

SUBESTACIÓN PANAMÁ II

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

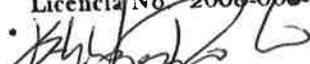
SUBESTACIÓN PANAMÁ II

PA	2	Actualización	2022-10-19	ETP	M. TOBÓN	A. MONCADA
PA	0	Emisión inicial	2021-05-03	ETP	M. TOBÓN	A. MONCADA
Estado / Fase	Rev.	Comentarios / Modificaciones	Fecha de Act.	Elaboró	Revisó	Aprobó

ESTILIO G. TORRES POLO

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2006-006-027



FIRMA

Ley 15 del 26 de Enero de 1959

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



ETESA
Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A.

isa
INTERCOLOMBIA

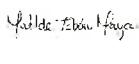
Nombres		Firma	Matrícula	Total de Páginas: 67	Fecha de Emisión: 2022.10.19
Elaboró:	Estilio Torres Polo		2006-006-027	Nombre del Proyecto	
Revisó:	Matilde Tobón		05202314627ANT	SUBESTACIÓN PANAMÁ II	
Aprobó	Alexandra Moncada		05202257326 ANT	Código del Documento	
				CO-COPA-OFERT-S-01-D1004	

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	5
2	OBJETIVOS	5
2.1	OBJETIVO GENERAL.....	5
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
3	LOCALIZACIÓN GENERAL	6
4	TRABAJO DE CAMPO	6
5	METODOLOGÍA.....	10
6	ESTUDIO HIDROLÓGICO	11
6.1	INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	11
6.1.1	Modelo Digital de Elevación.....	11
6.1.2	Pendientes.....	12
6.1.3	Determinación de drenajes y áreas de drenaje a incluir en el estudio	13
6.1.4	Parámetros morfométricos.....	14
6.1.5	Perfil del cauce principal	16
6.2	TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN	16
6.3	INFORMACIÓN METEOROLÓGICA ORIGINAL Y TRATADA	21
6.3.1	Ánálisis estadístico de datos hidrológicos.....	22
6.4	METODOLOGÍA Y CÁLCULO DE LA INTENSIDAD DE LA LLUVIA	26
6.5	METODOLOGÍA Y CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS	28
6.5.1	Método Racional	28
6.5.2	Método de las hidrógrafas unitarias	29
6.5.3	Precipitación efectiva	31
6.5.4	Método de Snyder.....	36
6.5.5	Método del Soil Conservation Service – SCS	39
6.5.6	Método de Clark.....	41
6.5.7	Sistema de modelamiento hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)	44
7	ESTUDIO HIDRÁULICO	46
7.1	DESCRIPCIÓN DEL MODELO	46
7.1.1	Ecuaciones gobernantes	47
7.1.2	Pérdidas por fricción	48
7.2	COEFICIENTES DE RUGOSIDAD	48
7.3	CONDICIONES DE FRONTERA	48
7.4	DEFINICIÓN DE ESCENARIOS PARA SIMULACIÓN HIDRÁULICA	49
7.5	DETERMINACIÓN DE LAS PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN	49
7.5.1	Metodología de Lischtván y Lebediev.....	50
7.5.2	Metodología Campo-Ordoñez.....	52
8	RESULTADOS	53
8.1	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	53
8.2	ESTUDIO HIDRÁULICO	55
8.2.1	Levantamiento topográfico.....	56
8.2.2	Coeficiente de rugosidad	57
8.2.3	Caudales de diseño	58
8.2.4	Condiciones de frontera	59
8.2.5	Cota de inundación	59

8.2.6 Profundidad desde la superficie del agua	62
8.2.1 Socavación y área de retiro	62
9 CONCLUSIONES.....	66
10 RECOMENDACIONES.....	66
11 BIBLIOGRAFÍA.....	66

LISTA DE TABLAS

Tabla 6-1. Parámetros morfométricos de las áreas de drenajes determinadas.	15
Tabla 6-2. Metodologías para el cálculo del tiempo de concentración.	17
Tabla 6-3. Tiempos de concentración estimados para las áreas de drenaje del presente estudio.	19
Tabla 6-4. Características de los datos de precipitación de CHIRPS.....	21
Tabla 6-5. Resultados de prueba de bondad de ajuste Chi-Cuadrado.....	26
Tabla 6-6. Intensidades de diseño y precipitación total para la zona de análisis.	27
Tabla 6-7. Coeficientes de escorrentía utilizados para el cálculo de caudales máximos..	29
Tabla 6-8. Valores de CN discriminados por tipo de suelo hidrológico.	32
Tabla 6-9. Área y porcentaje de coberturas vegetales en la cuenca principal.	33
Tabla 6-10. Distribución de la lluvia en el tiempo según el método asumido.	35
Tabla 6-11. Parámetros para la modelación hidrológica de la cuenca de interés.	46
Tabla 8-1. Resultados de caudales máximos estimados para la cuenca principal.	53
Tabla 8-2. Resultados de caudales máximos estimados para la cuenca artificial 1.....	54
Tabla 8-3. Resultados de caudales máximos estimados para la cuenca artificial 2.....	54
Tabla 8-4. Caudales de diseño y precipitación para modelación hidráulica.	58

LISTA DE FIGURAS

Figura 3-1. Localización general del área de interés para el presente estudio.....	6
Figura 4-1. Puntos de interés y recorridos de observación.....	7
Figura 4-2. Reconocimiento de la zona del predio y zonas de interés.....	8
Figura 4-3. Reconocimiento de obras hidráulica en subestación Panamá – Descarga 1	9
Figura 4-4. Reconocimiento de obras hidráulica en subestación Panamá – Descarga 2	9
Figura 4-5. Reconocimiento de obras hidráulicas en zona de influencia.....	10
Figura 6-1. Modelo Digital de Elevación para la zona de estudio.....	12
Figura 6-2. Mapa de pendientes para la zona de estudio.....	13
Figura 6-3. Áreas de drenaje determinadas para el presente estudio.....	14
Figura 6-4. Perfil de la corriente principal.....	16
Figura 6-5. Tiempos de concentración estimados para las áreas de drenaje del presente estudio.....	20
Figura 6-6. Área para descarga de datos de CHIRPS.....	22
Figura 6-7. Curvas IDF obtenidas para el satélite CHIRPS.....	27
Figura 6-8. Coberturas vegetales y usos del suelo para la cuenca de estudio.....	33
Figura 6-9. Tipo de suelos en las áreas de drenaje del presente estudio.....	34
Figura 6-10. Diagrama distribución temporal de la lluvia, según Huff (1967), tomado de (CHOW et. al, 1994).....	35
Figura 6-11. Hietogramas de precipitación total (Pt) y precipitación efectiva (Pe) para la cuenca de interés, para los períodos de retorno (Tr) de: a) 2,33, b) 5, c) 10, d) 25, e) 50, f) 100 y g) 500 años.....	36
Figura 6-12. Esquematización del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder.....	39
Figura 6-13. Hidrograma Unitario Adimensional del S.C.S.....	39
Figura 6-14. Modelo conceptual del Hidrograma Unitario de Clark.....	41
Figura 6-15. Forma de la cuenca generalizada y curva sintética tiempo-área empleada por HEC-HMS.....	43
Figura 6-16. Modelo hidrológico utilizado para el presente estudio.....	45
Figura 8-1. Caudales máximos estimados para diferentes períodos de retorno, en la cuenca principal.....	55
Figura 8-2. Modelo conceptual para simulación de inundación en el predio para los escenarios modelados.....	56
Figura 8-3. Modelo de elevación digital en interfaz HEC-RAS 2D.....	57
Figura 8-4. Mancha de inundación en la zona de estudio para los escenarios modelados	61
Figura 8-5. Profundidad de inundación en la zona de estudio para los escenarios modelados	64

1 INTRODUCCIÓN

El análisis hidrológico e hidráulico para el predio en el cual se realizará la adecuación de la Subestación Panamá II. Las actividades se desarrollan en el marco del proyecto HDVC con interconexión Colombia-Panamá y constituyen un insumo técnico para el planteamiento de las actividades vinculadas a la adecuación de la infraestructura disponible.

El alcance de la evaluación de la evaluación hidrológica se encuentra centrado en los principales drenajes identificados a través de la información obtenida en campo y en recursos abiertos de información, como es el caso de la información hidroclimatológica obtenida del Satélite CHIRPS y procesada a través del modelo HEC-HMS v. 4.0. Por su parte, la evaluación hidráulica con la cual se estiman los niveles aproximados de inundación se obtuvo mediante información topográfica y modelación numérica a través del software HEC-RAS v.6.0.

El resultado de ambos estudios permitió establecer características hidráulicas para los distintos períodos de retorno a considerar durante el desarrollo de las obras en el predio adyacente a la subestación Panamá II, donde se localizarán el proyecto.

Este documento constituye una entrega preliminar del objeto contratado, de acuerdo con esto, será complementado posteriormente en función de los términos de referencia y el alcance establecido.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar la evaluación hidrológica e hidráulica para la zona de interés, correspondiente al predio donde se localizarán las obras para la ampliación de la Subestación Panamá II, localizada en la provincia de Panamá, ciudad de Panamá.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estimar los caudales máximos que se presenten en los drenajes identificados dentro o en influencia del predio de interés, para períodos de retorno desde 2,33 hasta 500 años.
- Establecer los niveles máximos de inundación del predio de interés, de acuerdo con los resultados obtenidos del análisis hidrológico, el reconocimiento en campo y la modelación hidráulica.

3 LOCALIZACIÓN GENERAL

El territorio de la República de Panamá con un área superficial continental e insular de 75.524 km², se encuentra dividido en 52 cuencas hidrográficas, resultantes de la clasificación elaborada durante el desarrollo del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano (PHCA) que culminó en 1972 (BID, 2016).

El presente estudio se centra en la cuenca del río Juan Díaz, localizada en la provincia de Panamá, ciudad de Panamá; específicamente en la quebrada entre el Río Naranjal y la Quebrada Salsipuedes y las vías Camino Real-Naranjal y Tocumen-La Colorada, tal y como se muestra en la Figura 3-1.

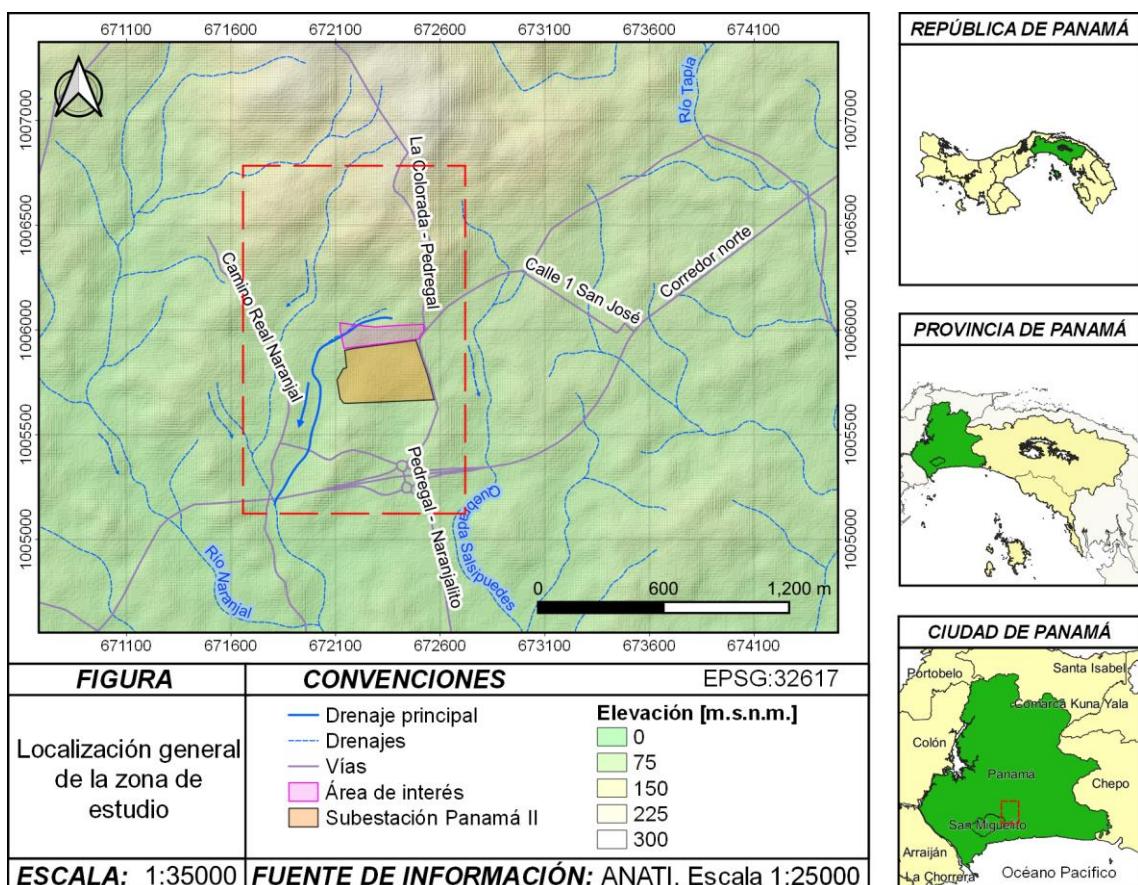


Figura 3-1. Localización general del área de interés para el presente estudio.

El área de interés para el presente estudio hidráulico e hidrológico se encuentra localizada en la zona adyacente a la Subestación Panamá II.

4 TRABAJO DE CAMPO

El trabajo de campo en el predio de interés se llevó a cabo el 8 y 9 de marzo de 2021 y consistió principalmente en un recorrido de observación por el predio y sus linderos, además de otras zonas de interés, como lotes adyacentes, estructuras hidráulicas, caños y alcantarillas. Además de lo anterior, se

efectuaron mediciones en las estructuras hidráulicas de interés, obteniéndose insumos necesarios para la modelación hidráulica de la zona.

En la Figura 4-1 se muestran los recorridos, las secciones evaluadas y otros puntos de interés para el análisis.

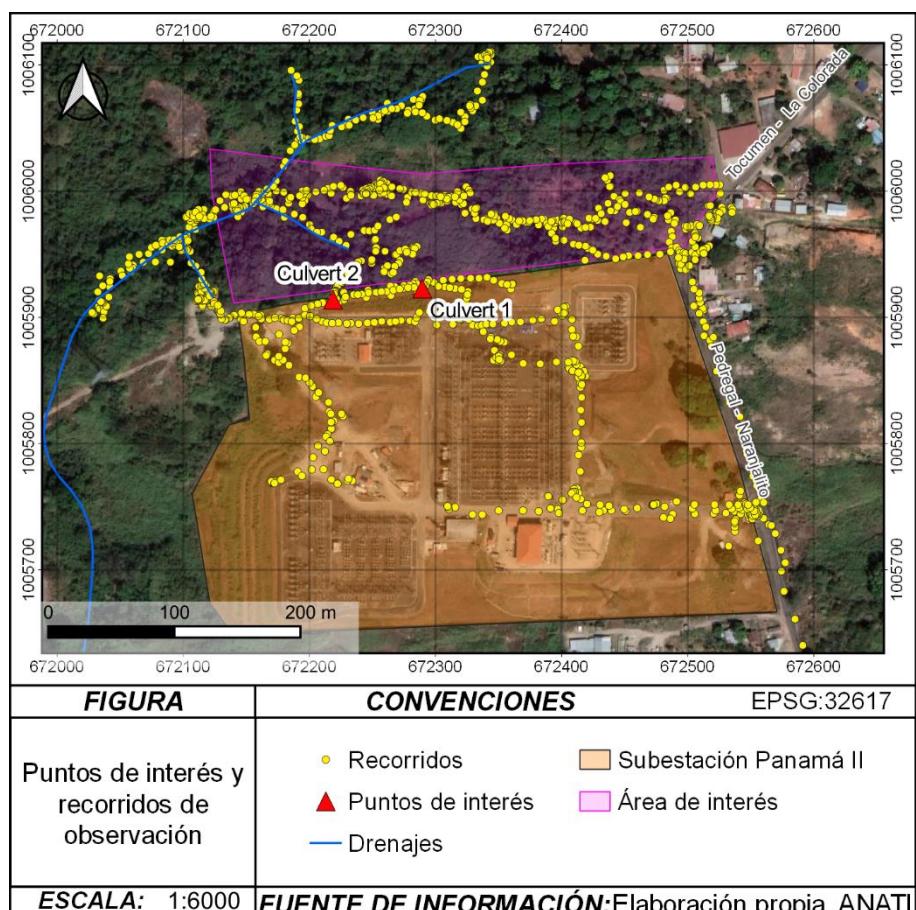


Figura 4-1. Puntos de interés y recorridos de observación.

Los recorridos realizados se extendieron desde el predio adyacente a la subestación Panamá II hasta el interior de la misma, esto con el propósito de identificar los drenajes y obras hidráulicas que pudieran favorecer la inundación en la zona de interés (Figura 4-1).

Tal como puede apreciarse en la Figura 4-2, este predio tiene una cobertura vegetal en su mayoría asociada con arbustos de mediana altura. El terreno se localiza en una ladera con pendiente moderada y menor altura conforme se avanza hacia el oeste del predio, zona hacia la cual se visualizan los principales drenajes naturales. Por otro lado, dada su localización, se evidencia la influencia de los sistemas para la evacuación de las aguas lluvias de la actual subestación y de las vías adyacentes.



Figura 4-2. Reconocimiento de la zona del predio y zonas de interés.

La zona de interés se encuentra comprendida por los linderos de la actual infraestructura perteneciente a la subestación Panamá II y un asentamiento urbano al norte de la infraestructura existente, adyacente a la vía Pedregal-Naranjalito.

En la trayectoria realizada se observaron distintos drenajes, algunos incipientes y otros con mayor consolidación en el material de su lecho. En todos los casos se llevaron a cabo mediciones para su debida representación a través de un modelo hidráulico (Figura 4-2).

Teniendo en cuenta que el presente análisis se encuentra relacionado con la evaluación de la inundabilidad en el predio, también se llevó a cabo la visualización de las principales obras hidráulicas existentes en los alrededores del predio, las cuales consistieron en los manejos de agua del predio y las vías. Con lo anterior se pretende establecer el comportamiento de dichos drenajes bajo condiciones de precipitación.

Los elementos observados durante la jornada fueron plasmados en un levantamiento topográfico proporcionado por IEB, insumo fundamental para la modelación hidráulica del predio y las fuentes adyacentes.

En la Figura 4-3 y Figura 4-4 se muestran las obras existentes para el transporte y evacuación del agua desde la subestación Panamá II hacia el predio de interés del presente estudio, mientras que en la Figura 4-5 se presentan las obras hidráulicas localizadas en la zona de influencia de la subestación.



Figura 4-3. Reconocimiento de obras hidráulica en subestación Panamá – Descarga 1.



Figura 4-4. Reconocimiento de obras hidráulica en subestación Panamá – Descarga 2.



Figura 4-5. Reconocimiento de obras hidráulicas en zona de influencia.

5 METODOLOGÍA

El presente estudio se abordó a través de dos componentes principales, correspondientes al análisis hidrológico y al estudio hidráulico para la zona de interés.

El análisis hidrológico comprende el cálculo de caudales máximos para períodos de retorno de 2,33, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años para las áreas de drenaje establecidas (Figura 6-3), para ello se utilizaron datos hidrológicos obtenidos del satélite CHIRPS y modelos de tipo hidrógrafas unitarias y el método racional.

Los modelos de hidrógrafas sintéticas calculan de manera indirecta los caudales pico para crecientes asociadas a diferentes períodos de retorno. Debido a que los modelos lluvia-escorrentía utilizan parámetros tanto morfológicos como climáticos, se hace necesario determinar la lluvia de diseño con el cálculo apropiado de la duración de dicha lluvia, el cual se considera igual al tiempo de concentración (Tc).

Es importante mencionar que para el análisis hidrológico se utilizó el software HEC-HMS V.4.0, que es ampliamente usado para simular procesos de transformación lluvia-escorrentía en sistemas fluviales.

Por otro lado, el estudio hidráulico se realizó mediante análisis de información secundaria, trabajo de campo y modelación numérica 2D con el modelo HEC-RAS, v. 6.0, específicamente para el periodo de retorno de 500 años (Tr 500). La modelación se llevó a cabo teniendo en cuenta los caudales de diseño estimados en el análisis hidrológico y la precipitación, esto con el propósito de simular las condiciones más desfavorables para el predio de interés.

6 ESTUDIO HIDROLÓGICO

6.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE

6.1.1 *Modelo Digital de Elevación*

Con el fin de representar la conformación y caracterización de la superficie terrestre, se realizó la implementación de un Modelo Digital de Elevación (MDE), el cual consiste en una representación de las alturas del suelo e indica las zonas de drenaje en un área determinada. Para el presente estudio, se utilizó el MDE disponible en el Portal de la Agencia Espacial Japonesa del satélite ALOS, cuyo tamaño de píxel es de 12,5 x 12,5m.

A continuación en la Figura 6-1 se presenta el MDE para la zona de estudio.

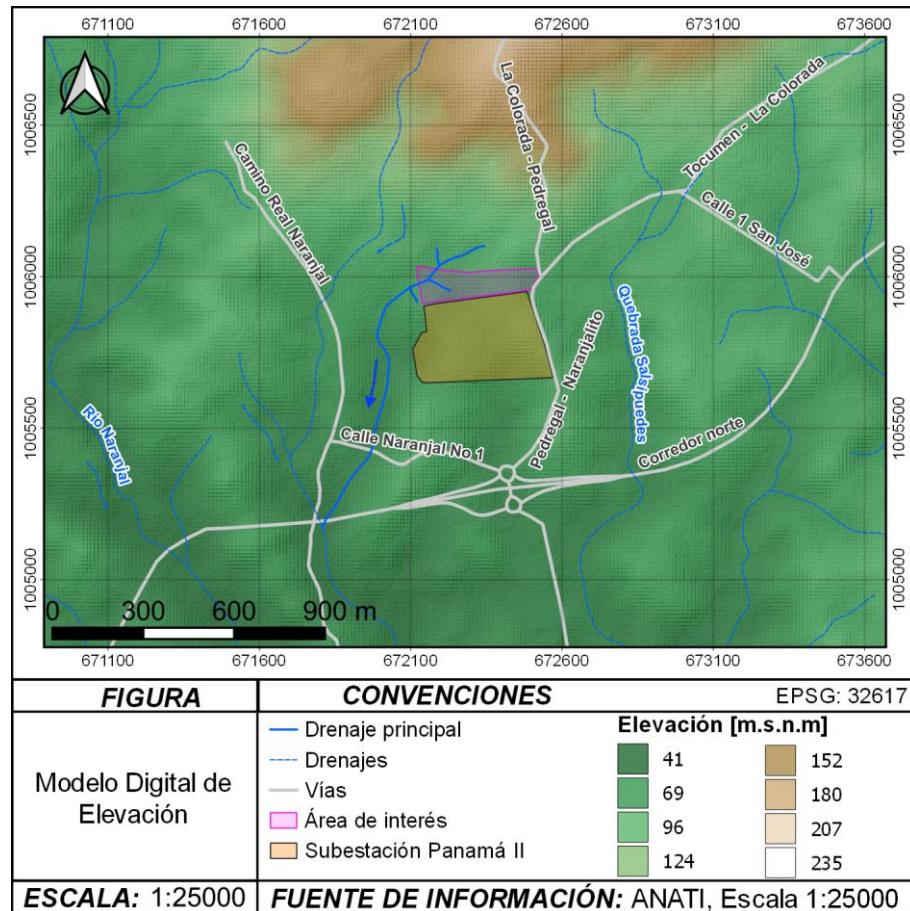


Figura 6-1. Modelo Digital de Elevación para la zona de estudio.

6.1.2 Pendientes

Como subproducto derivado del MDE se obtuvo el mapa de pendientes mediante la función Pendientes de GDAL 3.1.4 integrada a QGIS 3.10.11. Para la reclasificación se utilizaron los rangos de pendientes propuestos por la Autoridad del Canal de Panamá (2003), así:

- Menos de 8%
- De 8 a 20%
- De 20 a 45%
- Mayores de 45%

El mapa de pendientes obtenido se presenta a continuación en la Figura 6-2.

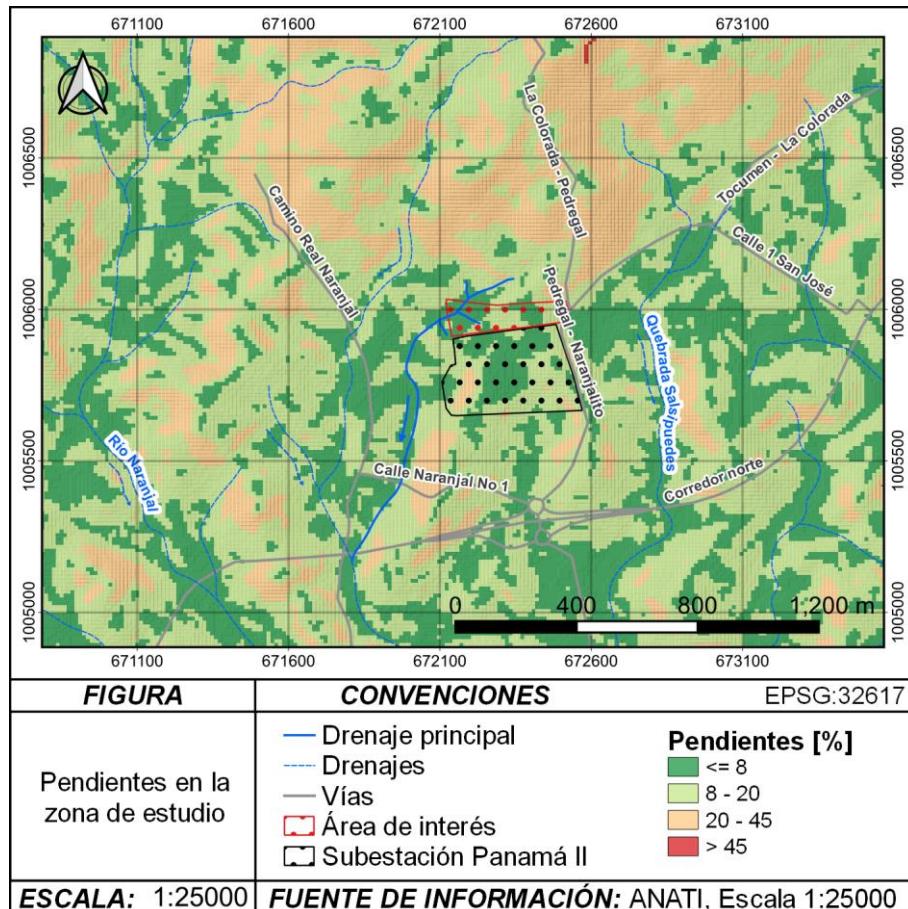


Figura 6-2. Mapa de pendientes para la zona de estudio.

En general, las pendientes en la zona de estudio se encuentran entre 8 y 20%.

6.1.3 Determinación de drenajes y áreas de drenaje a incluir en el estudio

De acuerdo con el trabajo de campo realizado entre el 8 y 9 de marzo de 2021, se hizo la identificación de los drenajes cercanos o dentro del lote donde se pretende realizar la ampliación de la Subestación Panamá II, con el propósito de determinar el sistema de drenaje interno y externo del área de la subestación y conocer su entorno hidrológico. Así, se reconocieron cuatro corrientes y dos entradas de aguas desde la subestación hacia el lote, con las cuales se trazaron tres áreas de drenaje, una correspondiente a la cuenca de la quebrada principal y las otras dos a las zonas de manejo de aguas (puntos de cierre de las cuencas artificiales 1 y 2), tal y como se muestran en la Figura 6-3.

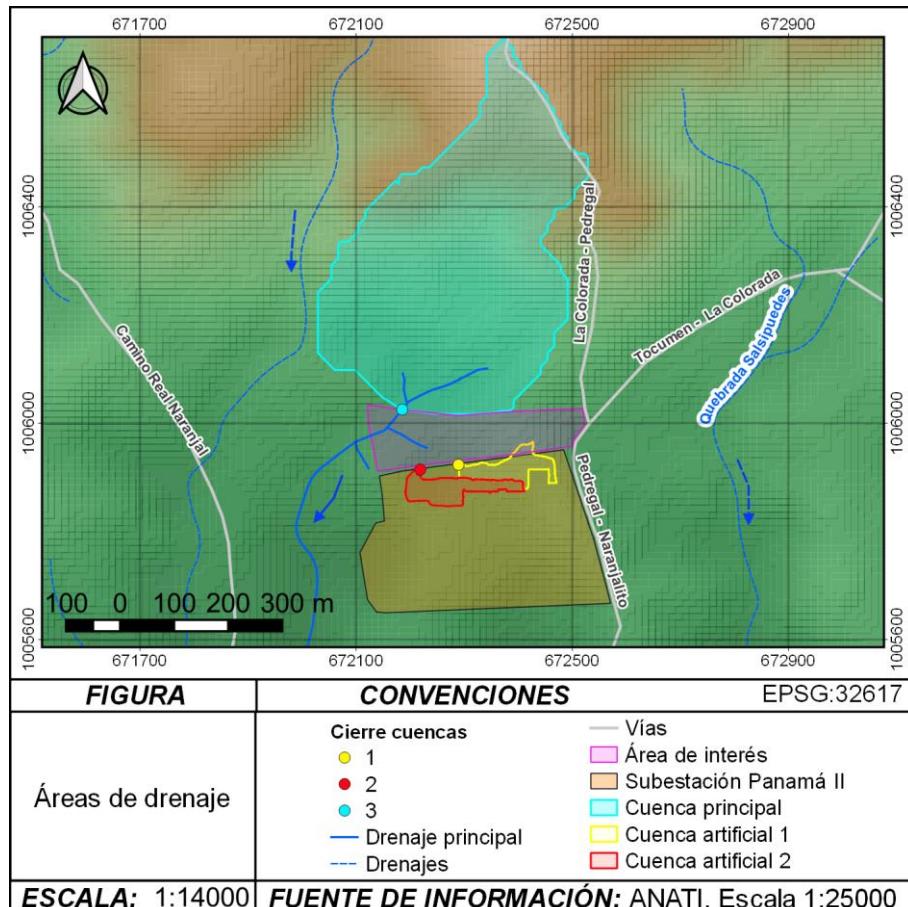


Figura 6-3. Áreas de drenaje determinadas para el presente estudio.

La definición de estas áreas de drenaje, se relacionan con las entradas de caudal consideradas para la evaluación hidráulica.

6.1.4 Parámetros morfométricos

Posterior a la delimitación de las áreas de drenaje, se realizó la estimación de los parámetros morfométricos necesarios para la evaluación hidrológica. En la Tabla 6-1, se presentan los parámetros morfométricos de las áreas definidas.

Tabla 6-1. Parámetros morfométricos de las áreas de drenajes determinadas.

Parámetro	Cuenca principal	Cuenca artificial 1	Cuenca artificial 2
Área de drenaje [km ²]	0,20	0,01	0,008
Longitud Cauce principal [km]	0,18	0,28	0,17
Longitud río hasta la divisoria [km]	0,40	0,28	0,17
Pendiente cauce principal [%]	6,76	4,59	2,55
Pendiente cuenca [%]	19,14	29,30	12,86
Cota mayor cuenca [m]	188,00	69,11	64,03
Cota menor cuenca [m]	74,00	48,72	56,68
Cota media cuenca [m]	117,26	60,48	60,76
Cota mayor río [m]	86,00	61,88	60,92
Cota menor río [m]	74,00	48,72	56,68
Longitud de la cuenca [km]	0,67	0,28	0,17
Coordenada Este centroide* [m]	672.292,91	672.363,34	672.279,15
Coordenada Norte centroide* [m]	1006296,41	1.005.915,61	1.005.878,22
Perímetro [km]	2,03	0,74	0,61
Ancho máximo [km]	0,43	0,25	0,22
Factor de forma de Horton (kf)	0,45	0,10	0,27
Coeficiente de compacidad (kc)	1,27	2,32	1,98
Índice de alargamiento (la)	1,57	1,12	0,77

* SRC: EPSG:32617 - WGS 84 / UTM zone 17N – Proyectado.

De acuerdo con lo anterior, la cuenca principal se caracteriza por tener forma oval redonda a oval oblonga, lo cual la clasifica como una cuenca de menor torrencialidad, en comparación con aquellas de forma redonda.

6.1.5 Perfil del cauce principal

Una vez se contó con el Modelo Digital de Elevación (MDE) y con el alineamiento de la red de drenaje de la corriente principal, se extrajeron las cotas en cada uno de los puntos de la corriente y se construyó su perfil, tal y como se muestra en la Figura 6-4. Todo esto se obtuvo a partir de la información cartografía base de la Autoridad Nacional de Administración de Tierras-ANATI (1:25000) y el MDE.

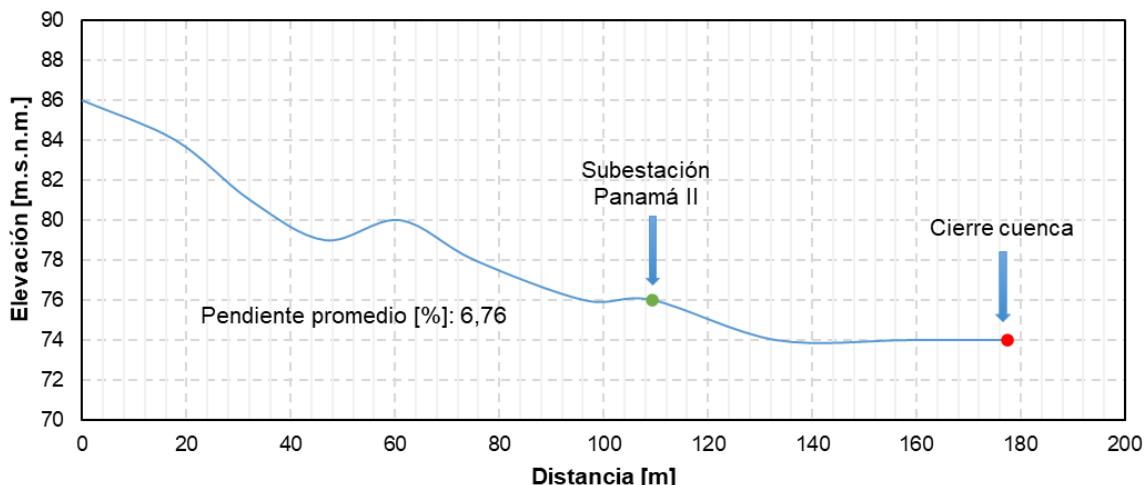


Figura 6-4. Perfil de la corriente principal.

Hasta el punto de cierre de la cuenca, la corriente principal presenta una pendiente media de 6,76 % y una longitud de 0,18 km.

6.2 TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía, simultáneamente al punto de salida o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca, el agua procedente del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante y máximo.

En la literatura existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración, entre otras las propuestas por: Témez, Karpich, California Culverts Practice, Giandotti, S.C.S, Johnstone y Cross, Passinni. Debido a las diferentes formas en las que fueron concebidas estas expresiones, la variabilidad en los resultados de una a otra puede ser bastante alta, por lo cual se hace necesario escoger el tiempo de concentración de forma apropiada descartando aquellos métodos que presenten resultados extremos. Algunas de las metodologías usadas se presentan en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2. Metodologías para el cálculo del tiempo de concentración.

MÉTODO	PARÁMETROS
Kirpich (1990) $t_c = 0,066 \left(\frac{L}{\sqrt{S_0}} \right)^{0,77}$ Ecuación 6-1	T_c : Tiempo de concentración [horas] L : Longitud del cauce principal [km] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [m/m]
Témez (1978) $T_c = 0,3 \left(\frac{L}{S_0^{0,25}} \right)^{0,76}$ Ecuación 6-2	T_c : Tiempo concentración [horas] L : Longitud del cauce principal [km] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [%]
Giandotti (1990) $T_c = \frac{(4\sqrt{A}) + (1,5L)}{25,3\sqrt{LS_0}}$ Ecuación 6-3	T_c : Tiempo concentración [horas] A : Área de la cuenca [km ²] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [m/m]
Williams $T_c = \frac{0,272LA^{0,4}}{S_0^{0,2} \left(\frac{4A}{\pi} \right)^{0,5}}$ Ecuación 6-4	T_c : Tiempo concentración [horas] L : Longitud del cauce principal [km] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [m/m] A : Área de la cuenca [km ²]
Johnstone y Cross (1949) $T_c = 5 \left(\frac{L}{\sqrt{S_0}} \right)$ Ecuación 6-5	T_c : Tiempo concentración [horas] L : Longitud del cauce principal [millas] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [pies/milla]
California Culverts Practice (1942) $t_c = 60 \left(\frac{0,877075L^3}{H} \right)^{0,385}$ Ecuación 6-6	t_c : Tiempo de concentración [min] L : Longitud del cauce principal [km] H : Diferencia de cotas entre el punto más alto y más bajo de la cuenca [m]
Clark $T_c = 0,335 \left(\frac{A}{S_0^{0,5}} \right)^{0,593}$	T_c : Tiempo concentración [horas] A : Área de la cuenca [km ²] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal

MÉTODO	PARÁMETROS
Ecuación 6-7	[m/m]
Passinni $T_c = \frac{0,108(AL)^{1/3}}{S_0^{0,5}}$ Ecuación 6-8	T_c : Tiempo concentración [horas] A : Área de la cuenca [km ²] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [m/m] L : Longitud del cauce principal [km]
Pilgrim y McDermott $T_c = 0,76A^{0,38}$ Ecuación 6-9	T_c : Tiempo concentración [horas] A : Área de la cuenca [km ²]
S.C.S-Ranser $T_c = 0,947 \left(\frac{L_c^3}{H} \right)^{0,385}$ Ecuación 6-10	T_c : Tiempo Concentración [horas] L_c : Distancia desde el sitio de interés al punto en el cual la corriente principal corta la divisoria [km] H : Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente [m]
Valencia y Zuluaga $T_c = 1,7694A^{0,325}L^{-0,096}S_0^{-0,29}$ Ecuación 6-11	T_c : Tiempo concentración [horas] A : Área de la cuenca [km ²] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [%] L : Longitud del cauce principal [km]
Ventura-Heras (1978) $T_c = \alpha \frac{\sqrt{A}}{S_0}$ Ecuación 6-12	T_c : Tiempo concentración [horas] A : Área de la cuenca [km ²] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [m/m] α : 0,03 – 0,15
Bransby– Williams $t_c = \frac{14,6L}{A^{0,1}S_0^{0,2}}$ Ecuación 6-13	t_c : Tiempo de concentración [min] A : Área de la cuenca [km ²] L : Longitud del cauce principal [km] S_0 : Pendiente promedio del cauce principal [m/m]

A continuación en la Tabla 6-3 se presentan los resultados de los tiempos de concentración (T_c) estimados para cada una de las áreas de drenaje seleccionadas y el T_c escogido.

Tabla 6-3. Tiempos de concentración estimados para las áreas de drenaje del presente estudio.

Método	Cuenca principal		Cuenca artificial 1		Cuenca artificial 2	
	Horas	Min	Horas	Min	Horas	Min
Kirpich	0,05	2,95	0,08	4,92	0,07	4,09
Témez	0,06	3,36	0,09	5,18	0,06	3,86
Giandiotti	0,75	44,84	0,27	16,30	0,36	21,72
Williams	0,09	5,16	0,21	12,32	0,14	8,18
Johnstone y Cross	0,38	22,91	0,53	31,93	0,47	28,34
California Culvert Practice	0,02	1,25	0,07	4,16	0,06	3,33
Clark	0,29	17,39	0,05	2,87	0,05	3,28
Passini	0,14	8,24	0,07	3,98	0,07	4,38
Pilgrim y McDermott	0,42	24,91	0,12	7,30	0,12	7,11
SCS - Ramser	0,43	25,59	0,42	24,95	0,38	22,80
Valencia y Zuluaga	0,72	42,92	0,27	16,07	0,33	19,62
Ventura - Heras	0,26	15,62	0,06	3,77	0,08	4,89
Bransby - Williams	0,09	5,21	0,21	12,43	0,14	8,26
Promedio	0,28	16,95	0,19	11,24	0,18	10,76
Desviación Estándar	0,25	14,74	0,15	9,08	0,15	8,93
Banda Superior	0,53	31,69	0,34	20,32	0,33	19,69
Banda Inferior	0,04	2,21	0,04	2,17	0,03	1,83
Tc Seleccionado	0,22	13,13	0,14	8,64	0,09	5,26

En la Figura 6-5 se presenta la distribución gráfica de los resultados por cada una de las metodologías para las diferentes áreas de drenaje. Esta información es utilizada para los análisis iniciales del tiempo de concentración de la cuenca con el objetivo de obtener el adecuado. Para ello, se realizó una evaluación gráfica y estadística de los resultados, posteriormente se descartaron aquellos valores que se alejan de la media muestral, reduciendo de esta forma la desviación estándar.

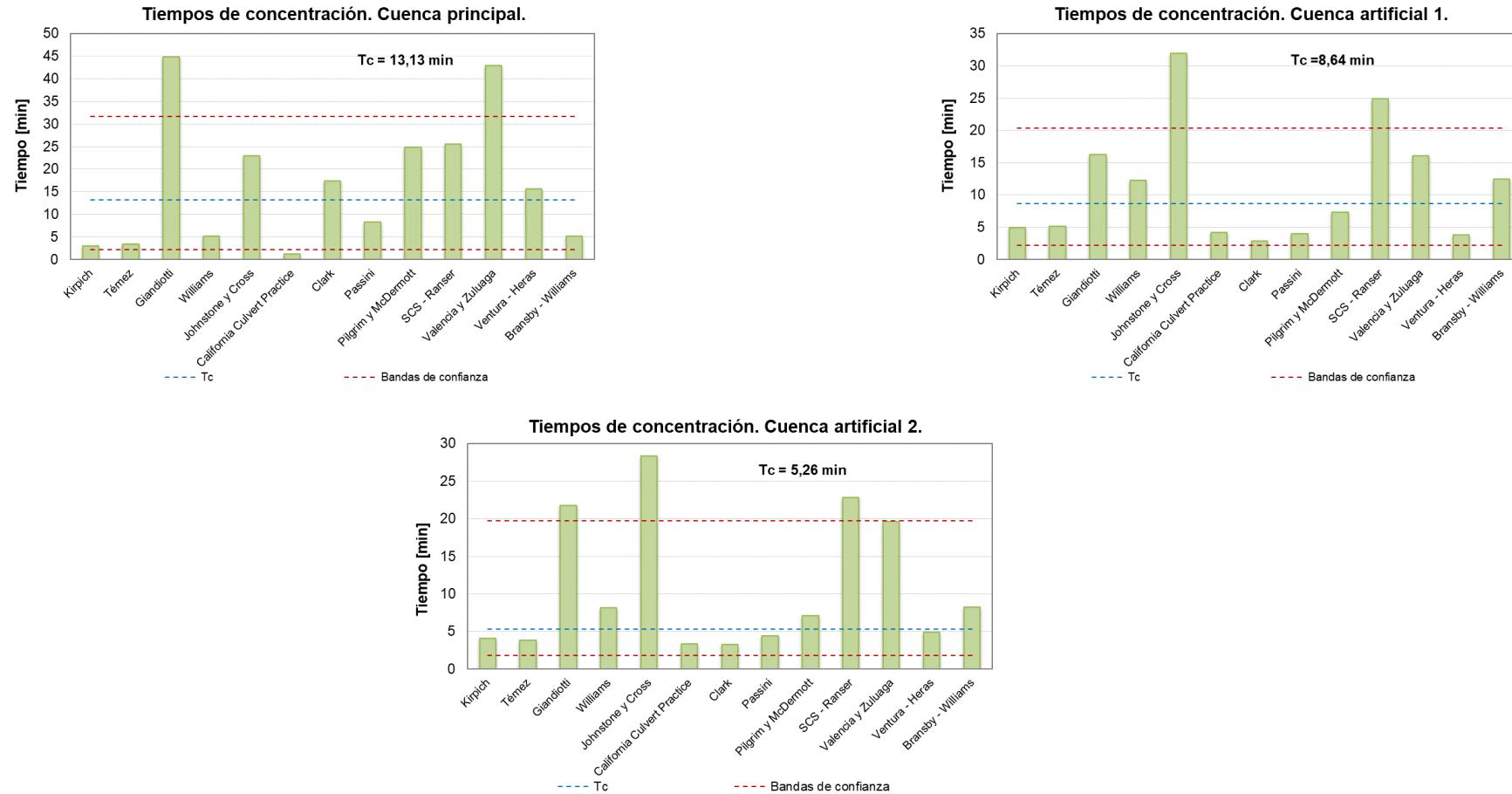


Figura 6-5. Tiempos de concentración estimados para las áreas de drenaje del presente estudio.

Así, los tiempos de concentración estimados para las diferentes áreas de drenaje fueron 13,13, 8,64 y 5,26 minutos, para la cuenca de la quebrada principal y las cuencas artificiales 1 y 2, respectivamente. Estos valores permiten representar adecuadamente las condiciones topográficas, climatológicas y de respuesta hidrológica de las áreas de drenaje estimadas

6.3 INFORMACIÓN METEOROLÓGICA ORIGINAL Y TRATADA

Para este estudio, se utilizó información de precipitación satelital de acceso libre de CHIRPS (Climate Hazards Group Infrared Precipitation with Station) , el cual utiliza diferentes mediciones realizadas por múltiples sensores de microondas (MW) e imágenes infrarrojas (IR) a bordo de satélites meteorológicos.

CHIRPS es un conjunto de datos desarrollado por el Servicio Geológico de EE. UU. (U.S Geological Survey, USGS) y el CHG (Climate Hazards Group) de la Universidad de California, Santa Bárbara, que utiliza un procedimiento de estimación de precipitación bajo el enfoque de “interpolación inteligente” para crear una grilla espacialmente continua desde datos de puntos sin procesar (Funk , y otros, 2014). De acuerdo con Méndez (2016) los datos de entrada que utiliza CHIRPS son:

1. Climatologías de precipitación mensual (CHPclim)
2. Observaciones satelitales de sensores IR GEO proporcionados por dos fuentes de la NASA, el Centro de Predicción Climática (CPC) y el Centro Nacional de Datos Climáticos (NCDC)
3. Producto TRMM 3B42 de la NASA
4. Datos de precipitaciones estimadas por el modelo atmosférico del sistema de pronósticos climáticos de la NOAA, versión 2 (CFSv2) y,
5. Datos observados en superficie proporcionados por varios servicios meteorológicos nacionales y regionales.

A continuación en la Tabla 6-4, se presentan las características de los datos de precipitación dados por CHIRPS.

Tabla 6-4. Características de los datos de precipitación de CHIRPS.

Acrónimo	Nombre completo	Resolución y cobertura espacial	Resolución y cobertura temporal	Formato de datos
CHIRPS	Climate Hazards Group Infrared Precipitation with Stations	0,05° 50N-50S	24h 1981 a la fecha	NetCDF

Por otro lado, en la Figura 6-6 se evidencia el área utilizada para la descarga de los datos de precipitación del satélite CHIRPS.



Figura 6-6. Área para descarga de datos de CHIRPS.

6.3.1 Análisis estadístico de datos hidrológicos

6.3.1.1 Análisis de la precipitación máxima de 24 horas

Con el propósito de hallar los caudales máximos para siete (7) períodos de retorno a saber: 2,33, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, se realizó un análisis de las precipitaciones máximas diarias obtenidas de CHIRPS. Se resalta que, en este estudio se utilizaron las funciones de distribución Normal, Lognormal y Gumbel, las cuales se describen a continuación:

Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f_{(x)} = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad \text{Ecuación 6-14}$$

Donde,

$f_{(x)}$ = Función de densidad normal de la variable x

X= Variable independiente

μ = Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x

S= Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x

Distribución Log Normal de 2 parámetros

La función de distribución de probabilidad se calcula como:

$$P_{(x \leq x_i)} = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_j} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{(x-\bar{X})^2}{S^2}\right)} dx \quad \text{Ecuación 6-15}$$

Donde \bar{X} y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la Ecuación 6-15 se reemplaza por una función $y = f(x)$ tal que $y = \log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada Lognormal, N (Y, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a $y = \log(x)$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \quad \text{Ecuación 6-16}$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

Además, se tiene:

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \quad \text{Ecuación 6-17}$$

Con S_y como la desviación estándar de los datos de la muestra transformada. Así mismo, se tienen las siguientes relaciones:

$$C_s = a / S^3 y \quad \text{Ecuación 6-18}$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \quad \text{Ecuación 6-19}$$

Donde, C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada.

Distribución Gumbel

La distribución de valores tipo I conocida como distribución Gumbel o doble exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F_{(X)} = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad \text{Ecuación 6-20}$$

Utilizando el método de los momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1,2825}{\sigma} \quad \text{Ecuación 6-21}$$

$$\beta = \mu - 0,45\sigma \quad \text{Ecuación 6-22}$$

Donde:

α = Parámetro de concentración

β = Parámetro de localización

6.3.1.2 Análisis de distribución de frecuencia

En este estudio, se realizó un análisis de frecuencia de la precipitación máxima diaria obtenido del satélite CHIRPS, con el propósito de estimar la lluvia máxima para los distintos períodos de retorno se utilizó la expresión:

$$P_{Tr} = \mu_{Pmax} + K_{Tr}\sigma_{Pmax} \quad \text{Ecuación 6-23}$$

Donde P_{Tr} es la precipitación máxima para un periodo de retorno de Tr años, μ_{Pmax} y σ_{Pmax} son la media y la desviación estándar de la serie de precipitación de la serie de precipitación máxima diaria anual respectivamente, y K_{Tr} es el factor de frecuencia que depende de la función de distribución de probabilidad y del periodo de retorno.

A continuación se presentan las ecuaciones con las cuales se halla el factor de frecuencia para las funciones Normal, Lognormal y Gumbel:

$$K_{Tr}Normal = \frac{x_T - \mu}{\sigma} \quad \text{Ecuación 6-24}$$

$$K_{Tr} \text{Lognormal} = \frac{\exp|Z_{Tr}\sqrt{\ln(1 - Cv^2)} - 0,5\ln(1 - Cv^2)| - 1}{Cv} \quad \text{Ecuación 6-25}$$

$$K_{Tr} \text{Gumbel} = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0,5772 + \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right] \right\} \quad \text{Ecuación 6-26}$$

Donde Z_{Tr} es el valor de la función cuantil de una distribución normal estándar para una probabilidad acumulada igual a $\frac{1}{Tr}$ y $Cv = \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}$ es el coeficiente de variación de la variable de interés.

6.3.1.3 Análisis de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, s.f). Para determinar la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a la serie de precipitación máxima, se realizó una prueba de bondad y ajuste Chi-cuadrado (χ^2) para una variable.

De acuerdo con Ven Te Chow (1994), esta prueba permite verificar que la población de la cual proviene una muestra tiene una distribución específica o supuesta, así:

La prueba estadística χ^2 está dada por:

$$\chi_c^2 = \sum_{i=1}^m \frac{n[f_s(x_i) - p(x_i)]^2}{p(x_i)} \quad \text{Ecuación 6-27}$$

Donde m es el número de intervalos,

$n f_s(x_i) = n_i$, es el número de ocurrencias observadas en el intervalo i

$n p(x_i)$ es el correspondiente número esperado de ocurrencias en el intervalo i

Para describir la prueba χ^2 , debe definirse la distribución de probabilidad χ^2 , con v grados de libertad, tal y como se muestra a continuación:

$$\chi_v^2 = \sum_{i=1}^v z_i^2 \quad \text{Ecuación 6-28}$$

Con $v = m - p - 1$, siendo m el número de intervalos y p es el número de parámetros utilizados en el ajuste de la distribución propuesta. Se escoge un nivel de confianza para la prueba; este usualmente se expresa como $1-\alpha$, donde α se conoce como el nivel de significancia (usualmente 5%).

La hipótesis nula para esta prueba es que la distribución de probabilidad propuesta ajusta adecuadamente la información. Esta hipótesis no se acepta si el valor de χ_c^2 en la Ecuación 6-28 es mayor que un valor límite, $\chi_{\nu^2,1-\alpha}$, determinado de la distribución χ^2 con ν grados de libertad como el valor que tiene una probabilidad acumulada de $1-\alpha$.

De acuerdo con los resultados obtenidos con la prueba de bondad de ajuste, se obtuvo que la funciones Gumbel y Lognormal se ajustaron a los datos de precipitación del satélite CHIRPS, tal y como se presenta a continuación en la Tabla 6-5, sin embargo, se utilizaron los valores de la distribución Gumbel, ya que es ampliamente usada para el estudio de eventos extremos (mínimos y máximos).

Tabla 6-5. Resultados de prueba de bondad de ajuste Chi-Cuadrado.

Distribución	Resultado
Normal	No se ajusta
Lognormal	Se ajusta
Gumbel	Se ajusta

Es importante mencionar que, se realizó una corrección de los datos de precipitación obtenidos mediante la distribución Gumbel con un coeficiente de 1,13, de acuerdo con las recomendaciones de la OMM (ISA Intercolombia. IEB, 2020). Posteriormente, se utilizaron los valores obtenidos mediante esta corrección, para el cálculo de las curvas IDF en los diferentes períodos de retorno.

6.4 METODOLOGÍA Y CÁLCULO DE LA INTENSIDAD DE LA LLUVIA

Con el propósito de determinar la intensidad de lluvia asociada a diferentes períodos de retorno, se utilizan las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), que relacionan la duración de la lluvia con la intensidad de ésta para diferentes períodos de retorno. Para este estudio, se utilizó la metodología propuesta por Dick Peschke en 1978 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, s.f) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas de acuerdo con la siguiente expresión:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0,25} \quad \text{Ecuación 6-29}$$

Donde,

P_d : Precipitación total [mm]

d : Duración en minutos

P_{24h} : Precipitación máxima en 24 horas [mm]

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

En la Figura 6-7, se muestran las curvas IDF obtenidas para los datos de precipitación.

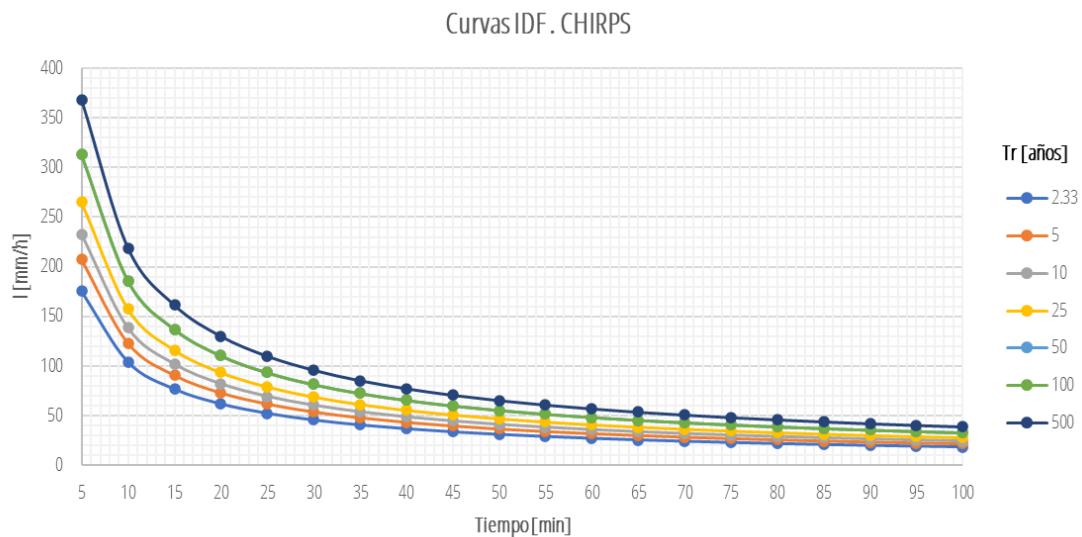


Figura 6-7. Curvas IDF obtenidas para el satélite CHIRPS.

Por otro lado, en la Tabla 6-6 se presentan las intensidades resultantes [mm/h] correspondientes a cada periodo de retorno y su respectiva precipitación total, teniendo en cuenta el mayor tiempo de concentración, estimado para la cuenca del drenaje principal (13,13 min).

Tabla 6-6. Intensidades de diseño y precipitación total para la zona de análisis.

Tr [años]	I [mm/h]	P [mm]
2,33	85,17	18,64
5	100,42	21,98
10	112,84	24,70
25	128,53	28,13
50	140,17	30,68
100	151,72	33,21
500	178,42	39,05

6.5 METODOLOGÍA Y CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

El estudio hidrológico comprende el cálculo de caudales máximos para períodos de retorno de 2,33, 5, 10, 25, 50,100 y 500 años.

Se emplearon metodologías de tipo hidrógrafa sintética, que calculan de manera indirecta los caudales pico para crecientes asociadas a diferentes períodos de retorno. Este modelo asume que la función de transformación de precipitación en escorrentía al interior de la cuenca es lineal del tipo convolutiva (CHOW et. al, 1994).

La hidrógrafa unitaria (o hidrograma unitario) se define como la respuesta de la cuenca en forma de escorrentía directa, y resulta de una precipitación efectiva de profundidad unitaria, uniformemente distribuida sobre la cuenca y de duración específica igualmente unitaria.

El hidrograma unitario para una duración dada, en una cuenca particular, se construye con registros simultáneos de precipitación y caudal, que no siempre están disponibles tal como ocurre en la cuenca de la corriente de interés. Hay técnicas que relacionan características morfométricas de la cuenca con características del hidrograma unitario (tiempo al pico, caudal pico, tiempo base, etc.), las cuales suplen la falta de información. Con estas técnicas se construyen los hidrogramas unitarios sintéticos. Se usó además el método racional para el cálculo de caudales máximos en las áreas de drenaje determinadas.

6.5.1 Método Racional

La fórmula del Método Racional varía de acuerdo con el sistema de unidades utilizado. En la Ecuación 6-30 se presenta una de las expresiones más conocidas:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} \quad \text{Ecuación 6-30}$$

Donde C [adim] es el coeficiente de escorrentía, I [mm/h] la intensidad de la lluvia y A [km^2] el área de la cuenca.

El método cuenta con algunas restricciones:

- El método proporciona solamente un caudal pico, no el hidrograma de creciente.
- El método racional asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En la realidad esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros factores tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad del suelo, etc.
- El método asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos lo que no es cierto. La precipitación es

filtrada por la cuenca para producir escorrentía y ese filtro no es lineal. La transformación de precipitación en escorrentía se ve afectada por las características de la cuenca, el estado de la cuenca al momento de la lluvia y otros factores. Por ejemplo, precipitaciones con períodos de retorno pequeños pueden producir caudales con períodos de retorno mayores, debido a las condiciones de humedad de la cuenca en el momento en que ocurra la tormenta.

- El coeficiente de escorrentía depende en gran medida de las condiciones de humedad antecedente de la cuenca, que a su vez dependen de las tormentas que hayan ocurrido antes.

En la Tabla 6-7 se presentan los coeficientes de escorrentía utilizados para el cálculo de caudales máximos por el método racional. Se resalta que, para obtener los coeficientes de escorrentía se realizó un promedio ponderado de los coeficientes de Chow (1988) según la cobertura vegetal de cada una de las áreas de drenaje establecidas.

Tabla 6-7. Coeficientes de escorrentía utilizados para el cálculo de caudales máximos.

Tr [años]	Cuenca principal	Cuenca artificial 1	Cuenca artificial 2
2,33	0,53	0,59	0,74
5	0,57	0,63	0,79
10	0,60	0,65	0,82
25	0,64	0,70	0,87
50	0,68	0,73	0,91
100	0,72	0,77	0,96
500	0,77	0,82	0,99

6.5.2 Método de las hidrógrafas unitarias

Las hidrógrafas unitarias calculan de manera indirecta los caudales pico para crecientes asociadas a diferentes períodos de retorno. Debido a que estos modelos lluvia-escorrentía utilizan parámetros tanto morfológicos como climáticos, resulta necesario determinar la lluvia de diseño con el cálculo apropiado de la duración de la lluvia, considerado igual al tiempo de concentración de la cuenca (Tc).

Este modelo asume que la función de transformación de precipitación en escorrentía al interior de la cuenca es lineal del tipo convolutiva (Chow, D, L, & Saldarriaga, 1994).

Cuando se conoce el hietograma de la precipitación efectiva y el hidrograma unitario de igual duración, el hidrograma de escorrentía directa respectivo se puede calcular convolucionando esa precipitación efectiva con el hidrograma unitario, así:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^N U(T, i)P(t - i + 1) \quad \text{Ecuación 6-31}$$

Donde N representa la memoria del sistema, $Q(t)$ la ordenada t del hidrograma de escorrentía directa, $U(T, i)$ la ordenada i del hidrograma unitario de T horas de duración y $P(t - i + 1)$ la ordenada j de la precipitación efectiva. El valor de N es en general igual al número de ordenadas del hidrograma unitario.

La duración T del hidrograma unitario corresponde al intervalo de duración de la lluvia efectiva de igual intensidad. Si se tiene un hietograma de precipitación efectiva compuesto con varias intensidades, la duración del hidrograma unitario no es la duración total del hietograma sino la duración de cada intervalo de intensidad constante.

Hipótesis del modelo

El hidrograma unitario es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia. Las siguientes suposiciones básicas son inherentes en este modelo:

- La precipitación efectiva está uniformemente distribuida en un periodo de tiempo especificado y sobre toda el área de la cuenca.
- El tiempo base de hidrógrafas unitarias debidas a precipitaciones unitarias iguales, es constante.
- El modelo relaciona linealmente los caudales y la precipitación (principio de proporcionalidad).
- En una cuenca, la hidrógrafa de escorrentía para una precipitación de una duración dada refleja todas las características físicas de la cuenca. Igualmente, la hidrógrafa de escorrentía de una duración específica es única para la cuenca.

Respecto a la primera hipótesis debe tenerse en cuenta, que para el caso en que el área de drenaje fuese demasiado grande, sería imposible asegurar que la distribución espacial de la precipitación fuese constante, por lo cual es necesario dividir el área en subáreas y determinar los escenarios más críticos para tormentas que cubran dicha subárea.

6.5.3 Precipitación efectiva

La precipitación efectiva es la parte de la precipitación total que contribuye a la escorrentía directa. Para simular las pérdidas de la precipitación, es decir, la cantidad de agua que se pierde por intercepción en la vegetación, almacenamiento en depósitos del suelo y por infiltración, se usó el método del número de curva del SCS (Soil Conservation Service) (CHOW et. al, 1994).

La precipitación efectiva por el método del SCS se estima a partir de la precipitación total acumulada, así:

$$P_e = \frac{(P_{acum} - I_a)^2}{P_{acum} - I_a + S} \quad \text{Ecuación 6-32}$$

$$S = \left(\frac{1.000}{CN} - 10 \right) 25,4 \quad \text{Ecuación 6-33}$$

$$I_a = 0,2S \quad \text{Ecuación 6-34}$$

Dónde las variables indican: P_e = Precipitación efectiva, I_a = Abstracción inicial, CN =Número de curva, S = Capacidad de almacenamiento.

Número de Curva

El número de curva presenta un intervalo de variación entre 0 y 100, y se define en función de la textura del suelo, la cobertura vegetal, el tipo de tratamiento superficial presente, su condición hidrológica y los antecedentes de humedad del suelo que puedan relacionarse con la precipitación de los 5 días anteriores. El número de curva está directamente relacionado con el potencial de escorrentía, a menor número de curva más bajo es el potencial de escorrentía.

Para determinar dicho parámetro, se consultó las capas temáticas de coberturas vegetales, tipo de suelos y capacidad de uso del Ministerio de Ambiente de Panamá y de la Dirección Nacional de Reforma Agraria .

La humedad antecedente del suelo está definida en tres grupos:

AMC-I: Suelos secos.

AMC-II: Suelos intermedios.

AMC-III: Suelos húmedos.

Además del número de curva, también se requiere ubicar la zona dentro de un grupo hidrológico del suelo, el cual está definido como el potencial de infiltración después de una lluvia prolongada. Así, los grupos texturales de suelos se agrupan en:

Grupo de Suelo A: suelos con bajo potencial de escurrimiento por su gran permeabilidad y con elevada capacidad de infiltración, aun cuando estén húmedos. Se trata principalmente de suelos profundos y con texturas gruesas (arenosa o arenolimosa).

Grupo de Suelo B: suelos con moderada capacidad de infiltración cuando están saturados. Principalmente consisten en suelos de mediana a alta profundidad, con buen drenaje. Sus texturas van de moderadamente finas a moderadamente gruesas (franca, franco-arenosa o arenosa).

Grupo de Suelo C: suelos con escasa capacidad de infiltración una vez saturados. Su textura va de moderadamente fina a fina (franco-arcillosa o arcillosa). También se incluyen aquí suelos que presentan horizontes someros bastante impermeables.

Grupo de Suelo D: suelos muy arcillosos con elevado potencial de escurrimiento y, por lo tanto, con muy baja capacidad de infiltración cuando están saturados. También se incluyen aquí los suelos que presentan una capa de arcilla somera y muy impermeable así como suelos jóvenes de escaso espesor sobre una roca impermeable, ciertos suelos salinos y suelos con nivel freático alto.

A continuación en la Tabla 6-8 se muestran los valores de CN utilizados en el presente estudio.

Tabla 6-8. Valores de CN discriminados por tipo de suelo hidrológico.

Cobertura	CN Tipo de suelo*			
	A	B	C	D
Área poblada	81	88	91	93
Bosque Latifoliado Mixto Secundario	25	55	70	77
Zona verde	30	58	71	78
Zona dura	81	88	91	93

*Fuente: (United States Deparments of Agriculture & Natural Resources Conservation Service, 2004).

Luego de asignar un CN II para cada cobertura, se corrige el número de curva para considerar la pendiente de la cuenca, ya que las tablas del número de curva propuestas por SCS, fueron desarrolladas en cuencas con pendientes de hasta el 5%, por lo que años más tarde se propuso una ecuación para corrección por pendiente (Neitsch et. al, 2011).

$$CN_{IIS} = \frac{CN_{III} - CN_{II}}{3} * \left(1 - 2 * e^{-13,86 \cdot s}\right) + CN_{II}$$

Ecuación 6-35

Donde las variables indican: CN_{IIS} = Valor de número de curva modificado por la pendiente en condición II de humedad, CN_{II} = Número de curva condición

humedad antecedente media (valor asignado a cada zona hidrológica), CN_{III} = Número de la curva condición humedad antecedente tipo III, s = Pendiente media de la cuenca (%).

El mapa de coberturas vegetales se presenta en la Figura 6-8. A partir de esta información y el tipo de suelo, se definió el número de curva adecuado para cada una de las coberturas de la cuenca en estudio. En la Tabla 6-9 se muestran los porcentajes del área total de la cuenca con relación a cada cobertura.

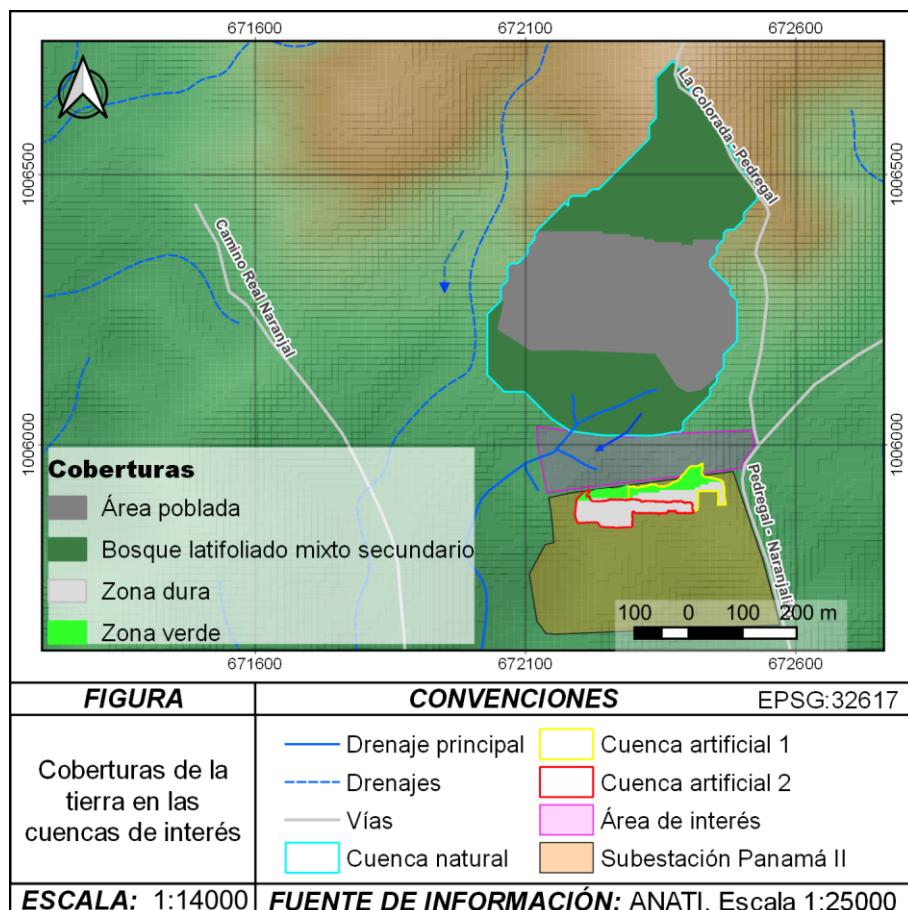


Figura 6-8. Coberturas vegetales y usos del suelo para la cuenca de estudio.

Tabla 6-9. Área y porcentaje de coberturas vegetales en la cuenca principal.

Cobertura	Área [km ²]	% área
Área poblada	0,09	44,55%
Bosque Latifoliado Mixto Secundario	0,1129	55,45%
Total	0,20	100%

Consultando el mapa de suelos (Figura 6-9) de la zona se determina que los suelos de la cuenca se caracterizan por ser de tipo no arables, con limitaciones severas, aptos para bosques, pastos y tierras de reservas. Teniendo en cuenta lo anterior, se asume un suelo de tipo **C**.

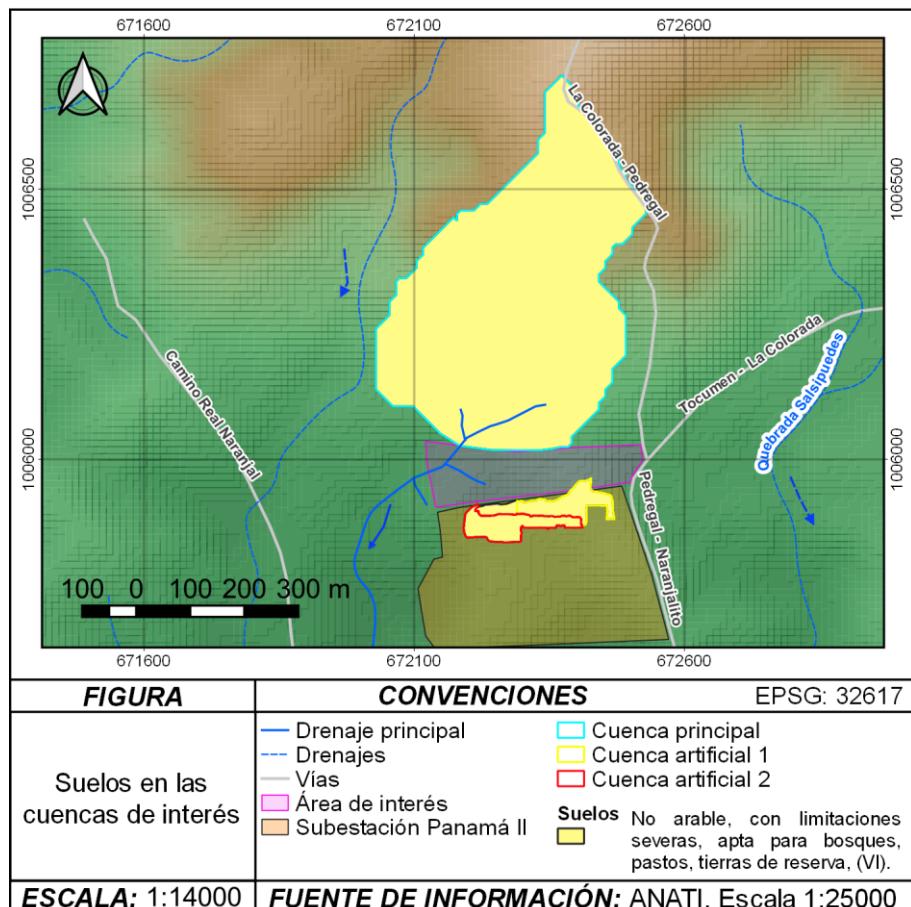


Figura 6-9. Tipo de suelos en las áreas de drenaje del presente estudio.

Con base en lo anterior, se obtuvieron valores de CN de: 82,38, 85,06 y 92,43 para la cuenca principal y las cuencas artificiales 1 y 2, respectivamente.

6.5.3.1 Distribución temporal de la lluvia

Para la distribución temporal de la lluvia se utilizó el diagrama elaborado por Huff (1967), el cual se presenta en la Figura 6-10, para lluvia con una probabilidad de excedencia del 50%.

Histograma efectivo o distribución de la lluvia en el tiempo

En los modelos lluvia-escorrentía, para determinar la tormenta de diseño, es necesario hallar la distribución de la lluvia en el tiempo. Para este propósito existen diferentes metodologías (Diagrama de Huff, Histograma triangular, Bloque alterno).

Para el presente estudio, los valores de distribución de la lluvia en el tiempo fueron tomados del Diagrama de Huff (Figura 6-10) para el primer cuartil (más

severos) con una probabilidad de ocurrencia del 50% (CHOW et. al, 1994). En este caso, para incrementos correspondientes al 10% del tiempo de duración de la tormenta, se realizó una lectura de este valor en el diagrama de Huff y se determinó el valor de la lluvia para ese tiempo. En la Tabla 6-10, se presenta el porcentaje de la lluvia total para cada intervalo de tiempo.

Tabla 6-10. Distribución de la lluvia en el tiempo según el método asumido.

T acm [%]	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Lluvia acm [%]	16	52	69	80	85	87	91	94	98	100

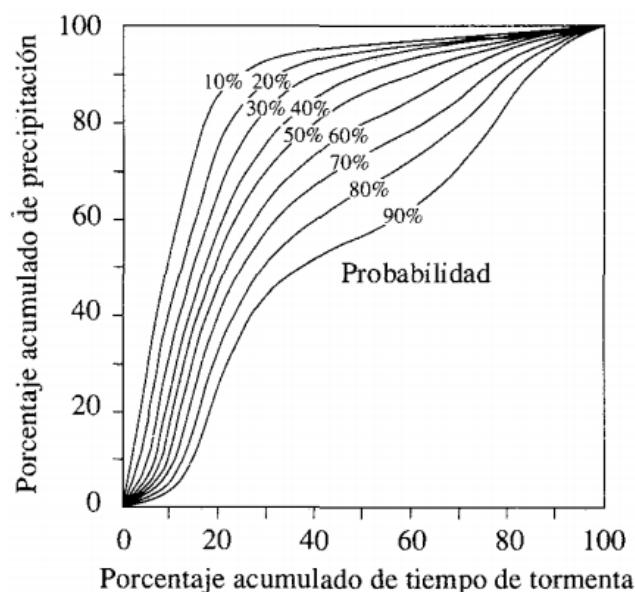
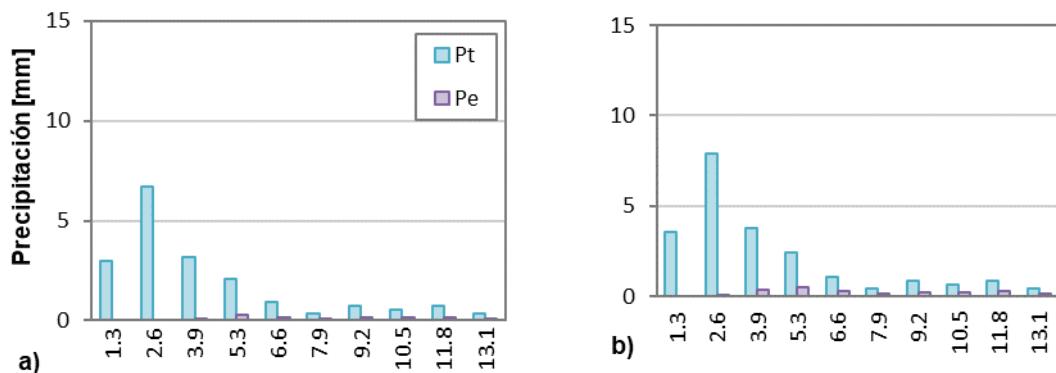


Figura 6-10. Diagrama distribución temporal de la lluvia, según Huff (1967), tomado de (CHOW et. al, 1994).

En la Figura 6-11 se presentan los hietogramas de precipitación total y efectiva estimados para la cuenca de interés, para los períodos de retorno de 2,33, 5, 10, 25, 50,100 y 500.



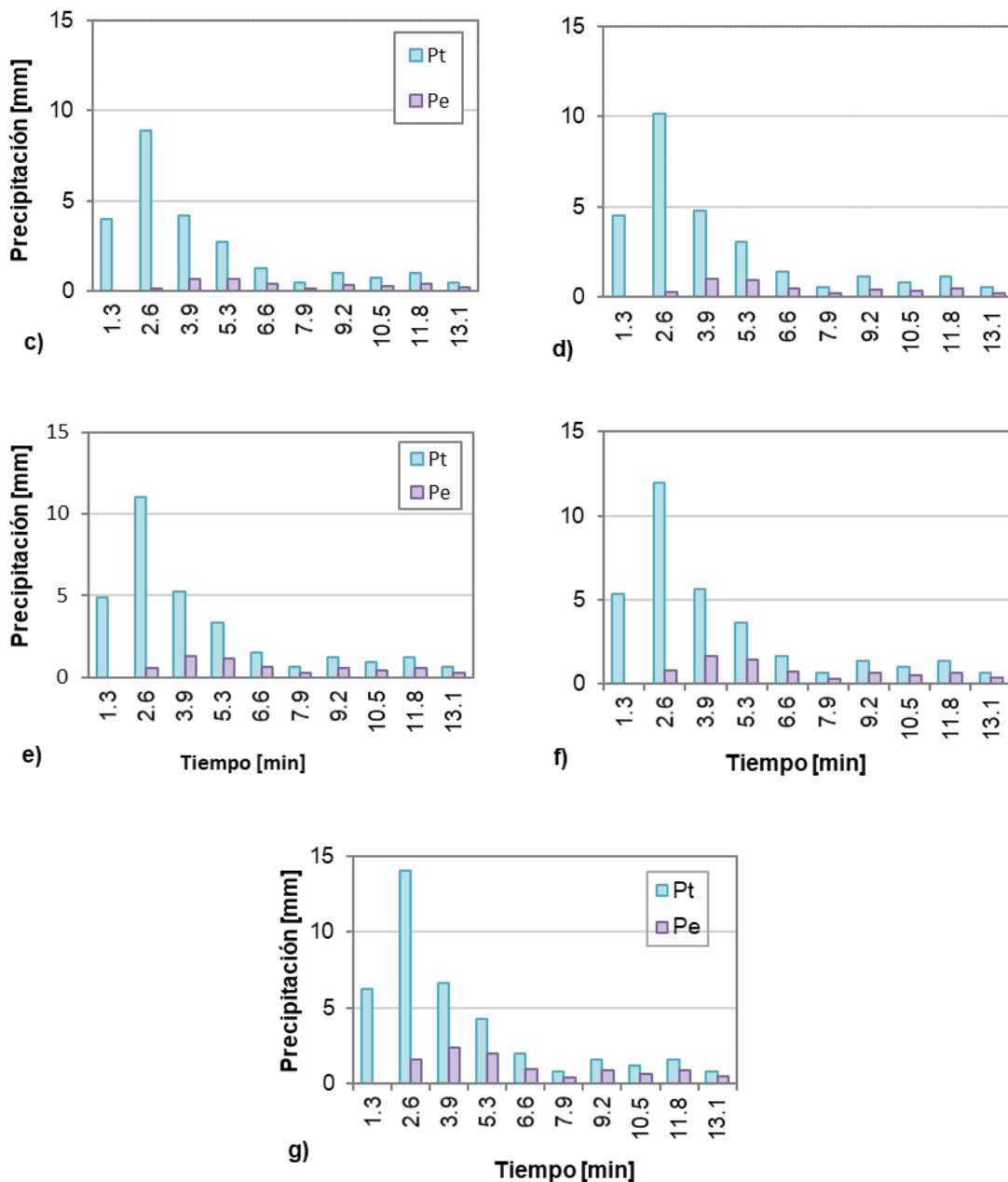


Figura 6-11. Hietogramas de precipitación total (Pt) y precipitación efectiva (Pe) para la cuenca de interés, para los períodos de retorno (Tr) de: a) 2,33, b) 5, c) 10, d) 25, e) 50, f) 100 y g) 500 años.

6.5.4 Método de Snyder

El modelo propone calcular el caudal pico de la crecida por milla cuadrada u_p , mediante la siguiente expresión:

$$u_p = C_p \frac{640}{T_R} \quad \text{Ecuación 6-36}$$

Donde u_p es el caudal pico del Hidrograma Unitario por unidad de área en pie³/s.mi², C_p es un coeficiente y T_R es el tiempo de rezago. El coeficiente C_p depende de la topografía de la cuenca variando entre 0,5 y 0,8, por ejemplo, para cuencas de alta pendiente se recomienda emplear valores cercanos a 0,8 (menor atenuación del hidrograma de respuesta). Este coeficiente puede ser obtenido si se tiene información simultánea de precipitación y caudal de la cuenca, lo cual solo es posible en cuencas instrumentadas.

Cuando el hidrograma unitario sintético a construir corresponda a una precipitación efectiva cuya duración coincide con el tiempo de concentración, el caudal pico del hidrograma unitario por unidad de área puede calcularse con la ecuación anterior, en caso contrario si la duración de la lluvia es diferente puede calcularse como:

$$U_p = C_p \frac{640}{[T_R + (T - t_s)/4]} \quad \text{Ecuación 6-37}$$

Donde T es la duración de la precipitación efectiva en horas y t_s es la duración de la lluvia efectiva en horas.

Una vez obtenido el caudal pico por unidad de área de la cuenca, el caudal pico total se obtiene como:

$$U_p = U_p A_c \quad \text{Ecuación 6-38}$$

Donde A_c es el área de la cuenca en mi², y U_p es el caudal pico total del Hidrograma Unitario Sintético en pie³/s/pul.

Tiempo al pico

El tiempo puede calcularse como:

$$T_p = \frac{T}{2} + T_R \quad \text{Ecuación 6-39}$$

Donde T_p es el tiempo al pico en horas, T es la duración de la lluvia en horas y T_R es el tiempo de rezago en horas.

Tiempo de rezago

El modelo emplea como definición de tiempo de rezago (TR), el tiempo comprendido entre el centroide del hietograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Se asume que el rezago es constante para una cuenca, ya que depende de algunas características físicas y no está determinado por el tipo de lluvia o sus variaciones. El tiempo de rezago se calcula mediante la siguiente ecuación de regresión:

$$T_R = \frac{L_c^{0,8}(S + 1)^{0,7}}{1.900S_c^{0,5}} \quad \text{Ecuación 6-40}$$

Donde T_R es el tiempo de rezago en horas, L_c es la longitud del canal principal en pies, S es el factor de retención o almacenamiento calculado en términos del número de curva CN y S_c es la pendiente de la cuenca en porcentaje. Para las cuencas en donde se obtienen tiempos de rezago mayores que el tiempo de concentración se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$T_R = 0,6T_c \quad \text{Ecuación 6-41}$$

Duración de la lluvia seleccionada por Snyder

Snyder consideró lluvias que estuvieran de acuerdo con el tamaño de la cuenca, definiendo para ellas una duración de (1/5,5) veces el tiempo de rezago de la cuenca, es decir:

$$t_s = \frac{T_R}{5,5} \quad \text{Ecuación 6-42}$$

Donde t_s es la duración de la lluvia efectiva en horas.

Duración de la escorrentía superficial

Para el cálculo del tiempo base del Hidrograma Unitario se propone la siguiente ecuación:

$$t_b = 3 + 3 \frac{T_R}{24} \quad \text{Ecuación 6-43}$$

Donde t_b es el tiempo base en días con T_R en horas. Esta ecuación da una estimación razonable del tiempo base para cuencas grandes, pero produce valores excesivamente altos para cuencas pequeñas. En estas, el tiempo base puede calcularse (en forma aproximada) como 3 a 5 veces el tiempo al pico.

Esquematización de la hidrógrafa

El Cuerpo de Ingenieros de los EE. UU. introdujo después de los estudios de Snyder dos ecuaciones adicionales a este modelo, con el objeto de obtener otros cuatro puntos del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder que facilitan su definición. Estas ecuaciones son:

$$W_{50} = \frac{770}{U_p^{1,08}} \quad W_{75} = \frac{440}{U_p^{1,08}} \quad \text{Ecuación 6-44}$$

Dónde:

U_p es el caudal pico por unidad de área en $\text{pie}^3/\text{s mi}^2$, W_{50} es el intervalo de tiempo en horas correspondiente al 50% del caudal pico y, W_{75} es el intervalo de tiempo en horas correspondiente al 75% del caudal pico.

En la Figura 6-12 se presenta cada intervalo de tiempo ubicado en la curva, de tal forma que su tercera parte quede a la izquierda de la vertical que pasa por el pico del Hidrograma Unitario y las otras dos terceras partes a la derecha de dicha línea (CHOW et. al, 1994).

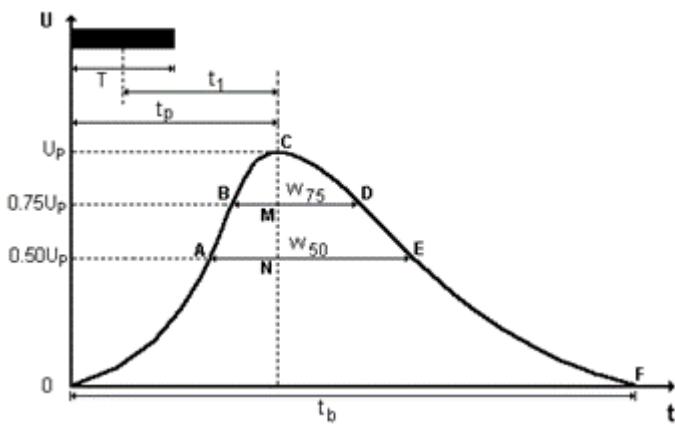


Figura 6-12. Esquematización del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder.

6.5.5 Método del Soil Conservation Service – SCS

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (Soil Conservation Service, SCS) desarrolló un Hidrograma Unitario Adimensional a partir de una serie de hidrógrafas observadas, correspondientes a cuencas de diversos tamaños y ubicadas en distintos sitios de los Estados Unidos.

Relación entre tiempos característicos.

El Hidrograma Unitario adimensional curvilíneo del S.C.S. puede ser representado por un Hidrograma Unitario Triangular equivalente, con las mismas unidades de tiempo y caudal, teniendo por consiguiente el mismo porcentaje del volumen en el lado creciente del Hidrograma como se presenta en la Figura 6-13.

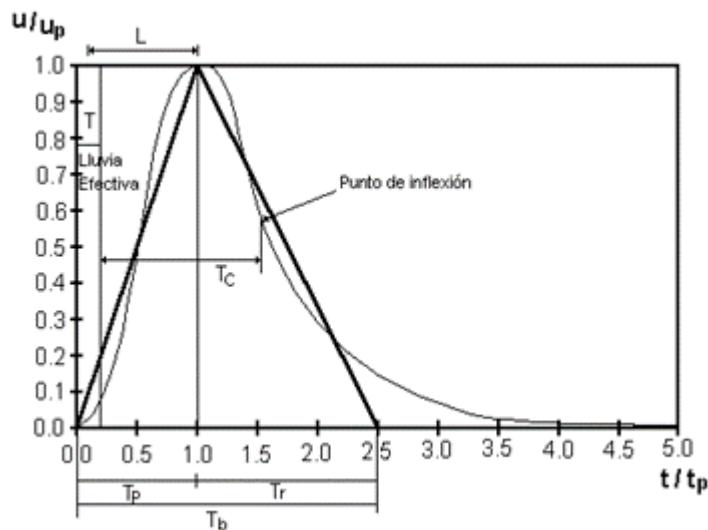


Figura 6-13. Hidrograma Unitario Adimensional del S.C.S.

Caudal pico

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

$$U_p = \frac{484A_c}{T_p} \quad \text{Ecuación 6-45}$$

Donde U_p es el caudal pico correspondiente a un Hidrograma Unitario, A_c es el área de la cuenca en millas cuadradas y T_p es el tiempo al pico en horas.

Obtención del tiempo de concentración según el SCS

El método del SCS utiliza el tiempo de concentración, definido como el tiempo que demora la escorrentía en llegar desde el punto más lejano de la cuenca hasta el punto de aforo, o de manera equivalente, el tiempo que transcurre desde el final de la lluvia efectiva hasta el punto de inflexión de la rama decreciente del Hidrograma Unitario. Con base en esto, el SCS propone una relación promedio entre el tiempo de rezago, T_R y el tiempo de concentración, T_c como:

$$T_c = \frac{5}{3T_R} \quad \text{Ecuación 6-46}$$

El tiempo de rezago, T_R definido como el tiempo en horas desde el centroide del hietograma de la precipitación efectiva hasta el caudal pico del hidrograma unitario, puede calcularse como:

$$T_R = \frac{L_c^{0,8}(S+1)^{0,7}}{1.900S_c^{0,5}} \quad \text{Ecuación 6-47}$$

Donde L_c es la longitud del canal principal en pies, S_c es la pendiente promedio de la cuenca en porcentaje y S es el factor de retención o almacenamiento en pulgadas.

El factor de retención o almacenamiento S se obtiene del método del S.C.S para pérdidas mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Ecuación 6-48}$$

Donde CN es el Número de Curva.

Duración del Hidrograma Unitario, T

El tiempo al pico, T_p está dado como:

$$T_p = \frac{T}{2} + T_R \quad \text{Ecuación 6-49}$$

En donde T es la duración de la lluvia efectiva en horas y T_R es el tiempo de rezago en horas.

La relación promedio entre el rezago y el tiempo de concentración, puede escribirse de la siguiente manera:

$$T_R = 0,6T_c$$

Ecuación 6-50

Los valores del tiempo de rezago según esta expresión son los mismos obtenidos para el Hidrograma Unitario de Snyder.

Se puede demostrar que la relación entre la duración T de la precipitación efectiva a la que se le va a construir el hidrograma unitario y el tiempo de concentración está dada por la siguiente expresión:

$$T = 0,13T_c$$

Ecuación 6-51

6.5.6 Método de Clark

El hidrograma unitario de Clark se calcula transitando un incremento unitario de precipitación efectiva, primero a través de un histograma de tiempo-área y luego a través de un embalse lineal hipotético; este método utiliza el concepto de hidrograma unitario instantáneo (HUI) para definir un único hidrograma para una cuenca (Monroy Rincón, 2010).

A continuación en la Figura 6-14, se presenta el procedimiento llevado a cabo cuando se emplea el hidrograma unitario de Clark:

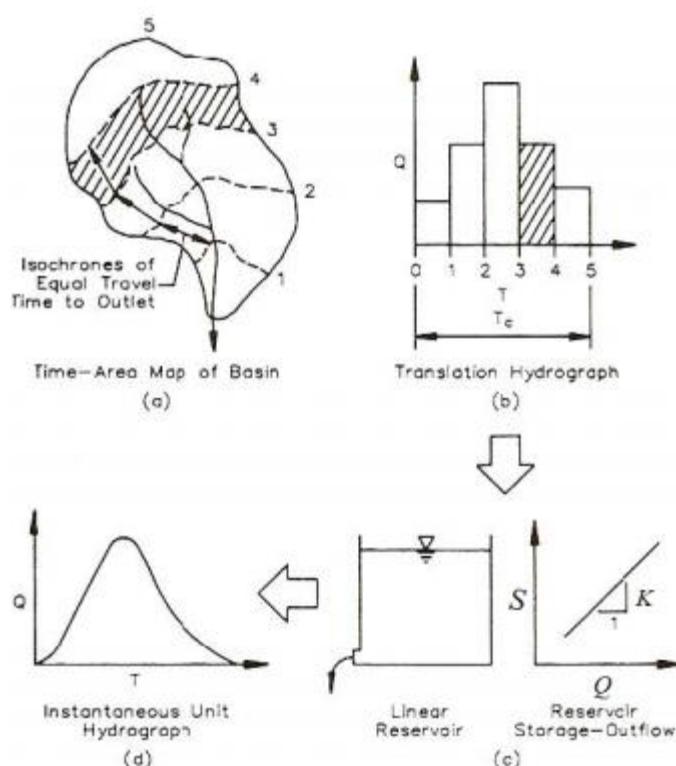


Figura 6-14. Modelo conceptual del Hidrograma Unitario de Clark.

Fuente: (Monroy Rincón, 2010)

El componente de embalse lineal representa los efectos globalizados de almacenamiento y resistencia en la cuenca. El caudal de salida del embalse y el almacenamiento se relacionan mediante la siguiente ecuación (Hoggan, 1997):

$$S_i = KQ_i \quad \text{Ecuación 6-52}$$

Donde,

S_i = Almacenamiento al final del periodo i

Q_i = Caudal de salida durante el periodo i

K = Coeficiente de almacenamiento

El caudal de salida del embalse lineal es analizado por medio de una ecuación de continuidad (Hoggan, 1997):

$$\bar{I}_i - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t} \quad \text{Ecuación 6-53}$$

Donde,

\bar{I}_i = Caudal de entrada promedio en el periodo i , determinado de la relación de área-tiempo

Combinando la Ecuación 6-52 y la Ecuación 6-53 se obtiene (Hoggan, 1997):

$$\bar{I}_i - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = \frac{KQ_i - KQ_{i-1}}{\Delta t} \quad \text{Ecuación 6-54}$$

Realizando una sustitución de la siguiente manera (Hoggan, 1997):

$$c = \frac{2\Delta t}{2K + \Delta t} \quad \text{Ecuación 6-55}$$

Se obtiene la siguiente ecuación (Hoggan, 1997):

$$Q_i = c\bar{I}_i + (1 - c)Q_{i-1} \quad \text{Ecuación 6-56}$$

Un hidrograma unitario de duración Δt se computa como un promedio de dos hidrogramas unitarios instantáneos espacios con un intervalo de tiempo Δt por medio de la siguiente ecuación (Hoggan, 1997):

$$U_i = 0.5(Q_i + Q_{i-1}) \quad \text{Ecuación 6-57}$$

Con U_i = Hidrograma unitario

Es importante mencionar que, el Hidrograma Unitario de Clark en el programa HEC-HMS, emplea una curva sintética de tiempo-área, la cual se deriva de la

forma de una cuenca generalizada para obtener el hidrograma de la cuenca de estudio. La relación de tiempo-área que se emplea en este método, según Hoggan (1997) es:

$$AI = 1,414T^{1.5} \text{ Con } 0 \leq T \geq 0.5$$

Ecuación 6-58

$$1 - AI = 1,414(1 - T)^{1.5} \text{ Con } 0.5 \leq T \geq 1$$

Ecuación 6-59

Donde,

AI = Es el área acumulada como una fracción del área de la subcuenca.

T = Es una fracción del tiempo de concentración T_c .

Esta curva se puede aplicar a la mayoría de las cuencas (Ver Figura 6-15); sin embargo, para una cuenca que se desvíe sustancialmente de la forma generalizada, es necesario realizar una curva de tiempo-área específica para esa cuenca o se puede emplear otra generalización de otro método. Despues de transformar el hidrograma se enruta a un embalse lineal por medio de la Ecuación 6-56. Un hidrograma de un periodo determinado se calcula con la Ecuación 6-57.

En la Figura 6-15 se observa la cuenca sintética que utiliza el software HEC-HMS, el análisis del tiempo de concentración que está orientado para emplear diferentes valores de tiempo de concentración a diferentes eventos y la curva sintética tiempo-área, cuando se emplea el Hidrograma Unitario de Clark.

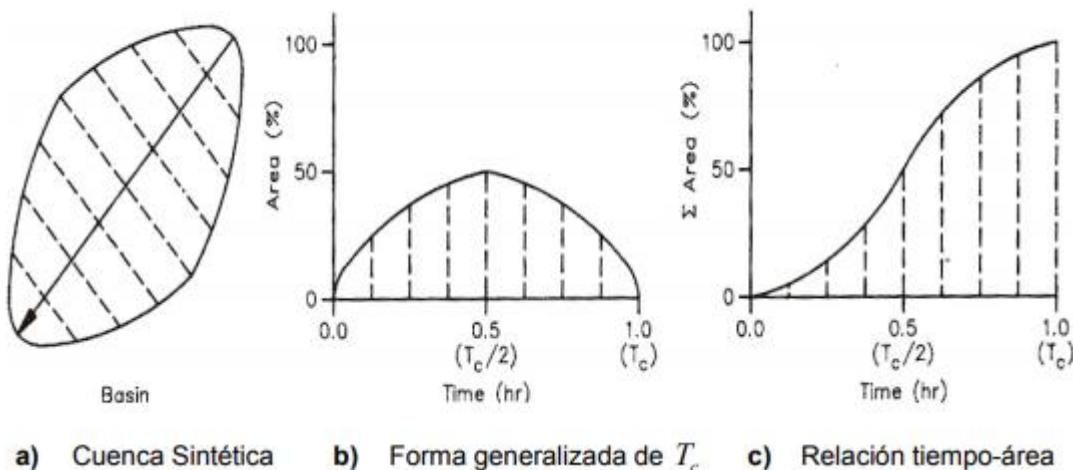


Figura 6-15. Forma de la cuenca generalizada y curva sintética tiempo-área empleada por HEC-HMS.

Fuente: (Monroy Rincón, 2010)

Con base en lo anterior, las metodologías para obtener la relación de tiempo-área son dos: la primera es realizar un análisis de isócronas donde el tiempo de

concentración (Tc) es constante durante todos los eventos que se presenten en la cuenca de estudio, y la relación tiempo-área toma las áreas reales entre cada intervalo del Tc.

La segunda metodología emplea una curva sintética de tiempo-área, la cual permite emplear diferentes tiempos de concentración que se dan en cada evento y obtener una relación de tiempo-área para el evento analizado.

6.5.7 Sistema de modelamiento hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)

El Sistema de Modelado Hidrológico es una aplicación desarrollada por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelado HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de las hidrógrafas del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, s.f.).

Es importante mencionar que HEC-HMS utiliza una estructura de trabajo que denomina proyecto (Project) a la agrupación de un modelo de cuenca (Basin Model), un modelo de lluvias (Meteorological model) y un modelo de datos de control (Control Specifications). Además, se pueden definir tantos Basin Model, Meterological Model y Control Specifications como sea necesario (Flumen. Dinámica fluvial i enginyeria hidrológica, s.f.).

Para poder utilizar este programa, se debe disponer de la siguiente información:

- Características de la cuenca: área, forma, longitud del cauce principal, centro de gravedad, pendiente media del terreno, cobertura vegetal, tipo de prácticas de pastoreo.
- Características de la precipitación: hietogramas incrementales, hietogramas acumulados.

Se resalta que, para el presente estudio, los modelos aplicados en el presente estudio, mediante el software HEC-HMS v. 4.0 son:

- **Hidrograma Unitario SCS**, que está regido por el tiempo de retardo de la cuenca, definido como el tiempo transcurrido desde el centro de gravedad del histograma hasta la punta del hidrograma.

- **Hidrograma Unitario de Snyder**, que trabaja con el tiempo de retardo a partir de unos coeficientes propios de la cuenca.
- **Hidrograma Unitario de Clark**, que depende de del tiempo de concentración y un coeficiente de almacenamiento definido como, el índice de almacenamiento temporal de excesos de precipitación en la cuenca.

A continuación en la Figura 6-16, se muestra un esquema del modelo utilizado para la simulación hidrológica de los caudales de la cuenca de interés.

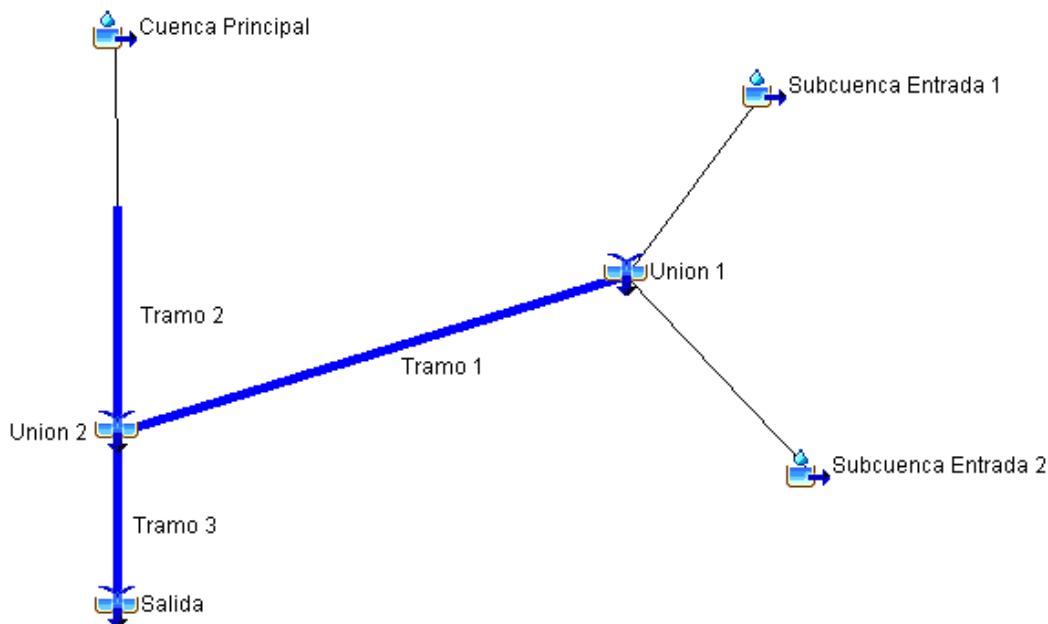


Figura 6-16. Modelo hidrológico utilizado para el presente estudio.

En la Tabla 6-11 se muestran los parámetros utilizados en la modelación hidrológica.

Tabla 6-11. Parámetros para la modelación hidrológica de la cuenca de interés.

Función de infiltración	SCS
Funciones de hidrogramas unitarios	Clark Snyder SCS
Función de tránsito de avenidas para el tramo	Muskingum $K=0,6*T_c$ $X=0,2$

En el capítulo 8, ítem 8.1 se presentan los resultados obtenidos de la modelación hidrológica.

7 ESTUDIO HIDRÁULICO

La evaluación hidráulica de las condiciones actuales se llevó a cabo a través del software HEC-RAS versión 6.0 (U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, 2002), desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center.

El programa requiere como datos de entrada el régimen de flujo, las condiciones de borde, y el valor de rugosidad de Manning (n), solucionando la ecuación para flujo gradualmente variado en canales naturales y para régimen permanente en canales artificiales. Las profundidades del flujo se calculan a partir del método estándar por pasos y como resultado del modelo se obtiene la superficie libre del agua asociada a una condición de caudal impuesta que puede variar a lo largo del cauce.

En primer lugar se debe realizar la evaluación de la información topográfica suministrada, buscando que las características de terreno se vean plasmadas adecuadamente a través de la modelación de flujo 2D. Posteriormente, se inicia el proceso de calibración. El cual consiste en ajustar los diferentes parámetros de entrada para poder realizar la evaluación de las condiciones reales de la corriente en el tramo de interés, es decir, que la situación modelada mediante el uso del HEC-RAS represente las condiciones y evidencias del tránsito del flujo a través de las fuentes superficiales de interés. Para ello se realiza la estimación del coeficiente de rugosidad de Manning y se evalúa el comportamiento de los caudales de diseño calculados en el estudio hidrológico.

7.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El modelo HEC-RAS es capaz de simular condiciones hidráulicas para flujos gradualmente variados en régimen permanente y no permanente, y en redes de drenajes naturales y artificiales, estima tasas de transporte de sedimentos para lecho móvil y permite realizar modelación de variables de calidad de agua.

El procedimiento básico computacional del software está basado en la solución numérica de la ecuación de energía unidimensional, las pérdidas de energía son evaluadas a partir de ecuaciones de coeficientes de rugosidad del lecho (número de Manning) y a partir de coeficientes de contracción y expansión del flujo (coeficientes que se multiplican al cambio en la cabeza de velocidad). La ecuación de momentum es empleada en situaciones donde el perfil de la lámina de agua está relacionado con un flujo rápidamente variable. Esas situaciones incluyen: régimen de flujo mixto (resaltos hidráulicos), flujo a través de puentes y comportamiento hidráulico del flujo en confluencias.

El módulo de transporte de sedimentos del HEC-RAS, realiza simulaciones de este transporte en lecho móvil, siendo capaz de reproducir procesos morfodinámicos como erosión del lecho y deposición de material en el mismo. El transporte de sedimentos potencial es estimado por tamaño del sedimento, permitiendo establecer procesos de gradación del material del lecho (sorting) y de acorazamiento (armoring). El modelo es capaz de simular procesos de transporte en redes de canales, en canales con procesos de dragado, entre otros, utilizando para ello distintas ecuaciones para el cálculo del transporte de sedimentos.

7.1.1 Ecuaciones gobernantes

La modelación 2D en HEC-RAS se efectúa mediante la solución de las ecuaciones que se muestran a continuación:

$$r = \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} \quad \text{Ecuación 7-1}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) \\ = - \frac{n^2 pg \sqrt{p^2 + q^2}}{h^2} - gh \frac{\partial H}{\partial x} + pf + \frac{\partial}{\rho \partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\rho \partial y} (h\tau_{yy}) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 7-2}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) \\ = - \frac{n^2 qg \sqrt{p^2 + q^2}}{h^2} - gh \frac{\partial H}{\partial y} + qf + \frac{\partial}{\rho \partial x} (h\tau_{xy}) + \frac{\partial}{\rho \partial y} (h\tau_{yy}) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 7-3}$$

Donde,

$H(x, y, t) = z(x, y) + h(x, y, t)$ es la elevación de la superficie (m), z es la elevación de la celda en las coordenadas cartesianas (x,y), h es la profundidad del agua (m), $p=hu$ y $q=hv$ corresponden al flujo específico en las direcciones x,y (m^2/s), u y v son las velocidades en x y y , respectivamente, r es la precipitación neta (m), g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), n es el coeficiente de rugosidad de Manning ($\text{s}^{1/3} \sqrt{\text{m}}$), ρ es la densidad del agua (kg/m^3), τ_{xx} , τ_{yy} y τ_{xy} son los componentes del tensor de esfuerzo y f es el parámetro de Coriolis (s^{-1}).

7.1.2 Pérdidas por fricción

Las pérdidas por fricción son evaluadas en HEC-RAS como el producto de S_f y L , donde S_f es la pendiente de fricción representativa para un tramo y L está definido por la ecuación anterior. La pendiente por fricción o friccional (pendiente de la línea de energía) en cada sección transversal es calculada de la ecuación de Manning de la siguiente manera:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad \text{Ecuación 7-4}$$

Donde K es la “conveyancia o transportabilidad” total de la sección transversal.

7.2 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD

Los coeficientes de resistencia al flujo uniforme en canales de lecho rígido se encuentran tabulados en muchos libros clásicos de hidráulica (CHOW V. T., Hidráulica de Canales Abiertos, 1994). En canales de lecho móvil, además de la rugosidad que ofrecen las paredes y el lecho, es necesario considerar la rugosidad que ofrecen las formas del lecho (rizos, dunas, etc.). El coeficiente de rugosidad es un parámetro que depende básicamente de: Profundidad de flujo (controlada por el caudal), sedimento transportado, escombros flotantes, tamaño del material del lecho, temperatura del agua, el tipo, extensión y distribución de la vegetación de las bancas.

En realidad, el n de Manning es muy variable y depende de un cierto número de factores, como la rugosidad del material superficial, las macro rugosidades del canal, la vegetación, el alineamiento del canal y las posibles obstrucciones (CHOW, MAIDMENT, & MAYS, Hidrología aplicada, 1994).

7.3 CONDICIONES DE FRONTERA

Como requisito para implementar la modelación hidráulica, se introducen las condiciones de frontera en el software HEC-RAS, las cuales pueden ser la curva de calibración de una sección transversal, la pendiente normal del perfil de flujo o los niveles impuestos aguas abajo de las secciones en estudio por un control de flujo.

En condiciones de flujo subcrítico sólo es necesario la condición de frontera en el tramo final del río, por el contrario, si se realiza la simulación para flujo supercrítico la condición de frontera debe definirse en el tramo inicial de la corriente. Finalmente, cuando se considera que el flujo es mixto, ambas condiciones de frontera (aguas arriba y abajo) deben ser definidas.

El modelo HEC-RAS V.6.0 permite la incorporación de cuatro (4) tipos de condiciones de frontera, éstas se mencionan a continuación:

- **Elevación de la superficie del agua conocida:** Para esta condición debe definirse el valor de la cota de superficie del agua para cada uno de los perfiles que se quiere simular.

- **Profundidad crítica:** Cuando este tipo de condición de frontera es definido, no es necesario incluir ningún otro tipo de información al modelo, ya que el programa estimará la profundidad crítica para cada uno de los perfiles simulados, y los usará como condición de frontera.
- **Profundidad normal:** Para este tipo de condición de frontera, es necesario definir la pendiente de la línea de energía que será utilizada para estimar la profundidad normal en esa ubicación, luego, la profundidad normal de cada perfil será estimada con base en la pendiente definida. Si la pendiente de la línea de energía se desconoce, es posible aproximarla considerando que ésta es igual a la pendiente de la superficie del agua o a la pendiente del fondo del canal.
- **Curva de caudal:** Con esta condición de frontera es necesario definir una curva de elevación vs caudal. Para cada perfil, la elevación es interpolada de la curva para cada condición de flujo dado.

En caso de simulaciones 2D, HEC-RAS establece varios tipos de condición de frontera para áreas de flujo 2D. En este caso, corresponden a los hidrogramas de flujo, la curva de calificación (rating curve) y las condiciones de límite de profundidad normal (normal depth boundary conditions). Por otro lado, el modelo también permite la incorporación de condiciones de precipitación, como aplicativo para series temporales de excesos de lluvia a los elementos 2D.

La condición de límite del hidrograma se incorpora al modelo mediante el ingreso inicial de una línea de condición de límite a lo largo del borde del área 2D, se incorpora el hidrograma de flujo y la pendiente de energía de entrada. Posteriormente, el flujo se distribuye entre celdas 2D adyacentes a la línea de condición de límite (cuyas elevaciones del terreno son menores que la superficie de agua de profundidad normal), utilizando un enfoque de ponderación de transporte.

7.4 DEFINICIÓN DE ESCENARIOS PARA SIMULACIÓN HIDRÁULICA

La simulación de escenarios se lleva a cabo teniendo en cuenta los caudales obtenidos a través de la simulación hidrológica (escenario más crítico) y las condiciones de precipitación y escorrentía, buscando la representación de la condición más desfavorable de acuerdo con el objetivo del estudio.

7.5 DETERMINACIÓN DE LAS PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN

La socavación es un fenómeno natural, asociado principalmente a corrientes aluviales. El término socavación del lecho significa la disminución en el nivel del lecho, por debajo del nivel natural o de un nivel de referencia asumido. La profundidad de socavación se refiere a la profundidad del lecho donde se ha removido material por debajo del nivel establecido (Posada, 1994).

En general, la socavación se puede producir por varias causas:

- Aumento del caudal durante las avenidas.
- Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros.
- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
- Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
- Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.

En este documento, se presentan dos metodologías para el cálculo de la socavación.

7.5.1 Metodología de Lischtvan y Lebediev

El criterio propuesto por Lischtvan y Lebediev para la determinación de las profundidades de erosión general establece que el mecanismo de erosión se detendrá cuando la velocidad del escurrimiento (V_r) se reduzca hasta un punto tal en que iguale a la velocidad mínima o de equilibrio (U_e).

De acuerdo con Schreider, et al., (2001), la hipótesis fundamental sobre la cual se funda el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo. Así mismo establece que, la velocidad media de la corriente en función de la profundidad, para cada punto de la sección, es considerada por esta teoría a partir de la ecuación de Manning, del siguiente modo (Schreider, Scacchi, Franco, Fuentes, & Moreno, 2001):

$$V_{ri} = \alpha * \left(\frac{h_{oi}}{h_{si}} \right)^{5/3} \text{ con,} \quad \alpha = \frac{Qd}{h_m^{5/3} * B_e} \quad \text{Ecuación 7-5}$$

Donde,

V_{ri} : velocidad media de la corriente luego de la erosión en la vertical i de la sección [m/s]

h_o : profundidad antes de la erosión en la vertical i de la sección [m]

h_{si} : profundidad luego de la erosión en la vertical i de la sección [m]

Qd : caudal de diseño total [m³/s]

h_m : profundidad media de la sección antes de la erosión [m]

B_e : ancho superficial efectivo asociado con Qd [m]

Si se considera que la Ecuación 7-5 se obtiene de igualar el caudal en una subárea perteneciente a una sección transversal, con ancho δB_i , altura inicial h_o y final h_{si} , mediante el empleo de ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad, la velocidad V_{ri} puede expresarse como:

$$V_{ri} = \frac{q_i}{h_{si}}$$
Ecuación 7-6

Donde,

q_i : caudal por unidad de ancho asociado con la franja de ancho δB_i .

Para evaluar la velocidad mínima o de equilibrio, esta teoría propone una expresión que depende fundamentalmente del diámetro de las partículas que componen el fondo, la cual fue propuesta por Maza Álvarez (Moreno, Fuentes, & López, 1988):

$$U_e = 4,7 * \beta * h_{si} \left[\frac{0,322}{d^{0,03}} \right] * d^{0,28}$$
Ecuación 7-7

Donde,

d : diámetro de las partículas que componen el fondo [m]

β : coeficiente en función del periodo de retorno (Tr, asociado con el caudal de diseño, cuya expresión fue expuesta para Tr entre 15 y 1.500 años como:

$$\beta = 0,841 + 0,03342 * \ln(Tr)$$
Ecuación 7-8

Debido a que el exponente que afecta la profundidad h_s en la ecuación de la velocidad de equilibrio experimenta variaciones poco significativas para el rango de tamaños de sedimentos de arenas finas y medias ($0,19\text{mm} < d < 1\text{mm}$), en adelante será considerado con un valor único e igual a 0,41. Por lo tanto, la expresión de la velocidad de equilibrio a que se hace referencia será (Schreider, Scacchi, Franco, Fuentes, & Moreno, 2001):

$$U_e = 4,7 * \beta * h_{si}^{0,41} * d^{0,28}$$
Ecuación 7-9

De igualar V_{ri} de la Ecuación 7-5 con la Ecuación 7-9 se tiene h_s en la forma que fue presentado originalmente por el método de Juárez Badillo y Rodríguez ():

$$h_s = \left[\frac{\alpha * h_{oi}^{5/3}}{4,7 * d^{0,28}} \right]^{0,71}$$
Ecuación 7-10

En la Ecuación 7-10 se considerado $\beta = 1$, el cual corresponde a un Tr de 115 años, aproximadamente (Schreider, Scacchi, Franco, Fuentes, & Moreno, 2001).

La variable α representa la conducta de la sección de escurrimiento, consecuencia de la pendiente de energía y coeficiente de rugosidad asociados con la misma, que en esta metodología, es considerada constante para toda la sección transversal. Razón por la cual la expresión de V_{ri} propuesta, lleva implícita una distribución de caudales en la sección que da más peso a las zonas inicialmente más profundas, puesto que dependen directamente de

$h_{oi}^{5/3}$, lo que se traduce en el hecho de que al aplicar la Ecuación 7-10, las secciones producto del cálculo copian la forma de la sección original.

En los casos en que se considere la Ecuación 7-6, se obtiene la profundidad de equilibrio como una función dependiente del caudal por unidad de ancho que actúa en la vertical i , por lo que la ecuación final es:

$$h_s = \left[\frac{q_i}{4,7 * d^{0,28}} \right]^{0,71} \quad \text{Ecuación 7-11}$$

Según Schreider, et al., (2001), esta última expresión brinda la posibilidad de que aquellas situaciones en que se disponga de datos ciertos de distribuciones de caudal, variables para situaciones hidrológicas diferentes, la sección resultante sea un reflejo de la configuración de corriente que se asocia con la crecida considerada.

7.5.2 Metodología Campo-Ordoñez

Para conocer los factores que inducen la profundización de la sección transversal al influjo de un caudal dado, los investigadores Germán Del Campo, Jaime A. Vargas y María del Rosario Gutiérrez, bajo la dirección de J.I. Ordóñez, investigaron más de 3.000 aforos líquidos y sólidos en estaciones de primer orden de cuencas hidrográficas en Colombia.

Un aforo líquido en una estación hidrométrica de primer orden consiste de un grupo de 15 a 20 valores de profundidad (p_i) y caudal (q_i), y el registro completo de aforos en cada estación genera un conjunto más amplio de parejas p_i , q_i , que se puede interpretar independientemente de los valores absolutos de Q y P .

El caudal por unidad de ancho en un sector cualquiera de una sección se expresa por:

$$Q_i = \frac{Q_i}{B_i} \quad \text{Ecuación 7-12}$$

Donde, Q_i es el caudal y B_i es el ancho del sector. Después de analizar estadísticamente los aforos, los investigadores encuentran una relación relativamente buena entre F_{\max} y el valor promedio del número de Froude para toda la sección F_{prom} , así:

$$F_{\max} = 0,85 F_{\text{prom}} + 0,01, \text{ para } (0,010 < F < 0,4) \quad \text{Ecuación 7-13}$$

$$F_{\max} = 0,71 F_{\text{prom}} + 0,01, \text{ para } (F > 0,4) \quad \text{Ecuación 7-14}$$

Igualmente obtuvieron una relación aceptable para q_{\max} en función de $q_{\text{prom}} = Q/T$ así:

$$q_{\max} = 1,551 (Q/T)^{0,984}, \text{ para } (F > 0,4) \quad \text{Ecuación 7-15}$$

$$q_{max}=1,271 (Q/T)^{1,271}, \text{ para } (F>0,4)$$

Ecuación 7-16

Donde T es el ancho de la superficie del agua. Mientras que la mejor correlación obtenida para P_{max} es:

$$P_{max}=0,4671 q_{max}^{0,667} 0,4671 * F_{max}^{-0,667}, \text{ para } (F>0,4)$$

Ecuación 7-17

Donde: P_{max} es la máxima profundidad del flujo para un cierto valor de q_{max} , que para nuestro caso es el caudal con Tr de 100 años.

H_s es entonces la diferencia entre la lámina de agua y la profundidad máxima de flujo, y representa la profundidad de socavación.

8 RESULTADOS

8.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

A continuación en la Tabla 8-1, Tabla 8-2 y Tabla 8-3 se presentan los resultados de los caudales máximos estimados mediante la modelación hidrológica con el software HEC-HMS y el método racional, para las áreas de drenaje determinadas.

Tabla 8-1. Resultados de caudales máximos estimados para la cuenca principal.

Tr [años]	Hidrógrafas unitarias			Método Racional
	Clark	Snyder	SCS	
2,33	0,20	0,30	0,40	2,54
5	0,30	0,50	0,60	3,25
10	0,50	0,80	0,90	3,81
25	0,70	1,10	1,40	4,66
50	0,90	1,50	1,80	5,36
100	1,20	1,80	2,20	6,18
500	1,70	2,70	3,40	7,74

Tabla 8-2. Resultados de caudales máximos estimados para la cuenca artificial 1.

Tr [años]	Hidrógrafas unitarias			Método Racional
	Clark	Snyder	SCS	
2,33	0,00	0,00	0,00	0,15
5	0,00	0,00	0,00	0,19
10	0,00	0,10	0,10	0,23
25	0,10	0,10	0,10	0,27
50	0,10	0,10	0,10	0,31
100	0,10	0,10	0,10	0,36
500	0,10	0,20	0,20	0,45

Tabla 8-3. Resultados de caudales máximos estimados para la cuenca artificial 2.

Tr [años]	Hidrógrafas unitarias			Método Racional
	Clark	Snyder	SCS	
2,33	0,10	0,10	0,10	0,26
5	0,10	0,10	0,10	0,33
10	0,10	0,10	0,10	0,38
25	0,20	0,10	0,20	0,46
50	0,20	0,20	0,20	0,53
100	0,20	0,20	0,20	0,60
500	0,30	0,20	0,30	0,73

En la Figura 8-1, se muestra a modo de ejemplo, de forma gráfica los resultados obtenidos para la cuenca principal.

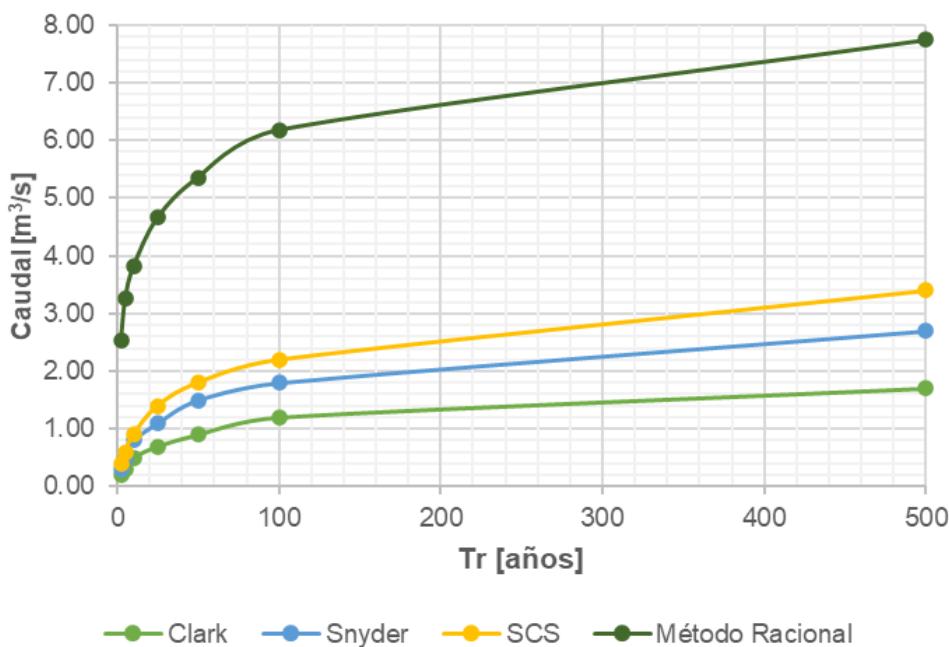


Figura 8-1. Caudales máximos estimados para diferentes períodos de retorno, en la cuenca principal.

Los mayores caudales se obtuvieron con el método racional. Por ello, para la modelación hidráulica se utilizaron los valores de dichos caudales para los períodos de Tr 2,33, 25, 100 y 500 años.

8.2 ESTUDIO HIDRÁULICO

La simulación hidráulica para el predio en el cual se proyecta la ampliación de la Subestación Panamá II, se llevó a cabo considerando los caudales detallados en la simulación hidrológica, específicamente para los períodos de retorno de 2,33, 25, 100 y 500 años. Se utilizó un coeficiente de rugosidad de Manning (n) de 0,124, constante en cada uno de los escenarios. Adicionalmente se consideró el efecto de la precipitación sobre el dominio de modelación.

La Figura 8-2 muestra una esquematización de los principales ingresos y salidas considerados a través de la modelación hidráulica para los escenarios evaluados. Esta configuración busca representar las condiciones más críticas en términos de la inundabilidad en la zona dura del predio para el Tr de 500 años. El dominio de la modelación corresponde al predio de interés y se encuentra acotado por el levantamiento topográfico, además, se constituyó con una malla de 4,0x4,0 metros y las trayectorias de las líneas de drenaje fueron de 0,5x0,5 metros, con una rugosidad homogénea en todo el predio, la cual se modifica para cada uno de los escenarios. Consta de seis condiciones de borde o condiciones de frontera, tres entradas de caudal y tres zonas para la salida. Las entradas de caudal como se indicó son para los Tr estudiados: la primera entrada, de norte a sur, corresponde al caudal máximo estimado para la

cuenca principal, mientras que las entradas del sur hacen referencia a los puntos de cierre de las cuencas artificiales.

Las salidas se encuentran: la primera corresponde con la dirección de la quebrada principal, la segunda y la tercera con drenajes hacia el oriente del predio de interés. Bajo este escenario se determinaron las mayores cotas de inundación y las direcciones predominantes del flujo.

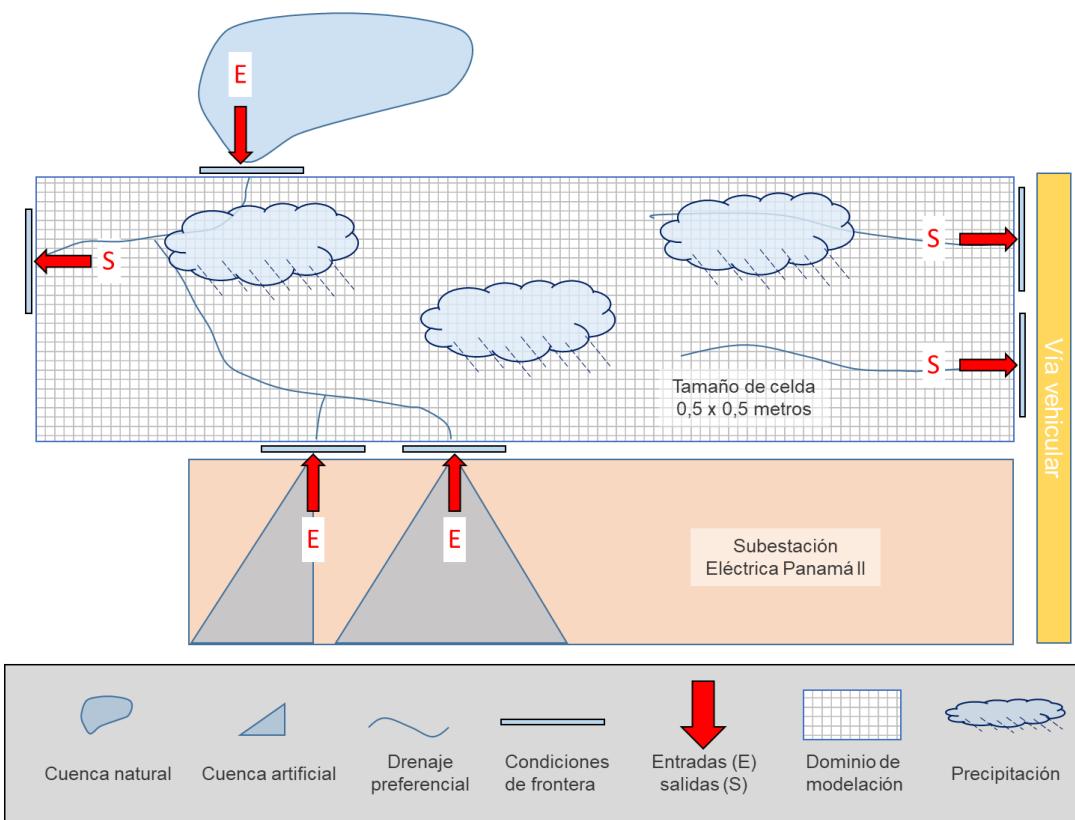


Figura 8-2. Modelo conceptual para simulación de inundación en el predio para los escenarios modelados.

8.2.1 Levantamiento topográfico

Para llevar a cabo la modelación hidráulica del predio se utilizó la información topográfica suministrada por IEB Ingeniería Especializada, la cual consistió en un levantamiento topográfico del predio de interés y la subestación existente.

Con el objetivo de lograr el análisis, también se suministró por parte de la empresa contratante, un Modelo de Elevación Digital (DEM) para toda la zona de interés, a través de este insumo se llevaron a cabo todas las simulaciones relacionadas con estudio hidráulico.

A continuación, se muestra El DEM utilizado, en la interfaz del software mediante el cual se efectuó la modelación hidráulica (Figura 8-3).

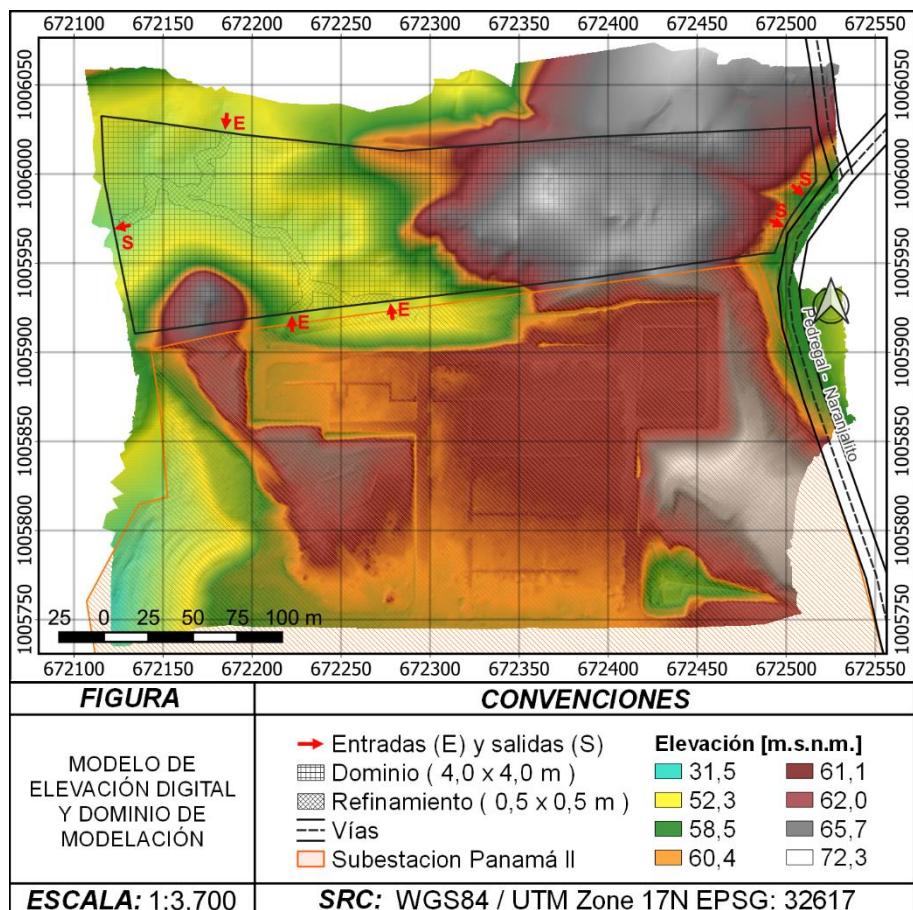


Figura 8-3. Modelo de elevación digital en interfaz HEC-RAS 2D.

8.2.2 Coeficiente de rugosidad

Se trabajó con un coeficiente de Manning (n) de 0,124 para los cuatro escenarios presentados. Este valor de rugosidad es recomendado para zonas arborizadas (Foto 8-1) en las tablas del Hec Ras. El valor se generalizó para toda el área porque predomina la zona arborizada sobre la zona con cauce definido, y además le ofrecería un factor de seguridad (porque incrementa la lámina) en las áreas de cauce.



Foto 8-1. Cobertura vegetal predominante en área de interés

8.2.3 Caudales de diseño

Los caudales de diseño implementados durante la modelación hidráulica fueron estimados de acuerdo con la metodología presentada en la Sección 8.1. En dicho capítulo, se muestran los resultados obtenidos luego de implementar diferentes modelos de cálculo, de acuerdo con las características de la corriente y sus tributarios, en la Tabla 8-4 se muestran los respectivos caudales para los diferentes períodos de retorno estudiados.

Tabla 8-4. Caudales de diseño y precipitación para modelación hidráulica.

Tr [años]	Caudal [m ³ /s]			Precipitación [mm]
	Cuenca principal	Cuenca artificial 1	Cuenca artificial 2	Todo el dominio
2,33	2,54	0,15	0,26	52,09
25	4,66	0,27	0,46	80,86
100	6,18	0,36	0,60	102,22
500	7,74	0,45	0,73	133,96

Los caudales seleccionados para llevar a cabo la modelación del flujo y la estimación de la cota de inundación, corresponde a los caudales asociados a

los períodos de retorno (Tr) de 2,33, 25, 100 y 500 años. La precipitación se asumió constante en todo el dominio de modelación.

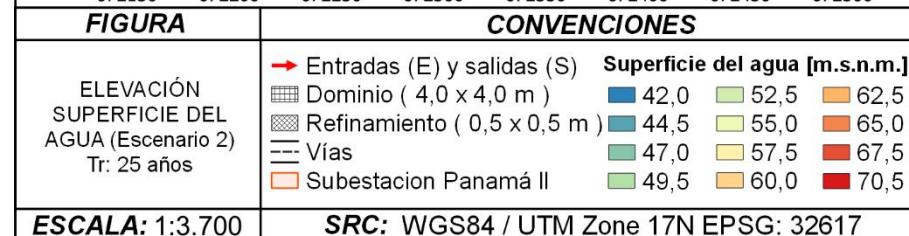
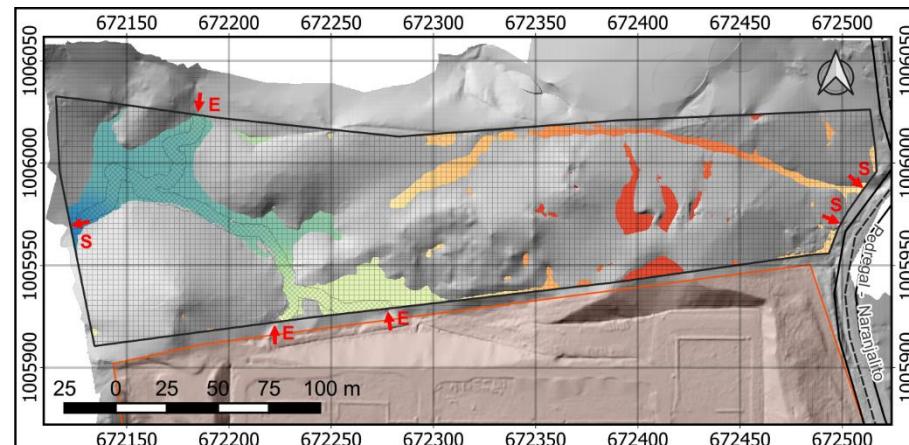
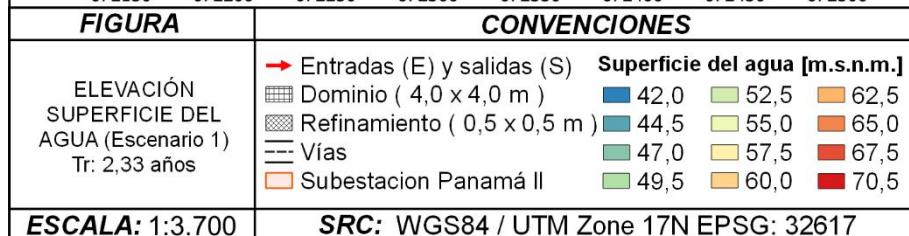
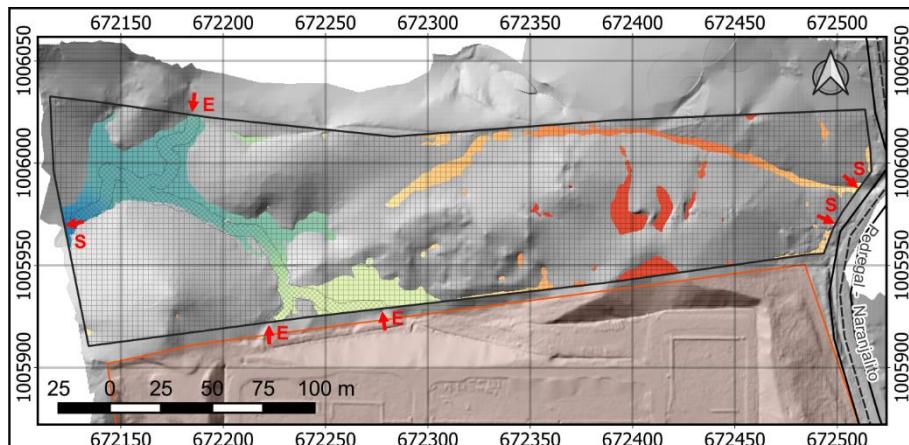
8.2.4 *Condiciones de frontera*

El modelo numérico es una representación bidimensional de las condiciones topográficas observadas, medidas y suministradas, y las hidroclimatológicas estimadas. Como condiciones de frontera se tiene: una malla de 4,0x4,0 metros, y líneas de quiebre de 0,5x0,5 metros que siguen la trayectoria de las líneas de drenaje. Los escenarios de modelación tienen tres entradas como caudal y valores de precipitación incidente sobre todo el dominio de modelación. Los caudales ingresados son constantes (Tabla 8-4). Aunque la simulación se realizó no estacionaria, los caudales y la precipitación se mantuvieron constantes durante el tiempo de corrida, que fue de 24 horas. El intervalo computacional fue funcional de 1 segundo, sin considerar evaluaciones de eficiencia de la malla y tiempo computacional.

8.2.5 *Cota de inundación*

A continuación, en la Figura 8-4 se muestran los resultados de cotas de inundación para cuatro escenarios de modelación correspondientes a los períodos de retorno de 2,33, 25, 100 y 500 años evaluados, haciendo un acercamiento en el predio de interés. La zona occidental, presenta las menores cotas porque es la zona preferencial hacia donde drena el agua de escorrentía que confluye con las corrientes que cruzan el predio al noroccidente. Existen además dos líneas de flujo que drenan hacia el oriente (vía vehicular Pedregal – Naranjito), siendo la más notoria la que discurre al norte.

En todos los escenarios el nivel de la lámina de agua sobre el predio de interés se mantuvo entre la cota 42 y la cota 70,5 m.s.n.m.



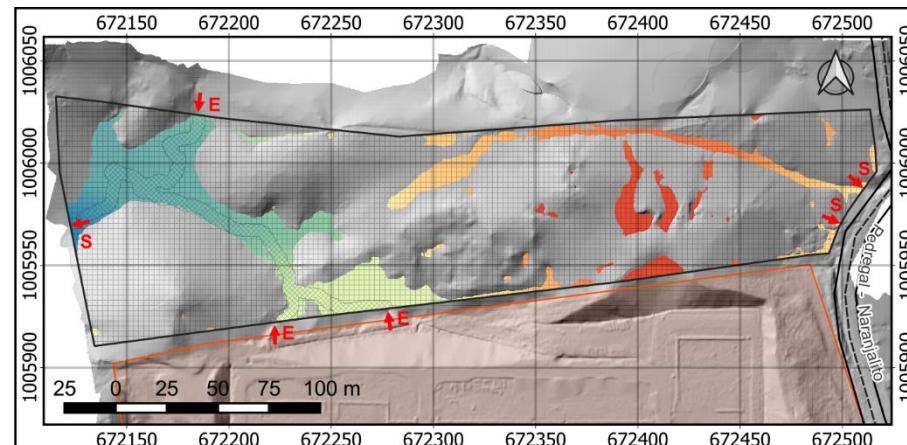
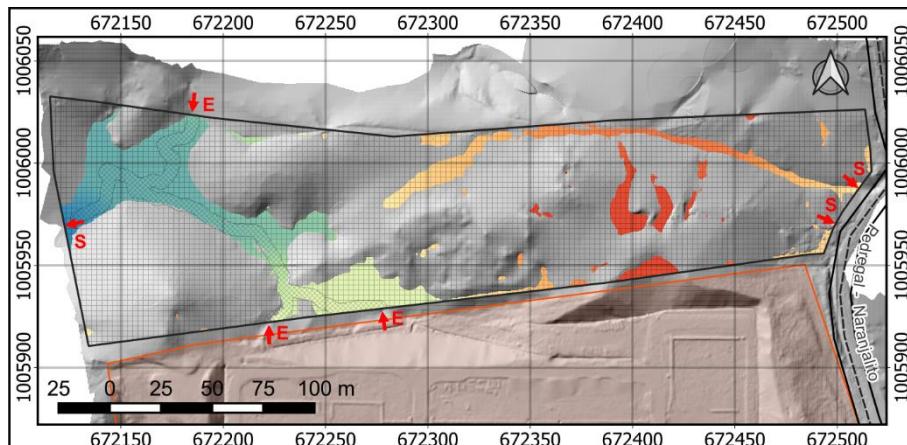


Figura 8-4. Mancha de inundación en la zona de estudio para los escenarios modelados.

8.2.6 Profundidad desde la superficie del agua

En la Figura 8-5 se muestran los resultados de los cuatro escenarios evaluados (Tr de 2,33, 25, 100 y 500 años), haciendo un acercamiento en el predio de interés. Las alturas de la lámina de agua para todos los períodos de retorno son similares porque se acoplan al terreno, y éste tiene una pendiente que le permite la evacuación rápida del agua. Las acumulaciones en la zona media y oriental se deben a depresiones del terreno, recordando que se está simulando un escenario en el que se presentan precipitaciones sobre el predio.

En todos los escenarios la profundidad de la lámina de agua en esta área presentó una profundidad máxima de 4,40m. En la Figura 8-6 se presenta un perfil longitudinal. Con esta vista se pretende escalar los niveles de inundación en el predio.

8.2.1 Socavación y área de retiro

La socavación en el predio, tanto por escorrentía asociada a las lluvias como por efecto de las crecientes en las corrientes no es representativa. Su valor no es superior a 10-15 cm. En la Foto 8-2 se observa fenómeno de erosión y volcamiento de banca, pero no socavación de fondo.



Foto 8-2. Erosión hidráulica

El retiro hidrológico e hidráulico se contempla para las corrientes que drenan al noroccidente del predio.

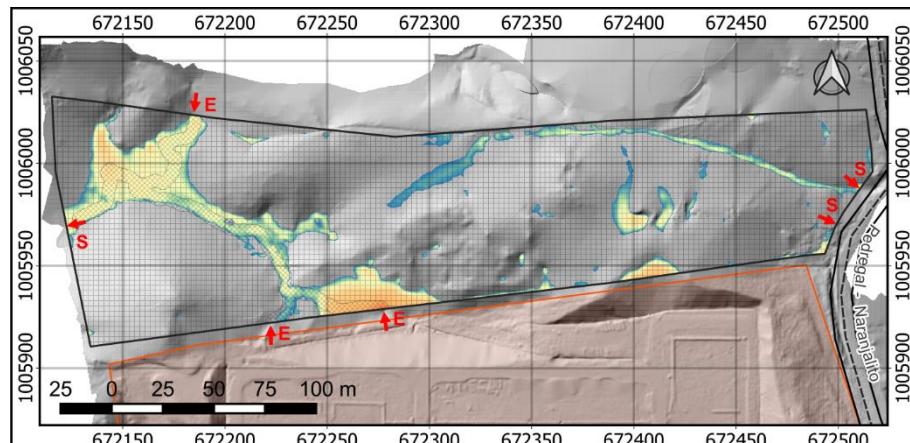


FIGURA	CONVENCIONES												
PROFUNDIDAD DEL AGUA (Escenario 1) Tr: 2,33 años	<ul style="list-style-type: none"> → Entradas (E) y salidas (S) ■■■ Dominio (4,0 x 4,0 m) ■■■ Refinamiento (0,5 x 0,5 m) — Vías ■■■ Subestacion Panamá II <p>Profundidad [m]</p> <table border="1"> <tr><td>0,00</td><td>0,20</td><td>3,00</td></tr> <tr><td>0,05</td><td>0,25</td><td>4,00</td></tr> <tr><td>0,10</td><td>0,50</td><td>4,20</td></tr> <tr><td>0,15</td><td>1,00</td><td>4,40</td></tr> </table>	0,00	0,20	3,00	0,05	0,25	4,00	0,10	0,50	4,20	0,15	1,00	4,40
0,00	0,20	3,00											
0,05	0,25	4,00											
0,10	0,50	4,20											
0,15	1,00	4,40											
ESCALA: 1:3.700	SRC: WGS84 / UTM Zone 17N EPSG: 32617												

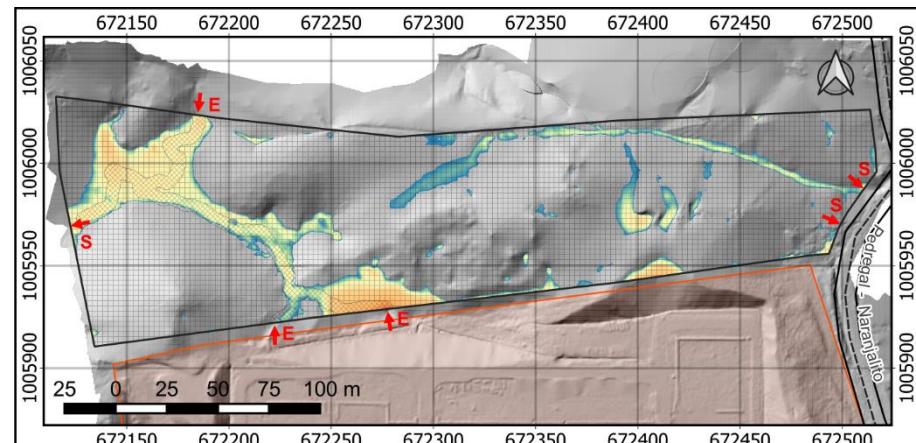


FIGURA	CONVENCIONES												
PROFUNDIDAD DEL AGUA (Escenario 2) Tr: 25 años	<ul style="list-style-type: none"> → Entradas (E) y salidas (S) ■■■ Dominio (4,0 x 4,0 m) ■■■ Refinamiento (0,5 x 0,5 m) — Vías ■■■ Subestacion Panamá II <p>Profundidad [m]</p> <table border="1"> <tr><td>0,00</td><td>0,20</td><td>3,00</td></tr> <tr><td>0,05</td><td>0,25</td><td>4,00</td></tr> <tr><td>0,10</td><td>0,50</td><td>4,20</td></tr> <tr><td>0,15</td><td>1,00</td><td>4,40</td></tr> </table>	0,00	0,20	3,00	0,05	0,25	4,00	0,10	0,50	4,20	0,15	1,00	4,40
0,00	0,20	3,00											
0,05	0,25	4,00											
0,10	0,50	4,20											
0,15	1,00	4,40											
ESCALA: 1:3.700	SRC: WGS84 / UTM Zone 17N EPSG: 32617												

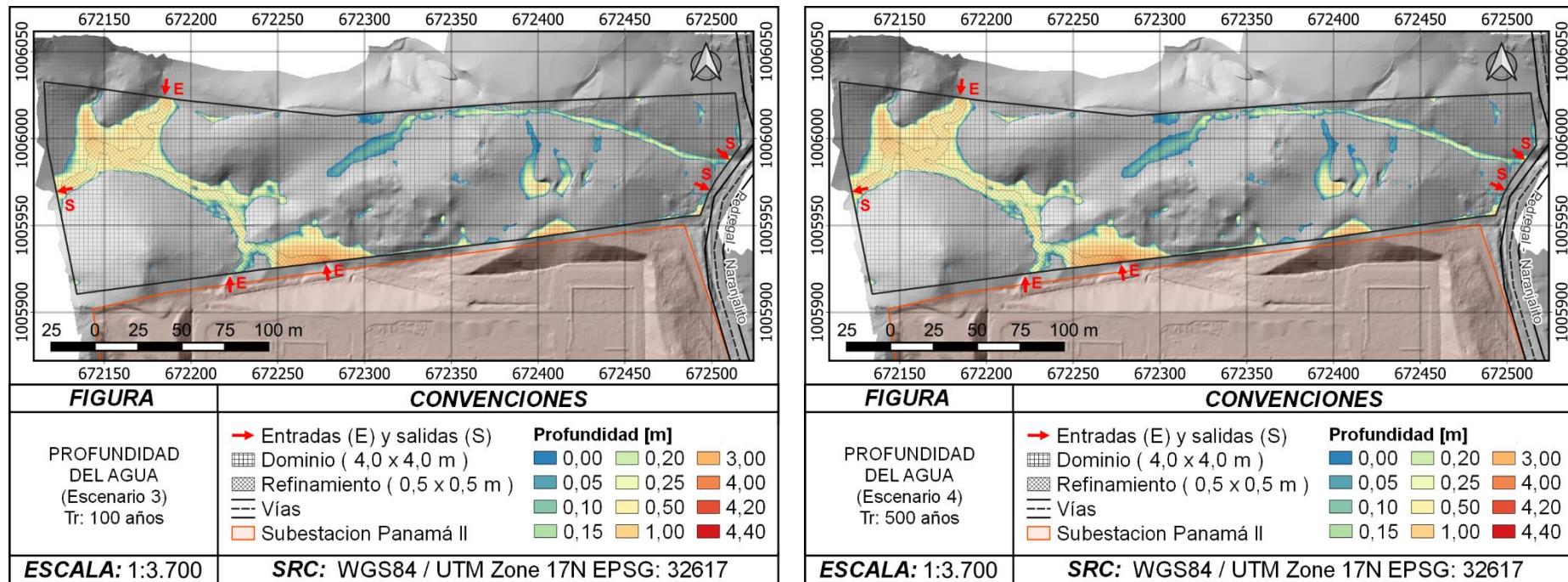


Figura 8-5. Profundidad de inundación en la zona de estudio para los escenarios modelados

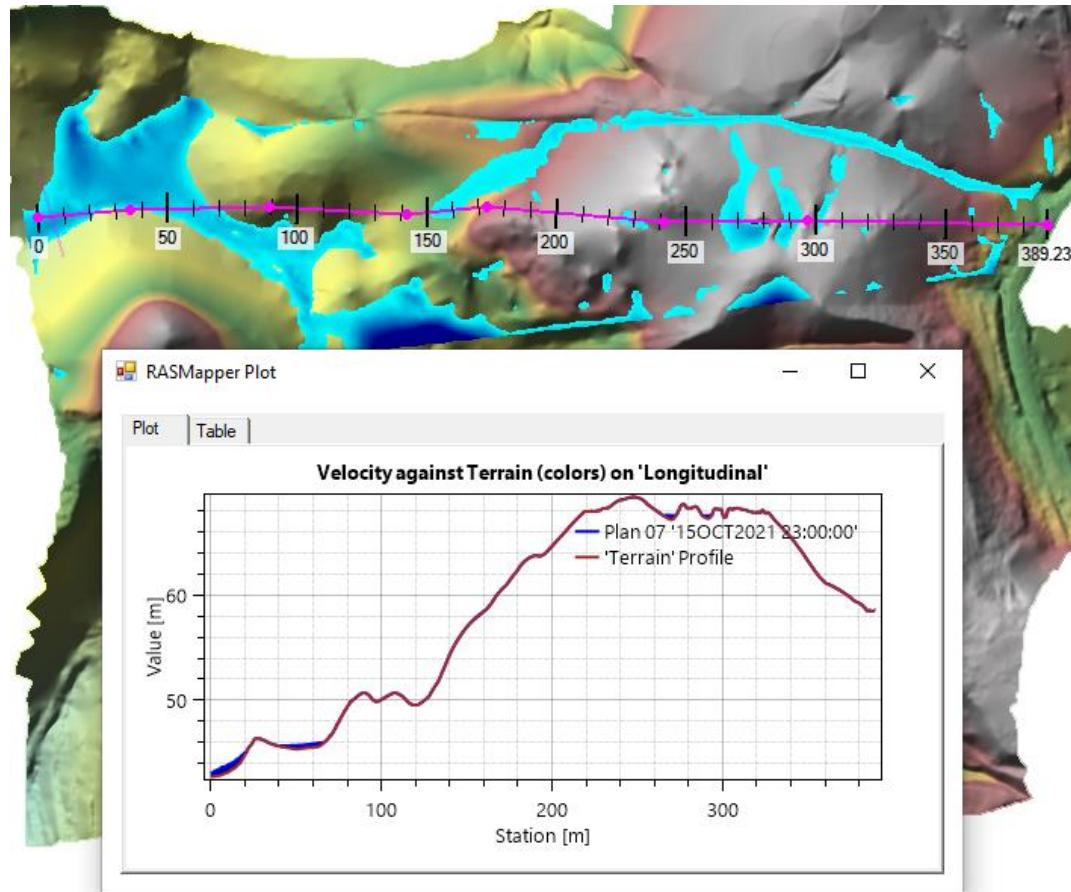


Figura 8-6. Perfil longitudinal de lámina de agua

En la Figura 8-6 se muestra el perfil del terreno y en azul, el nivel de la inundación para el Plan 07, asociado al periodo de retorno de 500 años.

9 CONCLUSIONES

- De acuerdo con la observación de la zona de estudio y los resultados de la simulación, las condiciones de inundabilidad en el predio se encuentran relacionadas con el aumento de niveles de los drenajes naturales al noroccidente y a la ocurrencia de precipitaciones en la zona. También, parte del manejo de aguas de la Subestación Panamá II es dirigido hacia el predio de interés.
- De acuerdo con las estimaciones obtenidas a través de la modelación hidráulica, la dirección de drenaje predominante se presenta al costado oeste del dominio modelado, donde se presentan también las mayores manchas de inundación y mayores profundidades. El costado este presenta un flujo en dirección a la vía Pedregal-Naranjalito y es drenada por el manejo de aguas correspondientes a la vía.

10 RECOMENDACIONES

- Se recomienda el mantenimiento y limpieza continua de las estructuras de manejo de aguas de la SE Panamá II y de las vías aledañas al predio de análisis.

11 BIBLIOGRAFÍA

- Autoridad del Canal de Panamá. (2003). *Informe Final-Región Occidental/ Contrato N° SSA-53-299. Recopilación y Presentación de Datos Socieconómicos de la Región Occidental de la Cuenca del Canal de Panamá.* . Panamá.
- BID. (2016). *Estudio de factibilidad de actuaciones de mitigación de inundaciones en la cuenca baja de Juan Díaz. Anexo VII. Estudios Hidrológicos.* Panamá.
- CHOW, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos.* Bogotá, Colombia.: McGraw-Hill.
- Chow, V. T., D. R. M., L. W., & Saldarriaga, J. G. (1994). *Hidrología Aplicada.*
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology.* New York: McGraw-Hill.
- CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., & MAYS, L. W. (1994). *Hidrología aplicada.* Bogotá: McGraw-Hill.
- Flumen. Dinámica fluvial i enginyeria hidrológica. (s.f). *Manual de utilización del programa HEC-HMS.* Barcelona: Departament d' Enginyeria Hidráulica, Marítima i Ambiental.
- Funk , C. C., Peterson, P. J., Landsfeld, M. F., Pedreros, D. H., Verdin, J. P., Rowland, J. D., . . . Verdin, A. P. (2014). *A quasi-global precipitation time*

- series for drought monitoring: Obtido de <https://pubs.er.usgs.gov/publication/ds832>
- Hoggan, D. H. (1997). *Computer-assisted floodplain hydrology and hydraulics*. McGraw-Hill.
- ISA Intercolombia. IEB. (12 de 04 de 2020). Especificaciones Estudio Hidráulico e Hidrológico.
- Méndez, R. A. (2016). *Productos de precipitación satelital de alta resolución espacial y temporal en zonas de topografía compleja*. Santiago de Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (s.f). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Recuperado el 24 de 03 de 2021, de http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/970.pdf
- Monroy Rincón, J. C. (2010). Análisis del ajuste, sensibilidad e incertidumbre de los parámetros del modelo del SCS. Bogotá, Colombia: Universidad Pontificia Javeriana.
- Moreno, C., Fuentes, R., & López , A. (1988). Socavación generalizada; método de Lischtvan-Lebevied y Maza. Verificación experimental. . *Anales del XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Vol 2.* .
- Schreider, M., Scacchi , G., Franco, F., Fuentes, R., & Moreno, C. (2001). Aplicación del método de Lischtvan y Lebediev al cálculo de la erosión general. *Ingeneiría Hidráulica en México. vol XVI*, 15-26.
- U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. (2002). *HEC-RAS River Analysis System, User Manual*.
- United States Deparments of Agriculture & Natural Resources Conservation Service. (2004). Chapter 9. Hydrologic Soil-Cover complexes.