



**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO QUEBRADA
AZUL, SANTA ANA
INFORME FINAL**



1904C07-S-001-DOC-REVO
Mayo de 2019

PREFACIO

Participaron en la elaboración del presente Informe los siguientes profesionales:

Ing. María José Chacón Rodríguez
Hidrología, Hidráulica

Ing. José Pablo Porras Velázquez, Dr.-Ing.
Profesional Responsable
IC-9300
Cédula 1-948-740

Control revisiones de documento					
Número de revisión	Fecha	Elaboró	Revisó	Aprobó	Descripción de cambios
0	14/05/19	M. Chacón	P. Porras	O. Jiménez	Emitido para entrega

ÍNDICE

	Página
PREFACIO.....	I
ÍNDICE.....	II
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	3
2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	3
2.2 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA AZUL Y SU AFLUENTE.....	4
2.2.1 <i>Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica</i>	4
2.2.2 <i>Uso y cobertura del suelo</i>	8
2.2.3 <i>Caracterización climática</i>	9
2.3 CONDICIONES DEL CAUCE DE LA QUEBRADA AZUL Y SU AFLUENTE EN LOS SITIOS DE LOS PUENTES EXISTENTES	12
2.3.1 <i>Puente 1 - Quebrada Azul. Paso Vehicular Calle Ross, entrada a condominio La Hacienda</i>	12
2.3.2 <i>Puente 2 - Quebrada Azul. Paso vehicular en propiedad privada</i>	15
2.3.3 <i>Puente 3 - Quebrada Azul. Paso vehicular en propiedad privada</i>	17
2.3.4 <i>Paso Alcantarilla 1 - Quebrada Azul. Paso vehicular dentro de propiedad privada condominio La Hacienda</i>	20
2.3.5 <i>Paso Alcantarilla 2 - Quebrada Azul. Paso vehicular dentro de propiedad privada condominio La Hacienda</i>	21
2.3.6 <i>Puente 4 - Quebrada Sin Nombre. Paso vehicular Calle Ross, cercanías de condominio Agapanthus</i>	23
2.3.7 <i>Rejillas en zona de perímetro de propiedad privada condominio La Hacienda</i>	26
3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO.....	29
3.1 ESTIMACIÓN DE TORMENTAS DE DISEÑO.....	30
3.1.1 <i>Información de precipitaciones e intensidades máximas</i>	30
3.1.2 <i>Análisis probabilístico de precipitaciones máximas en 24 horas</i>	35
3.1.3 <i>Tormentas de diseño de larga duración (24 h)</i>	37
3.1.4 <i>Tormentas de diseño de corta duración (90 min)</i>	39
3.2 DEFINICIÓN DE SUBCUENCAS PARA EL MODELO HIDROLÓGICO SEMI-DISTRIBUIDO.....	40
3.3 MODELO DE ABSTRACCIONES DE LA PRECIPITACIÓN.....	42
3.4 MODELO DE TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCORRENTÍA.....	44
3.5 MODELO DE TRÁNSITO EN CAUCES.....	47
3.6 RESULTADOS DEL MODELO HEC-HMS.....	48
4. MODELADO HIDRÁULICO DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	51
4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO 2D.....	51
4.2 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL MODELO.....	51
4.3 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL MODELO.....	52
4.4 CONDICIONES HIDRÁULICAS INICIALES Y DE CONTORNO.....	54
4.5 ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS PRESENTES A LO LARGO DEL MODELO.....	56
4.6 DELIMITACIÓN TEMPORAL DEL CÁLCULO.....	58
4.7 NIVELES DE AGUA PARA LOS CAUDALES DE DISEÑO: CONDICIÓN ACTUAL.....	58
5. PROPUESTAS PARA LA REDUCCIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN LA CUENCA DE LA QUEBRADA AZUL.....	74

5.1	MODIFICACIONES A LA GEOMETRÍA DE LAS ESTRUCTURAS DE LOS PUENTES EXISTENTES	74
5.2	RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES DE CAUDAL CON LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS EN ESTRUCTURAS PRESENTES EN EL TRAMO DE ANÁLISIS DE LA QUEBRADA AZUL Y SU AFLUENTE	77
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	93
7.	REFERENCIAS	96
ANEXOS	98

1. INTRODUCCIÓN

El presente es un informe con los resultados del Estudio Hidrológico e Hidráulico para el cauce de la Quebrada Azul y su afluente sin nombre que recorren la zona urbana del cantón de Santa Ana, sector Río Oro, en el distrito Uruca, entre la zona del Condominio Agapanthus y el Condominio La Hacienda.

El estudio tiene como objetivo general estimar las condiciones hidráulicas e hidrológicas y la capacidad de servicio de los cauces de ambas quebradas, para identificar zonas con propensión a inundaciones y proveer información técnica para la toma de decisiones de las autoridades municipales respecto a las mejoras requeridas en la infraestructura existente y una mejor planificación urbana del cantón tomando en cuenta la gestión y prevención de riesgos y desastres naturales. Como objetivos específicos se plantearon los siguientes:

- Levantamiento topográfico de las quebradas, abarcando un tramo de 500 m a lo largo de la quebrada Azul y de 250 m a lo largo de su quebrada afluente.
- Amarre de la nueva información y verificación en campo de un posible error horizontal y vertical de la información LIDAR disponible con respecto a las coordenadas nacionales en el sistema CRTM05, y procesamiento de la información para incorporarla a la información LIDAR.
- Estudio hidrológico de la quebrada Azul y de su quebrada afluente. Delimitación y caracterización de sus cuencas, definidas en puntos de control en el extremo aguas abajo de la colindancia con el Residencial La Hacienda. Determinación de crecientes de diseño para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años mediante modelado semi distribuido precipitación-escorrentía basado en hidrogramas unitarios.
- Definición de tormentas sintéticas de duración adecuada para realizar modelaciones hidráulicas.
- Estudio hidráulico bidimensional de los tramos de interés de las quebradas. La modelación de ambas quebradas se llevó a cabo de forma integrada en un solo modelo. El modelo permitió delimitar zonas de inundación para la condición actual de las quebradas, para los 3 períodos de retorno analizados.
- De acuerdo con los resultados, definición del tipo de contramedidas y mejoramientos que se deban hacer en los cauces y en las estructuras a lo largo de los mismos, para reducir el impacto de las inundaciones.

Para cumplir los objetivos anteriores, se realizaron las siguientes labores:

- Análisis hidrológico para la estimación de los caudales máximos instantáneos de diseño para 25, 50 y 100 años de período de retorno a través del modelado precipitación-

escorrentía empleando el programa HEC-HMS. Se derivaron tormentas de diseño para diferentes períodos de retorno (25, 50 y 100 años) con base en la información de precipitación disponible en el área de estudio (lluvias de 24h, distribuciones temporales de lluvia de eventos extremos recientes, bloque alterno de precipitaciones a partir de curvas IDF). La caracterización morfológica de la cuenca, así como sus condiciones actuales sirvieron de base para definir los parámetros de los modelos de abstracciones y de transformación que utiliza el programa HEC-HMS. Como resultado de la aplicación del modelo a la cuenca de la Quebrada Azul se obtuvieron hidrogramas de crecientes para los diferentes períodos de retorno (25, 50 y 100 años); sus caudales instantáneos pico sirvieron de base de diseño para el análisis hidráulico del tramo en estudio.

- Análisis hidráulico del tramo de estudio en la Quebrada Azul y su afluente, mediante la aplicación del modelo hidráulico bidimensional Iber. El modelo se alimentó con la información topográfica disponible, los caudales de diseño obtenidos a partir del análisis hidrológico y los parámetros de rugosidad estimados mediante la visita de campo y las recomendaciones teóricas, así como la geometría de los puentes y alcantarillas existentes a la largo del tramo de análisis. Se realizaron simulaciones a régimen permanente con el fin de determinar los niveles del río en las diferentes secciones transversales para los diferentes caudales de diseño obtenidos por medio del análisis hidrológico.
- Identificación de estructuras con capacidad hidráulica deficiente y zonas del cauce propensas a desbordamientos para los diferentes caudales analizados.
- Definición de modificaciones en las estructuras y el cauce del río para mitigar los problemas de capacidad hidráulica e inundaciones en las zonas problemáticas previamente identificadas.

En los siguientes capítulos se presentan los resultados de los análisis y las recomendaciones para mejorar la capacidad hidráulica de la quebrada Azul y de su afluente sin nombre, así como de las estructuras presentes a lo largo de los cauces.

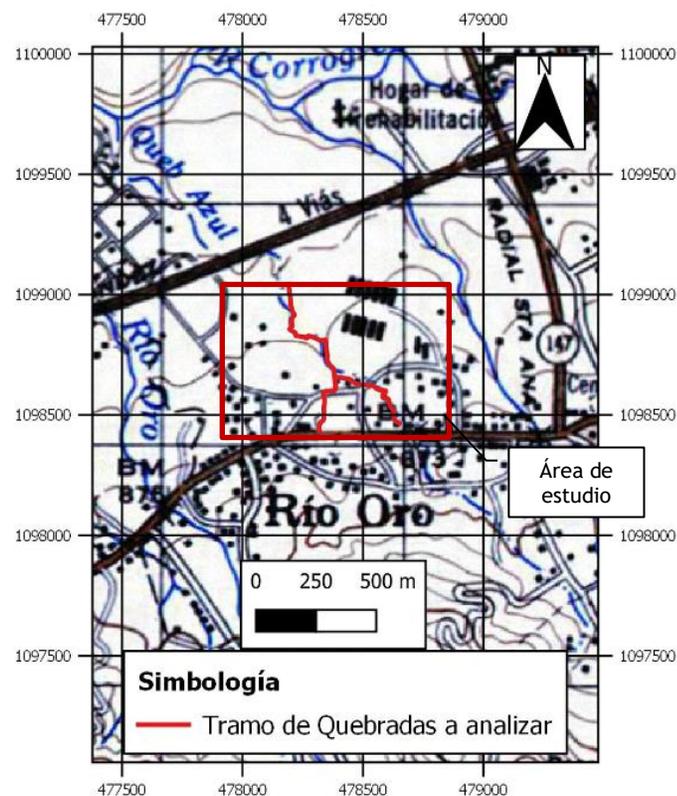
2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La Quebrada Azul es un curso fluvial ubicado en el cantón de Santa Ana, San José, en el distrito de Uruca. La Quebrada Azul es un afluente del río Uruca, que a su vez forma parte de la cuenca del río Virilla. Se origina en las zonas altas del cantón de Santa Ana, en la zona conocida como Cerro Minas, a una elevación de 1200.00 msnm y discurre en dirección hacia el noroeste, hasta confluir con el río Uruca.

Existe una red de carreteras cantonales que comunican los distintos distritos del cantón de Santa Ana. Dos de estas carreteras, en el sector de río Oro, atraviesan el cauce principal de la Quebrada Azul y el de su afluente a lo largo del tramo de estudio. Dicho tramo se definió en su punto más alto en una alcantarilla ubicada sobre la ruta 121, mientras que el punto más bajo se definió en el sitio de salida de la Quebrada Azul en el límite de propiedad del condominio La Hacienda (Figura 2.1).

Figura 2.1. Ubicación del tramo de estudio a lo largo de la Quebrada Azul y su afluente

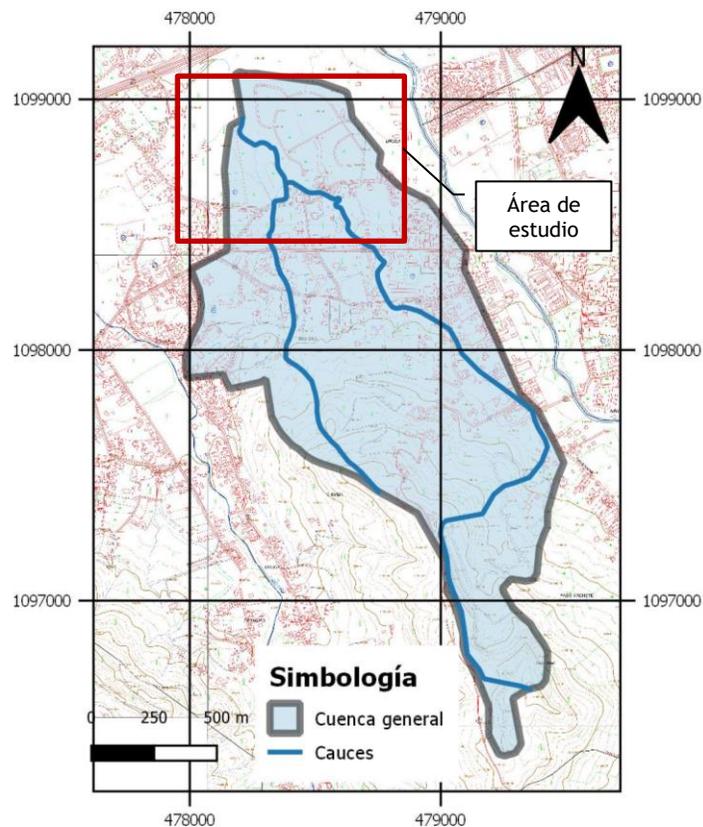


2.2 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA AZUL Y SU AFLUENTE

2.2.1 Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica

Con base en la cartografía 1:5000 del Sistema Nacional de Información Territorial (hojas 3345-I-SW-3, 3345-I-NW-17, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-22, 3345-I-NW-23), se procedió a trazar la divisoria de aguas de la cuenca hidrográfica de la Quebrada Azul, definida para el sitio donde se ubica el puente Sobre la Radia Lindora (Figura 2.2).

Figura 2.2. Delimitación de la cuenca general de la Quebrada Azul en el sitio de salida Condominio La Hacienda (Fuente: Hojas cartográfica escala 1:5000 3345-I-NW-17, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-22, 3345-I-NW-23, 3345-I-SW-3, SNIT) Cuadrícula CRTM-05



Una vez delimitada la cuenca, se procedió a calcular sus características morfológicas (parámetros geométricos, hipsométricos, del cauce principal y de la red de drenaje), tal como se muestra en el Cuadro 2.1. Para el cálculo de los parámetros de relieve se utilizó la información de las curvas de nivel en escala 1:25000 del Instituto Geográfico Nacional (curvas a cada 10 m), mientras que para el cálculo de la longitud del cauce principal y afluentes se utilizó

la información de las hojas cartográficas escala 1:5000 del SNIT y el mosaico de imágenes satelitales disponible en Google Earth, ya que se detectó una modificación del cauce de la Quebrada Sin Nombre producto del desarrollo inmobiliario del Condominio La Hacienda, que aún no se encuentra reflejado en las hojas cartográficas oficiales disponibles. Esta modificación se muestra en detalle en la Figura 2.3 y la Figura 2.4.

Figura 2.3. Imagen histórica Google Earth, fecha 21/01/2003 (Fuente: Google Earth, 2003)

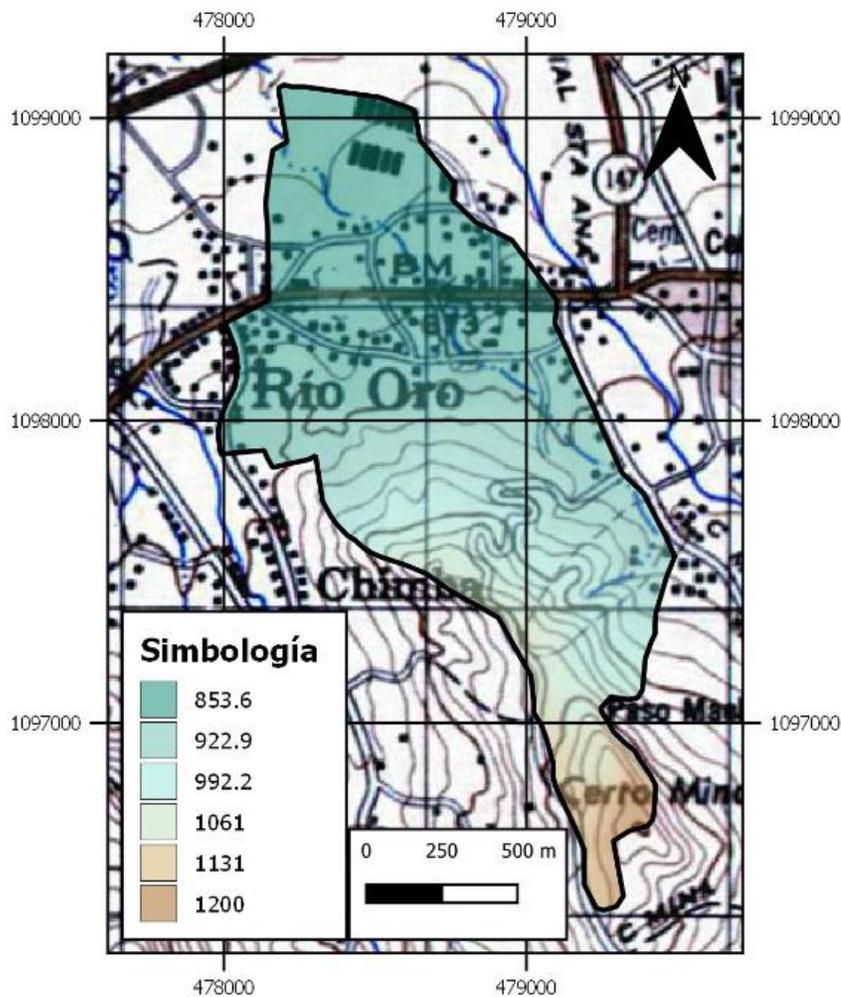


Figura 2.4. Imagen histórica Google Earth, fecha 10/04/2009 (Fuente: Google Earth, 2009)



La cuenca de 1.8 km² tiene una forma ligeramente alargada, lo que se ve reflejado en un índice de compacidad de Gravelius de 1.54. Presenta elevaciones que varían desde los 853.64 msnm en las cercanías del fin de propiedad del Condominio La Hacienda hasta los 1200.00 msnm en el Cerro Mina (Figura 2.5). La red de drenaje es de tipo dendrítico; en la zona de estudio la Quebrada Azul tiene un único afluente sin nombre en la zona oeste de la cuenca.

Figura 2.5. Mapa de elevaciones de la cuenca general de la Quebrada Azul en el sitio de salida Condominio La Hacienda (Fuente: Hojas cartográfica escala 1:5000 3345-I-NW-17, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-22, 3345-I-NW-23, 3345-I-SW-3, SNIT)
Cuadrícula CRTM-05

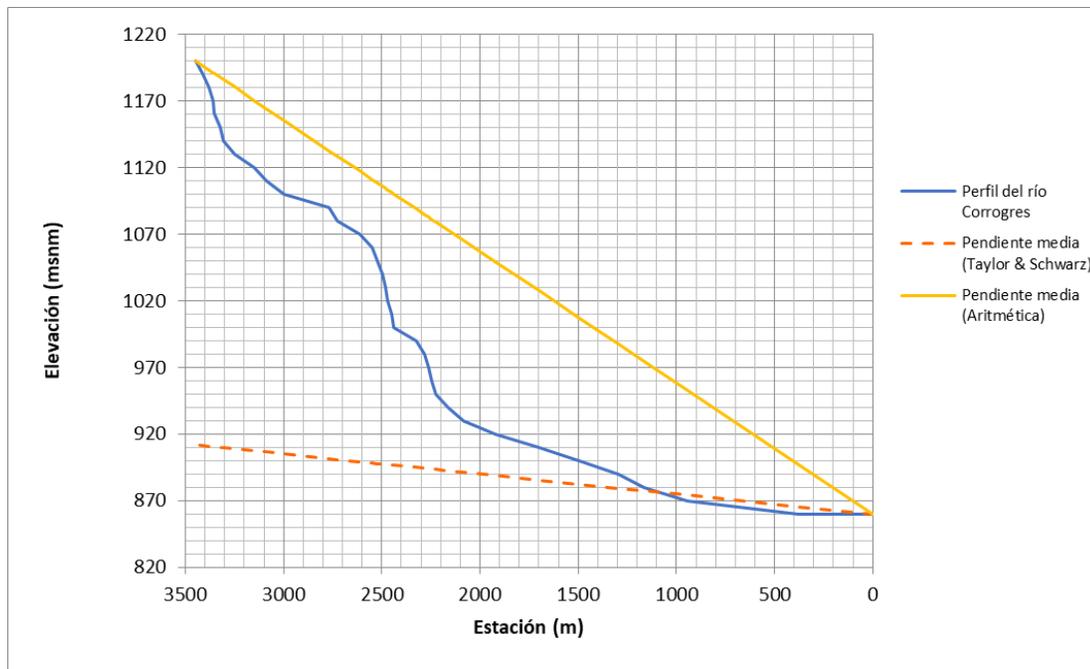


Hasta el punto del control del Condominio La Hacienda el cauce de la quebrada Azul tiene una longitud de 3.45 km. Su perfil se muestra en la Figura 2.6 y presenta una pendiente media de 1.51% según el criterio de Taylor y Schwarz.

Cuadro 2.1 Características principales de la cuenca general de la Quebrada Azul

Característica	Valor cuenca sitio Condominio La Hacienda
Área de drenaje (km ²)	1.80
Perímetro (km)	7.35
Índice de compacidad de Gravelius	1.54
Pendiente media de la cuenca (%)	9.98
Elevación media de la cuenca (msnm)	936.72
Elevación máxima de la cuenca (msnm)	1200
Elevación mínima de la cuenca (msnm)	853.64
Longitud del cauce principal (km)	3.45
Elevación máxima del cauce (msnm)	1200
Elevación mínima del cauce (msnm)	859.76
Pendiente media del cauce principal - aritmética (%)	1.51%
Pendiente media del cauce principal - Taylor y Schwarz (%)	9.9%
Número de orden de la cuenca	1
Longitud total de cauces (km)	4.89
Densidad de drenaje (km/km ²)	2.72

Figura 2.6. Perfil de la Quebrada Azul hasta sitio Condominio La Hacienda (Fuente: Hoja cartográfica escala 1:5000 3345-I-NW-17, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-22, 3345-I-NW-23, 3345-I-SW-3, SNIT)



2.2.2 Uso y cobertura del suelo

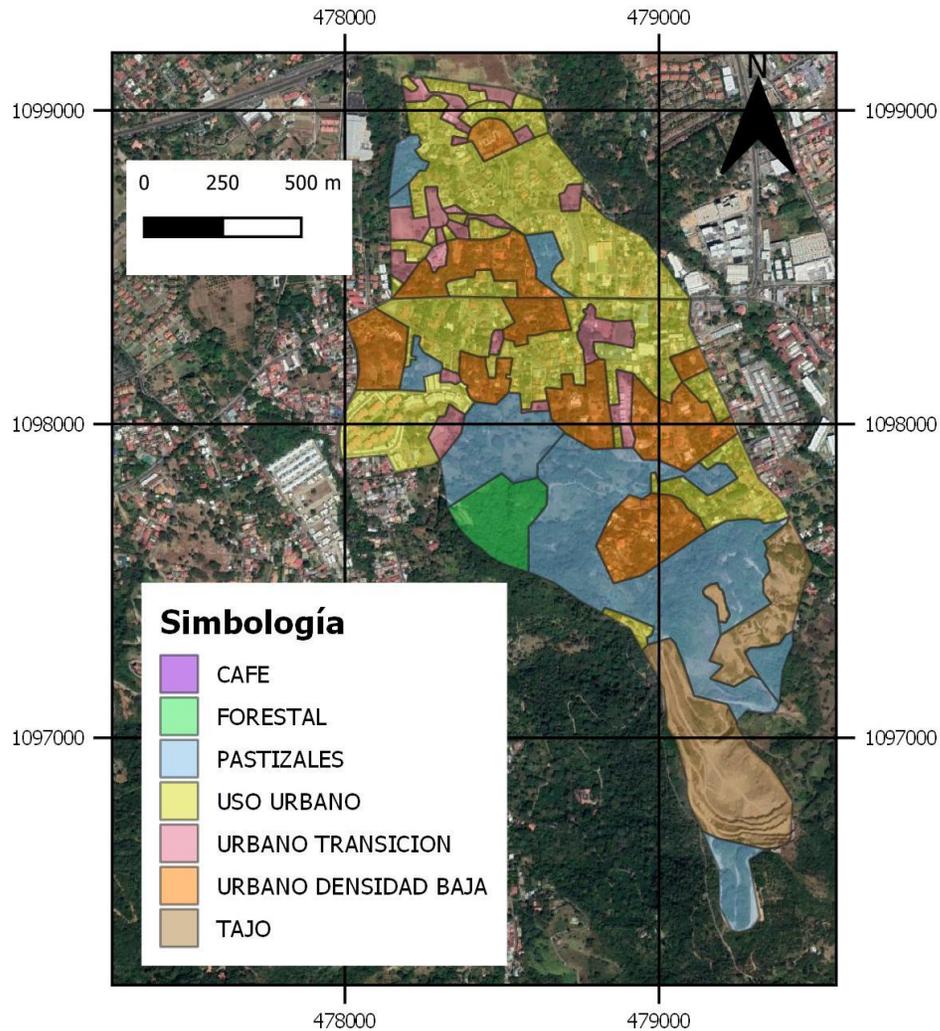
Para realizar una caracterización del uso y cobertura actuales de la cuenca de la Quebrada Azul se recurrió al análisis de las imágenes satelitales disponibles por medio de la base de datos de Google Earth en internet y al mapa de cobertura del suelo de Costa Rica del año 2005 (ITCR, 2014). En la Figura 2.7 se muestra un mosaico de las imágenes que abarcan el área de estudio y que fueron tomadas en 2018. Con base en la información existente en el mapa, se realizó un ajuste con base en las imágenes satelitales disponibles. La clasificación realizada se muestra en la Figura 2.7.

El mapeo de coberturas de suelo muestra que la cuenca de la Quebrada Azul presenta una importante cobertura urbana, entre los tres tipos de cobertura urbana presentes se abarca el 58.4% de la cuenca, particularmente en sus sectores medios y bajos. El otro 40.4% de la cuenca corresponden a coberturas de pastos, forestal y materiales rocosos expuestos presentes en la zona del tajo alrededor del cerro Minas, ésta última por encima de los 1000 msnm y en zonas de altas pendientes. La cuenca ha tenido un proceso acelerado de cambio en el uso del suelo, dominado por la urbanización. Un resumen de las áreas que abarcan las principales coberturas de suelo identificadas para la cuenca general de la quebrada Azul se muestran en el Cuadro 2.2.

Cuadro 2.2. Coberturas de suelo predominantes en la cuenca de la Quebrada Azul en el sitio del Condominio La Hacienda

Cobertura	Área	
	Km ²	Porcentaje
Forestal	0.06	3.26%
Pastos	0.48	26.61%
Urbano	0.62	34.55%
Urbano en Transición	0.11	6.01%
Urbano baja densidad	0.32	17.80%
Tajo	0.21	11.78%
Total	1.80	100.0%

Figura 2.7. Mosaico de imágenes satelitales mostrando la cobertura del suelo del área de la cuenca de la quebrada Azul (Fuente: Google Earth, 2018)
Cuadrícula CRTM-05



2.2.3 Caracterización climática

Climatológicamente el área de estudio se encuentra dentro de la Región Valle Central (Figura 2.8), según la clasificación del Instituto Meteorológico Nacional (IMN) a partir de criterios regionales de temperatura, precipitación anual y comportamiento estacional de las precipitaciones (Solano y Villalobos, 1997).

Debido a su ubicación, la Región Valle Central se ve afectada por las condiciones meteorológicas del Pacífico (vientos ecuatoriales y Zona de Influencia Intertropical) y del Caribe (vientos alisios del noreste). Estas condiciones se reflejan en una variabilidad climática en la zona, la cual se describe mediante tres subregiones definidas por IMN, según se muestra en el Cuadro 2.3 y en la Figura 2.8 (Solano y Villalobos, 1997).

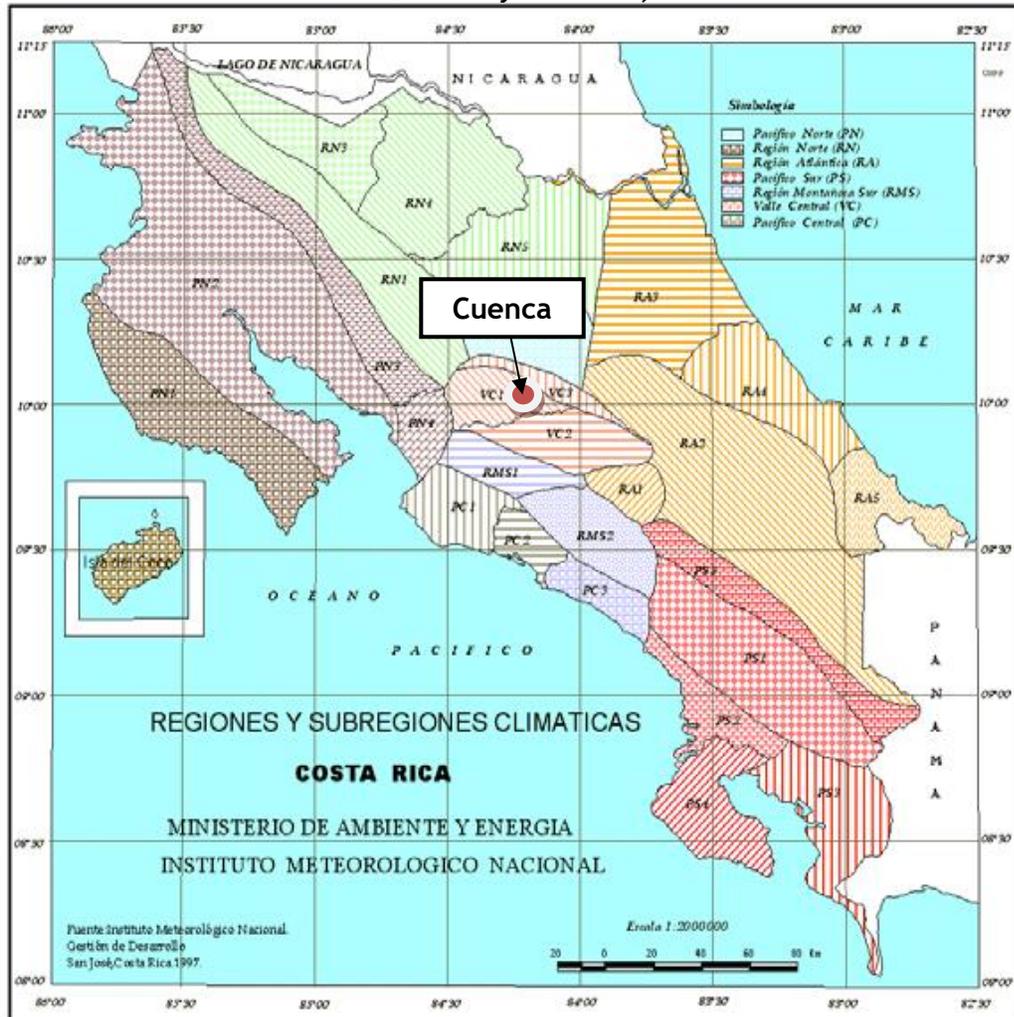
El área de estudio se ubica dentro de la subregión VC1, Valle Central Occidental. Presenta un clima de meseta central, con 1950 mm de lluvia media anual y con un promedio de días de lluvia de 129. Es la subregión con el periodo seco más extenso, con una duración de 5 meses, la temperatura media anual es de 22 °C.

Cuadro 2.3. Características de las subregiones climáticas de la Región Valle Central Occidental (según Solano y Villalobos, 1997)

Subregión	Precipitación media anual (mm)	Temperatura máxima media anual (°C)	Temperatura mínima media anual (°C)	Temperatura media anual (°C)	Promedio de días con lluvia	Período seco (meses)
VC1	1950	27	18	22	129	4
VC2	2016	26	15	20	128	5
VC3	2820	21	10	15	1500	3

Figura 2.8. Mapa de regiones y subregiones climáticas de Costa Rica - Instituto Meteorológico Nacional

Fuente: Solano y Villalobos, 1997



2.3 CONDICIONES DEL CAUCE DE LA QUEBRADA AZUL Y SU AFLUENTE EN LOS SITIOS DE LOS PUENTES EXISTENTES

El tramo de la Quebrada Azul a analizar en este estudio tiene una longitud de 935 m, mientras que el tramo a analizar de la Quebrada Sin Nombre tiene una longitud de 278.5 m. A lo largo del tramo de la Quebrada Azul existen tres puentes y dos pasos de alcantarilla, en el tramo de la Quebrada Sin Nombre se tiene un puente vehicular. Además, existen tres rejillas dentro del cauce de las quebradas, en las zonas que limitan el perímetro de la propiedad privada del condominio La Hacienda. En las secciones siguientes se presentan los detalles de estas estructuras.

2.3.1 Puente 1 - Quebrada Azul. Paso Vehicular Calle Ross, entrada a condominio La Hacienda

El sitio del puente 1 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 1.34 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 2.3 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.9 se muestra el estado actual de la estructura. Se aprecia que el estrecho paso ha causado socavación al pie de los bastiones. Las condiciones actuales de la quebrada Azul en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.10. Se puede apreciar la existencia de materiales sueltos de tamaño mediano y vegetación.

Figura 2.9. Puente 1 - Quebrada Azul, Paso vehicular Calle Ross, entrada condominio La Hacienda



Figura 2.8 (cont.). Puente 1 - Quebrada Azul, Paso vehicular Calle Ross, entrada condominio La Hacienda



Figura 2.10. Condición del cauce de la quebrada Azul en el sitio del puente 1



2.3.2 Puente 2 - Quebrada Azul. Paso vehicular en propiedad privada

El sitio del puente 2 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 1.5 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 4.9 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.11 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales de la quebrada Azul en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.12. En este tramo las márgenes del cauce están intervenidas mediante muros de mampostería que rectifican el cauce y le dan una forma rectangular.

Figura 2.11. Puente 2 - Quebrada Azul, Paso vehicular en propiedad privada



Figura 2.10 (cont.). Puente 2 - Quebrada Azul, Paso vehicular en propiedad privada



Figura 2.12. Condición del cauce de la Quebrada Azul en el sitio del puente 2



Figura 2.11 (cont.). Condición del cauce de la Quebrada Azul en el sitio del puente 2



2.3.3 Puente 3 - Quebrada Azul. Paso vehicular en propiedad privada

El sitio del puente 3 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 1.55 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 2.2 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.13 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales de la quebrada Azul en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.14. Al igual que en el puente 2, en este tramo las márgenes del cauce están intervenidas mediante muros de mampostería que rectifican el cauce y le dan una forma rectangular.

Figura 2.13. Puente 3 - Quebrada Azul, Paso Vehicular el propiedad privada



Figura 2.14. Condición del cauce de la Quebrada Azul en el sitio del puente 3



2.3.4 Paso Alcantarilla 1 - Quebrada Azul. Paso vehicular dentro de propiedad privada condominio La Hacienda

El sitio del paso de alcantarilla 1 en la quebrada Azul se ubica dentro del condominio La Hacienda. Cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular compuesta por dos alcantarillas de diámetro 2.05 m y el respectivo relleno compactado para formar la superficie de rodamiento, la parte superior del relleno se encuentra a una altura de aproximadamente 3.2 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 5.3 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.15 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales de la Quebrada Azul en las cercanías del paso se observan también en la Figura 2.15. En este tramo las márgenes del cauce están protegidas por muros de gaviones, el cauce principal está compuesto por colchonetas de gaviones protegidas por una losa de concreto. Aproximadamente 16 m aguas arriba del paso de alcantarilla existe un pequeño vertedor así como indicios de los bastiones de un antiguo puente de paso vehicular, estas estructuras imponen una restricción al flujo ya que estrechan el ancho natural del cauce.

Figura 2.15. Paso de alcantarilla 1 - Quebrada Azul, condominio La Hacienda



Figura 2.14 (cont.). Paso de alcantarilla 1 - Quebrada Azul, condominio La Hacienda



2.3.5 Paso Alcantarilla 2 - Quebrada Azul. Paso vehicular dentro de propiedad privada condominio La Hacienda

El sitio del paso de alcantarilla 2 dentro del condominio La Hacienda cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular compuesta por dos alcantarillas de diámetro 2.05 m y el respectivo relleno compactado para formar la superficie de rodamiento, la parte superior del relleno se encuentra a una altura de aproximadamente 2.35 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 5.6 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.16 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales de la Quebrada Azul en las cercanías del paso se observan en la Figura 2.17. En este tramo las zonas aledañas al cauce se presentan una mezcla de condiciones naturales y protecciones con muros de gaviones, particularmente en la margen izquierda en la zona aguas arriba del puente y la zona aguas abajo donde desfogan tuberías pluviales del condominio. El cauce tiene bloques de diversos tamaños y vegetación, principalmente pastos y algunos árboles y arbustos aislados.

Figura 2.16. Paso de alcantarilla 2 - Quebrada Azul, condominio La Hacienda



Figura 2.17. Condición del cauce de la Quebrada Azul en los alrededores del paso 2



Figura 2.16. (Cont.) Condición del cauce de la Quebrada Azul en los alrededores del paso 2



2.3.6 Puente 4 - Quebrada Sin Nombre. Paso vehicular Calle Ross, cercanías de condominio Agapanthus

El puente corresponde a una estructura de paso vehicular que atraviesa la Calle Ross, en las cercanías de la entrada del Condominio Agapanthus, que pasa sobre la quebrada sin nombre, afluente de la quebrada Azul. Éste consiste en una estructura de mampostería con una sección de forma rectangular para el paso del agua, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 1.80 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 3.7 m de longitud en su superficie de paso superior, el ancho efectivo de paso de caudal es de apenas 1.35 m. En la Figura 2.18 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales de la Quebrada Sin Nombre en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.19. En la zona aguas abajo del puente existe una estructura de rejillas que delimita la propiedad privada del condominio La Hacienda, según la información que proporcionó el personal de mantenimiento del condominio, éstas rejillas tienen un gozne que permite levantarlas para permitir el libre flujo de caudal por el cauce, ésta maniobra se realiza durante los eventos de lluvia que el personal de mantenimiento considera tienen una intensidad tal que las rejillas impiden el correcto paso del agua, o cuando se presentan obstrucciones por basura o vegetación arrastrada por la quebrada. La zona donde se encuentran las rejillas y la zona inmediatamente aguas debajo de las mismas cuentan con ambas márgenes protegidas por muros

de gaviones, como se comentó en apartados anteriores la quebrada Sin Nombre fue desviada durante el proceso de urbanización del condominio La Hacienda, el punto aguas abajo del puente 4 corresponde a la zona donde inicia el desvío.

Figura 2.18. Puente 4 - Quebrada Sin Nombre, Paso Vehicular Calle Ross, cercanías de condominio Agapanthus



Figura 2.17. (Cont.) Puesto 4 - Quebrada Sin Nombre, Paso Vehicular Calle Ross, cercanías de condominio Agapanthus



Figura 2.19. Condición del cauce de la Quebrada Sin Nombre en el sitio del puente 4



Figura 2.18. (Cont.) Condición del cauce de la Quebrada Sin Nombre en el sitio del puente 4



2.3.7 Rejillas en zona de perímetro de propiedad privada condominio La Hacienda

La Figura 2.20;Error! No se encuentra el origen de la referencia. muestra la ubicación aproximada de las rejillas presentes en el perímetro de la propiedad del condominio La Hacienda. El funcionamiento de éstas se explicó previamente en el apartado 2.3.6. Las rejillas pueden apreciar en la Figura 2.19, Figura 2.21 y Figura 2.22.

Para efectos de la modelación hidráulica que se detalla en los siguientes apartados, se consideró la condición en que las rejillas se encuentran levantadas y no obstruyen el libre paso del flujo por el cauce de las quebradas.

Figura 2.20. Ubicación de rejillas en perímetro de propiedad condominio La Hacienda

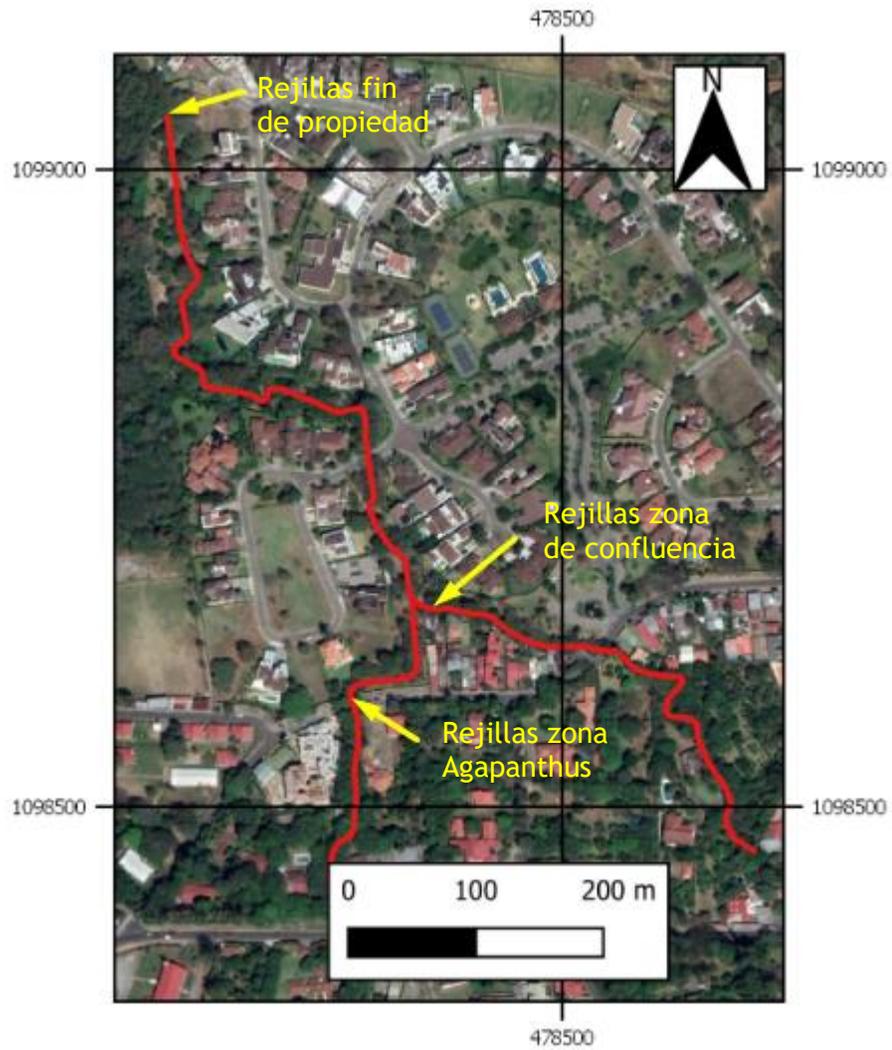


Figura 2.21. Rejillas ubicadas en las cercanías de la confluencia entre la Quebrada Azul y la Quebrada Sin Nombre



Figura 2.22. Rejillas ubicadas en el límite aguas abajo de la zona de estudio



3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

La cuenca de la Quebrada Azul no cuenta con mediciones ni registros continuos de caudal, por lo que no se dispone de información directa para estimar los caudales de diseño para los análisis hidráulicos. Ante esta situación, se decidió emplear la metodología de modelado semi distribuido de precipitación-escorrentía mediante el modelo HEC-HMS (modelo de análisis de crecientes), para estimación de caudales máximos instantáneos en los principales sitios de interés a lo largo del tramo de las quebradas en análisis, a partir de tormentas de diseño y características de la cuenca. Se consideraron períodos de retorno de 25, 50 y 100 años para efectos de diseño hidrológico.

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

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

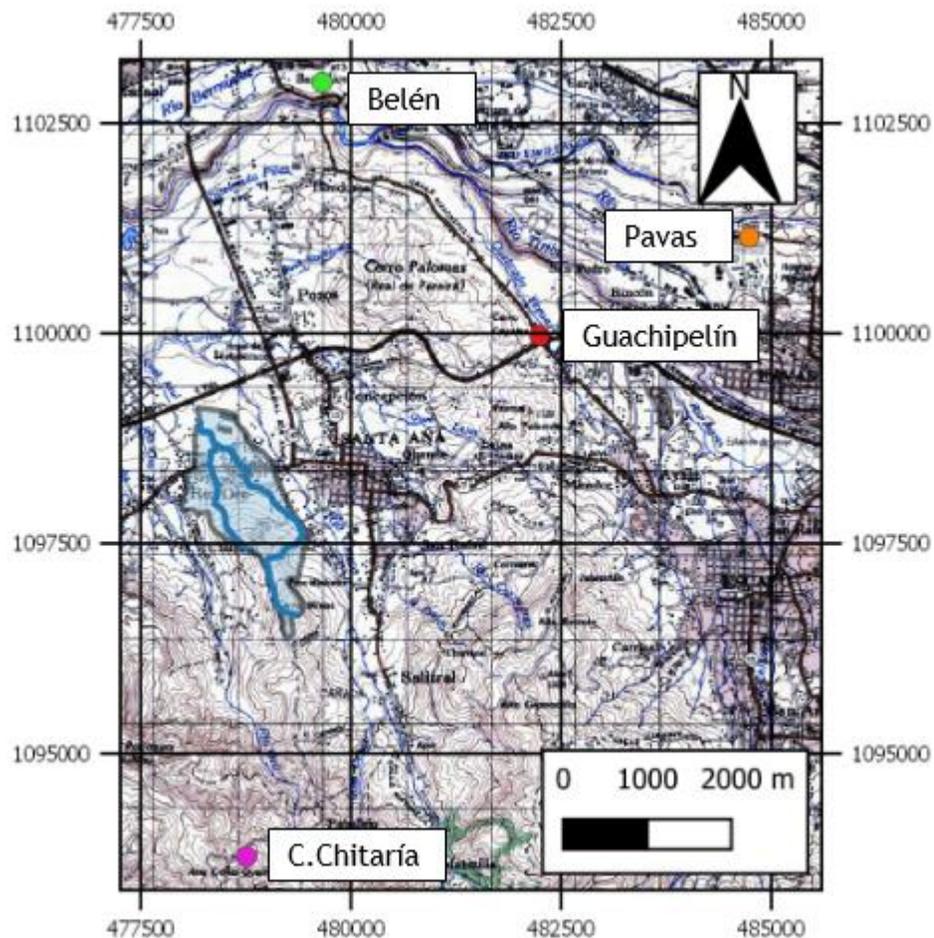
- Estimación de la tormenta de diseño media sobre la cuenca, para los períodos de retorno de interés
- Definición del modelo de cuenca
- Definición del modelo de abstracciones de precipitación
- Definición del modelo de transformación precipitación-escorrentía
- Corrida de las simulaciones del modelo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

3.1 ESTIMACIÓN DE TORMENTAS DE DISEÑO

3.1.1 Información de precipitaciones e intensidades máximas

Para la estimación de tormentas de diseño, es necesario contar con información de precipitaciones e intensidades máximas para la zona de estudio. Para esto se consultaron fuentes de literatura técnica y se adquirió información directamente del Instituto Meteorológico Nacional, para estaciones cercanas a la cuenca, dentro de un radio de 5 km, como se ilustra en la Figura 3.1.

Figura 3.1. Estaciones pluviográficas cercanas a la cuenca de la quebrada Azul



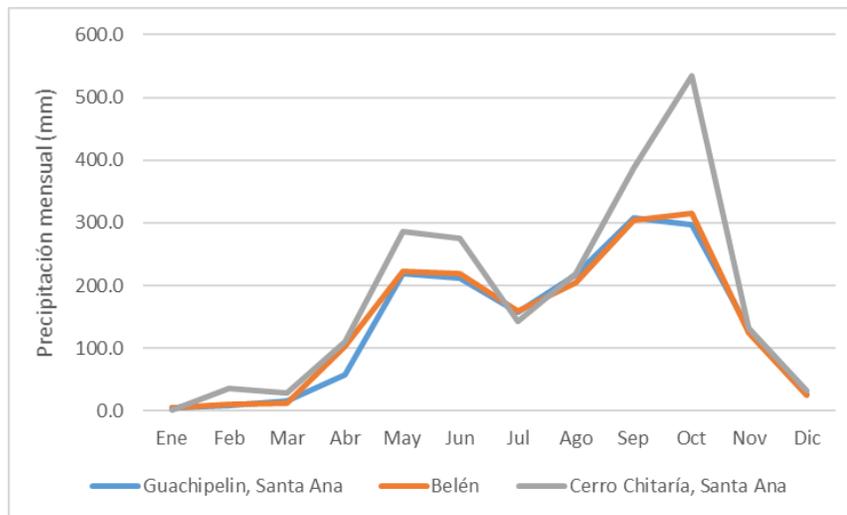
Las características de la información pluviométrica y pluviográfica adquirida para este estudio se muestran en el Cuadro 3.1. Se observa que para las 3 estaciones del IMN se contó con promedios mensuales de precipitación y con lluvias máximas de 24 horas, para sus respectivos períodos de registro. Para Cerro Chitaría y Belén se contó además con el registro horario de la tormenta Nate de 2017, que causó inundaciones en el sector. Y para Belén se contó también con acumulados máximos anuales para duraciones de entre 5 y 60 minutos.

Cuadro 3.1. Estaciones pluviográficas con información disponible para el análisis hidrológico de la cuenca de la quebrada Azul

Estación	84119	84199	84219
Nombre	Guachipelín (Escazú)	Belén	Cerro Chitaría (Santa Ana)
Coordenada X (CRTM05)	1099972.986	1102985.038	1093772.217
Coordenada Y (CRTM05)	482243.440	479656.255	478758.560
Altitud (msnm)	978	926	1717
Periodo de registro	1986-2018	2010-Nov 2018	Mar 2011-2018
Tipo de información disponible	<ul style="list-style-type: none"> Promedios mensuales de lluvia Máximos anuales de 24 horas 	<ul style="list-style-type: none"> Promedios mensuales de lluvia Máximos anuales de 24 horas Máximos anuales de 5, 10, 15, 30 y 60 minutos Registro horario de la tormenta Nate 	<ul style="list-style-type: none"> Promedios mensuales de lluvia Máximos anuales de 24 horas Registro horario de la tormenta Nate

La Figura 3.2 muestra gráficamente los promedios mensuales de precipitación para cada estación. Se aprecia que la estación Cerro Chitaría presenta valores mayores de precipitación en los períodos mayo-junio y setiembre-octubre. En los períodos restantes del año el promedio de precipitaciones mensuales de las tres estaciones es muy similar, lo cual denota la homogeneidad del comportamiento de la precipitación mensual en la zona.

Figura 3.2. Comparación promedios mensuales de precipitación en las estaciones Guachipelín, Belén y Cerro Chitaría-Santa Ana



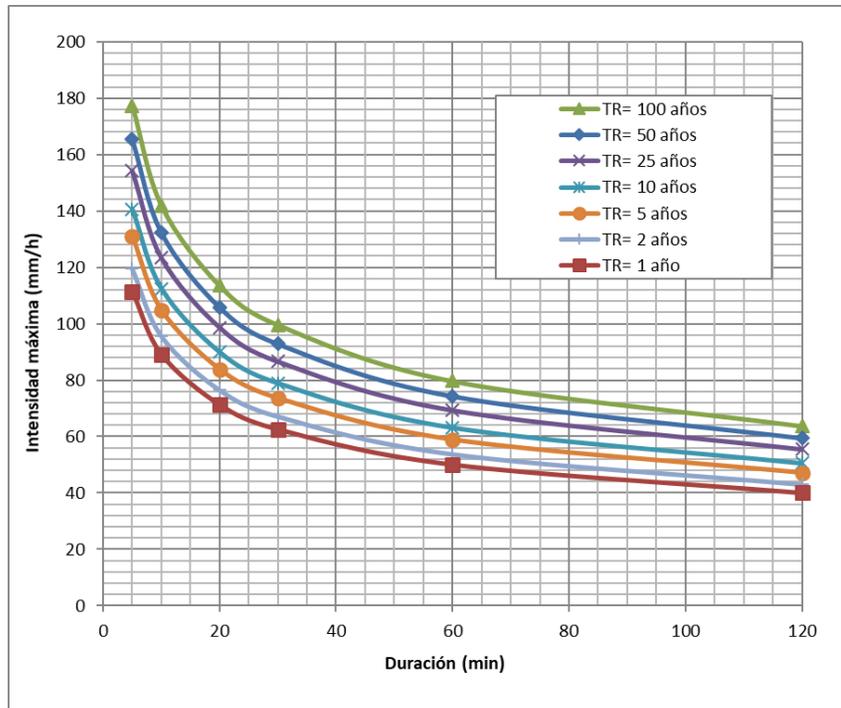
La característica más relevante para definir las tormentas de diseño es la intensidad de la lluvia, cuyo comportamiento y variabilidad se representa por medio de curvas intensidad-duración-período de retorno (curvas i-d-f) derivadas a partir de registros pluviográficos. De acuerdo con el área de estudio y con la información i-d-f para Costa Rica, se consultaron las curvas y ecuaciones de intensidad-duración-frecuencia presentadas por Murillo (1994) y Rojas (2011) correspondientes a la estación Pavas, la cual es la estación pluviográfica con información i-d-f más cercana al área de estudio (5 km). Entre las 2 referencias, se optó por usar las curvas derivadas por Rojas (2011) ya que provienen de una referencia más reciente que toma en cuenta un registro más extenso de datos disponible en la estación Pavas.

La ecuación para la construcción de las curvas i-d-f de Rojas se presenta a continuación:

$$i = 187.08 * \frac{TR^{0.101}}{D^{0.322}}$$

Las curvas i-d-f derivadas según la ecuación de Rojas (2011) se muestran en la Figura 3.3.

Figura 3.3. Curvas i-d-f para la estación Pavas
Fuente: Rojas, 2011



La aplicabilidad de estas curvas para el presente estudio se corroboró comparando los valores de intensidades y precipitaciones máximas que resultan de su aplicación, con los valores de intensidades máximas que se pueden deducir de la información disponible en la estación Belén.

En el Cuadro 3.2 se muestran los acumulados máximos anuales para los 9 años de registro disponibles en Belén, para cada duración entre 5 y 60 minutos. Empíricamente, podría considerarse que los valores máximos del período de registro corresponden a eventos de entre 10 y 20 años de período de retorno. Por otro lado, se estimaron los acumulados de precipitación para duraciones de 5, 10, 15, 30 y 60 min utilizando las curvas i-d-f de Rojas (2011), para períodos de retorno de 10, 15 y 20 años, lo que se muestra en el Cuadro 3.3. Estos valores se compararon con los acumulados de lluvia registrados en Belén, encontrándose una buena concordancia. A partir de los datos del Cuadro 3.3 se concluye que las curvas i-d-f derivadas por Rojas arrojan acumulados de lluvia que son consistentes con los datos reales medidos en las cercanías de la cuenca en estudio, por lo que pueden usarse para este estudio al ser representativas de la cuenca.

Cuadro 3.2. Acumulados máximos de precipitación para diferentes duraciones de lluvia en la Estación Belén

Año	Acumulado máximo 5 min (mm)	Acumulado máximo 10 min (mm)	Acumulado máximo 15 min (mm)	Acumulado máximo 30 min (mm)	Acumulado máximo 60 min (mm)
2010	2.1	3.9	5.3	8.8	33.5
2011	10.5	20	28.5	44.7	38.61
2012	10.2	19.1	26.2	36.6	35.56
2013	9.9	17.8	23.6	32.5	44.7
2014	14.5	22.1	29.5	42.7	47.5
2015	8.9	16	22.6	34.5	37.1
2016	11.7	21.1	27.4	36.3	44.2
2017	10.4	17	23.9	42.4	65
2018	10.2	18.2	23.2	35.8	44.4
Máximo del período	14.5	22.1	29.5	44.7	65

Cuadro 3.3. Acumulados máximos de precipitación para diferentes duraciones de lluvia en la Estación Belén y diferentes períodos de retorno según las curvas i-d-f de Rojas (2011)

Duración (min)	Acumulado máximo Estación Belén (mm)	Acumulado i-d-f Rojas TR 10a (mm)	Acumulado i-d-f Rojas TR 15a (mm)	Acumulado i-d-f Rojas TR 20a (mm)
5	14.5	11.7	12.2	12.6
10	22.1	18.7	19.5	20.1
15	29.5	24.7	25.7	26.5
30	44.7	39.5	41.1	42.3
60	65	63.2	65.8	67.7

3.1.2 Análisis probabilístico de precipitaciones máximas en 24 horas

Con la información de lluvia diaria es posible realizar un análisis probabilístico con el fin de determinar los valores de precipitación máxima de 24 horas para diferentes períodos de retorno, lo cual puede servir como insumo para derivar tormentas de diseño para la aplicación de modelos precipitación-escorrentía.

Para el análisis de frecuencia, se decidió utilizar la estación Guachipelín, porque cuenta con un periodo de registro mayor que las otras 2 estaciones y se considera que resulta representativa del comportamiento de la precipitación dentro de la cuenca en estudio, por su cercana ubicación.

Los datos de precipitación diaria (P_D) primero fueron transformados en precipitación de 24 horas (P_{24}) multiplicándolos por un factor de 1.16, correspondiente al ajuste de Weiss, tal como se recomienda en la literatura (Dwyer y Reed, 1995). Este ajuste obedece a que los datos reportados como lluvia diaria responden a una discretización sistemática de la lluvia en intervalos regulares de un día meteorológico, lo cual constituye un muestreo que puede dejar por fuera valores mayores de precipitación en períodos de 24 horas que no coinciden con los intervalos de medición.

Realizada la corrección anterior, se procedió a hacer un análisis de *outliers* (datos dudosos), para los cuales se evaluaron los datos que presentaban un comportamiento salido de la tendencia general.

Una vez con las series anuales de precipitaciones máximas de 24 horas (P_{24}) verificadas, se procedió a aplicar la metodología de factores de frecuencia (Chow et.al., 1994). En este caso, la ecuación de factores de frecuencia para precipitación se puede escribir como:

$$P_{24,m\acute{a}x}(TR) = \overline{P_{24,m\acute{a}x}} + K(TR) * S_{P_{24,m\acute{a}x}}$$

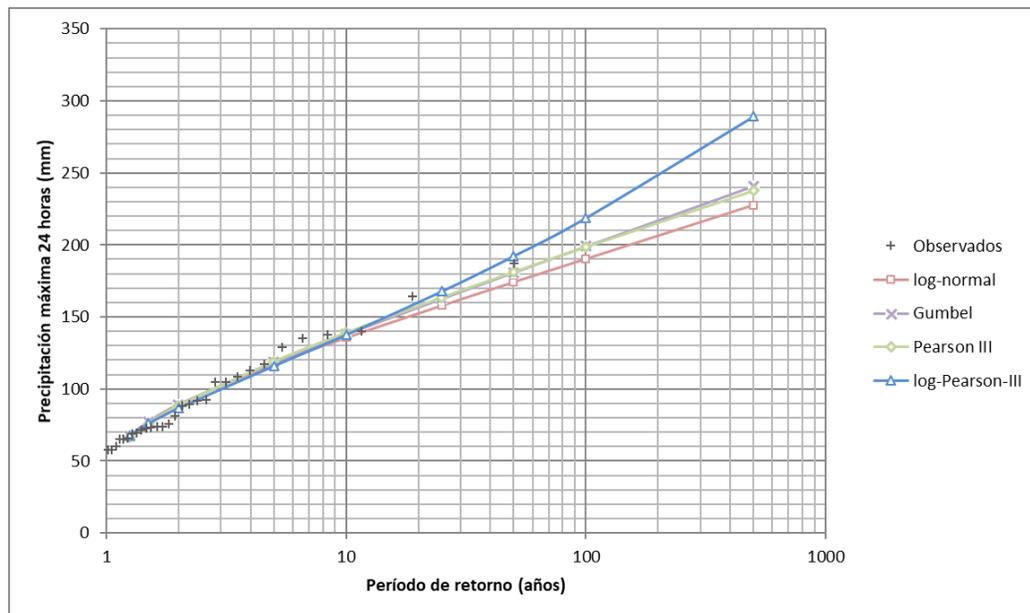
donde $P_{24,m\acute{a}x}(TR)$ es la precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno TR ; $\overline{P_{24,m\acute{a}x}}$ es el promedio de los valores de la serie anual de precipitación máxima en 24 horas; $S_{P_{24,m\acute{a}x}}$ es la desviación estándar de los valores de la serie anual de precipitación máxima en 24 horas; y $K(TR)$ es el factor de frecuencia para el período de retorno TR , para una distribución de probabilidad dada.

Los factores de frecuencia se estimaron para 4 distribuciones de probabilidad (log-normal, Gumbel, Pearson III y log-Pearson III) y se siguieron criterios de bondad de ajuste y límites de confianza para determinar la distribución que mejor se adaptaba a los datos (Figura 3.4). Este

procedimiento permitió estimar los valores de máximos de P_{24} para diferentes períodos de retorno. Los resultados se muestran en el Cuadro 3.4.

En la Figura 3.4 se aprecia cómo la distribución de probabilidad log-Pearson III es la que mejor se ajusta a las mayores precipitaciones observadas. Por esta razón, se utilizan estos resultados para la definición de tormentas de diseño para la estimación de los caudales de crecientes.

Figura 3.4. Ajuste de probabilidad de los datos observados a las distribuciones log-normal, Gumbel, Pearson III y log-Pearson III



Cuadro 3.4. Precipitaciones máximas en 24 horas ($P_{24, \text{máx}}$) estimadas

TR (años)	$P_{24 \text{ máx}}$ (mm)			
	Log-normal	Gumbel	Pearson III	log-Pearson-III
1.25	68.19	67.10	66.39	67.88
1.50	77.90	77.02	76.13	76.10
2.00	89.56	89.00	88.37	86.75
5.00	117.63	118.46	119.00	115.99
10.00	135.65	137.97	138.94	137.64
25.00	157.91	162.62	163.47	167.75
50.00	174.20	180.90	181.23	192.30
100.00	190.28	199.05	198.54	218.76
500.00	227.52	241.00	237.69	289.14

3.1.3 Tormentas de diseño de larga duración (24 h)

Se tomó como base las precipitaciones máximas estimadas al aplicar el método de los factores de frecuencia sobre las precipitaciones de 24 horas presentadas en la sección anterior. Como la distribución de probabilidad log-Pearson III es la que mejor se ajusta a los datos observados, se procede a utilizar dichos resultados para la obtención de los caudales instantáneos en la cuenca. Se evalúan los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años (Cuadro 3.5).

Cuadro 3.5. Valores de P_{24} máxima de la cuenca de la quebrada Azul

TR (años)	$P_{24 \text{ máx}}$ (mm)
	log-Pearson-III
25	167.75
50	192.30
100	218.76

Tomando como base los valores anteriores, es posible construir hietogramas de diseño ("tormentas de diseño") para cada período de retorno considerado, con base en diferentes metodologías de análisis hidrológico. Para esto es necesario contar con una distribución temporal o hietograma característico de la región, con el fin de distribuir la lluvia total de 24 horas en intervalos menores.

Dentro de la información disponible de precipitaciones en la zona, se cuenta con la precipitación horaria para las fechas del 04/10/2017 al 06/10/2017 en las estaciones Belén y Cerro Chitaría-Santa Ana, que corresponde al evento de larga duración producido por el paso de la Tormenta Tropical Nate dentro del territorio del país. Se analizó la información de ambas estaciones y se definieron hietogramas característicos de larga duración tomando las 24 h más intensas de precipitación correspondientes. La distribución temporal porcentual para 24 h de ambas estaciones se muestra en la

Figura 3.5 y en la Figura 3.6. Entre los dos eventos, se determinó que se empleará como hietograma característico el de la estación Belén, ya que cuenta con un pico máximo de precipitación más definido que el mostrado en la estación Cerro Chitaría-Santa Ana.

Figura 3.5. Distribución temporal de las 24 horas más intensas registradas en la estación Belén durante la tormenta Nate

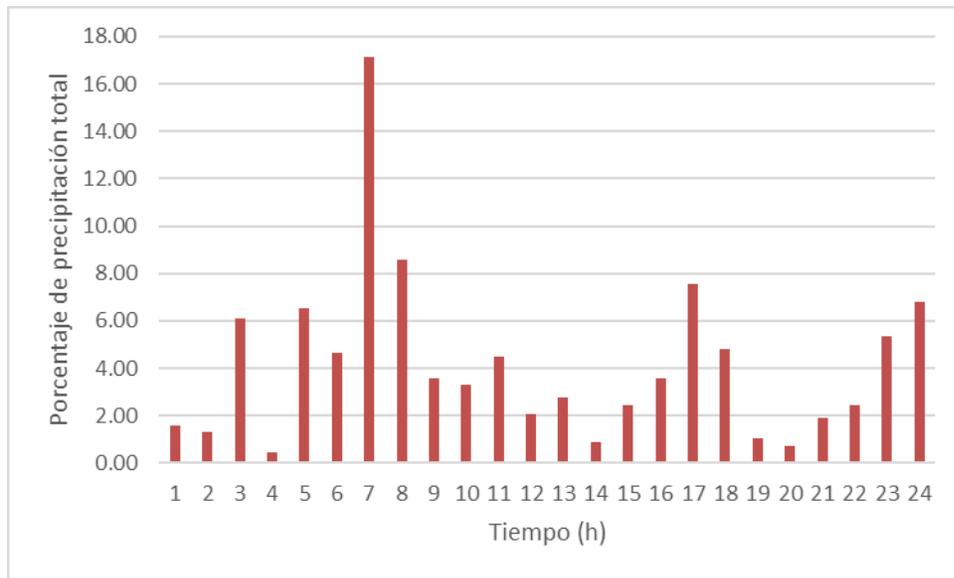
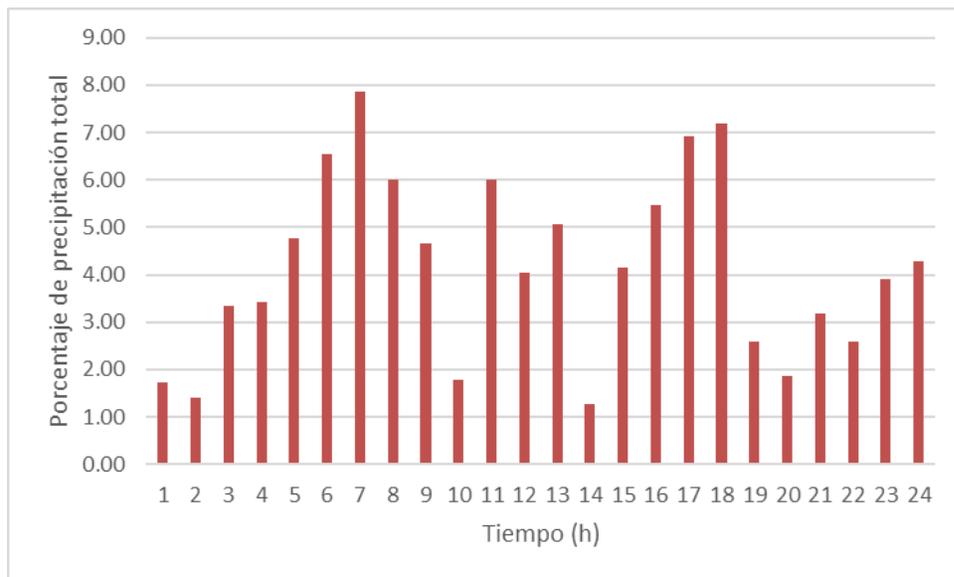


Figura 3.6. Distribución temporal de las 24 horas más intensas registradas en la estación Cerro Chitaría- Santa Ana durante la tormenta Nate



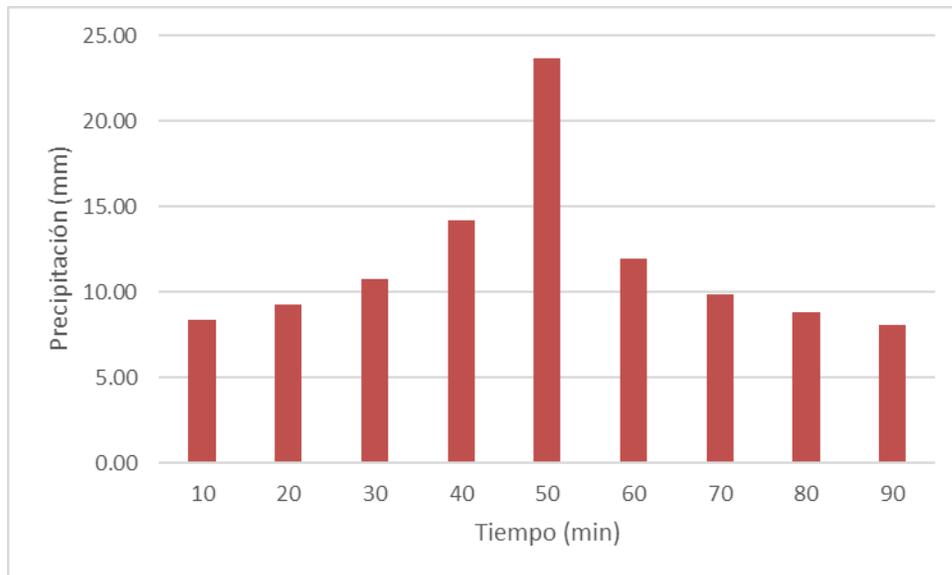
3.1.4 Tormentas de diseño de corta duración (90 min)

Para la adecuada representación de aguaceros cortos de alta intensidad que se presentan en la cuenca de estudio se construyó un bloque alterno de precipitaciones (Chow et. al., 1994) a partir de las curvas i-d-f para la estación Pavas usando la ecuación planteada por Rojas (2011). La duración escogida de la tormenta corta de diseño fue de 90 min, que es consistente con los eventos que se presentan en la zona de estudio durante la época lluviosa anual y, además, con los tiempos de concentración característicos para las cuencas de análisis, como se verá más adelante. El cálculo del bloque alterno se realizó para los períodos de retorno en estudio, 25, 50 y 100 años. El paso de tiempo utilizado para la construcción del bloque alterno corresponde a 10 min. En el Cuadro 3.6 se presenta un resumen de los hietogramas de precipitación generados para cada período de retorno de análisis. En la Figura 3.7 se muestra el hietograma correspondiente al período de retorno de 100 años.

Cuadro 3.6. Hietogramas de precipitación calculados a partir de curvas i-d-f de Rojas mediante el método del bloque alterno (mm)

Duración (min)	TR 25a	TR 50a	TR 100a
10	7.29	7.82	8.38
20	8.06	8.64	9.27
30	9.33	10.00	10.73
40	12.34	13.23	14.19
50	20.56	22.05	23.65
60	10.41	11.16	11.97
70	8.60	9.22	9.89
80	7.63	8.19	8.78
90	7.00	7.51	8.05
Total	91.21	97.82	104.92

Figura 3.7. Hietograma de precipitación para tormenta de 90 min, a partir de Bloque Alterno de precipitaciones, período de retorno 100 años

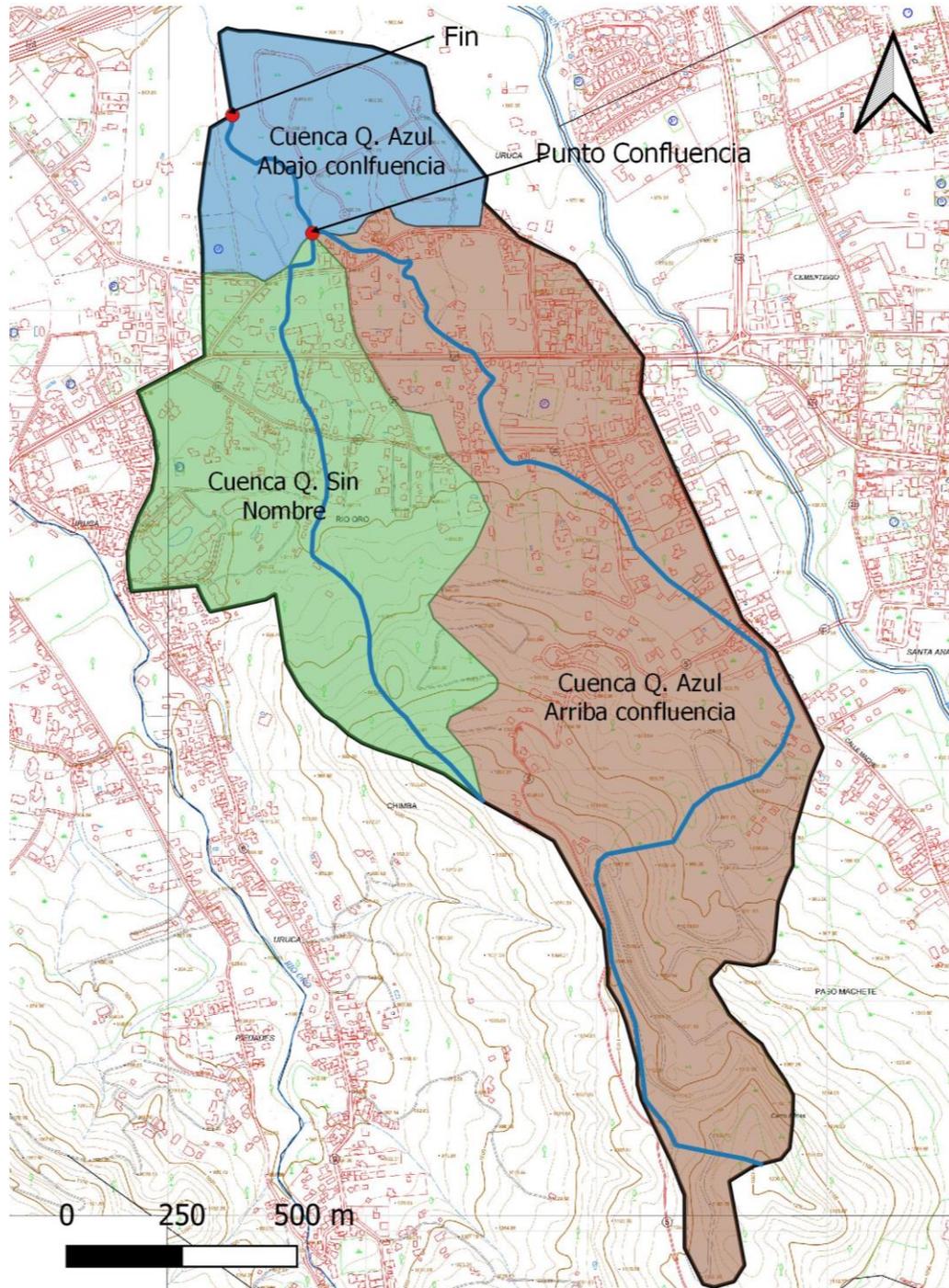


3.2 DEFINICIÓN DE SUBCUENCAS PARA EL MODELO HIDROLÓGICO SEMI-DISTRIBUIDO

Debido a la necesidad de simular el comportamiento hidrológico e hidráulico del sistema de la Quebrada Azul y su afluente Sin Nombre a lo largo de un tramo de casi 1.2 km, es importante definir un modelo que permita estimar caudales en diferentes puntos a lo largo del río. Para ello, se elaboró un modelo semi-distribuido en el programa HEC-HMS, compuesto de tres subcuencas interconectadas por un tramo de río, que permiten simular el tránsito del agua desde las cabeceras de la cuenca hasta el punto de control final, ubicado en la salida de la Quebrada Azul en el límite de propiedad del condominio La Hacienda, el cual se denominará “Fin”.

Inicialmente, el primer criterio para la definición del modelo semi-distribuido fue el identificar las subcuencas, la quebrada Azul cuenta únicamente con un afluente, se dividió el área de estudio en tres subcuencas, dos en la zona aguas arriba de la confluencia y una aguas abajo de la misma. Las subcuencas en la parte superior corresponden a la cuenca de la quebrada Azul hasta el punto de confluencia y la cuenca del afluente sin nombre, la subcuenca aguas abajo del punto de confluencia corresponde al área restante de la quebrada Azul hasta el punto final del tramo de estudio. La Figura 3.8 muestra las diferentes subcuencas y los puntos de control que definen el modelo semi-distribuido completo. Como se aprecia en la imagen, la cuenca general se dividió en 3 subcuencas, que se conectan entre sí mediante 2 puntos de control. Sus parámetros morfológicos principales se resumen en el Cuadro 3.7.

Figura 3.8. División de subcuencas para el modelo semi-distribuido de la cuenca de la quebrada Azul



Cuadro 3.7. Características morfológicas básicas de las subcuencas definidas para el modelo semi-distribuido de la cuenca de la quebrada Azul

Subcuenca	Parámetro					
	Área de Drenaje (km ²)	Longitud del cauce (km)	Elevación máxima cauce (msnm)	Elevación mínima cauce (msnm)	Desnivel cauce (m)	Pendiente cauce (%)
Cuenca Q. Azul Abajo confluencia	0.23	0.38	860.29	859.76	0.53	0.14
Cuenca Q. Azul Arriba confluencia	1.04	3.07	1200.00	860.29	339.71	5.42
Cuenca Q. Sin Nombre	0.52	1.44	1068.22	860.23	207.99	7.75

3.3 MODELO DE ABSTRACCIONES DE LA PRECIPITACIÓN

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

Las abstracciones de la precipitación fueron calculadas en el presente estudio empleando la metodología del número de curva (CN) del Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos. Se estimó un número de curva CN representativo para cada una de las subcuencas que representan la quebrada Azul, tomando en cuenta la distribución de geología, tipos de suelo, cobertura del suelo y pendientes dentro de la región de análisis. La estimación de CN para las cuencas se realizó mediante la ponderación de los valores recomendados por Chow et.al. (1994) para las características de cobertura, tipo de suelo y pendientes de las cuencas (Cuadro 3.8). Se consideró que los suelos de las cuencas en estudio corresponden al grupo hidrológico del suelo B.

Cuadro 3.8. Definición del número de curva CN para las subcuencas de la quebrada Azul

Cobertura	Área de subcuencas para las diferentes coberturas (km ²)		
	Cuenca Q. Azul Abajo confluencia	Cuenca Q. Azul Arriba confluencia	Cuenca Q. Sin Nombre
Forestal CN=66	0.00	0.00	0.06
Pastos CN=61	0.02	0.33	0.13
Urbano CN=85	0.15	0.27	0.19
Urbano en Transición CN=85	0.05	0.03	0.03
Urbano baja densidad CN=75	0.01	0.20	0.10
Tajo CN=82	0.00	0.21	0.00
Total	0.23	1.04	0.52
CN	82.6	75	74.7

Los valores del Cuadro 3.8 corresponden a números de curva CN para condiciones antecedentes de humedad tipo II, es decir, condiciones intermedias de lluvia precedente al evento de diseño. Para considerar un posible efecto de saturación de los suelos producto de eventos previos de precipitación, la metodología del SCS define una condición antecedente de humedad tipo III, la cual corrige y aumenta los números de curva significativamente de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)} \quad (1)$$

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

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

$$S = \frac{25400 - 254 * CN}{CN} \quad (2)$$

$$I_a = k * S \quad (3)$$

Según las recomendaciones del SCS, se adoptó un valor de $k=0.2$ para la estimación de las abstracciones iniciales.

Una vez definidos los números de curva CN y las abstracciones iniciales para las subcuencas que componen el modelo semi-distribuido, el método del SCS permite un cálculo secuencial de la precipitación efectiva acumulada, a partir de los datos discretos de precipitación total, abstracciones iniciales y retención potencial máxima:

$$P_{e,ac} = \frac{(P - I_a)_{ac}^2}{(P - I_a)_{ac} + S} \quad (4)$$

donde $P_{e,ac}$ es la precipitación efectiva acumulada, P la precipitación total acumulada, S la retención potencial máxima e I_a las abstracciones iniciales, todas cantidades en mm. De esta manera, a la precipitación total se le restan las abstracciones por interceptación e infiltración, obteniéndose el hietograma de precipitación efectiva que servirá de base para la transformación de la precipitación en escorrentía y para la estimación del hidrograma de crecientes.

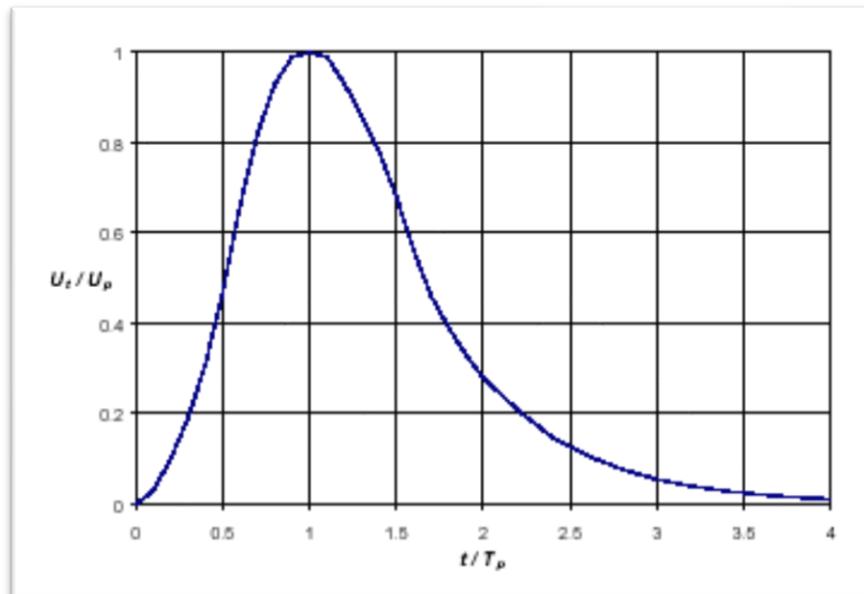
3.4 MODELO DE TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCORRENTÍA

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

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

Existen diferentes modelos de hidrograma unitario. Dentro de los modelos disponibles está el hidrograma unitario adimensional del SCS, el cual es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa como la razón del caudal unitario U al caudal unitario pico U_p y el tiempo como la razón del tiempo al tiempo al pico t/T_p . Este hidrograma sintético adimensional fue derivado a partir de información de diversas cuencas y se muestra en la Figura 3.9 (Chow et.al., 1994).

Figura 3.9. Hidrograma unitario sintético adimensional del SCS



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

$$U_p = \frac{0.208 * A}{T_p} \quad (5)$$

donde A es el área de la cuenca, en km^2 y T_p el tiempo al pico, en horas.

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

$$T_p = \frac{D}{2} + t_{lag} \quad (6)$$

El tiempo de retardo t_{lag} es un parámetro que describe el tiempo de respuesta hidrológica de la cuenca, representando el tiempo en que se presenta el pico de caudal ante un evento de duración determinada. Este parámetro se obtiene usualmente a través de la calibración de la cuenca. Sin embargo, para cuencas no instrumentadas se pueden usar relaciones en función del tiempo de concentración de la cuenca.

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

$$t_c = 0.01947 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (7)$$

donde t_c es el tiempo de concentración (en minutos), S es la pendiente del cauce y L es la longitud del cauce (en m).

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

$$t_{lag} = 0.6 * t_c \quad (8)$$

Se calculó el tiempo de concentración y tiempo de retardo, caudal pico unitario y tiempo al pico para cada subcuenca del modelo del área de estudio. Los resultados se muestran en el Cuadro 3.9. Los cálculos se basaron en las características morfométricas (longitud de cauce principal, pendiente media del cauce) calculadas para cada subárea de drenaje.

Estos parámetros permiten estimar el hidrograma unitario sintético para la cuenca de la quebrada Azul para una duración efectiva de precipitación de 15 minutos (hietograma de precipitación efectiva discretizado cada 15 minutos) o para cualquier otra duración. Con base en estos parámetros el modelo HEC-HMS aplica los principios de proporcionalidad y superposición para calcular el hidrograma de respuesta resultante de los hietogramas de diseño.

Cuadro 3.9. Tiempo de respuesta y parámetros del hidrograma unitario estimados para las subcuencas en estudio (Duración efectiva D = 10 minutos)

Parámetro	Cuenca			
	Q. Sin Nombre	Q. Azul arriba	Q Azul abajo	Cuenca General
Tiempo de concentración t_c (min)	14.1	28.9	23.8	51.7
Tiempo de retardo t_{lag} (min)	8.4	17.4	14.3	31.0
Caudal unitario pico U_p (m ³ /s-mm)	0.49	0.58	0.15	0.62
Tiempo al pico del H.U. T_p (min)	13.4	22.4	19.3	36.0

3.5 MODELO DE TRÁNSITO EN CAUCES

El flujo entre puntos de control se modeló mediante el tránsito de caudal entre segmentos de cauce del río (elementos tipo “reach” en HEC-HMS). El modelo de tránsito escogido fue Muskingum-Cunge, el cual es recomendado tanto por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés) y la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE por sus siglas en inglés) para cuencas que no poseen información de hidrogramas de creciente de eventos reales, que es el caso particular de la cuenca de la quebrada Azul.

El modelo de Muskingum-Cunge es una extensión de modelo de Muskingum y se basa en la resolución de la ecuación de difusión convectiva (Miller y Cunge, 1975):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{c \partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + c q_L \quad (9)$$

Donde:

Q = caudal en tránsito

x = longitud del tramo de río

t = tiempo de tránsito

μ = difusividad hidráulica

q_L = caudal lateral entrante al tramo

c = celeridad de onda

La celeridad de onda se calcula como:

$$c = \frac{dQ}{dA} \quad (10)$$

Mientras que la difusividad hidráulica se calcula como:

$$\mu = \frac{Q}{2BS_o} \quad (11)$$

Donde:

Q = caudal en tránsito

A = Area mojada de la sección en tránsito

B = ancho superior de la sección mojada

S_o = pendiente de fondo del tramo

Para aplicar el modelo de tránsito se requiere información geométrica básica de los diferentes tramos de cauce a modelar, longitud del tramo, pendiente de fondo, coeficiente de rugosidad de Manning y la sección típica transversal representativa de cada tramo. Adicionalmente se requiere indicar un valor índice de celeridad de onda para el inicio del cálculo numérico del tránsito.

Se debe tener en cuenta que el paso de tiempo especificado para la simulación general debe ser adecuado para el cálculo del tránsito de caudales, de modo que el proceso es iterativo hasta conseguir una modelación numérica estable.

3.6 RESULTADOS DEL MODELO HEC-HMS

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

- Modelo de precipitación: Tormentas (hietogramas) de diseño para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años.
 - Las tormentas de larga duración (24 horas) utilizadas corresponden a la distribución temporal de las 24 h de lluvia más intensas de la tormenta Nate registrada en 2017 en la estación Belén, empleando la magnitud de la máxima lluvia de 24 horas (P_{24}) de la estación Guachipelín. Esta tormenta de diseño se aplicó en la totalidad del área de estudio de la cuenca de la Quebrada Azul.

- Se construyeron también tormentas de corta duración, con una duración total de 90 min, utilizando el método del Bloque Alterno (Chow et. al., 1994) y la información de las curvas i-d-f de Rojas (2011) en la estación Pavas. Esta tormenta de diseño se aplicó en la totalidad del área de estudio de la cuenca de la Quebrada Azul.
- Modelo de abstracciones de precipitación del SCS. Número de curva para la cuenca (y sus subcuencas) según cobertura y tipo de suelo, para condiciones antecedentes de humedad tipo II. Abstracciones iniciales del 20% de la retención potencial máxima S de la cuenca.
- Modelo de transformación precipitación-escorrentía según el hidrograma unitario sintético adimensional del SCS. Tiempo de concentración y retardo calculados con la metodología del SCS y la ecuación de Kirpich.

Los resultados obtenidos del modelo se resumen en el Cuadro 3.10 al Cuadro 3.12, donde se presentan los caudales pico en los puntos de control definidos a lo largo de la cuenca, para cada escenario de tormenta de diseño, para cada período de retorno.

Para todos los períodos de retorno estudiados las tormentas de corta duración resultan en caudales pico mucho mayores que los obtenidos a partir de las tormentas de 24 horas. Esto se debe a que, al comparar las distribuciones temporales de ambas tormentas y la cantidad total de lluvia en el período (ver Cuadro 3.5 y Cuadro 3.6 y Figura 3.6 y Figura 3.7), la tormenta de 24 h tiende a distribuir la lluvia de una forma muy uniforme en el tiempo, sin picos marcados, mientras que las tormentas cortas (2 horas), resultan en intensidades altas para duraciones cercanas a los tiempos de concentración de las subcuencas. Anexo a este informe se incluye el archivo digital del modelo de HEC-HMS con los resultados de la estimación de caudales.

Cuadro 3.10. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir de las simulaciones en el modelo HEC-HMS para los puntos de control de cuenca en estudio, período de retorno 25 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración
Confluencia	6.5	16.1
Fin	7.6	18.8

Cuadro 3.11. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir de las simulaciones en el modelo HEC-HMS para los puntos de control de cuenca en estudio, período de retorno 50 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración
Confluencia	8.2	17.7
Fin	9.6	21.3

Cuadro 3.12. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir de las simulaciones en el modelo HEC-HMS para los puntos de control de cuenca en estudio, período de retorno 100 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración
Confluencia	10.1	20.1
Fin	11.8	24.2

4. MODELADO HIDRÁULICO DEL ÁREA DE ESTUDIO

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO 2D

Para la modelación hidráulica se utilizó el programa Iber versión 2.4.3. Iber es un modelo matemático bidimensional para la simulación del flujo en lámina libre y procesos de transporte en ríos y estuarios. Iber es desarrollado en colaboración por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de A Coruña, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universitat Politècnica de Catalunya, UPC, y Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE), impulsado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas del Gobierno de España (CEDEX). El modelo Iber es un software de uso libre disponible para descarga en la web.

El módulo hidrodinámico de IBER resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad bidimensionales, también conocidas como ecuaciones de St. Venant 2D. dichas ecuaciones asumen las hipótesis de distribución de presión hidrostática y distribución uniforme de velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios y zonas costeras. La hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple de forma habitual en ríos y estuarios, siempre y cuando no existan procesos relevantes de estratificación debido a diferencias de salinidad, de temperatura o al viento.

El modelo requiere de una definición geométrica en 3 dimensiones del área de estudio, parámetros de rugosidad de la superficie, condiciones hidráulicas iniciales y de contorno y una ventana temporal para el cálculo.

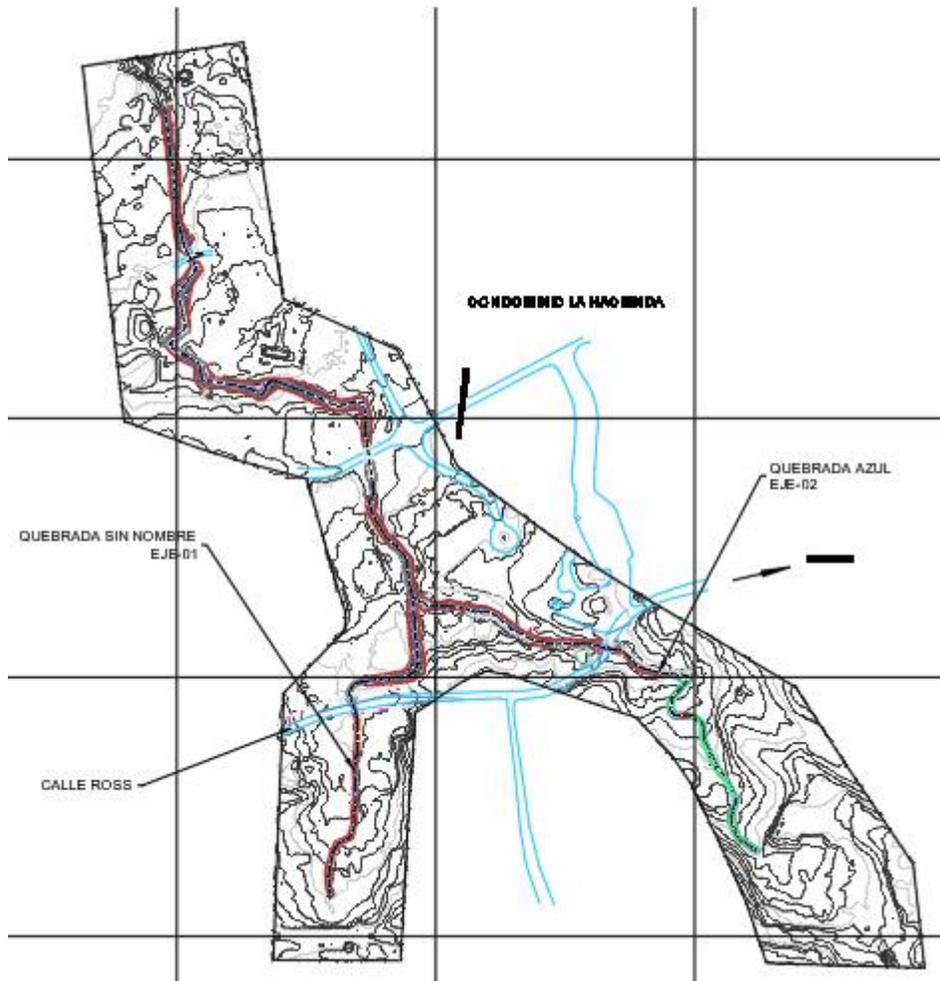
Para los análisis realizados se consideró un modelo de fondo fijo, de modo que no se modelaron los procesos de transporte de sedimentos en el cauce.

4.2 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL MODELO

Para construir el modelo de la quebrada Azul se contó con el levantamiento topográfico de detalle en las zonas aledañas a los puentes existentes y la información LIDAR disponible para la zona proporcionada por la Municipalidad de Santa Ana, se verificó la elevación de la información LIDAR y su localización en las coordenadas nacionales CRTM-05, ambas fuentes de información se combinaron y se corrigieron zonas de información LIDAR para que coincidiera con la geometría de los levantamientos directos realizados por la topografía de campo, el resultado final es una franja de topografía de 1.2 km de largo y 100-130 m de ancho que representa la geometría de

la zona de estudio mediante curvas de nivel. Estas curvas sirvieron de base para la generación de una superficie tridimensional del cauce. La Figura 4.1 muestra el conjunto de topografía utilizado para el modelo.

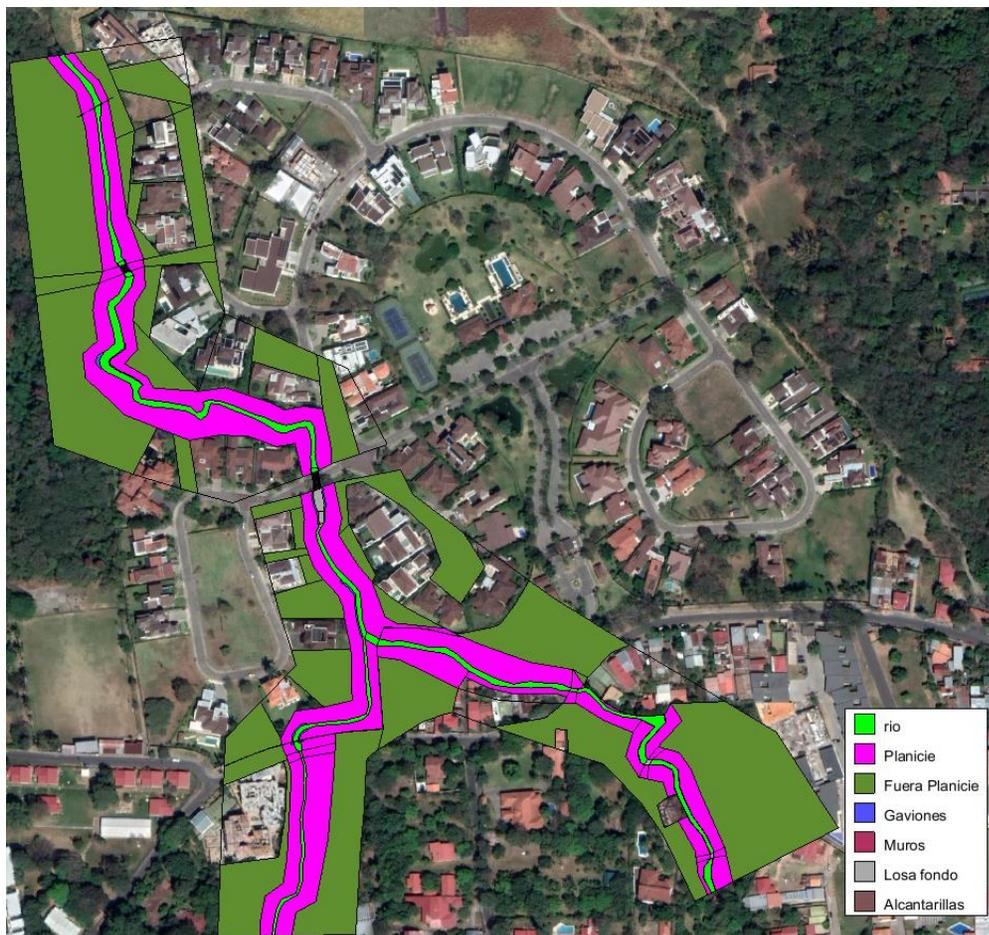
Figura 4.1. Conjunto de topografía utilizado en el modelo hidráulico



4.3 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL MODELO

Para introducir en el modelo los parámetros de rugosidad de la superficie y el tamaño de la malla de cálculo se procedió a dividir el área de estudio en diferentes superficies. Los valores de n de Manning utilizados y el tamaño de la malla de cálculo se muestra en el Cuadro 4.1 y la Figura 4.2 y Figura 4.3.

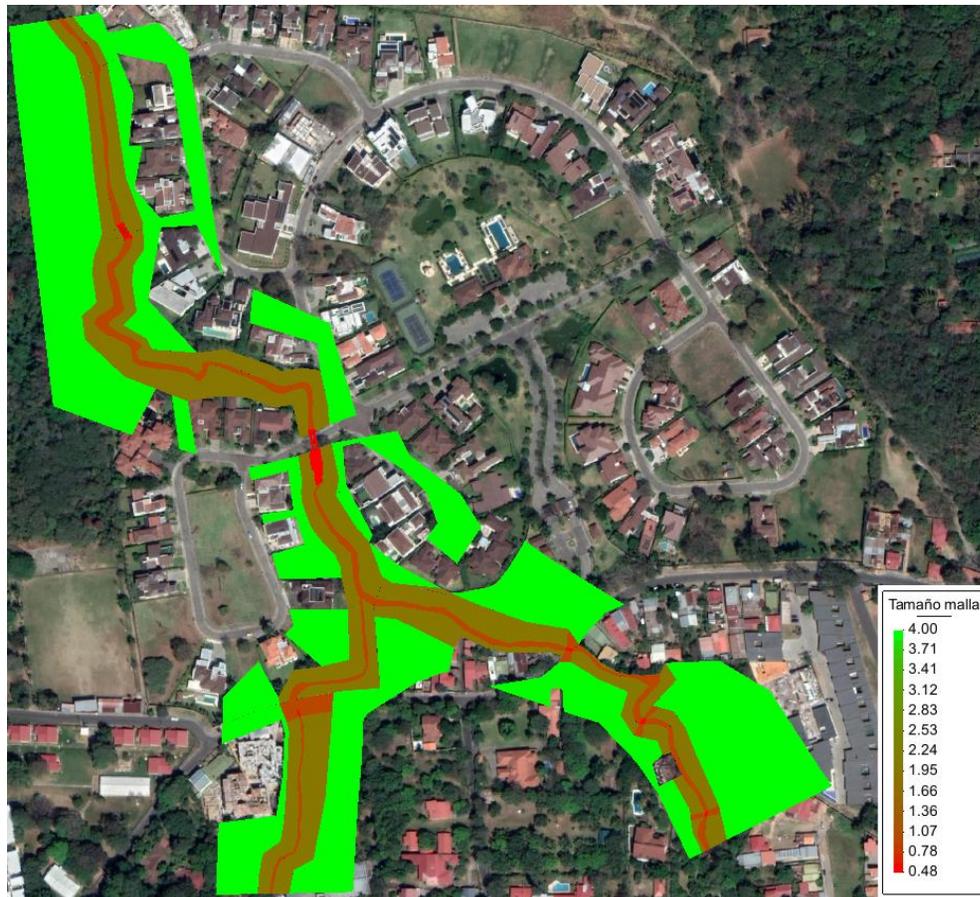
Figura 4.2. Clasificación de n de Manning por área



Cuadro 4.1. Asignación de n de Manning para el modelo 2D

Zona	Rugosidad Asignada
Río	0.035
Planicie	0.045
Fuera Planicie	0.050
Gaviones	0.030
Muros	0.014
Losa fondo	0.025
Alcantarillas	0.012

Figura 4.3. Asignación de tamaño de malla de cálculo por área
Tamaño en metros



4.4 CONDICIONES HIDRÁULICAS INICIALES Y DE CONTORNO

Para todos los caudales analizados se consideró una condición inicial de río vacío y se calibró el tiempo de ejecución del modelo para llegar a la condición de caudal estable en el tramo analizado.

Las condiciones de contorno se muestran en la Figura 4.4. La condición de entrada corresponde a los caudales de avenida calculados, se supuso un régimen crítico/subcrítico para el caudal de entrada. Se incluyeron tres datos de caudal entrando en el tiempo de simulación 0, los cuales se lograron estabilizar en el resto del tiempo establecido para la simulación. En el Cuadro 4.2 se muestran los caudales utilizados, se tomó el caudal de la Entrada 3 como la diferencia de caudales entre los puntos de control “Punto de confluencia” y “Fin”, la Entrada 1 y Entrada 2

corresponden a la división del caudal total que llega a “Punto de confluencia” según el resultado parcial obtenido para cada una de estas subcuencas en el modelo de HEC-HMS.

La condición de salida se consideró en régimen de flujo supercrítico/crítico.

Figura 4.4. Condiciones de contorno del modelo 2D



Cuadro 4.2. Asignación de entrada de caudal para el modelo 2D

Condición de entrada	Q TR25a (m ³ /s)		Q TR50a (m ³ /s)		Q TR100a (m ³ /s)	
	P24	BA 90 min	P24	BA 90 min	P24	BA 90 min
1 (Q. Azul arriba)	4.2	9.9	5.4	10.9	6.6	12.3
2 (Q. Sin Nombre)	2.3	6.2	2.8	6.8	3.5	7.8
3 (Q. Azul abajo)	1.1	2.7	1.4	3.6	1.7	4.1

4.5 ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS PRESENTES A LO LARGO DEL MODELO

Los puentes presentes en la zona de estudio se modelaron utilizando la herramienta del programa para este propósito, para los pasos de alcantarilla se utilizó la herramienta tipo “Cubierta” que permite el cálculo completo de la condición interna a presión en los casos de caudal que se presenta. En total se modelaron 6 estructuras hidráulicas, 4 puentes y 2 pasos de alcantarilla, según los parámetros geométricos que se describieron en el apartado 2.3, como se comentó en ese mismo apartado, las 3 estructuras de rejillas presentes en la zona de estudio se consideraron par efectos de las modelaciones hidráulicas en condición levantada, de modo que no imponen una restricción local al flujo. En la Figura 4.5 y la Figura 4.6 se muestra la ubicación de los puentes y los pasos de alcantarilla en el modelo hidráulico.

Figura 4.5. Esquema de ubicación de puentes en el modelo hidráulico

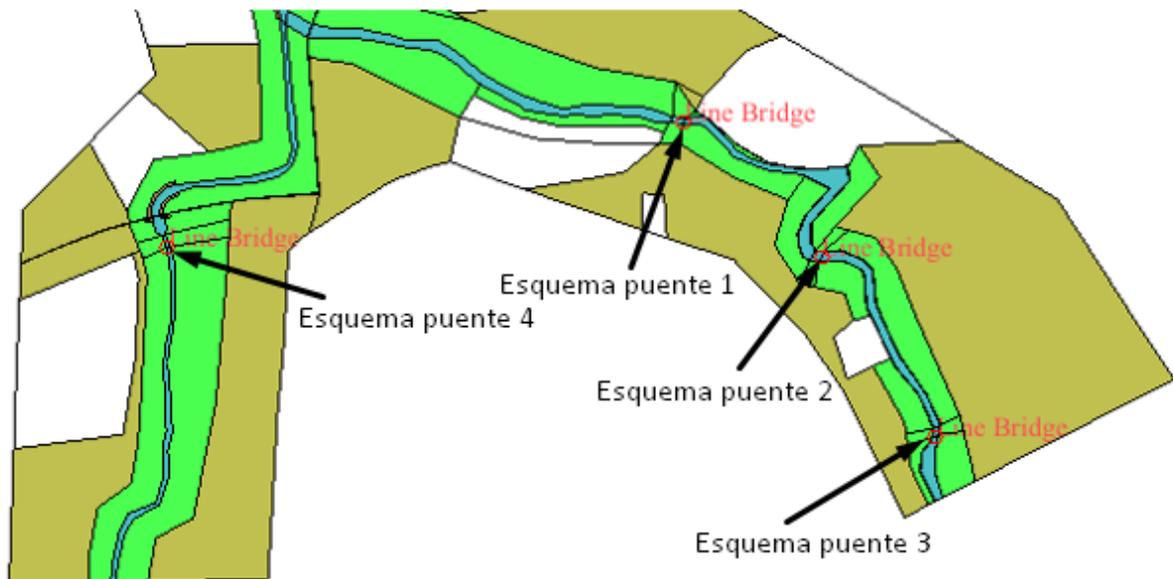
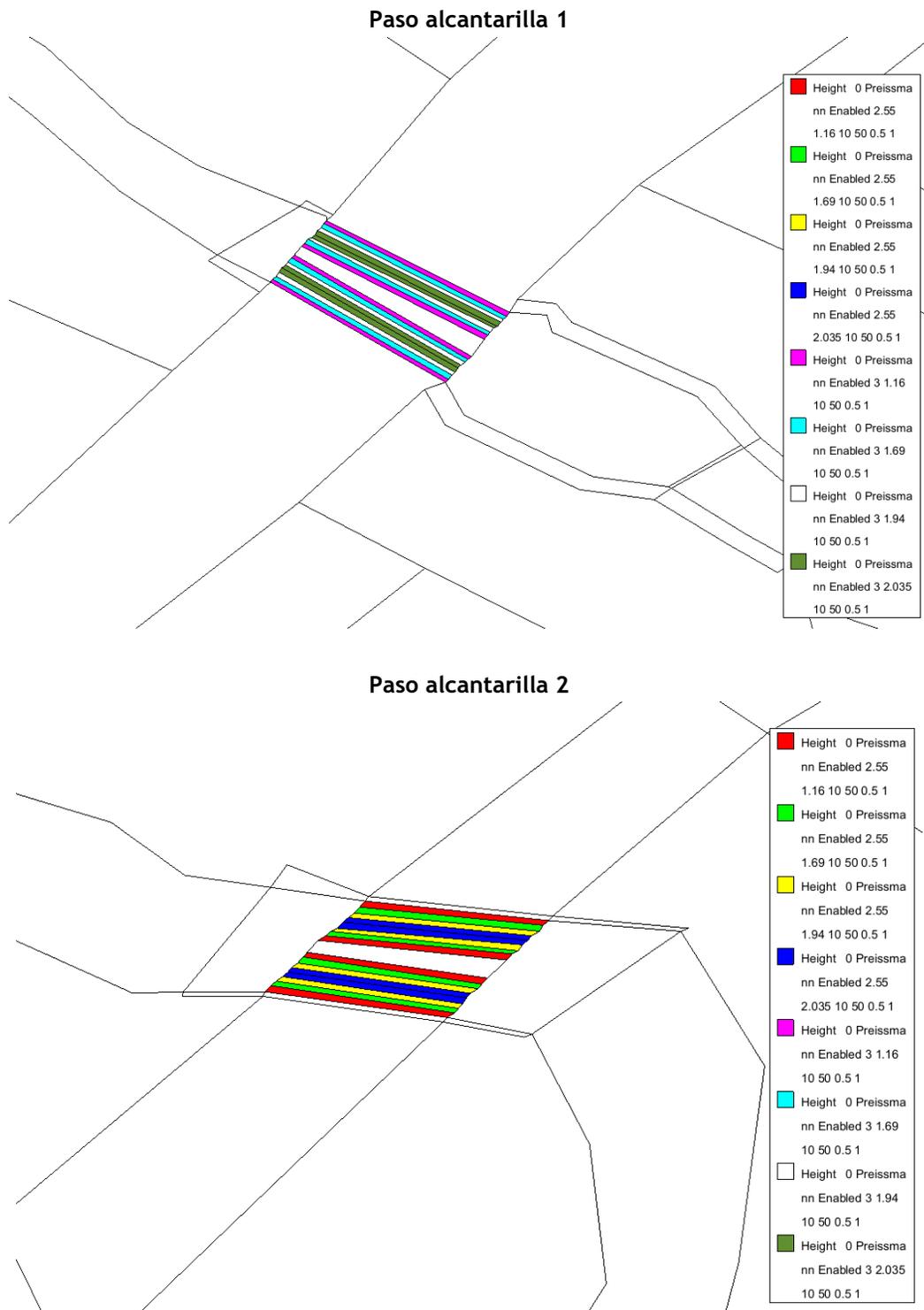


Figura 4.6. Esquema de ubicación de pasos de alcantarilla en el modelo hidráulico



4.6 DELIMITACIÓN TEMPORAL DEL CÁLCULO

Para todas las simulaciones se utilizó un tiempo de simulación de 60 min (3600 s), con un espaciamiento temporal entre resultados de 60 s.

4.7 NIVELES DE AGUA PARA LOS CAUDALES DE DISEÑO: CONDICIÓN ACTUAL

Las simulaciones en Iber permitieron obtener las condiciones de flujo de la quebrada Azul y su afluente en el tramo de estudio para la condición actual.

Para distribuciones de lluvia de larga duración (24h) el cauce de la quebrada Azul y su afluente sin nombre, así como sus estructuras, presentan solamente problemas muy puntuales de capacidad, específicamente en los sectores aledaños al Puente 1, Puente 3 y el Puente 4; en el caso del Puente 1 el agua no sobrepasa la estructura de rodamiento del puente pero se produce un remanso en el sector aguas arriba, debido a capacidad hidráulica insuficiente del mismo, para este sector los problemas se presentan principalmente a partir del período de retorno de 50 años y se intensifican para el período de retorno de 100 años; el Puente 3 y el Puente 4 sufren de rebasamiento del agua para todos los períodos de retorno analizados, al igual que para el caso del Puente 1, como los puentes no tienen suficiente capacidad hidráulica se producen remansos en el sector aguas arriba de éstos que provocan desbordamiento de las quebradas e inundaciones en los terrenos aledaños.

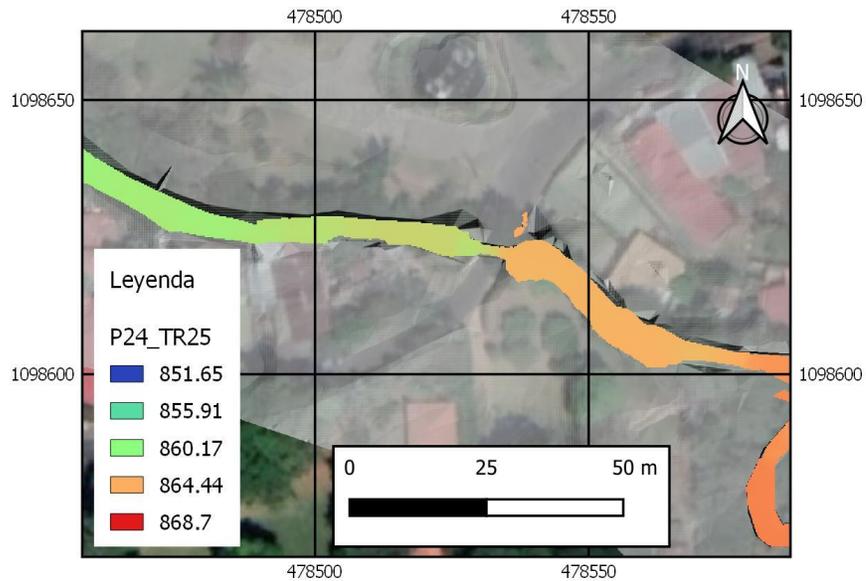
Para distribuciones de lluvia de corta duración (aguacero de 1.5 h) los sectores problemáticos identificados previamente siguen experimentando problemas de capacidad hidráulica. Al presentarse caudales de mayor magnitud, los sectores afectados por inundación debido al remanso de las quebradas se expanden, abarcando sectores de la Calle Ross, la entrada del condominio La Hacienda, el costado este de la propiedad del condominio Agapanthus y sectores de propiedades privadas a lo largo del cauce de la quebrada Azul aguas arriba de la confluencia. Para el caso del período de retorno de 100 años, se presenta un remanso aguas arriba de ambos pasos de alcantarilla dentro de la propiedad del condominio La Hacienda, el Paso de Alcantarilla 1 inunda la zona de retiro de una propiedad ubicada en la margen derecha de la quebrada, mientras que el Paso de Alcantarilla 2 inunda la zona de la margen izquierda de la quebrada.

La Figura 4.7 muestra mapas de inundación de los sectores problemáticos para las tormentas de larga duración, para todos los períodos de retorno analizados. La Figura 4.8, por su parte, muestra mapas de inundación de los sectores problemáticos para las tormentas de corta duración, para todos los períodos de retorno analizados. El mapa completo de inundación para la zona se presenta en los anexos del informe.

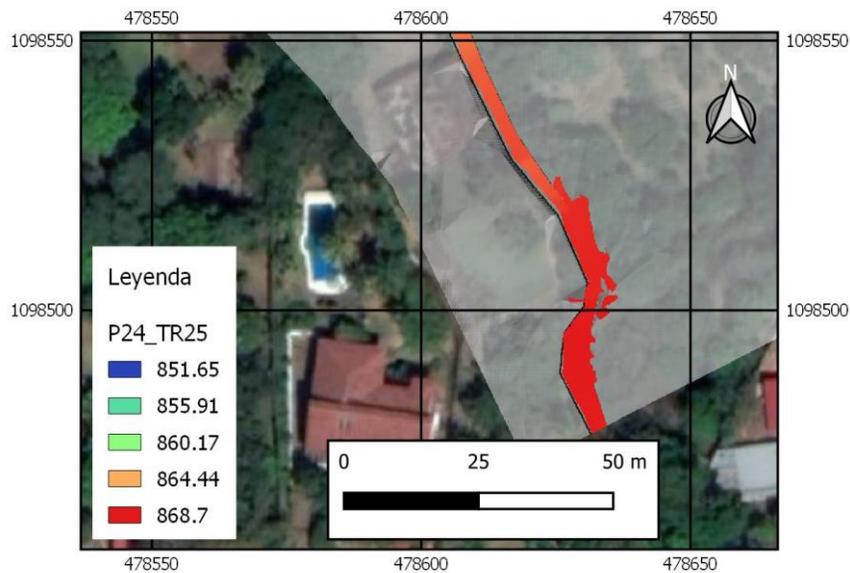
La Figura 4.9 muestra el perfil de agua a lo largo del cauce de la quebrada Azul y la quebrada Sin Nombre. La Figura 4.10 muestra el perfil de agua en el sector de los diferentes puentes y pasos de alcantarilla analizados.

Figura 4.7. Mapas de inundación de los sectores con problemas de capacidad hidráulica - Tormentas de larga duración

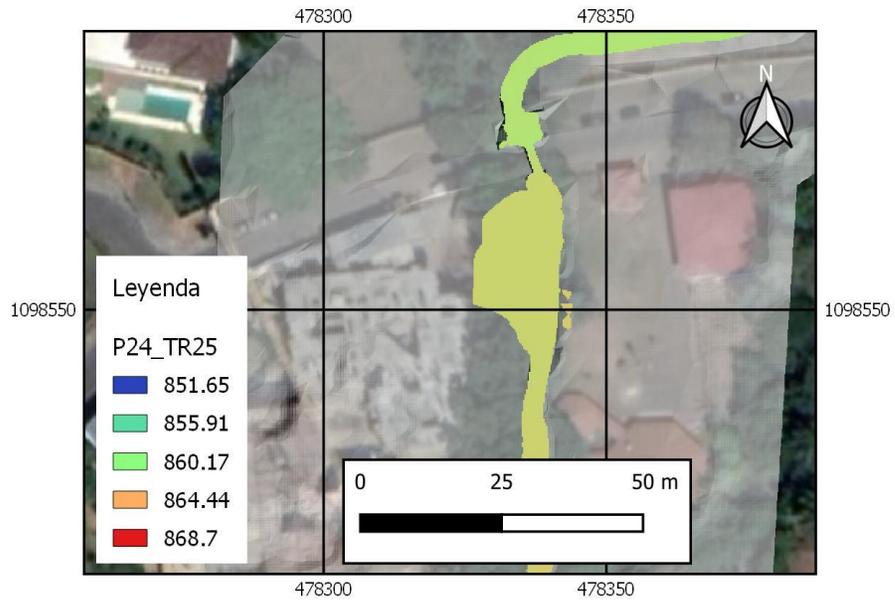
P24 TR 25 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



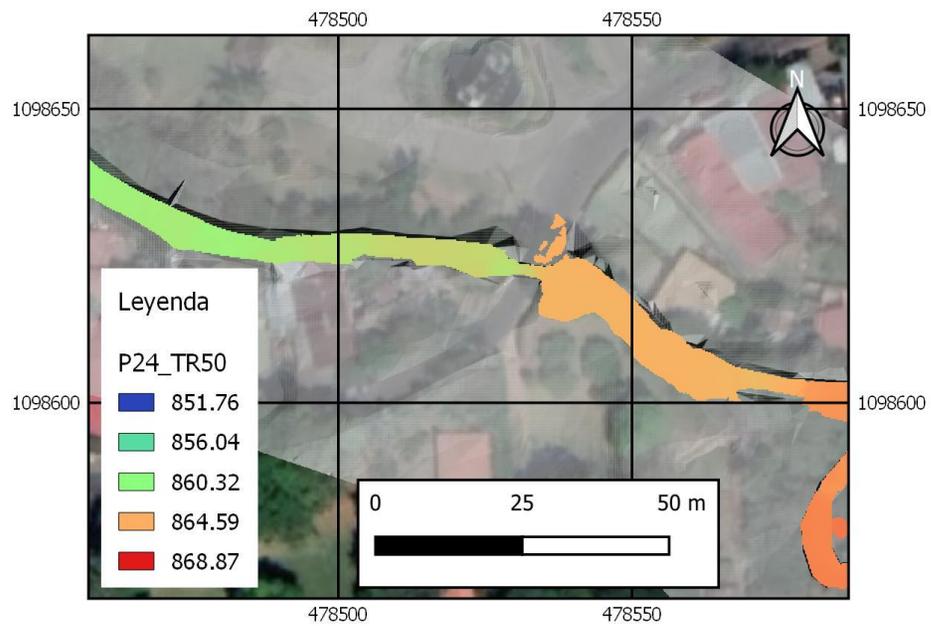
P24 TR 25 años. Sector Puente 3, propiedad privada



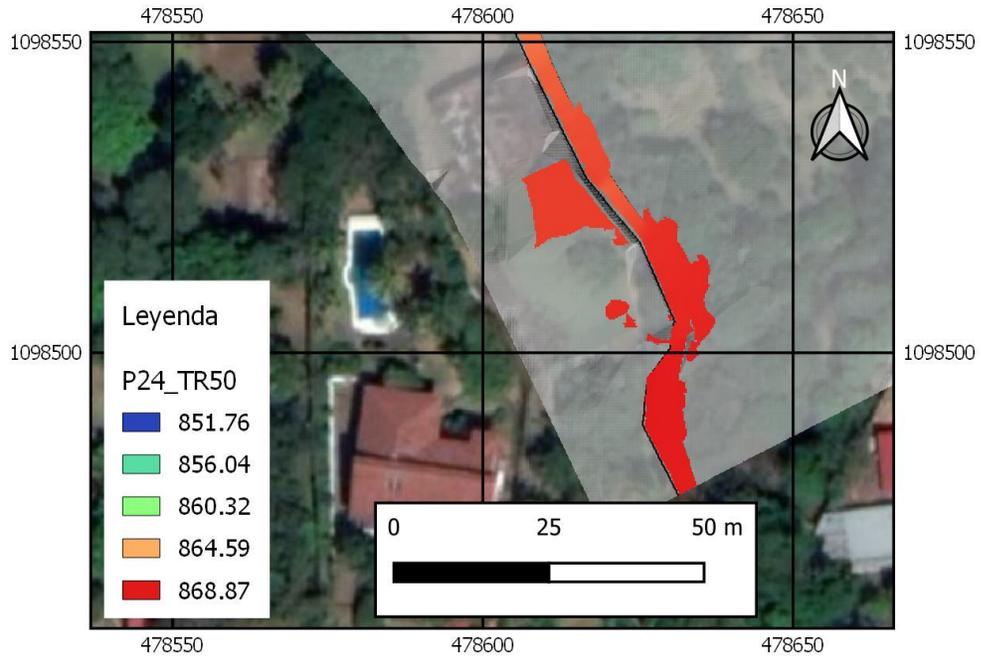
P24 TR 25 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



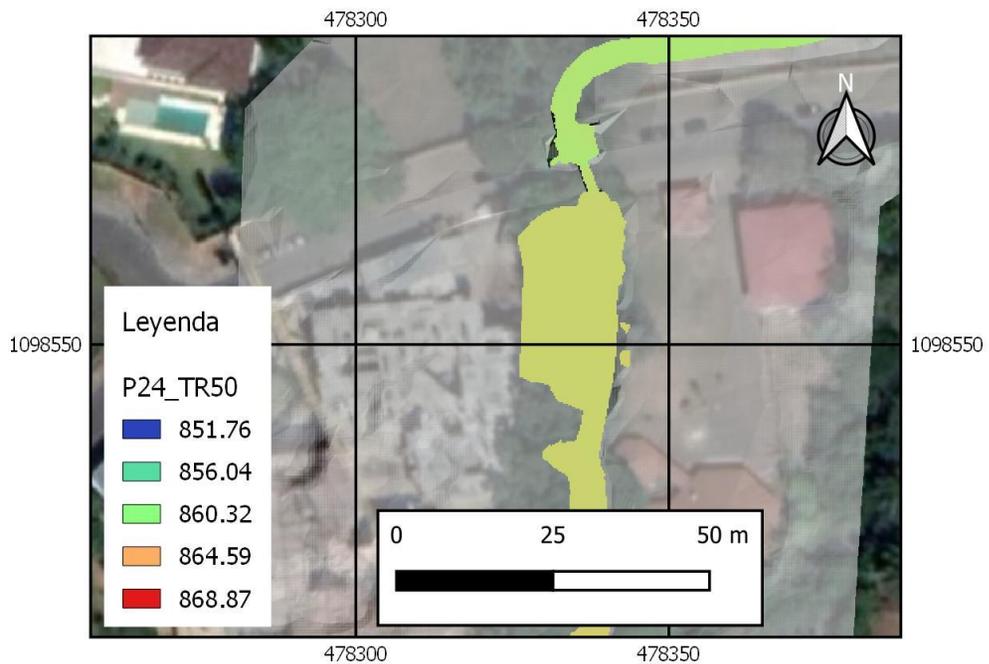
P24 TR 50 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



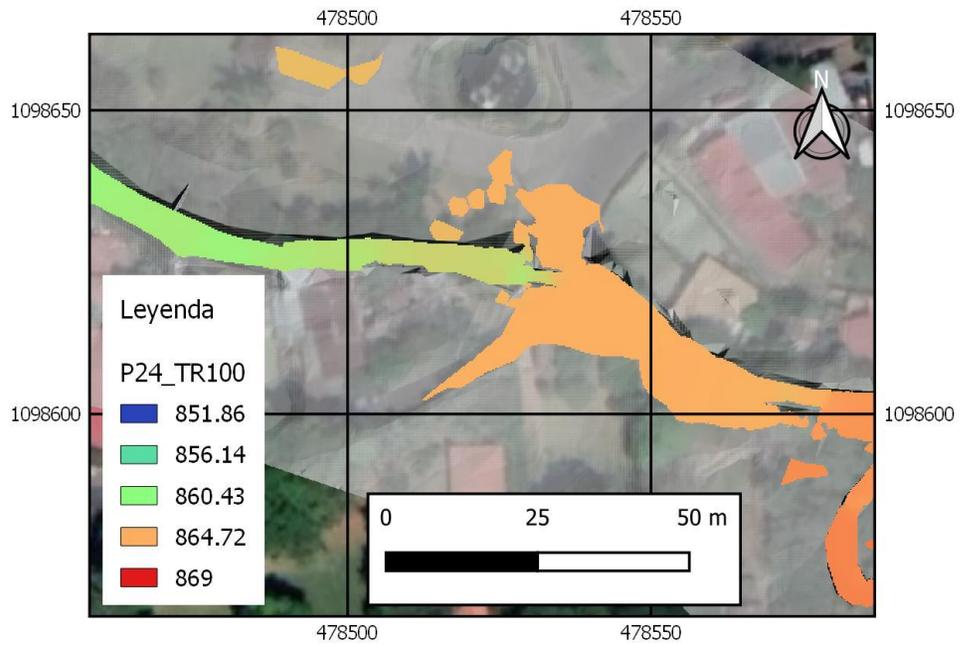
P24 TR 50 años. Sector Puente 3, propiedad privada



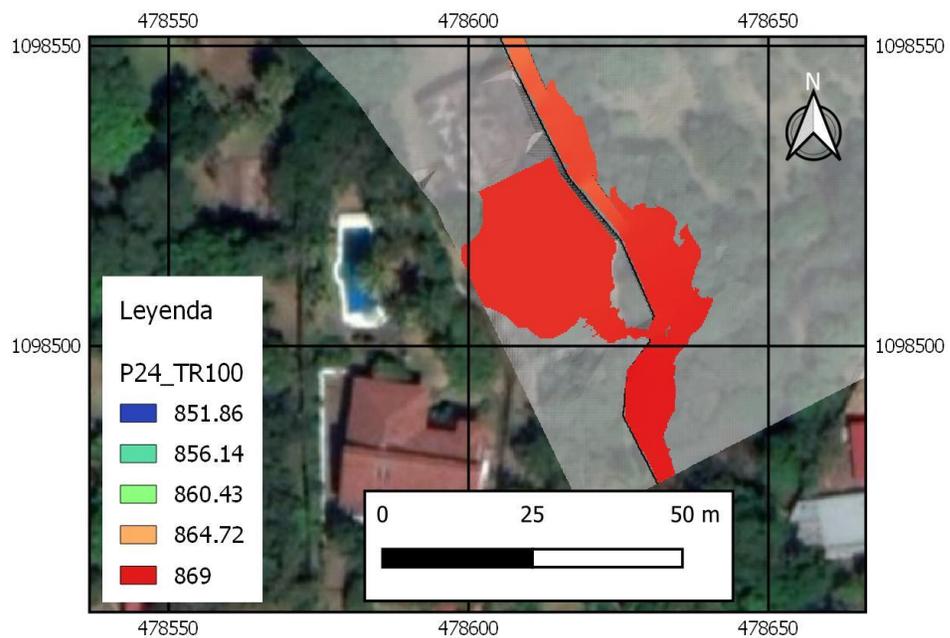
P24 TR 50 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



P24 TR 100 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



P24 TR 100 años. Sector Puente 3, propiedad privada



P24 TR 100 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus

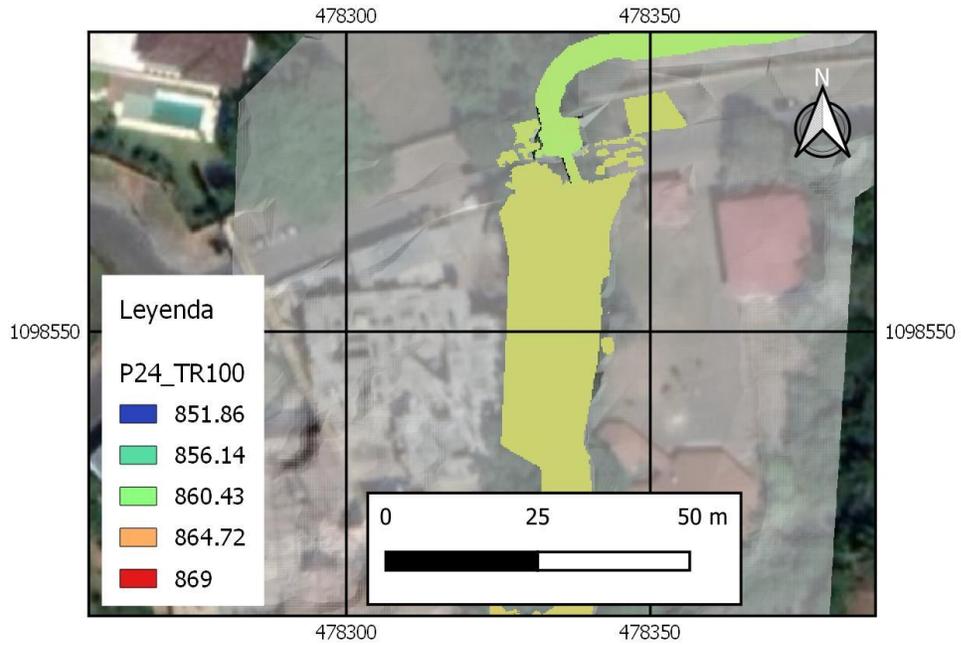
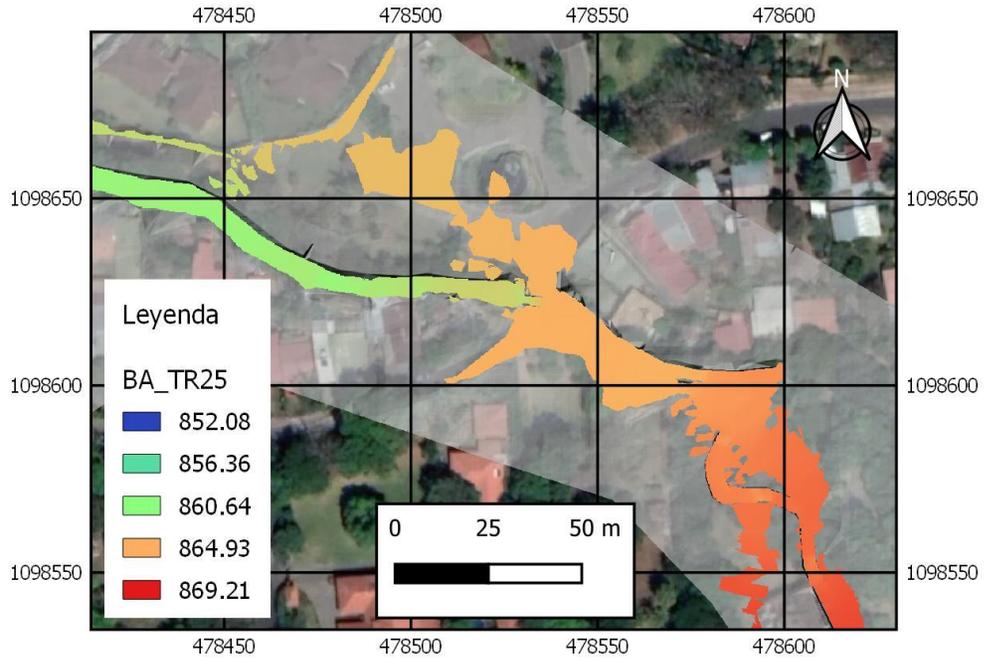
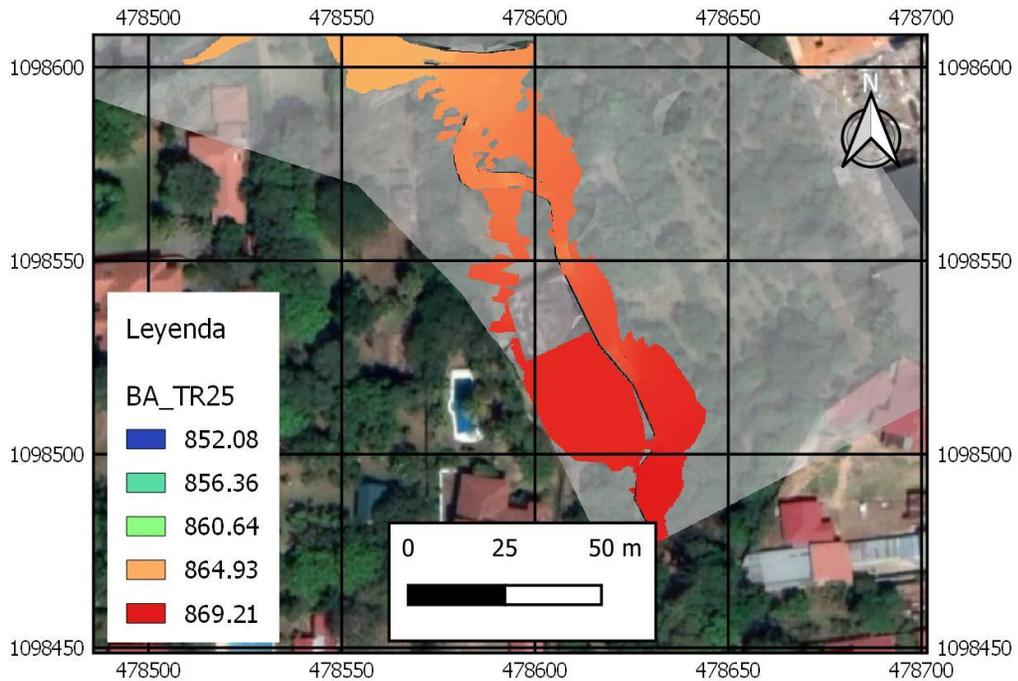


Figura 4.8. Mapas de inundación de los sectores con problemas de capacidad hidráulica - Tormentas de corta duración

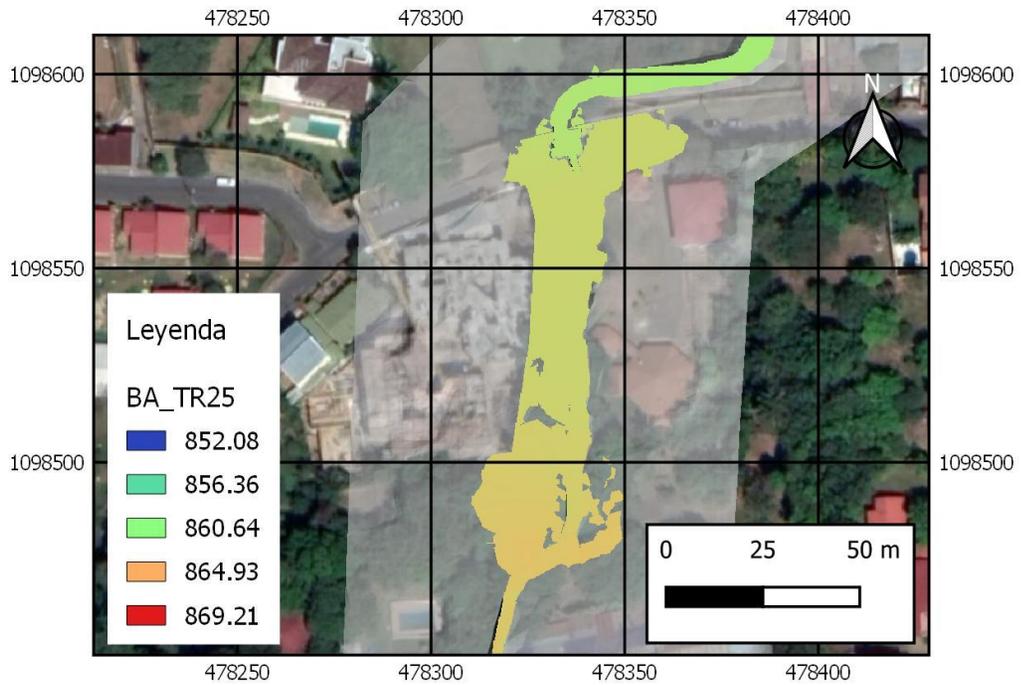
BA TR 25 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



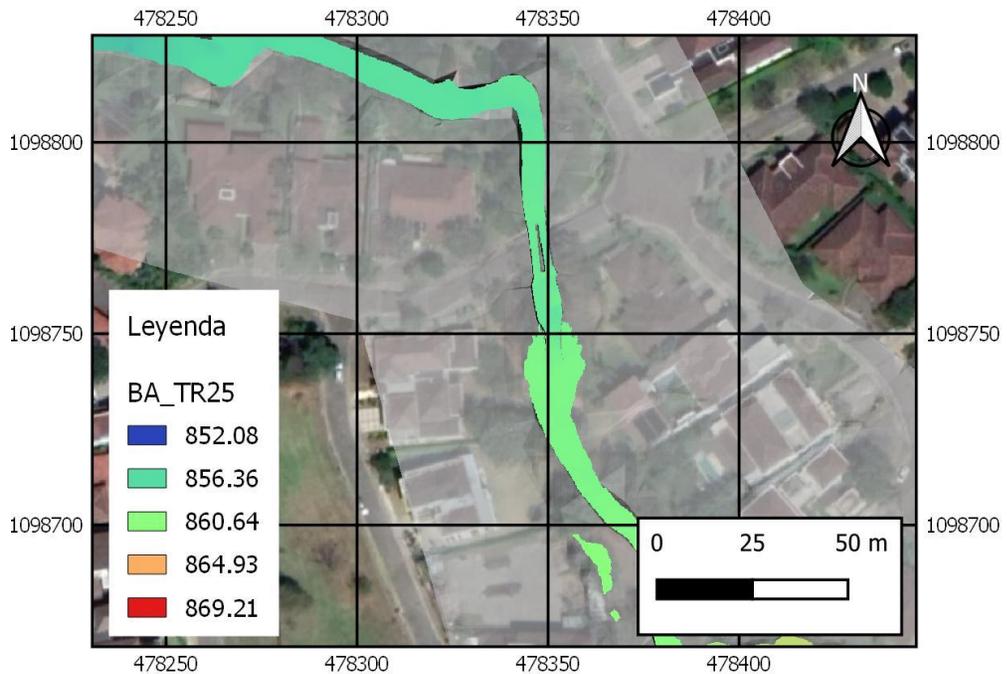
BA TR 25 años. Sector Puente 3, propiedad privada



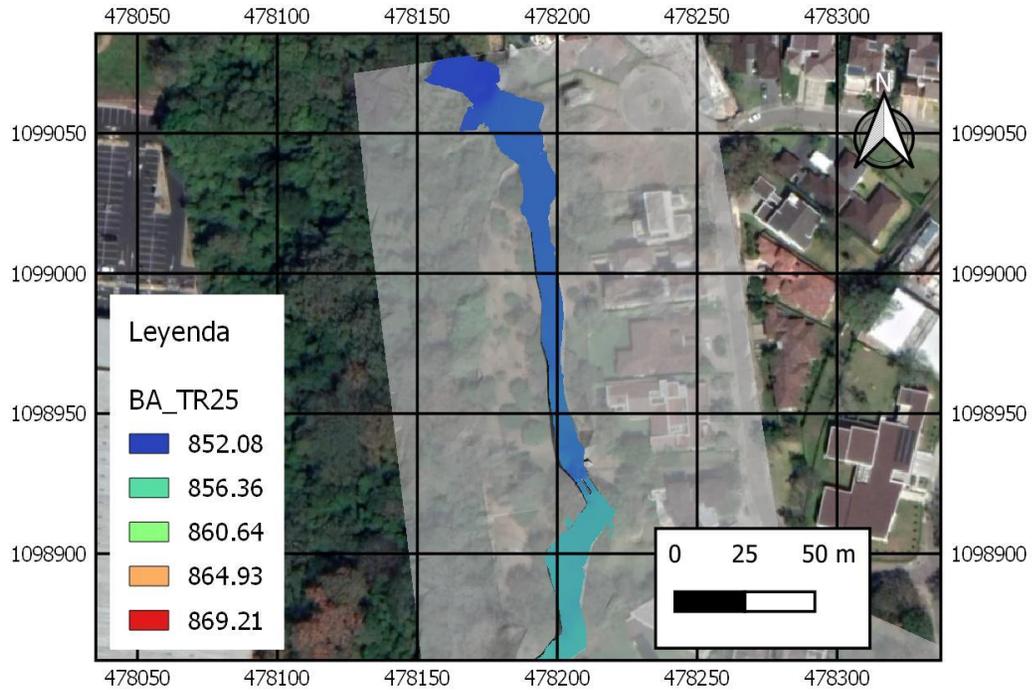
BA TR 25 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



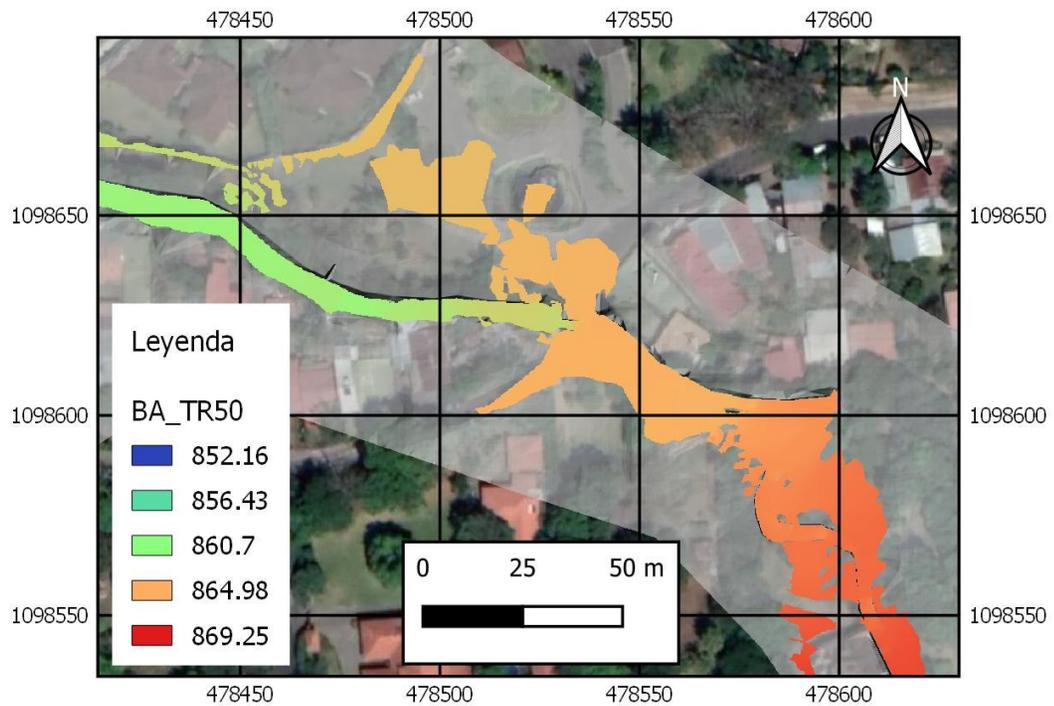
BA TR 25 años. Sector Paso Alcantarilla 1, propiedad privada condominio La Hacienda



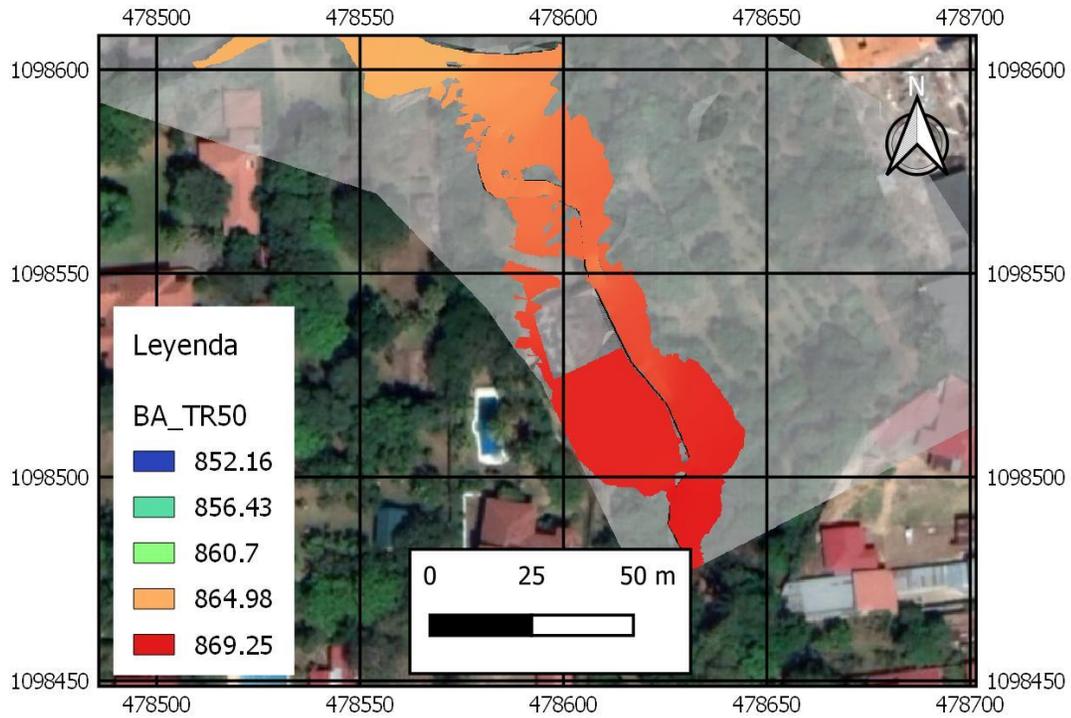
BA TR 25 años. Sector Paso Alcantarilla 2, propiedad privada condominio La Hacienda



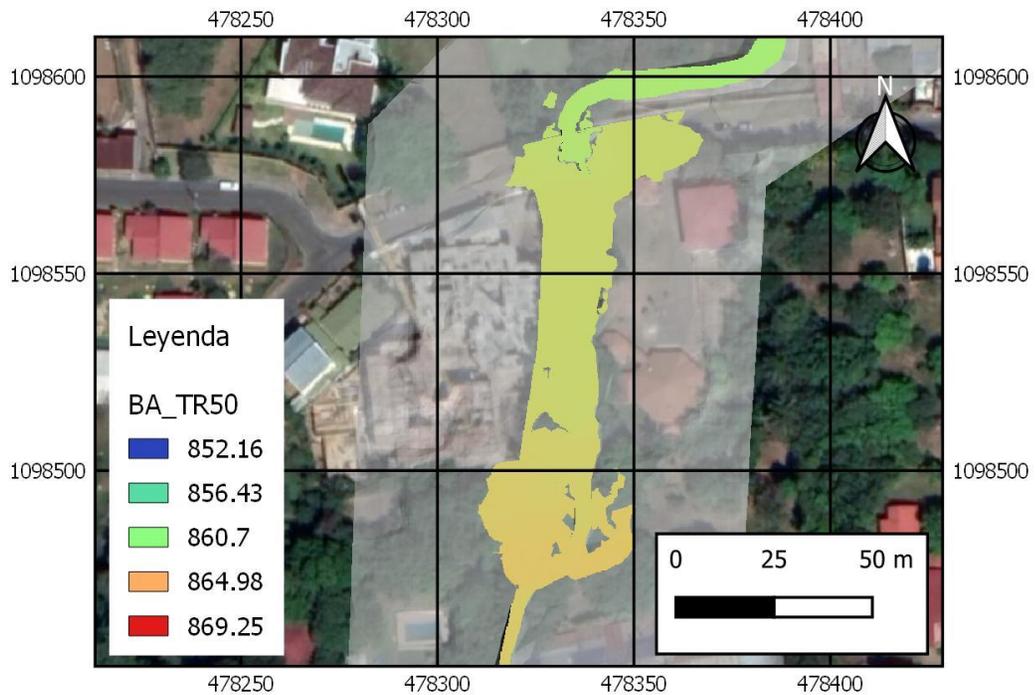
BA TR 50 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



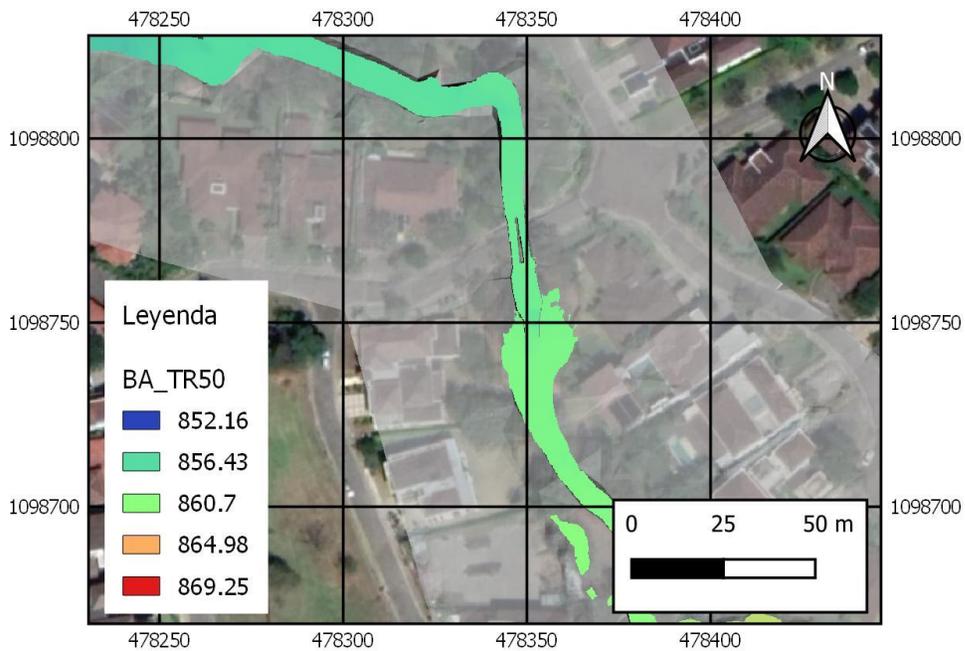
BA TR 50 años. Sector Puente 3, propiedad privada



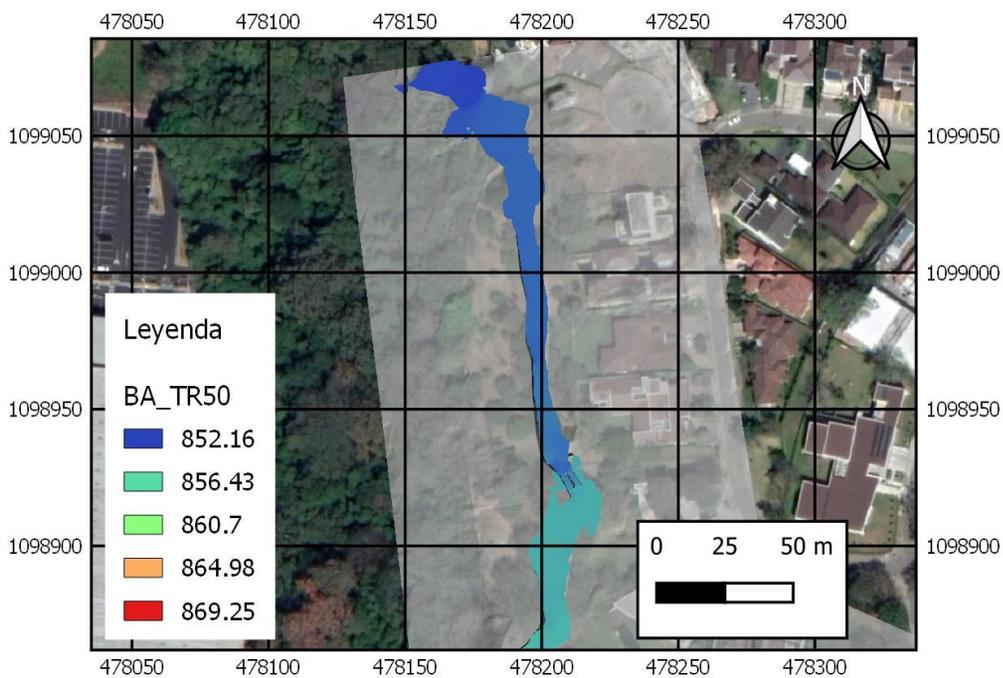
BA TR 25 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



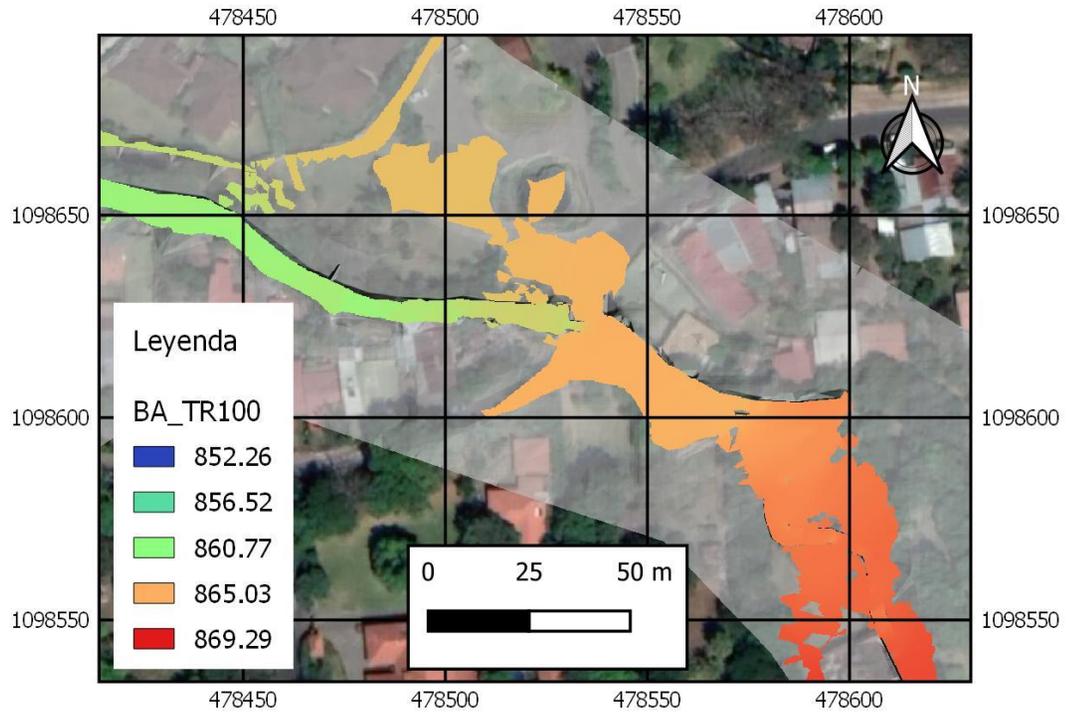
BA TR 50 años. Sector Paso Alcantarilla 1, propiedad privada condominio La Hacienda



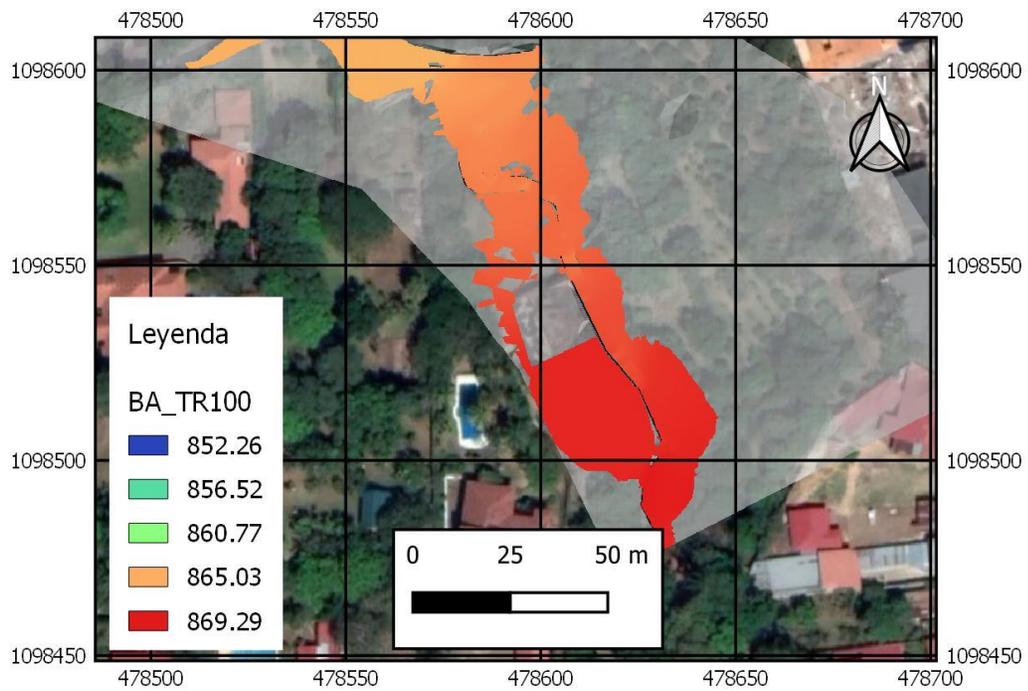
BA TR 50 años. Sector Paso Alcantarilla 2, propiedad privada condominio La Hacienda



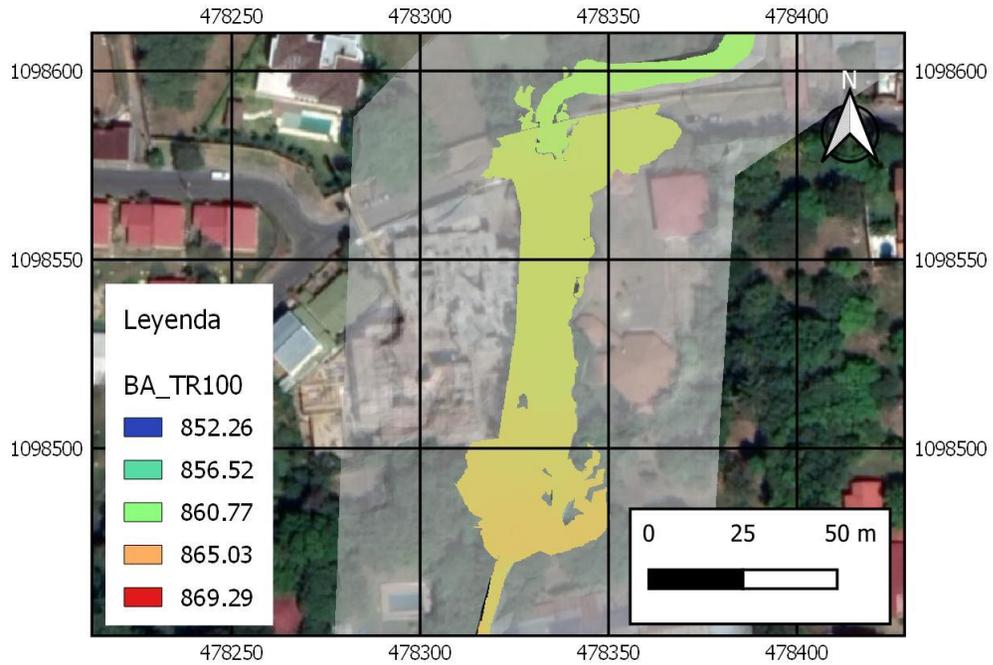
BA TR 100 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



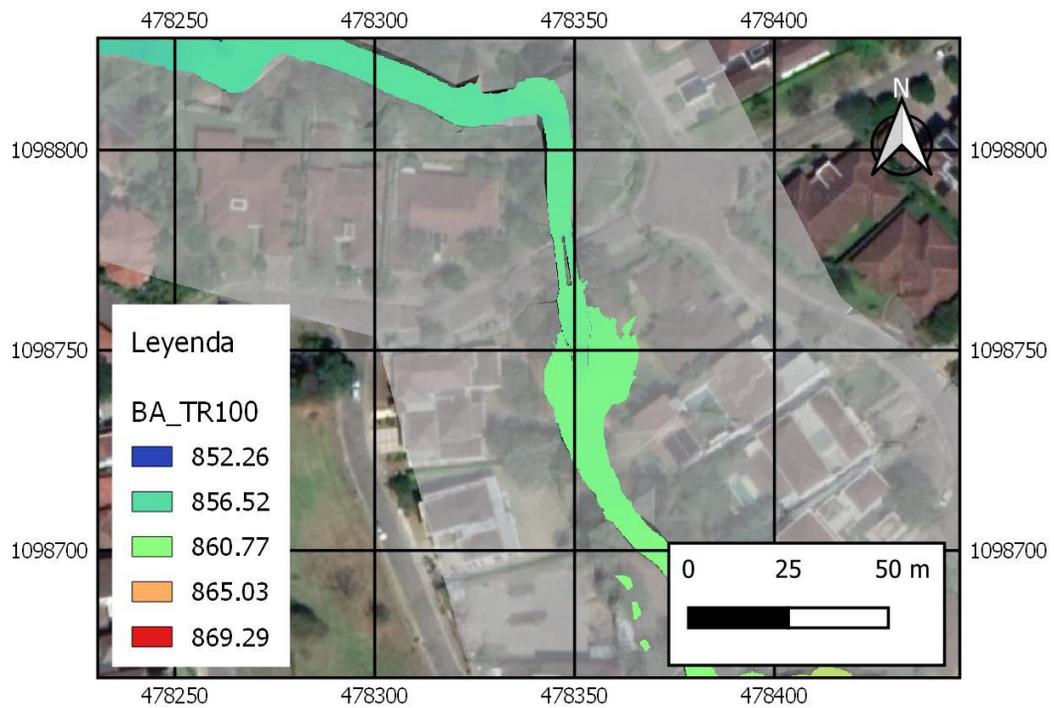
BA TR 100 años. Sector Puente 3, propiedad privada



BA TR 100 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



BA TR 100 años. Sector Paso Alcantarilla 1, propiedad privada condominio La Hacienda



BA TR 100 años. Sector Paso Alcantarilla 2, propiedad privada condominio La Hacienda

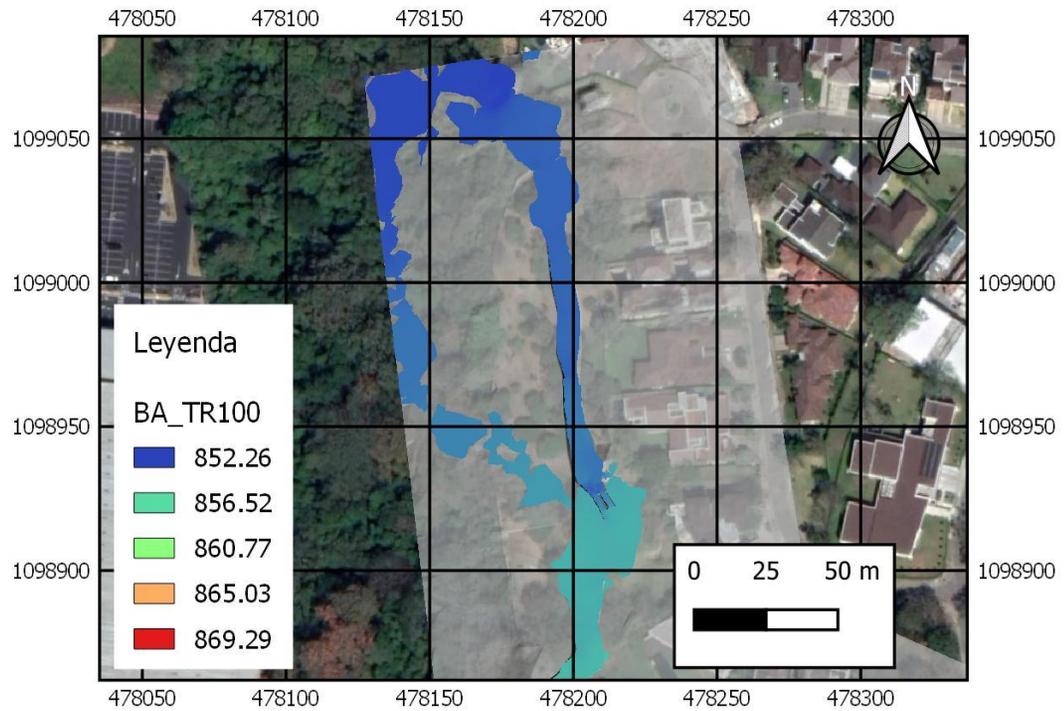


Figura 4.9. Perfil de nivel de agua en la quebrada Azul y la quebrada Sin Nombre obtenido de las simulaciones hidráulicas en 2D

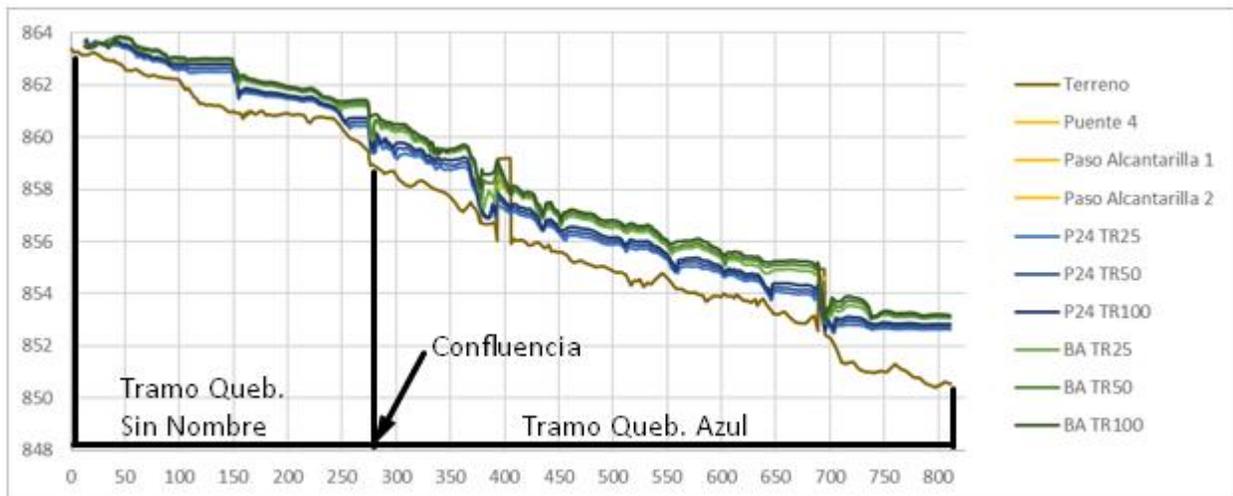
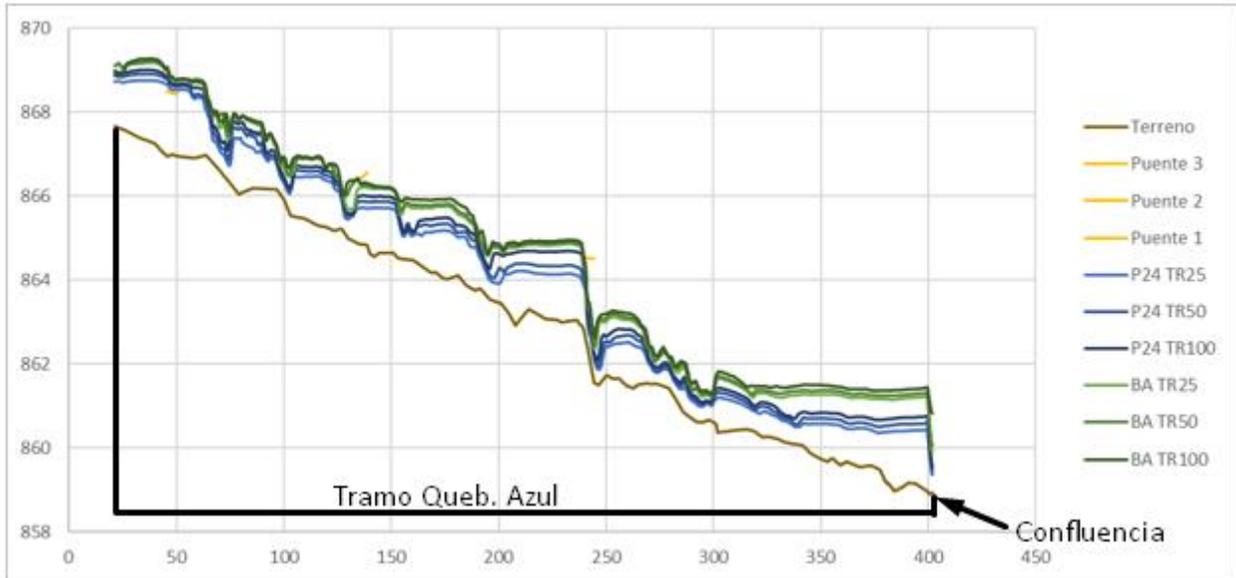
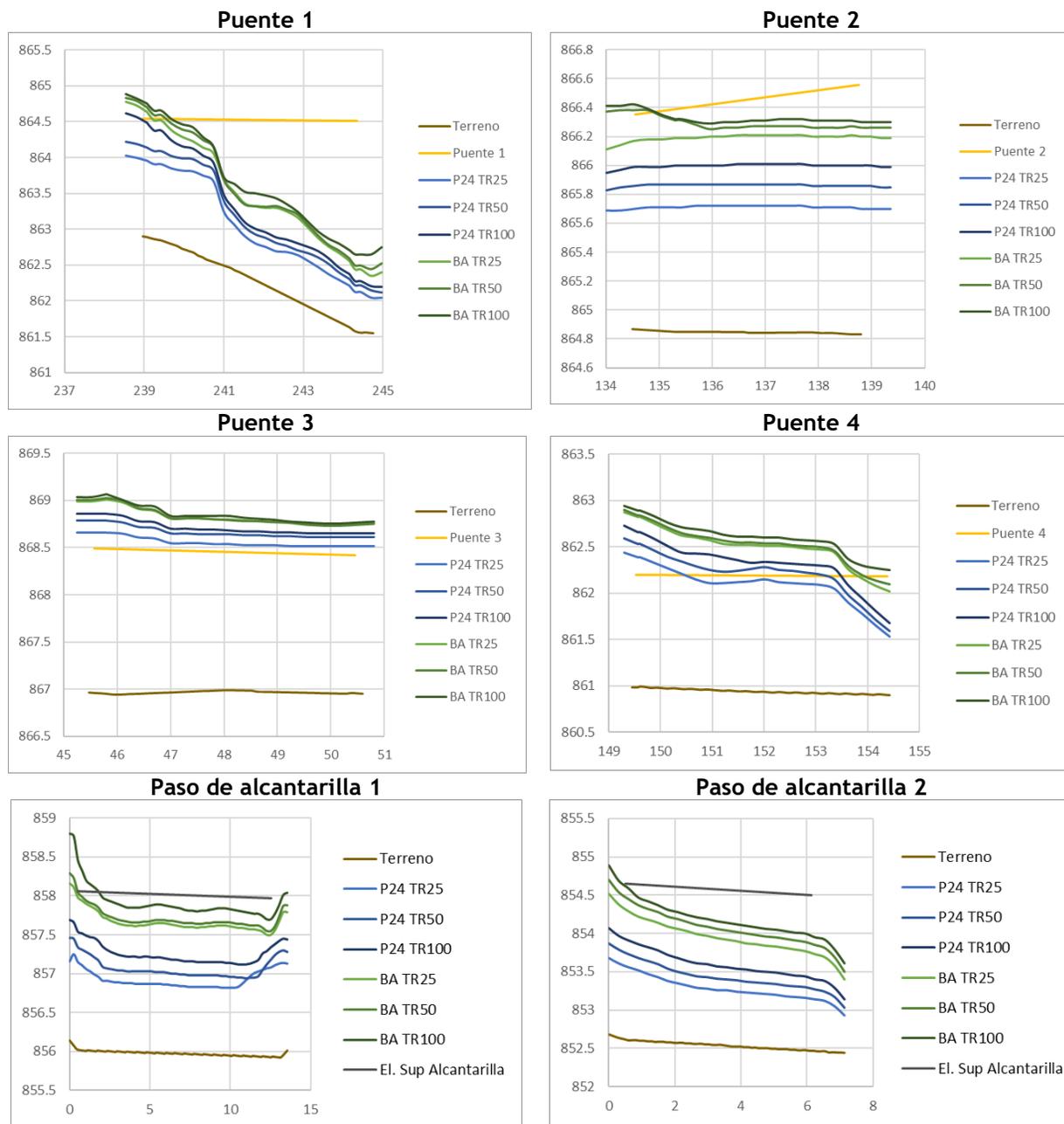


Figura 4.10. Perfil de nivel de agua en sitios de estructuras



5. PROPUESTAS PARA LA REDUCCIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN LA CUENCA DE LA QUEBRADA AZUL

En el capítulo anterior se presentaron los resultados de las modelaciones hidráulicas, donde se identificaron diversos tramos y estructuras que requieren de una intervención con el fin de reducir el riesgo de inundación a lo largo de la quebrada Azul y su afluente.

El planteamiento de modificaciones a cauce y estructuras se basó en el análisis del desempeño hidráulico para una creciente de 100 años de período de retorno producto de eventos de corta duración actuando sobre toda la cuenca y en las estructuras sobre calle pública, para las estructuras dentro de propiedades privadas que presentan algún problema de capacidad no se plantea ninguna modificación ya que el área de influencia de las mismas no afecta edificaciones aledañas y no tendría ningún efecto positivo sobre los puentes localizados en sobre la Calle Ross, que son los más problemáticos dentro del área de estudio.

5.1 MODIFICACIONES A LA GEOMETRÍA DE LAS ESTRUCTURAS DE LOS PUENTES EXISTENTES

Para mitigar los riesgos de inundación se plantea la modificación de los puentes identificados como Puente 1 y Puente 4 para aumentar su capacidad hidráulica. En ambos casos se mantiene el nivel actual de la superficie de rodamiento y se propone un ensanchamiento de la sección transversal del cauce y del puente para aumentar la capacidad. En los planos de anteproyecto anexos a este informe se muestran esquemas con información detallada de las modificaciones a realizar.

En la Figura 5.1 y la Figura 5.2 se muestra un esquema básico de la modificación propuesta para los puentes, en ambos casos el ancho final de la sección transversal es de aproximadamente 4.0 m.

Para simular estos cambios geométricos se creó una nueva superficie 3D con las modificaciones propuestas, que sirvió de base para el nuevo modelo digital de elevación utilizado para el cálculo del modelo 2D, en la Figura 5.3 se muestra la nueva superficie generada.

Las condiciones geométricas, tamaños de malla, condiciones iniciales, de frontera, estructuras internas y parámetros de cálculo utilizados para las simulaciones son los mismos utilizados para la condición original.

Figura 5.1. Sección transversal Puente 1 con las modificaciones propuestas

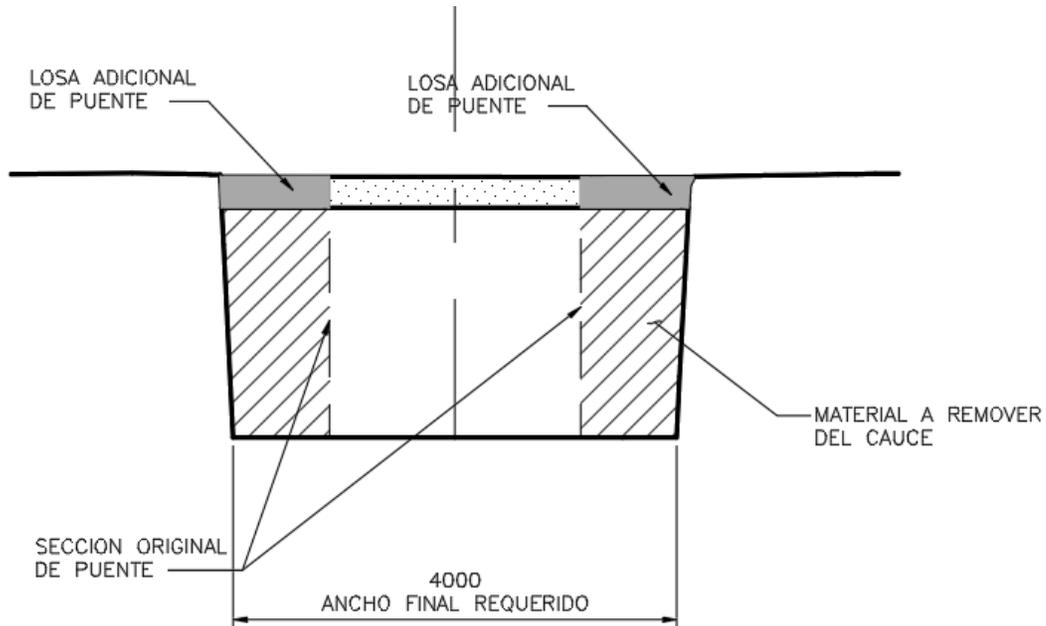


Figura 5.2. Sección transversal Puente 4 con las modificaciones propuestas

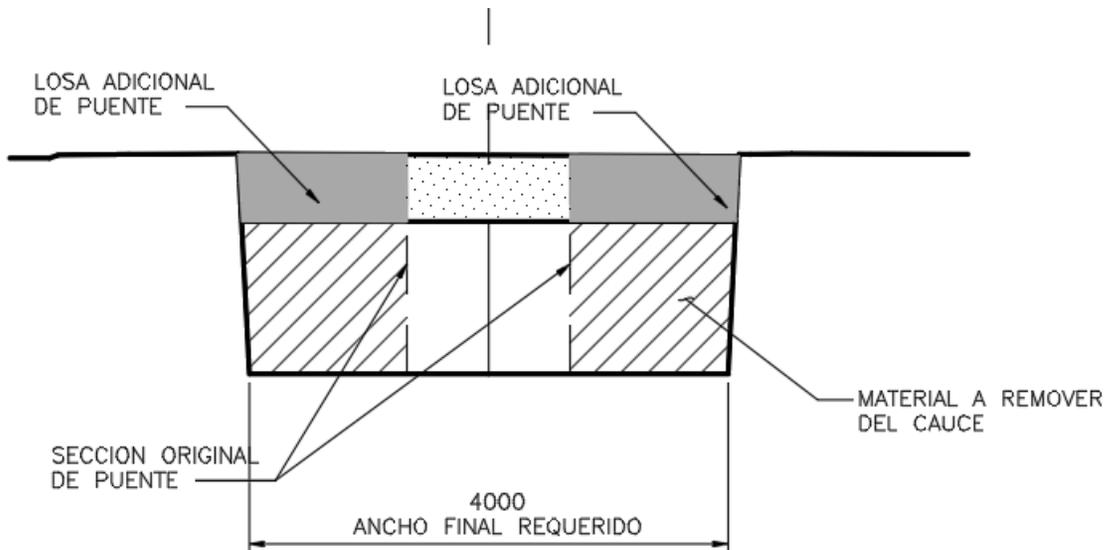
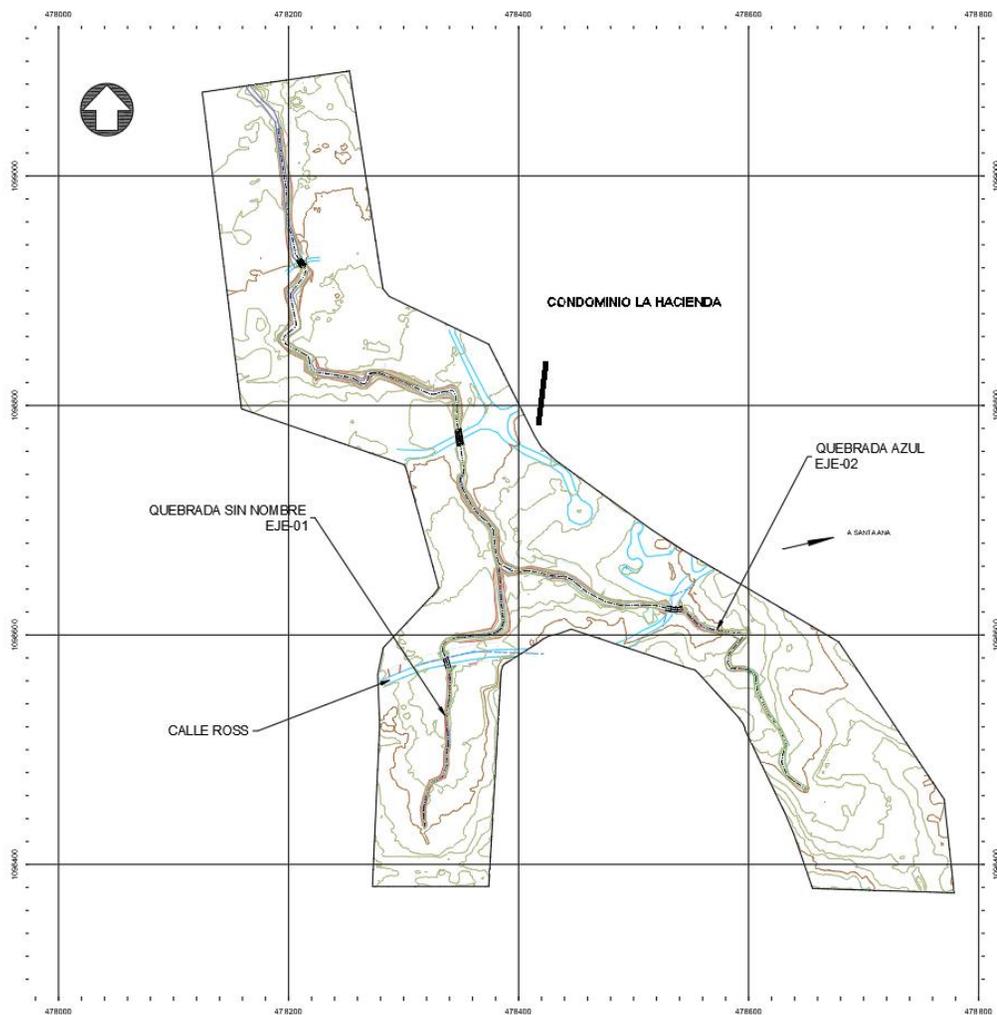


Figura 5.3. Superficie de terreno modificada con las propuestas de cambio en sitio de Puente 1 y Puente 4



5.2 RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES DE CAUDAL CON LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS EN ESTRUCTURAS PRESENTES EN EL TRAMO DE ANÁLISIS DE LA QUEBRADA AZUL Y SU AFLUENTE

Con las modificaciones requeridas en el cauce y los puentes y estructuras se procedió a actualizar la geometría del modelo de Iber para simular los caudales de avenida del período de retorno escogido para diseño (Bloque Alterno de lluvias en la totalidad de la cuenca, TR 100 años) y los demás períodos de retorno analizados hasta el momento. En la Figura 5.4 y Figura 5.5 se muestran mapas de inundación resultantes de estas simulaciones, mientras que en la Figura 5.6 y la Figura 5.7 se presentan los perfiles de nivel de agua a lo largo de los cauces y en los sectores con presencia de estructuras.

Se observa que en el caso del Puente 1 la modificación propuesta resuelve los problemas de capacidad hidráulica en ese sector puntual para todos los períodos de retorno analizados, el remanso aguas arriba del puente disminuye al igual que la inundación en el sector de la Calle Ross y la entrada al condominio La Hacienda.

En el sector aguas arriba del Puente 1 siguen presentándose inundaciones para los períodos de retorno correspondientes a las tormentas de corta duración, este fenómeno se debe a una combinación de capacidad insuficiente del cauce y del Puente 2 y Puente 3. Según las fotos satelitales de esta zona, en la actualidad no existen estructuras en la zona de riesgo con la excepción de lo que pareciera ser un galerón, se recomienda mantener la zona en la condición actual, o en su defecto realizar modificaciones geométricas tanto en el cauce de la quebrada como en el Puente 2 y Puente 3 para así aumentar la capacidad hidráulica del tramo y disminuir los riesgos de inundación para futuras estructuras que se construyan en la zona.

Para el caso del Puente 4 la nueva capacidad hidráulica es suficiente para los casos analizados de tormentas de larga duración, para las tormentas de corta duración la situación mejora considerablemente, el remanso provocado por la restricción del puente disminuye y el flujo no invade la Calle Ross ni la entrada al condominio Agapanthus. Debido a las restricciones impuestas por el nivel vial y el ancho de cauce disponible, no es factible plantear modificaciones geométricas adicionales al puente, de modo que se considere aceptable la propuesta actual.

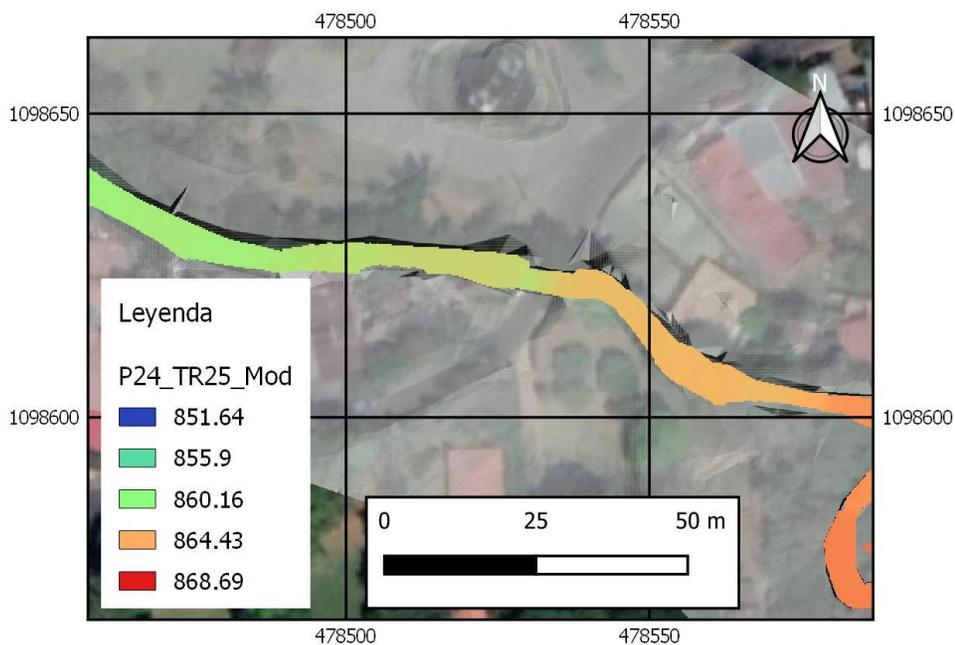
Es importante recalcar que para evitar inundaciones en el condominio Agapanthus el cierre del sector este de la propiedad que colinda con la margen izquierda de la quebrada sin nombre deberá ser una tapia cerrada, de modo que imponga una restricción impermeable al flujo.

Además, debido al aumento de niveles en el cauce para los eventos de avenida, no es factible ningún tipo de desfogue pluvial en el sector aguas arriba del puente, ya que el nivel de la quebrada se trasladaría al interior de la propiedad provocando un riesgo de inundación.

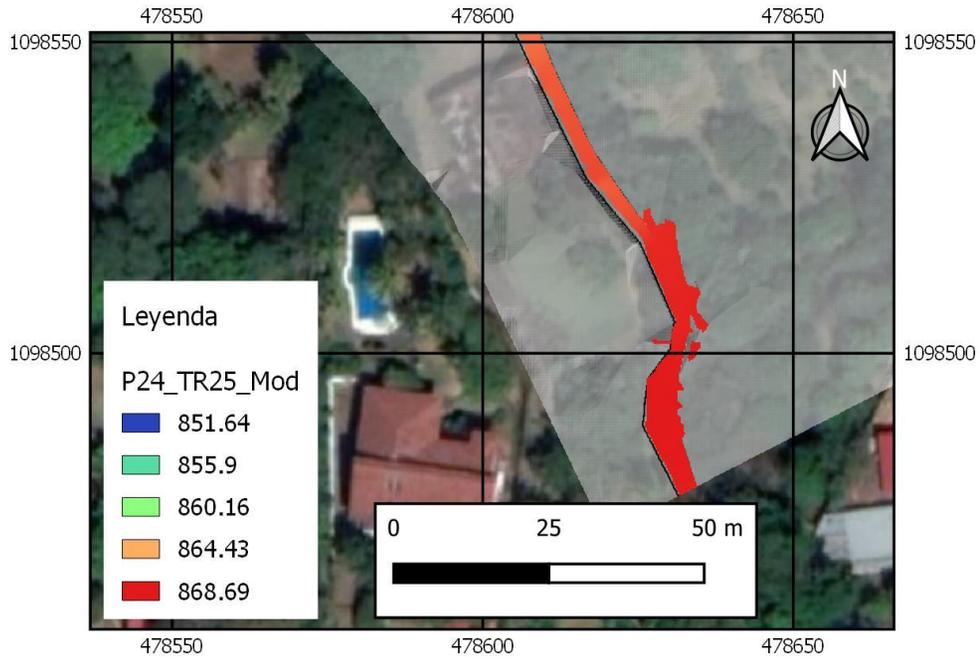
En el sector de los pasos de alcantarilla ubicados dentro de la propiedad privada del condominio La Hacienda, se presentan nuevamente los remansos identificados en las simulaciones originales. Según lo identificado en las imágenes satelitales, no existen estructuras en las zonas inundables y para el Paso de Alcantarilla 1 el nivel no sobrepasa el nivel de la calle; para el Paso de Alcantarilla 2 sí se sobrepasa el nivel de rasante en el orden de 30 cm en el sector más crítico, para este caso puntual se recomienda aumentar el nivel de rasante de la calle interna, para crear un efecto de dique y evitar el rebasamiento del flujo hacia las vías internas de acceso del condominio.

Figura 5.4. Mapas de inundación de los sectores con problemas de capacidad hidráulica con las modificaciones propuestas en Puesto 1 y Puesto 4 - Tormentas de larga duración

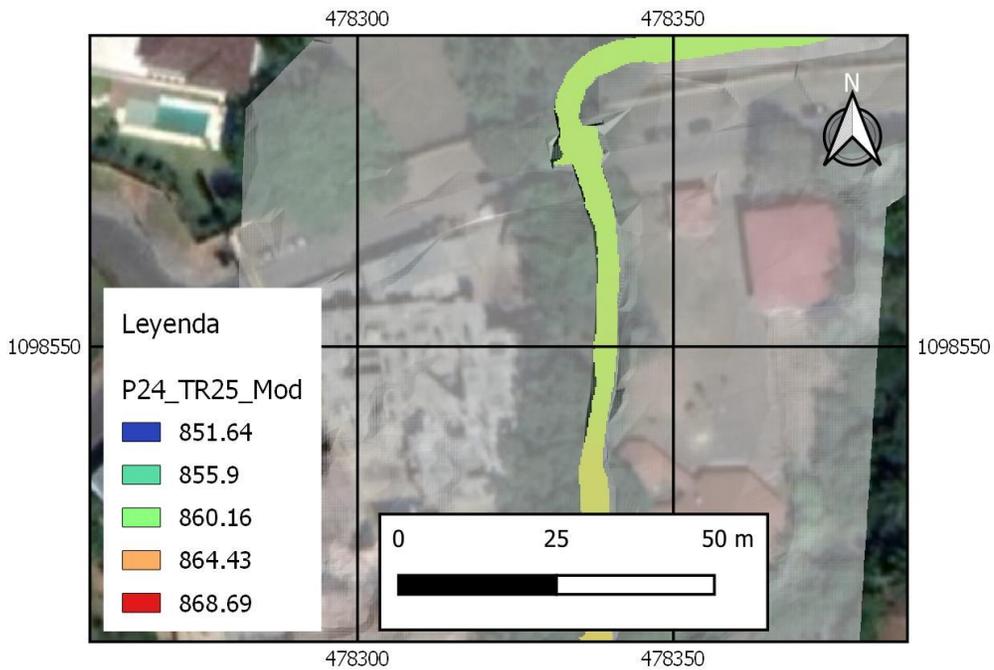
P24 TR 25 años. Sector Puesto 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



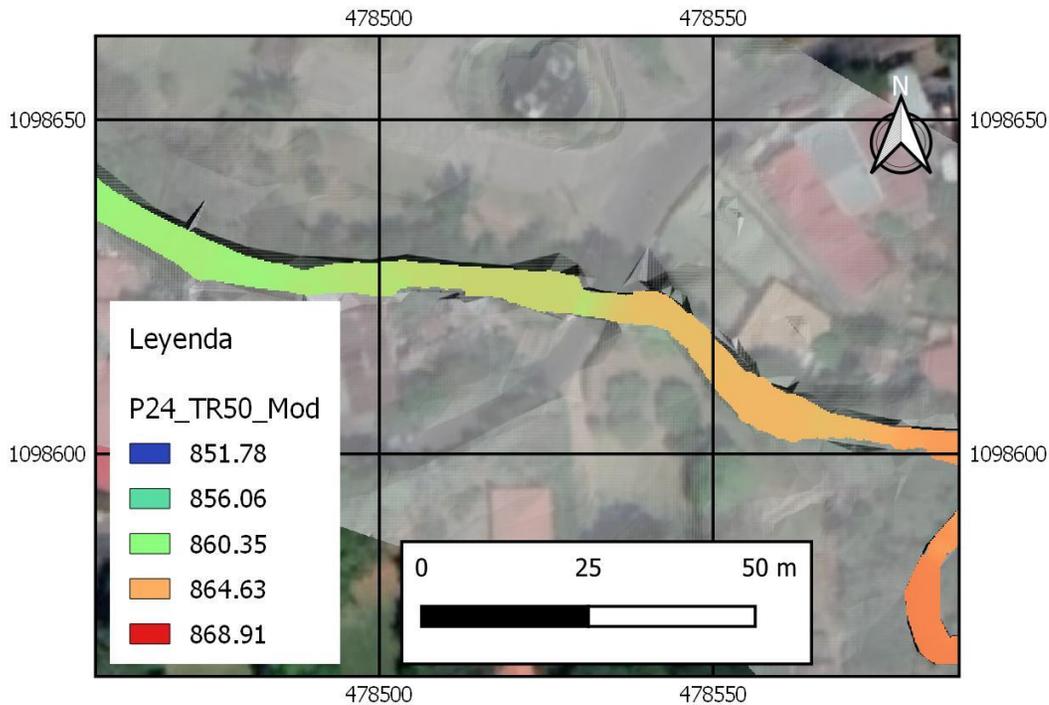
P24 TR 25 años. Sector Puente 3, propiedad privada



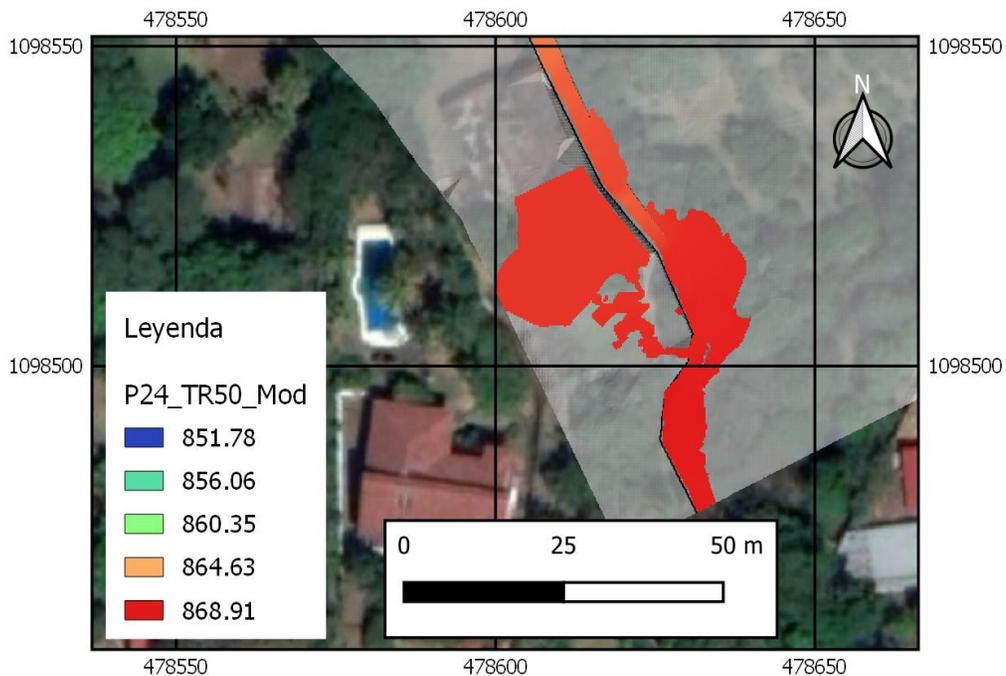
P24 TR 25 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



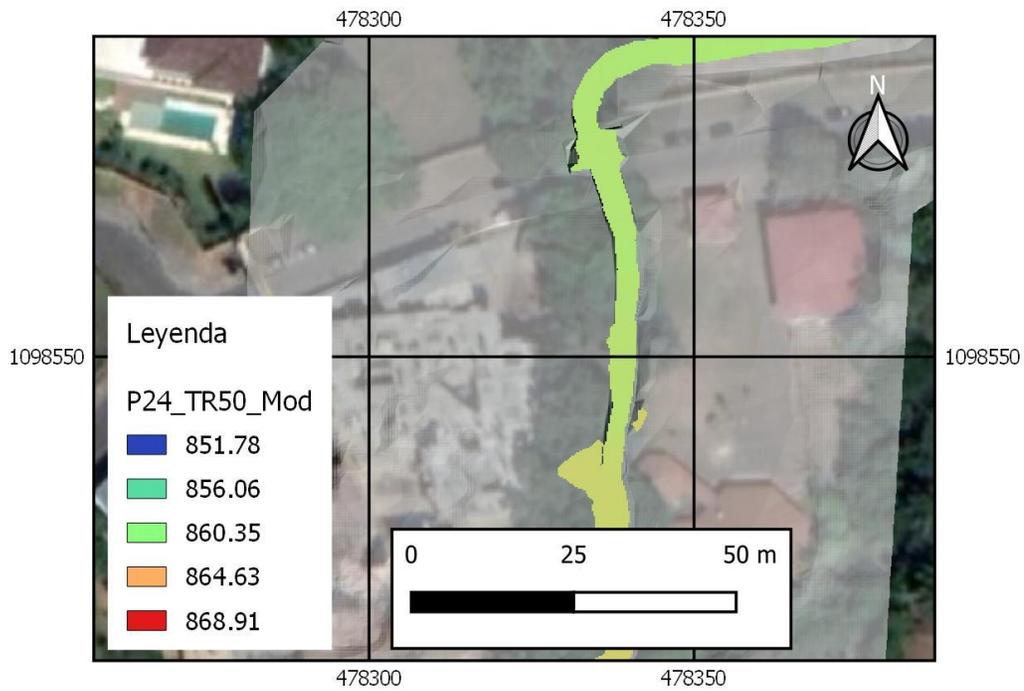
P24 TR 50 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



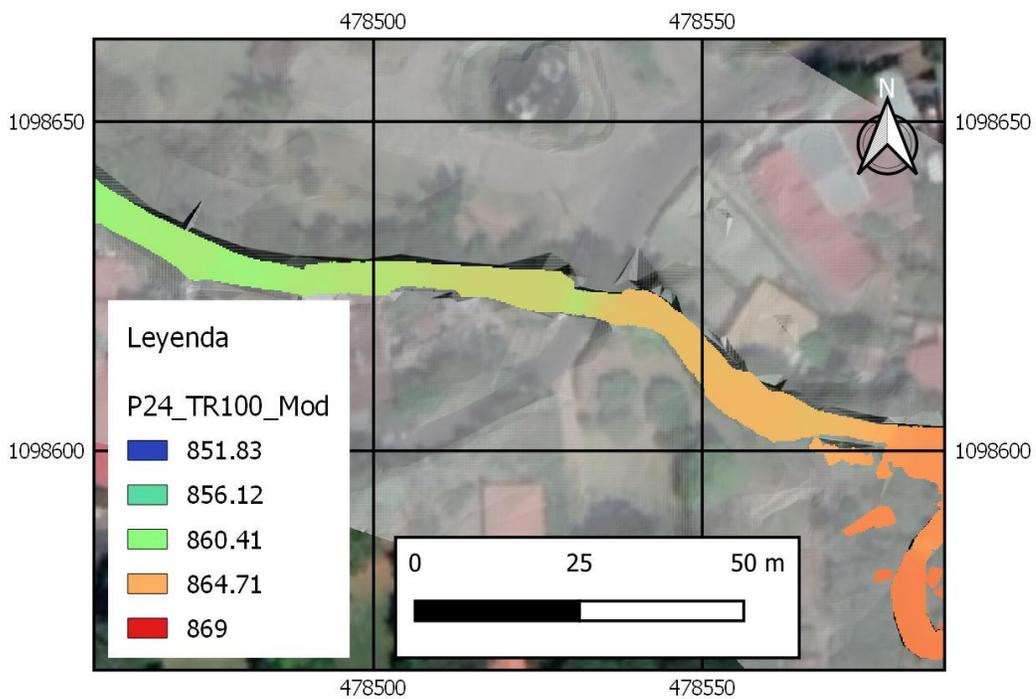
P24 TR 50 años. Sector Puente 3, propiedad privada



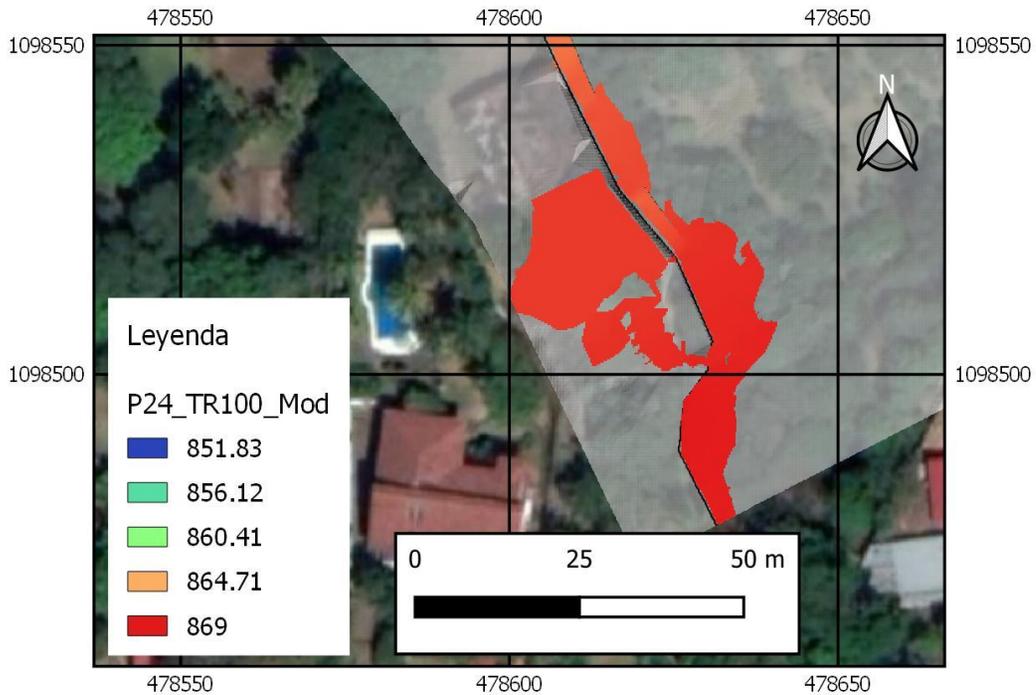
P24 TR 50 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



P24 TR 100 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



P24 TR 100 años. Sector Puente 3, propiedad privada



P24 TR 100 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus

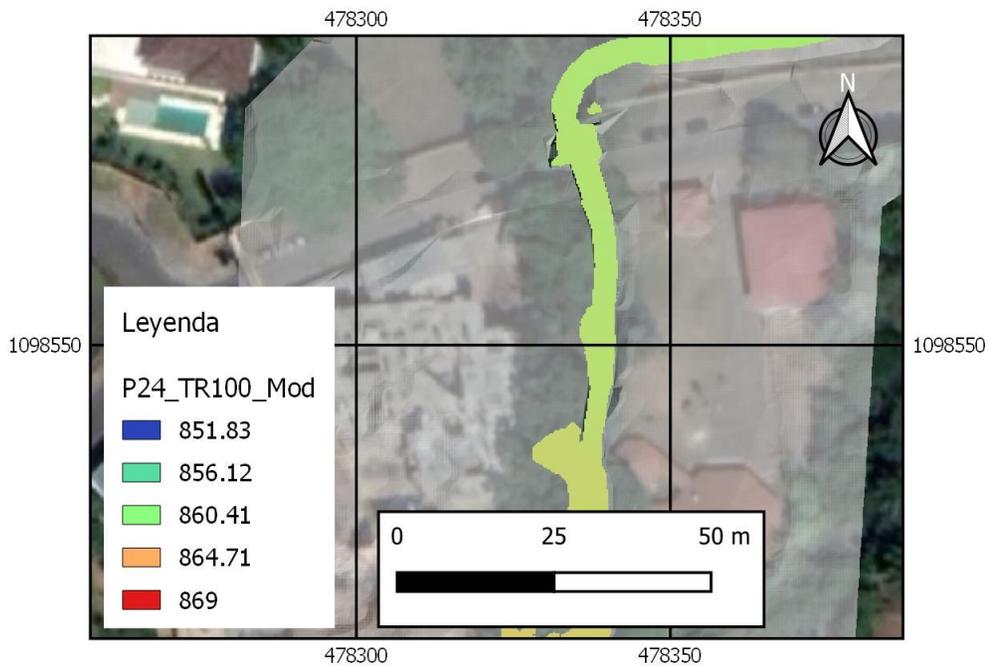
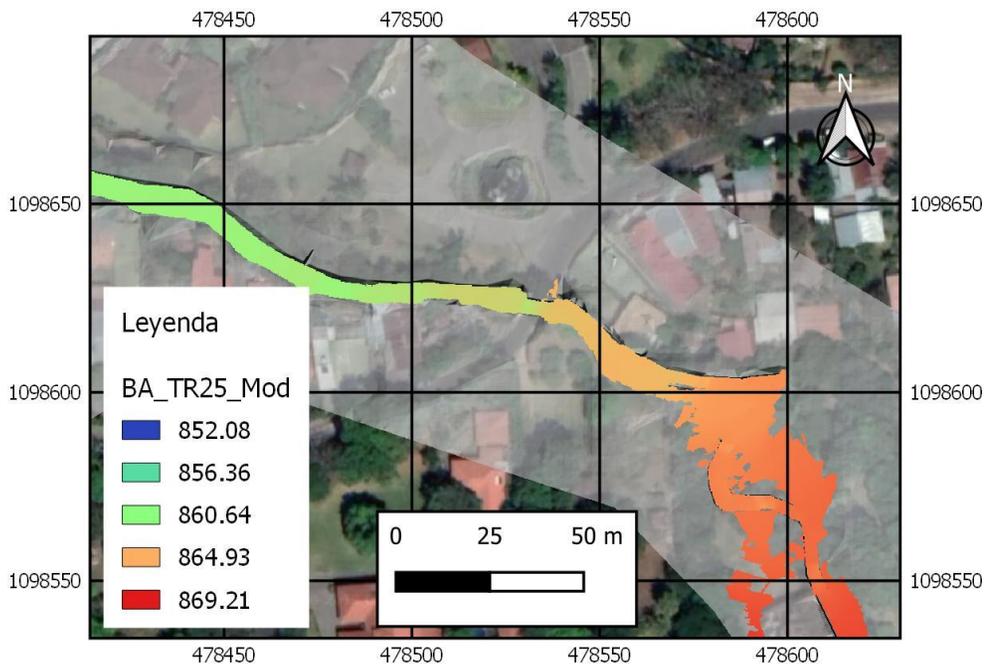
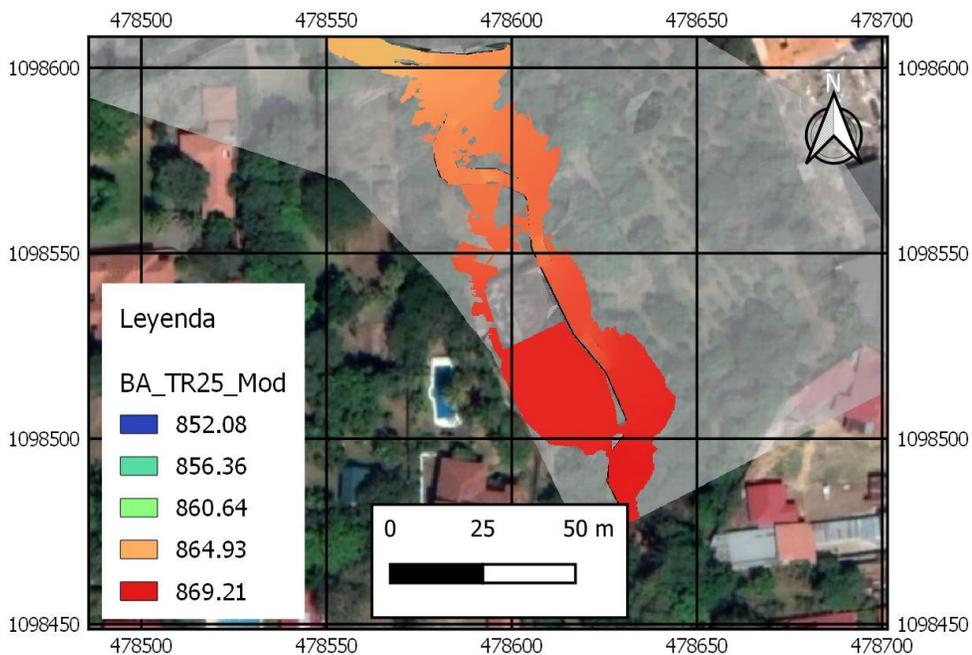


Figura 5.5. Mapas de inundación de los sectores con problemas de capacidad hidráulica con las modificaciones propuestas en Puente 1 y Puente 4 - Tormentas de corta duración

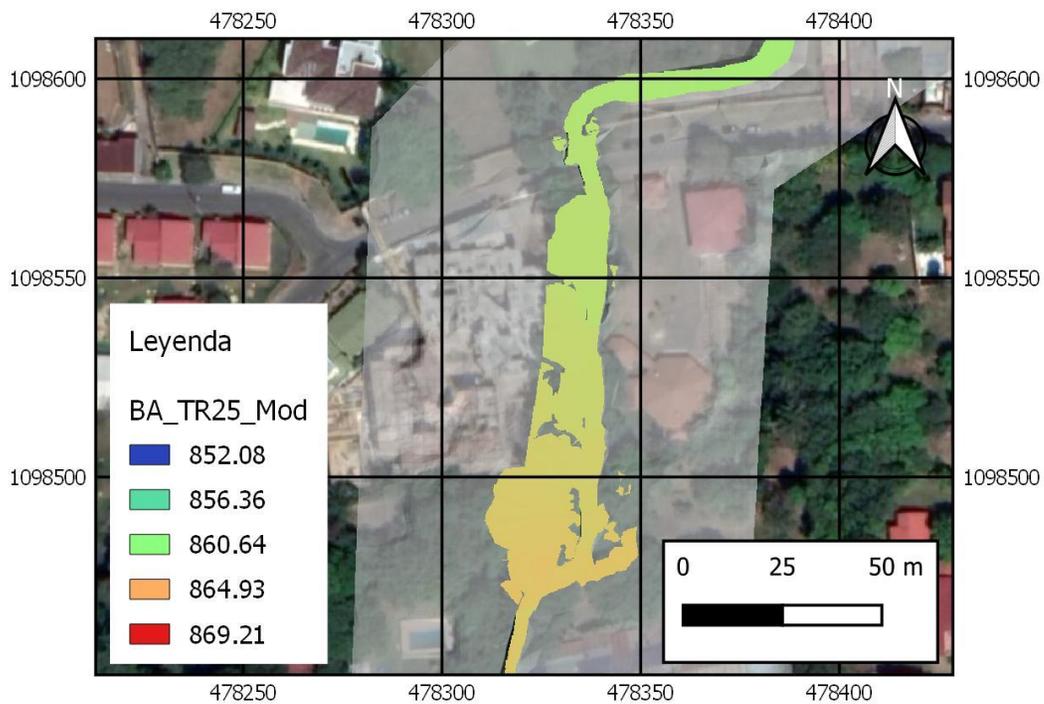
BA TR 25 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



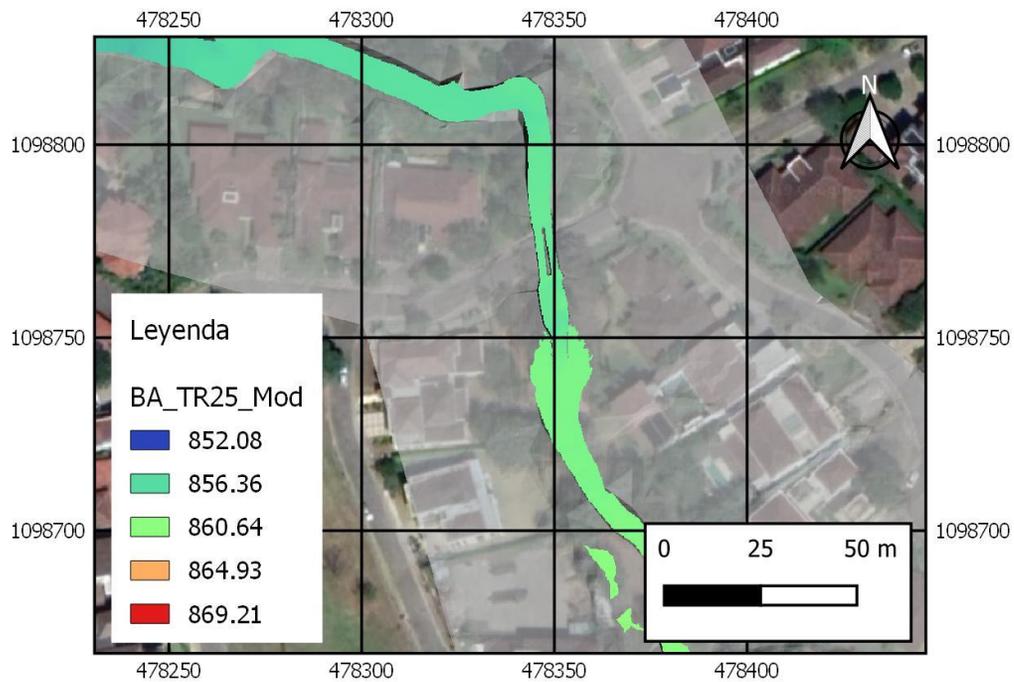
BA TR 25 años. Sector Puente 3, propiedad privada



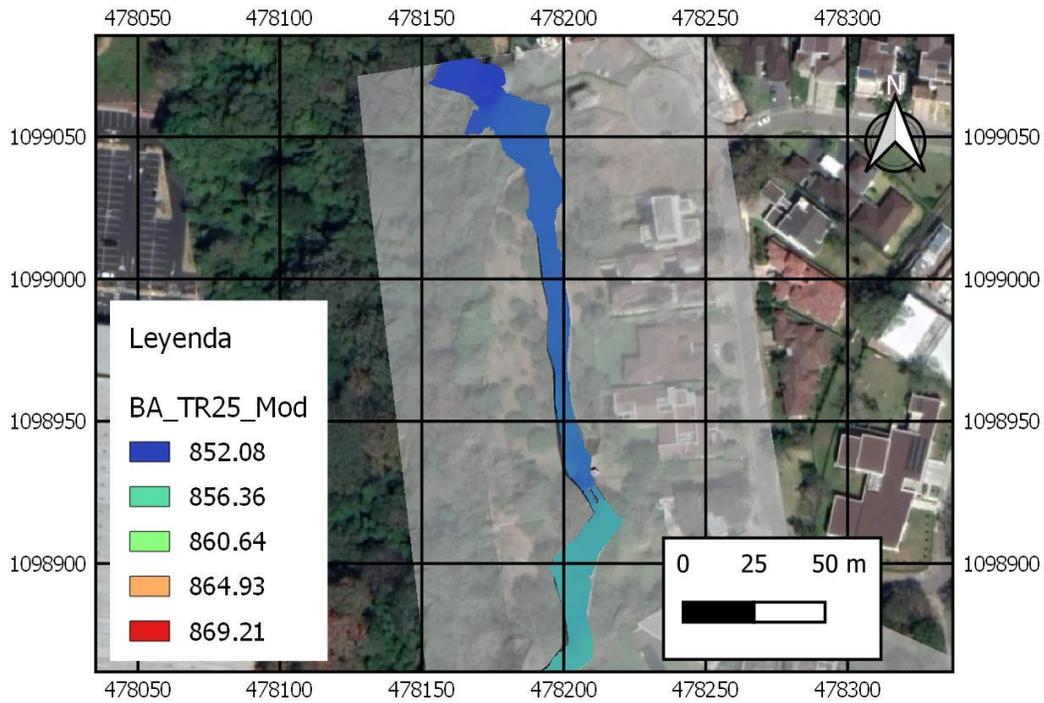
BA TR 25 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



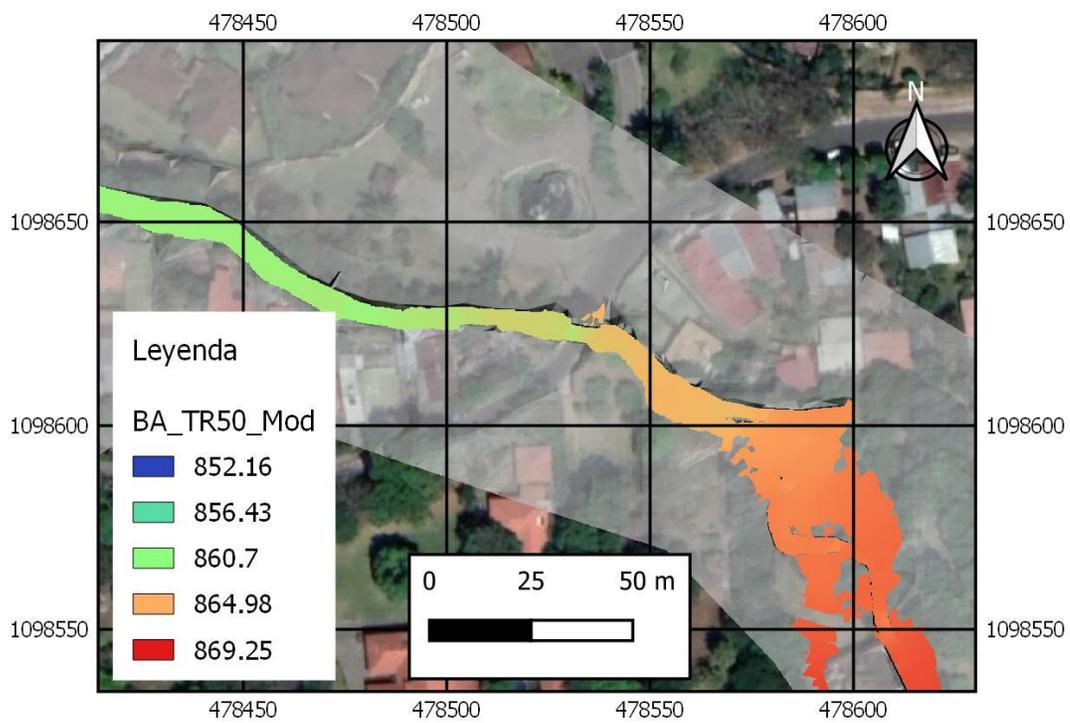
BA TR 25 años. Sector Paso Alcantarilla 1, propiedad privada condominio La Hacienda



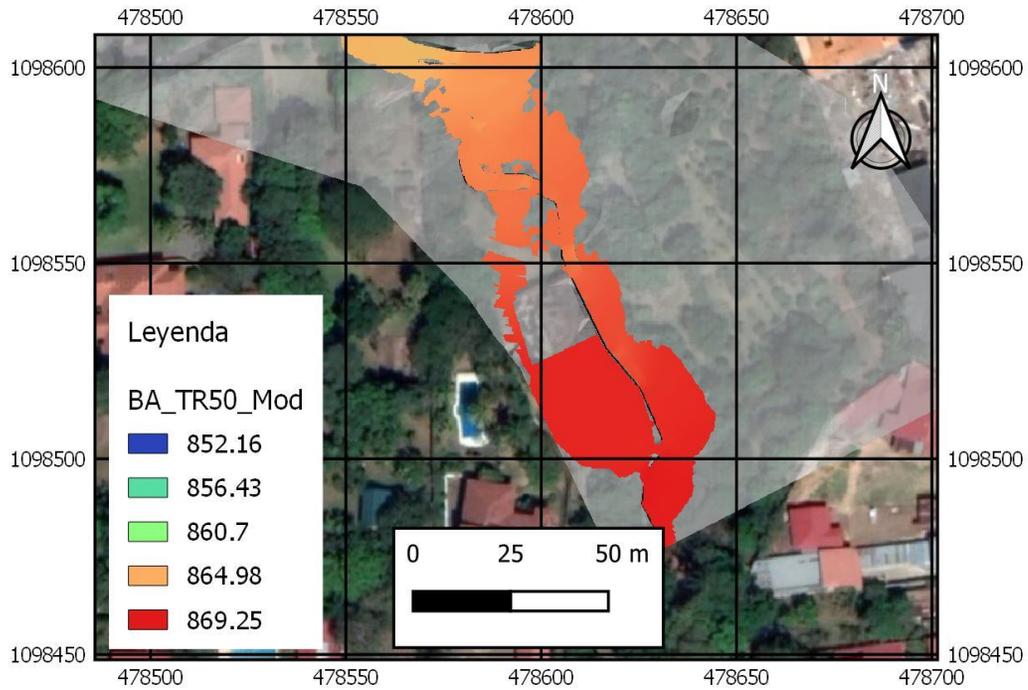
BA TR 25 años. Sector Paso Alcantarilla 2, propiedad privada condominio La Hacienda



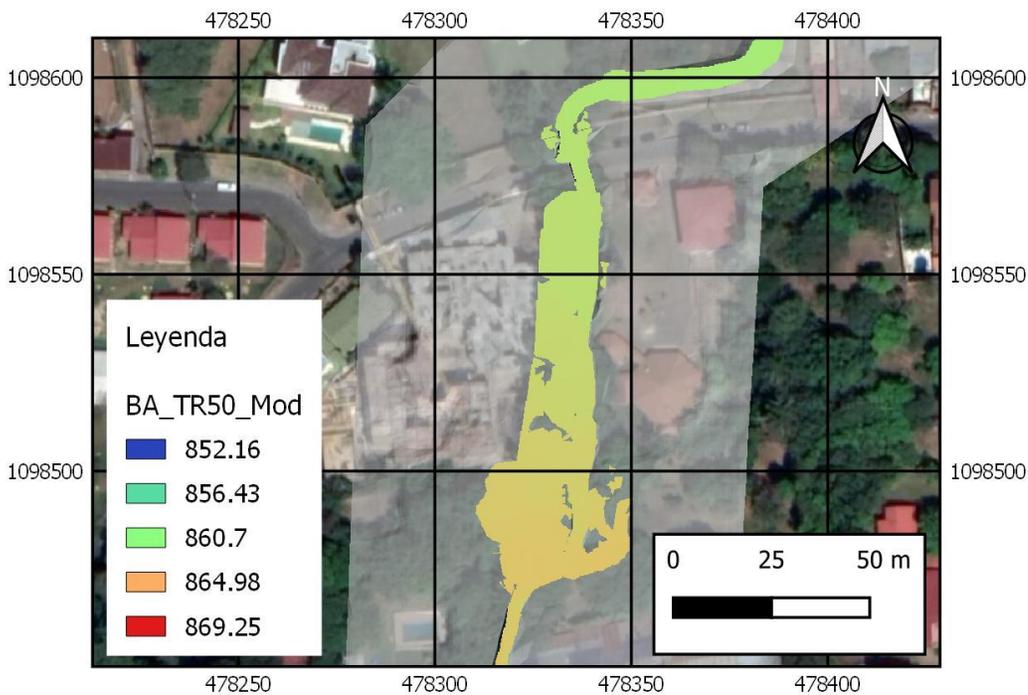
BA TR 50 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



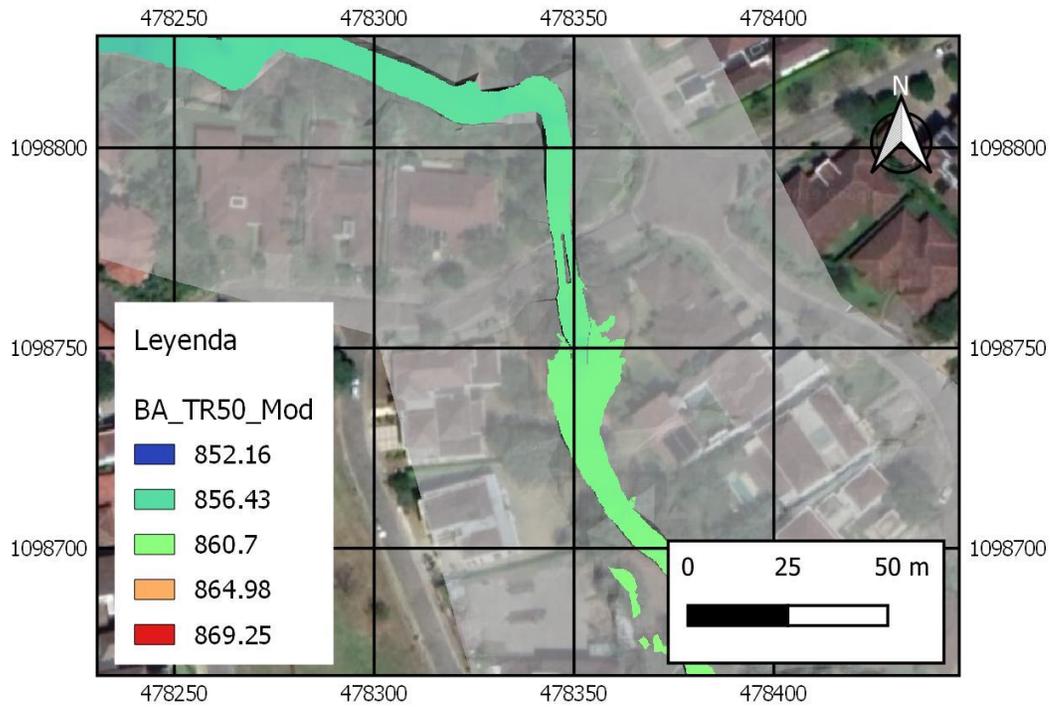
BA TR 50 años. Sector Puente 3, propiedad privada



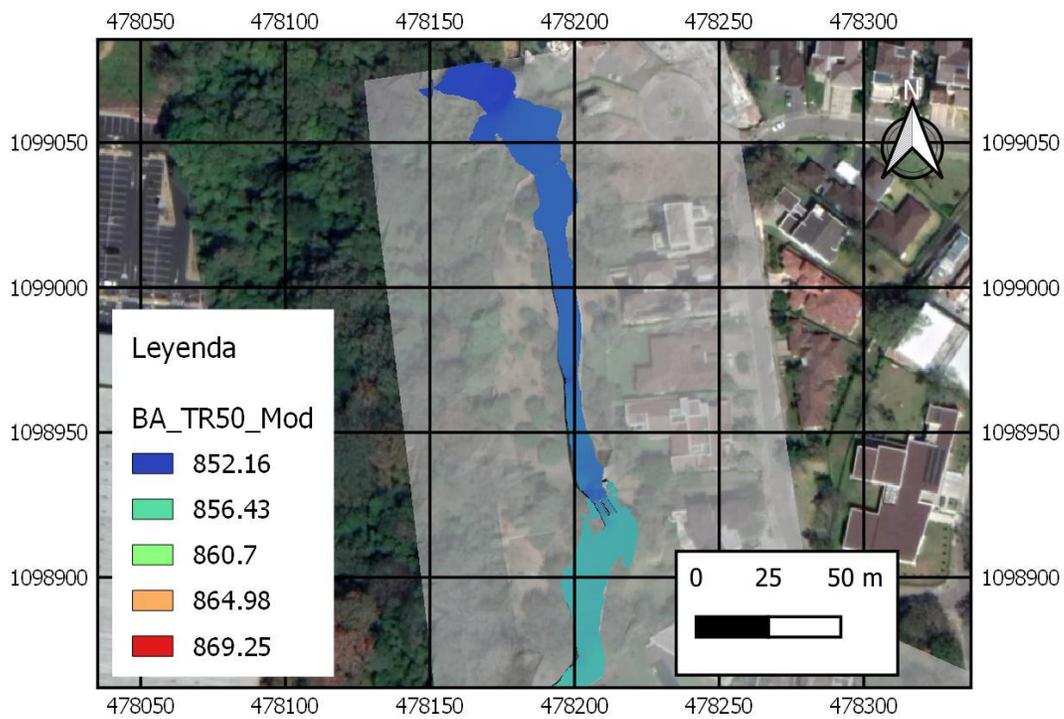
BA TR 25 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



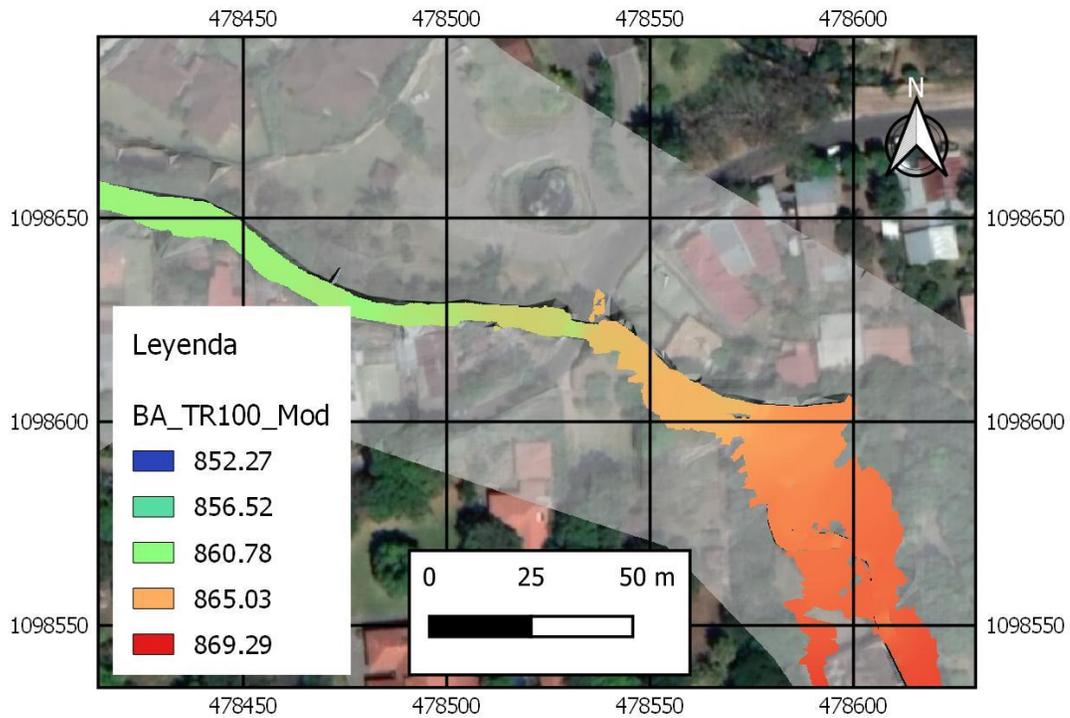
BA TR 50 años. Sector Paso Alcantarilla 1, propiedad privada condominio La Hacienda



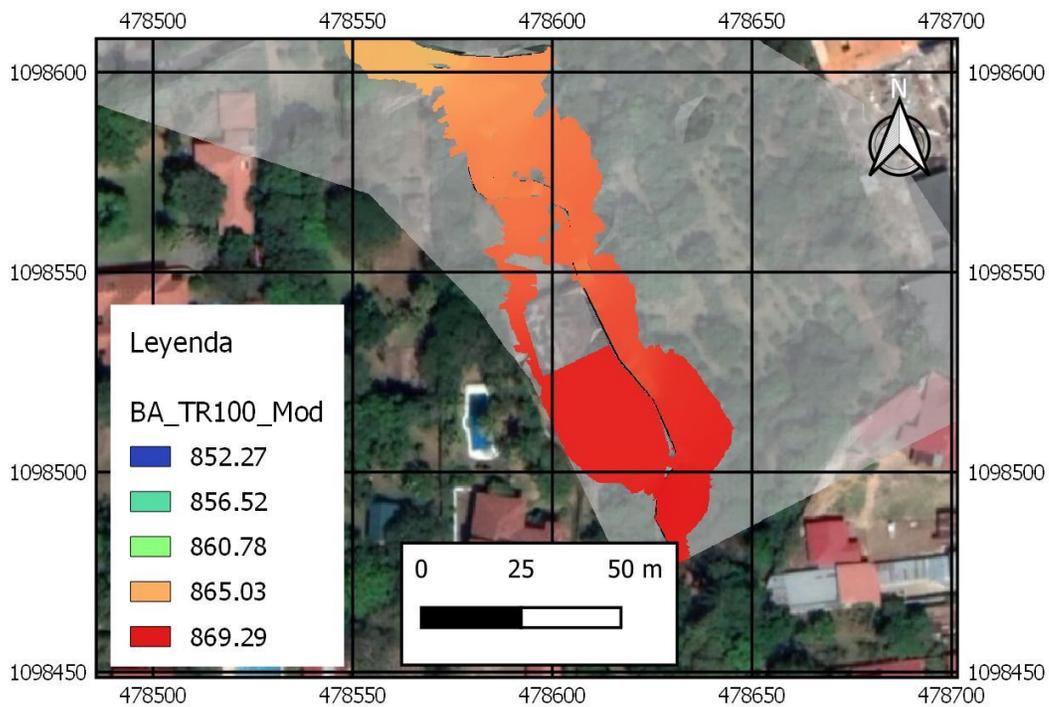
BA TR 50 años. Sector Paso Alcantarilla 2, propiedad privada condominio La Hacienda



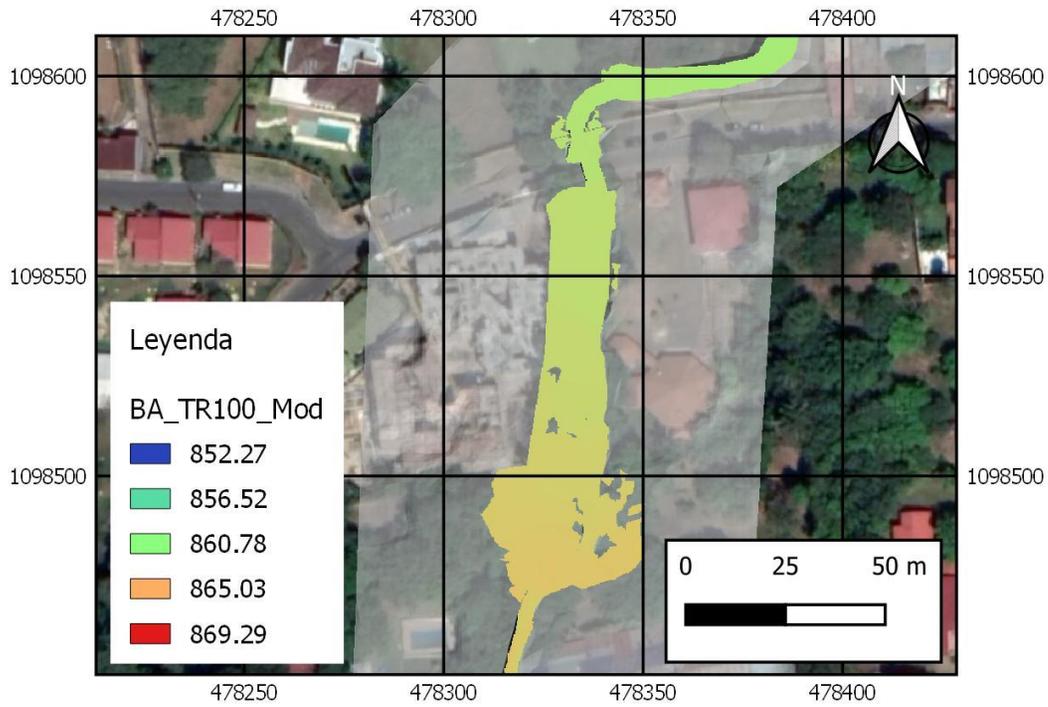
BA TR 100 años. Sector Puente 1, cercanías entrada condominio La Hacienda



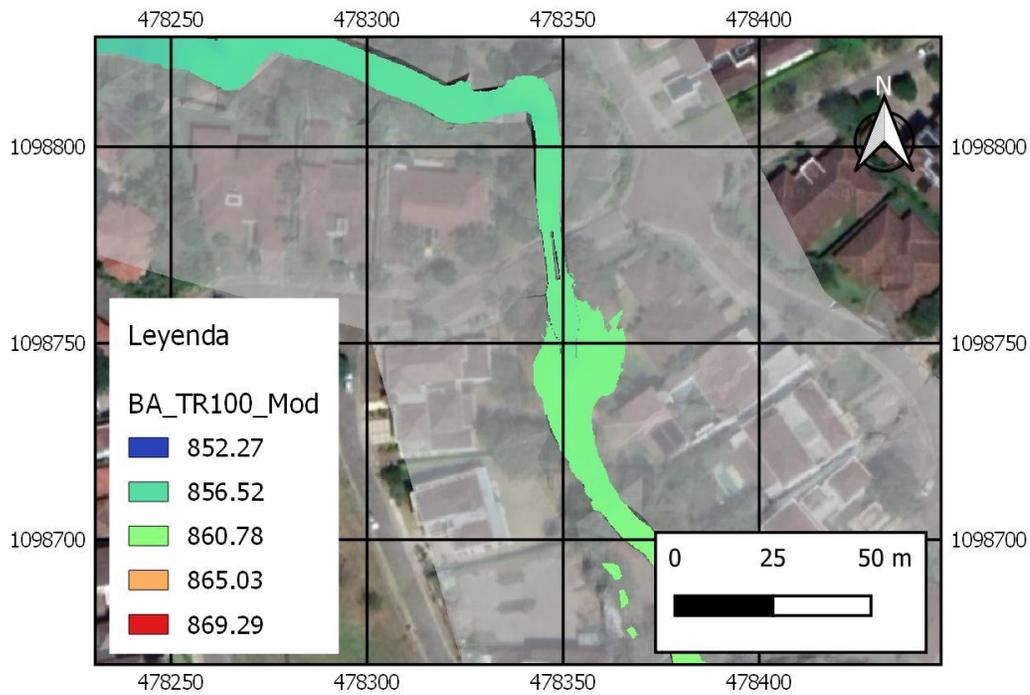
BA TR 100 años. Sector Puente 3, propiedad privada



BA TR 100 años. Sector Puente 4, cercanías de condominio Agapanthus



BA TR 100 años. Sector Paso Alcantarilla 1, propiedad privada condominio La Hacienda



BA TR 100 años. Sector Paso Alcantarilla 2, propiedad privada condominio La Hacienda

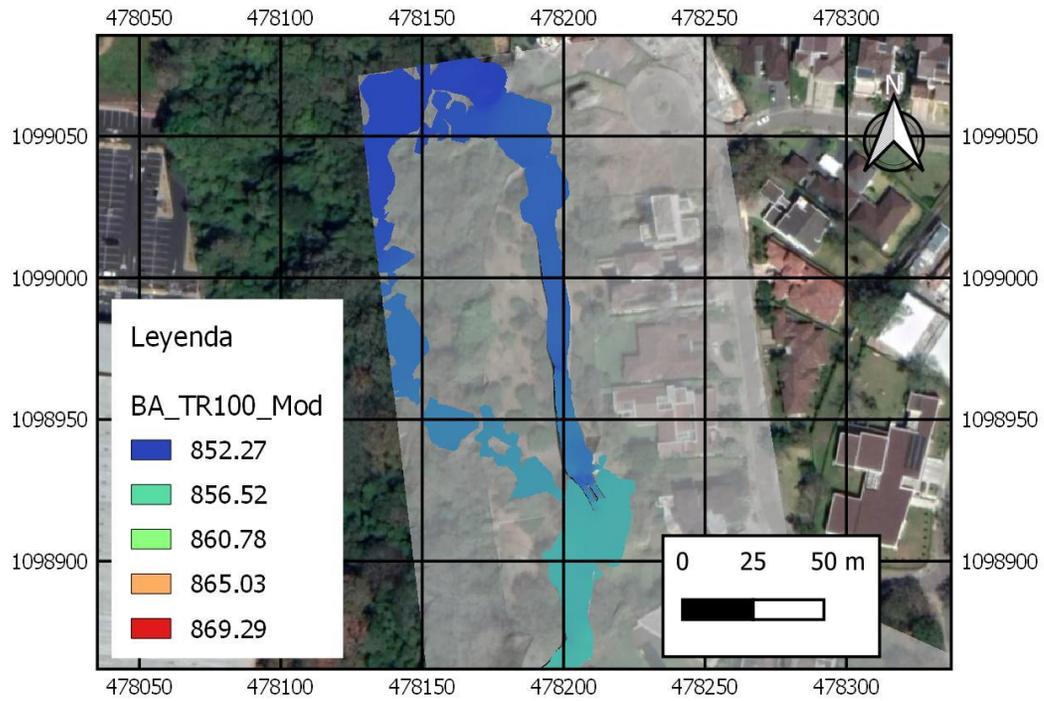


Figura 5.6. Perfil de nivel de agua en la quebrada Azul y la quebrada Sin Nombre obtenido de las simulaciones hidráulicas en 2D con modificaciones en Puente 1 y Puente 4

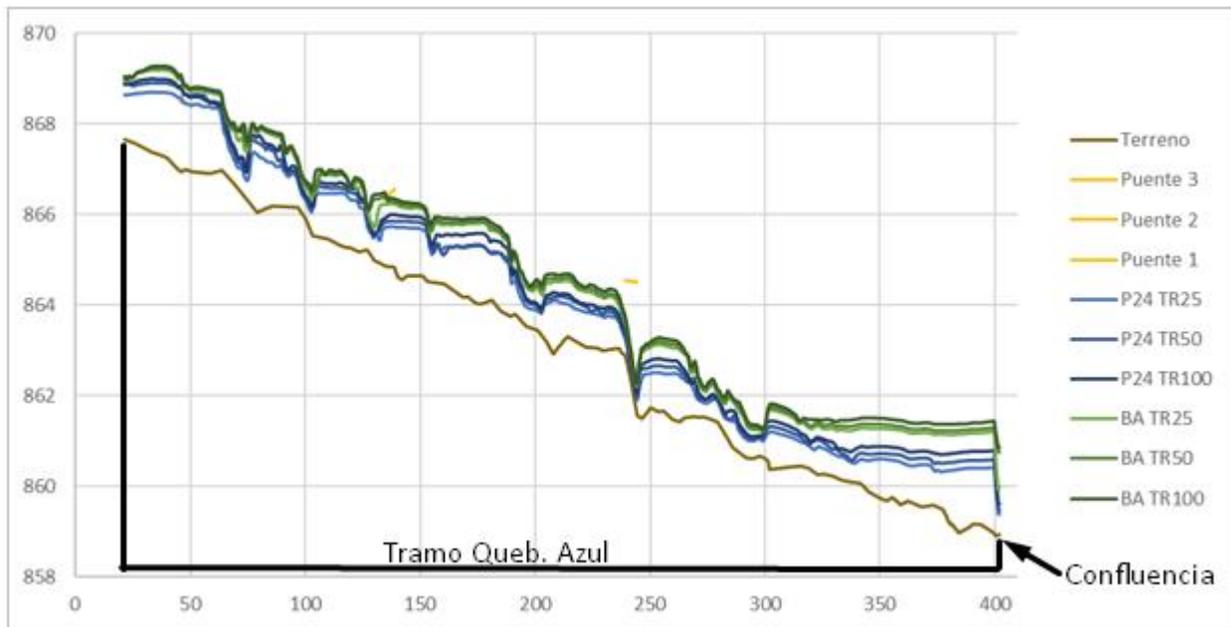


Figura 5.6. (Cont.) Perfil de nivel de agua en la quebrada Azul y la quebrada Sin Nombre obtenido de las simulaciones hidráulicas en 2D con modificaciones en Puentes 1 y Puentes 4

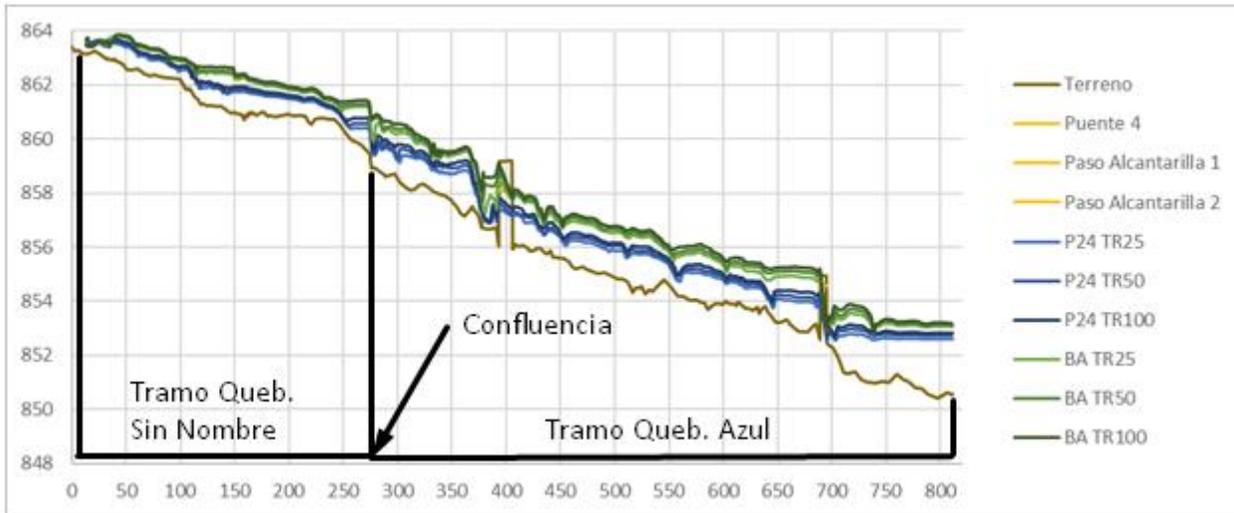


Figura 5.7. Perfil de nivel de agua en sitios de estructuras

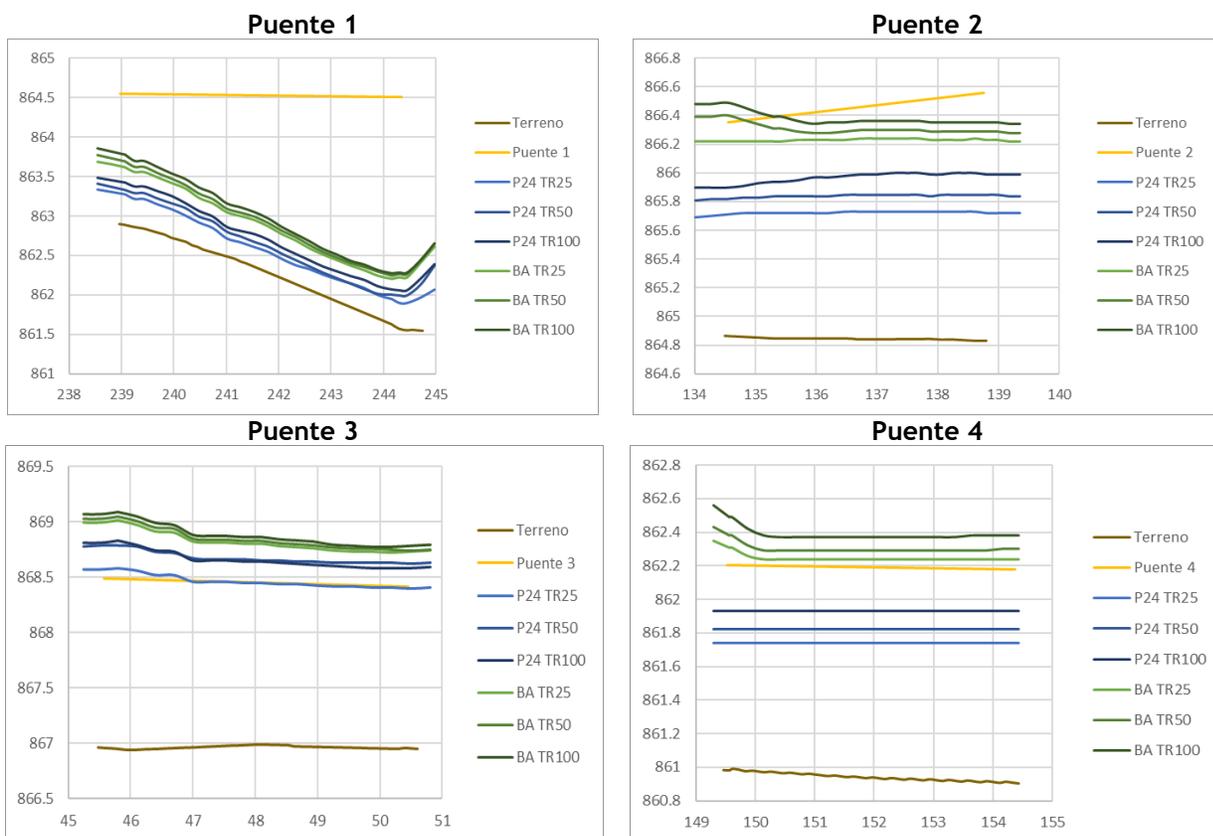
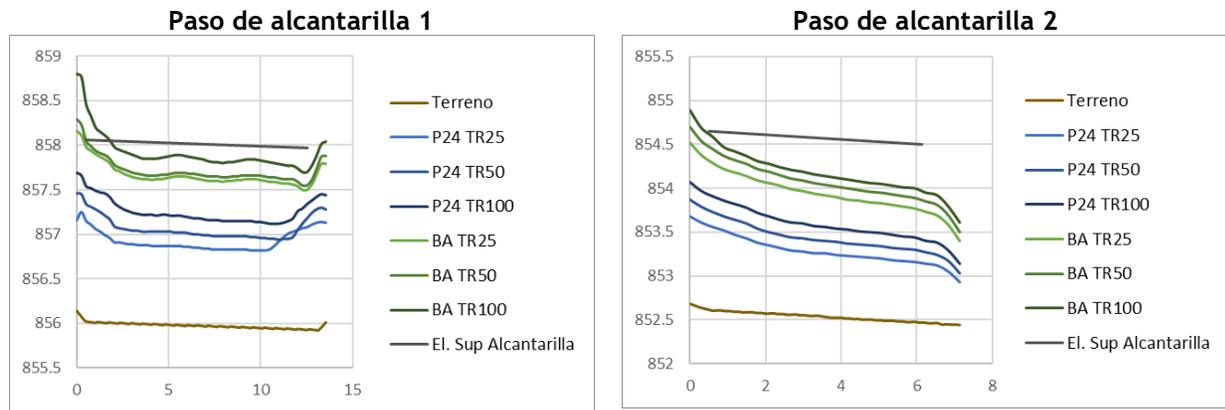


Figura 5.7. (Cont.) Perfil de nivel de agua en sitios de estructuras



6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se analizó un sector a lo largo de la quebrada Azul y su afluente en el cantón de Santa Ana. Se delimitó y caracterizó la cuenca hidrográfica, se estimaron caudales para diferentes períodos de retorno, se corrieron modelos hidráulicos para estimar niveles y condiciones de flujo y se plantearon modificaciones geométricas para solventar los problemas de capacidad hidráulica y propensión a inundación detectados en las simulaciones.

La información topográfica base para el estudio consistió en una combinación del levantamiento topográfico de detalle en las zonas aledañas a los puentes existentes y la información LIDAR disponible para la zona proporcionada por la Municipalidad de Santa Ana, se verificó la elevación de la información LIDAR y su localización en las coordenadas nacionales CRTM-05, ambas fuentes de información se combinaron y se corrigieron zonas de información LIDAR para que coincidiera con la geometría de los levantamientos directos realizados por la topografía de campo.

La cuenca de la quebrada Azul cuenta con un área de 1.8 km². Se estimaron caudales mediante simulaciones semi distribuidas de precipitación-escorrentía empleando el modelo del hidrograma unitario en el HEC-HMS. Se estimaron lluvias de 24 horas con base en datos directos de la estación meteorológica Guachipelín y se asignaron distribuciones temporales para tormentas largas (24 h) y para tormentas cortas (90 min). Para tormentas largas se utilizó una distribución temporal basada en las 24 h hora más intensas registradas durante la tormenta tropical Nate en la estación meteorológica Belén, mientras que para las tormentas de corta duración se construyó un bloque alterno de precipitaciones basado en la información de curvas i-d-f disponibles para la estación Pavas. La cuenca total se dividió en 3 subcuencas conectadas entre sí en 2 puntos de control y se calcularon los parámetros geométricos e hidrológicos requeridos para las simulaciones en cada una de ellas. Se obtuvieron caudales pico mediante esta metodología para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años. A partir de estas simulaciones se determinó que la cuenca de la quebrada Azul se ve afectada de forma más severa ante eventos de precipitación intensos de corta duración, ya que generan caudales pico mayores que las tormentas de larga duración.

Una vez estimados los caudales, se procedió a realizar los análisis hidráulicos del tramo del cauce en estudio y las estructuras presentes a lo largo del mismo empleando el modelo en dos dimensiones Iber.

A lo largo del tramo analizado de la quebrada Azul y su afluente se presentan problemas de capacidad hidráulica en los alrededores de algunas de las estructuras existentes. En el sector del Puente 1 los problemas se presentan principalmente para los caudales de tormentas cortas

con período de retorno de 25 años en adelante. En el sector del Puente 3 y el Puente 4 los problemas se presentan para todas las condiciones de caudal simuladas.

Después de identificar las zonas y estructuras problemáticas se plantearon modificaciones geométricas en las estructuras presentes en el sector de la Calle Ross, tomando en cuenta las restricciones de nivel impuestas por las construcciones aledañas y la factibilidad técnica de realizar los cambios, estas modificaciones se muestran con detalle en los planos anexos al presente informe. Las intervenciones propuestas consisten en ampliaciones de sección y modificación de puentes, éstas permiten -para la mayoría del tramo analizado- mejorar las condiciones actuales y reducir significativamente el riesgo de inundación.

Con la geometría modificada propuesta se corrieron de nuevo las simulaciones hidráulicas para todos los caudales estimados.

Se observa que en el caso del Puente 1 la modificación propuesta resuelve los problemas de capacidad hidráulica en ese sector puntual para todos los períodos de retorno analizados, el remanso aguas arriba del puente disminuye al igual que la inundación en el sector de la Calle Ross y la entrada al condominio La Hacienda.

En el sector aguas arriba del Puente 1 siguen presentándose inundaciones para los períodos de retorno correspondientes a las tormentas de corta duración, este fenómeno se debe a una combinación de capacidad insuficiente del cauce y del Puente 2 y Puente 3. Según las fotos satelitales de esta zona, en la actualidad no existen estructuras en la zona de riesgo con la excepción de lo que pareciera ser un galerón, se recomienda mantener la zona en la condición actual, o en su defecto realizar modificaciones geométricas tanto en el cauce de la quebrada como en el Puente 2 y Puente 3 para así aumentar la capacidad hidráulica del tramo y disminuir los riesgos de inundación para futuras estructuras que se construyan en la zona.

Para el caso del Puente 4 la nueva capacidad hidráulica es suficiente para los casos analizados de tormentas de larga duración, para las tormentas de corta duración la situación mejora considerablemente, el remanso provocado por la restricción del puente disminuye y el flujo no invade la Calle Ross ni la entrada al condominio Agapanthus. Debido a las restricciones impuestas por el nivel vial y el ancho de cauce disponible, no es factible plantear modificaciones geométricas adicionales al puente, de modo que se considere aceptable la propuesta actual.

Es importante recalcar que para evitar inundaciones en el condominio Agapanthus el cierre del sector este de la propiedad que colinda con la margen izquierda de la quebrada sin nombre deberá ser una tapia cerrada, de modo que imponga una restricción impermeable al flujo. Además, debido al aumento de niveles en el cauce para los eventos de avenida, no es factible

ningún tipo de desfogue pluvial en el sector aguas arriba del puente, ya que el nivel de la quebrada se trasladaría al interior de la propiedad provocando un riesgo de inundación.

En el sector de los pasos de alcantarilla ubicados dentro de la propiedad privada del condominio La Hacienda, se presentan remansos aguas arriba de los pasos de alcantarilla. Según lo identificado en las imágenes satelitales, no existen estructuras en las zonas inundables y para el Paso de Alcantarilla 1 el nivel no sobrepasa el nivel de la calle; para el Paso de Alcantarilla 2 sí se sobrepasa el nivel de rasante en el orden de 30 cm en el sector más crítico, para este caso puntual se recomienda aumentar el nivel de rasante de la calle interna, para crear un efecto de dique y evitar el rebasamiento del flujo hacia las vías internas de acceso del condominio.

7. REFERENCIAS

- Arcement, G.J., Schneider, V.R. (1989) Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains. United States Geological Survey WSP 2339. Washington, D.C. y Denver, Colorado.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., Dolz, J., Coll, A. (2014). "Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos". Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol.30(1) pp.1-10.
- Castellarin, A., Vogel, R.M., Matalas, N.C. (2007). Multivariate Probabilistic Regional Envelopes of Extreme Floods. Journal of Hydrology, 336, 376-390, 2007.
- Chang, H. (1992) Fluvial Processes in River Engineering. Edición reimpressa y revisada en 2008. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida.
- Chow (1994) Hidráulica de Canales Abiertos. Edición en español. McGraw-Hill, Bogotá.
- Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1994) Hidrología Aplicada. McGraw-Hill, Bogotá.
- Department of Environmental Resources (1999) Low-Impact Development Design Strategies: An Integrated Design Approach. Department of Environmental Resources, Prince George's County, Maryland.
- Hamill, L. (1999) Bridge Hydraulics. E & FN Spon, Londres y Nueva York.
- Julien, P.Y. (2002) River Mechanics. Cambridge University Press, Cambridge y Nueva York.
- Leopold, L., Wolman, G. and Miller, J. (1995) Fluvial Processes in Geomorphology. Dover Publications, Nueva York.
- Melville, B. y Coleman, S. (2000) Bridge Scour. Water Resources Publication, Colorado.
- Murillo, R. (1994) Estudio de Intensidades de Lluvia en la Cuenca del Río Virilla. Proyecto de Graduación. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.
- Rojas, N (2011) Curvas de Intensidad Duración Frecuencia de algunas estaciones meteorológicas automáticas. Ministerio de Ambiente, Energía y Telecomunicaciones, Instituto Meteorológico Nacional, San José.
- Solano, J., Villalobos, R. (2001). Aspectos fisiográficos aplicados a un bosquejo de regionalización geográfico climático de Costa Rica. Tópicos de Meteorología y Oceanografía, 8(1):26-39,2001. San José.
- USACE (1994) Hydraulic Design of Flood Control Channels. EM-1110-2-1601. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.
- USACE (2000) HEC-HMS Hydrologic Modeling System Technical Reference Manual. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

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

Otras referencias no bibliográficas:

Google Earth (software gratuito basado en internet)

Google Maps, maps.google.com

Instituto Meteorológico Nacional (IMN): datos meteorológicos (series anuales de máximos de precipitación diaria de las estaciones Guachipelín-Santa Ana 84119, Belén 84199, y Cerro Chitaría-Santa Ana 84219).

Instituto Geográfico Nacional, hoja cartográfica escala 1:50000 Abra

Sistema Nacional de Información Territorial, hojas cartográficas 1:5000 3345-I-NW-17, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-22, 3345-I-NW-23 y 3345-I-SW-3.

ANEXOS

- 1) Mapas de inundación del tramo en estudio de la quebrada Azul, simulaciones de tormentas de corta duración actuando en toda la cuenca
- 2) Mapas de inundación del tramo en estudio de la quebrada Azul, simulaciones de tormentas de larga duración actuando en toda la cuenca
- 3) Mapas de inundación del tramo en estudio la quebrada Azul, simulaciones de tormentas de corta duración actuando en toda la cuenca, geometría de estructuras con modificaciones propuestas
- 4) Mapas de inundación del tramo en estudio la quebrada Azul, simulaciones de tormentas de larga duración actuando en toda la cuenca, geometría de estructuras con modificaciones propuestas
- 5) Planos con propuestas de modificaciones geométricas a estructuras del tramo de estudio Quebrada Azul
- 6) Archivo digital Modelo HEC-HMS
- 7) Archivo digital Modelo Iber
- 8) Archivo digital levantamiento topográfico