94.57	98.58	98.16	99.25	0.003777	4.01	176.68	74.15	0.67
Rio San Jose	87.5	TR50	555.70	94.57	98.69	98.24	99.38	0.003772	4.09	184.98	74.31	0.68
Rio San Jose	87.5	TR100	582.20	94.57	98.78	98.32	99.48	0.003755	4.14	191.60	74.44	0.68
Rio San Jose	75	TR10	461.30	94.60	98.09	98.02	98.93	0.005723	4.45	139.78	71.85	0.80
Rio San Jose	75	TR25	521.90	94.60	98.36	98.19	99.18	0.005191	4.44	159.68	72.25	0.77
Rio San Jose	75	TR50	555.70	94.60	98.51	98.28	99.31	0.004964	4.44	170.25	72.46	0.76
Rio San Jose	75	TR100	582.20	94.60	98.61	98.35	99.42	0.004821	4.46	177.82	72.67	0.75
Rio San Jose	62.5	TR10	461.30	94.57	98.13		98.82	0.004705	4.03	149.82	70.41	0.73
Rio San Jose	62.5	TR25	521.90	94.57	98.38		99.08	0.004372	4.10	167.88	70.96	0.72
Rio San Jose	62.5	TR50	555.70	94.57	98.52		99.23	0.004230	4.14	177.57	72.40	0.71
Rio San Jose	62.5	TR100	582.20	94.57	98.62		99.34	0.004147	4.18	184.95	74.60	0.70
Rio San Jose	50	TR10	461.30	94.55	98.06		98.76	0.004845	4.17	149.74	67.17	0.75
Rio San Jose	50	TR25	521.90	94.55	98.28		99.02	0.004701	4.30	165.21	69.70	0.74
Rio San Jose	50	TR50	555.70	94.55	98.41		99.17	0.004602	4.36	174.49	74.31	0.74
Rio San Jose	50	TR100	582.20	94.55	98.51		99.28	0.004512	4.40	182.18	77.92	0.74
Rio San Jose	37.5	TR10	461.30	93.91	98.06		98.69	0.003829	3.90	159.77	70.01	0.66
Rio San Jose	37.5	TR25	521.90	93.91	98.29		98.95	0.003787	4.05	176.18	73.78	0.66
Rio San Jose	37.5	TR50	555.70	93.91	98.43	97.85	99.10	0.003718	4.10	187.44	103.85	0.66
Rio San Jose	37.5	TR100	582.20	93.91	98.52	97.92	99.21	0.003684	4.15	198.00	107.69	0.66
Rio San Jose	25	TR10	461.30	93.50	98.08		98.62	0.003078	3.51	165.72	65.85	0.58
Rio San Jose	25	TR25	521.90	93.50	98.31		98.89	0.003111	3.67	183.65	103.52	0.59
Rio San Jose	25	TR50	555.70	93.50	98.44		99.03	0.003051	3.71	197.75	103.52	0.59
Rio San Jose	25	TR100	582.20	93.50	98.55		99.14	0.002999	3.75	208.59	103.52	0.59
Rio San Jose	12.5	TR10	461.30	94.10	97.84	97.45	98.56	0.004620	3.95	139.25	61.80	0.71
Rio San Jose	12.5	TR25	521.90	94.10	98.04	97.64	98.82	0.004641	4.13	152.11	62.72	0.72
Rio San Jose	12.5	TR50	555.70	94.10	98.16	97.74	98.97	0.004639	4.22	159.21	63.23	0.72
Rio San Jose	12.5	TR100	582.20	94.10	98.24	97.82	99.07	0.004639	4.29	164.65	63.61	0.73
Rio San Jose	0	TR10	461.30	94.12	97.74	97.43	98.50	0.005007	4.13	137.68	60.98	0.75
Rio San Jose	0	TR25	521.90	94.12	97.94	97.61	98.76	0.005002	4.31	150.30	61.41	0.75
Rio San Jose	0	TR50	555.70	94.12	98.05	97.71	98.90	0.005004	4.40	157.06	61.64	0.76
Rio San Jose	0	TR100	582.20	94.12	98.14	97.78	99.01	0.005005	4.47	162.24	61.82	0.76

