

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 DE JACÓ

**LOCALIZACIÓN**

PROVINCIA: PUNTARENAS

CANTÓN: GARABITO

DISTRITO: JACÓ

**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: 29 DE OCTUBRE DE 2020

**FECHA DE EMISIÓN**

3 DE JUNIO DE 2020

2005C18-S-001-DOC-REV0

## PREFACIO

Participaron en la elaboración del presente informe los siguientes profesionales:

Ing. Oscar Jiménez Ramírez, MSc  
Ingeniero Civil

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

Control revisiones de documento					
Número de revisión	Fecha	Elaboró	Revisó	Aprobó	Descripción de cambios
0	03/06/20	O. Jiménez / P. Porras	P. Porras	P. Porras	Emitido para entrega a 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 29 de octubre de 2020, 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 de Jacó, el cual se desarrollará en el plano catastrado número: 6-0174886-1994, finca número: 6-046386-000.

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

	Página
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 .....	3
<b>2. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>5</b>
2.1 DATOS SOBRE LA FINCA ESTUDIADA .....	5
2.2 COORDINACIÓN PROFESIONAL REALIZADA.....	5
2.3 OBJETIVOS .....	5
2.4 METODOLOGÍA .....	6
<b>3. SEGMENTO A: ANÁLISIS DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN EL ÁREA DE PROYECTO.....</b>	<b>7</b>
3.1 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	7
3.1.1 <i>Ubicación</i> .....	7
3.1.1 <i>Geología</i> .....	9
3.1.2 <i>Geomorfología</i> .....	10
3.2 ESTIMACIÓN DE LA ESCORRENTÍA PARA LA CONDICIÓN BASE (SIN PROYECTO).....	11
3.2.1 <i>Área de drenaje y coeficiente de escorrentía</i> .....	13
3.2.2 <i>Intensidad de la lluvia y tiempo de concentración</i> .....	15
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> .....	20
3.3.2 <i>Intensidad de la lluvia y tiempo de concentración</i> .....	20
3.3.3 <i>Cálculo de caudales máximos instantáneos</i> .....	21
3.4 RESUMEN DE RESULTADOS .....	22
3.4.1 <i>Caudales aportados</i> .....	22
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 COPEY .....	24
4.1.1 <i>Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica</i> .....	25
4.1.2 <i>Uso y cobertura del suelo</i> .....	28
4.1.3 <i>Geología y geomorfología</i> .....	29
4.1.4 <i>Zonas de Vida</i> .....	29
4.1.5 <i>Caracterización climática regional</i> .....	31
4.1.6 <i>Condiciones del cauce del río Copey en el terreno en estudio</i> .....	35
4.2 ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO .....	38
4.2.1 <i>Estimación de caudales de diseño por modelado precipitación-escorrentía</i> .....	38
4.2.2 <i>Estimación de caudales de diseño por el método de envolventes regionales de caudales máximos</i> .....	45
4.2.3 <i>Estimación de caudales de diseño por el método de la Fórmula Racional</i> .....	46

4.2.4	Comparación de las estimaciones de caudal de diseño .....	48
4.3	MODELIZACIÓN HIDRÁULICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	50
4.3.1	Modelización hidráulica en HEC-RAS.....	50
4.3.2	Estimación del coeficiente <i>n</i> de Manning.....	52
4.3.3	Modelo hidráulico del río Copey.....	56
4.4	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE CAPACIDAD DEL CUERPO RECEPTOR .....	60
<b>5.</b>	<b>EVALUACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES HIDROLÓGICAS .....</b>	<b>63</b>
5.1	EVALUACIÓN DE RESULTADOS DEL SEGMENTO A .....	63
5.2	EVALUACIÓN DE RESULTADOS DEL SEGMENTO B .....	63
<b>6.</b>	<b>DISCUSIÓN SOBRE LOS GRADOS DE INCERTIDUMBRE Y ALCANCE DEL ESTUDIO .....</b>	<b>65</b>
6.1	APLICABILIDAD DE LOS RESULTADOS .....	65
6.2	TAREAS PENDIENTES PARA FASES POSTERIORES DEL PROYECTO .....	65
6.3	INCERTIDUMBRES NO RESUELTAS .....	65
6.4	CONCLUSIÓN GENERAL SOBRE LA VIABILIDAD HIDROLÓGICA DEL TERRENO EN VIRTUD DE LA OBRA A DESARROLLAR. ....	66
<b>7.</b>	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>67</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>69</b>
	<b>ANEXO 1: PLANO DE CATASTRO.....</b>	<b>70</b>
	<b>ANEXO 2: RESULTADOS DEL MODELO HEC-HMS .....</b>	<b>71</b>
	<b>ANEXO 3: RESULTADOS DEL MODELO HEC-RAS .....</b>	<b>74</b>

## 1. RESUMEN EJECUTIVO

Se analizó un terreno ubicado frente al mar en el distrito de Jacó, Garabito, Puntarenas, en donde se planea desarrollar la Delegación Policial de Jacó, ubicada a unos 100 m de la margen izquierda del río Copey. Se evaluó la generación de escorrentía dentro del Área de Proyecto, para condiciones pre-desarrollo y post-desarrollo. Posteriormente se delimitó y caracterizó la cuenca hidrográfica del río Copey, cercano al Área de Proyecto, 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 comparó respecto a la ubicación del Proyecto.

### 1.1 RESUMEN DE RESULTADOS

Los cálculos hidrológicos en cuanto a la generación de escorrentía dentro del Área de Proyecto (AP) -Segmento "A"- arrojaron los siguientes resultados:

- Considerando eventos de precipitación con períodos de retorno de entre 2 y 25 años, y duración de la lluvia de 10 minutos, igual al tiempo de concentración, el lote del Proyecto genera caudales máximos de escorrentía superficial de entre 15 y 25 l/s para la condición base (sin Proyecto).
- Estos caudales se incrementarían a valores entre 26 y 42 l/s, una vez que se construya el Proyecto, debido al aumento del coeficiente de escorrentía por la construcción de áreas relativamente impermeables, y a la reducción del tiempo de concentración de las aguas de escorrentía dentro del terreno.
- El desfogue de las aguas pluviales del Proyecto se podrá realizar directamente hacia el sistema de alcantarillado, que luego desfoga en el río Copey.
- El impacto hidrológico del Proyecto se puede cuantificar de la siguiente manera:
  - Un incremento de entre 11 y 17 l/s en los caudales desfogados al río Copey, lo cual porcentualmente representa un aumento de un 50% sobre la condición actual, sin considerar la implementación de medidas de mitigación.
  - Tiempos de concentración del orden de 10 minutos.
- Se debe notar que el impacto cuantificado se hizo con respecto a la condición actual del lote en verde. Sin embargo, hasta hace pocos años existió en el sitio una construcción de unos 270 m<sup>2</sup> de área, por lo que, en realidad, el impacto del proyecto sobre el río Copey será prácticamente nulo, comparado con la condición que prevaleció por muchos años en el sitio, cuando existía dicha construcción.

En cuanto al “Segmento B”, se emplearon tres metodologías hidrológicas conceptualmente diferentes para la estimación de los caudales de diseño. Se recurrió a elaborar un modelo precipitación-escorrentía para estimar -a partir de tormentas de diseño sintéticas y registradas en las cercanías del área de estudio- el hidrograma de respuesta de la cuenca del río Copey y el correspondiente caudal máximo instantáneo. Por otro lado, Se utilizó el método de coeficientes de envolventes regionales de caudales máximos instantáneos. Finalmente se utilizó la Fórmula Racional, que, aunque no es conveniente su uso por el área de la cuenca, brinda una referencia comparativa.

Se adoptó el primer método, estimado con el programa HEC-HMS, cuyos resultados se resumen en el siguiente cuadro:

Cuenca	Periodo de retorno (años)		
	25	50	100
Río Copey en sitio proyecto Delegación Policial de Jacó (m <sup>3</sup> /s)	193.6	225.9	258.0

Las simulaciones hidráulicas del cauce del río Copey y la planicie de inundación aledaña al terreno donde se desarrollará el proyecto Delegación Policial de Jacó muestran que una franja del terreno en análisis, casi toda dentro del área de protección del río, está sujeta a inundación por parte del río Copey para eventos extremos con período de retorno mayor o igual a 50 años. Se delimitó en mapas la extensión de la zona de inundación para eventos con períodos de retorno de 50 y 100 años. El período de retorno de 100 años es el más usual para delimitar zonas de inundación, por lo que se adoptarán los resultados para el caudal de 258 m<sup>3</sup>/s como escenario para cuantificar esta amenaza.

A partir de los resultados de las simulaciones se determinó que el terreno donde se ubicará el proyecto no tiene un potencial de inundación importante que afecte directamente la zona a desarrollar con infraestructura del proyecto planteado. Sin embargo, un evento de dicha magnitud, la calle frente a la playa se inundará unos 0.50 m, y el terreno propiamente unos 0.30 m, con relación a su nivel actual. Se estima que no existirá problema para el proyecto, pues se trata de una magnitud que se puede prever en el diseño, asegurándose que los niveles de pisos terminados están sobre la cota 4.20 msnm (considerando un borde libre de 0.20 m). Asimismo, es posible la construcción de un muro perimetral en la zona de acceso al lote, de 0.60 m de altura, así como la construcción de ciertas rampas en las zonas de acceso.

Igual es importante mencionar que estas áreas corresponden a afectaciones debidas a eventos de alto período de retorno (50 a 100 años) que tienen una baja probabilidad de ocurrencia.

## 1.2 RESUMEN DE CONCLUSIONES TÉCNICAS

En cuanto a la generación de escorrentía en el terreno del AP (“Segmento A”), se concluye que se puede esperar un incremento de hasta un 50% en el caudal de escurrimiento superficial proveniente de la finca a desarrollar, y de sus terrenos colindantes, producto del cambio en la cobertura del suelo, comparando la condición post-desarrollo con la condición actual del lote en verde. Si se toma en consideración el hecho de que previamente en este lote existía una construcción de cerca de 270 m<sup>2</sup>, el desarrollo del lote con el nuevo proyecto no tendrá un impacto sobre el cuerpo receptor del desfogue pluvial.

Si bien porcentualmente el incremento estimado, aun en el escenario más desfavorable, es apreciable, en términos absolutos los caudales adicionales a desfogar al río Copey no incrementarán en más de 0.017 m<sup>3</sup>/s. Considerando que este río maneja ordinariamente crecientes con caudales pico de 50 m<sup>3</sup>/s o más, se valora que el efecto del Proyecto sobre el cauce del río Copey es despreciable, tomando en cuenta además la muy baja probabilidad de concurrencia de caudales extremos de escorrentía provenientes del área del proyecto y caudales pico de creciente en el río Copey de forma simultánea.

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 Copey.

En cuanto a la amenaza de inundación (“Segmento B”), dada la colindancia del terreno con el río Copey, se procedió a estimar caudales de creciente en el río Copey, mediante simulaciones precipitación-escorrentía empleando el modelo del hidrograma unitario en el HEC-HMS. Una vez estimados los caudales, se procedió a realizar las simulaciones hidráulicas en una dimensión empleando el modelo HEC-RAS. A partir de los resultados de las simulaciones se determinó que el terreno donde se ubicará el proyecto no tiene un potencial de inundación importante que afecte la infraestructura del proyecto planteado, que es una construcción de 3 plantas. Sin embargo, existe una huella de zona inundable en las calles adyacentes del edificio con un tirante máximo de 0.50 m, para eventos de muy bajo período de retorno. Esto es perfectamente manejable en este tipo de proyecto mediante la previsión de un pequeño muro perimetral, y considerando un nivel de piso inferior, por lo menos a la cota 4.20 msnm.

Como conclusión general, se considera que el Proyecto es viable desde un punto de vista hidrológico, ya que su impacto sobre el río receptor del desfogue pluvial, será prácticamente

imperceptible y no será diferente a la condición que imperaba anteriormente en el lote, previo a la demolición de la delegación de policía anterior; y porque la amenaza de inundación determinada en el terreno no afecta las obras propuestas en el anteproyecto, con la adopción de adecuaciones perimetrales menores en los accesos al edificio.

## 2. INTRODUCCIÓN

El presente es un informe con los resultados del Estudio de Hidrología Básica para un terreno ubicado en el distrito de Jacó, cantón de Garabito, provincia de Puntarenas, en el cual se desarrollará el proyecto Delegación Policial de Jacó

El Proyecto consiste en el desarrollo de un terreno de 563.5 m<sup>2</sup> ubicado en calle Bohío, Jacó; incluye la construcción de un edificio con tres plantas con un área de construcción con una huella constructiva, según el anteproyecto, de 228.5 m<sup>2</sup> para las oficinas e instalaciones de la Delegación Policial. El área total de construcción es aproximadamente de 725 m<sup>2</sup> en tres plantas. Considerando las áreas de parqueo, el área total de la huella constructiva es de alrededor de 400 m<sup>2</sup>.

### 2.1 DATOS SOBRE LA FINCA ESTUDIADA

El proyecto se desarrollará en una finca ubicada en el distrito 1° Jacó, cantón 11° Garabito, provincia 6ª Puntarenas, plano de catastro, 6-0174886-1994, finca número: 6-046386-000. Coordenadas en sistema CRMT05 son: Latitud 430788, Longitud 1063146. 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 y 25 años, para las siguientes condiciones:
  - a) Condición base (sin proyecto)
  - b) 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 y 25 años.
- Valoración de potenciales amenazas de inundación para el proyecto.
- Análisis hidrológico de la cuenca del río Copey para la estimación de hidrogramas de crecientes y caudales máximos instantáneos de diseño para 25, 50 y 100 años de período de retorno a través del modelado precipitación-escorrentía empleando el programa HEC-HMS. Los caudales instantáneos pico sirven de base de diseño para el análisis hidráulico del tramo de influencia del río Copey sobre el terreno en estudio.
- Análisis hidráulico unidimensional del tramo de estudio en el Copey, mediante la aplicación del modelo HEC-RAS. El modelo se alimentó con la información topográfica levantada especialmente para este estudio, los caudales de diseño obtenidos a partir del análisis hidrológico y los parámetros de rugosidad estimados mediante la visita de campo y recomendaciones teóricas.
- Obtención de mapas de inundación para el terreno en las condiciones actuales 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

##### 3.1.1 Ubicación

El terreno donde se construirá el proyecto Delegación Policial de Jacó se ubica en la cercanía de playa Jacó, en el distrito del mismo nombre, cantón de Garabito provincia de Puntarenas. El Área de Proyecto (AP) está identificada en la Figura 3.1. Su detalle de ubicación se muestra en la Figura 3.2, donde se referencia su cercanía con el río Copey. La finca que compone el AP suma un área total de 563.50 m<sup>2</sup>, según los datos catastrales y el replanteo en el sitio.

Figura 3.1. Ubicación del AP del proyecto Delegación Policial de Jacó  
Cuadrícula CRTM-05

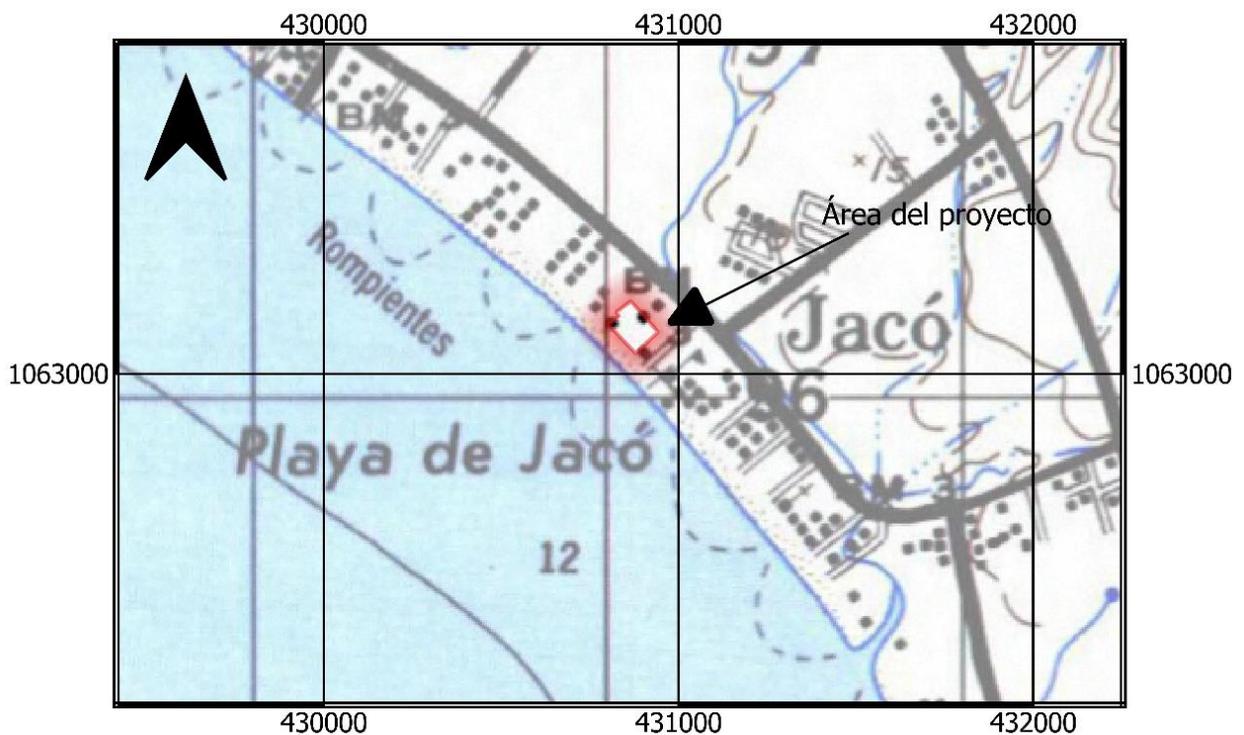


Figura 3.2. Detalle del AP del proyecto Delegación Policial de Jacó y de su cercanía con el río Copey Cuadrícula Grados Decimales



Se observa en la imagen anterior que el terreno donde se ubicará el AP se localiza en la zona urbana de la ciudad de Jacó, colinda al suroeste con el Océano Pacífico, y se encuentra a unos 100 m al sureste del río Copey. El uso actual del terreno corresponde a un terreno en verde con poca vegetación en una zona bastante plana. Sin embargo, se sabe que, anterior al año 2018, aquí se ubicaba una construcción que abarcaba unos 270 m<sup>2</sup>. En la actualidad la escorrentía superficial del lote desfoga a la calle El Bohío donde es captada a través de unas alcantarillas existentes hacia el río Copey.

El río Copey discurre de noreste a suroeste a una distancia de unos 100 m del límite noroeste del terreno del AP donde se ubicará el Proyecto. El AP tiene una pendiente media cercana al 0.5%, en dirección hacia la playa.

### 3.1.1 Geología

En la zona donde se encuentra el AP está conformada por tres tipos de unidades lito estratigráficas (Gómez et al, 2017):

- a) Basaltos del Complejo de Nicoya, dentro del cual se han incluido rocas tipo radiolaritas, calizas, areniscas y lutitas,
- b) Basaltos asociados a la Formación Tulín
- c) Depósitos no consolidados

A continuación, se describe cada una de ellas:

- **Complejo de Nicoya.** Dengo (1962) define el Complejo de Nicoya como una serie de rocas intensamente plegadas, consistentes en basaltos, unidades sedimentarias e intrusivas. Kuypers (1980, citado en Sprechmann *et al.*, 1984) y Baumgartner (1984) proponen una subdivisión estratigráfica para el Complejo de Nicoya, la que consiste en dos unidades, Matapalo y Esperanza. Arias (2003) denomina a los basaltos que han sido asociados al Complejo de Nicoya como basaltos del *Plateau* Oceánico Caribe (POC); estos basaltos son las rocas más antiguas.

La Unidad Matapalo posee 150 m de espesor; se caracteriza por estar conformada por basaltos tholeiíticos oceánicos cubiertos por radiolaritas, con espesor mínimo de 40 m. En la Unidad Esperanza, conformada por basaltos tholeiíticos y diabasas ofiolíticas, son comunes las rocas gabroicas, stocks plagiograníticos y algunas intercalaciones de radiolaritas de hasta 3 m en la parte superior de la unidad. La edad asignada es del Santoniense (Kuypers, 1980, citado en Sprechmann *et al.*, 1984).

En la zona de estudio, la geología en los cerros está compuesta de basaltos y rocas sedimentarias tipo areniscas, lutitas, radiolaritas y calizas que se asocian a las rocas del Complejo de Nicoya (Arias y Morera, 2002). Estas lavas, de composición basáltica, son de una coloración negra y, por su origen, tienen una textura en almohadilla, lo que las caracteriza. En superficie, están meteorizadas y son fácilmente confundibles con arenas gruesas.

Las radiolaritas del Complejo de Nicoya forman parte de la Unidad Matapalo, del Jurásico Superior - Cretácico Inferior. Son rocas de origen pelágico, de grano fino a muy fino, estratificadas, bastante duras y versicolor (Agudelo, 2005). Están relacionadas a pedernales y jaspes y se encuentran muy a menudo asociadas a mineralizaciones de hierromanganeso, resultado de la alteración hidrotermal en fondos oceánicos a partir de vulcanismo exhalativo, sea en forma diseminada o en nódulos.

Las radiolaritas sobreyacen disconformemente la unidad de basaltos y es atravesada por numerosos cuerpos intrusivos gabroides a diabásicos. Presenta una fuerte deformación tectónica (pliegues isoclinales-chevron) y un alto grado de fallamiento (Agudelo, 2005).

**Formación Tulín.** Arias (2003) sugiere que la Formación Tulín, del (Maastrichtiano-Eoceno Inferior), está conformada en un 95 % por basaltos, los cuales se presentan como coladas en almohadillas; estos basaltos presentan intercalaciones de sedimentos epiclásicos, piroclasto, gabros y cumulitas de olivino. Es una formación más joven que el POC, cuyas rocas constituyen el basamento de la Formación Tulín.

**Depósitos no consolidados.** Pertenecen a esta unidad todos los depósitos recientes asociados a los depósitos por gravedad al pie de monte o coluvios y a aquellos relacionados con procesos aluviales. También aquellos depósitos de materiales arenosos con influencia marina. Los depósitos asociados al arrastre por acción fluvial o por gravedad, por lo general, son fragmentos de rocas de diversos tamaños y composición inmersos en una matriz limo-arcillo arenosa. Hacia el pie de los cerros, los bloques de fragmentos son de mayor tamaño y sub-redondeados a redondeados, en tanto que hacia la parte baja de la cuenca los fragmentos son más pequeños, ya que han sido arrastrados a mayor distancia, lo que se evidencia por su menor grado de angulosidad (Arias y Morera, 2002).

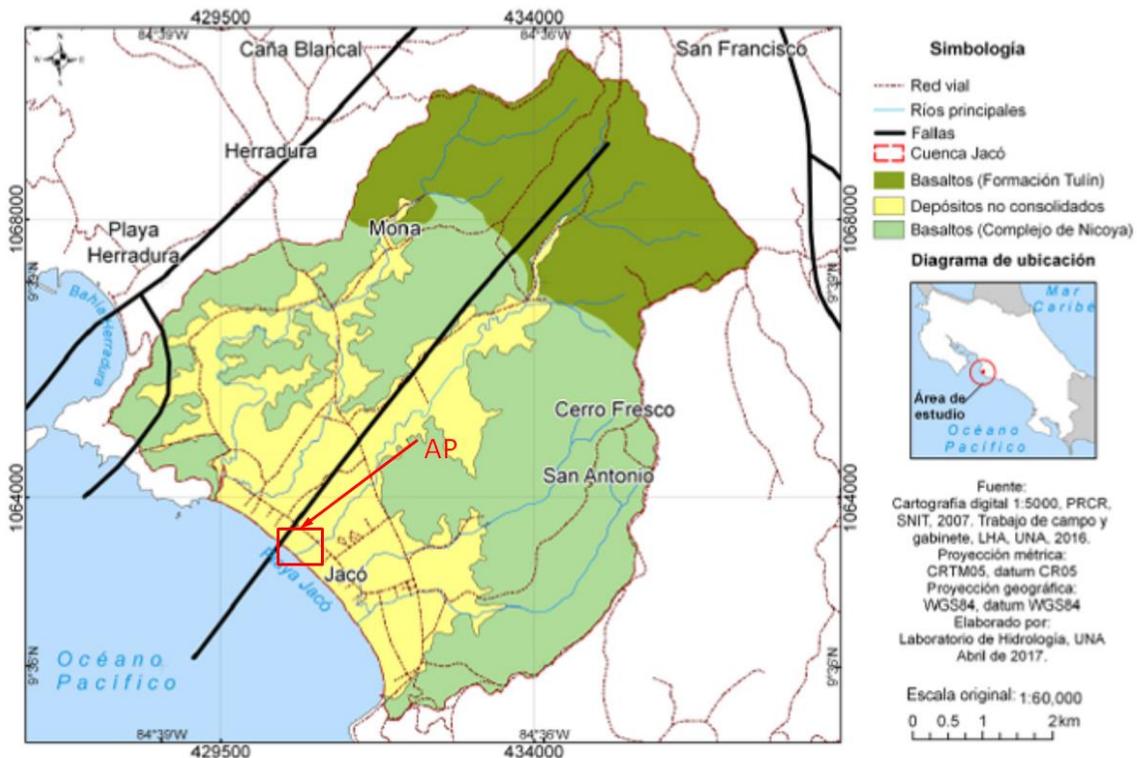
### 3.1.2 Geomorfología

La geomorfología del AP corresponde con formas de origen fluvial y marino

Las terrazas fluviales están constituidas por sedimentos recientes, con clastos subredondeados a redondeados de lavas y areniscas. Los depósitos se distribuyeron sobre la topografía existente producto del transporte fluvial.

La planicie fluvio costera corresponde a la zona de transición de un ambiente continental-fluvial hacia un ambiente de más energía o marinos someros. Presenta indicios de una fuerte influencia marina, en especial con la transición de mareas y depositación fluvial del sistema de drenaje de la zona (río Copey y de las quebradas locales (Q. Bonita, Q. Doña María, Q. Lisa, etc)).

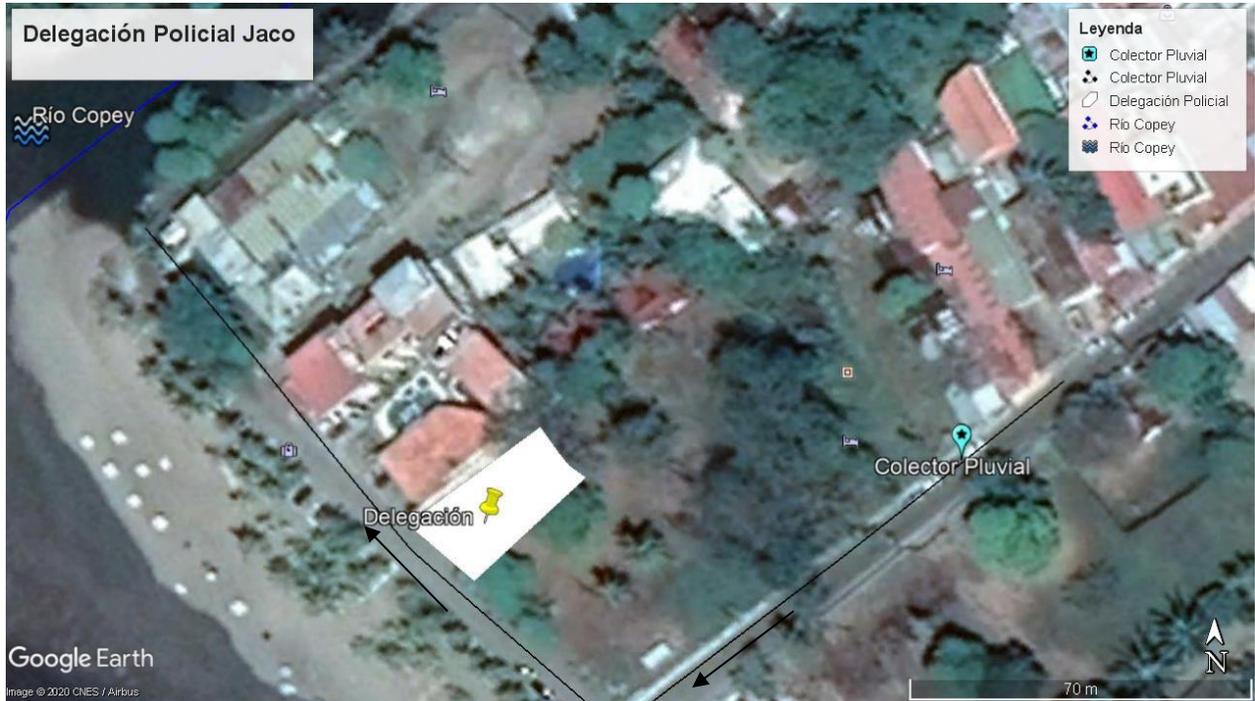
Figura 3.3. Mapa geológico de la periferia del AP  
Fuente: Gómez et al. (2017)



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

El terreno donde se localizará el Proyecto forma parte de la cuenca baja del río Copey. El terreno se ubica en una zona de pendiente muy baja con dirección noreste-suroeste, por lo que la dirección general de drenaje superficial del terreno es hacia la playa. Las propiedades colindantes en la zona norte de la finca a desarrollar están bordeadas al sureste por una calle pública que cuenta con cordón y caño, así como sistemas de recolección pluvial, dichas propiedades desfogan sus aguas pluviales en dirección suroeste (la playa) en donde existe un sistema colector que los recoge al final de la calle frente a la playa, de donde se dirige hacia el río Copey. Al noreste se encuentra otro terreno baldío. Hacia el suroeste hay una calle pública paralela a la playa. Hacia el noroeste, colinda con un terreno baldío y con la parte trasera de otros terrenos con algunas construcciones. Por la poca pendiente y por la existencia de un sistema colector pluvial en la calle adyacente al Proyecto, se considera que solo parte de los terrenos adyacentes puedan contribuir con escorrentía hacia el AP. Esto se aprecia en la Figura 3.4.

Figura 3.4. Fotografía de Google Earth mostrando colector pluvial existente



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):

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{C \times A \times i_{tc}}{3600} \quad (1)$$

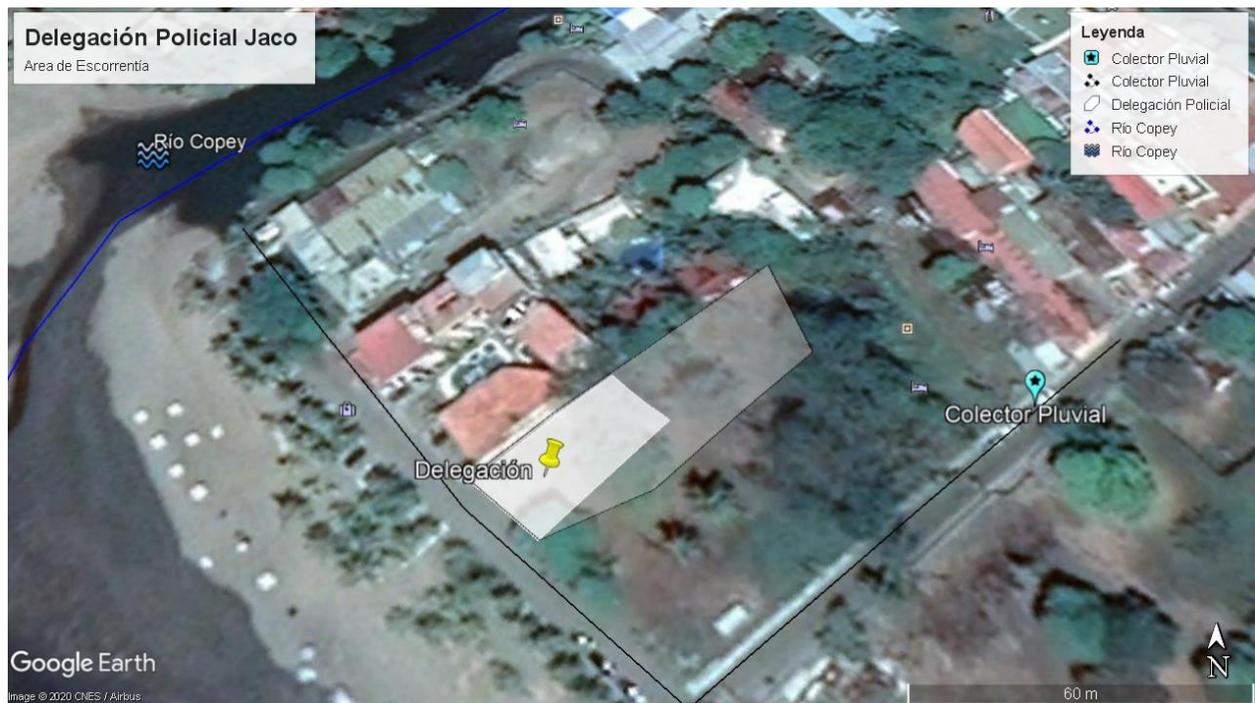
donde  $Q_{m\acute{a}x}$  es el caudal máximo instantáneo [l/s], C es el coeficiente de escorrentía, A el área superficial de drenaje [ $m^2$ ] e  $i_{tc}$  la intensidad de la lluvia para el tiempo de concentración del área de drenaje [mm/hr].

Para el cálculo de la escorrentía y del caudal máximo instantáneo de desfogue pluvial se analizaron períodos de retorno de 2, 5, 10 y 25 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

La delimitación de la microcuenca de aporte al desfogue se muestra en la Figura 3.5. Se muestra el área total del terreno del proyecto como referencia, ya que según la configuración del diseño de sitio y el punto de ubicación del cabezal de desfogue propuesto, el área de aporte de escorrentía interna del proyecto es la que abarca todo el desarrollo. Se ha incluido una zona de aportes externos en el noreste. El área total de drenaje es de 1719  $m^2$ , valor que será empleado como área total para todos los cálculos hidrológicos del presente estudio. Las principales características de las microcuencas se resumen en el Cuadro 3.1.

Figura 3.5. Microcuenca de drenaje definida para la zona de estudio



**Cuadro 3.1 Características principales de la microcuenca de análisis**

Característica	Cuenca interna
Área de drenaje (m <sup>2</sup> )	1719
Elevación máxima (msnm)	4.0
Elevación mínima (msnm)	3.4
Longitud máxima de recorrido superficial (m)	100
Pendiente media	0.6%

En cuanto al coeficiente de escorrentía, en su condición actual se observa que el área que drena al punto de desfogue está sin urbanizar en la actualidad, con un 100% de área verde. A pesar de que se conoce que hasta hace pocos años en este terreno se ubicaba una construcción de unos 270 m<sup>2</sup>, para efectos del presente cálculo se considerará una condición pre-desarrollo en verde para el lote. 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) Para efectos del presente informe se utilizaron los coeficientes, que se muestran en el Cuadro 3.2. El Cuadro 3.3 muestra el resumen de esta estimación.

**Cuadro 3.2 Coeficientes de escorrentía para método racional**

Cobertura	Coeficiente
Techo	1.00
Calzada en asfalto	1.00
Pavimento poroso (adoquín)	0.60
Pavimento poroso (zacate block y lastre)	0.40
Áreas verdes	0.25

**Cuadro 3.3. 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
Techos	0	0%	1.00	1.00	1.00	1.00
Zonas Verdes	1719	100%	0.25	0.25	0.25	0.25
Total	1719	100%	0.25	0.25	0.25	0.25

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

La característica más relevante para definir dichas tormentas de diseño es la intensidad de la lluvia, cuyo comportamiento y variabilidad se representa por medio de curvas intensidad-duración-período de retorno (curvas i-d-f) derivadas para diferentes localidades a partir de registros pluviográficos.

En Costa Rica existen varios estudios de intensidad de la precipitación que han publicado curvas i-d-f para varias estaciones del país. De dichos estudios, los liderados por Wilhelm-Günther Vahrson de la Universidad Nacional son los utilizados como referencia estándar para la estimación de intensidades de lluvia para diseño (Vahrson, Alfaro y Arauz, 1992). Estos estudios presentan la limitación que se han limitado a un puñado de estaciones pluviométricas representativas de los mayores centros urbanos del país, dejando por fuera vastas regiones de rurales que -como para el presente trabajo- son de interés para efectos de diseño hidrológico.

Para superar esta limitación Vahrson et.al. (1990) elaboraron un mapa con isoyetas de intensidad de la lluvia para Costa Rica, para duraciones de 15 minutos y período de retorno de 10 años (Figura 3.6). Este mapa permite contar con una útil visualización de la variabilidad espacial de las intensidades de lluvia. De acuerdo con este mapa, el Área de Proyecto se encuentra en una zona con intensidades de lluvia para 15 minutos y 10 años de 150 mm. Este valor se asemeja al reportado para la estación Puntarenas. De acuerdo con los mismos autores, las características de precipitaciones extremas de la ciudad de Puntarenas son similares a las que ocurren en la franja del Pacífico Central que va desde Costa de Pájaros hasta Parrita. Por esta razón se decidió adoptarla como estación de referencia para la estimación de las intensidades de diseño.

Para la ciudad de Puntarenas la relación i-d-f según Vahrson, Alfaro y Arauz (1992) se expresa analíticamente como:

$$i = 175,65 - 29,58 \times \ln(d) + (43,05 - 5,32 \times \ln(d)) \times \ln(TR) \quad (2)$$

donde  $i$  es la intensidad máxima (en mm/h),  $d$  la duración de la lluvia (en min) y  $TR$  el período de retorno (en años). En la Figura 3.7 se muestran las curvas i-d-f definidas para el área de estudio, para diferentes períodos de retorno.

Figura 3.6. Mapa de intensidades máximas anuales de corta duración y período de retorno de 10 años en Costa Rica (Fuente: Vahrson et. al., 1990)

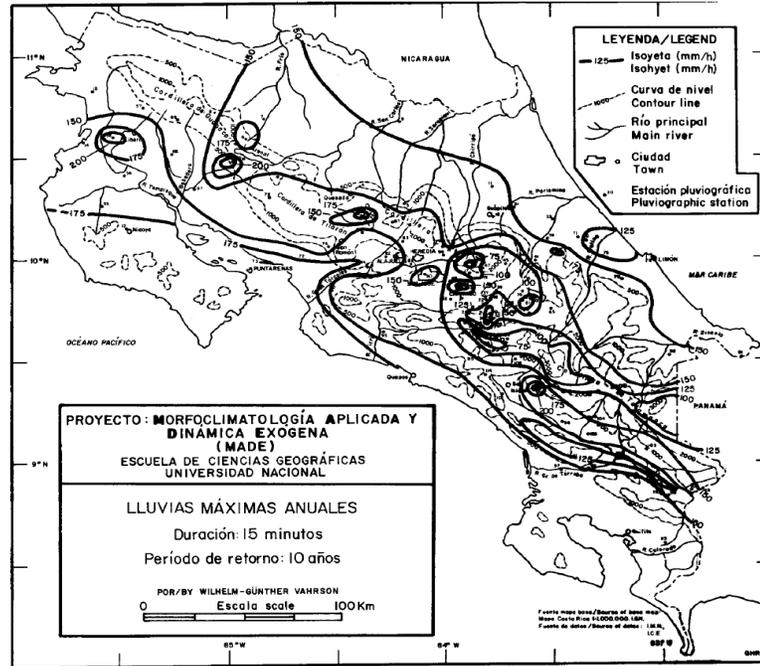
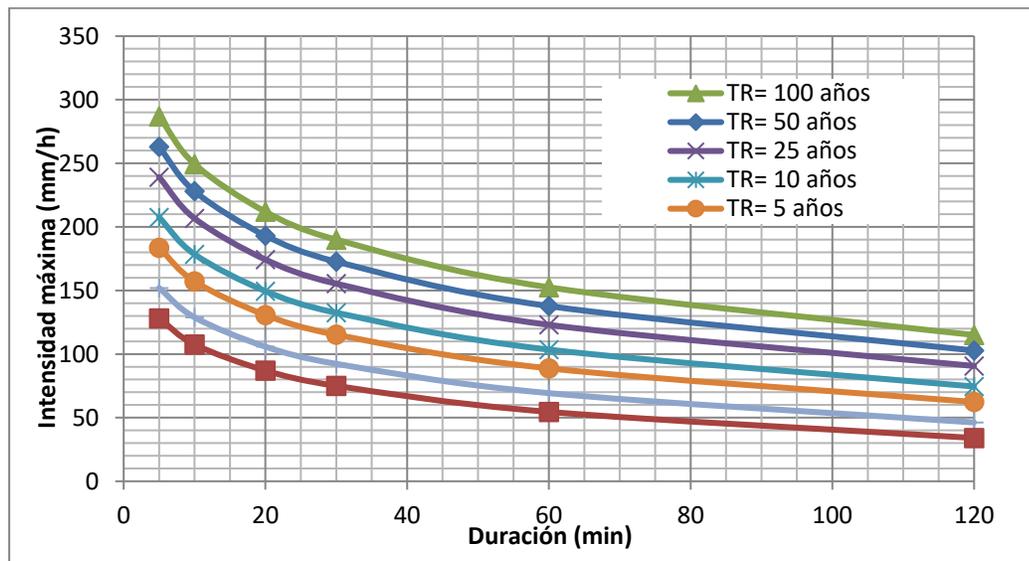


Figura 3.7. Curvas i-d-f para la estación Puntarenas empleadas para el estudio. (Fuente: Vahrson et. al., 1992)



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:

$$t_c = \frac{6,9}{i_e^{0,4}} \left( \frac{n \cdot L}{\sqrt{s}} \right)^{0,6} \quad (3)$$

donde  $t_c$  es el tiempo de concentración [min],  $n$  es el coeficiente de rugosidad de Manning,  $L$  la longitud media de flujo en superficie [m] y  $s$  la pendiente media de la superficie de drenaje. El término  $i_e$  representa la intensidad efectiva de la tormenta de diseño, en mm/h, la cual 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 primero contar con un método de cálculo de la intensidad en función del período de retorno de diseño.

Mediante la aplicación conjunta de las fórmulas (2) y (3) para flujo en láminas, fue posible estimar el tiempo de concentración y la intensidad de lluvia respectiva, para los períodos de retorno de interés. Se utilizó un coeficiente de Manning ponderado de 0,050 (FHWA 2001, Bedient et.al. 2008), una longitud máxima de drenaje de 100 m y una pendiente media de 0.6%, según el plano del sitio. Con estos parámetros, se obtuvieron tiempos menores de 10 minutos, según el período de retorno. Según recomendación de la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Saneamiento y Pluvial del AyA (2017), para las estimaciones de sistemas pluviales no se deben usar tiempos de concentración menores a 10 minutos. Con base en estos resultados, se adoptó un valor de tiempo de concentración de 10 minutos para el terreno, para proceder con los cálculos. A partir de este tiempo, se estimaron las intensidades de lluvia para períodos de retorno de entre 2 y 25 años,

de acuerdo con la relación i-d-f de San José (Vahrson, 1992), tal como se muestra en el Cuadro 3.4.

**Cuadro 3.4. Intensidades de lluvia para diferentes períodos de retorno estimadas para el sitio para la condición base (sin Proyecto).**

Duración de la lluvia	i (mm/hr) TR = 2 años	i (mm/hr) TR = 5 años	i (mm/hr) TR = 10 años	i (mm/hr) TR = 25 años
$t_c = 10$ minutos	128.89	157.11	178.46	206.68

### 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 25 años, para las condiciones actuales (sin Proyecto), tal como se muestra en el Cuadro 3.5. Estos caudales representan las tasas de escorrentía superficial que genera la propiedad en su condición actual, considerando la acumulación de dicha escorrentía en un punto común en el lindero sur del lote hacia el río Copey.

**Cuadro 3.5. Caudales máximos instantáneos de escorrentía en el punto actual de desfogue para la condición base (sin Proyecto).**

$$A = 1719 \text{ m}^2 \quad t_c = 10 \text{ minutos} \quad \text{Caudales en l/s}$$

Parámetro	TR (años)			
	2	5	10	25
TR	2	5	10	25
C	0.25	0.25	0.25	0.25
i (mm/hr)	128.89	157.11	178.46	206.68
Q (l/s)	15	19	21	25

### 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 en la Figura 3.8. Se debe mencionar que, cuando el Proyecto esté construido, las aguas pluviales desfugarán en un único punto externo al proyecto ubicado aproximadamente al centro del lindero su-oeste de la propiedad, donde conectará con el alcantarillado hacia el río Copey. Se hace notar que,

como parte de la ingeniería del Proyecto, se revisará y ampliará de ser necesario, el sistema de alcantarillado existente.

**Figura 3.8. Cobertura del suelo dentro de la microcuenca de análisis - luego de la construcción de la Delegación Policial**



El diseño de sitio plantea contempla la construcción de un edificio de 3 plantas con áreas de parqueo y otros elementos que ocasionarán que unos 400 m<sup>2</sup> del terreno del Proyecto sea convertido a techos y/o zonas impermeables. Si bien es cierto, en algunas zonas es posible el uso de concretos “semi-permeables”, al presente nivel de diseño esto no se ha definido. Por lo tanto, de forma conservadora se supondrá que todo el terreno será clasificado como impermeable.

Como se mencionó, se asume que el Proyecto evacuará sus aguas pluviales hacia la parte suroeste, mediante un sistema de recolección de aguas pluviales, hasta una alcantarilla subterránea que saldrá en un único punto de desfogue hacia el lindero suroeste y desfogará en el sistema público de alcantarillado, que conduce las aguas en el cauce hacia río Copey.

Para la estimación de caudales máximos instantáneos para esta nueva condición se emplearon los mismos conceptos de aplicación del Método Racional descritos en el apartado anterior. El

nivel de diseño se evaluó para períodos de retorno de entre 2 y 25 años. El detalle de los cálculos realizados se presenta en los siguientes párrafos.

### 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 río Copey, como lo hace actualmente. El Cuadro 3.6 muestra la distribución de áreas dentro del lote, obtenidas del plano de diseño de sitio (Figura 3.8), 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) y el Reglamento para el otorgamiento de desfogues pluviales y disponibilidades en el Cantón de San José (2018). Se observa un incremento de un 50% en los coeficientes de escorrentía con respecto a la condición base.

**Cuadro 3.6. 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
Techos	400	23.3%	1.00	1.00	1.00	1.00
Zonas Verdes	1319	76.7%	0.25	0.25	0.25	0.25
Total	1719	100%	0.42	0.42	0.42	0.42

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

El tiempo de concentración para la nueva condición se estimó considerando el hecho de que el escurrimiento ya no será exclusivamente sobre las superficies naturales del terreno, sino que este ocurrirá primero sobre las superficies desarrolladas (techos, pavimentos) y luego será encauzada por bajantes, tragantes y tuberías o caños hasta el punto de desfogue. En estos casos, el tiempo de concentración se calcula como la suma de un tiempo de entrada  $t_e$  -que es el tiempo de concentración de las subregiones de escorrentía- y un tiempo de viaje de o de tránsito  $t_t$  -que es el tiempo que tarda la onda del flujo en transitar por las tuberías del sistema colector pluvial (Chow et.al. 1994):

$$t_c = t_e + t_t \quad (4)$$

donde los tres términos tienen unidades de tiempo, usualmente minutos.

Para el Proyecto en estudio, se estima que el tiempo de entrada de todos los tragantes más el tiempo de tránsito por los colectores pluviales será menor a 10 minutos, considerando los puntos más alejados del proyecto, dadas las velocidades típicas en los sistemas colectores pluviales y las distancias cortas en el terreno en cuestión. Por lo tanto, las intensidades de diseño para los diferentes períodos de retorno analizados serán las que se muestran en el Cuadro 3.7, obtenidas de la relación i-d-f de Puntarenas de Vahrson, tal como se discutió anteriormente.

**Cuadro 3.7. Intensidades de lluvia para diferentes períodos de retorno estimadas para el sitio para la condición con Proyecto**

Duración de la lluvia	i (mm/hr) TR = 2 años	i (mm/hr) TR = 5 años	i (mm/hr) TR = 10 años	i (mm/hr) TR = 25 años
$t_c = 10$ minutos	128.89	157.11	178.46	206.68

### 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 25 años, para el Proyecto desarrollado, tal como se muestra en el Cuadro 3.8. Los valores obtenidos muestran un incremento del hasta un 50% 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 y en la reducción de los tiempos de concentración.

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

$$A = 1719 \text{ m}^2 \quad t_c = 10 \text{ minutos} \quad \text{Caudales en l/s}$$

Parámetro	TR (años)			
	2	5	10	25
TR	2	5	10	25
C	0.42	0.42	0.42	0.42
I (mm/hr)	128.9	157.1	178.5	206.7
Q (l/s)	26	32	36	42

Los caudales mostrados en el cuadro anterior representan los caudales de desfogue total del Proyecto, para diferentes períodos de retorno, sin ningún tipo de medida de mitigación hidrológica. Estos valores son el conjunto de las áreas a desarrollar y de las áreas no desarrolladas del lote, asumiendo un punto de desfogue en la parte central del lindero sur del AP. Además, consideran los aportes externos de escorrentía provenientes de una propiedad vecina.

### 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 25 años, y duración de la lluvia de 10 minutos, igual al tiempo de concentración, el lote del Proyecto genera caudales máximos de escorrentía superficial de entre 15 y 25 l/s para la condición base (sin Proyecto).
- Estos caudales se incrementarían a valores entre 26 y 42 l/s, una vez que se construya el Proyecto, debido al aumento del coeficiente de escorrentía por la construcción de áreas relativamente impermeables, y a la reducción del tiempo de concentración de las aguas de escorrentía dentro del terreno.
- El desfogue de las aguas pluviales del Proyecto se podrá realizar directamente hacia el sistema de alcantarillado, que luego desfoga en el río Copey.
- El impacto hidrológico del Proyecto se puede cuantificar de la siguiente manera:
  - Un incremento de entre 11 y 17 l/s en los caudales desfogados al río Copey, lo cual porcentualmente representa un aumento de un 50% sobre la condición actual, sin considerar la implementación de medidas de mitigación.
  - Tiempos de concentración del orden de 10 minutos.
- Se debe notar que el impacto cuantificado se hizo con respecto a la condición actual del lote en verde. Sin embargo, hasta hace pocos años existió en el sitio una construcción de unos 270 m<sup>2</sup> de área, por lo que, en realidad, el impacto del proyecto sobre el río Copey será prácticamente nulo, comparado con la condición que prevaleció por muchos años en el sitio, cuando existía dicha construcción.

#### 3.4.2 Consecuencias para el cauce receptor

El río Copey, en el sector del AP, presenta un cauce bien definido, que maneja caudales extremos por encima de los 200 m<sup>3</sup>/s en eventos extremos de recurrencia anual, como se demostrará en apartados siguientes.

Los resultados hidrológicos del análisis del terreno muestran que, porcentualmente, los cambios en la escorrentía superficial generada dentro del terreno, producto del desarrollo del Proyecto, y comparado con la condición actual del lote en verde, son significativos. Si se comparan con la condición previa, donde ya existía una construcción dentro del lote, el impacto del proyecto es prácticamente nulo. Aun considerando el escenario más desfavorable (comparación con la

situación actual), el impacto de estos cambios sobre el cuerpo receptor de las aguas pluviales (río Copey) es muy bajo, ya que los caudales de crecientes del mismo pueden llegar a ser casi mil veces mayores al caudal de desfogue del Proyecto. Más aún, los caudales pico generados en el terreno están asociados a eventos de corta duración, de pocos minutos, mientras que los caudales pico en el río Copey son producidos por tormentas de mucho mayor duración. Por lo tanto, la concurrencia de picos de caudal generados en el AP y picos de creciente en el río Copey es altamente improbable.

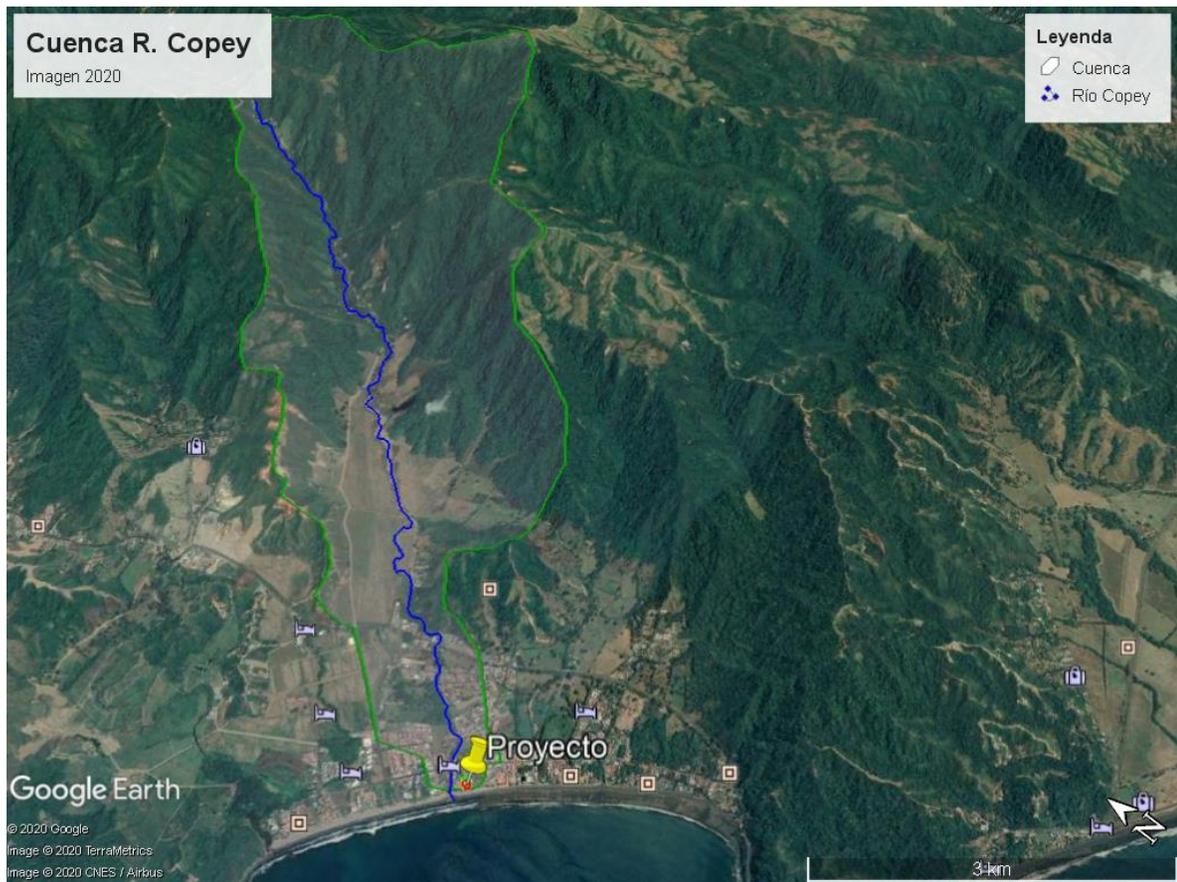
A pesar de lo anterior, se recomienda al desarrollador implementar en el Proyecto el concepto de Desarrollo de Bajo Impacto (LID, por sus siglas en inglés). Este tipo de desarrollo se refiere a una serie de medidas estructurales y no estructurales que permiten concebir proyectos de desarrollo de terrenos que tengan el menor impacto hidrológico posible sobre su entorno (Mays, 2001). 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 Copey.

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

##### 4.1 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO COPEY

El río Copey es un curso fluvial que nace en las estribaciones montañosas al este de la ciudad de Jacó, provincia de Puntarenas. Estas montañas tienen el nombre de Fila Copey en su parte más baja, y Fila Negra, siendo su mayor altura 820 msnm. El río Copey descarga directamente al Océano Pacífico, en la inmediata cercanía del Proyecto. En la Figura 4.1 se muestra una imagen de la cuenca tomada de Google Earth (2020).

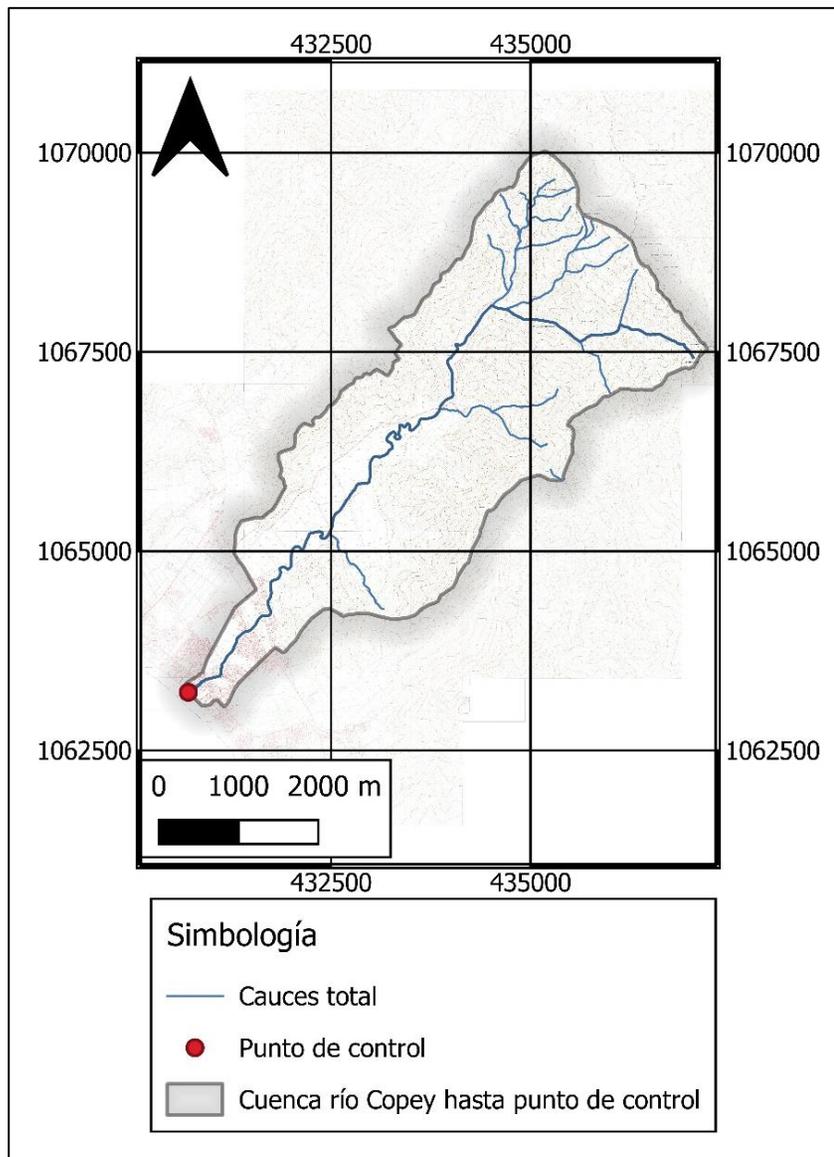
Figura 4.1. Imagen satelital de la cuenca (Google Earth Imagen 2020)



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

Con base en la cartografía 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional (hojas Herradura y Tárcoles), así como con base a información tipo raster a escala 1:5000 obtenida del sistema SNIT del IGN, se procedió a trazar la divisoria de aguas de la cuenca hidrográfica del río Copey, definida para el sitio donde se desarrollará el proyecto Delegación Policial de Jacó (Figura 4.2). Las coordenadas CRTM05 del punto de control definido sobre el río son 430500 y 1063000.

Figura 4.2. Delimitación de la cuenca del Río Copey en el desfogue del proyecto Delegación Policial de Jacó (Fuente: Hoja cartográfica escala 1:50000 Herradura y Tárcoles, IGN) Cuadrícula CRTM-05



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 muestra en el Cuadro 4.1. La cuenca de 16.6 km<sup>2</sup> tiene una forma muy alargada y relativamente estrecha, que se ve reflejado en un índice de compacidad de Gravelius de 1.6. Presenta elevaciones que varían desde los 820 msnm en la Fila Negra, hasta la elevación 0 o nivel del mar. La red de drenaje es de tipo paralela, con afluentes dados por las quebradas Blanca y otras menores sin nombre.

Hasta el punto de control el cauce del río Copey tiene una longitud de 10.8 km. Su perfil se muestra en la Figura 4.3 y presenta una pendiente media de 1.1% según el criterio de Taylor y Schwarz. La parte superior de la cuenca (los primeros 3 km) presenta altas pendientes, de más del 20%, mientras que la parte inferior (los subsecuentes 7.8 km) presenta pendientes por debajo del 1%. En la Figura 4.4 se muestra el modelo de elevación digital de la cuenca del río Copey definida hasta el punto de control dado.

**Cuadro 4.1 Características principales de la cuenca del Río Copey**

Característica	
Área de drenaje (km <sup>2</sup> )	16.6
Perímetro (km)	22.5
Índice de compacidad de Gravelius	1.6
Factor de forma	0.14
Elevación media de la cuenca (msnm)	243.7
Elevación máxima de la cuenca (msnm)	819.0
Elevación mínima de la cuenca (msnm)	0.0
Longitud del cauce principal [L] (km)	10.8
Elevación máxima cauce principal (msnm)	779.1
Elevación mínima cauce principal (msnm)	0.0
Pendiente media del cauce principal (Aritmética)	7.24%
Pendiente media del cauce principal (Taylor y Schwarz)	1.09%
Número de orden de la cuenca	2.0
Longitud total de cauces (km)	32.8
Densidad de drenaje (km/km <sup>2</sup> )	1.98

Figura 4.3. Perfil del río Copey hasta el punto de control (Fuente: Hoja cartográfica escala 1:50000 Herradura y Tárcoles, IGN)

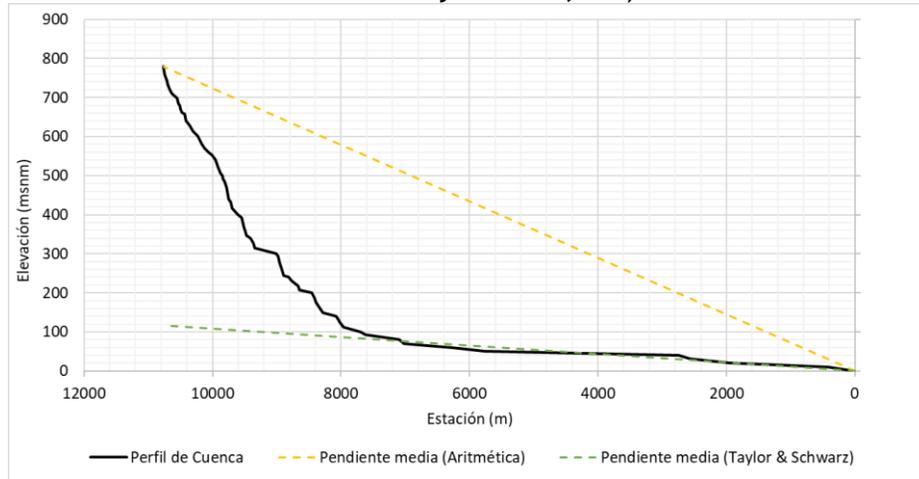
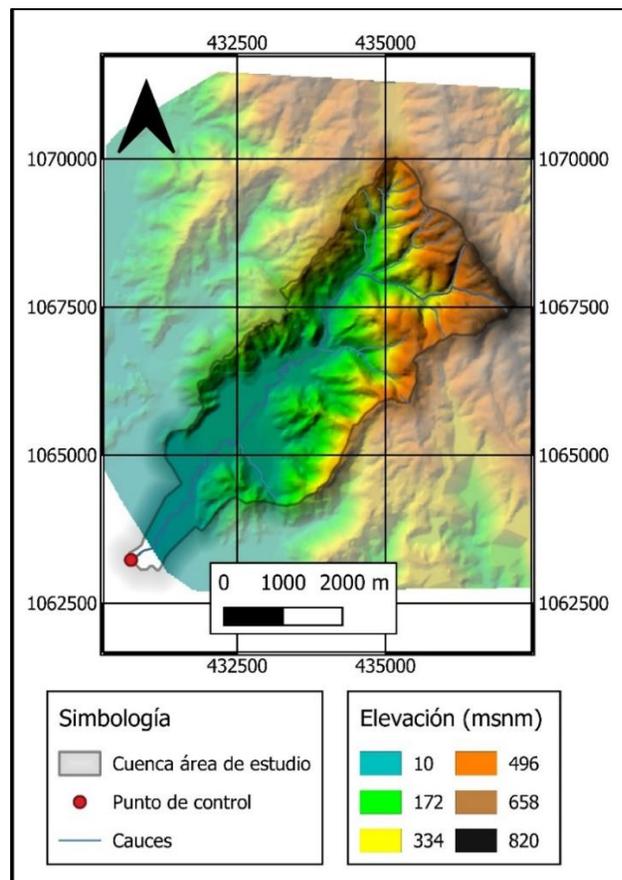


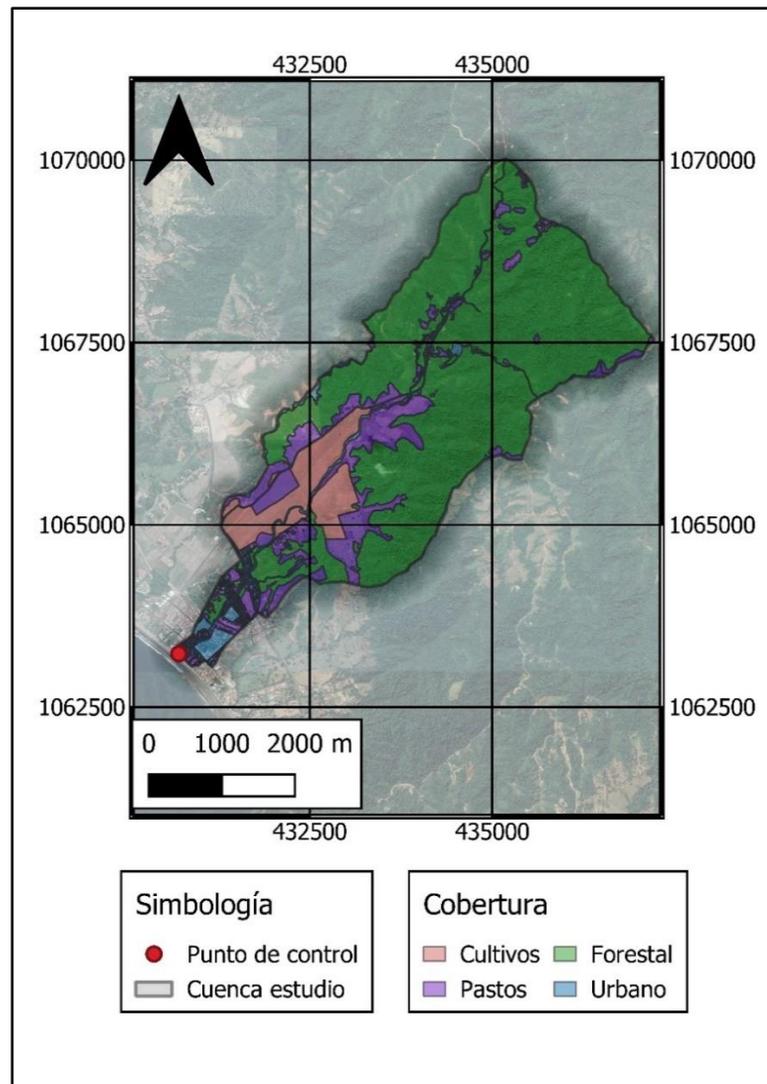
Figura 4.4. Modelo de elevación digital de la cuenca del río Copey (Fuente: Google Earth, 2019) Cuadrícula CRTM-05



#### 4.1.2 Uso y cobertura del suelo

Para realizar una caracterización del uso y cobertura actuales de la cuenca del río Copey se recurrió al análisis de las imágenes satelitales disponibles por medio de la base de datos de Google Earth en internet y al mapa de cobertura del suelo de Costa Rica del año 2005 (ITCR, 2014). En la Figura 4.5 se muestra un mosaico de las imágenes que abarcan el área de estudio y que fueron tomadas en 2019. 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 4.5.

Figura 4.5. Mosaico de imágenes satelitales mostrando la cobertura del suelo del área de la cuenca del río Copey (Fuente: Google Earth, 2019 Cuadrícula CRTM-05)



El mapeo de coberturas de suelo muestra que la cuenca del río Copey presenta una importante cobertura boscosa, prácticamente abarcan el 72% del área de la cuenca. El área restante corresponde a zonas de pastos y cultivos, 24%, y la zona urbana costera apenas un 4%. Un resumen de las áreas que abarcan las principales coberturas de suelo identificadas para la cuenca se muestra en el Cuadro 4.2.

**Cuadro 4.2. Coberturas de suelo predominantes en la cuenca del río Copey hasta el sitio del Proyecto**

Cobertura	Área	
	m <sup>2</sup>	Porcentaje
Forestal	11.9	72%
Pastos	2.7	16%
Urbano	0.7	4%
Cultivos	1.4	8%
Total	16.6	100%

#### 4.1.3 Geología y geomorfología

En el mapa geológico de la cuenca del río Tusubres, disponible en el Atlas de Cuencas del IMN (Figura 4.6), se muestra la región de la cuenca del río Copey donde se encuentra la subcuenca asociada al cauce que pasa cerca del AP. La geología de esta subcuenca en estudio presenta las siguientes formaciones:

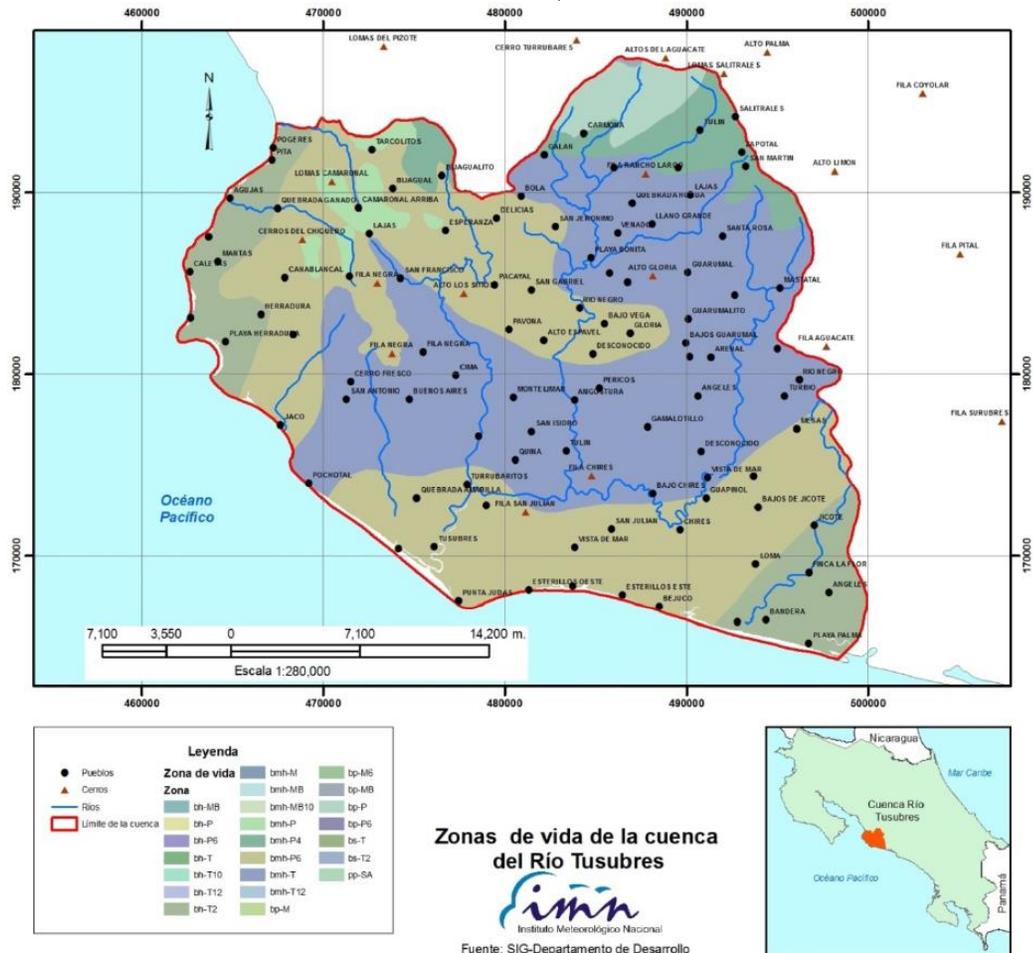
- Rocas ígneas submarinas del Cretácico Superior Pleistoceno (cuenca superior)
- Rocas sedimentarias marino-someras y transición del Holoceno (cuenca inferior)

#### 4.1.4 Zonas de Vida

En el área de mayores elevaciones de la cuenca la clasificación para las zonas de vida es de bosque pluvial montano bajo, seguido de bosque pluvial premontano. Conforme inicia el descenso de la elevación la clasificación pasa a ser del tipo bosque muy húmedo premontano transición a pluvial y transición a basal dentro de esta área existen dos sectores categorizados como bosque muy húmedo premontano. En la zona noroeste del litoral existe una zona cubierta por bosque húmedo tropical transición a perhúmedo. El área central de la cuenca iniciando desde la parte alta avanzando a la media y finalizando en la parte baja la clasificación es de bosque muy húmedo tropical. En el extremo sureste de la cuenca la clasificación es del tipo bosque muy húmedo premontano transición a basal y bosque húmedo tropical transición a perhúmedo. En la Figura 4.7 se muestra el mapa con la clasificación por zonas de vida para la cuenca del río Tusubres a la cual pertenece la subcuenca del río Copey definida hasta la colindancia del mismo con el AP.



Figura 4.7. Zonas de vida de la cuenca del río Tusubres  
 Fuente: IMN, 2009



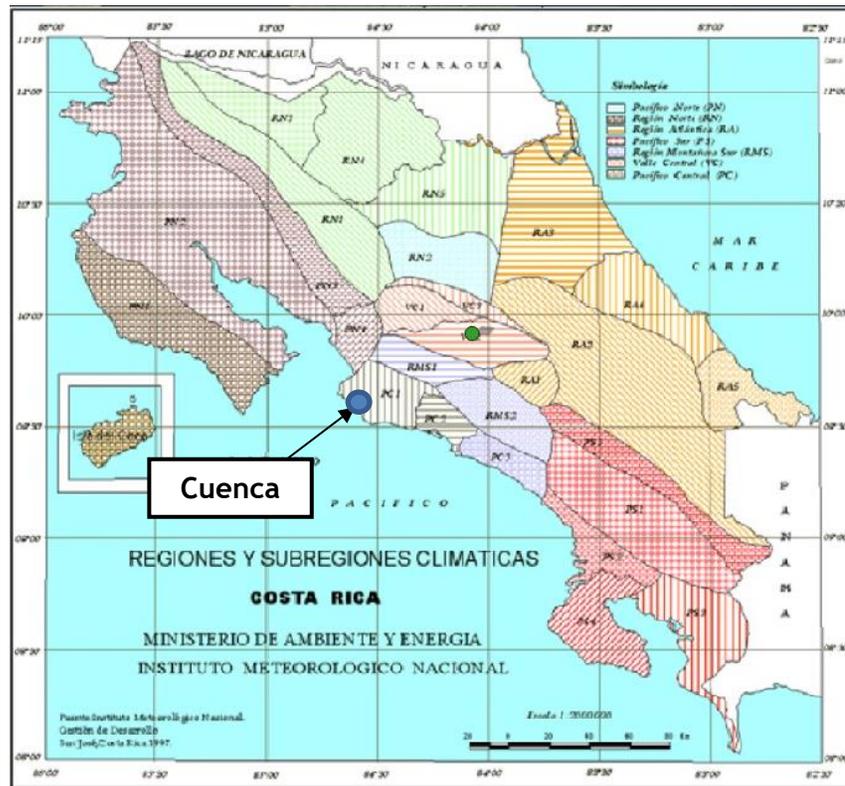
#### 4.1.5 Caracterización climática regional

##### 4.1.5.1 Clima

Climatológicamente el área de estudio se encuentra dentro de la Región Pacífico Central (Figura 4.8), 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 representa una transición entre los tipos de clima Aw y Am, climas ecuatoriales con una estación seca bien definida en el invierno boreal (Aw) o una estación seca corta (Am) con un

comportamiento tipo monzónico. En ambos casos, las temperaturas medias mensuales están siempre por encima de los 18°C y con precipitaciones durante la mayor parte del año.

Figura 4.8. Mapa de regiones y subregiones climáticas de Costa Rica - Instituto Meteorológico Nacional (Fuente: Solano y Villalobos, 1997)



La Región Pacífico Central se caracteriza por una notable heterogeneidad de temperaturas y precipitaciones, causada fundamentalmente por la configuración de las cadenas montañosas y por la marcada variabilidad altitudinal. El régimen de precipitaciones dentro de la región se ve afectado por la interacción entre los cerros costeros -que se constituye en una barrera orográfica hacia el noreste de la región- y la influencia marítima del Océano Pacífico. Cerca de la costa las precipitaciones tienden a ser mayores que en los valles intermontanos; asimismo la estación seca en el interior es bien marcada, mientras que en la costa apenas significa una reducción de la cantidad de precipitación.

Las precipitaciones en esta región son de alta intensidad, provocadas por la humedad traída por los vientos alisios del suroeste, por la acción de las brisas marinas y por procesos convectivos (Brenes y Saborío, 1995). Entre julio y octubre los alisios del suroeste se intensifican cuando la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT) se encuentra en su posición más septentrional, directamente sobre la latitud de Costa Rica. Las lluvias producidas por este mecanismo son

usualmente torrenciales. Cuando la ZCIT se desplaza hacia el sur se inicia la estación seca en estos sectores; su duración es típicamente de 3 a 4 meses y las precipitaciones se reducen significativamente (Brenes y Saborío, 1995).

La variabilidad climática dentro la región Pacífico Central se puede describir mediante tres subregiones climáticas definidas por el IMN, como se muestra Cuadro 4.3 y en la Figura 4.8 (Solano y Villalobos, 1997). El Área de Proyecto -incluida la cuenca del río Copey se ubica enteramente dentro de la subregión “PC1”.

**Cuadro 4.3. Características de las subregiones climáticas de la Región Pacífico Central (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)
PC1	3122	>30	18 a 23	28	140	3
PC2	3689	30	22	26	163	2
PC3	3923	25	19	22	148	3

#### 4.1.5.2 Precipitación media

Como se mencionó antes, el Área de Proyecto se encuentra dentro de la subregión PC1, la cual es una zona de transición entre el clima del Pacífico Norte y el clima propiamente del Pacífico Central. El Instituto Meteorológico Nacional cuenta con estaciones pluviométricas, de las cuales la estación Puntarenas es representativa de la subregión más al sur del Pacífico Norte, mientras que la estación Damas (Quepos) lo es de la subregión PC2 del Pacífico Central. Puntarenas se ubica a 40 km del Área de Proyecto, mientras que la distancia desde Quepos es de 65 km. Es de esperar que la precipitación en el Área de Proyecto tenga características intermedias entre ambas. La información de precipitación media mensual para las dos estaciones consideradas se presenta en el Cuadro 4.4 así como en la Figura 4.9.

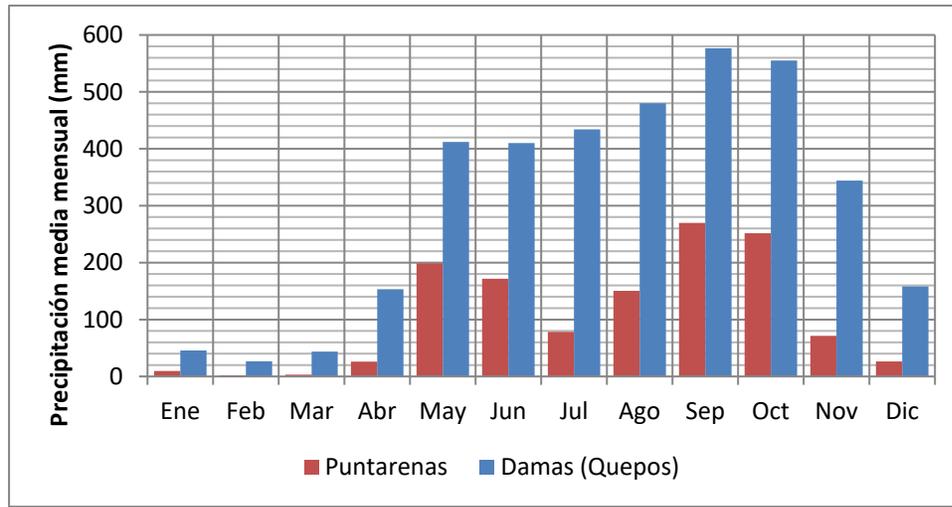
**Cuadro 4.4. Precipitación media mensual (en mm) en estaciones cercanas a la cuenca del Río Copey (Fuente: IMN)**

Estación Puntarenas (1997-2016)												
Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
9,6	2	3,1	26,1	198,9	172	78,3	150,4	269,8	251,6	71	26,5	1259,4

Estación Damas (Quepos) (1984-2016)

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
45,7	26,7	43,8	153,2	412	410	434,1	480	576,7	555,2	344	158,2	3639,9

Figura 4.9. Precipitación media mensual en las estaciones Damas (Quepos) y Puntarenas, período 1984-2016. (Fuente: IMN)



Resulta notorio, según los datos anteriores, que en Quepos llueve anualmente prácticamente el triple que en Puntarenas. Los patrones estacionales son muy similares, aunque conforme se avanza hacia el sur la época seca no es tan marcada, es más corta y se acusa la ausencia del “veranillo” del mes de julio. Podría deducirse que la precipitación en el río Copey se asemeja más a la de la Est. Damas, que a la de Puntarenas.

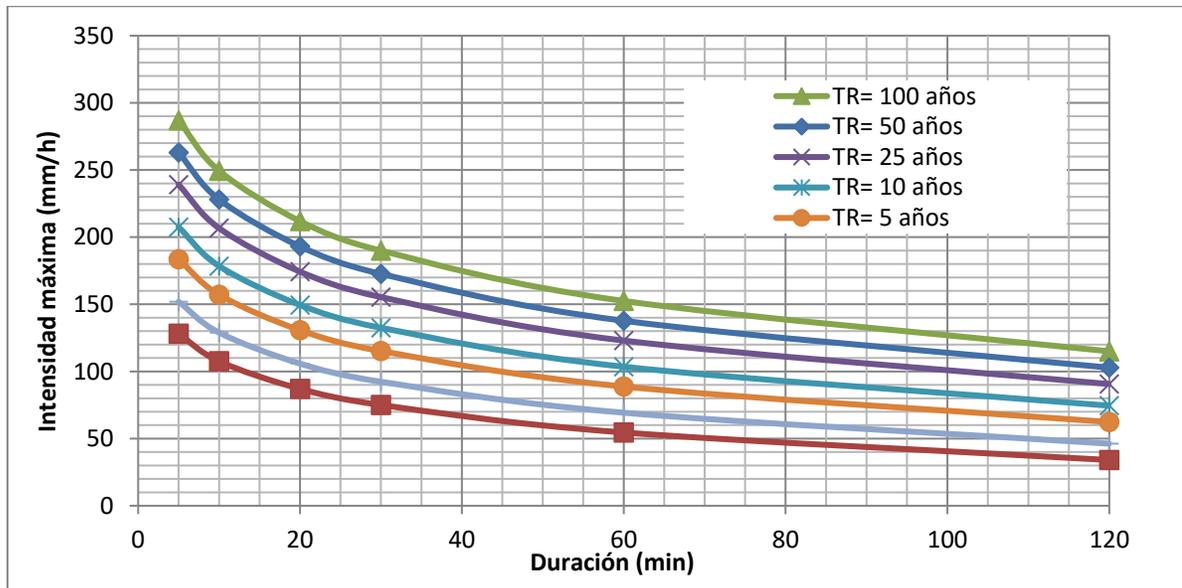
#### 4.1.5.3 Intensidades de precipitación

En el apartado 3.2.2 se presentaron las curvas de intensidad-duración-frecuencia para la ciudad de Puntarenas (Vahrson, Alfaro y Arauz, 1992) y se justificó su uso para el presente proyecto. Se vuelven a presentar a continuación la ecuación de la relación i-d-f y su representación gráfica para diferentes períodos de retorno.

$$i = 175,65 - 29,58 \times \ln(d) + (43,05 - 5,32 \times \ln(d)) \times \ln(TR) \quad (5)$$

donde *i* es la intensidad máxima (en mm/h), *d* la duración de la lluvia (en min) y *TR* el período de retorno (en años).

Figura 4.10. Curvas i-d-f para la estación Puntarenas empleadas para el estudio  
(Fuente: Vahrson et. al., 1992)



#### 4.1.6 Condiciones del cauce del río Copey en el terreno en estudio

Las condiciones actuales del río Copey en las cercanías del terreno donde se ubicará el proyecto Delegación Policial de Jacó se observan en la Figura 4.11. Se puede apreciar la existencia de suelos de material fino en las márgenes, mientras que directamente en el fondo del cauce, tal como se muestra en la Figura 4.12, existe un material granular tipo gravas, de tamaño menor de 1-3 cm. Tanto las márgenes del cauce principal como las márgenes tienen presencia de vegetación, excepto en ciertas zonas urbanizadas. En la zona de la boca del mar es notoria la presencia de una barra de arena que cierra la salida del río durante la estación seca (Figura 4.12). Con las crecientes de la estación lluviosa, la boca se rompe para darle salida al río hacia el mar.

El tramo estudiado en detalle se inicia aguas arriba de la carretera principal, en donde un puente cruza el río, como se muestra en la Figura 4.13 y la Figura 4.14. El tramo tiene una longitud de 300 m, desde aguas arriba del puente hasta el mar.

Figura 4.11. Condición del cauce del río Copey en el sitio de estudio



Figura 4.12. Zona de desembocadura del río Copey en el sitio de estudio



Figura 4.13. Condición del cauce aguas arriba del puente sobre carretera principal



Figura 4.14. Condición del cauce aguas arriba del puente vehicular



## 4.2 ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

La cuenca del río Copey 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 futuro proyecto. Ante esta situación, se decidió emplear diferentes metodologías con el fin de estimar caudales máximos instantáneos para el estudio de inundación:

- Modelado precipitación-escorrentía mediante el modelo HEC-HMS (modelo agregado de análisis de crecientes), para estimación de caudales máximos instantáneos en el punto de control, a partir de tormentas de diseño y características de la cuenca.
- Estimación de caudales máximos instantáneos para el punto de control aplicando un método de envolventes regionales de caudales máximos instantáneos.
- Estimación de caudales máximos instantáneos para el punto de control aplicando la Fórmula Racional. Si bien es cierto, esto es un procedimiento aproximado y aplicable a cuencas más pequeñas, brinda una referencia interesante para valorar los resultados de los otros dos métodos.

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

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

Los modelos de precipitación-escorrentía son el método indirecto más usual que se aplica 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, 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.

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

Tal y como se comentó en la Sección 4.1.5.3, para la definición de tormentas de diseño se tomó como base la información de intensidad-duración-frecuencia de la estación Puntarenas, la cual se asume representativa para la cuenca del río Copey para tormentas de corta duración. Sin embargo, como se explicará más adelante, esta información de Puntarenas no resulta aplicable para tormentas de mayor duración, lo anterior tomando en cuenta que el tiempo de concentración de la cuenca del río Copey es del orden de casi 4 horas.

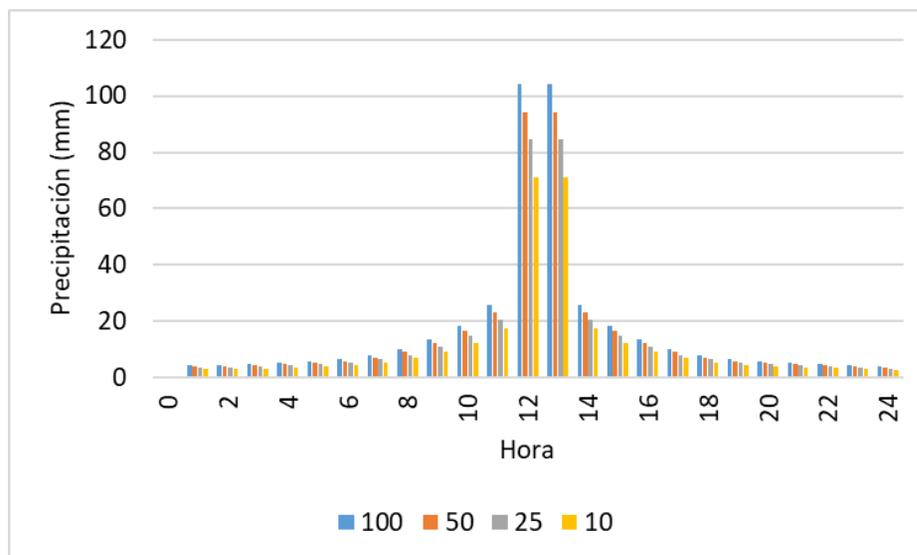
Por lo tanto, se utilizó información de la Est. Damas del IGN (Rojas, 2011). Esta información se extiende hasta duraciones de 24 horas. Para la estimación de la distribución de la lluvia de 24 horas, se utilizaron las tormentas sintéticas del SCS, utilizándose la Tipo III, aplicable para condiciones de la zona caribe de los Estados Unidos, que se consideran conservadoras para el caso de Costa Rica. Las lluvias diarias para varios períodos de retorno se muestran en el Cuadro 4.5.

Cuadro 4.5. Láminas de lluvia, para duraciones de 24 horas. Estación Damas

TR (años)-->	10	25	50	100
P24 (mm)-->	287.0	341.0	381.4	421.2

Los hietogramas de diseño se discretizaron a cada 10 minutos. En la Figura 4.15 se muestran los hietogramas sintéticos del SCS, Tormenta Tipo III, para el modelado precipitación-escorrentía para la cuenca del Río Copey.

Figura 4.15. Tormentas de diseño para el Río Copey, elaboradas a partir de las intensidades de 24 horas y los hietogramas sintéticos del SCS, Tormenta Tipo III



#### 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 Liberia, tomando en cuenta la distribución de geología, 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 4.6). Se consideró que los suelos de la cuenca en estudio corresponden al grupo hidrológico del suelo B.

**Cuadro 4.6. Definición del número de curva CN para la cuenca del río Copey definido en punto de control**

Cobertura	Área		CN
	km <sup>2</sup>	Porcentaje	
Forestal	11.9	72%	66
Pastos	2.7	16%	61
Urbano	0.7	4%	85
Cultivos	1.4	8%	71
Total	16.6	100%	66.4

El valor de la tabla anterior corresponde a un número de curva CN para condiciones antecedentes de humedad tipo II, es decir, condiciones intermedias de lluvia precedente al evento de diseño.

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:

$$S = \frac{25400 - 254 * CN}{CN} \quad (6)$$

$$I_a = k * S \quad (7)$$

Según las recomendaciones del SCS, se adoptó un valor de  $k=0.2$  para la estimación de las abstracciones iniciales. El resumen de estos parámetros se muestra en el Cuadro 4.7.

**Cuadro 4.7. Definición de retención potencial máxima y abstracciones iniciales para la cuenca del río Copey**

Parámetro	Cuenca Río Copey
Valor CN (II) ponderado	66.4
S (mm)	128.7
I <sub>a</sub> (mm)	25.7

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:

$$P_{e,ac} = \frac{(P - I_a)_{ac}^2}{(P - I_a)_{ac} + S} \quad (8)$$

donde  $P_{e,ac}$  es la precipitación efectiva acumulada,  $P$  la precipitación total acumulada,  $S$  la retención potencial máxima e  $I_a$  las abstracciones iniciales, todas cantidades en mm. De esta manera, a la precipitación total se le restan las abstracciones por interceptación 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.

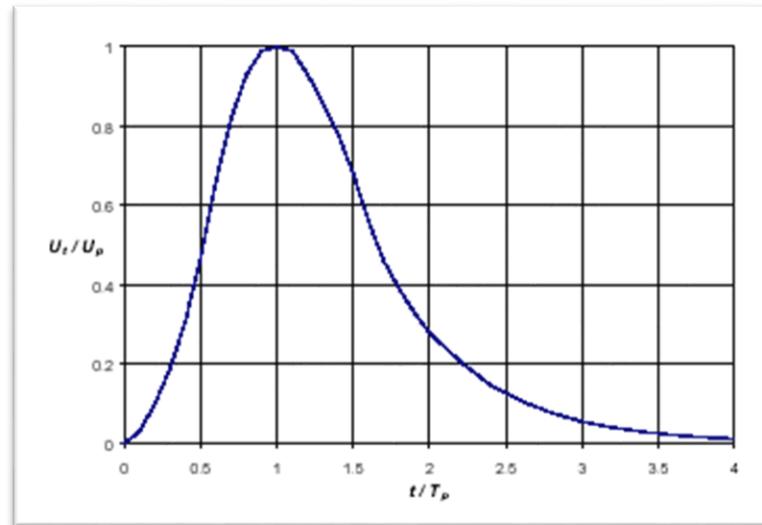
#### **4.2.1.3 Modelo de transformación precipitación-escorrentía**

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 que 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 4.16 (Chow et.al., 1994).

Figura 4.16. 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:

$$U_p = \frac{0.208 * A}{T_p} \quad (9)$$

donde A es el área de la cuenca, en km<sup>2</sup> y  $T_p$  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:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_{lag} \quad (10)$$

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 se consideraron varias fórmulas aceptadas en la literatura técnica (Chow et.al., 1994). Los resultados de las mismas se muestran en el Cuadro 4.8.

**Cuadro 4.8. Estimación de tiempo de concentración para la cuenca del río Copey**

	<b>Fórmula de tiempo de concentración</b>	<b>Cuenca R. Copey</b>
Tiempo de concentración (min)	Kirpich (con T&S)	140.8
	Bransby Williams (Australia, con T&S)	292.9
	DGC (España, con T&S)	258.4
	Témez (con T&S)	249.5
	<b>Tiempo de concentración escogido</b>	<b>235.4</b>

Es usual utilizar la fórmula de Kirpich, pero se observa que para la cuenca del R. Copey, con muy baja pendiente, esta fórmula tiende a subestimar el tiempo de concentración. Se utilizó un promedio de las 4 fórmulas, en las cuales la pendiente de la cuenca se ha estimado mediante

el proceso ponderado de Taylor y Schwarz. Todas estas ecuaciones utilizan el pendiente del cauce y su longitud.

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

$$t_{lag} = 0.6 * t_c \quad (11)$$

Se calculó 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 4.9. Los cálculos se basaron en las características morfométricas (longitud de cauce principal, pendiente media del cauce) calculadas para la cuenca.

**Cuadro 4.9. 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)	235.4
Tiempo de retardo $t_{lag}$ (min)	141.2
Caudal unitario pico $U_p$ ( $m^3/s-mm$ )	1.42
Tiempo al pico del H.U. $T_p$ (min)	146.2

Los parámetros anteriores permiten estimar el hidrograma unitario sintético para la cuenca del río Copey, para una duración efectiva de precipitación de 10 minutos (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, obtenidas a partir de las lluvias respectivas de 24 horas de duración (según el período de retorno) y una distribución según las Tormentas Sintéticas

del SCS, Tormenta Tipo III. Las tormentas de diseño se derivaron empleando la relación i-d-f para la Estación Damas.

- 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 un promedio de varias ecuaciones.
- Discretización temporal de 10 minutos para las simulaciones.

Los resultados obtenidos del modelo se resumen en el Cuadro 4.10. Los resultados mostrados en el cuadro se refieren el caudal máximo instantáneo, lámina de precipitación total y lámina de precipitación efectiva (lámina de escorrentía) para los tres períodos de retorno analizados. El detalle de los resultados del modelo HEC-HMS se incluye en el Anexo.

**Cuadro 4.10. 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**

Cuenca	Tormenta		
	SCS TR 25a	SCS TR 50a	SCS TR 100a
Río Copey en sitio de Proyecto	193.6	225.9	258.0

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

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:

$$Q_{m\acute{a}x} = C * A^n \quad (12)$$

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:

$$Q_{m\acute{a}x} = 1.3 * C * \left(\frac{A}{2.59}\right)^{0.936 * A^{-0.048}} \quad (13)$$

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 climática, 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 las mismas, 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:

$$K_{Creager} = \left( \frac{A}{2.59} \right)^{0.936*A^{-0.048}} \quad (14)$$

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 Pacífico encontraron los valores de C de Creager para las envolventes correspondientes a diferentes períodos de retorno que se muestran en el Cuadro 4.11. Los caudales máximos instantáneos estimados, así como la  $K_{Creager}$  se muestran también en el Cuadro 4.11.

**Cuadro 4.11. Estimación de caudales extremos para la cuenca del río Liberia mediante envolventes regionales de caudales máximos instantáneos (según Jiménez y Chacón, 1998)**

TR (años)	A (km <sup>2</sup> )	$K_{Creager}$	$C_{Creager}$	Q (m <sup>3</sup> /s)
25	16.58	5.94	37	219.6
50			44	261.2
100			50	296.8

#### 4.2.3 Estimación de caudales de diseño por el método de la Fórmula Racional

Este método se aconseja para cuencas de pequeño tamaño, de menos de 5 km<sup>2</sup>. Sin embargo, para efectos comparativos, se ha utilizado en el presente caso.

El Método Racional se basa en el concepto de que el caudal máximo instantáneo que se puede generar a partir de la escorrentía de una cierta área de drenaje es directamente proporcional a la intensidad de una lluvia uniforme y homogénea de igual duración que el tiempo de concentración de la cuenca. La constante de proporcionalidad entre caudal e intensidad de la lluvia es el producto del área superficial de drenaje y de un coeficiente de escorrentía, definido por las pendientes del sitio, por el tipo de suelos y por la cobertura del suelo.

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{C \times A \times i_{tc}}{3,6}$$

donde  $Q_{m\acute{a}x}$  es el caudal máximo instantáneo [ $m^3/s$ ],  $C$  es el coeficiente de escorrentía,  $A$  el área superficial de drenaje [ $km^2$ ] e  $i_{tc}$  la intensidad de la lluvia para el tiempo de concentración del área de drenaje [ $mm/h$ ].

#### Coeficientes de escorrentía

Los coeficientes de escorrentía se definieron con base en recomendaciones disponibles en diferentes fuentes bibliográficas (por ejemplo, Chow et.al., 1994 y Viessman 2003), a partir de las observaciones en sitio, de las pendientes de las cuencas y del análisis de las imágenes de satélite disponibles. En el Cuadro 4.12 se resumen los valores escogidos para los coeficientes de escorrentía para cada subcuenca.

**Cuadro 4.12. Coeficientes de escorrentía estimados para la cuenca R. Copey**

Usos de Suelo	Area ( $km^2$ )	% Area	10	25	50	100	500
Forestal	11.86	72%	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58
Pastizales	2.66	16%	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Urbano	0.66	4%	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Cultivos	1.40	8%	0.53	0.57	0.61	0.65	0.71
Total/Ponderado	16.58	100%	0.44	0.48	0.51	0.55	0.61

#### Tiempo de concentración e intensidad de diseño de la lluvia

Para estimar la intensidad de diseño de la lluvia es necesario primero determinar el tiempo de concentración de cada cuenca. Para ello se recurrió inicialmente a la comparación de varias fórmulas empíricas de cálculo de tiempo de concentración (Kirpich, Sheridan, fórmula australiana). Dichas expresiones empíricas están formuladas en función de características de flujo dentro de las subcuencas, por lo que usualmente se expresan en términos de la longitud del cauce principal y su pendiente media. De las diferentes ecuaciones analizadas se decidió emplear los resultados dados por la ecuación de Kirpich, la cual se puede escribir como:

$$t_c = 3,97 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,77} \quad (15)$$

donde  $t_c$  es el tiempo de concentración (en minutos),  $L$  la longitud del cauce principal (en km) y  $S$  la pendiente media del cauce principal. Esta pendiente se ha tomado como la pendiente ponderada según el criterio de Taylor y Schwarz, explicado anteriormente. El valor obtenido es de 140.80 minutos.

Las intensidades de la lluvia corresponden, como se explicó, a las curvas IDF para la Est. Puntarenas. En el Cuadro 4.13 se resumen los resultados del cálculo de caudales pico para los diferentes períodos de retorno.

Cuadro 4.13. Caudales pico para períodos de retorno de 10 a 100 años, Fórmula Racional

Parámetro	TR (años)					
	2	5	10	25	50	100
TR	2	5	10	25	50	100
C	0.38	0.42	0.44	0.48	0.51	0.55
I (mm/hr)	23.81	36.63	46.33	59.16	68.86	78.56
Q (m3/s)	41.53	70.38	93.56	130.53	161.66	199.15

#### 4.2.4 Comparación de las estimaciones de caudal de diseño

Se emplearon tres metodologías hidrológicas conceptualmente diferentes para la estimación de los caudales de diseño. Se recurrió a elaborar un modelo precipitación-escorrentía para estimar -a partir de tormentas de diseño sintéticas y registradas en las cercanías del área de estudio- el hidrograma de respuesta de la cuenca del río Copey y el correspondiente caudal máximo instantáneo. Por otro lado, Se utilizó el método de coeficientes de envolventes regionales de caudales máximos instantáneos. Finalmente se utilizó la Fórmula Racional que, aunque nos aconseja para cuencas del tamaño de la del R. Copey, dan un valor de comparación valioso.

Los resultados obtenidos se muestran gráficamente en la Figura 4.17, donde se presenta las estimaciones de caudales máximos instantáneos para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años. Se aprecia cómo los resultados arrojados por la simulación en HEC-HMS son mayores que los obtenidos a través de la estimación por coeficiente regional de Creager.

Figura 4.17. Comparación de las estimaciones de caudales de diseño para el río Copey



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 para el análisis de inundación:

- 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).
- Envolvertes regionales:
  - 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 Pacífico Norte podría afectar la aplicabilidad del método.

- **Fórmula Racional:**
  - Utiliza la misma información de intensidades de lluvia que el modelo HEC-HMS, basado en información de la Est. Puntarenas.
  - La cuenca y sus características, así como las condiciones antecedentes de humedad, quedas representada en un parámetro empírico, el Coeficiente de Escorrentía.
  - La conversión a escorrentía se basa en un concepto muy simple, que no considera la distribución horaria de la lluvia.

Tomando en cuenta los aspectos anteriores, y considerando que el modelo precipitación-escorrentía es más robusto que la otra metodología utilizada al tomar en cuenta aspectos locales de la cuenca que no son considerados por el método de envolvente y como el caudal en todos los periodos de retorno dados por el modelo del HEC-HMS arrojan medio entre los otros métodos utilizados, se decide elegir como caudales de diseño los obtenidos mediante el modelo precipitación-escorrentía. Los caudales máximos definidos para la cuenca se muestran en el Cuadro 4.14.

**Cuadro 4.14. Caudales máximos definidos para la cuenca en estudio**

Cuenca	Periodo de retorno (años)		
	25	50	100
Río Copey en sitio proyecto Delegación Policial de Jacó(m <sup>3</sup> /s)	193.6	225.9	258.0

#### 4.3 MODELIZACIÓN HIDRÁULICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

##### 4.3.1 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 Copey, 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 en los sitios de los puentes actuales.

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 longitudinalmente) 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 tabularmente 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.

#### 4.3.2 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:

$$v = \frac{1}{n} * \sqrt{S} * R_H^{2/3} \quad ( 16 )$$

donde:

- $v$ : es la velocidad media en la sección transversal (m/s)
- $n$ : es el coeficiente de rugosidad de Manning
- $S$ : es la pendiente de la línea de energía del flujo
- $R_H$ : es el 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:*

$$n = C * k_s^{1/6} \quad ( 17 )$$

donde  $k_s$  (en metros) está correlacionado con el tamaño de la partícula y C es un coeficiente que varía dependiendo del diámetro de partícula utilizado para el cálculo, usualmente con el  $d_{50}$  se utiliza un valor de  $C=0.034$ , mientras que con el  $d_{90}$  se utiliza un valor de  $C=0.038$ . Supone condiciones de lecho rígido y una variación de n sólo con la rugosidad absoluta del lecho.

*Hey:*

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 * \log \left( \frac{11.75 * R_H}{3.5 * d_{84}} \right) \quad ( 18 )$$

$$n = \frac{R_H^{1/6} * \sqrt{f}}{8.86} \quad ( 19 )$$

donde  $R_H$  es el radio hidráulico del flujo,  $d_{84}$  es el tamaño de partícula (para el que el 84% del sedimento es más fino) y f el 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:*

$$n = \frac{0.0926 * R_H^{1/6}}{1.16 + 2 * \log \left( \frac{R_H}{d_{84}} \right)} \quad ( 20 )$$

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):

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m \quad (21)$$

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

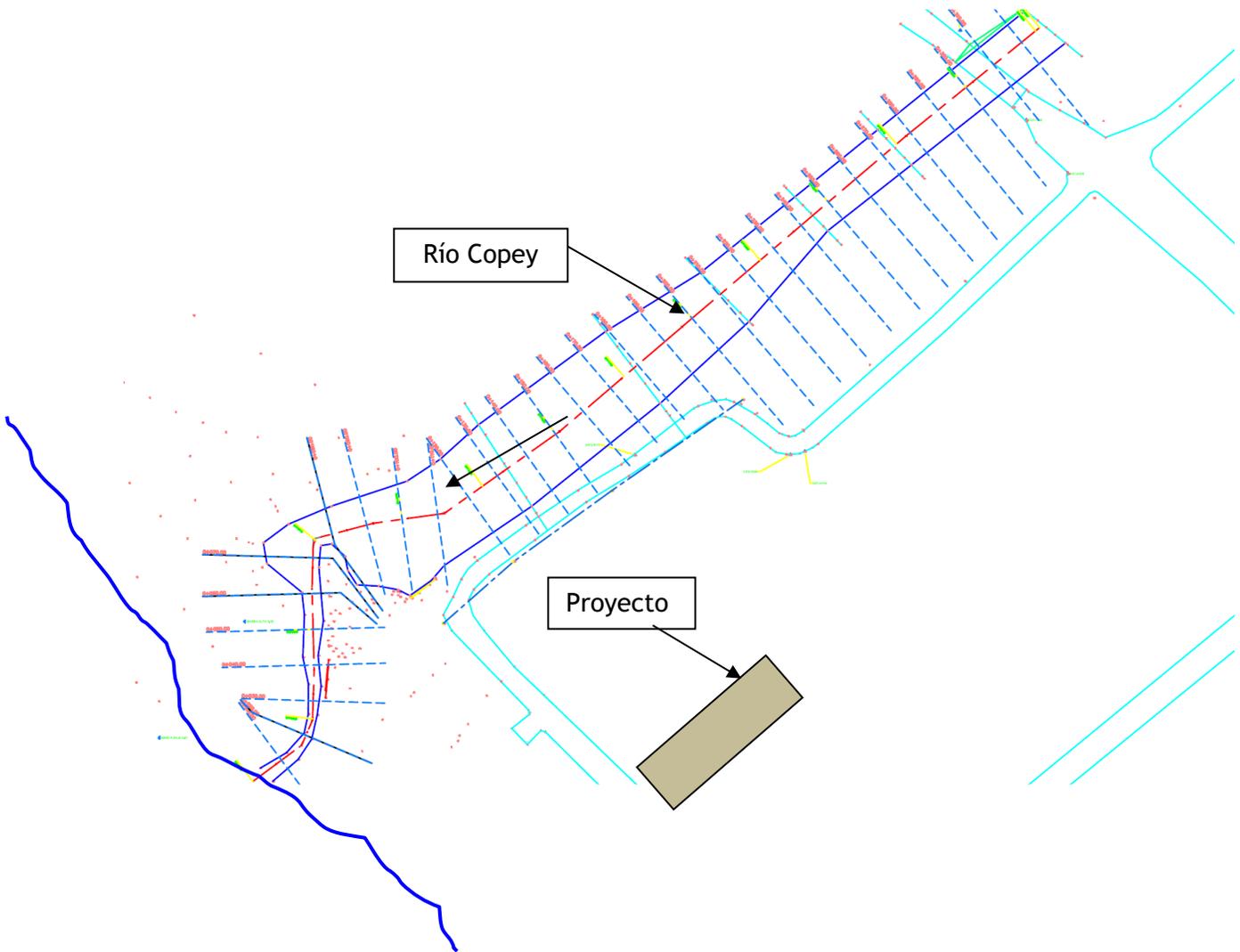
*Grado de sinuosidad (m)*

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

**4.3.3 Modelo hidráulico del río Copey****4.3.3.1 Modelo en HEC-RAS**

Para construir el modelo del río Copey en el programa HEC-RAS se contó con el levantamiento topográfico de detalle de la zona de estudio, el resultado final es una franja de topografía de 300 m de largo y 40-50 m de ancho en promedio que representa la geometría de la zona de estudio mediante secciones transversales ubicadas a cada 10 m en promedio. Se cuenta con 27 secciones transversales topográficas, las cuales se emplearon para definir el modelo hidráulico del río. En el tramo a modelar se entre el puente sobre la carretera principal del centro de Jacó, el del extremo aguas arriba, hasta la desembocadura del río Copey en la playa de Jacó. La Figura 4.18 muestra la planta del modelo en el programa HEC-RAS. El Cuadro 4.17 muestra un resumen de las secciones de puentes y estructuras existentes que se incorporaron al modelo.

Figura 4.18. Vista en planta del modelo del río Copey en HEC-RAS



**Cuadro 4.17. Resumen de parámetros del modelo del río Copey en el sitio de estudio del proyecto Delegación Policial de Jacó en HEC-RAS**

Características geométricas	
Número de secciones	27
Estación aguas abajo	0+060
Estación puente	0+310.
Estación aguas arriba	0+320
Condiciones de frontera	
Condición de frontera aguas abajo	Nivel de Marea Alta
Condición de frontera aguas arriba	Profundidad normal $s=0.5\%$
Condiciones de caudal	
$Q_{25\text{años}}$	193.6 m <sup>3</sup> /s
$Q_{50\text{años}}$	225.9 m <sup>3</sup> /s
$Q_{100\text{años}}$	258.0 m <sup>3</sup> /s

Con relación a la condición de frontera aguas abajo, por ser la desembocadura al mar, es muy importante tomar en cuenta los niveles altos de las mareas, pues los mismos pueden afectar los niveles hacia aguas arriba.

Para determinar este efecto, primero se buscó la relación entre el nivel de referencia de la topografía del proyecto y el nivel utilizado para medir las mareas. Las mareas se miden con referencias al nivel del mar medio, sin olas, respecto a las bajamares extremas (Nivel de Sicigias). La distancia y la posición de la Luna y el Sol, con respecto a la Tierra, coinciden para favorecer las mareas vivas más altas del año en los equinoccios, que para la zona de Puntarenas y el Pacífico Central pueden exceder 3.0 m.

Como parte del levantamiento topográfico, realizado el 14 de abril, se midió el nivel de la marea alta de ese día, resultando un valor de 2.37 msnm (según la referencia de la topografía). Esa marea ocurrió a las 8:00 am. Según las tablas de mareas publicados por el Instituto Meteorológico ([www.imn.ac.cr](http://www.imn.ac.cr)), para ese día se dio a las 7:41 am y tuvo un valor de 2.44 m (sobre el nivel de sicigias). Esto significa que hay una diferencia de:

$2.37 - 2.44 = -0.07$  m entre el nivel de referencia del proyecto y el nivel de referencia de sicigias.

Por otra parte, se revisaron las mareas máximas esperadas durante todo el año 2020 en Puntarenas, las mismas alcanzan en algunas ocasiones críticas 3.15 m (sobre sicigias), aunque usualmente las mareas altas tienen niveles de entre 2 a 3 m. Para efectos de combinar las avenidas de diseño con niveles altos razonables de las mareas, se decidió utilizar un valor promedio de las mareas máximas mensuales del año 2020, que es de 2.94 m sobre sicigias. De esta forma, el nivel aguas abajo del modelo, se toma como el nivel de una marea con un valor máximo de 2.94 m, que corresponde al siguiente nivel, según el modelo topográfico:

$$2.94-0.07=2.87 \text{ msnrm}$$

Se definió además una frontera aguas arriba considerando flujo uniforme con una pendiente media de 0.5%, según se observa en la topografía.

#### 4.3.3.2 *Coficiente de n de Manning*

Para el cauce del río Copey en la zona del proyecto se tomó un valor de n base de 0.028 que corresponde a un cauce formado por gravas, tal y como se observó en el sitio (Figura 4.19). 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 0.028 en el cauce. Para las llanuras de inundación, ubicadas por encima de la línea topográfica del cauce principal y consistentes de planicies de inundación y con presencia de vegetación, se estimó un coeficiente de 0.035. 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, con excepción de las secciones en las cercanías de la desembocadura, que están formados de arenas, por lo que se utilizó un coeficiente de Manning de 0.024. En el Cuadro 4.18 se resumen los valores de n Manning utilizados en el modelo de este río.

Figura 4.19. Condiciones del cauce del río Copey



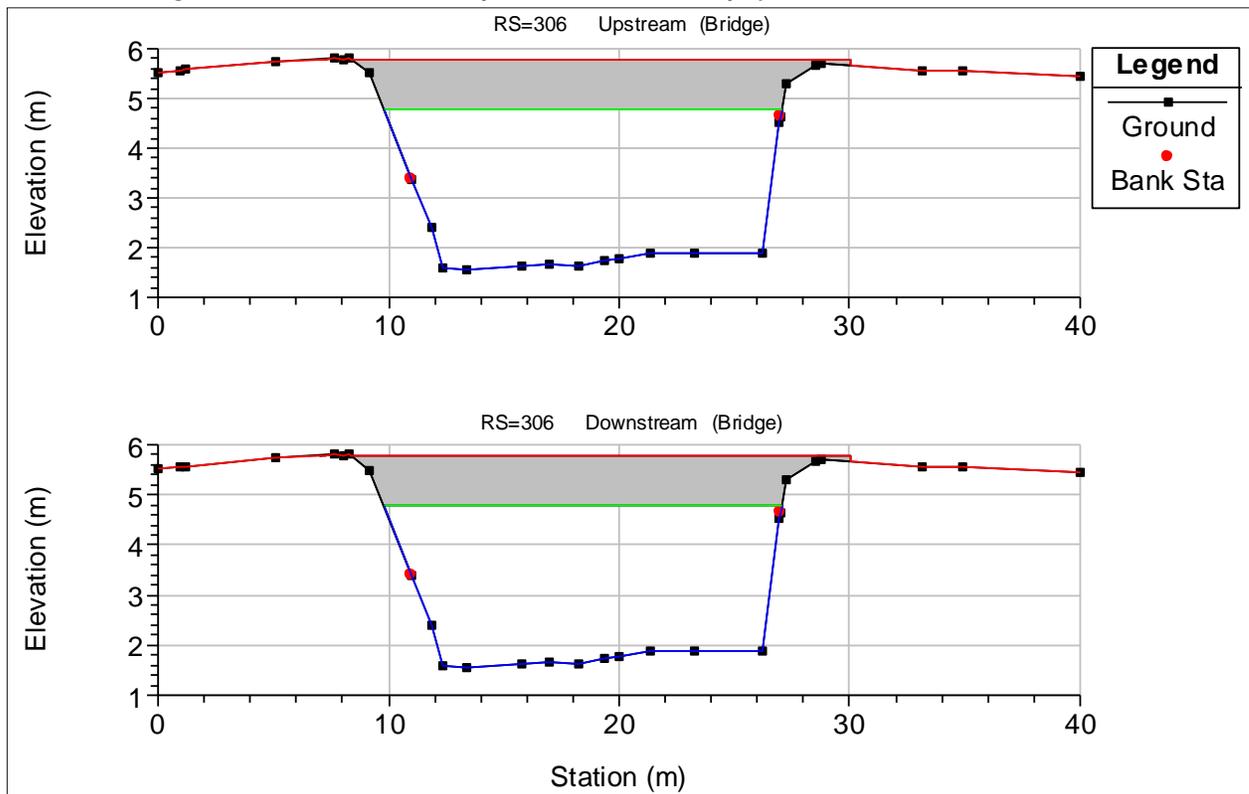
**Cuadro 4.18. Valores finales del coeficiente  $n$  de Manning para el río Copey (según metodología y tablas de Arcement y Schneider, 1989)**

Llanura inundación izquierda	Cauce principal	Llanura inundación derecha
0.035	0.028	0.035

#### 4.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE CAPACIDAD DEL CUERPO RECEPTOR

En la simulación hidráulica se consideró dentro del modelo de HEC-RAS la presencia de un puente que cruza el río Copey sobre la carretera principal de la ciudad de Jacó. En la Figura 4.21 se muestra la geometría utilizada para este puente, según la información topográfica recabada.

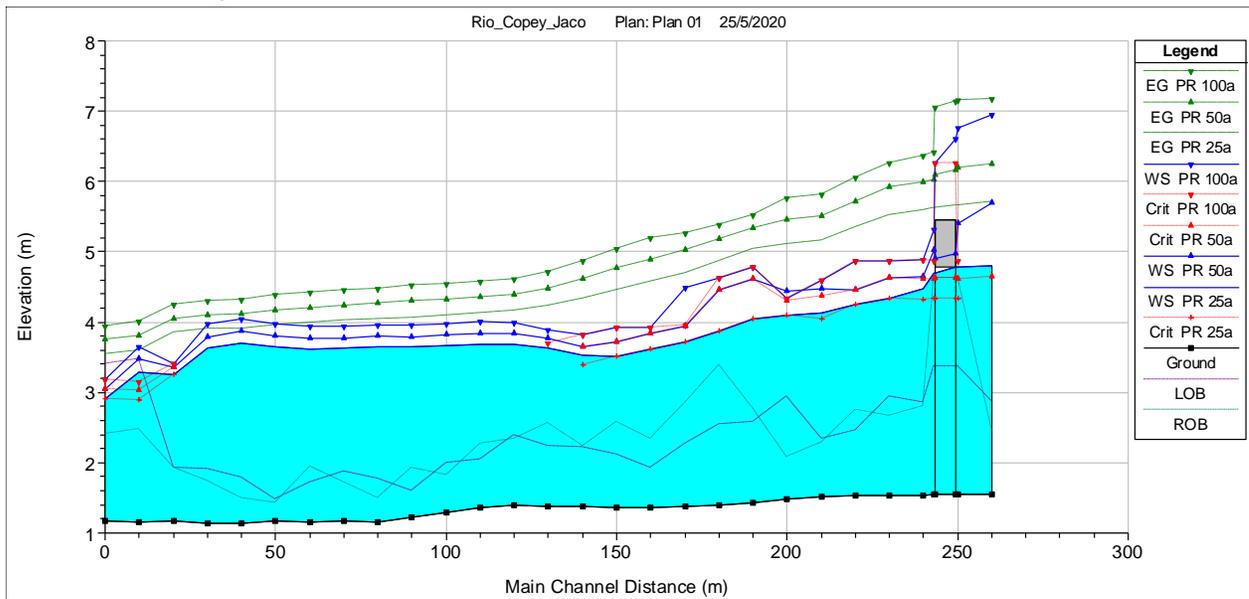
**Figura 4.20. Definición de puente sobre río Copey en la modelación HEC-RAS**



Las simulaciones en HEC-RAS permitieron obtener las condiciones de flujo del río Copey en el tramo del río estudiado. La Figura 4.21 muestra el perfil del río para los caudales simulados.

Para todos los caudales simulados, el flujo se encuentra cerca de la condición crítica prácticamente en la totalidad del tramo estudiado.

Figura 4.21. Perfil hidráulico de los resultados del modelo en HEC-RAS



Se observa que el puente tiene poca capacidad, pudiendo pasar la avenida de 25 años de período de retorno. La losa superior está a la cota 5.79 msnm, y para esa avenida el nivel aguas arriba alcanza la cota 4.79 msnm.

La avenida de 50 años de período de retorno apenas puede pasar por el puente sin sobrepasar la losa, siendo el nivel del agua, aguas arriba, la cota 5.40 msnm (40 cm bajo nivel de la losa).

La situación se complica para la avenida de 100 años de período de retorno, en la cual el río pasa sobre el nivel de la losa, en la cota 6.61 msnm, es decir 0.82 m por encima.

La extensión de la zona de inundación para un evento con período de retorno de 100 años se muestra en el mapa de la Figura 4.22. Este período de retorno es el más usual para delimitar zonas de inundación, por lo que se adoptarán los resultados como escenario para cuantificar esta amenaza. Se observa que el río Copey, aguas arriba del puente, se desborda. Por falta de topografía no fue posible identificar con certeza las zonas de desborde, en todo caso, este no es el objetivo del presente estudio, sino determinar la amenaza del río al Proyecto.

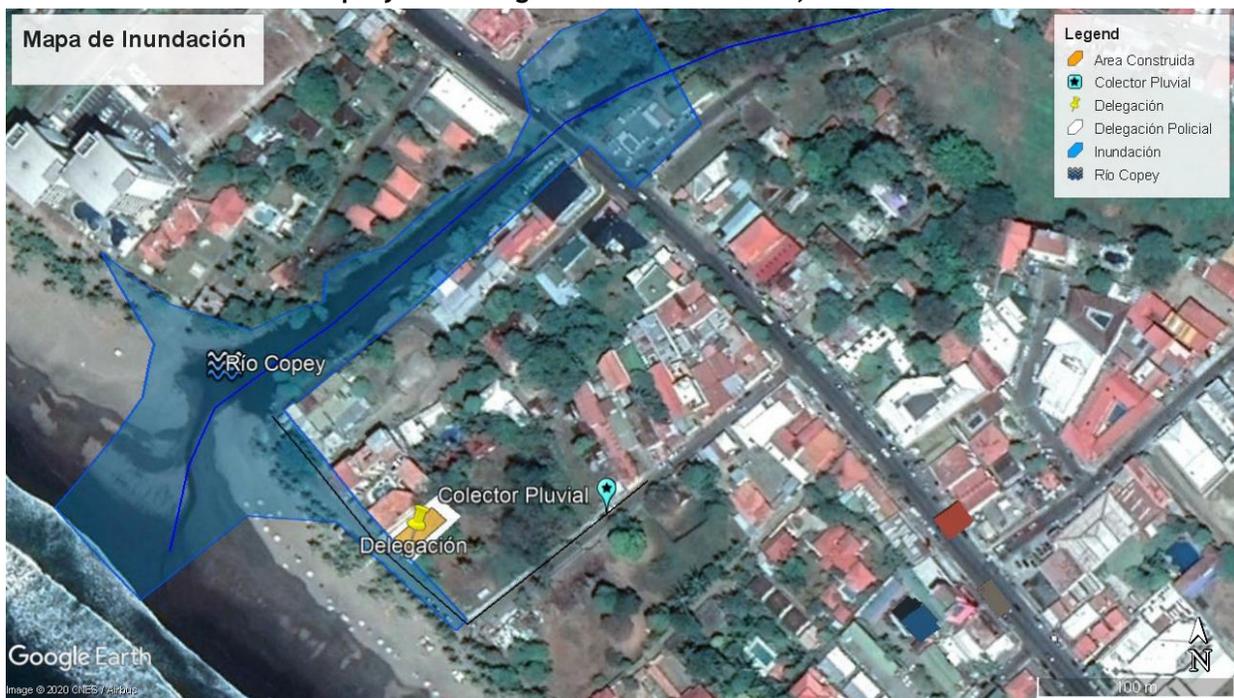
Los niveles del río en la zona al inicio de la playa llegan a la cota 4.00 msnm, como se puede observar en la Figura 4.22. El nivel de la calle frente a la playa está entre las cotas 3.50 y 3.60

msnm, y el nivel del terreno en donde se construirá el proyecto tiene cotas entre la 3.60 y 3.90 msnm. Eso significa que, en un evento de este tipo, la calle frente a la playa se inundará unos 0.50 m, y el terreno propiamente unos 0.30 m.

Se estima que no existirá problema para el proyecto, pues se trata de una magnitud que se puede prever en el diseño, asegurándose que los niveles de pisos terminados están sobre la cota 4.20 msnm (considerando un borde libre de 0.20 m). Asimismo, es posible la construcción de un muro perimetral en la zona de acceso al lote, de 0.60 m de altura, así como la construcción de ciertas rampas en las zonas de acceso.

Además, aunque la esorrentía que se origina en el proyecto es pequeña, será necesario construir un tanque de almacenamiento de aguas pluviales, que no podrán ser descargadas hacia el sistema de alcantarillado, en caso de ocurrir este tipo de avenidas tan extrema.

**Figura 4.22. Mapa de Zonas Inundables Creciente TR=100 años en inmediaciones de terrenos de proyecto Delegación Policial de Jacó, HEC-RAS**



Por lo tanto, a partir de los resultados se concluye que la amenaza de avenidas importantes del río Copey al proyecto, es apenas tangencial, implicando la consideración de pequeños muros perimetrales y de un sistema de almacenamiento de aguas pluviales, las cuales no se podrían descargar en caso de presentarse avenidas extremas.

## 5. EVALUACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES HIDROLÓGICAS

Se analizó un terreno ubicado frente al mar en la ciudad de Jacó, cantón de Garabito, en donde se planea desarrollar una Delegación Policial, ubicada a unos 100 m de la margen izquierda del río Copey. Se evaluó la generación de escorrentía dentro del Área de Proyecto, para condiciones pre-desarrollo y post-desarrollo. Posteriormente se delimitó y caracterizó la cuenca hidrográfica del río Copey, cercano al Área de Proyecto, 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 comparó respecto a la ubicación del Proyecto.

### 5.1 EVALUACIÓN DE RESULTADOS DEL SEGMENTO A

En cuanto a la generación de escorrentía en el terreno del AP (“Segmento A”), se concluye que se puede esperar un incremento de hasta un 50% en el caudal de escurrimiento superficial proveniente de la finca a desarrollar, y de sus terrenos colindantes, producto del cambio en la cobertura del suelo, comparando la condición post-desarrollo con la condición actual del lote en verde. Si se toma en consideración el hecho de que previamente en este lote existía una construcción de cerca de 270 m<sup>2</sup>, el desarrollo del lote con el nuevo proyecto no tendrá un impacto sobre el cuerpo receptor del desfogue pluvial.

Si bien porcentualmente el incremento estimado, aun en el escenario más desfavorable, es apreciable, en términos absolutos los caudales adicionales a desfogar al río Copey no incrementarán en más de 0.017 m<sup>3</sup>/s. Considerando que este río maneja ordinariamente crecientes con caudales pico de 50 m<sup>3</sup>/s o más, se valora que el efecto del Proyecto sobre el cauce del río Copey es despreciable, tomando en cuenta además la muy baja probabilidad de concurrencia de caudales extremos de escorrentía provenientes del área del proyecto y caudales pico de creciente en el río Copey de forma simultánea.

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 Copey.

### 5.2 EVALUACIÓN DE RESULTADOS DEL SEGMENTO B

En cuanto a la amenaza de inundación, dada la cercanía del terreno con el río Copey (“Segmento B”), se procedió a estimar caudales de creciente en el río Copey, mediante simulaciones precipitación-escorrentía empleando el modelo del hidrograma unitario en el HEC-HMS. Para

este último método, se estimaron lluvias de 24 horas con base en datos directos de la estación meteorológica Damas y se asignaron distribuciones temporales según las tormentas sintéticas del SCS. Se emplearon los resultados de esta metodología, estimándose un caudal de 100 años de período de retorno de 258 m<sup>3</sup>/s. El resultado es consistente con el comportamiento regional del Pacífico Central.

Una vez estimados los caudales, se procedió a realizar las simulaciones hidráulicas en una dimensión empleando el modelo HEC-RAS. A partir de los resultados de las simulaciones se determinó que el terreno donde se ubicará el proyecto no tiene un potencial de inundación que afecte directamente la zona a desarrollar con infraestructura del proyecto planteado para la Delegación Policial. Sin embargo, un evento de dicha magnitud, la calle frente a la playa se inundará unos 0.50 m, y el terreno propiamente unos 0.30 m, con relación a su nivel actual.

Se estima que no habrá ningún problema en prever protecciones al frente de la propiedad previendo niveles máximos del agua en la cota 4.00 msnm, lo que implica la construcción de un pequeño muro perimetral de 0.60 m, así como la construcción de ciertas rampas en las zonas de acceso que eviten el ingreso de agua ante situaciones tan excepcionales como la crecida de 100 años de período de retorno. Asimismo, resulta conveniente que los niveles de piso terminado de la obra esté en la cota 4.20 msnm.

## 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 cuenca del río Copey y al lote donde se desarrollará el proyecto específico.

En cuanto al análisis del “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 Copey 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 de los sistemas de manejo de escorrentía y aguas pluviales, y se deberá elaborar en detalle el diseño de las obras de protección propuestas.

### 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 fórmula de Kirpich, que brinda resultados conservadores para cuencas pequeñas.
- Dada la ausencia de registros de caudales máximos en el río Copey, 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 derivaron a partir de información pluviográfica cercana. 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 receptor del desfogue pluvial, será prácticamente imperceptible y no será diferente a la condición que imperaba anteriormente en el lote, previo a la demolición de la delegación de policía anterior; y porque la amenaza de inundación determinada en el terreno no afecta las obras propuestas en el anteproyecto, con la adopción de adecuaciones perimetrales menores en los accesos al edificio.

## 7. REFERENCIAS

- Agudelo, C. (2005). Diagnóstico de las aguas subterráneas en las hojas Tárcoles, Herradura y Candelaria. Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento. pp. 35. SENARA, San José. [Informe interno].
- 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.
- Arias, O. (2003). Redefinición de la Formación Tulín (Maastrichtiano-Eoceno Inferior) del Pacífico Central de Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 28:47-68.
- Arias, M. y Morera, S. (2002). Evaluación del acuífero de Jaco, cantón de Garabito, Provincia de Puntarenas. Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento. pp.15, SENARA, San José [Informe interno].
- 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.
- Castellarin, A., Vogel, R.M., Matalas, N.C. (2007). Multivariate Probabilistic Regional Envelopes of Extreme Floods. Journal of Hydrology, 336, 376-390, 2007.
- 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.
- Gómez et Al. (2017) Vulnerabilidad hidrogeológica en la zona costera de Jacó, Pacífico Central, Costa Rica. Revista Geográfica de América Central. Universidad Nacional de Costa Rica. Heredia, Costa Rica
- Jiménez, O., Chacón, E. (1998) Avenidas de Diseño para Pequeños Proyectos Hidroeléctricos. XV Congreso Nacional de Recursos Hídricos, San José.
- Julien, P.Y. (2002) River Mechanics. Cambridge University Press, Cambridge y Nueva York.
- Leopold, L., Wolman, G. and Miller, J. (1995) Fluvial Processes in Geomorphology. Dover Publications, Nueva York.

Murillo, R. (1994) Estudio de Intensidades de Lluvia en la Cuenca del Río Virilla. Proyecto de Graduación. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Orozco, R. (2015). Propuesta de manejo de uso y cobertura de la tierra para la reducción del riesgo de contaminación del acuífero costero Jacó, Pacífico Central, Costa Rica. 56 p. (Tesis de Licenciatura Universidad Nacional), Heredia, Costa Rica.

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.

Vahrson, G.-W., Alfaro, M., Arauz, I. (1992) Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia para los Centros Urbanos más Importantes de Costa Rica. IV Congreso Nacional de Recursos Hidráulicos, San José.

Vahrson, G.-W., Dercksen, P. (1990) Intensidades Críticas de Lluvia para el Diseño de Obras de Conservación de Suelos en Costa Rica. Agronomía Costarricense: Número 14, Volumen 2. San José.

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)

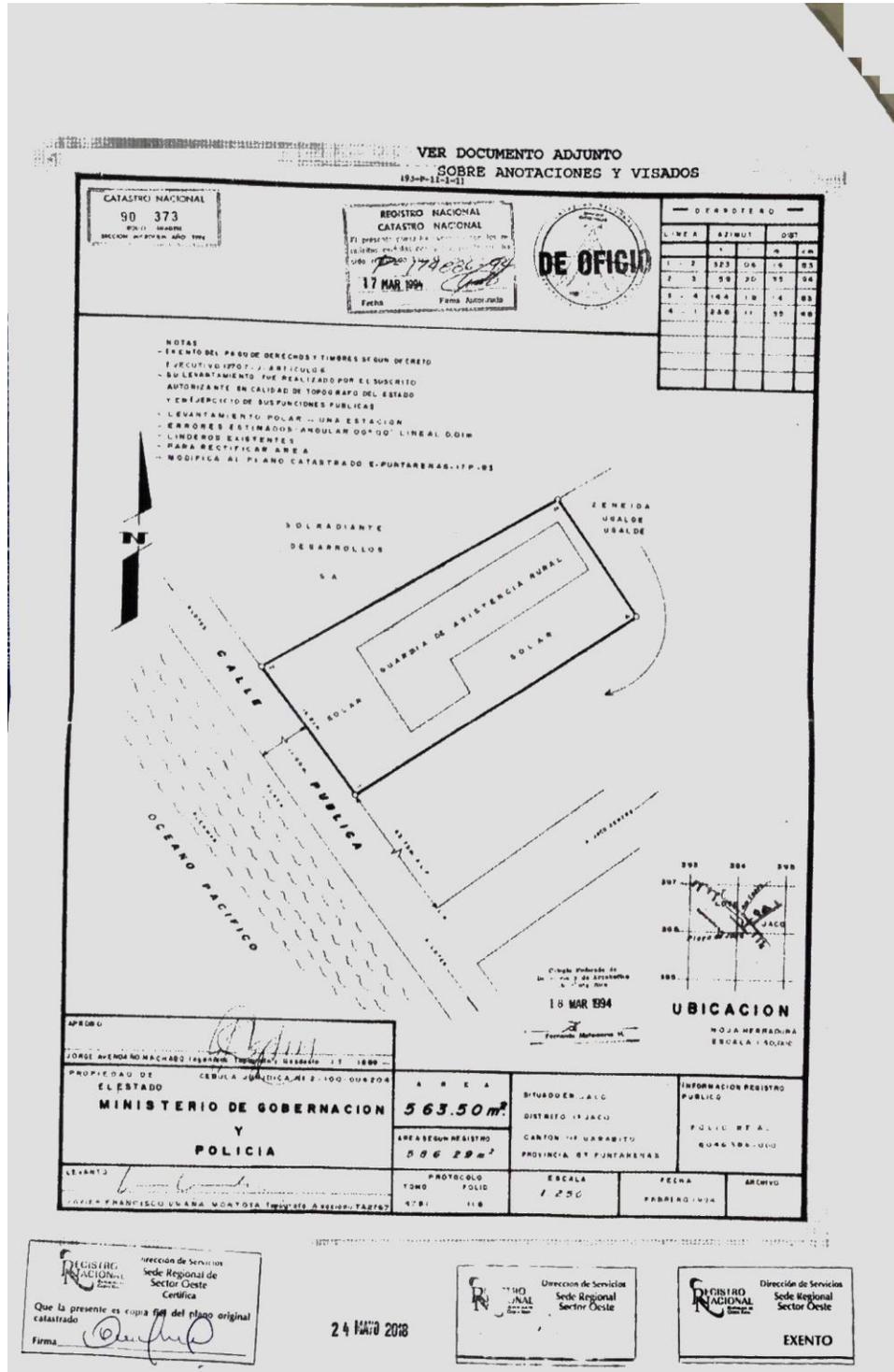
Google Maps, maps.google.com

Instituto Geográfico Nacional, hojas cartográficas escala 1:50000

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

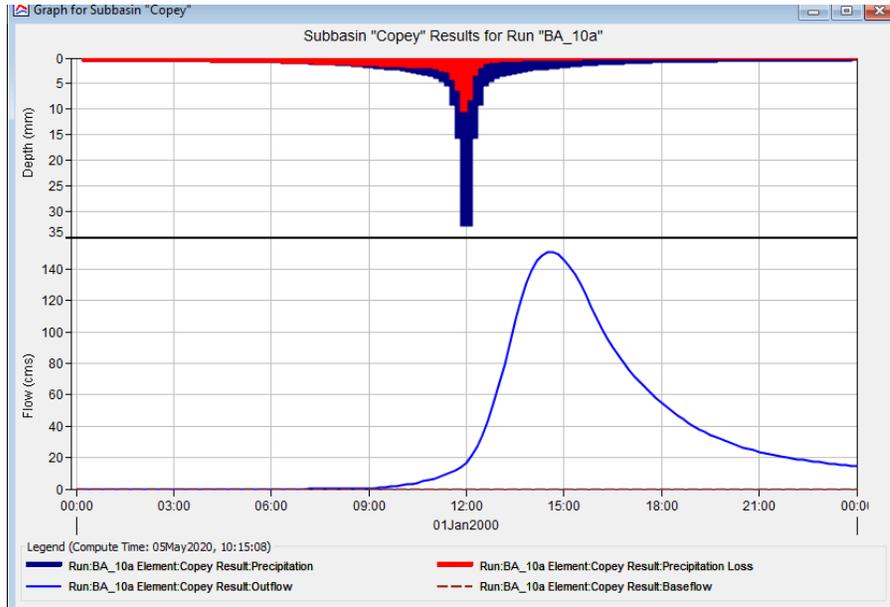
## ANEXOS

ANEXO 1: PLANO DE CATASTRO

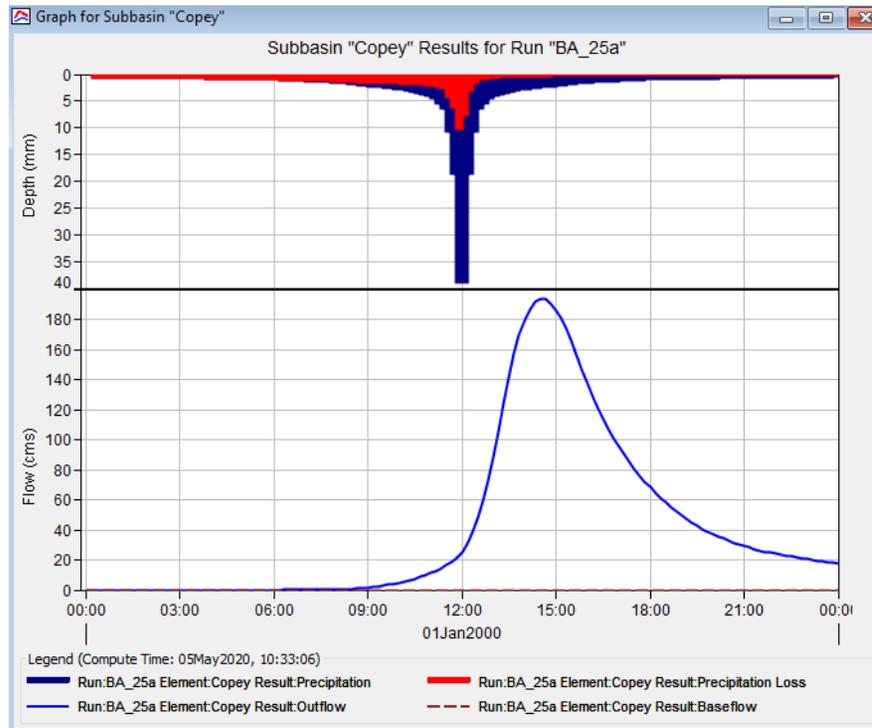


## ANEXO 2: RESULTADOS DEL MODELO HEC-HMS

### Hidrograma para simulación de Est. Damas TR=10 años

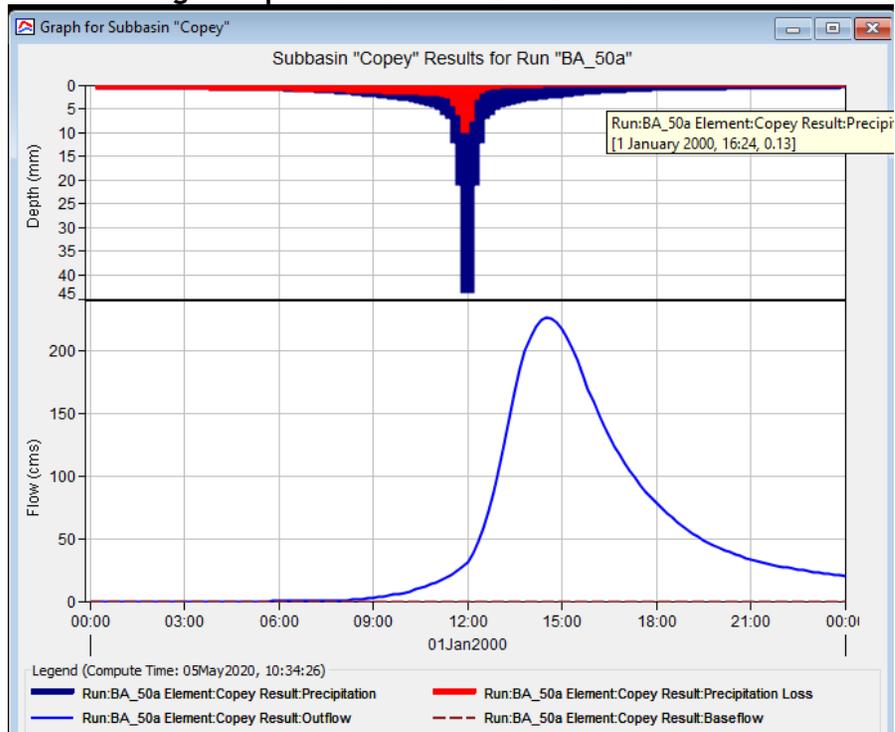


### Hidrograma para simulación Est. Damas TR=25 años

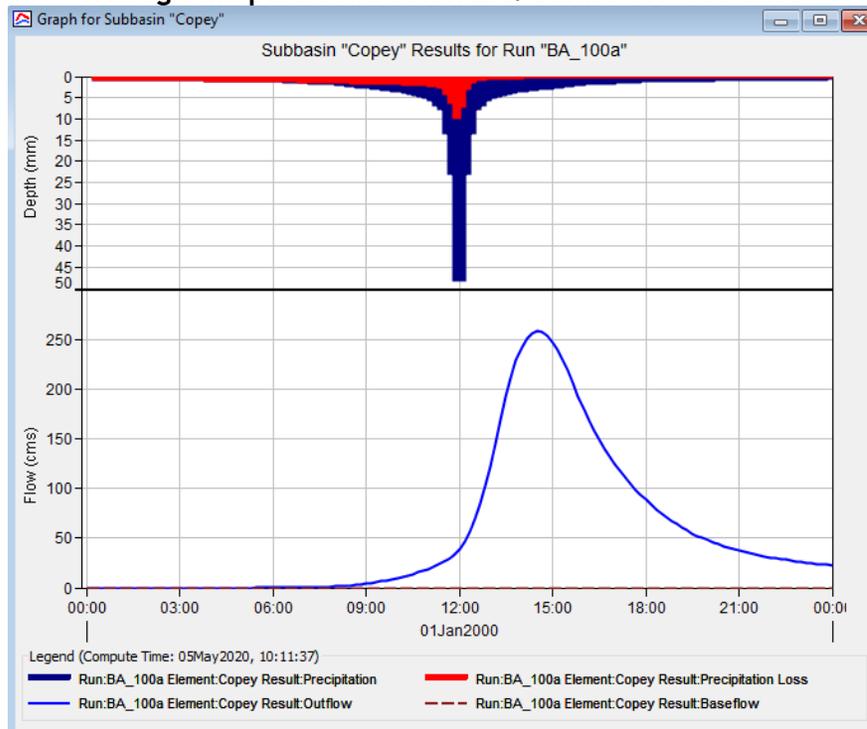




### Hidrograma para simulación Est. Damas TR=50 años

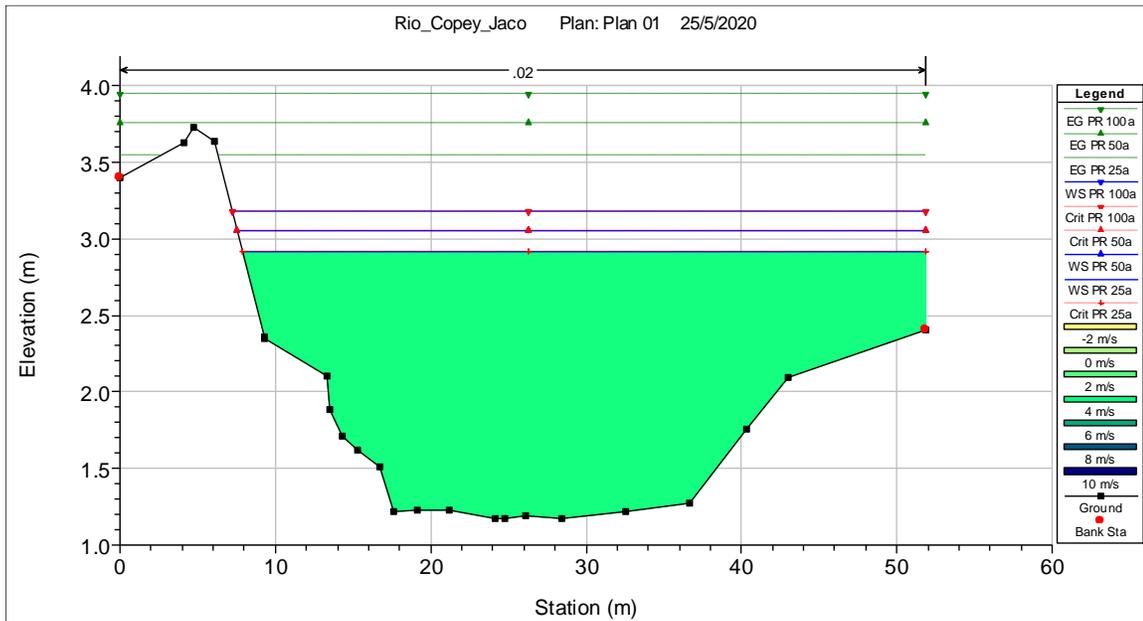


### Hidrograma para simulación Est. Damas TR=100 años

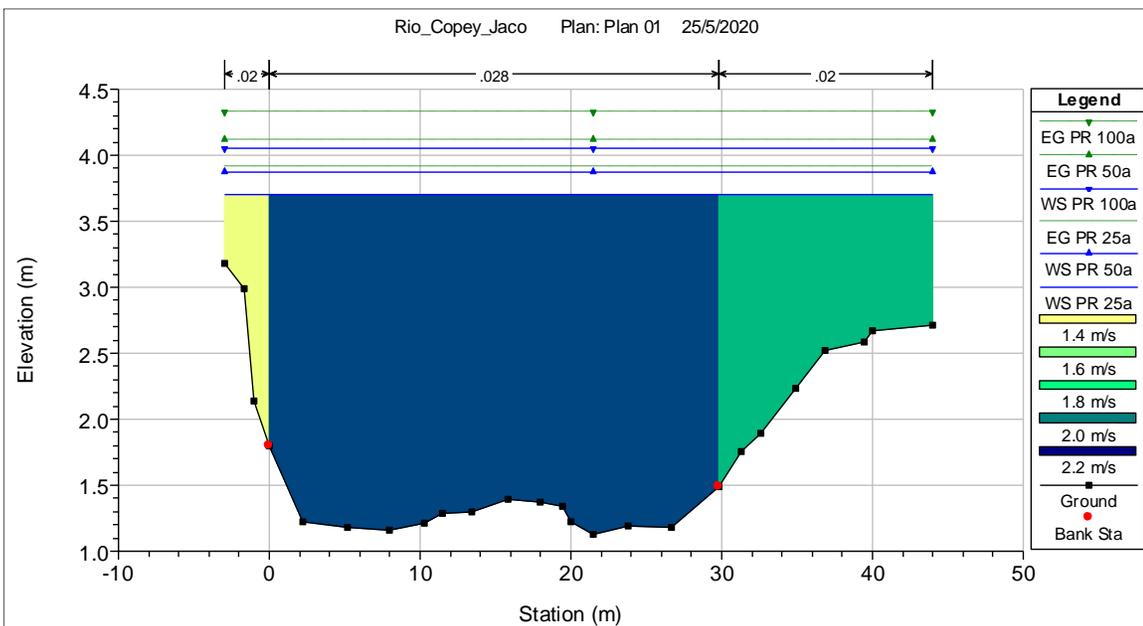


### ANEXO 3: RESULTADOS DEL MODELO HEC-RAS

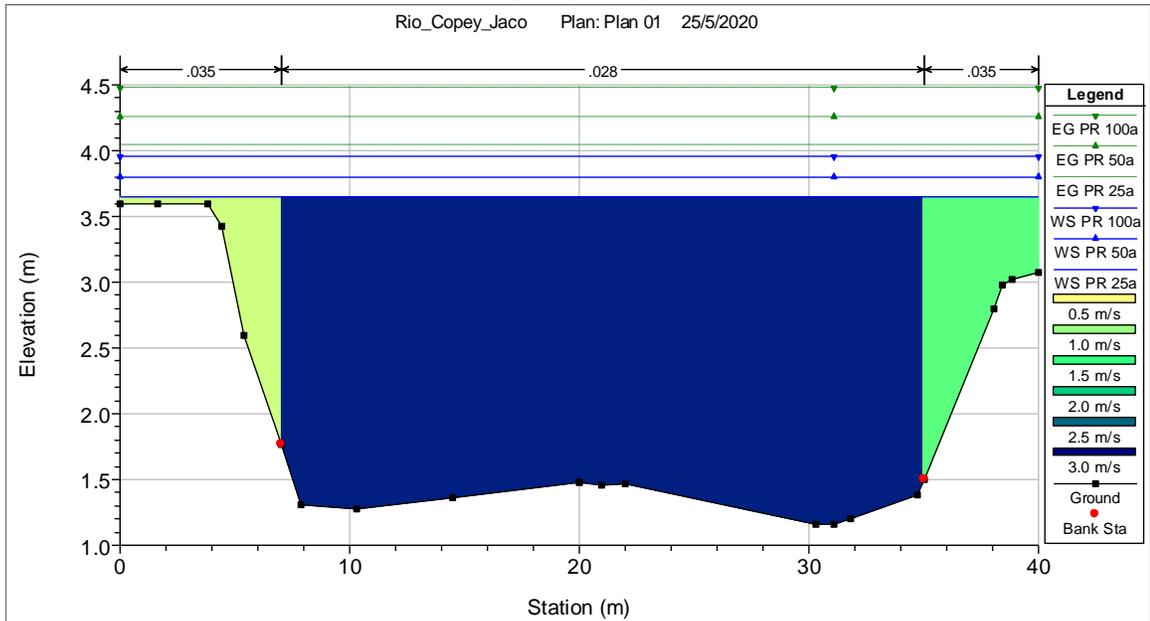
#### Est. 0+060



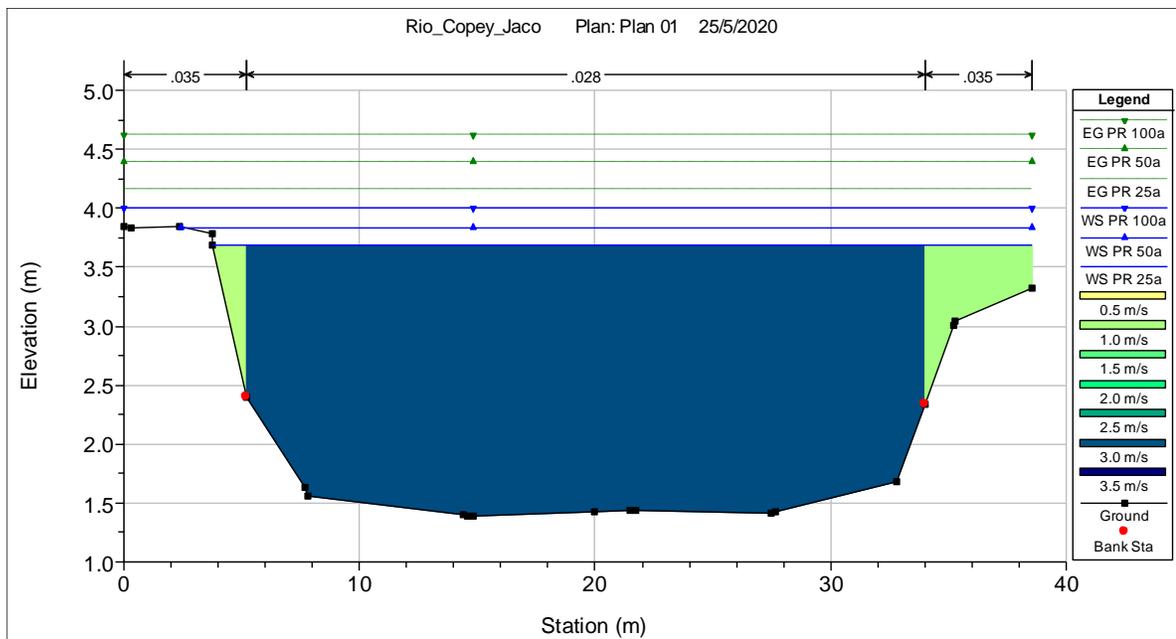
#### Est. 0+100



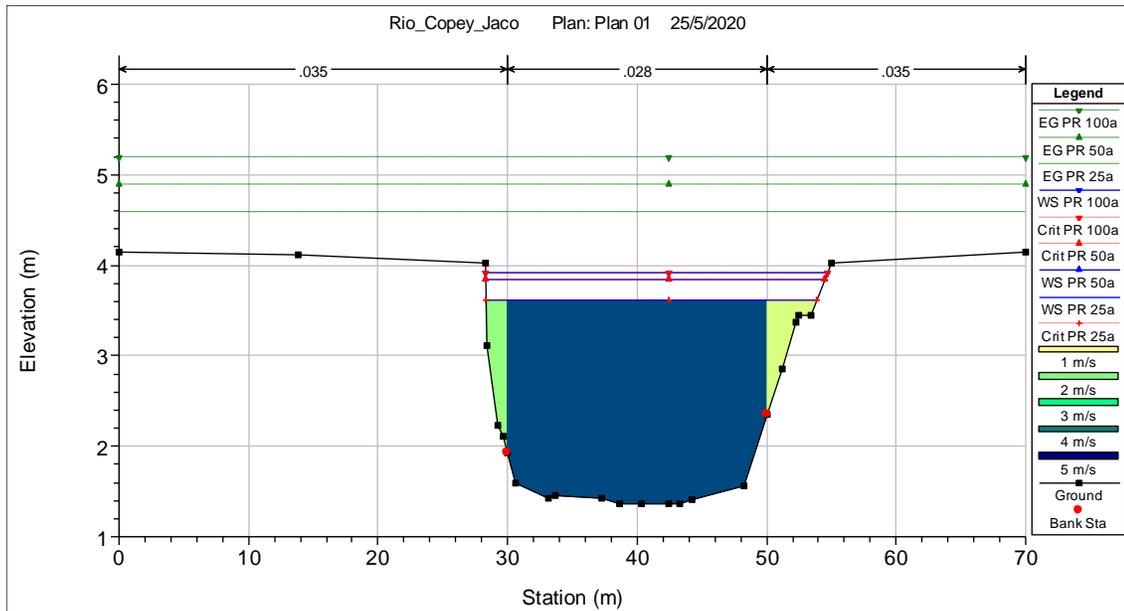
**Est. 0+140**



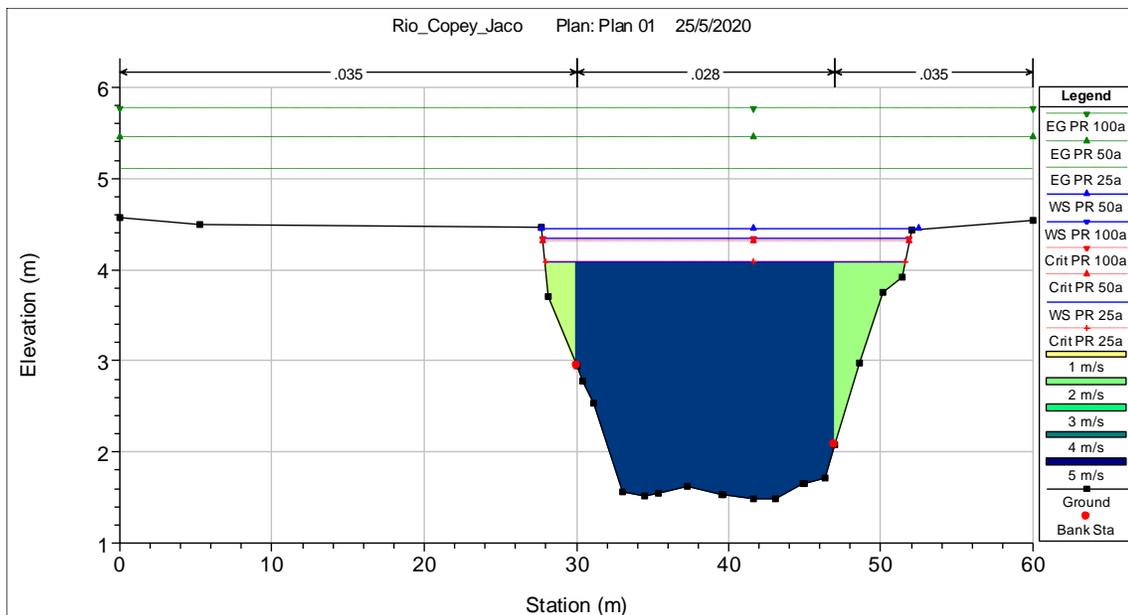
**Est. 0+180**



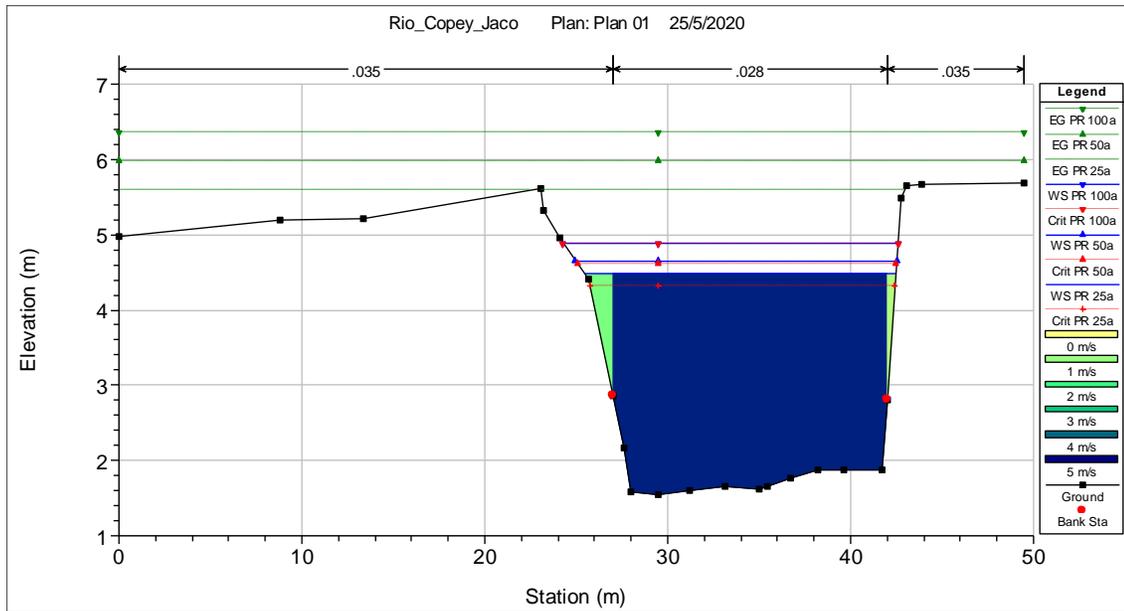
**Est. 0+220**



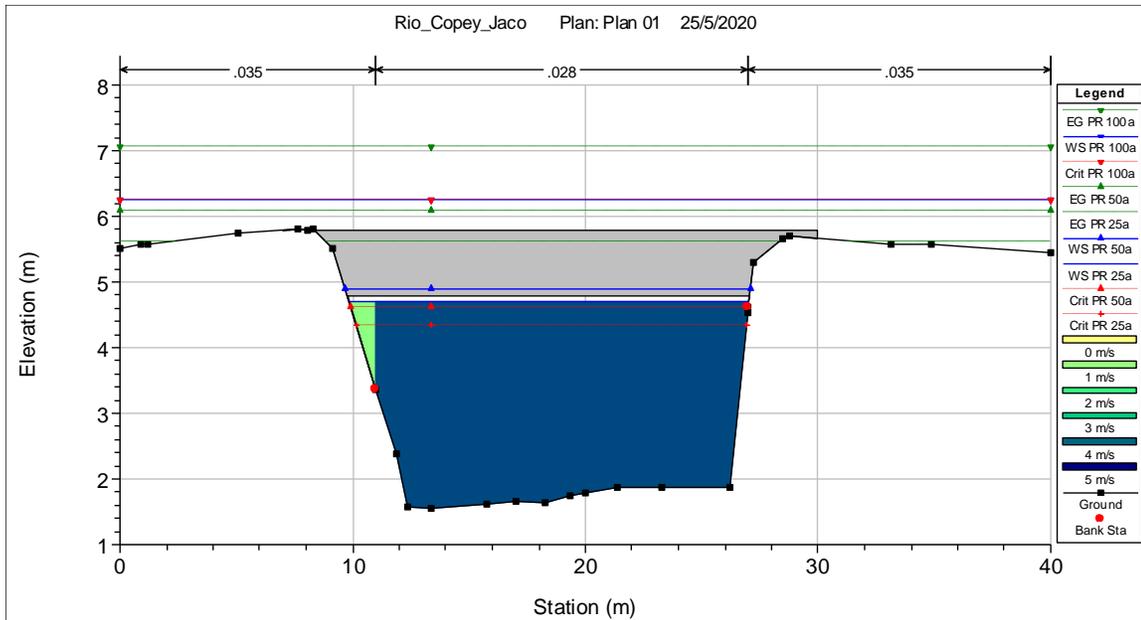
**Est. 0+260**



**Est. 0+300**



**Est. 0+310 Aguas abajo de puente**



**Est. 0+310 Aguas arriba de puente**

