

ESTUDIO DE HIDROLOGÍA BÁSICA DEL CAUCE DE AGUA DE LA MICROCUENCA EN QUE SE LOCALIZA EL AP

PROYECTO: Nuevo Hospital Dr. Maximiliano Peralta Jiménez de Cartago

LOCALIZACIÓN: Provincia: Cartago Cantón: El Guarco Distrito: Tejar

DESARROLLADOR: Caja Costarricense del Seguro Social, Gerencia de Infraestructura y Tecnologías, Dirección de Arquitectura e Ingeniería, Subárea de Gestión Administrativa y Logística.

PROFESIONAL QUE ELABORA EL ESTUDIO: Profesional en Ingeniería Civil

Nombre del profesional: Claudio Eugenio Araya Mora

Número de cédula: 1-0969-0986 **Número de colegiado:** IC-15375

Registro SETENA: CI-030-14 Vigencia: Junio 2019

DOCUMENTO DE RESPONSABILIDAD PROFESIONAL

El suscrito **Claudio Eugenio Araya Mora**, portador de la cédula de identidad número **1-0969-0986**, profesional en **Ingeniería Civil**, manifiesto ser responsable directo de la información técnica científica que se aporta en el presente documento, la cual se elaboró para el proyecto denominado: **Nuevo hospital de Cartago**, que se desarrollará en el plano catastrado número: **C-1526529-2011**, fincas número: **3 3085951-000**.

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. C. Eugenio Araya M.
Castro & De La Torre, S.A.
CI-030-14-SETENA

Fecha de emisión: 19 de noviembre de 2018

FUNDADA EN 1963

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076

correo-e: info@cyt.cr

www.cyt.cr

San José, 15 de noviembre del 2018.

Señores

**CAJA COSTARRICENSE DEL SEGURO SOCIAL, GERENCIA DE
INFRAESTRUCTURA Y TECNOLOGÍAS, DIRECCIÓN DE ARQUITECTURA E
INGENIERÍA, SUBÁREA DE GESTIÓN ADMINISTRATIVA Y LOGÍSTICA.**

Atn.: Arq. Jorge Gómez Duarte

**PROYECTO: "NUEVO HOSPITAL DE CARTAGO", UBICADO EN EL GUARCO,
TEJAR, CARTAGO.**

Estimados Señores:

Se presenta el informe del estudio hidrológico básico, con formato del SETENA para formulario D-1, en un terreno ubicado en la localidad Tejar, en el distrito Tejar, del cantón El Guarco, provincia de Cartago, donde se proyecta la construcción del nuevo hospital de Cartago.

Nos solicitaron determinar delimitar y caracterizar la cuenca hidrográfica que influye en el área del proyecto y el comportamiento de las aguas pluviales generadas por el proyecto con el fin de valorar el impacto de estas en la cuenca hidrográfica de interés.

Nuestros servicios profesionales han sido efectuados de acuerdo con principios y prácticas de Ingeniería aceptados actualmente.

Quedamos a su disposición para cualquier ampliación, aclaración, o reunión, que estimen conveniente.

Muy atentamente,

**INGENIERO
C. EUGENIO ARAYA M.
IC-15375
CI-030-14-SETENA**

**HIDROGEOLOGO
CARLOS ALONSO VARGAS CAMPOS
CGCR 271
CI-081-2002- SETENA**

TABLA DE CONTENIDO

1.- RESUMEN:	4
1.1.- Resumen de resultados:.....	4
1.2.- Resumen de conclusiones técnicas:.....	4
2.- INTRODUCCIÓN:	5
2.1.- Datos sobre el terreno en estudio:.....	5
2.2.- Coordinación profesional realizada:.....	6
2.3.- Objetivos del estudio:	6
2.4.- Metodología utilizada:.....	6
3.- RESULTADOS HIDROLÓGICOS:	10
3.1.- Hidrografía:.....	10
3.2.- Aspectos Climáticos:	12
3.3.- Hidrología:.....	13
4.- RESULTADOS HIDROLOGICOS:	13
4.1.- Método Mac Math:.....	13
4.2.- Método Racional:.....	20
5.- EVALUACION DE RESULTADOS HIDROLOGICOS Y CONCLUSIONES:	23
5.1. Cálculo diámetro de tubería del proyecto:.....	23
5.2. Obras pluviales:	24
6.- DISCUSIÓN SOBRE INCERTIDUMBRE Y ALCANCE DEL ESTUDIO:	37
6.1.- Aplicabilidad de los resultados:.....	37
6.2.- Tareas pendientes para fases posteriores del proyecto:.....	37
6.3.- Incertidumbres no resueltas:	37
6.4.- Viabilidad hidrológica del terreno:.....	37
7.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:	38
8.- ANEXOS:	39
ANEXO A: Plano Catastrado	40
ANEXO B: Pendiente Taylor Schwarz	42
ANEXO C: Memoria de cálculo para escorrentía	45
ANEXO D: Fotografías del cauce del Río Purires en el sitio de desfogue.....	50
ANEXO E: Planos y dimensionamiento.	52

1.- RESUMEN:

1.1.- Resumen de resultados:

Se ha efectuado un análisis hidrológico básico para definir el caudal en eventos puntuales de avenidas máximas para diferentes periodos de retorno, tanto del proyecto del Nuevo Hospital Dr. Maximiliano Peralta Jiménez de Cartago y de la microcuenca del río más cerca, conocido como el río Purires. El aumento de caudal de la condición actual a la futura es de 0,57 m³/s, calculados mediante el uso del método Mac Math y la fórmula racional.

El río Purires posee un caudal de 204,21 m³/s, en avenidas máximas, por lo que el aumento de caudal de escorrentía y aguas pluviales se aproxima 0,2%, lo cual es insignificante para la cantidad de agua que puede transportar el río en la microcuenca donde se ubica el proyecto.

1.2.- Resumen de conclusiones técnicas:

Se ha realizado el diseño del desfogue pluvial mediante el dimensionamiento de la tubería, el diseño del cabezal y una laguna de retención.

La laguna de retención diseñada busca mitigar el 100% del impacto del agua de escorrentía que se generará por la construcción del proyecto.

2.- INTRODUCCIÓN:

En nuestro país el desarrollo de proyectos está condicionado a la obtención de una serie de permisos, entre los que se encuentra la licencia y viabilidad ambiental. Todos aquellos proyectos, obras o actividades que impliquen huellas constructivas y movimientos de tierra o actividades que la ley contemple como necesarias de poseer evaluación ambiental preliminar mediante la elaboración de un formulario D-1 para optar por la Viabilidad Ambiental ante SETENA.

Este procedimiento implica la elaboración de una serie de protocolos técnicos además de los instrumentos de evaluación de impacto ambiental que SETENA solicita. Se presenta en este caso, el protocolo de hidrología básica del cauce para desfogues de las aguas pluviales del proyecto.

2.1.- Datos sobre el terreno en estudio:

Los trabajos de campo fueron realizados ubicado en la localidad de Tejar, en el distrito de Tejar, del cantón de El Guarco, provincia de Cartago (ver figura 2.1.1), con número de plano catastrado C-1526529-2011, donde se proyecta la construcción del nuevo Hospital de Cartago.

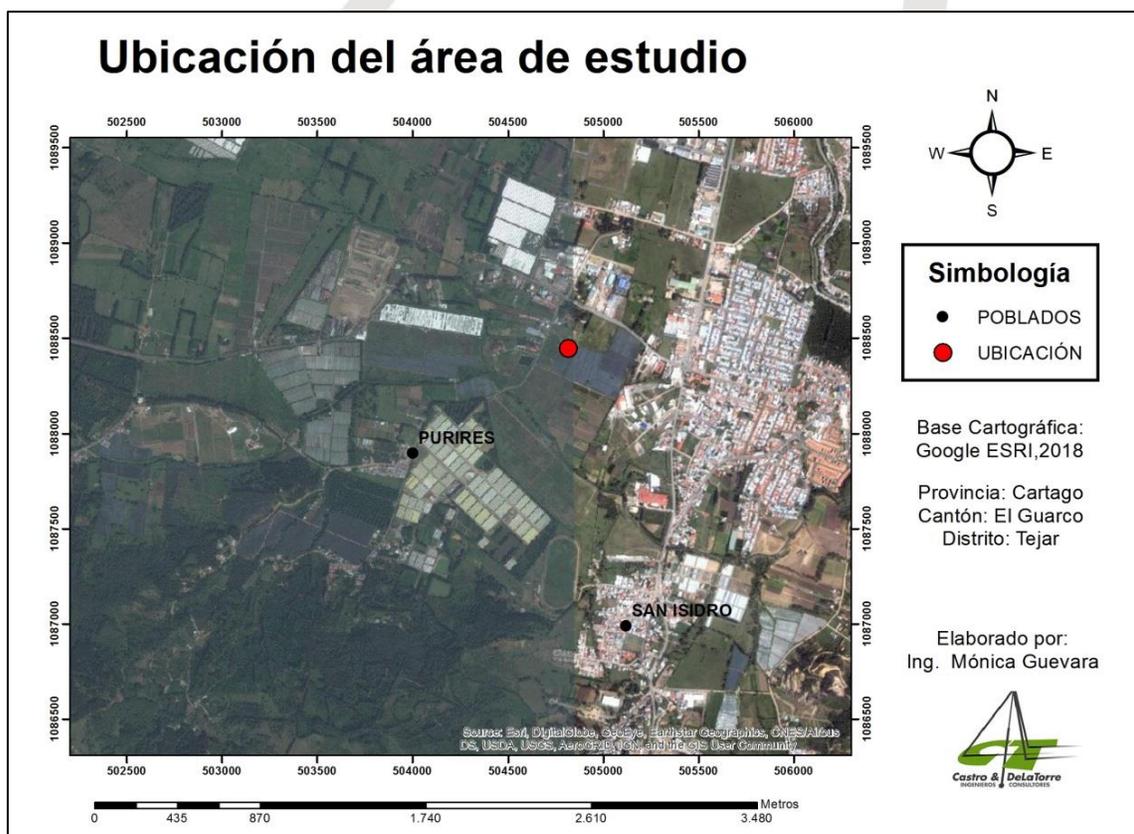


Figura 2.1.1.- Ubicación del proyecto.

La topografía del terreno donde se proyecta construir la obra es en general plana, con una pendiente promedio de 1% hacia el sur y su uso de suelo actual se puede clasificar como de pasto denso a tacotal.

2.2.- Coordinación profesional realizada:

Nuestra empresa fue contratada para efectuar un estudio hidrológico básico según contratación directa 2018CD-000013-4402 por parte de la Caja Costarricense de Seguro Social, Gerencia de Infraestructura y Tecnologías, Dirección de Arquitectura e Ingeniería, Subárea de Gestión Administrativa y Logística. Dicha contratación fue adjudicada el día 04 de octubre del año 2018, y fue entonces cuando se procedió a programar los trabajos de campo y oficina.

El trabajo de campo fue realizado el día 16 de octubre del año 2018, por el geólogo Jesús Solís Barquero y consistió en una inspección hidrológica del terreno y del cauce del Río Purires en los posibles sectores de desfogue, bajo las indicaciones del hidrogeólogo Carlos Alonso Vargas Campos.

Nuestros servicios profesionales han sido efectuados de acuerdo con principios y prácticas en ingeniería aceptados actualmente.

La preparación de este informe fue supervisada por el Ing. Eugenio Araya, Gerente Técnico de Laboratorio; y el Hidrogeólogo Carlos A. Vargas Campos.

2.3.- Objetivos del estudio:

- ✓ Análisis hidrológico de la cuenca tributaria que determine los caudales de avenida máxima para distintos periodos de retorno.
- ✓ Análisis hidrológico en el lote de estudio que determine los caudales máximos de escorrentía actual y con el desarrollo del proyecto para distintos periodos de retorno.
- ✓ Recomendaciones para el desfogue pluvial en el cauce del río cercano contemplando obras de retención y demás necesarias para un correcto desfogue.

2.4.- Metodología utilizada:

Se define una avenida máxima como un caudal de gran magnitud, que como mínimo desborda ríos, quebradas o canales artificiales.

El caudal de diseño por tanto se estima o determina en función de estos caudales máximos que a su vez están en función del periodo de retorno.

El periodo de retorno se define como el intervalo de tiempo dentro del cual un caudal puede ser igualado o excedido al menos una vez en promedio y que depende de la trascendencia o importancia del proyecto.

Para la cuenca hidrográfica en estudio se escoge el método Mac Math para su análisis debido a su tamaño y cantidad de variables que la conforman.

Método Mac Math

Las descargas máximas para la microcuenca que componen el área total de drenaje que escurre hacia el sitio de desfogue se determinó mediante la fórmula de Mac Math, cuya expresión, para el sistema métrico, es la siguiente:

$$Q=0,0091CIA^{4/5}S^{1/5}$$

Dónde:

- Q = caudal máximo con un periodo de retorno de T años, en m^3/s .
- C = factor de escorrentía de Mac-Math representa las características de la cuenca.
- I = intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración t_c y un periodo de retorno de T años, mm/h .
- A = área de la cuenca, en ha .
- S = pendiente promedio del cauce principal, en %.

De los parámetros que intervienen en esta fórmula, el factor de escorrentía (C) está compuesto en función de tres componentes (Cuadro 2.4.1):

$$C=C_1+C_2+C_3$$

Dónde:

- C_1 = está en función de la cobertura vegetal.
- C_2 = está en función de la textura del suelo.
- C_3 = está en función de la topografía del terreno.

Dentro de los valores que intervienen en la fórmula de Mac-Math, tenemos:

- I = intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración t_c y un periodo de retorno de T años, mm/h .
- A = área de la cuenca, en ha .
- S = pendiente promedio del cauce principal, en %.
- C = factor de escorrentía de Mac-Math representa las características de la cuenca.

Cuadro 2.4.1.: Cálculo del coeficiente de escorrentía, método Mac-Math modificado para Costa Rica

Factor de escorrentía de Mac-Math (Adaptado para Costa Rica)					
<u>Vegetación</u>		<u>Suelo</u>		<u>Topografía</u>	
Uso del Suelo	C1	Textura	C2	Pendiente (%)	C3
Área Urbana	0,30	Arcilla Plástica	0,22	0,0 – 2,0	0,04
Bosque Primario	0,03				
Bosque Secundario	0,05	Arena	0,08	2,1 – 5,0	0,08
Cultivo Permanente	0,10				
Cultivos Anuales	0,08	Arenosa Gruesa	0,05	5,1 – 10,0	0,15
Lagos y embalses	0,00				
Nubes o sombras	0,15	Limo arcilloso	0,16	10,1 – 20,0	0,20
Pastos	0,20				
Tacotal y Charral	0,18	Limo arenoso	0,10	20,1 – 50,0	0,25
Terreno descubierto	0,25				
Uso mixto	0,22	Limo volcánico	0,12	> 50,0	0,30

Cálculo de la intensidad máxima de la lluvia (I):

La máxima escorrentía ocasionada por una lluvia se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración (t_c); el cual se puede obtener utilizando la fórmula de Kirpich y la utilización de la curva de intensidad-duración-periodo de retorno para una estación del IMN que capte correcta información sobre la cuenca de estudio.

Tiempo de concentración:

La fórmula de Kirpich, requiere de la estimación espacial de parámetros como la longitud del río y la diferencia de altura entre la parte más alta del área tributaria y el sitio de estudio, de la siguiente manera:

$$t_c = 0,0195(L^3/H)^{0.385}$$

Dónde:

- t_c = tiempo de concentración (min),
- L = máxima longitud del río (m).
- H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal (m).

Pendiente Taylor y Schwarz:

Este método, considera que un río está formado por n tramos de igual longitud, cada uno de ellos con pendiente uniforme. La ecuación para la pendiente es:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Dónde:

- $S_1, S_2, \dots, S_n = S = H/L$
- $n =$ número de tramos.

Cálculo del coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía está definido por el cociente entre el caudal de agua que circula por una sección de una cuenca a consecuencia de un suceso lluvioso (lluvia neta), y el volumen de agua que ha precipitado sobre la misma (lluvia total); a esta fracción se le denomina coeficiente de escorrentía, no tiene dimensiones y se representa por la letra C (Villón, 2004); es decir, se trata de la proporción de lluvia real que produce escorrentía superficial.

El cálculo del coeficiente de escorrentía medio, se realiza una media ponderada de los diferentes coeficientes de escorrentía, de cada una de las subzonas en las que se puede dividir el área considerada.

De esta forma, se llega a la siguiente expresión:

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Dónde:

- $C =$ coeficiente de escorrentía ponderado.
- $C_i =$ coeficiente de escorrentía para el área A_i .
- $A_i =$ área parcial i .

Entonces se obtiene un C por cada subárea mediante la suma de los tres componentes, es decir: $C = C_1 + C_2 + C_3$ ($C_1 =$ está en función de la cobertura vegetal, $C_2 =$ está en función de la textura del suelo y $C_3 =$ está en función de la topografía del terreno).

Método Racional

Se utiliza el método racional para la estimación del caudal del proyecto. Este es un método muy utilizado para medir descargas de pequeños drenajes, consiste en una fórmula para calcular la escorrentía superficial de una cuenca hidrográfica, o en áreas pequeñas. Se adapta muy bien para la determinación de la escorrentía para drenaje superficial de carreteras y descargas para alcantarillas o tuberías de pequeñas cuencas. En el método racional se asume que la intensidad de lluvia sobre el área de drenaje es uniforme para un tiempo considerado.

La fórmula racional es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

Dónde:

Q = Caudal de escorrentía, en metros cúbicos por segundo (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).

i = Intensidad promedio en lluvia, en milímetros por hora (mm/hr)

A = Área de la cuenca en hectáreas (Ha).

Para el cálculo de la tubería capaz de evacuar apropiadamente dicho caudal se utiliza la ecuación de Manning:

$$\emptyset = \left(3,208 * \frac{\mu Q}{\sqrt{S}} \right)^{3/8}$$

Dónde:

∅ es el diámetro (m)

μ, coeficiente de Manning para el material de la tubería (adimensional)

Q, caudal de diseño (m³/s)

S, pendiente de la tubería (adimensional)

3.- RESULTADOS HIDROLÓGICOS:

Se presentan los resultados de los datos obtenidos mediante investigación bibliográfica, visita de campo y análisis realizados mediante los métodos Mac Math y Racional.

3.1.- Hidrografía:

El sitio de estudio se localiza aproximadamente a 210 m al norte del cauce del Río Purires, la cuenca de este río delimitada hasta el sitio de desfogue para el proyecto tiene una orientación noreste-suroeste de forma ovalada y achatada, extendiéndose en un área de 55,696 km² y con un perímetro de 33,508 km clasificándose como una cuenca pequeña (figura 3.1.2.), presenta una topografía abrupta en las zonas de mayor elevación y cerca de la divisoria de aguas con una planicie amplia al acercarse al proyecto.

El factor de forma es de 1,106; mientras que su índice de compacidad es de 1,257. Estos valores demuestran que la cuenca tiene una respuesta hidrológica lenta y la tormenta se distribuye en el cauce y sus afluentes.

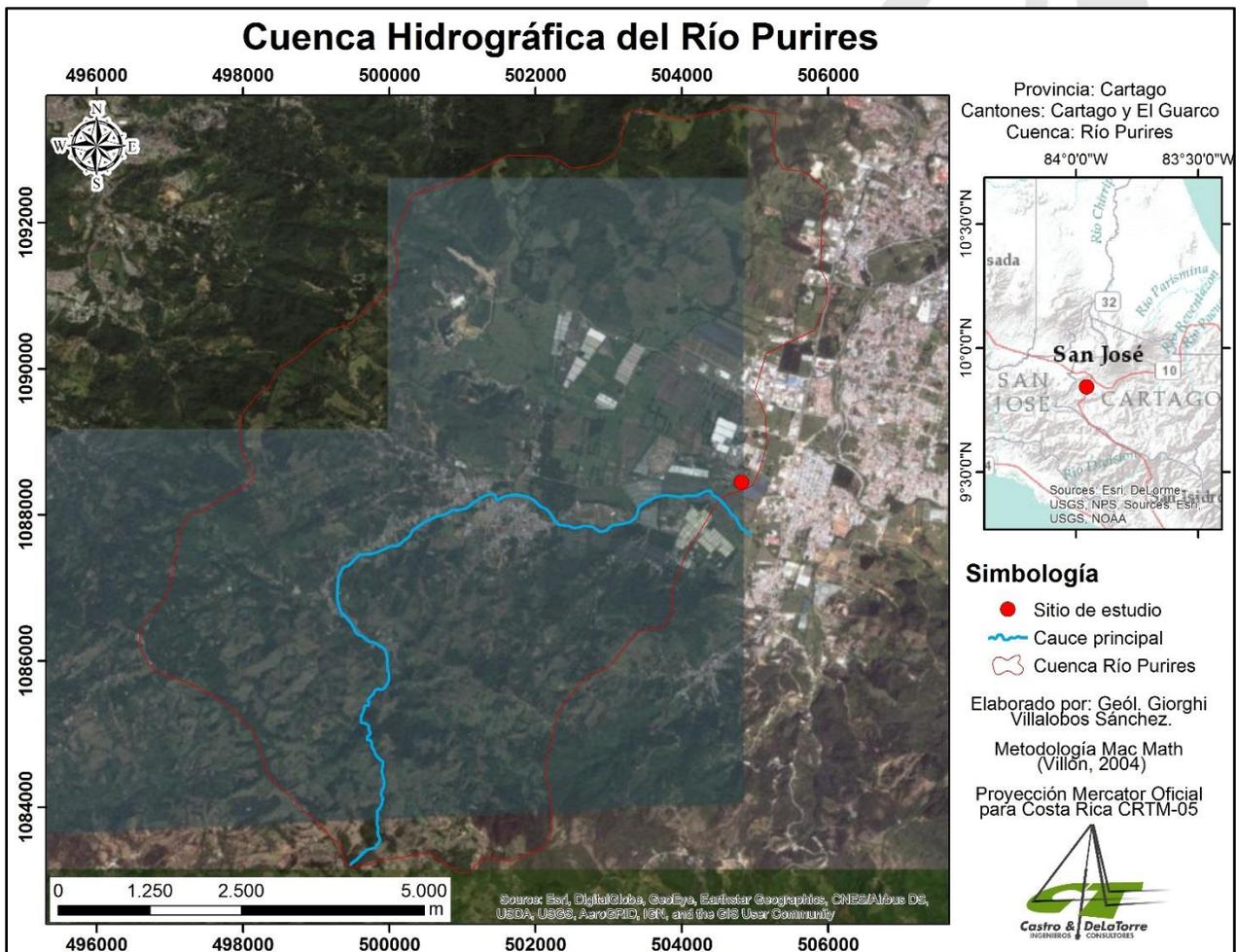


Figura 3.1.2: Imagen satelital con la cuenca del Río Purires.

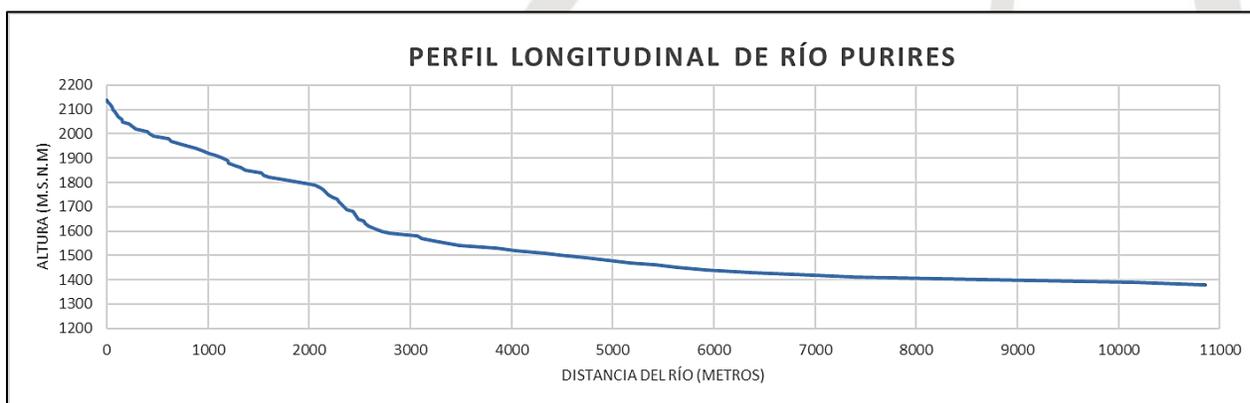
El patrón de drenaje es esencialmente dendrítico a paralelo, inducido por las litologías presentes en su mayoría de difícil moldeado, poco cubierto por sedimentos arcillosos y limo arcillosos para el sector de mayor elevación entre las cotas 2140 m.s.n.m y 1530 m.s.n.m; pasando a un patrón meándrico a partir de esta elevación. El índice de sinuosidad calculado es de 1,53; lo que lo clasifica como un cauce regular, considerándose así un río de moderada energía.

El Río Purires es un cauce joven y en desarrollo, con perfil longitudinal donde su ángulo de pendiente disminuye conforme la elevación, dando paso a un desarrollo de meandros, por lo que se observan dos sectores con comportamiento distinto de pendiente, siendo la cota 1530 m.s.n.m. el punto de inflexión.

El río tiende hacia un perfil de equilibrio en que el río ni erosiona ni produce depósito, es decir, la energía es justa para transportar la carga de agua y sólidos suspendidos, de tracción o rodamiento. Esta es una noción teórica puesto que los ríos nunca alcanzan su perfil de equilibrio ya sea porque cambian las condiciones climáticas o bien porque se producen movimientos de origen tectónico que alteran el curso y por esto, sólo algunos tramos en el curso medio del río pueden aproximarse a esas condiciones ideales de equilibrio. El coeficiente de rugosidad de Manning para el cauce esta entre 0,027 - 0,030 por la presencia de vegetación en las márgenes del río y bajo grado de sedimentación de materiales limosos arenosos y gravas, así como poca profundidad del cauce.

La pendiente (S) fue calculada utilizando la fórmula de Taylor y Schwarz (Villón, 2004) fue estimada en 0,0227 (Anexo B), con un perfil longitudinal (Grafico 3.1.2.) que demuestra la presencia de dos sectores con distinta pendiente general.

Gráfico 3.1.2.: Perfil longitudinal del cauce del Río Purires.



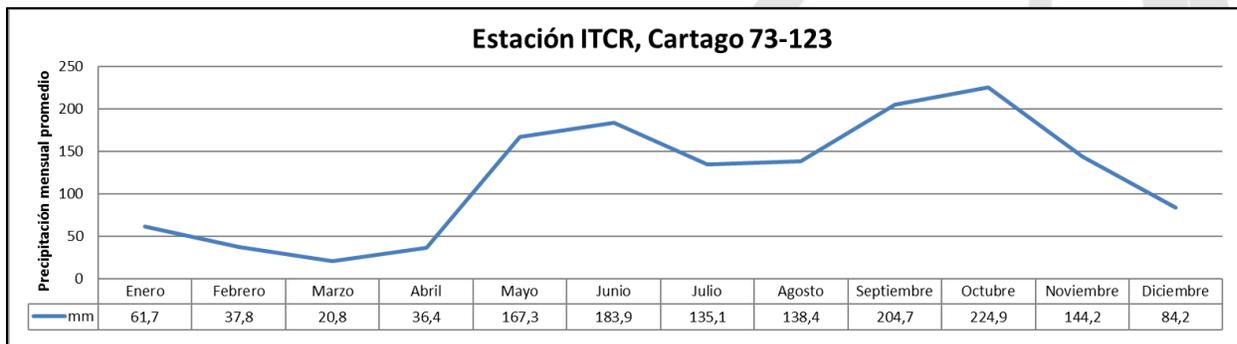
3.2.- Aspectos Climáticos:

Los aspectos climáticos más relevantes de la cuenca se obtienen de la estación meteorológica 73-123 ITCR, Cartago por su cercanía, completa información y similares condiciones meteorológicas, dentro de zona de vida clasificada como de bosque húmedo montano bajo a bosque húmedo premontano. El área presenta una precipitación promedio anual estimada en 1439,4 mm y temperaturas promedio máximas y mínimas de 23,8°C y 15,1°C.

En términos generales la cuenca del Río Purires muestra características de precipitación del Valle Central de Costa Rica, que presenta marcadas variaciones entre la época seca y lluviosa. A nivel local y cerca de la zona de estudio se encuentra la estación meteorológica 73-123 ITCR; Cartago del Instituto Meteorológico Nacional (IMN), la cual reporta que la época lluviosa en el sector inicia en el mes de mayo extendiéndose hasta el mes de noviembre con lluvias que sobrepasan los 135 mm mensuales en promedio, posterior a esto, los meses de diciembre a enero presentan precipitaciones máximas de hasta 84 mm en promedio por mes, considerándose una baja importante de la precipitación con respecto a los demás meses del año (Gráfico 3.2.1).

El promedio es de 64% de días lluviosos durante el año, por lo que se cataloga como un sector con alta ocurrencia de precipitación, lo cual disminuye la probabilidad de que se presenten eventos extremos muy severos, como lluvias torrenciales o convectivas.

Gráfico 3.2.1.: Resumen histórico mensual de precipitaciones promedio, ITCR, Cartago.



3.3.- Hidrología:

El área total de la cuenca del Río Purires es de 55,696 km² (5569,6 Ha) con un perímetro de 33,51 km. El punto más alto dentro de la cuenca se encuentra a 2140 m.s.n.m. y el sitio más bajo a 1380 m.s.n.m. con una diferencia de altura (H) de 760 m. La longitud máxima del cauce principal (L) es de 10877 m.

El grado de libertad es de 1, en la mayor parte de su recorrido, ya que los materiales tanto de fondo como de laderas reciben poco efecto de erosión.

4.- RESULTADOS HIDROLOGICOS:

4.1.- Método Mac Math:

Este método se utiliza para la cuenca del Río Purires a donde se desean desfogar las aguas pluviales del sitio de estudio.

Escorrentía (C):

De los parámetros que intervienen en esta fórmula, el factor de escorrentía (C) está compuesto en función de tres componentes (Cuadro 4.1.1.):

$$C=C_1+C_2+C_3$$

Dónde:

- C_1 = está en función de la cobertura vegetal.
- C_2 = está en función de la textura del suelo.
- C_3 = está en función de la topografía del terreno.

Cuadro 4.1.1.: Cálculo del coeficiente de escorrentía, método Mac-Math modificado para Costa Rica

Factor de escorrentía de Mac-Math (Adaptado para Costa Rica)					
<u>Vegetación</u>		<u>Suelo</u>		<u>Topografía</u>	
Uso del Suelo	C_1	Textura	C_2	Pendiente (%)	C_3
Área Urbana	0,30	Arcilla Plástica	0,22	0,0 – 2,0	0,04
Bosque Primario	0,03				
Bosque Secundario	0,05	Arena	0,08	2,1 – 5,0	0,08
Cultivo Permanente	0,10				
Cultivos Anuales	0,08	Arenosa Gruesa	0,05	5,1 – 10,0	0,15
Lagos y embalses	0,00				
Nubes o sombras	0,15	Limo arcilloso	0,16	10,1 – 20,0	0,20
Pastos	0,20				
Tacotal y Charral	0,18	Limo arenoso	0,10	20,1 – 50,0	0,25
Terreno descubierto	0,25				
Uso mixto	0,22	Limo volcánico	0,12	> 50,0	0,30

El valor de C_1 se ha determinado utilizando el mapa de usos de suelos realizado para la zona con base en imágenes satelitales del Basemap del Software ArcMap 10.2, asignando así valores de escorrentía parcial para cada uso de suelo distinto

El uso de suelo primordial en la cuenca se determina como de tacotal o pastos densos, como segundo uso de suelo en importancia se encuentran los cultivos, dejando así a los bosques y zonas urbanas en último grado de importancia en cuanto a la distribución de los usos de suelos (figura 4.1.1).

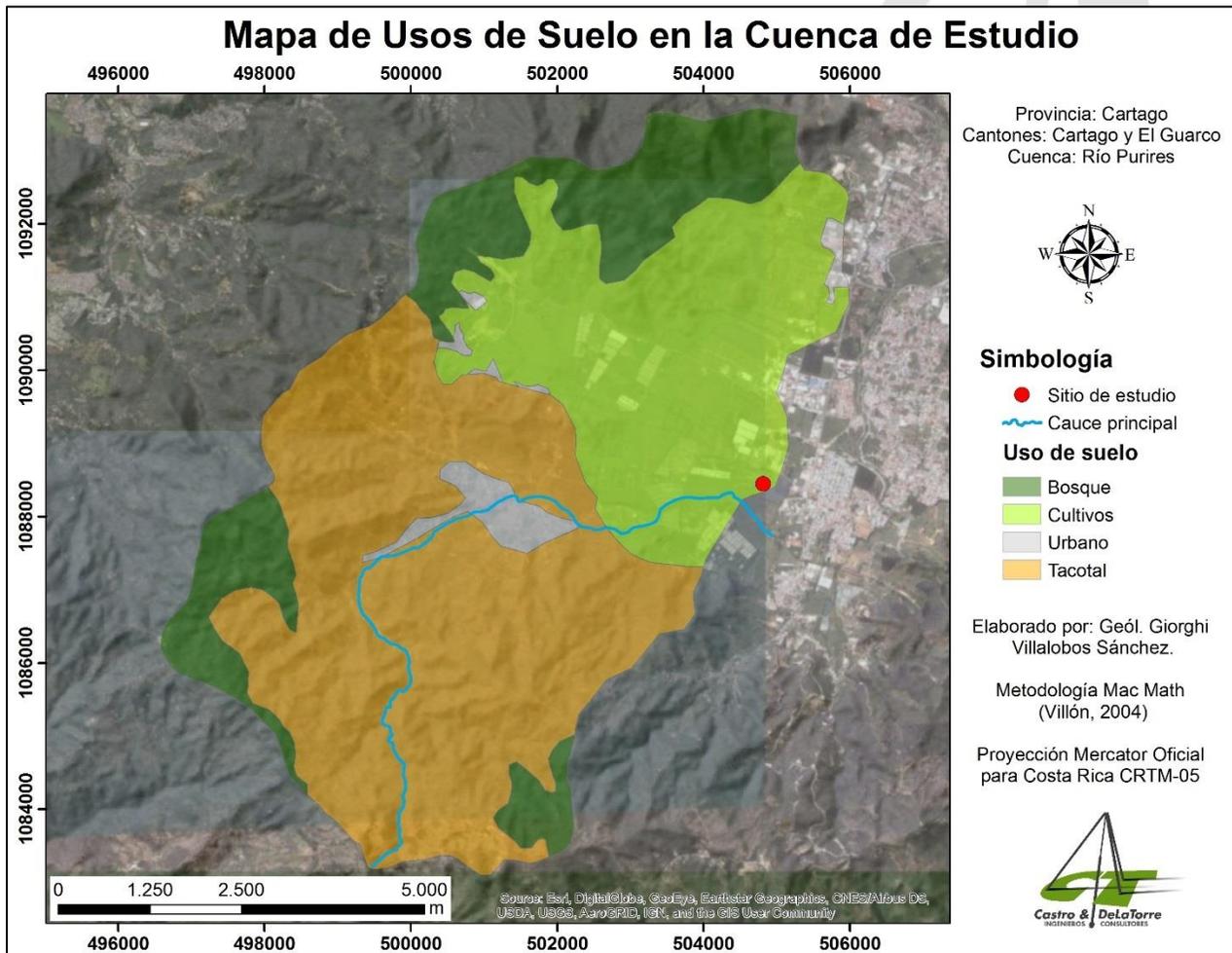


Figura 4.1.1: Composición del uso del suelo de la cuenca del Río Purires.

El valor de C_2 se ha obtenido a partir de un mapa de suelos obtenido con información de campo en asociación con los aspectos geológicos regionales y aspectos geomorfológicos de la cuenca, se utiliza como base para esto la clasificación de suelos dado por Bogantes (2016).

Predominan los suelos volcánicos incluyendo las arcillas plásticas que generalmente tienen un origen por la alteración de rocas volcánicas ácidas o piroclásticas (figura 4.1.2), siendo congruente con el marco geológico regional que nos define una zona con gran actividad volcánica cuaternaria.

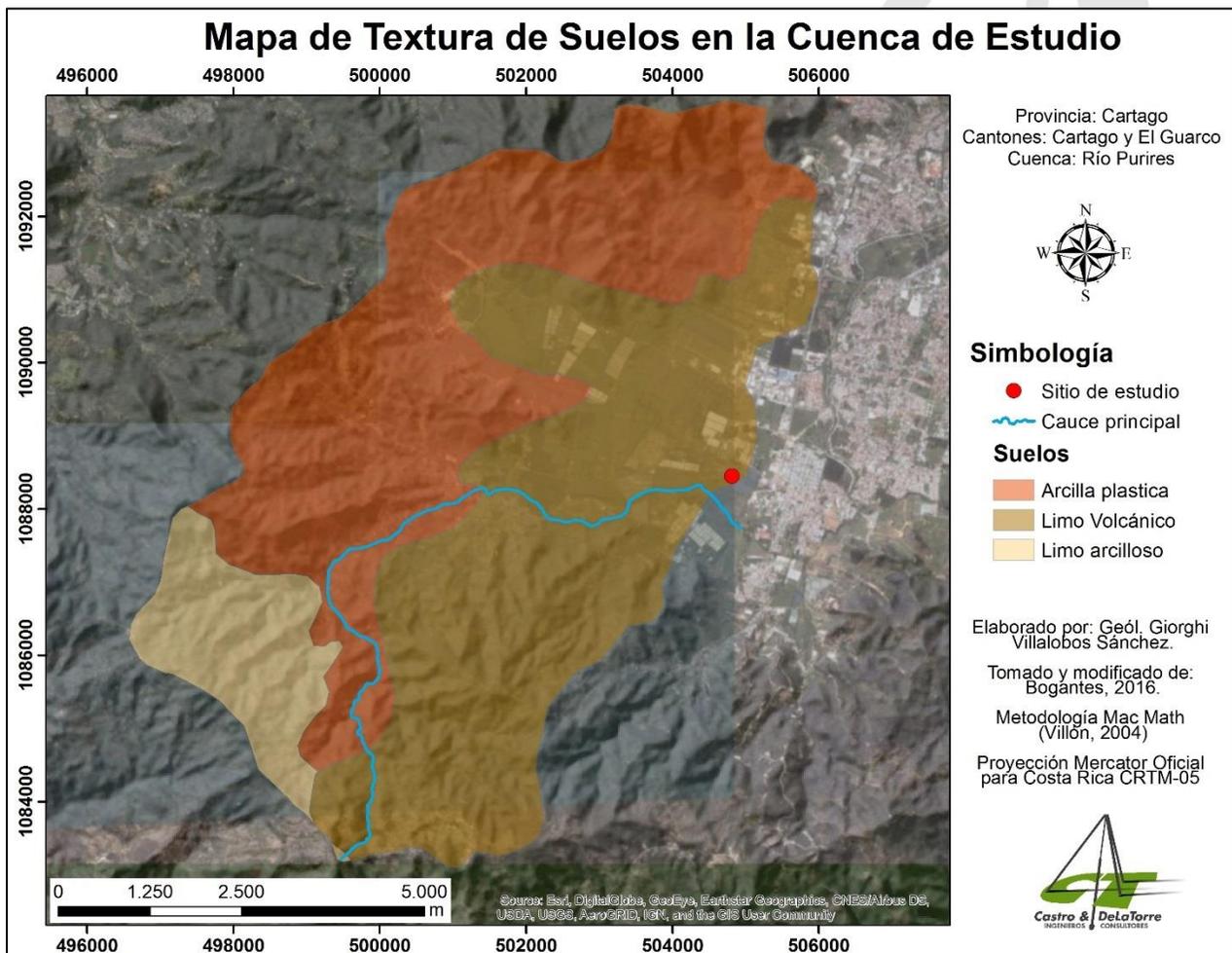


Figura 4.1.2: Textura de los suelos de la cuenca del Río Purires.

El valor de C_3 que es el aspecto que relaciona la pendiente del terreno, se ha derivado de un modelo de elevación digital (MED), construido utilizando las curvas de nivel establecidas cada 10 m dentro de la cuenca y su respectiva clasificación de pendientes en los rangos que establece el método del Mac-Math (figura 4.1.3).

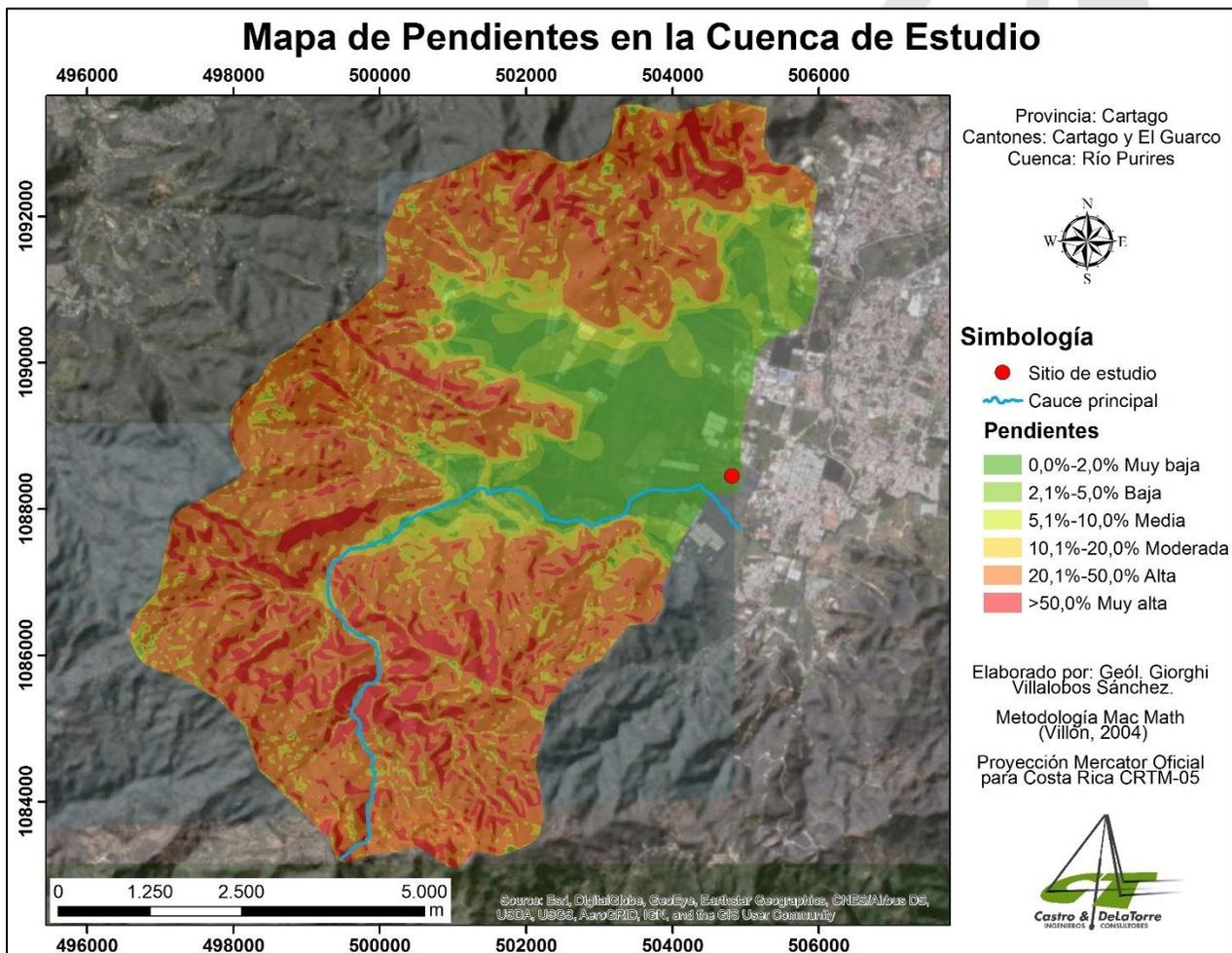


Figura 4.1.3: Pendientes de la cuenca del Río Purires.

La sobreposición de estos tres mapas con sus respectivos valores hace que se logre obtener la suma de los C totales para los polígonos resultantes y el valor de C general para la cuenca se determina según la sumatoria ponderada por área (figura 4.1.4); que se ha utilizado a su vez en el cálculo del caudal mediante el método Mac-Math.

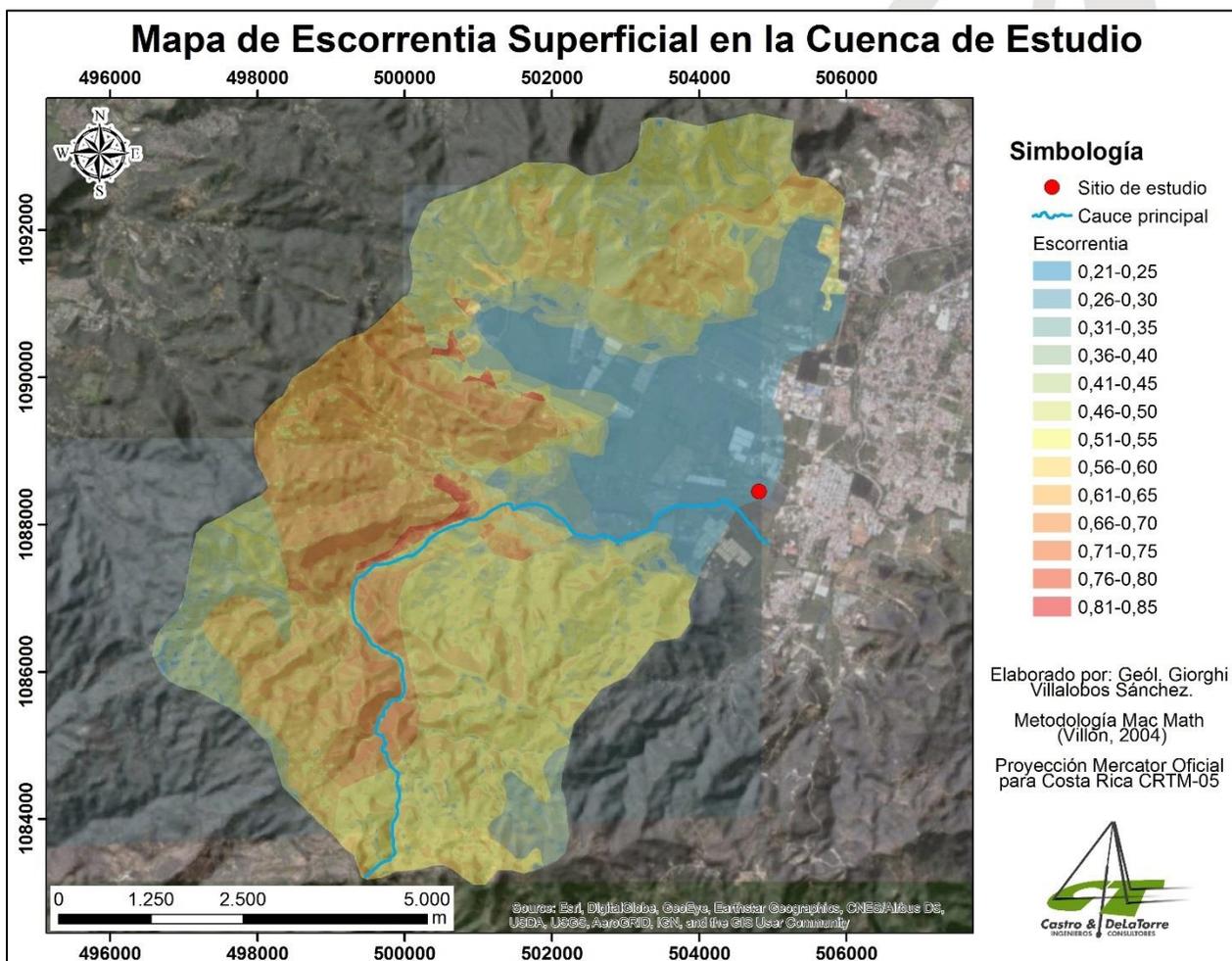


Figura 4.1.4: Coeficientes de escorrentía para la cuenca del Río Purires.

Con estos valores se ha obtenido un dato de coeficiente de escorrentía para el caso de la cuenca en estudio de **0,51**.

Intensidad máxima de la lluvia (I):

La máxima escorrentía ocasionada por una lluvia se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración (t_c); el cual se puede obtener utilizando la fórmula de Kirpich y la utilización de la curva de intensidad-duración-periodo de retorno para la estación 73-123 ITCR, Cartago (Figura 4.1.5.) del IMN (Rojas, 2011)

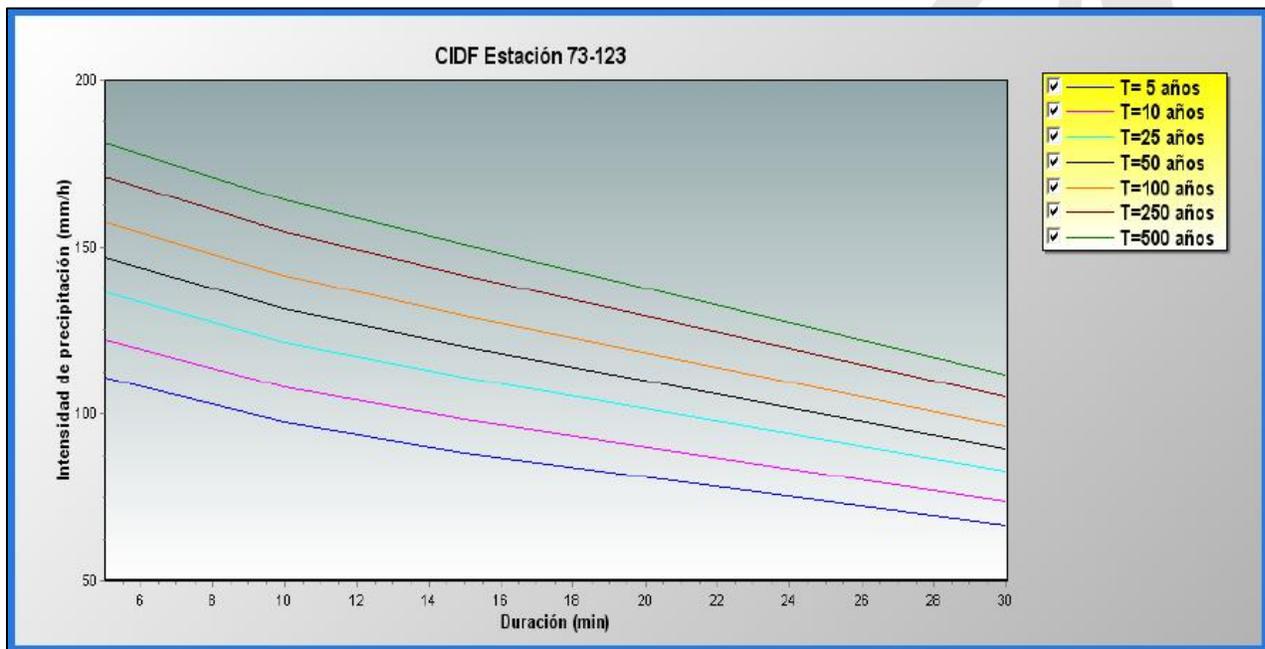


Figura 4.1.5. Curva IDF para la estación ITCR, Cartago (73-123). Fuente: Rojas; 2011.

La fórmula de Kirpich, requiere de la estimación espacial de parámetros como la longitud del río y la diferencia de altura entre la parte más alta del área tributaria y el sitio de estudio, de la siguiente manera:

$$t_c = 0,0195(L^3/H)^{0.385}$$

Dónde:

- t_c = tiempo de concentración (min),
- L = máxima longitud del río (m).
- H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal (m).

Entonces, utilizando un valor de L de 10877 m y H de 760 m, calculados mediante la utilización de la herramienta de medición que ofrece el programa ArcMap 10.2, sobre las hojas cartográficas Istarú, Abra, Caraigres y Tapantí, escala 1: 50 000, editadas por el Instituto Geográfico Nacional y curvas de nivel cada 10 m con curvas basadas en fotos del proyecto Terra de 1998; se obtiene un tiempo de concentración de 69,7 min; aplicando las recomendaciones encontradas en el Manual de Instrucciones de Estudios Hidrológicos, desarrollado por el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, donde se recomienda que al valor del tiempo de concentración calculado, se le aplique un factor de 0,52; recomendado para Centroamérica, se modifica el tiempo de concentración a 36,2 minutos.

Por lo tanto, para tener un valor lo más acertado posible de la intensidad usando las curvas IDF y debido a la dificultad de leer estos valores gráficamente en la figura, se utiliza la ecuación de la curva dada para esta estación:

$$I = 152,08 * \frac{T^{0.111}}{D^{0.274}}$$

Donde,

I = Intensidad de lluvia en mm/hr

T = Periodo de retorno en años

D = duración de la tormenta (tiempo de concentración) en minutos

Caudales de avenida máxima:

Con todos los parámetros calculados se utiliza la fórmula del Método Mac Math (ver sección 2.4) obteniendo los caudales para diferentes periodos de retorno (Cuadro 4.1.2).

Cuadro 4.1.2. Valores de caudales de avenidas máximas para distintos periodos de retorno en la cuenca analizada.

<i>Valores de Caudal de Venida Máxima (Q), en función del periodo de retorno y la intensidad de la lluvia</i>							
Periodo de Retorno (años)	5	10	25	50	100	250	500
Intensidad (mm/hr)	67,99	73,43	81,29	87,79	94,82	104,97	113,36
Caudal de venida Máxima (m³/s)	146,87	158,62	175,60	189,64	204,81	226,74	244,87

4.2.- Método Racional:

Se ha utilizado el método racional para la estimación del caudal del proyecto. Este es un método muy utilizado para medir descargas de pequeños drenajes, consiste en una fórmula para calcular la escorrentía superficial de una cuenca hidrográfica, o en áreas pequeñas. Se adapta muy bien para la determinación de la escorrentía para drenaje superficial de carreteras y descargas para alcantarillas o tuberías de pequeñas cuencas. En el método racional se asume que la intensidad de lluvia sobre el área de drenaje es uniforme para un tiempo considerado.

Condición actual del proyecto:

La curva IDF de la estación 73-123 ITCR, no supera intensidades mayores a 182 mm/hr (figura 4.1.5). Si se utiliza un criterio de un tiempo de concentración de 10 min, para un periodo de retorno de 100 años se obtiene una intensidad de 141,4 mm/hr, según (Rojas, 2011). Si el área del terreno según la información brindada es de 12,29 Ha calculándola con ArcGis y se asume un coeficiente de escorrentía de 0,4 (según tabla 9.1 del Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificaciones 2017, para pendiente suave, semipermeable y pastos); se obtiene un caudal de 1,93 m³/s para el caso de escorrentía actual sin desarrollar el proyecto, que representa el 0,94% del caudal de avenida máxima para la cuenca en estudio para el mismo periodo de retorno.

Cuadro 4.2.1. Valores de caudales de avenidas máximas para distintos periodos de retorno en la finca de estudio en condiciones actuales.

Valores de Caudal de Venida Máxima (Q), en función del periodo de retorno y la intensidad de la lluvia							
Periodo de Retorno (años)	5	10	25	50	100	250	500
Intensidad (mm/hr)	97,47	108,1	121,54	131,51	141,40	154,43	164,26
Caudal de venida Máxima (m³/s)	1,33	1,48	1,66	1,80	1,93	2,11	2,24

Caudal de diseño del proyecto:

Para el caudal de diseño se calcula el coeficiente de escorrentía (c) según la tabla 9.1 del Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificaciones 2017 y haciendo una suma ponderada según sus áreas tributarias (anexo C) resultando en 0,73; mientras que para la intensidad máxima de lluvia se asume un tiempo de concentración de 10 min de la estación ITCR, 73-123.

El análisis en el proyecto se dividirá en 2 sectores (figura 4.2.1), el área específica del proyecto que está delimitado por el lindero del plano catastro dado (anexo A) y un área circundante que se determina escurre hacia el proyecto, por lo que el caudal generado por esta se captaría en el borde norte del lindero y se sumaría a la red pluvial del proyecto, desfogando finalmente este caudal sumado al propio generado por el proyecto. Esta medida se toma para evitar dentro del proyecto la inundación o libre escorrentía de aguas pluviales vecinas.

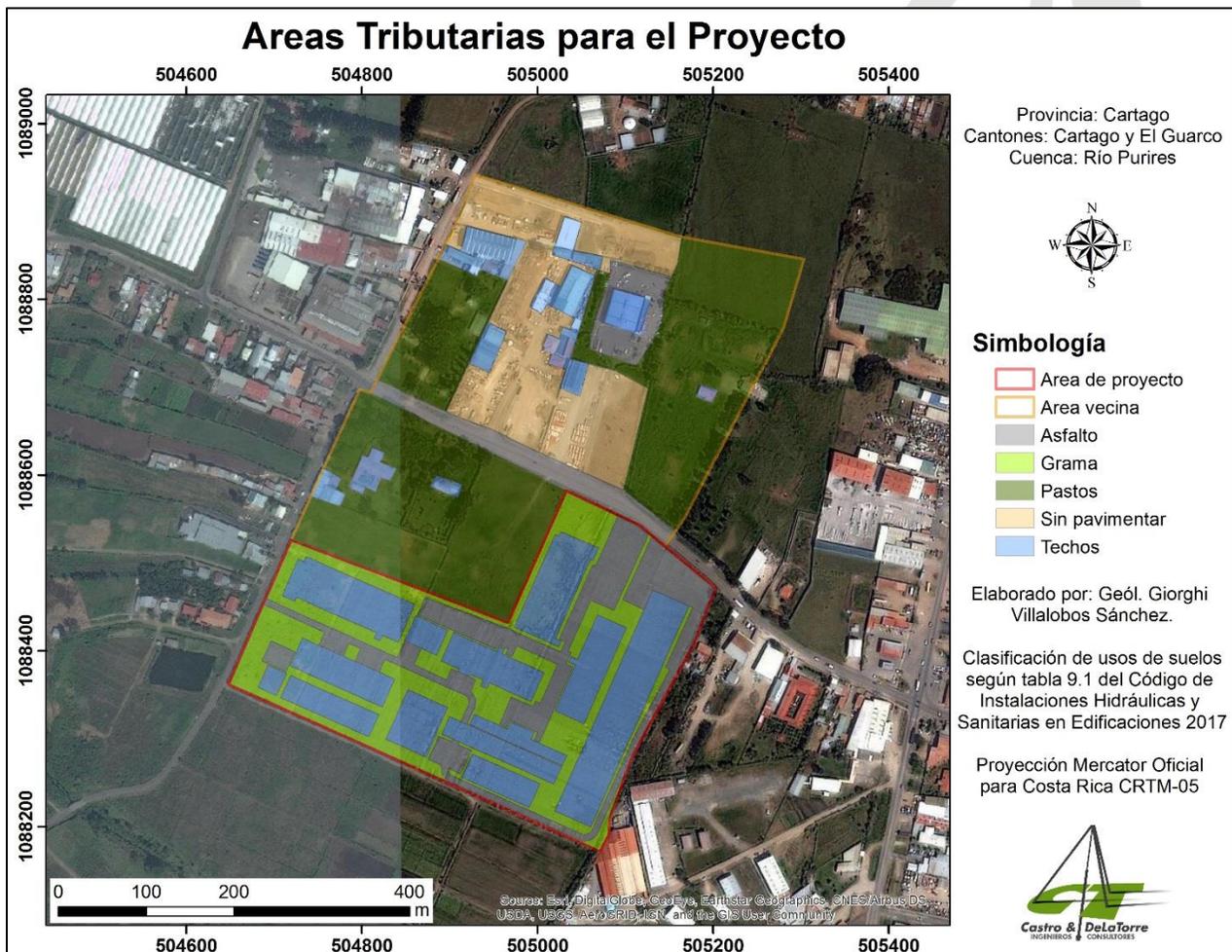


Figura 4.2.1. Distribución de las áreas tributarias en el proyecto.

Cuadro 4.2.2. Valores de caudales de avenidas máximas para distintos periodos de retorno para el área tributaria circundante al terreno.

Valores de Caudal de Venida Máxima (Q), en función del periodo de retorno y la intensidad de la lluvia							
Periodo de Retorno (años)	5	10	25	50	100	250	500
Intensidad (mm/hr)	97,47	108,1	121,54	131,51	141,40	154,43	164,26
Caudal de venida Máxima (m³/s)	2,03	2,25	2,53	2,74	2,95	3,22	3,42

Cuadro 4.2.3. Valores de caudales de avenidas máximas para distintos periodos de retorno en el proyecto futuro.

<i>Valores de Caudal de Venida Máxima (Q), en función del periodo de retorno y la intensidad de la lluvia</i>							
Periodo de Retorno (años)	5	10	25	50	100	250	500
Intensidad (mm/hr)	97,47	108,1	121,54	131,51	141,40	154,43	164,26
Caudal de venida Máxima (m ³ /s)	2,43	2,69	3,03	3,28	3,52	3,85	4,09

Por lo que, si comparamos los datos por ejemplo para un periodo de retorno de 100 años, el caudal total generado por el área tributaria circundante a la finca de estudio y el proyecto una vez desarrollado es de 6,47 m³/s lo que representa un 3,15 % respecto al caudal de avenida máxima de la cuenca en el punto de desfogue para el mismo periodo de retorno.

Se determina por tanto que el caudal aportado por el proyecto sumado al de los terrenos circundantes, será bien asumido por el cauce del Río Purires y no se verá afectado por un aumento significativo de caudal.

Se recuerda que para el desarrollo adecuado del desfogue de aguas pluviales y evitar problemas de erosión o efectos hidráulicos en las cercanías del punto de vertido, se debe procurar la salida adecuada de las aguas pluviales del terreno totalmente canalizada hasta el punto de mayor tirante máximo del río para prevenir la erosión de taludes y no obstaculizar la incorporación de las aguas al cauce; además de la canalización por valles que no estén revestidos con materiales poco erodables. La entrega de aguas pluviales a un colector (quebrada o río) debe tomar en cuenta el nivel máximo probable de las avenidas de este último. Esta entrega no debe ser hecha en forma perpendicular al curso del colector, sino que en un ángulo no mayor de 45°.

5.- EVALUACION DE RESULTADOS HIDROLOGICOS Y CONCLUSIONES:

5.1. Cálculo diámetro de tubería del proyecto:

Para el caudal de diseño se siguen las recomendaciones dadas por el Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones, en su apartado 8.3. Donde se recomienda utilizar el método racional con un tiempo de concentración de 5 minutos para áreas menores a 1 Ha y un periodo de retorno de 5 años; por lo tanto, utilizando la CIDF de la estación del IMN localizada en el tecnológico de Cartago y estas consideraciones se obtiene una intensidad de 134 mm/hr.

Aplicando el método racional según la fórmula antes usada en el apartado 4.4 de este informe, para un área de proyecto de 0,404 Ha (Anexo B), una intensidad de precipitación de 134 mm/hr y un coeficiente de escorrentía (C) asumido de 0,90 tomado del cuadro 8.1 del Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones, se obtiene un caudal de diseño de **0,135 m³/s** el cual no presenta una diferencia grande respecto al caudal máximo calculado.

Para el cálculo de la tubería capaz de evacuar apropiadamente dicho caudal se utiliza la ecuación de Manning:

$$\emptyset = (3,208 * \mu Q S \sqrt{S})^{3/8}$$

Dónde:

\emptyset es el diámetro (m)

μ , coeficiente de Manning para el material de la tubería (adimensional)

Q, caudal de diseño (m³/s)

S, pendiente de la tubería (adimensional)

Se estima una pendiente mínima de 0,5% para la tubería y un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,01 para tuberías de concreto lujado, dando un diámetro de **0,78 m** o 30,7 pulgadas, por lo que se recomienda el alcantarillado de diámetro superior siguiente en el mercado el cual sería de **36 pulgadas** para el área del proyecto a intervenir y llegar hasta el desfogue en el cuerpo receptor estudiado o de existir ya un sistema de alcantarillado conectarlo a este mediante una caja de registro apropiada según el sistema pluvial existente y las recomendaciones del Código de instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones. No obstante, desde la laguna de retardo hasta la cada de registro previo a la salida en la carretera se obtiene que se utiliza una pendiente de 1,41%, se obtiene un diámetro de 0,58 m, por lo que se puede permitir un diámetro de hasta 0,8 m.

En la Municipalidad de El Guarco, en la visita realizada de consulta se definió que para el trámite de la solicitud de desfogue pluvial se debe efectuar un diseño adecuada, el cual en el caso de este proyecto está muy ligado a las condiciones de las pendientes y principalmente, para la opción del cuerpo receptor seleccionado, por medio de conducción a través de la acceso cantonal hacia el río Purires, el hecho de que el cabezal debía cumplir con una condición de presentar un flujo en posición de 45°, respecto a la dirección de flujo del río.

5.2. Obras pluviales:

Se ha planteado el diseño de laguna de retención para el amortiguamiento del aumento de la escorrentía producto del cambio del uso de suelo en las nuevas instalaciones Nuevo Hospital Dr. Maximiliano Peralta Jiménez de Cartago.

Se propone la construcción de un embalse de retención de aguas pluviales, con un área en planta de 1335 m² y una altura máxima de almacenamiento de 3,0 m; el volumen máximo de almacenamiento requerido es de 4000 m³ aproximadamente.

Esta laguna de retención tendrá como salidas dos hileras de 3 orificios de salida:

1era hilera: 3 orificios (tubería de alcantarilla) de 0.60 m de diámetro ubicados sobre el fondo de la Laguna.

Zera hilera: 3 orificios (tubería de alcantarilla) de 0.60 m de diámetro ubicados a 1.0 m de altura sobre el fondo de la Laguna.

Esta laguna de retención tendrá un vertedero de excedencias de 15 m de ancho y 0.50 m de profundidad. Este vertedor se ubica a una altura de 2.50 m sobre el fondo de la laguna.

La topografía del terreno requiere la creación de rellenos y diques para poder lograr los gradientes de desfogue con respecto al nivel de calle pública y el volumen requerido de almacenamiento. El volumen de almacenamiento se puede lograr en un dique de concreto, dadas las grandes limitantes con respecto a los niveles del terreno. Será conveniente rellenar los niveles actuales de terreno del proyecto en al menos 1,00 m para canalizar las aguas pluviales internas del proyecto hacia la laguna de retención. También puede conformarse la excavación con taludes de rellenos vegetados inclinados a un máximo de 1:1, con lo cual la laguna funcionaría al aire libre. Debe tenerse en cuenta que esta laguna solamente tendrá alguna cantidad de agua durante las lluvias, conservándose seca la inmensa mayoría del tiempo.

El sistema de retención propuesto disminuye el caudal máximo a 1,4 m³/s luego de la construcción del proyecto, lo cual implica un amortiguamiento de 100% aproximadamente de las aguas producidas por la construcción de las edificaciones del hospital. De esta manera el sistema efectivamente disminuye la carga pluvial a desfogar en la calle pública evitando problemáticas relacionadas con inundaciones.

La tubería de desfogue que alimenta el embalse será en tubería de concreto y se recomienda un diámetro mínimo de 1,00 m mínimo al 0.5% de pendiente; sin embargo, el ingeniero diseñador del sistema pluvial del proyecto debe verificar las dimensiones propuestas según su bosquejo y tendrá la potestad de cambiar estas dimensiones. Las aguas retardadas no se entregarán al sistema público existente ya que por su gran caudal se asume que la infraestructura pluvial pública existente no tiene la capacidad hidráulica, por lo tanto, es necesario construir unos sistemas pluviales en la calle pública hasta su desfogue en el río Purires. Este efluente pluvial debe conducirse por tubería de concreto de al menos 1,00 de diámetro hasta el desfogue en el río Purires. Del vertedero de la laguna hacia la caja de registro ubicada en la calle se posee una mayor pendiente, por lo que el diámetro de la tubería en ese tramo es menor.

5.2.1. - Estimación del hidrograma de diseño

Utilizando el programa HEC-HMS y el método del SCS de tiempo de retardo, se generaron los hidrogramas para cada punto estudiada, en función de las características de las cuencas definidas. En la Figura 5.2.1 se muestran los hidrogramas de diseño obtenidos en cada punto de análisis. En la Tabla 5.2.1 se indican los valores máximos de caudal instantáneo obtenidos.

En el caso luego de la construcción del proyecto, se utilizó un porcentaje de impermeabilización del 80% de la superficie total del terreno, obtenido de la suma de todas las áreas impermeables (techos y pavimentos).

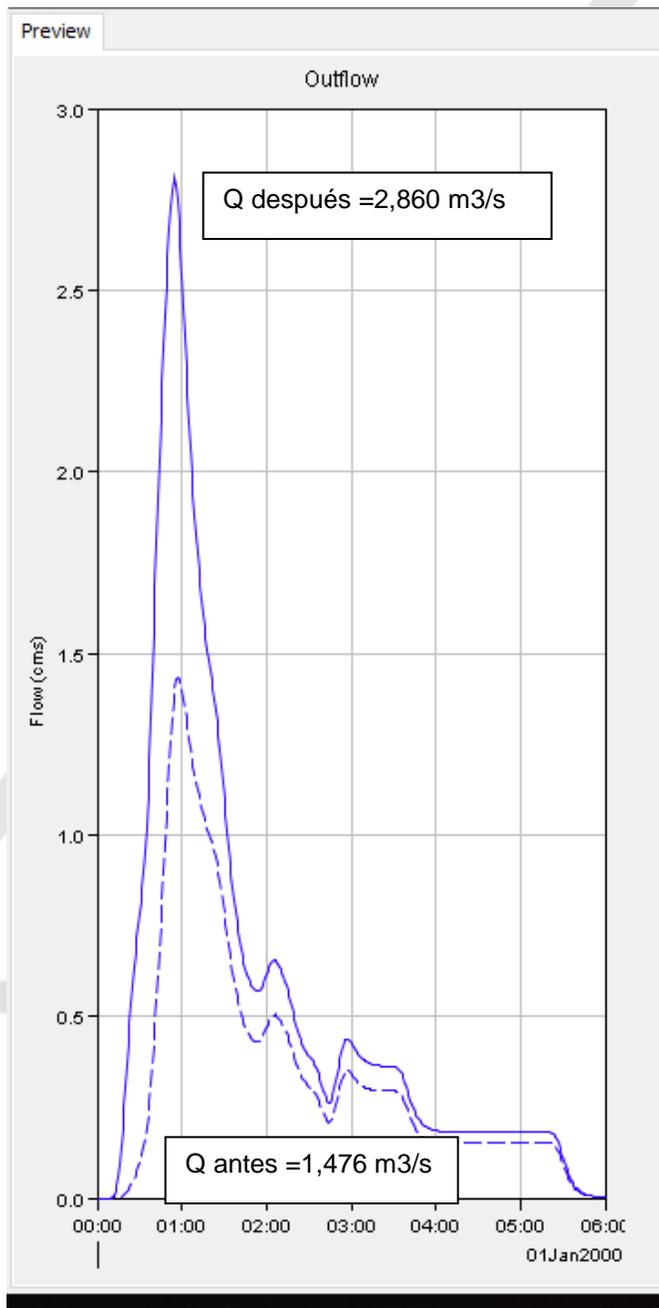


Figura 5.2.1. Hidrograma de diseño para 25 años de periodo de retorno, Proyecto Nuevo Hospital de Cartago en el Guarco de Cartago, condición antes y después de construcción.

Se obtiene un caudal instantáneo máximo de 1,4 m³/s en condición natural antes de la construcción el cual aumenta a 2,8 m³/s luego de la construcción, un incremento de aproximadamente el doble o sea un 100%.

Este incremento debe ser amortiguado mediante un sistema de retención de aguas pluviales efectivo.

Tabla 5.2.1. Caudal máximo instantáneo obtenido en la microcuenca Nuevo Hospital de Cartago, antes y después de la construcción.

Project: san joaquin		Simulation Run: Sfran1	
Subbasin: Hospital Antes			
Start of Run:	01ene2000, 00:00	Basin Model:	CuencasSan joaquin
End of Run:	01ene2000, 06:00	Meteorologic Model:	Cuencas Escazu
Compute Time:	16nov2018, 10:24:31	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	1.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene2000, 00:57
Precipitation Volume:	100.00 (MM)	Direct Runoff Volume:	59.69 (MM)
Loss Volume:	40.31 (MM)	Baseflow Volume:	0.00 (MM)
Excess Volume:	59.69 (MM)	Discharge Volume:	59.69 (MM)

Project: san joaquin		Simulation Run: Sfran1	
Subbasin: Hospital Despues			
Start of Run:	01ene2000, 00:00	Basin Model:	CuencasSan joaquin
End of Run:	01ene2000, 06:00	Meteorologic Model:	Cuencas Escazu
Compute Time:	16nov2018, 10:24:31	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	2.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene2000, 00:55
Precipitation Volume:	100.00 (MM)	Direct Runoff Volume:	97.80 (MM)
Loss Volume:	2.20 (MM)	Baseflow Volume:	0.00 (MM)
Excess Volume:	97.80 (MM)	Discharge Volume:	97.80 (MM)

5.2.2. - Memoria de cálculo del diseño

Con el fin de mitigar el impacto hidrológico del desarrollo proyectado en la zona de estudio, se procede a diseñar un sistema de retención de aguas pluviales con el fin de que el desarrollo del proyecto Nuevo Hospital de Cartago cumpla con las siguientes condiciones:

1. El caudal de escorrentía superficial luego de la construcción **debe ser igual o inferior al que produce actualmente el terreno en verde.**
2. El sistema de **retención de hecho aliviaría el caudal que tendría que manejar la tubería de concreto en la calle pública**, con lo cual el impacto **hidrológico sería de hecho beneficioso.**

Normalmente los sistemas de drenajes pluviales se diseñan para eventos máximos de 25 años de periodo de retorno, por lo cual el efecto de amortiguamiento de caudales se refleja en cualquier evento de recurrencia igual o menor al periodo fijado. En el caso de los sistemas de retención, el beneficio estimado para el evento de diseño es el menor si se compara con eventos de mayor frecuencia, en los cuales el amortiguamiento alcanza porcentajes mucho mayores.

En resumen, el presente estudio pretende implementar para el nuevo Hospital de Cartago las mejores prácticas en el manejo de aguas pluviales con el fin de que el impacto hidrológico del proyecto sea beneficioso desde todo punto de vista. Un sistema de retención de aguas pluviales tiene como objetivo principal disminuir significativamente el caudal máximo instantáneo que produce una determinada cuenca durante un evento de precipitación específico.

Normalmente, el porcentaje de reducción obtenido es función del volumen almacenado (para una misma cuenca y un mismo evento de precipitación). Es común que la limitación en la reducción esté dada por el máximo volumen que es práctico almacenar, pues para cuencas de alguna magnitud los volúmenes necesarios de almacenamiento se vuelven muchas veces inmanejables desde un punto de vista práctico.

Para aprovechar el volumen de embalse máximo posible durante el evento de precipitación, es necesario que el embalse este previamente seco o con un pequeño volumen de agua almacenado. En la mayoría de los casos esta condición implica que deben construirse pequeños embalses de almacenamiento útil significativo.

Para lograr que el agua suba de nivel y aproveche el volumen destinado a embalse, es necesario colocar una estructura de descarga normalmente por medio de orificios o tubos de alcantarilla, cuyo tamaño debe ser diseñado de tal forma que no produzca un rebalse del volumen de almacenamiento previsto, ni tampoco permita salir demasiada agua al mismo tiempo, como para disminuir el efecto de amortiguamiento esperado.

Un elemento casi siempre necesario es un vertedero de emergencias en alguna parte de los tanques o embalse, de tal forma que el agua rebalse en forma controlada si llega a superarse el evento de diseño.

En la Figura 5.2.2.1 se muestra el sistema de retención propuesto que básicamente consta de un tanque o laguna de almacenamiento y una o varias salidas tipo orificio o tubo de concreto (alcantarilla).

En función de la capacidad de almacenamiento del tanque y de la capacidad de desagüe del orificio, se produce un efecto de almacenamiento que da como resultado una importante reducción en el caudal máximo de escorrentía que produce el terreno.

En el caso estudiado, el sistema de retención recogerá las aguas de techos y los pavimentos y los conducirá a un embalse de almacenamiento, los cuales desaguaran lentamente hacia una tubería de concreto que constituye el desfogue pluvial hacia la calle pública de la zona.

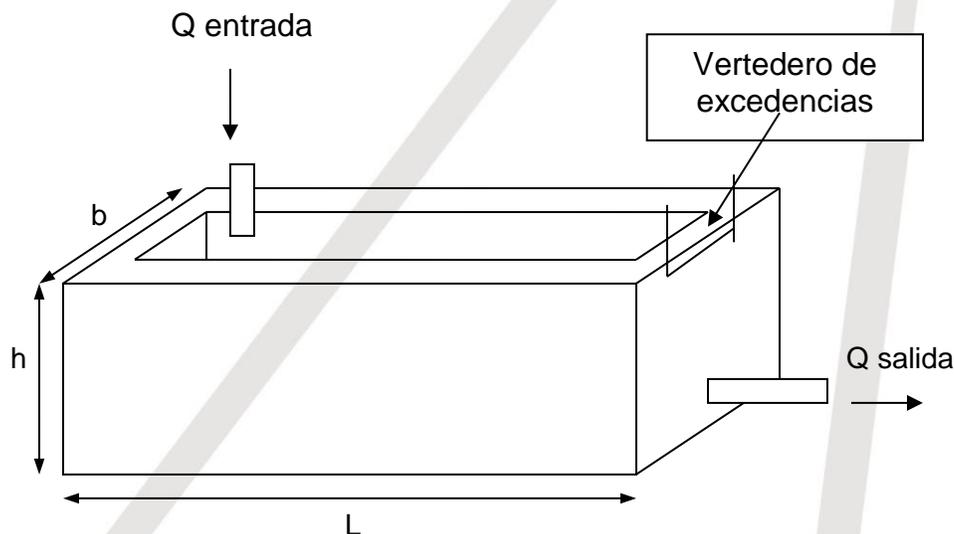


Figura 5.2.2.1 Esquema de sistema de retención propuesto.

Mediante el programa HEC-HMS se determinó el efecto de diferentes volúmenes y diámetros de orificios de salida, y finalmente se optó por un sistema con las siguientes características:

Como primera aproximación al volumen de almacenamiento requerido se toma de la Figura 5.2.1 un porcentaje del volumen del hidrograma de entrada, como valor inicial de volumen requerido.

Volumen de almacenamiento requerido: $30 \text{ min} \cdot 1.21 \text{ m}^3/\text{s} = 2178 \text{ m}^3$ (2178,4000 por caudal de emergencias)

Área de almacenamiento propuesta: 1335 m^2 (se propone un dique de una altura de 3 m, puede ser un tanque de concreto cerrado o una excavación abierta con taludes laterales a 45 grados y revegetada con gramíneas-zacate). En el caso, se no ser concreto se puede realizar rellenos compactados estructurados con geotextiles y revegetados con "vetiver"

Carga hidráulica (altura de agua): 3,0 m

Diámetro del orificio de salida:

1era hilera: 3 orificios o tubería de concreto de 0.60 m de diámetro sobre el fondo de la laguna

2da hilera: 3 orificios o tubería de concreto de 0.60 m de diámetro sobre 1.5 m desde el fondo de la laguna

El efecto del sistema de retención propuesto se observa en la Figura 5.2.2.3.

Se reduce el caudal producido por la microcuenca de 2,8 m³/s a solamente 1,4 m³/s; lo cual implica que el caudal se amortigua al 50% del que evacuaría la microcuenca con el proyecto construido o sea los caudales generados por el proyecto serán totalmente amortiguados.

En cuanto a caudales totales, en la Figura 5.2.2.2 se muestran los caudales producidos por el terreno en dos condiciones:

- A. Antes de la construcción (caudal en verde)
- B. Después de la construcción sin sistema de retención
- C. Después de la construcción con tanques sistema de retención

Se observa que el sistema de retención propuesto es efectivo pues atenúa los caudales máximos instantáneos a un 50%, conservando las condiciones pluviales del terreno en verde.

Se obtiene un almacenamiento máximo en el embalse de 4 000 m³ y un nivel máximo de piscina de 2.8 m de altura.

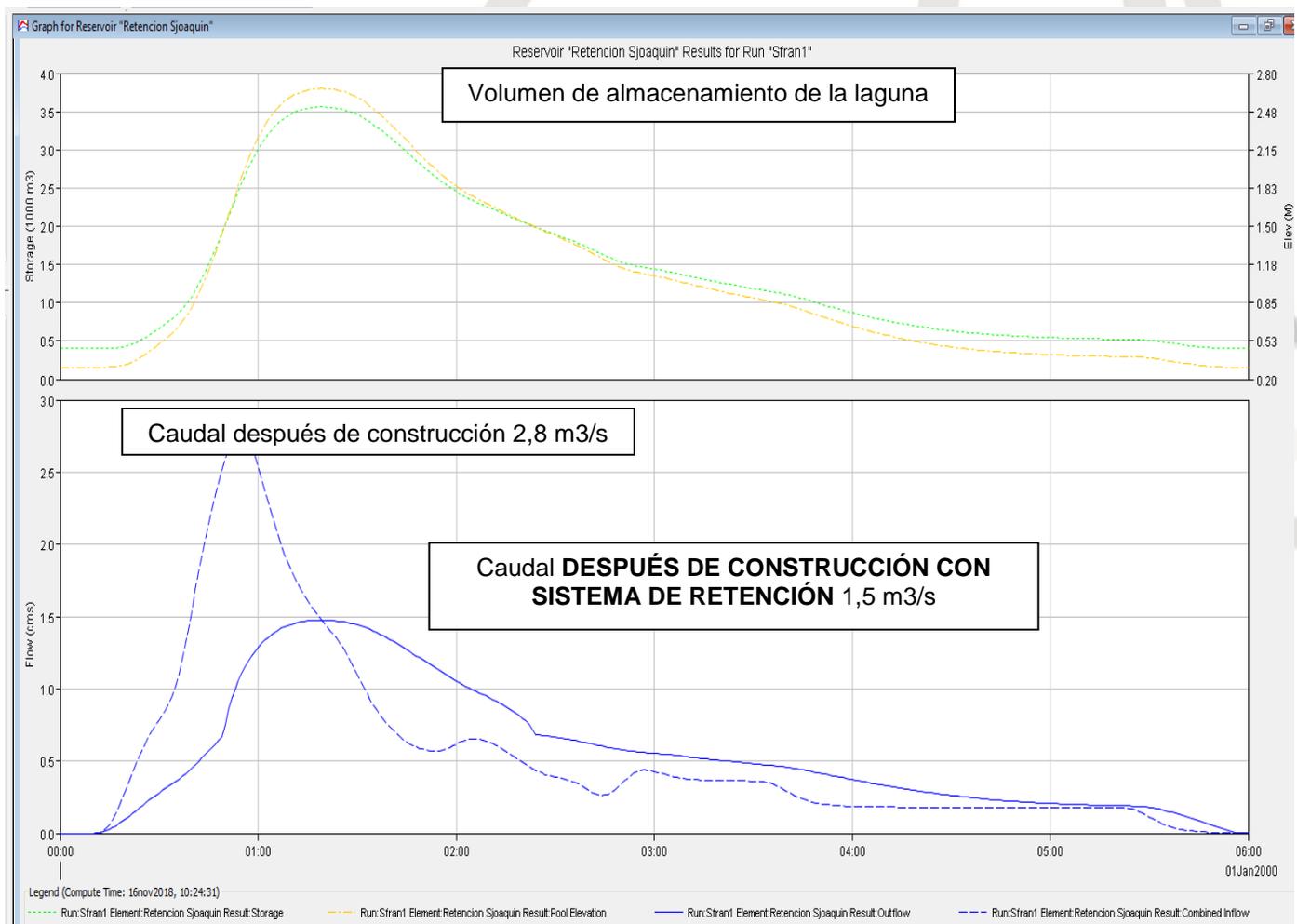
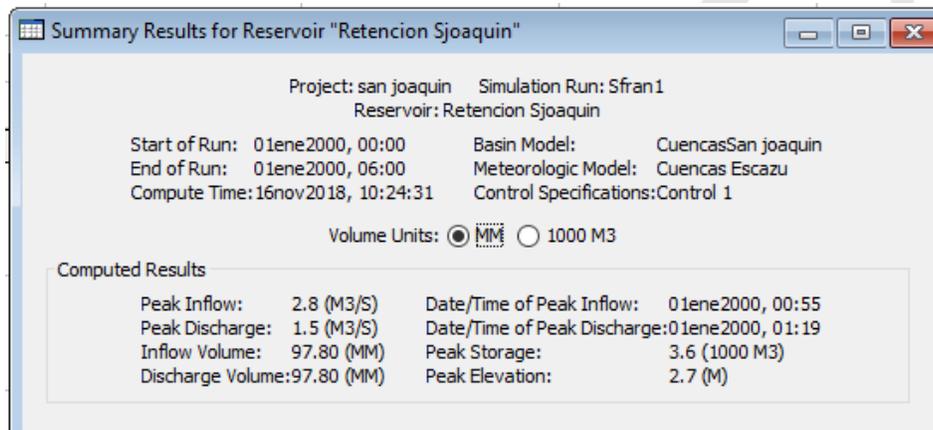
El dimensionamiento final de la laguna de retención obedecerá a motivos arquitectónicos y topográficos siempre y cuando se respeten 2 variables hidráulicas básicas: carga de agua y volumen de almacenamiento. Los orificios de salida pueden estar constituido por tubos de concreto o de PVC del diámetro especificado para cada hilera colocada.

Estos orificios deberán estar protegidos por una reja colocada sobre una estructura metálica cuadrada (de tal forma que la entrada al tubo está encerrada en una jaula protectora), para evitar obstrucciones por desechos y materiales flotantes.

Los vertederos de excedencias son estructuras que permiten el desfogue controlado de caudales superiores al de diseño del embalse de retención en cauce.

En el presente caso se han diseñado las retenciones para caudales de 25 años de periodo de retorno, sin embargo, los vertederos de excedencias deben de permitir controladamente el paso de crecientes de hasta 100 años de periodo de retorno.

Figura 5.2.2. Efectos del tanque de retención en el caudal producido por el proyecto.



Mediante sucesivas corridas del programa de la simulación HEC-HMS se obtuvieron las siguientes longitudes y alturas de vertedores mostradas en la Tabla 5.2.2.1 para el embalse de retención propuesto.

Tabla 5.2.2.1 Cotas y longitudes de vertedores rectangulares necesarios para manejar crecientes de hasta 100 años de periodo de retorno.

Parámetro hidráulico	Laguna
Altura del vertedero (m)	0.50
Cota desde el fondo del embalse	3.00
Longitud del vertedero (m)	15.0

En la Figura 5.2.2.3 se muestran esquemas de los vertedores de excedencias propuestos y las estructuras de salida planteadas. La ubicación de la laguna de retención se muestra en la Figura 5.2.2.3 El perfil de la conducción requerida se muestra en la Figura 5.2.2.3

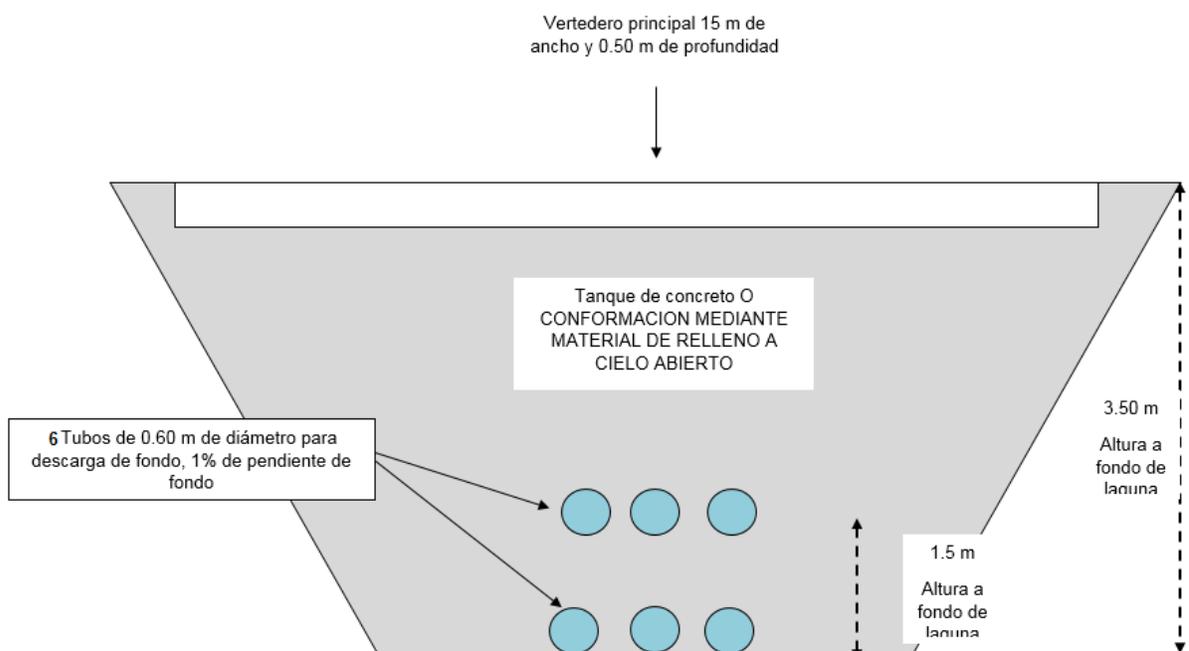


Figura 5.2.2.3. LAGUNA RETENCION PROYECTO NUEVO HOSPITAL DE CARTAGO
Esquema de estructura VERTEDERO DE EXCEDENCIAS.

5.2.3. - Diseño de desfogue pluvial para el nuevo Hospital de Cartago

A partir de la laguna de retención pluvial salen 6 tubos de 600 mm a una cuneta ala de gaviota de 1,20 m de ancho por 1,00 m de profundidad, la cual conecta con el pozo 1 del desfogue pluvial, el cual a su vez está conectado con la tubería de 800 mm que transita por el terreno dentro del proyecto hasta la calle pública, donde se debe construir el pozo dos o caja de registro que llevaría el agua hasta el cabezal de desfogue.

El desfogue pluvial consta de un sistema compuesto por tubería de concreto en diámetros de 800 mm a 1000 mm interconectados con pozos de 1,6 m de diámetro. La principal función de este sistema es transportar y canalizar las aguas pluviales del proyecto que salen de la laguna de retención pluvial. Las tuberías del desfogue pluvial fueron diseñadas para un periodo de retorno de 10 años, tal como lo establece la norma del AyA.

Dado que la topografía del sitio y la calle existente se presenta muy plana, es necesario realizar la conducción a un 0.5% de pendiente (mínima permitida por reglamentación) para poder desfogar en el río sin problemas. El diseño de este sistema cumple con lo estipulado en la normativa del AyA en cuanto a sistemas de tuberías pluviales. Este diseño cumple con la normativa en todos los parámetros que esta evalúa (velocidades mínima y máxima, fuerza tractiva etc). Finalmente, el sistema descarga en un cabezal de desfogue con una estructura amortiguadora de flujo. El diseño hidráulico del sistema se muestra en la Tabla 5.2.3.1. De la salida del vertedero de la laguna de retención hacia la calle se ha estimado un diámetro de 800 mm con una pendiente de 1,41%.

5.2.3.1. Análisis del cabezal de desfogue y el río Purires.

Haciendo un análisis con el software HEC-RAS (Fig. 5.2.3.1) y estableciendo el caudal con base en un registro físico de la última avenida máxima detectada en el río Purires, exactamente a la altura de la sección transversal 0+185 del rio (Fig. 5.2.3.2) lo que equivale a la sección transversal de la calle 0+299.68. De esta manera, se logra determinar que la altura máxima a la que llega el agua es 1378,5 m; lo cual implicaría que, en fenómenos de avenidas máximas en periodos de retorno de más de 100 años, el cabezal estaría en contacto con el agua (Fig. 5.2.3.3).

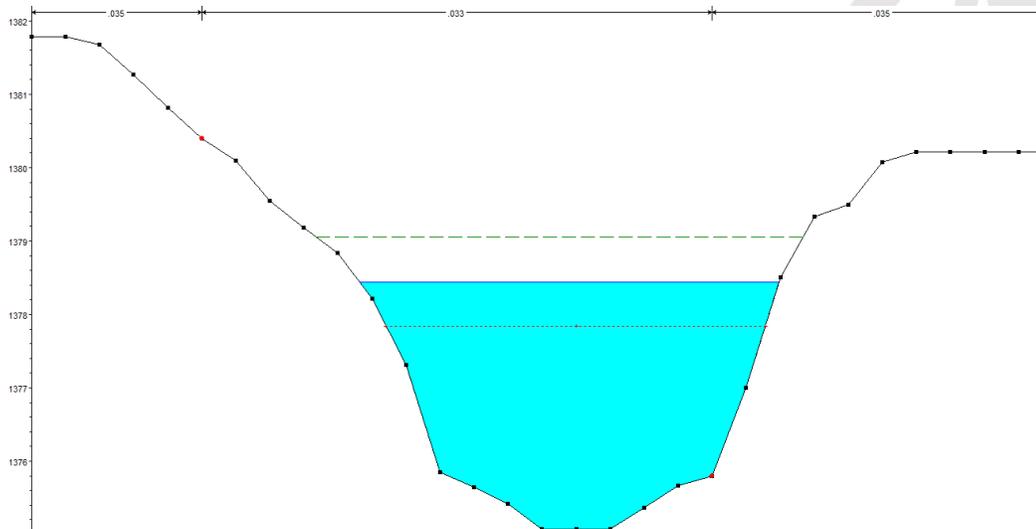


Figura 5.2.3.1. Análisis de la tirante máxima en la sección 0+185

SECCIÓN 0+185.00

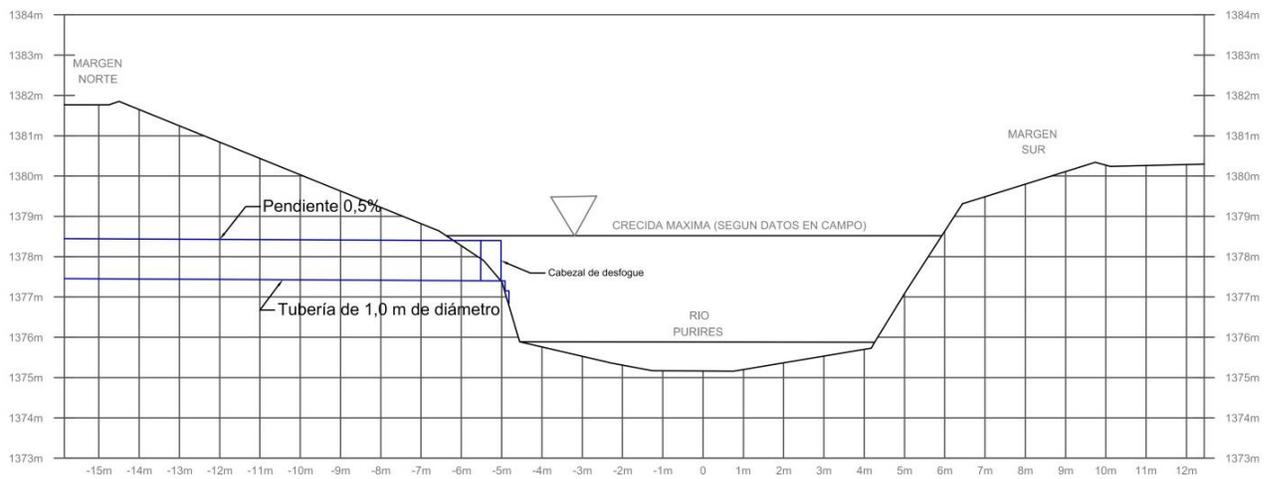


Figura 5.2.3.2. Altura máxima a la que ha llegado el agua en la sección 0+185.

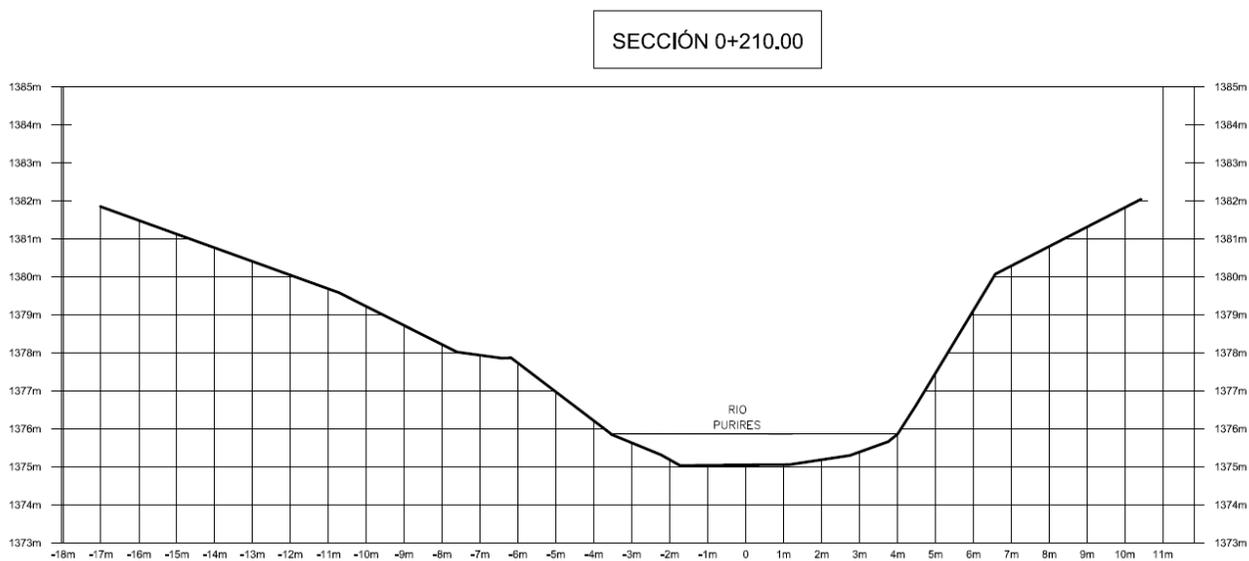


Figura 5.2.3.3. Análisis de la tirante máxima en la sección 0+210.

Tabla 5.2.3.1. Resultados del análisis de desfogue pluvial.

Memoria de Cálculo del Desfogue Pluvial
Proyecto: Nuevo Hospital de Cartago

De Pozo	A Pozo	L (m)	D (mm)	G	tci (min)	q (l/s)	V _{fl} (m/s) < 5m/s	t _r (min)	t _{cf} (min)	Q _{fl} (L/s)	T (kg/m ²)	q/Q	d/D (%)	t/T	V (m/s)	d (mm)	t (kg/m ²) > 0.10	F	
CAGUINA																			
RETENCION	P-1	65,14	800	1,47%	10,00	1476	3,16	0,34	10,34	1638	2,82	0,90	0,83	1,22	3,22	671	3,43	1,20	
N	P-2	85,65	1000	0,50%	10,34	1476	2,18	0,65	11,00	1769	1,25	0,83	0,778	1,214	2,17	790	1,52	0,78	
P-2	P-3	52,27	1000	0,50%	11,00	1476	2,18	0,40	11,40	1769	1,25	0,83	0,778	1,214	2,17	790	1,52	0,78	
P-3	P-4	23,77	1000	0,50%	11,40	1476	2,18	0,18	11,58	1769	1,25	0,83	0,778	1,214	2,17	790	1,52	0,78	
P-4	P-5	35,57	1000	0,50%	11,58	1476	2,18	0,27	11,85	1769	1,25	0,83	0,778	1,214	2,17	790	1,52	0,78	
P-5	P-6	22,50	1000	0,50%	11,85	1476	2,18	0,17	12,02	1769	1,25	0,83	0,778	1,214	2,17	790	1,52	0,78	
P-6	CABEZAL DESFOGUE	14,79	1000	0,50%	12,02	1476	2,18	0,11	12,14	1769	1,25	0,83	0,778	1,214	2,17	790	1,52	0,78	

C: Coeficiente ponderado de escorrenitía.

A: Area tributaria.

L: Longitud de la tubería.

D: Diámetro de la tubería.

G: Gradiente de la tubería.

tci: Tiempo de concentración al inicio del tramo te=te+tr

I: Intensidad de lluvia. Fórmula MADE.

q: Caudal real o diseño.

V_{fl}: Velocidad total a tubo lleno

t_r: Tiempo de recorrido o corrimiento dentro de la tubería

t_{cf}: Tiempo de concentración al final del tramo te=te+tr

Q_{fl}: Caudal total a tubo lleno

T = fuerza tractiva a tubo lleno

d/D = Altura de la lámina de agua entre diámetro nominal de tubería

V: Velocidad real.

d = Altura de la lámina de agua

T = fuerza tractiva real mayor a 0.10kg/m²

F= Numero de Froude

6.- DISCUSIÓN SOBRE INCERTIDUMBRE Y ALCANCE DEL ESTUDIO:

6.1.- Aplicabilidad de los resultados:

Los análisis de la información hidrológica presente en el sitio de estudio y los alrededores permitieron determinar un modelo hidrológico aplicable y específico para el proyecto, que permitió elaborar las conclusiones y recomendaciones que se presentan en este informe hidrológico.

6.2.- Tareas pendientes para fases posteriores del proyecto:

En cuanto a tareas pendientes, desde el punto de vista hidrológico se estima que, con la cantidad, naturaleza de los cálculos realizados y la investigación efectuada es suficiente para la caracterización del medio hidrológico y la estimación de la afectación que pueda presentarse por el desarrollo del proyecto, lo cual quedando demostrado en el presente informe que no existe tal afectación.

6.3.- Incertidumbres no resueltas:

Se descarta una variación en las conclusiones o recomendaciones por alguna incertidumbre no resuelta, debido a la escala trabajada y la calidad de insumos utilizados.

6.4.- Viabilidad hidrológica del terreno:

Como conclusión general y de acuerdo con los resultados obtenidos el terreno en estudio presenta viabilidad hidrológica para el desarrollo del proyecto en mención, siempre y cuando se sigan las recomendaciones de obras y técnicas dada en este informe.

7.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- Calvo, G & Mora, J., 2007: Evaluación y clasificación preliminar de la calidad del agua de la cuenca del río Tárcoles y el Reventazón.- Tecnología en Marcha. Vol. 20-3.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificaciones, Segunda Edición, 2010.
- Krushensky, R. (1973). Geología del mapa básico Istarú, 550 MIC-48.
- Rojas, N., 2011: Curvas de Intensidad Duración Frecuencia de algunas estaciones meteorológicas mecánicas.-Instituto Meteorológico Nacional, San José.
- SINAC., 2008: *Parque Nacional Volcán Irazú*. Plan General de Manejo del Parque Nacional Volcán Irazú. Área de Conservación Cordillera Volcánica Central. Sistema Nacional de Áreas de Conservación. San José, Costa Rica. Obtenido el 29 de junio de 2017, de la página de internet. <http://www.sinac.go.cr/ES/ac/accvc/pnvi/Paginas/default.aspx>
- Unión Europea., 2010: *Programa de Reducción de la Vulnerabilidad y Degradación Ambiental PREVDA Unidad de Gestión Nacional – Costa Rica Unión Europea – SICA ALA/2005/017-550 .PLAN DE CUENCA DEL RÍO REVENTAZÓN-PARISMINA 2008 – 2010*. Obtenido el 03 de julio de 2017, de la página de internet. <http://www.pvolcan2.odd.ucr.ac.cr/wp-content/uploads/2011/07/PLAN-DE-CUENCA-REVENTAZON-PARISMINA-VERSION-2-6-081.pdf>
- Villón, M., 2004: Hidrología.- Editorial Tecnológica de Costa Rica. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago. 1era edición.

8.- ANEXOS:

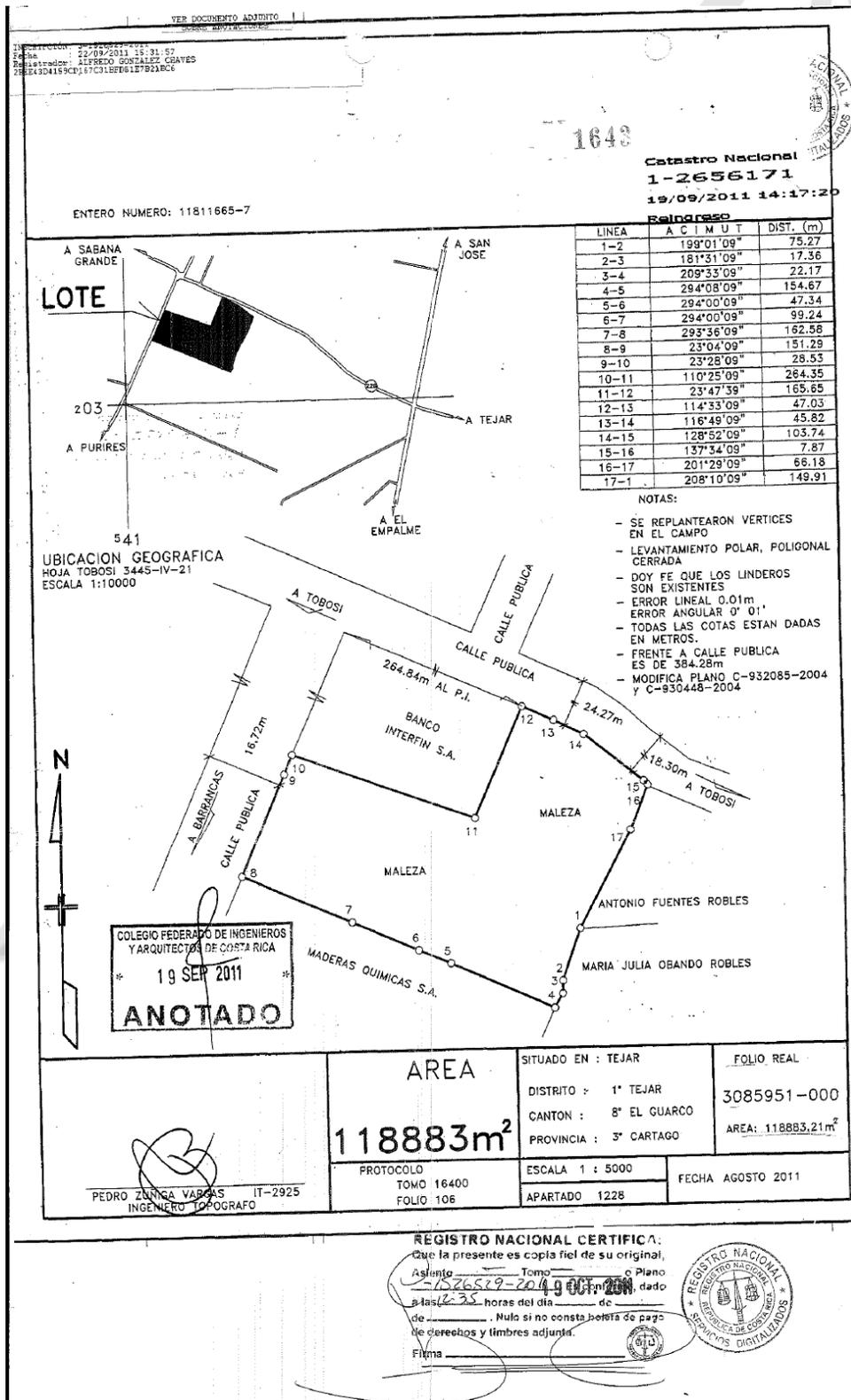
ANEXO A: Plano Catastrado

FUNDADA EN 1963

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076
correo-e: info@cyt.cr
www.cyt.cr

*Alcances LE-045 y OI-025
Ver alcances en www.eca.or.cr





ANEXO B: Pendiente Taylor Schwarz

Cálculo de la pendiente media con Taylor y Schwarz para n tramos de diferente longitud						
Altura (H)	Distancia (L)	Acumulada	Pitágoras	X	Pendiente (H/L)	Denominador (L/Raíz S)
2140	21	0	0	0	0	0
2130	12	12	44	6,63324958	1,5076	5,402434466
2120	27	39	629	25,0798724	0,3987	39,71805603
2110	11	50	21	4,58257569	2,1822	3,102161981
2100	11	61	21	4,58257569	2,1822	3,102161981
2090	18	79	224	14,9666295	0,6682	18,30990174
2080	17	96	189	13,7477271	0,7274	16,1193065
2070	16	112	156	12,489996	0,8006	13,95865099
2060	33	145	989	31,4483704	0,3180	55,76956008
2050	11	156	21	4,58257569	2,1822	3,102161981
2040	59	215	3381	58,146367	0,1720	140,2115783
2030	39	254	1421	37,6961536	0,2653	73,18895705
2020	34	288	1056	32,4961536	0,3077	58,57980729
2010	115	403	13125	114,564392	0,0873	387,7702477
2000	16	419	156	12,489996	0,8006	13,95865099
1990	45	464	1925	43,8748219	0,2279	91,90159532
1980	148	612	21804	147,661776	0,0677	567,4167214
1970	27	639	629	25,0798724	0,3987	39,71805603
1960	85	724	7125	84,4097151	0,1185	245,2385002
1950	61	785	3621	60,1747455	0,1662	147,6119079
1940	93	878	8549	92,4608025	0,1082	281,1489642
1930	77	955	5829	76,347888	0,1310	210,9577775
1920	55	1010	2925	54,0832691	0,1849	125,7750222
1910	66	1076	4256	65,2380257	0,1533	166,6292404
1900	71	1147	4941	70,2922471	0,1423	186,3636211
1890	46	1193	2016	44,8998886	0,2227	95,1410403
1880	14	1207	96	9,79795897	1,0206	9,698474422
1870	66	1273	4256	65,2380257	0,1533	166,6292404
1860	50	1323	2400	48,9897949	0,2041	108,4322404
1850	43	1366	1749	41,8210473	0,2391	85,52485708
1840	158	1524	24864	157,683227	0,0634	626,1498024
1830	32	1556	924	30,3973683	0,3290	52,99732853
1820	48	1604	2204	46,9467784	0,2130	101,7205483
1810	158	1762	24864	157,683227	0,0634	626,1498024
1800	152	1914	23004	151,670696	0,0659	590,6803441
1790	146	2060	21216	145,657132	0,0687	555,9012237
1780	50	2110	2400	48,9897949	0,2041	108,4322404
1770	23	2133	429	20,7123152	0,4828	29,80869539

1760	28	2161	684	26,1533937	0,3824	42,29529674
1750	28	2189	684	26,1533937	0,3824	42,29529674
1740	43	2232	1749	41,8210473	0,2391	85,52485708
1730	44	2276	1836	42,8485706	0,2334	88,69609663
1720	20	2296	300	17,3205081	0,5774	22,79507057
1710	23	2319	429	20,7123152	0,4828	29,80869539
1700	23	2342	429	20,7123152	0,4828	29,80869539
1690	28	2370	684	26,1533937	0,3824	42,29529674
1680	66	2436	4256	65,2380257	0,1533	166,6292404
1670	19	2455	261	16,1554944	0,6190	20,53432259
1660	17	2472	189	13,7477271	0,7274	16,1193065
1650	16	2488	156	12,489996	0,8006	13,95865099
1640	46	2534	2016	44,8998886	0,2227	95,1410403
1630	20	2554	300	17,3205081	0,5774	22,79507057
1620	40	2594	1500	38,7298335	0,2582	76,21991222
1610	60	2654	3500	59,1607978	0,1690	143,8967659
1600	68	2722	4524	67,2606869	0,1487	174,4383408
1590	77	2799	5829	76,347888	0,1310	210,9577775
1580	270	3069	72800	269,814751	0,0371	1401,517531
1570	46	3115	2016	44,8998886	0,2227	95,1410403
1560	132	3247	17324	131,620667	0,0760	477,5140245
1550	93	3340	8549	92,4608025	0,1082	281,1489642
1540	145	3485	20925	144,654761	0,0691	550,1727804
1530	373	3858	139029	372,865928	0,0268	2276,821843
1520	187	4045	34869	186,732429	0,0536	806,9184013
1510	295	4340	86925	294,83046	0,0339	1600,879062
1500	142	4482	20064	141,64745	0,0706	533,1054708
1490	264	4746	69596	263,810538	0,0379	1354,996613
1480	218	4964	47424	217,770521	0,0459	1016,245502
1470	220	5184	48300	219,77261	0,0455	1030,292048
1460	241	5425	57981	240,792442	0,0415	1181,583114
1450	221	5646	48741	220,77364	0,0453	1037,339288
1440	280	5926	78300	279,821372	0,0357	1480,203141
1430	458	6384	209664	457,890817	0,0218	3098,438642
1420	620	7004	384300	619,91935	0,0161	4880,93235
1410	378	7382	142784	377,867702	0,0265	2322,788452
1400	1322	8704	1747584	1321,96218	0,0076	15199,47351
1390	1450	10154	2102400	1449,96552	0,0069	17459,68929
1380	702	10856	492704	701,928771	0,0142	5880,84274
Longitud	10877			10748,6454	Sumatoria	71342,57443
Pend. Med	0,15066243				0,3374	0,150662427
Delta H	760			Mediana	0,1784	0,022699167
						Pendiente Media

ANEXO C: Memoria de cálculo para escorrentía

Áreas vecinas

Uso de suelo	Area (m ²)	% Area	C	C parcial
Sin pavimentar	40651,4	0,244	0,2	0,049
Pastos	95941,2	0,576	0,4	0,230
Techos	16112,1	0,097	0,95	0,092
Asfalto	13928,5	0,084	0,9	0,075
			C Total	0,45

Área del Proyecto

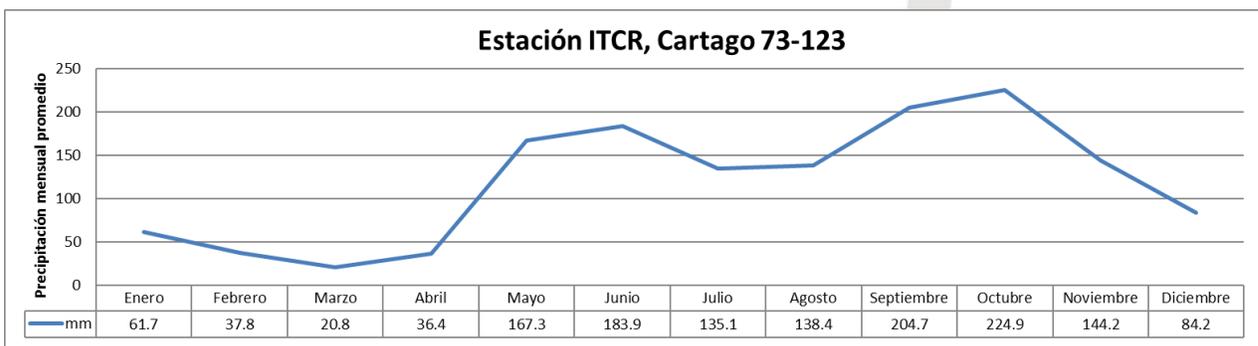
Uso de suelo	Area (m2)	% Area	C	C parcial
Techos	52903,309	0,43044248	0,95	0,40892036
Asfalto	26237,4422	0,21347832	0,9	0,19213049
Area verde	43763,7285	0,3560792	0,35	0,12462772
			C Total	0,72567857

ANEXO D: Datos de la estación meteorológica del Sanatorio Duran

**Distribución temporal
característica de la
estación 73011 Sanatorio
Duran**

Tiempo (minutos)	Incremento porcentual de precipitación	Incremento porcentual para maxima tormenta
0	0	0
10	3.87	5.21676
20	4.86	6.55128
30	11.48	15.47504
40	13.58	18.30584
50	8.03	10.82444
60	6.43	8.66764
70	5.93	7.99364
80	3.52	4.74496
90	2.71	3.65308
100	2.82	3.80136
110	3.46	4.66408
120	2.37	3.19476
130	1.78	2.39944
140	1.59	2.14332
150	1.25	1.685
160	2.36	3.18128
170	2.06	2.77688
180	1.51	2.03548
190	2.15	2.8982
200	1.53	2.06244
210	1.32	1.77936
220	1.44	1.94112
230	1.16	1.56368
240	0.94	1.26712
250	1.05	1.4154
260	0.91	1.22668
270	1.03	1.38844
280	1	1.348
290	0.92	1.24016
300	0.89	1.19972
310	0.83	1.11884

320	0.7	0.9436
330	0.63	0.84924
340	0.42	0.56616
350	0.47	0.63356
360	0.49	0.66052
370	0.65	0.8762
380	0.54	0.72792
390	0.48	0.64704
400	0.44	0.59312
410	0.44	0.59312



Distribución mensual de la precipitación en la estación de del ITCR en Cartago

FUNDADA EN 1963

*Alcances LE-045 y OI-025
Ver alcances en www.eca.or.cr

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076
correo-e: info@cyt.cr
www.cyt.cr



ANEXO E: Fotografías del cauce del Río Purires en el sitio de desfogue



ANEXO F: Planos y dimensionamiento