



**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL RÍO
CORROGRES, SANTA ANA
INFORME FINAL**



1812C38-S-001-DOC-REV1
Abril 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
1	09/04/19	M. Chacón	P. Porras	O. Jiménez	Revisión general e inclusión de Resumen Ejecutivo
0	05/04/19	M. Chacón	P. Porras	O. Jiménez	Emitido para entrega

ÍNDICE

	Página
PREFACIO.....	I
ÍNDICE.....	II
RESUMEN EJECUTIVO.....	IV
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	4
2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	4
2.2 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO CORROGRES.....	5
2.2.1 Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica.....	5
2.2.2 Uso y cobertura del suelo.....	7
2.2.3 Caracterización climática.....	9
2.3 CONDICIONES DEL CAUCE DEL RÍO CORROGRES EN LOS SITIOS DE LOS PUENTES EXISTENTES.....	11
2.3.1 Puente 1. Alcantarilla Calle Chirracal.....	12
2.3.2 Puente 2. Paso peatonal Barrio Los Arias.....	15
2.3.3 Puente 3. Paso vehicular Diagonal 6, San Rafael.....	18
2.3.4 Puente 4. Paso vehicular Calle 11, cercanías de Restaurante Maxi's, San Rafael.....	21
2.3.5 Puente 5. Paso peatonal propiedades privadas, paso vehicular Avenida 2 y estructuras internas propiedad privada Restaurante Ceviche del Rey.....	24
2.3.6 Puente 6. Paso vehicular Avenida 0A.....	31
2.3.7 Puente 7. Paso vehicular por Calle 5.....	33
2.3.8 Puente 8. Paso vehicular entrada a parqueo Oficentro del río y paso vehicular en Avenida 1.....	36
2.3.9 Puente 9. Paso vehicular por Avenida 3.....	41
2.3.10 Puente 10. Paso vehicular por Calle 1, entrada Colegio Mundo Unido.....	44
2.3.11 Puente 11. Paso peatonal interno Condominio Santa Ana Park.....	47
2.3.12 Puente 12. Paso vehicular Avenida 23, Calle Gavilanes, La Soya.....	50
2.3.13 Puente 13. Paso vehicular Calle Los González.....	53
2.3.14 Puente 14. Paso vehicular Calle Los Mora.....	56
2.3.15 Puente 15. Paso vehicular calle marginal de salida a Ruta 27.....	57
2.3.16 Puente 16. Paso vehicular Ruta 27.....	59
2.3.17 Puente 17. Paso vehicular cercanías Clínica Bíblica.....	62
2.3.18 Puente 18. Paso vehicular puente sobre Radial Lindora.....	64
3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO.....	67
3.1 ESTIMACIÓN DE TORMENTAS DE DISEÑO.....	68
3.1.1 Información de precipitaciones e intensidades máximas.....	68
3.1.2 Análisis probabilístico de precipitaciones máximas en 24 horas.....	73
3.1.3 Tormentas de diseño de larga duración (24 h).....	75
3.1.4 Tormentas de diseño de corta duración (120 min).....	77
3.2 DEFINICIÓN DE SUBCUENCAS PARA EL MODELO HIDROLÓGICO SEMI-DISTRIBUIDO.....	78
3.3 MODELO DE ABSTRACCIONES DE LA PRECIPITACIÓN.....	81
3.4 MODELO DE TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCORRENTÍA.....	84
3.5 MODELO DE TRÁNSITO EN CAUCES.....	88
3.6 RESULTADOS DEL MODELO HEC-HMS.....	89
3.7 CAUDALES PICO ESTIMADOS ANTE EVENTOS DE DESLIZAMIENTO EN LA PARTE ALTA DE LA CUENCA DEL RÍO CORROGRES.....	93

4.	ESTIMACIÓN DE NIVELES DE CRECIENTE EN EL TRAMO DE ESTUDIO	98
4.1	METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO	98
4.1.1	<i>Modelación hidráulica en HEC-RAS.....</i>	<i>98</i>
4.1.2	<i>Estimación del coeficiente n de Manning.....</i>	<i>99</i>
4.2	MODELO HIDRÁULICO DEL RÍO CORROGRES	103
4.2.1	<i>Modelo en HEC-RAS.....</i>	<i>103</i>
4.2.2	<i>Coeficiente de n de Manning.....</i>	<i>107</i>
4.2.3	<i>Niveles de agua para los caudales de diseño: condición actual.....</i>	<i>112</i>
4.2.4	<i>Niveles de agua obtenidos de las simulaciones del caudal pico para el caso de deslizamientos en la parte alta del río Corrogres.....</i>	<i>124</i>
5.	PROPUESTAS PARA LA REDUCCIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN EL RÍO CORROGRES	137
5.1	MODIFICACIONES A LA GEOMETRÍA DEL CAUCE.....	137
5.2	MODIFICACIONES A LA GEOMETRÍA DE LAS ESTRUCTURAS DE LOS PUENTES EXISTENTES.....	140
5.3	RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES DE CAUDAL PARA PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS CON LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS EN CAUCE Y ESTRUCTURAS PRESENTES EN EL TRAMO DE ANÁLISIS DEL RÍO CORROGRES	143
5.3.1	<i>Niveles de agua para los caudales de diseño: geometría modificada.....</i>	<i>143</i>
5.3.2	<i>Niveles de agua obtenidos de las simulaciones del caudal pico para el caso de deslizamientos en la parte alta del río Corrogres: geometría modificada.</i>	<i>153</i>
5.4	ANÁLISIS SOBRE OTORGAMIENTO DE PERMISOS DE DESFOGUE PLUVIAL A FUTURO	165
5.4.1	<i>Prácticas de manejo integrado (IMPs)</i>	<i>169</i>
5.4.2	<i>Manejo del uso del suelo y del diseño de sitio</i>	<i>170</i>
5.4.3	<i>Obras de detención y retención.....</i>	<i>171</i>
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	174
7.	REFERENCIAS	178
	ANEXOS	180

RESUMEN EJECUTIVO

El presente es Resumen Ejecutivo con los resultados del Estudio Hidrológico e Hidráulico para el cauce del río Corrogres que recorre la zona urbana del cantón de Santa Ana.

Caracterización del área de estudio

El río Corrogres es un curso fluvial ubicado en el cantón de Santa Ana, San José, en los distritos de Salitral y Santa Ana. El río Corrogres 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 Alto Granadilla a una elevación de 1631.2 msnm y discurre en dirección hacia el noroeste, hasta confluir con el río Uruca. El tramo de análisis, objeto de este estudio, se definió entre Calle Chirracal, en el extremo sur hasta el puente sobre la Radial hacia Lindora.

Con base en la cartografía 1:5000 del Sistema Nacional de Información Territorial, se procedió a trazar la divisoria de aguas de la cuenca hidrográfica del río Corrogres, definida para el sitio donde se ubica el puente Sobre la Radia Lindora. Una vez delimitada la cuenca, se procedió a calcular sus características morfológicas (parámetros geométricos, hipsométricos, del cauce principal y de la red de drenaje), entre las cuales se pueden mencionar un área de drenaje de 11.40 m³/s, una longitud de cauce principal de 7.40 km, con un desnivel de 793 m y una pendiente media ponderada de 3.7%.

Con base en el mapa de cobertura del suelo de Costa Rica del año 2005 (ITCR, 2014) y en imágenes de satélite (Google Earth, 2018) se realizó un mapeo de coberturas de suelo, que permitió identificar que la cuenca del río Corrogres presenta una importante cobertura urbana, que abarca casi el 50% de la cuenca, particularmente en sus sectores medios y bajos. El otro 50% de la cuenca corresponden a coberturas de pastos y forestal, esta última concentrada en la parte más alta de la cuenca, alrededor del cerro Alto Granadilla, 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.

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

Estructuras a lo largo del cauce del río Corrogres

El tramo del río Corrogres a analizar en este estudio tiene una longitud de 5.75 km. A lo largo de este tramo existen una serie de puentes y alcantarillas tanto vehiculares como peatonales, además de algunas estructuras sobre el cauce ubicadas dentro de propiedades privadas. En el siguiente cuadro se presentan las coordenadas de los diferentes sitios de estudio, numerados desde aguas arriba hacia aguas abajo.

Puentes, alcantarillas y estructuras existentes a lo largo del tramo de estudio

Estructura	Coordenadas	
	Este	Norte
Puente 1. Alcantarilla Calle Chirracal	481671.2893	1096979.452
Puente 2. Paso peatonal Barrio Los Arias	480933.2251	1097446.058
Puente 3. Paso vehicular Diagonal 6, San Rafael	480729.7714	1097629.14
Puente 4. Paso vehicular Calle 11, cercanías de Restaurante Maxi's, San Rafael	480653.9219	1097693.409
Puente 5a. Paso peatonal propiedades privadas	480454.1947	1098080.872
Puente 5b. paso vehicular Avenida 2, cercanías Restaurante Ceviche del Rey	480455.5434	1098103.142
Puente 5c. Paso peatonal propiedad privada restaurante Ceviche del Rey	480463.7071	1098115.459
Puente 5d. Puente 5d, Anexo al salón restaurante, propiedad privada Restaurante Ceviche del Rey	480474.983	1098127.118
Puente 6. Paso vehicular Avenida 0A	480464.6162	1098232.465
Puente 7. Paso vehicular por Calle 5	480440.5894	1098249.946
Puente 8a. Paso Vehicular Oficentro del Río	480427.1142	1098271.111
Puente 8b. Paso Vehicular Avenida 1	480414.7337	1098305.123
Puente 9. Paso Vehicular Avenida 3	480371.0928	1098417.487
Puente 10. Paso vehicular por Calle 1, cercanías entrada Colegio Mundo Unido	480278.8768	1098589.21
Puente 11. Paso peatonal interno Condominio Santa Ana Park	480160.4927	1098867.363
Puente 12. Paso vehicular Avenida 23, Calle Gavilanes, La Soya	479968.1573	1099537.931
Puente 13. Paso vehicular Calle Los González	479680.302	1099696.317
Puente 14. Paso vehicular Calle Los Mora	479671.0137	1099717.949
Puente 15. Paso vehicular calle marginal de salida a Ruta 27	479525.9744	1099776.305
Puente 16a. Paso vehicular Ruta 27	479519.1076	1099787.357
Puente 16b. Paso vehicular Ruta 27	479513.2105	1099801.318

Estructura	Coordenadas	
	Este	Norte
Puente 17. Paso vehicular cercanías Clínica Bíblica	479419.0717	1099832.979
Puente 18. Paso vehicular puente sobre Radial Lindora	479012.4506	1099784.611

Estimación de caudales de diseño

La cuenca del río Corrogres no cuenta con mediciones ni registros continuos de caudal, por lo que no se dispone de información directa para estimar los caudales de diseño para el puente ubicado sobre este curso de agua. 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 del río Corrogres en análisis, a partir de tormentas de diseño y características de la cuenca.

Los modelos de precipitación-escorrentía son el método indirecto más usual a ser 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 tormentas de diseño sobre la cuenca, de diferentes duraciones, 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

Debido a la necesidad de simular el comportamiento hidrológico e hidráulico del sistema del río Corrogres a lo largo de un tramo de casi 6 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 diversas subcuencas interconectadas por tramos de río, que permiten simular el tránsito del agua

desde las cabeceras de la cuenca hasta el punto de control final, ubicado en el puente de la radial de Lindora, el cual se denominará “Punto de Control 0”.

Inicialmente, el primer criterio para la definición del modelo semi-distribuido fue el identificar las principales subcuencas, asociadas a los afluentes naturales del río Corrogres: la subcuenca alta del río Corrogres propiamente; la subcuenca de la quebrada Perico; la subcuenca de una quebrada sin nombre; la subcuenca de la quebrada Lajas; y la subcuenca de la quebrada Coyote. Cada una de estas subcuencas se definieron en puntos de control ubicados justo en los puntos de confluencia con el río Corrogres. Para las áreas que no están comprendidas dentro de estas subcuencas, que en su mayoría corresponden al casco urbano de la ciudad de Santa Ana y al sector de Pozos, se definieron otras subcuencas de aporte, esta vez con base en las áreas de drenaje asociadas a los colectores pluviales de la ciudad, información que fue suministrada por la Municipalidad para el distrito central, y que se recabó en campo para el resto de los sectores. Finalmente, la cuenca general se dividió en 19 subcuencas, que se conectan entre sí mediante 11 puntos de confluencia.

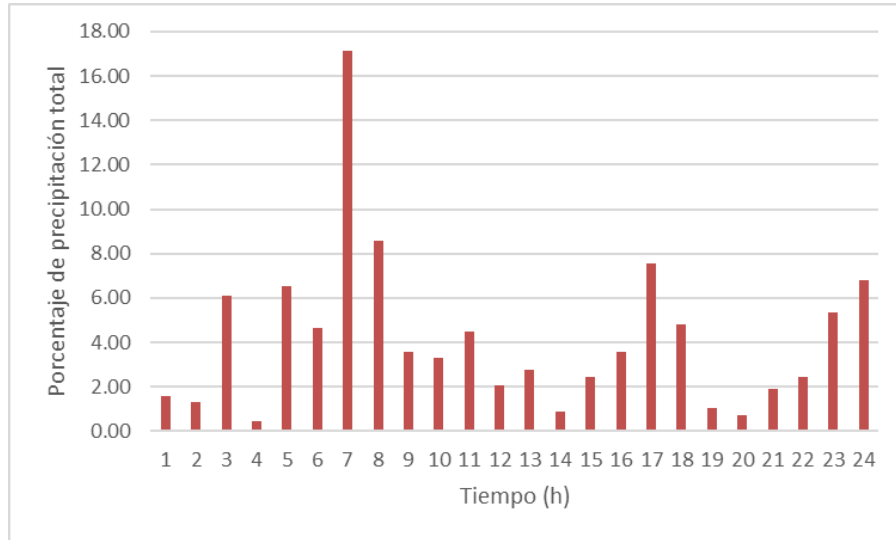
Las simulaciones con el modelo HEC-HMS se realizaron con las siguientes condiciones:

- Modelo de precipitación: Tormentas (hietogramas) de diseño para períodos de retorno de 2, 5, 10, 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 del río Corrogres.

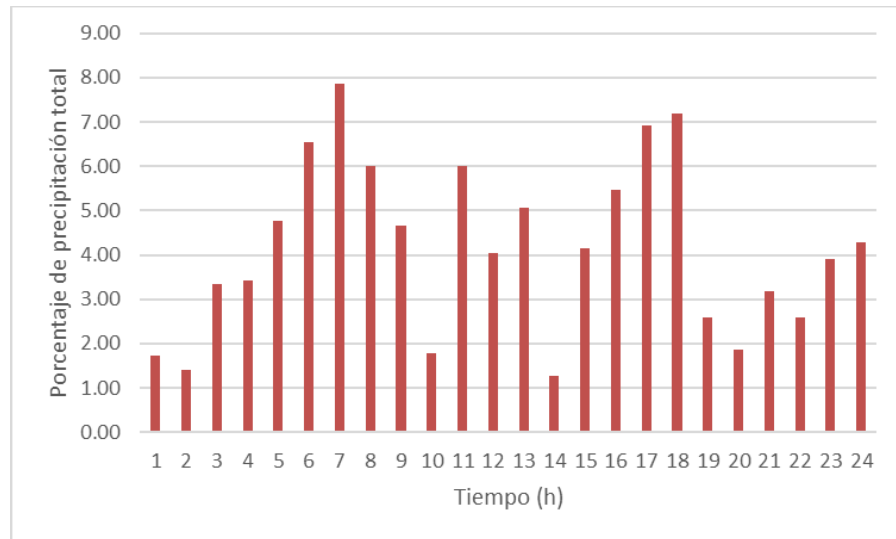
Valores de P_{24} máxima de la cuenca del río Corrogres (estimaciones para la estación Guachipelín)

TR (años)	P_{24} máx (mm)
	log-Pearson-III
2	86.75
5	115.99
10	137.64
25	167.75
50	192.30
100	218.76

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



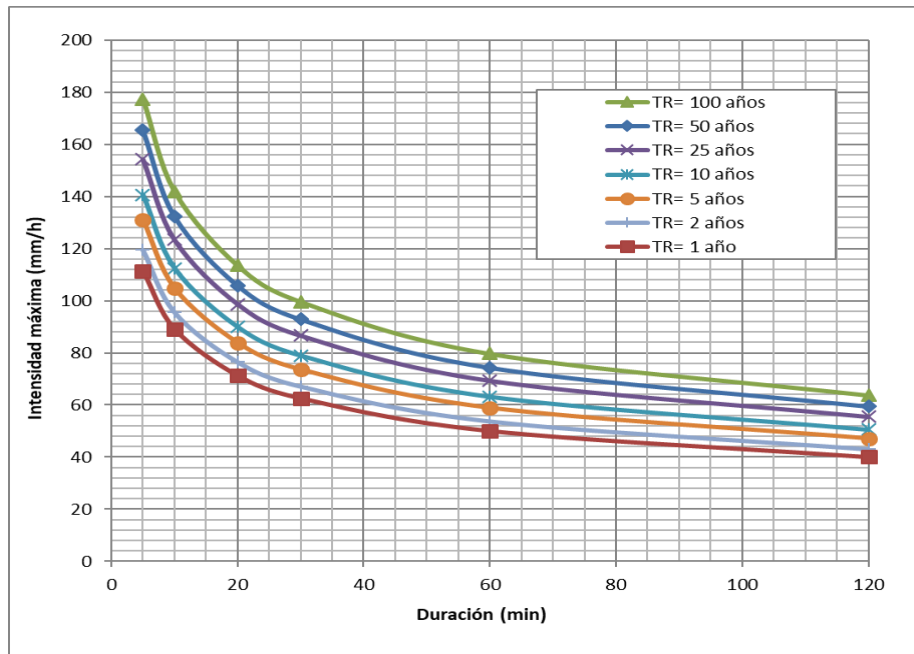
Distribución temporal de las 24 horas más intensas registradas en la estación Cerro Chitaría-Santa Ana durante la tormenta Nate



- Se construyeron también tormentas de corta duración, con una duración total de 120 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. Se analizaron 4 escenarios de tormentas cortas:

- Tormenta cubriendo la totalidad de la cuenca del río Corrogres.
- Tormenta cubriendo solo la zona alta de la cuenca, abarca el área de las subcuencas localizadas entre los puntos de control E y J.
- Tormenta cubriendo solo la zona baja de la cuenca, abarca el área de las subcuencas localizadas entre los puntos de control O y E.
- Tormenta cubriendo solo la zona media de la cuenca, abarca el área de las subcuencas localizadas entre los puntos de control C y H.

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

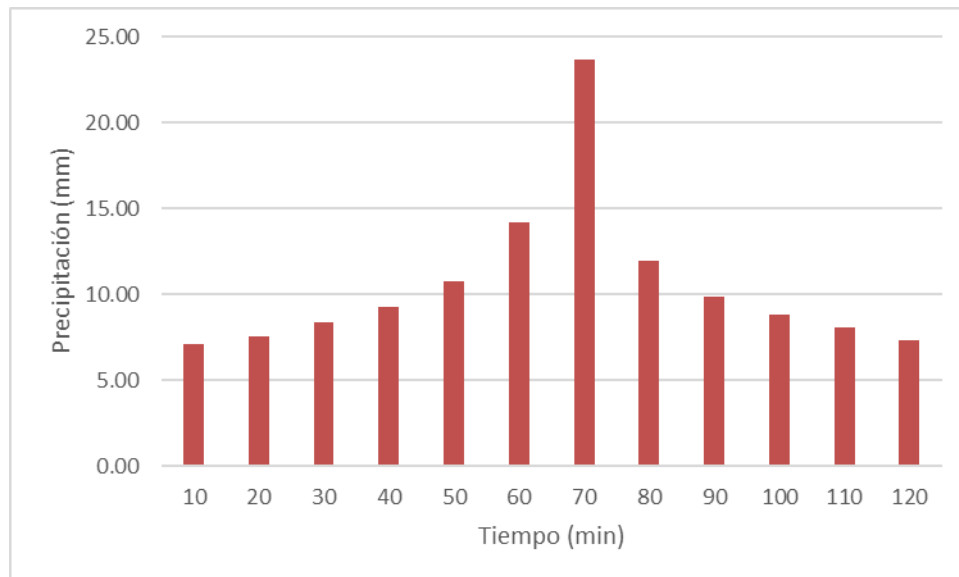


Hietogramas de precipitación calculados a partir de curvas i-d-f de Rojas mediante el método del bloque alterno (mm)

Duración (min)	TR 2a	TR 5a	TR 10a	TR 25a	TR 50a	TR 100a
10	4.79	5.25	5.64	6.18	6.63	7.11
20	5.07	5.56	5.96	6.54	7.01	7.52
30	5.65	6.20	6.64	7.29	7.82	8.38

Duración (min)	TR 2a	TR 5a	TR 10a	TR 25a	TR 50a	TR 100a
40	6.24	6.85	7.34	8.06	8.64	9.27
50	7.23	7.93	8.50	9.33	10.00	10.73
60	9.56	10.48	11.25	12.34	13.23	14.19
70	15.93	17.48	18.74	20.56	22.05	23.65
80	8.07	8.85	9.49	10.41	11.16	11.97
90	6.66	7.31	7.84	8.60	9.22	9.89
100	5.91	6.49	6.96	7.63	8.19	8.78
110	5.42	5.95	6.38	7.00	7.51	8.05
120	4.92	5.40	5.79	6.35	6.81	7.30
Total	85.45	93.74	100.53	110.28	118.28	126.86

Hietograma de precipitación para tormenta de 120 min, a partir de Bloque Alterno de precipitaciones, período de retorno 100 años



- 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.

Definición del número de curva CN para las subcuencas del río Corrogres

Subcuenca	Cobertura				CN(II) ponderado
	Forestal CN(II) = 66	Pastos CN(II) = 61	Urbano CN(II) = 85	Total	
Cuenca 0	0.00	0.00	0.15	0.15	85
Cuenca A1	0.00	0.00	0.63	0.63	85
Cuenca A2	0.06	0.08	0.28	0.42	77.8
Cuenca B1	0.00	0.00	0.15	0.15	85
Cuenca B2	0.14	0.32	0.81	1.28	76.8
Cuenca B3	0.00	0.00	0.10	0.10	85
Cuenca C1	0.00	0.00	0.09	0.09	85
Cuenca C2	0.58	1.02	0.94	2.54	71.1
Cuenca D1	0.00	0.00	0.42	0.42	85
Cuenca D2	0.03	0.09	0.02	0.13	64.7
Cuenca E1	0.00	0.00	0.01	0.01	85
Cuenca E2	0.50	0.47	0.78	1.76	73.1
Cuenca F1	0.04	0.03	0.23	0.30	79.9
Cuenca F2	0.0002	0.00	0.05	0.05	84.9
Cuenca G1	0.02	0.00	0.14	0.16	82.4
Cuenca H1	1.31	0.41	0.63	2.35	70.2
Cuenca H2	0.003	0.038	0.04	0.08	73.1
Cuenca I	0.07	0.12	0.05	0.24	67.1
Cuenca J	0.51	0.05	0.00	0.56	65.6

- 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.

Tiempos de concentración y retardo estimados para las subcuencas en estudio

Subcuenca	Parámetro		
	Área de drenaje	Tiempo de concentración	Tiempo de retardo t_{lag}
Unidad	Km ²	min	min
Cuenca 0	0.15	11.09	6.65
Cuenca A1	0.63	28.97	17.38
Cuenca A2	0.42	15.88	9.53
Cuenca B1	0.15	20.48	12.29

Subcuenca	Parámetro		
	Área de drenaje	Tiempo de concentración	Tiempo de retardo t_{lag}
Cuenca B2	1.28	25.43	15.26
Cuenca B3	0.10	21.69	13.01
Cuenca C1	0.09	16.31	9.79
Cuenca C2	2.54	28.24	16.95
Cuenca D1	0.42	16.43	9.86
Cuenca D2	0.13	12.02	7.21
Cuenca E1	0.01	5.37	3.22
Cuenca E2	1.76	23.67	14.20
Cuenca F1	0.30	13.15	7.89
Cuenca F2	0.05	7.81	4.69
Cuenca G1	0.16	7.06	4.24
Cuenca H1	2.35	26.21	15.72
Cuenca H2	0.08	6.39	3.83
Cuenca I	0.24	9.01	5.40
Cuenca J	0.56	10.56	6.34

- Modelo de tránsito de Muskingum-Cunge entre segmentos de cauce del río (elementos tipo “reach” en HEC-HMS).

Los resultados obtenidos del modelo se resumen en los siguientes cuadros, 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, 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.

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 2 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	0.5	3.3	3.3	0	0	3.3
I	0.7	4.8	4.8	0	0	4.8
H	3.1	19.4	19.4	0	0	19.4
G	3.3	20.7	20.7	0	2.6	20.7
F	3.8	24	24	0	7.3	24
E	5.7	37.6	37.6	0	19	37.6
D	6.3	43.1	37.6	7.1	25.3	37.6
C	9	60.5	37.5	23.4	42.3	42.3
B	10.9	74	37.4	37.7	42.2	42.2
A	12.3	84.8	37.3	49.2	42.2	49.2
O	12.5	86.2	37.3	50.7	42.2	50.7

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 5 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	0.8	4.3	4.3	0	0	4.3
I	1.1	6.1	6.1	0	0	6.1
H	4.9	23.8	23.8	0	0	23.8
G	5.2	25.5	25.5	0	3	25.5
F	5.9	29.3	29.3	0	8.5	29.3
E	8.8	45.8	45.8	0	22.7	45.8
D	10.1	52.2	45.7	8.2	30.1	45.7
C	14.2	73.4	45.7	28.2	50.8	50.8
B	17.6	89.4	45.5	45.1	50.7	50.7
A	20.4	102.1	45.5	58.4	50.7	58.4
O	20.7	103.6	45.5	60.1	50.6	60.1

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 10 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	1	5.1	5.1	0	0	5.1
I	1.5	7.3	7.3	0	0	7.3
H	6.6	27.7	27.7	0	0	27.7
G	7.1	29.6	29.6	0	3.4	29.6
F	8.4	33.9	33.9	0	9.5	33.9
E	13	52.7	52.7	0	25.8	52.7
D	15	60	52.7	9.1	34.2	52.7
C	21.1	84.4	52.6	32.3	58	58
B	25.8	102.5	52.4	51.3	57.8	57.8
A	29.7	116.7	52.4	66.2	57.8	66.2
O	30.1	118.4	52.4	68	57.8	68

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 Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	3.1	6.3	6.3	0	0	6.3
I	2.3	9	9	0	0	9
H	10.4	33.5	33.5	0	0	33.5
G	11.1	35.7	35.7	0	3.9	35.7
F	12.9	40.7	40.7	0	10.9	40.7
E	19.7	63.2	63.2	0	30.5	63.2
D	22.5	71.6	63.2	10.5	40.2	63.2
C	31.7	100.9	63.1	38.4	68.8	68.8
B	38.4	122.1	62.8	60.7	68.6	68.6
A	43.6	138.5	62.8	77.6	68.5	77.6
O	44.2	140.5	62.8	79.8	68.5	79.8

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 Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	2.1	7.3	7.3	0	0	7.3
I	3.1	10.6	10.5	0	0	10.5
H	13.7	38.4	38.5	0	0	38.5
G	14.6	40.8	40.9	0	4.3	40.9
F	16.8	46.5	46.5	0	12.1	46.5
E	25.6	72	72	0	34.5	72
D	29	81.7	72	11.6	45.2	72
C	40.9	114.9	71.9	43.5	77.8	77.8
B	49.3	139.5	71.6	68.4	77.5	77.5
A	55.8	158	71.6	87.3	77.5	87.3
O	56.5	160.3	71.5	89.6	77.5	89.6

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 Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	2.8	8.5	8.5	0	0	8.5
I	4	12.2	12.2	0	0	12.2
H	17.4	43.9	43.9	0	0	43.9
G	18.5	46.5	46.6	0	4.7	46.6
F	21.2	53	53	0	13.4	53
E	32.1	81.8	81.8	0	38.8	81.8
D	36.2	92.5	81.8	12.9	50.7	81.8
C	51.2	130.2	81.6	49.1	87.7	87.7
B	61.6	157.7	81.3	77	87.4	87.4
A	69.3	178.3	81.3	97.8	87.4	97.8
O	70.2	180.7	81.2	97.7	87.4	97.7

Caudales pico estimados ante eventos de deslizamiento en la parte alta de la cuenca del río Corrogres

En los años 2014 y 2017 ocurrieron deslizamientos en la parte alta de la cuenca del río Corrogres, en la zona conocida como El Picadero, ubicado en la margen derecha del río y en la zona conocida como Caballeriza, ubicado en la margen izquierda del río.

La reactivación de los deslizamientos en el año 2017 se dio debido a una combinación de eventos sísmicos y fuertes lluvias en la zona, lo cual provocó una avalancha de lodo y material deslizado a lo largo del cauce del río Corrogres, afectando viviendas del sector del barrio Los Arias que fueron construidas muy cerca del cauce del río.

Como no se tienen datos de campo de los caudales pico generados por estos deslizamientos y dada la relevancia de las afectaciones en la infraestructura dentro de la zona de influencia de los flujos, se procedió a estimar caudales pico producto de deslizamiento utilizando fórmulas empíricas presentes en referencias de literatura técnica del tema.

El flujo de lodos se desencadena debido a la rotura de la presa temporal ante un evento de precipitaciones intensas de corta duración (desde minutos a un máximo de 1 h de duración), según observaciones de campo en ríos de Japón (Suwa, 1989), el caudal pico producto de los flujo de lodo del material deslizado puede llegar a ser desde 5 hasta 20 veces superior al caudal pico normal del río ante avenidas extraordinarias producidas únicamente por el flujo de agua en el cauce durante los eventos de precipitaciones extremas.

Existen diversas correlaciones empíricas para el cálculo del caudal pico producto de flujos de lodo de deslizamientos, para el presente estudio se decidió utilizar la ecuación propuesta por Araya Moya (1994) en su forma modificada (Massad et. al., 1997).

Para efectos del cálculo para el presente análisis se tomó el área de la cuenca del río Corrogres que abarca la zona alta hasta el punto de control I, que se ubica aguas arriba del puente identificado como Puente 2 (puente peatonal barrio Los Arias), el área de la cuenca es de 0.79 km², la longitud del cauce es 2.64 km y el desnivel máximo dentro de la cuenca es de 623.9 m. La concentración de sólidos c varía generalmente en el rango de 0.3 a 0.5 según Kanji et. al. (1997), para el presenta cálculo se tomó un valor intermedio de 0.4. El valor para I_1 se tomó de las curvas i-d-f de Rojas, con una duración de 60 min y un período de retorno de 2 años el valor de intensidad resultante es de 53.69 mm/h.

El caudal pico resultante para zona de la cuenca del río Corrogres con riesgo de deslizamiento es de **163.66 m³/s**. Nótese que este valor es más de 10 veces más grande que el caudal máximo estimado en el mismo punto de control para eventos de lluvia de alta intensidad para un período de retorno de 100 años (12 m³/s), por lo que el escenario de deslizamiento en la parte alta de la cuenca representa un evento fuera de rango con respecto a crecientes producidas por fenómenos hidrometeorológicos.

Estimación de niveles de creciente

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

Para construir el modelo del río Corrogres en el programa HEC-RAS 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 un franje de topografía de 5.76 km de largo y 150 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. A partir de la superficie tridimensional digital se obtuvieron 423 secciones transversales topográficas, las cuales se emplearon para definir el modelo hidráulico del río. 24 de las 423 secciones se incorporaron para el modelado de los puentes existentes, la geometría de los puentes se tomó del levantamiento de detalle realizado en cada uno de puentes por el personal de topografía.

Para la estimación de n_b del tramo de estudio del río Corrogres se realizó un muestreo de campo para obtener la granulometría aproximada del cauce del río, esto con el

objetivo de estimar el valor de d_{90} y utilizar la ecuación de Strickler para el cálculo de la n base.

La visita de campo se realizó el día 26 de febrero de 2019 y se tomaron muestras de 4 sitios a lo largo del cauce, para los cuales se calculó la granulometría de la fracción gruesa de superficie. El método utilizado se tomó de la referencia propuesta por Bunte y Abt en “Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distributions in Wadable Gravel - and Cobble- Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics, and Streambed Monitoring” (2001) y se utilizó el método de muestreo sistemático en marcas igualmente espaciadas a lo largo de una cinta métrica en una sección transversal del cauce.

La longitud de cauce seleccionada para el muestreo se tomó según la recomendación de 5-6 veces el ancho de la sección de cauce en el tramo de estudio. Las secciones transversales se espaciaron entre 2 m y 3 m a lo largo de la longitud escogida y las marcas para medición en cada sección transversal se tomaron como 1-2 veces el D_{max} de partícula presente en la sección de estudio.

Luego del muestreo en cada sitio, se derivaron sus respectivas curvas granulométricas así como su valores de D_{90} y rugosidad base n_b . Posteriormente se utilizaron los parámetros de ajuste propuestos por Arcement y Schneider (1989) para calcular el valor final de n de Manning a utilizar en cada tramo representativo de las características medidas en los 4 sitios.

Niveles de agua para los caudales de diseño: condición actual

Las simulaciones en HEC-RAS permitieron obtener las condiciones de flujo del río Corrogres en el tramo de estudio para la condición actual.

Para distribuciones de lluvia de larga duración (24h) el cauce del río Corrogres y sus estructuras no presentan problemas de capacidad hidráulica para ninguno de los períodos de retorno analizados.

Para distribuciones de lluvia de corta duración (aguacero de 2h que cubre toda la cuenca o la zona media de la misma) el cauce del río Corrogres y algunas de sus estructuras presentan problemas de capacidad hidráulica en ciertas zonas para los períodos de retorno de 5 años en adelante. En el mapa del Anexo 1 se muestra la extensión de la mancha de inundación obtenida a partir de las simulaciones de caudal para este caso. En la mayoría de los sectores con problemática la influencia de las estructuras de los puentes existentes es la principal causa de los desbordamientos del río, aunque existen

zonas puntuales a lo largo del tramo en las que el cauce natural del río no tiene la capacidad hidráulica requerida para transportar el caudal de avenida simulado.

Niveles de agua obtenidos de las simulaciones del caudal pico para el caso de deslizamientos en la parte alta del río Corrogres

Para el caudal estimado para el evento de un deslizamiento en la parte alta de la cuenca, prácticamente todas las estructuras existentes a lo largo del tramo estudiado son rebasadas por flujo de agua y lodos. Se debe recordar que el caudal de deslizamiento representa una creciente más de 10 veces mayor a la que se produce por eventos hidrometeorológicos extremos en la parte alta de la cuenca, aunque ya para las partes más bajas del tramo analizado (aguas debajo de la confluencia de la quebrada Coyote, en las inmediaciones de los puentes de la ruta 27), dicho caudal es similar a los obtenidos de tormentas de corta duración abarcando toda la cuenca, para períodos de retorno de 100 años.

En la figura del Anexo 2 se muestran los mapas de la mancha de inundación obtenida a partir de las simulaciones de caudal por flujos de deslizamiento. En algunos sectores el ancho de la franja de topografía utilizada para representar la sección transversal utilizada en el modelo unidimensional no es suficiente para determinar la extensión real de la inundación en el terreno, esta es una de las principales limitaciones de los modelos hidráulicos en 1 dimensión.

Se recomienda implementar medidas de prevención y mitigación del riesgo, como: generación de mapas de las zonas urbanas afectadas; implementación de un sistema de alerta, basado en monitoreo de parámetros meteorológicos y geotécnicos; capacitación a los miembros de la comunidad en planes de evacuación y el diseño; y colocación de barreras de retención para materiales deslizados a lo largo del tramo del río Corrogres más cercano a las zonas inestables y propensas a deslizamientos. Se tiene el antecedente del uso de estas barreras para control de deslizamientos en las laderas del Cerro Chitaría, también en el cantón de Santa Ana. En el año 2012 se colocó una barrera para detención de detritos en el cauce de la Quebrada Canoas. Este tipo de barreras permite retener material deslizado y evitar que potenciales represamientos colapsen y produzcan los altos caudales instantáneos que resultan de un rompimiento del material acumulado en el cauce.

Propuestas para la reducción del riesgo de inundaciones en el río Corrogres

Modificaciones a la geometría del cauce

En el siguiente cuadro se presenta el resumen de los tramos del cauce que requieren modificaciones en su geometría para alcanzar la capacidad hidráulica requerida. En los planos de anteproyecto anexos a este informe se muestran esquemas con información detallada de las modificaciones a realizar.

En el mapa del Anexo 3 se muestra la ubicación de las intervenciones propuestas.

Resumen de modificaciones requeridas en el cauce del río Corrogres para aumentar su capacidad hidráulica

Tramo	Estación Inicio	Estación Final	Modificaciones propuestas
1	0+650.00	0+910.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.6 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
2	0+910.00	0+970.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 1.4 m, altura máxima a remover 2.6 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.1H:1V.
3	0+970.00	1+030.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0.94 m, altura máxima a remover 1.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
4	1+050.00	1+080.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0.95 m, altura máxima a remover 1.16 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.1H:1V.
5	1+080.00	1+100.96	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable entre 5.50 m y 6.50 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0.65 m, altura máxima a remover 0.95 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.

Tramo	Estación Inicio	Estación Final	Modificaciones propuestas
6	1+100.96	1+130.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0.65 m, altura máxima a remover 0.88 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.1H:1V.
7	1+130.00	1+330.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
8	1+330.00	1+450.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
9	1+450.00	1+490.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
10	1+490.00	1+690.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
11	1+690.00	1+930.00	Pendiente de fondo se mantiene y el fondo del cauce baja 1.0 m desde la elevación mínima natural actual. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
12	2+300.00	2+350.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 0.36 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
13	2+640.00	2+680.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 5.50 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 0.99 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
14	3+000.00	3+120.00	Rectificación del cauce, tomar la elevación mínima de la parte central del cauce y continuar hasta los bordes. El ancho de la

Tramo	Estación Inicio	Estación Final	Modificaciones propuestas
			nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
15	3+150.00	3+227.68	Rectificación del cauce, tomar la elevación mínima de la parte central del cauce y continuar hasta los bordes. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
16	3+360.00	3+410.00	Remover material de la margen derecha del cauce hasta alcanzar un ancho de sección de 4.50 m, la remoción se plantea con un talud vertical.
17	3+410.00	3+450.00	Remover material de la margen izquierda del cauce hasta alcanzar un ancho de sección de 4.50 m, la remoción se plantea con un talud vertical.

Modificaciones a la geometría de las estructuras de los puentes existentes

En el siguiente cuadro se presenta el resumen de las modificaciones requeridas en los puentes y estructuras existentes a lo largo del tramo en análisis del río Corrogres para aumentar su capacidad hidráulica. En los planos de anteproyecto anexos a este informe se muestran esquemas con información detallada de las modificaciones a realizar.

En el mapa del Anexo 3 se muestra la ubicación de las intervenciones propuestas.

Resumen de modificaciones requeridas en el cauce del río Corrogres para aumentar su capacidad hidráulica

Puente	Estación	Modificaciones propuestas
1	5+630.00	Remoción completa de estructura actual. Se propone construir una nueva alcantarilla rectangular con ancho 2.3 m y alto 1.4 m, pendiente actual y elevaciones de entrada y salida se mantienen.
5c	3+572.289	Se recomienda remover por completo la estructura, ya que su presencia compromete significativamente la capacidad hidráulica del puente 5b, que es una estructura en calle pública y tiene prioridad para el beneficio de la comunidad de Santa Ana.
5d	3+588.552	Se recomienda remover por completo la estructura, ya que su presencia compromete significativamente la capacidad hidráulica del puente 5b, que es una estructura en calle pública y tiene prioridad para el beneficio de la comunidad de Santa Ana.
7	3+425.15	Ensanchamiento de la margen izquierda del cauce en las cercanías del puente, ancho final requerido 4.5 m. Losa de paso vehicular

Puente	Estación	Modificaciones propuestas
		mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 0.94 m.
8a	3+396.46	Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de la margen derecha del cauce, ancho final requerido 4.5 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 0.6 m.
8b	3+359.58	Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 5.8 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 2.13 m.
11	2+659.04	Remoción completa de estructura actual. Remoción de material del cauce por cambio de pendiente de fondo, ancho final requerido de la sección de fondo de cauce es de 4.8 m. Nueva elevación recomendada de losa de paso: margen izquierda El. 879.35, margen derecha El. 879.10.
12	1+697.92	Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 10.8 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 2.98 m.
13	1+099.30	Remoción completa de estructura actual. Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 8.5 m. Nueva elevación recomendada de losa de paso: margen izquierda El. 850.90 msnm, margen derecha El. 850.80 msnm.
14	1+075.82	Remoción completa de estructura actual. Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 5.3 m. Nueva elevación recomendada de losa de paso El. 850.90 msnm.
17	0+760.00	Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 12.8 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 7.0 m.

Resultados de las simulaciones de caudal para período de retorno de 100 años con las modificaciones propuestas en cauce y estructuras presentes en el tramo de análisis del Río Corrogres

Con las modificaciones requeridas en el cauce y los puentes y estructuras se procedió a actualizar la geometría del modelo de HEC-RAS para simular los caudales de avenida del período de retorno escogido (Bloque Alternativo de lluvias en la totalidad de la cuenca, TR 100 años) y el caudal pico producto de deslizamientos en la zona alta de la cuenca.

En el mapa del Anexo 4 se presenta la extensión de la mancha de inundación, una vez implementadas las mejoras expuestas en los apartados anteriores. En el caso de la avenida por tormenta corta y período de retorno de 100 años se presentan mejorías respecto a la condición actual del río, sin embargo, debido a restricciones de niveles de las vías, presencia de estructuras a lo largo del cauce y condiciones naturales del mismo no factibles de modificar, algunas zonas aún presentan problemas de desbordamiento.

Análisis sobre otorgamiento de permisos de desfogue pluvial a futuro

De los resultados obtenidos en el presente estudio es posible identificar condiciones de capacidad de transporte hidráulico del cauce del río Corrogres a lo largo del tramo analizado. Tomando en cuenta los caudales en el río para un período de 100 años de período de retorno, valor usual para el análisis de riesgo de inundación, producto de eventos de corta duración y alta intensidad actuando sobre toda la cuenca, el comportamiento hidráulico del río se puede analizar en los siguientes tramos:

- Tramo 0-A: Este tramo se refiere al extremo aguas abajo del río Corrogres en el sector de la radial de Lindora. Aunque es el tramo en que el río presenta los mayores caudales, también es donde el cauce tiene la mayor capacidad, por lo que en ese tramo el río puede manejar sin problemas los caudales de hasta 100 años de período de retorno.
- Tramo A-C: Este tramo comprende desde las inmediaciones de la Clínica Bíblica hasta aguas arriba del puente “La Soya”. En el recorrido de este tramo el río Corrogres recibe el aporte de la quebrada Coyote, que proviene del sector de Villa Real y del Santa Ana Country Club y de la quebrada Lajas, que viene del Alto de las Palomas. Esto le impone características muy particulares a este tramo, ya que el área de drenaje pasa, del inicio del tramo hasta el final, de 6.04 km² a 11.25 km², lo que implica un aumento del área drenada del 86%. En este tramo se presentan condiciones de desbordamiento y falta de capacidad en varios de los puentes. De particular atención es el puente de la Clínica Bíblica (Puente 17), el puente de la marginal de la ruta 27 (Puente 15) y el puente de La Soya (Puente 12). Las zonas de desbordamiento se concentran en los barrios ubicados al sur de la ruta 27 y aguas abajo del puente de La Soya. Este tramo tiene actualmente problemas de capacidad para el caudal de 100 años e incluso para caudales de menor período de retorno (5-10 años). Con las mejoras propuestas en los apartados anteriores se aumenta la capacidad, pero siempre hay sectores puntuales que continuarán con riesgo de inundación a pesar de las

intervenciones, incluyendo el propio puente La Soya, el cual no puede tener capacidad suficiente para evitar desbordamientos, aun con aplicaciones laterales.

- Tramo C-E: Este tramo se define entre el puente “La Soya” y la confluencia de la quebrada sin nombre detrás de la delegación de Policía Municipal. A pesar del incremento puntual de caudal producto de la entrada de la escorrentía proveniente de esa quebrada, este tramo presenta solo situaciones puntuales de desbordamientos, de las cuales las más notorias son en el sector del condominio Santa Ana Park (situación que se puede remediar con la ampliación del puente peatonal y reconfiguración del cauce) y detrás de la delegación policial, donde se propone dragar y ampliar el cauce para reducir el riesgo de inundación. A pesar de que el tramo presenta condiciones más favorables de capacidad hidráulica, la existencia de estos puntos de riesgo hace que cualquier incremento de causal proveniente de aguas arriba incremente la problemática identificada.
- Tramo E-H: Este tramo comprende el casco central de la ciudad de Santa Ana. Es el sector donde se identificaron más situaciones de riesgo, puesto que un buen número de estructuras restringen la capacidad hidráulica del río, imponiendo una amenaza de desbordamientos casi que para todos los períodos de retorno analizados. Además, es un sector donde las intervenciones a los puentes son más necesarias, incluyendo la remoción de estructuras dentro de propiedades privadas. En este sector, el río Corrogres no tiene capacidad de aceptar caudales mayores, puesto que -aun con las mejoras- no es posible garantizar que no se produzcan desbordamientos en el centro de la ciudad. Adicionalmente, para el caso de crecientes originadas por deslizamientos, este sería uno de los sectores con mayor afectación, debido a las restricciones geométricas e hidráulicas del cauce y a la magnitud esperada de dichos fenómenos.
- Tramo H-J: El tramo más aguas arriba del río Corrogres, desde un punto de vista de caudales de crecientes originadas por fenómenos hidrometeorológicos, es el que mayor holgura presenta entre caudales máximos y capacidad hidráulica. Esto con la excepción de dos puentes en el sector de San Rafael, cuya capacidad hidráulica actual es limitada y de la alcantarilla de calle Chirracal, la cual se considera que actualmente está subdimensionada. Sin embargo, es el tramo más vulnerable en cuanto a posibles deslizamientos, ya que se encuentra más cerca de zonas potencialmente inestables, y porque los caudales producto de dichos fenómenos serían hasta 14 veces mayores que los caudales máximos asociados a períodos de retorno altos (100 años).

Lo comentado anteriormente permite visualizar que el río Corrogres, tanto en su condición actual como con las mejoras propuestas, tiene una capacidad hidráulica muy

ajustada, y en algunos tramos insuficiente, para transportar los caudales impuestos por la escorrentía que se genera en la cuenca.

Considerando el desarrollo futuro de la cuenca del río Corrogres, situación que se dará en los próximos años y décadas ante el acelerado crecimiento urbano del cantón de Santa Ana, resulta impostergable que el cantón adopte medidas específicas para restringir el incremento de los caudales de escorrentía que lleguen al río Corrogres y a sus afluentes.

La Municipalidad de Santa Ana se puede apoyar para esto en lo que ya estipula su Plan Regulador, en términos de tamaños mínimos de lote y de porcentaje de cobertura. Pero también en la elaboración de un reglamento para el otorgamiento de permisos de desfogue pluvial, que contemple la inclusión de medidas de mitigación efectiva para nuevos desarrollos en esas subcuencas. Estas medidas deberán propiciar que los terrenos actuales no generen incrementos de escorrentía a pesar del eventual desarrollo urbano futuro.

Para lograr este objetivo se puede implementar en el desarrollo de proyectos de urbanización o condominios en el cantón el concepto de Desarrollo de Bajo Impacto (LID, por sus siglas en inglés). Este tipo de desarrollo se refiere a una serie de medidas estructurales y no estructurales que permiten concebir proyectos de desarrollo de terrenos que tengan el menor impacto hidrológico posible sobre su entorno (Mays, 2001).

Para lograr un desarrollo tipo LID se pueden implementar diversas estrategias, entre las cuales se pueden considerar las siguientes:

- Prácticas de manejo integrado (IMPs)
- Manejo del uso del suelo y del diseño de sitio
- Obras de detención y retención

Conclusiones y recomendaciones

La cuenca del río Corrogres cuenta con un área de 11.4 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 (120 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 19 subcuencas conectadas entre sí en 11 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 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años. A partir de estas simulaciones se determinó que la cuenca del río Corrogres 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.

Adicionalmente a los caudales estimados para avenidas producto de precipitaciones, se estimó el caudal pico producto de eventos de deslizamiento en la parte alta de la cuenca en estudio. El caudal pico obtenido para este evento extremo es de 163.66 m³/s.

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 unidimensional HEC-RAS.

A lo largo del tramo analizado del río se presentan problemas de capacidad hidráulica tanto en los alrededores de algunas de las estructuras existentes como en zonas del cauce natural sin influencia externa, estos problemas se presentan para los caudales correspondientes a las lluvias de corta duración y para períodos de retorno a partir de los 5 años. Los sitios más críticos corresponden a los alrededores del puente en el sector de la Clínica Bíblica, los dos puentes vehiculares ubicados en los barrios conocidos como Calle Los Mora y Calle González, el puente en el sector conocido como La Soya, un puente peatonal dentro de la propiedad privada del Condominio Santa Ana Park, zonas del cauce natural en las cercanías al Cen-Cinai y la Delegación de la Fuerza Pública, puentes en el centro de Santa Ana en los alrededores del Oficentro del Río, las estructuras ubicadas en la propiedad privada del Restaurante Ceviche del Rey y las inmediatamente aguas arriba del restaurante, y finalmente la alcantarilla del sector conocido como Calle Chirracal.

Para el caudal pico estimado en caso de deslizamientos, el 80% de las estructuras (20 de 24) presentan problemas de desbordamiento, así como gran variedad de sectores del cauce natural a lo largo del tramo en estudio. Para este caso también se tienen limitaciones del modelo hidráulico, ya que en muchas de las secciones transversales utilizadas el nivel de agua estimado sobrepasa la altura máxima del terreno natural disponible, por lo cual no se puede estimar adecuadamente la mancha de inundación producto de dicho caudal. Se recomienda la elaboración de un modelo hidráulico en 2 dimensiones para estimar adecuadamente las condiciones de inundación ante el evento extremo de deslizamiento.

Después de identificar las zonas y estructuras problemáticas se plantearon modificaciones geométricas tanto en el cauce natural del río como en las estructuras presentes a lo largo del mismo, 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, con consisten en dragados, ampliaciones de sección y modificación de puentes, 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 caudal correspondiente a la tormenta corta para un período de retorno de 100 años y el caudal pico producto de deslizamientos.

En el caso de la avenida por tormenta corta y período de retorno de 100 años se presentan mejorías respecto a la condición actual del río, sin embargo, debido a restricciones de niveles de las vías, presencia de estructuras a lo largo del cauce y condiciones naturales del mismo no factibles de modificar, algunas zonas aún presentan problemas de desbordamiento. En particular se presentan problemas en el puente del sector La Soya y el puente de la Clínica Bíblica.

En otros sitios se identificó que sería necesaria la remoción completa de las estructuras ubicadas en el cauce, como es el caso de los puentes internos del restaurante Ceviche del Rey, ya que imponen una restricción hidráulica muy fuerte al puente vehicular ubicado inmediatamente aguas arriba del restaurante y los niveles internos de la propiedad impiden modificaciones de la magnitud que se requiere para poder resolver el problema de rebase de agua en el puente.

Para estos casos se proveen los mapas de inundación con las zonas afectadas, de modo que las autoridades locales encargadas de la prevención y mitigación de riesgo puedan coordinar con las comunidades afectadas para implementar planes de evacuación y reubicación en los casos que sea necesario.

Para el evento de caudal por deslizamiento se presentan mejorías aisladas respecto a la condición actual, pero debido a la magnitud de dicho caudal, no es posible resolver en su totalidad el riesgo de inundaciones. Al igual que para las simulaciones de la condición original, se presenta la limitación del modelo hidráulico utilizado, nuevamente se recomienda la elaboración de un modelo hidráulico en 2 dimensiones para estimar adecuadamente las condiciones de inundación ante el evento extremo de deslizamiento. Se además recomienda implementar medidas de prevención y mitigación del riesgo,

como la generación de mapas de las zonas urbanas afectadas, la implementación de sistemas de alerta con monitoreo geotécnico y meteorológico, la capacitación a los miembros de la comunidad en planes de evacuación y el diseño y colocación de barreras de retención para materiales deslizados a lo largo del tramo del río Corrogres más cercano a las zonas inestables y propensas a deslizamientos.

Finalmente, en cuanto al desarrollo urbano futuro del cantón y su potencial impacto hidrológico en la cuenca del río Corrogres, los resultados permiten visualizar que este río, tanto en su condición actual como con las mejoras propuestas, tiene una capacidad hidráulica muy ajustada, y en algunos tramos insuficiente, para transportar los caudales impuestos por la escorrentía que se genera en la cuenca. Por lo tanto, resulta impostergable que el cantón adopte medidas específicas para restringir el incremento de los caudales de escorrentía que lleguen al río Corrogres y a sus afluentes. Esto es de particular interés en las subcuencas que actualmente no presentan aún un porcentaje mayoritario de áreas urbanizadas.

Para lograr este objetivo se puede implementar en el desarrollo de proyectos de urbanización o condominios en el cantón el concepto de Desarrollo de Bajo Impacto (LID, por sus siglas en inglés). Este tipo de desarrollo se refiere a una serie de medidas estructurales y no estructurales que permiten concebir proyectos de desarrollo de terrenos que tengan el menor impacto hidrológico posible sobre su entorno. Para lograr un desarrollo tipo LID se pueden implementar diversas estrategias, entre las cuales se pueden considerar Prácticas de manejo integrado (IMPs), manejo del uso del suelo y del diseño de sitio y obras de detención y retención para futuros desarrollos.

1. INTRODUCCIÓN

El presente es un informe con los resultados del Estudio Hidrológico e Hidráulico para el cauce del río Corrogres que recorre la zona urbana del cantón de Santa Ana.

El estudio tiene como objetivo general estimar las condiciones hidráulicas e hidrológicas y la capacidad de servicio y transporte del río Corrogres, para identificar zonas con propensión a inundaciones y proveer información técnica para la toma de decisiones de las autoridades municipales respecto a las mejoras de infraestructura existente requeridas 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 secciones transversales del río, en tramos no continuos, para complementar la información LIDAR disponible en el cauce del río.
- 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 procesar la información para incorporarla a la información LIDAR.
- Caracterización granulométrica del lecho del río.
- Modelación hidrológica de la cuenca del río Corrogres para obtener los caudales pico para diferentes períodos de retorno: 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, tomando en cuenta la variable de cambio climático.
- Definición de tormentas sintéticas de duración adecuada, para realizar modelaciones hidráulicas unidimensionales con HEC-RAS.
- Realización de un análisis de capacidad de servicio y transporte del río Corrogres, para proyectar con el estudio hidrológico la capacidad de dar desfogues sobre este tramo de interés y proyectar los desfogues pluviales futuros, ubicando los tramos con conflictos por inundación o donde se identifiquen problemas de baja capacidad de servicio del río Corrogres.
- De acuerdo con los resultados, definición del tipo de contramedidas y mejoramientos, así como las intervenciones de dragado, que se deban hacer en el cauce para reducir el impacto de las inundaciones y de procesos erosivos, dividiéndose en acciones inmediatas y mediatas, con blindaje en cambio climático y gestión de riesgo a desastre.

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

- Análisis hidrológico para la estimación de los caudales máximos instantáneos de diseño para 2, 5, 10, 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 (2, 5, 10, 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 del río Corrogres se obtuvieron hidrogramas de crecientes para los diferentes períodos de retorno (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años); sus caudales instantáneos pico sirvieron de base de diseño para el análisis hidráulico del puente.
- Análisis hidráulico del tramo de estudio en el río Corrogres, mediante la aplicación del modelo unidimensional HEC-RAS. Para esto se utilizaron secciones transversales derivadas de los levantamientos topográficos del tramo en estudio según los Términos de Referencia de la contratación, 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. Como resultado de las simulaciones se obtuvieron, para cada sección y para cada caudal de diseño, parámetros hidráulicos tales como velocidad del flujo, profundidad, elevación del nivel de energía y número de Froude, entre otras variables usuales en un modelo de este tipo.
- 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.
- Estimación de caudal pico producto de deslizamientos de material en la zona alta de la cuenca, análisis hidráulico del cauce del río Corrogres y sus estructuras para este evento extremo, definición de zonas propensas a inundación ante eventos de deslizamiento.

En los siguientes capítulos se presentan los resultados de los análisis y las recomendaciones para mejorar la capacidad hidráulica del río Corrogres y las estructuras presentes a lo largo del cauce.

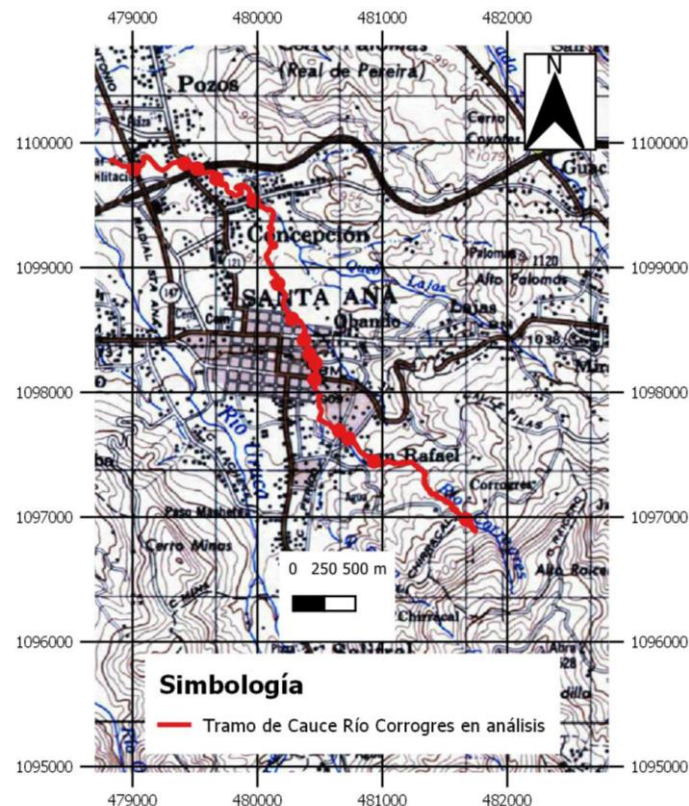
2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El río Corrogres es un curso fluvial ubicado en el cantón de Santa Ana, San José, en los distritos de Salitral y Santa Ana. El río Corrogres 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 Alto Granadilla a una elevación de 1631.2 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. Estas carreteras y una serie de pasos peatonales entre barrios atraviesan el cauce principal del río Corrogres a lo largo del tramo de estudio. Dicho tramo se definió en su punto más alto en una alcantarilla ubicada en el paso de la Calle Chirracal por el río Corrogres, mientras que el punto más bajo se definió en el sitio del puente sobre la Radial hacia Lindora (Figura 2.1).

Figura 2.1. Ubicación del tramo de estudio a lo largo del río Corrogres

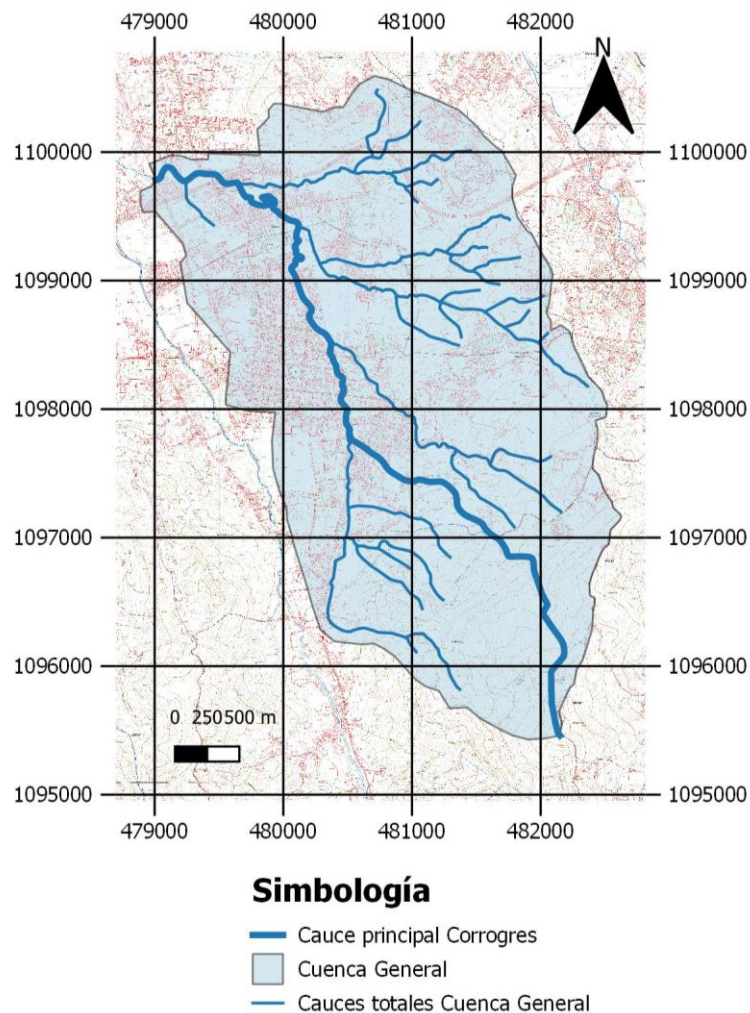


2.2 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO CORROGRES

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-NW-13, 3345-I-NW-14, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-19, 3345-I-NW-23, 3345-I-NW-24, 3345-I-SW-3, 3345-I-SW-4), se procedió a trazar la divisoria de aguas de la cuenca hidrográfica del río Corrogres, definida para el sitio donde se ubica el puente Sobre la Radia Lindora (Figura 2.2).

Figura 2.2. Delimitación de la cuenca general del Río Corrogres en el sitio Puente Radial Lindora (Fuente: Hojas cartográfica escala 1:5000 3345-I-NW-13, 3345-I-NW-14, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-19, 3345-I-NW-23, 3345-I-NW-24, 3345-I-SW-3, 3345-I-SW-4, 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.

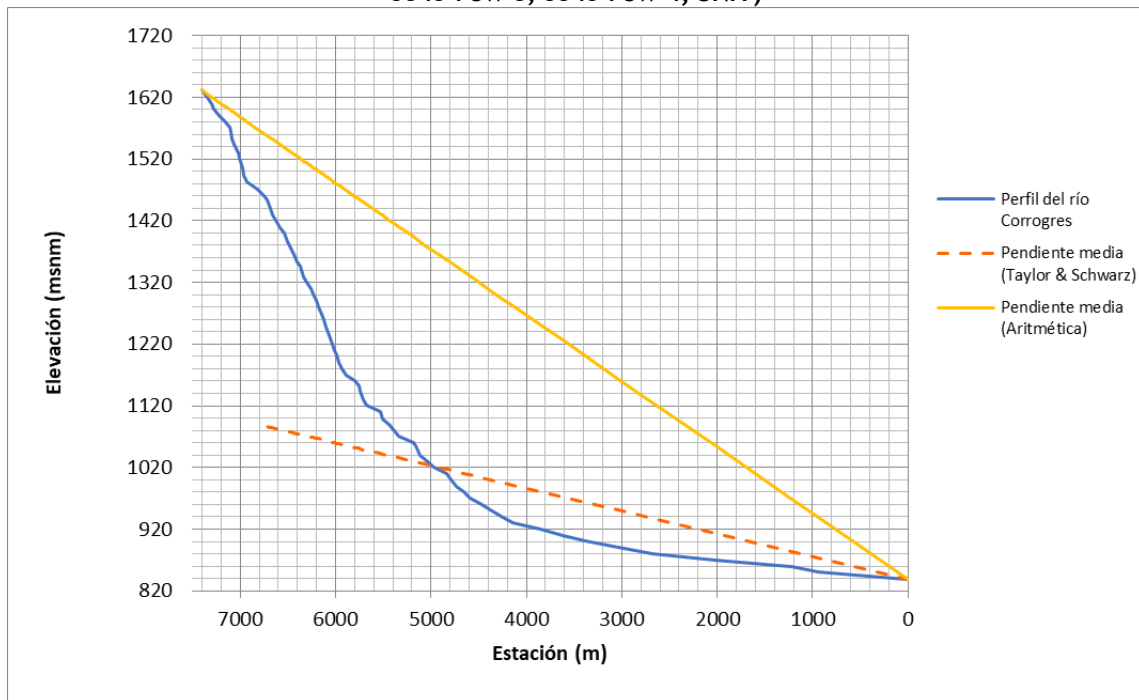
La cuenca de 11.40 km² tiene una forma ligeramente alargada, lo que se ve reflejado en un índice de compacidad de Gravelius de 1.27. Presenta elevaciones que varían desde los 838.5 msnm en las cercanías del puente de la Radial Lindora hasta los 1631.2 msnm en el Alto Granadilla. La red de drenaje es de tipo dendrítico; en la zona de estudio el río Corrogres tiene cuatro afluentes principales, tres de ellos en la zona este de la cuenca, por margen derecha (una quebrada intermitente sin nombre, la quebrada Lajas y la quebrada Coyote) y uno en la zona oeste, por margen izquierda (quebrada Perico).

Hasta el punto del control de la Radial Lindora, el cauce del río Corrogres tiene una longitud de 7.4 km. Su perfil se muestra en la Figura 2.3 y presenta una pendiente media de 3.7% según el criterio de Taylor y Schwarz.

Cuadro 2.1 Características principales de la cuenca general del Río Corrogres

Característica	Valor cuenca sitio Radial Lindora
Área de drenaje (km ²)	11.40
Perímetro (km)	15.30
Índice de compacidad de Gravelius	1.27
Pendiente media de la cuenca (%)	11.63
Elevación media de la cuenca (msnm)	1029
Elevación máxima de la cuenca (msnm)	1631.2
Elevación mínima de la cuenca (msnm)	838.5
Longitud del cauce principal (km)	7.40
Elevación máxima del cauce (msnm)	1631.2
Elevación mínima del cauce (msnm)	838.5
Pendiente media del cauce principal - aritmética (%)	10.7%
Pendiente media del cauce principal - Taylor y Schwarz (%)	3.7%
Número de orden de la cuenca	3
Longitud total de cauces (km)	28.64
Densidad de drenaje (km/km ²)	2.51

Figura 2.3. Perfil del río Corrogres hasta sitio puente Radial Lindora (Fuente: Hoja cartográfica escala 1:5000 3345-I-NW-13, 3345-I-NW-14, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-19, 3345-I-NW-23, 3345-I-NW-24, 3345-I-SW-3, 3345-I-SW-4, SNIT)

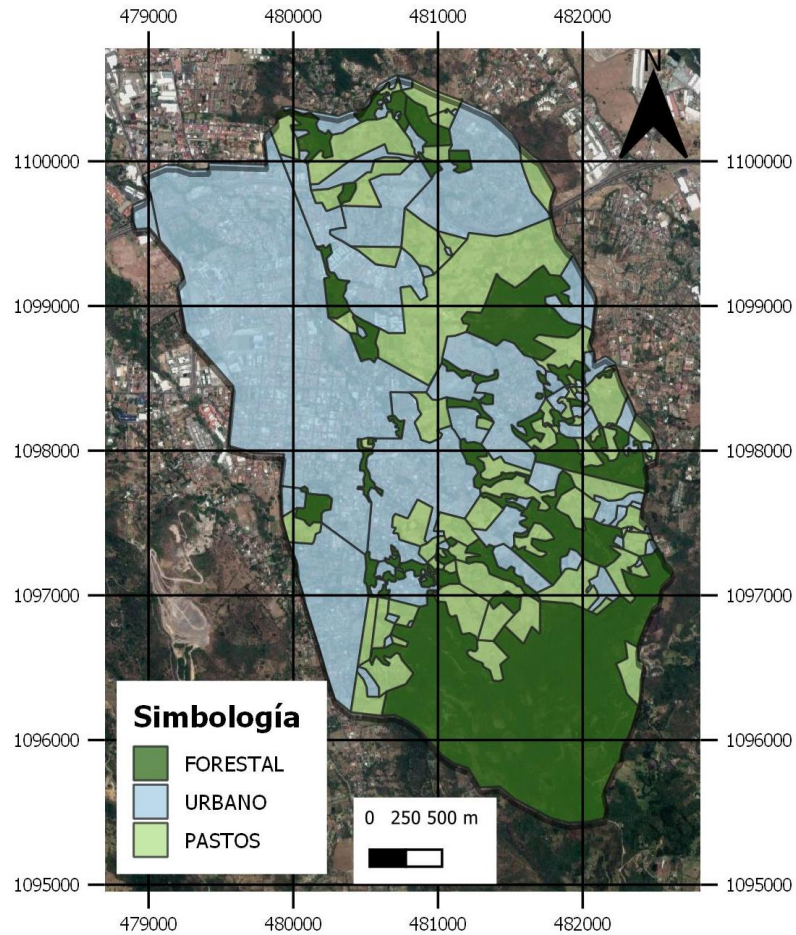


2.2.2 Uso y cobertura del suelo

Para realizar una caracterización del uso y cobertura actuales de la cuenca del río Corrogres 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 2.4 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 2.4.

El mapeo de coberturas de suelo muestra que la cuenca del río Corrogres presenta una importante cobertura urbana, que abarca casi el 50% de la cuenca, particularmente en sus sectores medios y bajos. El otro 50% de la cuenca corresponden a coberturas de pastos y forestal, esta última concentrada en la parte más alta de la cuenca, alrededor del cerro Alto Granadilla, 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 del río Corrogres se muestran en el Cuadro 2.2.

Figura 2.4. Mosaico de imágenes satelitales mostrando la cobertura del suelo del área de la cuenca del río Corrogres (Fuente: Google Earth, 2018)
 Cuadrícula CRTM-05



Cuadro 2.2. Coberturas de suelo predominantes en la cuenca del río Corrogres el sitio del puente de la Radial Lindora

Tipo	Área	
	m ²	Porcentaje
Forestal	3252959.00	28.5%
Pastos	2568106.00	22.5%
Urbano	5584088.00	49.0%
Total	11405153.00	100.0%

2.2.3 Caracterización climática

Climatológicamente el área de estudio se encuentra dentro de la Región Valle Central (Figura 2.5), según la clasificación del Instituto Meteorológico Nacional (IMN) a partir de criterios regionales de temperatura, precipitación anual y comportamiento estacional de las precipitaciones (Solano y Villalobos, 1997).

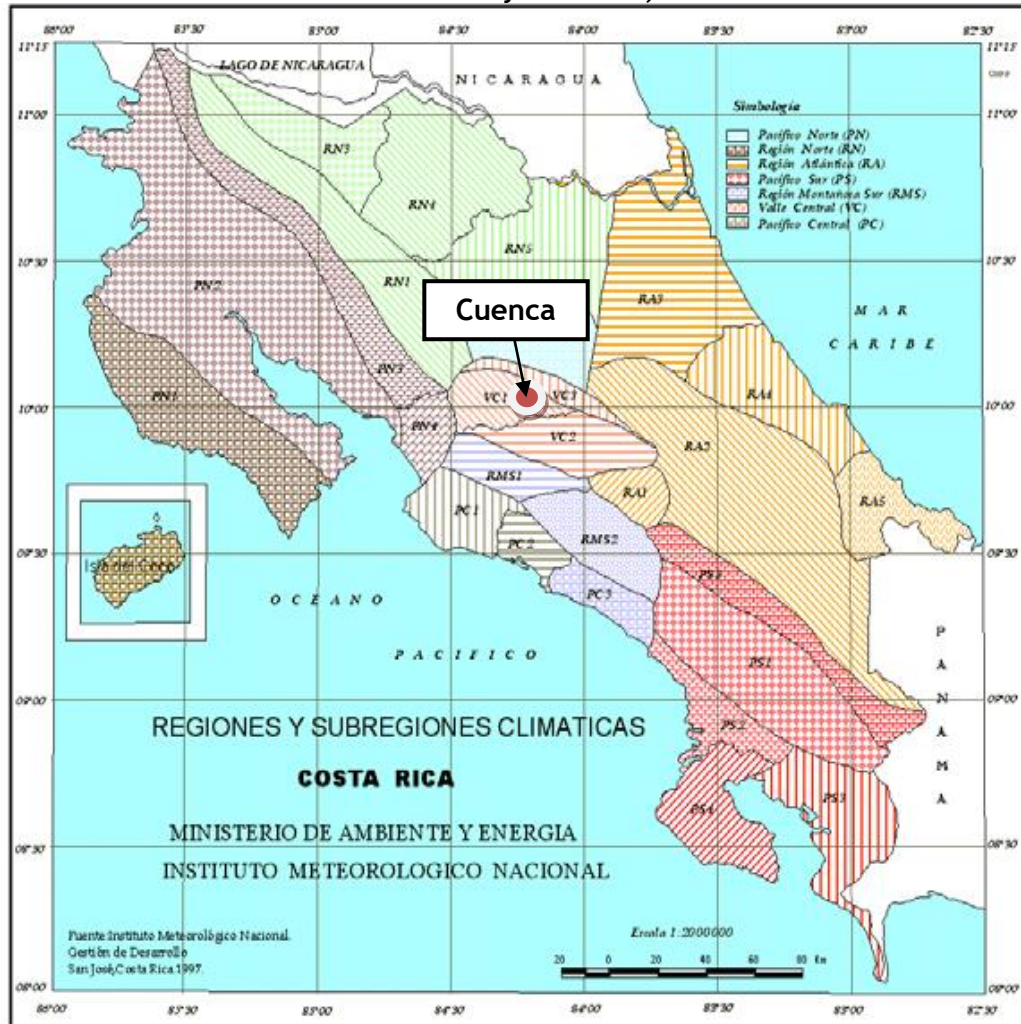
Debido a su ubicación, la Región Valle Central se ve afectada por las condiciones meteorológicas del Pacífico (vientos ecuatoriales y Zona de Influencia Intertropical) y del Caribe (vientos alisios del noreste). Estas condiciones se reflejan en una variabilidad climática en la zona, la cual se describe mediante tres subregiones definidas por IMN, según se muestra en el Cuadro 2.3 y en la Figura 2.5 (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 2.5. Mapa de regiones y subregiones climáticas de Costa Rica - Instituto Meteorológico Nacional
Fuente: Solano y Villalobos, 1997



2.3 CONDICIONES DEL CAUCE DEL RÍO CORROGRES EN LOS SITIOS DE LOS PUENTES EXISTENTES

El tramo del río Corrogres a analizar en este estudio tiene una longitud de 5.75 km. A lo largo de este tramo existen una serie de puentes y alcantarillas tanto vehiculares como peatonales, además de algunas estructuras sobre el cauce ubicadas dentro de propiedades privadas. En los apartados siguientes se hará una descripción de la condición y características de los sitios de puentes existentes. En el Cuadro 2.4 se presentan las coordenadas de los diferentes sitios de estudio, numerados desde aguas arriba hacia aguas abajo.

Cuadro 2.4. Puentes, alcantarillas y estructuras existentes a lo largo del tramo de estudio

Estructura	Coordenadas	
	Este	Norte
Puente 1. Alcantarilla Calle Chirracal	481671.2893	1096979.452
Puente 2. Paso peatonal Barrio Los Arias	480933.2251	1097446.058
Puente 3. Paso vehicular Diagonal 6, San Rafael	480729.7714	1097629.14
Puente 4. Paso vehicular Calle 11, cercanías de Restaurante Maxi's, San Rafael	480653.9219	1097693.409
Puente 5a. Paso peatonal propiedades privadas	480454.1947	1098080.872
Puente 5b. paso vehicular Avenida 2, cercanías Restaurante Ceviche del Rey	480455.5434	1098103.142
Puente 5c. Paso peatonal propiedad privada restaurante Ceviche del Rey	480463.7071	1098115.459
Puente 5d. Puente 5d, Anexo al salón restaurante, propiedad privada Restaurante Ceviche del Rey	480474.983	1098127.118
Puente 6. Paso vehicular Avenida 0A	480464.6162	1098232.465
Puente 7. Paso vehicular por Calle 5	480440.5894	1098249.946
Puente 8a. Paso Vehicular Oficentro del Río	480427.1142	1098271.111
Puente 8b. Paso Vehicular Avenida 1	480414.7337	1098305.123
Puente 9. Paso Vehicular Avenida 3	480371.0928	1098417.487
Puente 10. Paso vehicular por Calle 1, cercanías entrada Colegio Mundo Unido	480278.8768	1098589.21
Puente 11. Paso peatonal interno Condominio Santa Ana Park	480160.4927	1098867.363
Puente 12. Paso vehicular Avenida 23, Calle Gavilanes, La Soya	479968.1573	1099537.931
Puente 13. Paso vehicular Calle Los González	479680.302	1099696.317
Puente 14. Paso vehicular Calle Los Mora	479671.0137	1099717.949
Puente 15. Paso vehicular calle marginal de salida a Ruta 27	479525.9744	1099776.305
Puente 16a. Paso vehicular Ruta 27	479519.1076	1099787.357
Puente 16b. Paso vehicular Ruta 27	479513.2105	1099801.318
Puente 17. Paso vehicular cercanías Clínica Bíblica	479419.0717	1099832.979
Puente 18. Paso vehicular puente sobre Radial Lindora	479012.4506	1099784.611

2.3.1 Puente 1. Alcantarilla Calle Chirracal

El sitio del puente 1 cuenta actualmente con una tubería circular de 1.0 m de diámetro en material de PVC Corrugado (tipo NOVAFORT), la tubería se encuentra enterrada en la mayoría de su longitud, con excepción de la zona aguas abajo, la cual pareciera ha sufrido un deslave del relleno producto del paso de una creciente. Cuenta con cabezales de entrada y salida en concreto y un bordillo en la zona aguas arriba. En la zona directamente aguas abajo de la tubería se encuentra una formación rocosa natural, cuya protuberancia se extiende considerablemente en la sección transversal del cauce justo en la zona de desfogue de la tubería, según se observa en la Figura 2.6. La tubería tiene actualmente 12.6 m de longitud aproximada.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías de la alcantarilla se observan en la Figura 2.7. Se puede apreciar la existencia de materiales sueltos de gran tamaño, aproximadamente de 1.0 m según las mediciones realizadas en campo en el cauce principal, así como la existencia de vegetación. Se ha indicado, según vecinos de la zona y personal de la Municipalidad, que en ocasiones se ha presentado desbordamiento del río durante crecientes.

Figura 2.6. Alcantarilla Calle Chirracal



Figura 2.5 (cont.). Alcantarilla Calle Chirracal



Figura 2.7. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 1



2.3.2 Puente 2. Paso peatonal Barrio Los Arias

El sitio del puente 2 cuenta actualmente con una estructura de paso peatonal de concreto reforzado y barandas metálicas, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 5.0 m desde el punto más bajo del cauce del río. En las cercanías de la margen derecha del río hay una zona de terraza a un nivel más alto que el resto del cauce en la margen izquierda, en esta terraza se colocó una pila de apoyo del puente. El puente tiene aproximadamente 17.7 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.8 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.9. Se puede apreciar la existencia de materiales sueltos de tamaño mediano, así como la existencia de vegetación, tuberías de conexiones de servicios públicos y plásticos cubriendo las márgenes en las zonas de desfuegos pluviales y de aguas grises. Debido a la pendiente natural del cauce en este tramo del río y la altura de la estructura respecto al cauce, no parece que el puente presente problemas de rebasamiento del agua en condiciones de avenida.

Figura 2.8. Puente 2, Paso Peatonal Los Arias



Figura 2.7 (cont.). Puesto 2, Paso Peatonal Los Arias



Figura 2.9. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 2



2.3.3 Puente 3. Paso vehicular Diagonal 6, San Rafael

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 3.0 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 3.6 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.10 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 del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.11. Se puede apreciar la existencia de materiales sueltos de tamaño mediano, así como la existencia de vegetación.

Figura 2.10. Puente 3, Paso Vehicular Diagonal 6, San Rafael



Figura 2.9 (cont.). Puente 3, Paso Vehicular Diagonal 6, San Rafael



Figura 2.11. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 3



2.3.4 Puente 4. Paso vehicular Calle 11, cercanías de Restaurante Maxi's, San Rafael

El sitio del puente 4 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.0 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 2.6 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.12 se muestra el estado actual de la estructura. Además, los muros a lo largo del cauce generan curvas muy pronunciadas para la circulación del río, particularmente aguas abajo del puente.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.13. En este tramo las zonas aledañas al cauce se encuentran altamente urbanizadas, hay presencia de bloques de diversos tamaños, vegetación y basura.

Figura 2.12. Puente 4, Paso Vehicular Calle 11, cercanias de Restaurante Maxi's, San Rafael



Figura 2.11 (cont.). Puente 4, Paso Vehicular Calle 11, cercanías de Restaurante Maxi's, San Rafael



Figura 2.13. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 4



2.3.5 Puente 5. Paso peatonal propiedades privadas, paso vehicular Avenida 2 y estructuras internas propiedad privada Restaurante Ceviche del Rey

El sector denominado puente 5 consiste en una serie de estructuras de paso, de concreto reforzado y mampostería, tanto en la vía pública como dentro de propiedades privadas. A continuación se describen las estructuras presentes en este sector.

El puente 5a corresponde a una estructura de paso peatonal que comunica los patios de dos propiedades privadas, éste consiste en una estructura metálica con apoyos de concreto ciclópeo, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 3.80 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 12 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.14 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.14. En este tramo se tiene presencia de bloques de tamaño medio y vegetación en las márgenes del cauce.

Figura 2.14. Puente 5a, Paso peatonal en propiedad privada, cercanías de Avenida 2



El puente denominado como 5b corresponde al paso vehicular de la Avenida 2 y consiste en una estructura de concreto reforzado. Es una estructura de importancia primaria para el tránsito a través de la ciudad de Santa Ana, al estar sobre una vía principal de acceso. El puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.45 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 9.30 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 del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.16. En este tramo las zonas aledañas al cauce se encuentran altamente urbanizadas en la zona aguas abajo, en la zona aguas arriba se tiene presencia de bloques de tamaño medio y vegetación en las márgenes del cauce, así como la existencia del Puente 5a; en la zona inmediatamente aguas abajo del puente se encuentra la tapia de límite de propiedad del Restaurante Ceviche del Rey, en la zona dentro del cauce la estructura es un arco de mampostería, que restringe la capacidad hidráulica del tramo.

Figura 2.15. Puente 5b, Paso Vehicular Avenida 2, cercanias de Restaurante Ceviche del Rey



Figura 2.14 (cont.). Puente 5b, Paso Vehicular Avenida 2, cercanías de Restaurante Ceviche del Rey



Figura 2.16. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 5a



Las estructuras nombradas de 5c y 5d corresponden a las estructuras internas presentes en la propiedad privada del Restaurante Ceviche del Rey.

La estructura 5c corresponde al paso peatonal que comunica el parqueo del restaurante con el salón de atención a los clientes, éste consiste en una estructura de concreto reforzado y mampostería, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.25 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 4.6 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.17 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías de estas 2 estructuras se observan en la Figura 2.17. El cauce en este tramo ha sido intervenido en su totalidad, a lo largo del tramo hay presencia de bloques de diversos tamaños en el fondo del cauce, mientras que las márgenes están protegidas con enrocado ligado con mortero (zampeado). En el momento de la visita al campo algunas zonas de las márgenes presentaban crecimiento de vegetación. En la zona inmediatamente aguas arriba del puente se encuentra la tapia de límite de propiedad del Restaurante Ceviche Rey. En la zona aguas abajo se encuentra la estructura denominada 5c, que corresponde a lo que pareciera ser un anexo del salón de atención a los clientes del restaurante, el cual fue construido sobre el cauce del río Corrogres.

Figura 2.17. Puente 5c, Paso Peatonal, propiedad privada Restaurante Ceviche del Rey



Figura 2.16 (cont.). Puente 5c, Paso Peatonal, propiedad privada Restaurante Ceviche del Rey



El puente 5d, que corresponde a lo que pareciera ser un anexo del salón de atención a los clientes del restaurante, consiste en una estructura de concreto reforzado y mampostería, construida sobre el cauce del río Corrogres. El puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.46 m desde el punto más bajo del cauce del río al punto más alto del arco de mampostería. En la Figura 2.18 se muestra el estado actual de la estructura.

Figura 2.18. Puente 5d, Anexo al salón restaurante, propiedad privada Restaurante Ceviche del Rey



2.3.6 Puente 6. Paso vehicular Avenida 0A

El sitio del puente 6 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.3 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 5.4 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.19 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.20. En este tramo las zonas aledañas al cauce se encuentran altamente urbanizadas, hay presencia de bloques de diversos tamaños, vegetación y basura tanto orgánica como inorgánica.

Figura 2.19. Puente 6, Paso Vehicular Avenida 0A



Figura 2.18 (cont.). Puente 6, Paso Vehicular Avenida 0A



Figura 2.20. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 6



Figura 2.18 (cont.). Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 6



2.3.7 Puente 7. Paso vehicular por Calle 5

El sitio del puente 7 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 1.8 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 4.9 m de longitud en su superficie de paso superior. Este paso es también parte de la red vial primaria de la ciudad de Santa Ana, ya que la calle en mención es de alto tránsito. En la Figura 2.21 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.22. En este tramo las zonas aledañas al cauce se encuentran altamente urbanizadas, hay presencia de bloques de diversos tamaños, vegetación y basura tanto orgánica como inorgánica.

Figura 2.21. Puente 7, Paso Vehicular Calle 5



Figura 2.22. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 7



2.3.8 Puente 8. Paso vehicular entrada a parqueo Oficentro del río y paso vehicular en Avenida 1

El sitio del puente 8 consta de 2 pasos vehiculares, identificados como 8a y 8b.

El puente denominado como 8a corresponde a una estructura de paso vehicular que comunica el parqueo privado del Oficentro del Río con la vía pública de la Calle 5. Éste consiste en una estructura de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.86 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 3.7 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.23 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.24. En este tramo el cauce presenta modificaciones producto de la canalización realizada para la construcción del oficentro, en el lecho del río se observan bloques de diversos tamaños y algunas zonas con crecimiento de vegetación, mientras que las márgenes están conformadas por una combinación de muros de mampostería y muros de concreto ciclópeo.

Figura 2.23. Puente 8a, Paso Vehicular Oficentro del Río



Figura 2.22 (cont.). Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 8a



Figura 2.24. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 8a



El puente 8b corresponde al de paso vehicular sobre la Avenida 1. Éste consiste en una estructura de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.88 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 3.8 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.25 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.26. En la zona aguas arriba del puente se presenta aún la influencia de las modificaciones hechas al cauce para la construcción del oficentro descritas para el puente 8a. Para el tramo aguas abajo el cauce presenta condiciones más naturales, bloques de diversos tamaños en el lecho y márgenes cubiertas con vegetación.

Figura 2.25. Puente 8b, Paso Vehicular Avenida 1



Figura 2.26. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 8b



2.3.9 Puente 9. Paso vehicular por Avenida 3

El sitio del puente 9 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.58 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 11.5 m de longitud en su superficie de paso superior. En la zona aguas arriba del puente existe un puente peatonal de estructura metálica, dicho puente se encuentra ubicado en un nivel superior al del puente vehicular, de modo que no compromete la capacidad hidráulica del tramo. El puente se ubica a lo largo de una ruta primaria de circulación este-oeste de la ciudad de Santa Ana. En la Figura 2.27 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.28. En el tramo aguas arriba hay presencia de bloques de diversos tamaños, vegetación que crece en las márgenes y algunos árboles en las planicies de inundación. En el tramo aguas abajo se ubican varias salidas de desfogues pluviales, bloques de diversos tamaños en el lecho inferior del cauce y vegetación en las márgenes, principalmente pastos.

Figura 2.27. Puente 9, Paso Vehicular Avenida 3



Figura 2.26 (cont.). Puente 9, Paso Vehicular Avenida 3



Figura 2.28. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 9



2.3.10 Puente 10. Paso vehicular por Calle 1, entrada Colegio Mundo Unido

El sitio del puente 10 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 4.58 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 8.4 m de longitud en su superficie de paso superior. Se observan protecciones de márgenes en concreto que se ha construido recientemente por la margen izquierda. En la Figura 2.29 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.30. En el tramo aguas arriba existen bloques de gran tamaño y una importante cantidad de vegetación que crece en las márgenes e invade la zona central del cauce, particularmente ramas de árboles. En el tramo aguas abajo se tiene un canal bien definido en el lecho inferior del cauce, con presencia de bloques de diversos tamaños y vegetación en las márgenes, principalmente maleza y algunos árboles.

Figura 2.29. Puente 10, Paso Vehicular Calle 1, Cercanías entrada Colegio Mundo Unido



Figura 2.28 (cont.). Puente 10, Paso Vehicular Calle 1, Cercanías entrada Colegio Mundo Unido



Figura 2.30. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 10



2.3.11 Puente 11. Paso peatonal interno Condominio Santa Ana Park

El sitio del puente 11 corresponde a un puente peatonal con subestructura metálica y losas de concreto para el paso superior, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 2.52 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 11.9 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.31 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.32. En el tramo del puente 11 el cauce presenta algunos bloques dispersos y arenas, en la zona aguas abajo del puente existe una pequeña presa que provoca un desnivel de alrededor de 2.0 m en el cauce, se presume que esta modificación al cauce fue realizada durante la construcción del condominio, para dar un nivel estable al flujo de agua que discurre en las cercanías al puente peatonal.

Figura 2.31. Puente 11, Paso peatonal interno Condominio Santa Ana Park



Figura 2.30 (cont.). Puente 11, Paso peatonal interno Condominio Santa Ana Park



Figura 2.32. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 11



2.3.12 Puente 12. Paso vehicular Avenida 23, Calle Gavilanes, La Soya

El sitio del puente 12 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 3.39 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 9.0 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.33 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.34. En el tramo aguas arriba existen bloques de tamaño medio y vegetación que crece en las márgenes, principalmente maleza y plantas de bambú. En el tramo aguas abajo se tiene un canal bien definido en el lecho inferior del cauce, los bloques son escasos y dan paso a arenas, en las márgenes existen muros de retención de propiedades privadas y árboles.

Figura 2.33. Puente 12, Paso vehicular Avenida 23, Calle Gavilanes, La Soya



Figura 2.32 (cont.). Puente 12, Paso vehicular Avenida 23, Calle Gavilanes, La Soya



Figura 2.34. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 12



2.3.13 Puente 13. Paso vehicular Calle Los González

El sitio del puente 13 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 3.7 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 6.2 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.35 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.36. En el tramo aguas arriba existen bloques de diversos tamaños y vegetación que crece en las márgenes, principalmente maleza y plantas de bambú. En el tramo aguas abajo se tiene un canal bien definido en el lecho inferior del cauce, los bloques de esta zona están cubiertos por el flujo de agua, en las márgenes existen muros de retención de propiedades privadas y árboles.

Figura 2.35. Puente 13, Paso vehicular Calle Los González



Figura 2.34 (cont.). Puente 13, Paso vehicular Calle Los González



Figura 2.36. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 13



2.3.14 Puente 14. Paso vehicular Calle Los Mora

El sitio del puente 14 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, está ubicado unos 23 m aguas abajo del puente 13, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 3.4 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 6.8 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.37 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.38. A lo largo del tramo se tiene un canal bien definido en el lecho inferior del cauce, los bloques de esta zona están cubiertos por el flujo de agua, en las márgenes existen afloramientos rocosos en la parte inferior, muros de retención de propiedades privadas en la zona superior y árboles.

Figura 2.37. Puente 14, Paso vehicular Calle Los Mora

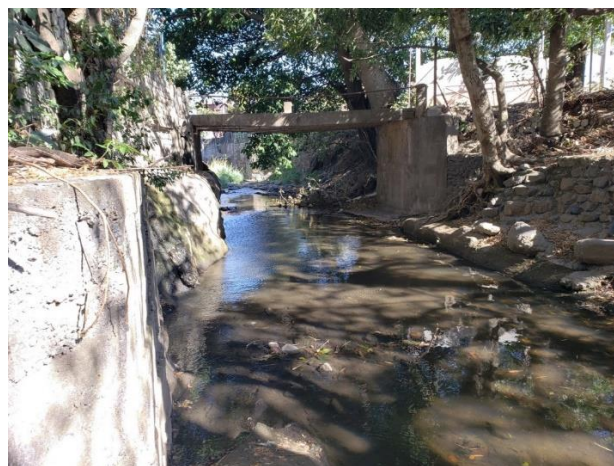


Figura 2.38. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 14



2.3.15 Puente 15. Paso vehicular calle marginal de salida a Ruta 27

El sitio del puente 15 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, el puente se encuentra a una altura de aproximadamente 4.9 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 21.4 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.39 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.40. A lo largo del tramo se presentan bloques rocosos de diversos tamaños, en las márgenes existen afloramientos rocosos y crecimiento de vegetación, principalmente maleza y algunos árboles dispersos.

Figura 2.39. Puente 15, Paso vehicular calle marginal salida Ruta 27



Figura 2.40. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 15



2.3.16 Puente 16. Paso vehicular Ruta 27

El sitio denominado puente 16 se refiere a los puentes de la Ruta 27 sobre el río Corrogres, los cuales son infraestructura primaria a nivel nacional. Cuenta actualmente con dos estructuras independientes de paso vehicular de concreto reforzado, para efectos del modelo se identificaron como puente 16a y puente 16b, tienen una separación libre entre ellos de aproximadamente 5.5 m, el puente 16a corresponde al ubicado más hacia aguas arriba de las 2 estructuras. Ambos puentes se encuentran a una altura de aproximadamente 8.8 m desde el punto más bajo del cauce del río, tienen aproximadamente 38.0 m de longitud en su superficie de paso superior y cuentan con una pila de soporte intermedia localizada en las cercanías de la margen izquierda. En la Figura 2.41 se muestra el estado actual de las estructuras.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías de los puentes se observan en la Figura 2.41. A lo largo del tramo se presentan bloques rocosos de diversos tamaños, en las márgenes existen afloramientos rocosos y crecimiento de vegetación, principalmente maleza y algunos árboles dispersos.

Figura 2.41. Puente 16, Paso vehicular Ruta 27



Figura 2.40 (cont.). Puente 16, Paso vehicular Ruta 27



2.3.17 Puente 17. Paso vehicular cercanías Clínica Bíblica

El sitio del puente 17 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado. El puente se encuentra a una altura de aproximadamente 3.17 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 7.0 m de longitud en su superficie de paso superior. En la Figura 2.42 se muestra el estado actual de la estructura.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.43. A lo largo del tramo del puente hay una serie de modificaciones en las márgenes para el desfogue de aguas pluviales de las estructuras presentes en la zona, muchas de ellas de reciente construcción. En el fondo del cauce se presentan bloques rocosos de diversos tamaños y crecimiento de vegetación en las zonas de las márgenes que no han sido modificadas.

Figura 2.42. Puente 17, Paso vehicular cercanías Clínica Bíblica



Figura 2.43. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 17



2.3.18 Puente 18. Paso vehicular puente sobre Radial Lindora

El sitio del puente 18 cuenta actualmente con una estructura de paso vehicular de concreto reforzado, que forma parte de una Ruta Nacional primaria (Radial Santa Ana - Belén). El puente se encuentra a una altura de aproximadamente 5.4 m desde el punto más bajo del cauce del río y tiene aproximadamente 35.7 m de longitud en su superficie de paso superior, durante la visita de campo del personal que realizaba el levantamiento topográfico se encontró que debajo del puente existe lo que parece ser un asentamiento informal de vivienda. En la Figura 2.44 se muestra el estado actual de las estructuras.

Las condiciones actuales del río Corrogres en las cercanías del puente se observan en la Figura 2.45. A lo largo del tramo del puente hay una serie de modificaciones en las márgenes para el desfogue de aguas pluviales de las estructuras presentes en la zona. En el fondo del cauce se presentan bloques rocosos de diversos tamaños.

Figura 2.44. Puente 18, Paso vehicular sobre Radial Lindora



Figura 2.43 (cont.). Puente 18, Paso vehicular sobre Radial Lindora



Figura 2.45. Condición del cauce del río Corrogres en el sitio del puente 18



3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

La cuenca del río Corrogres no cuenta con mediciones ni registros continuos de caudal, por lo que no se dispone de información directa para estimar los caudales de diseño para el puente ubicado sobre este curso de agua. 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 del río Corrogres en análisis, a partir de tormentas de diseño y características de la cuenca.

Se consideraron períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años para efectos de diseño hidrológico.

Los modelos de precipitación-escorrentía son el método indirecto más usual a ser 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:

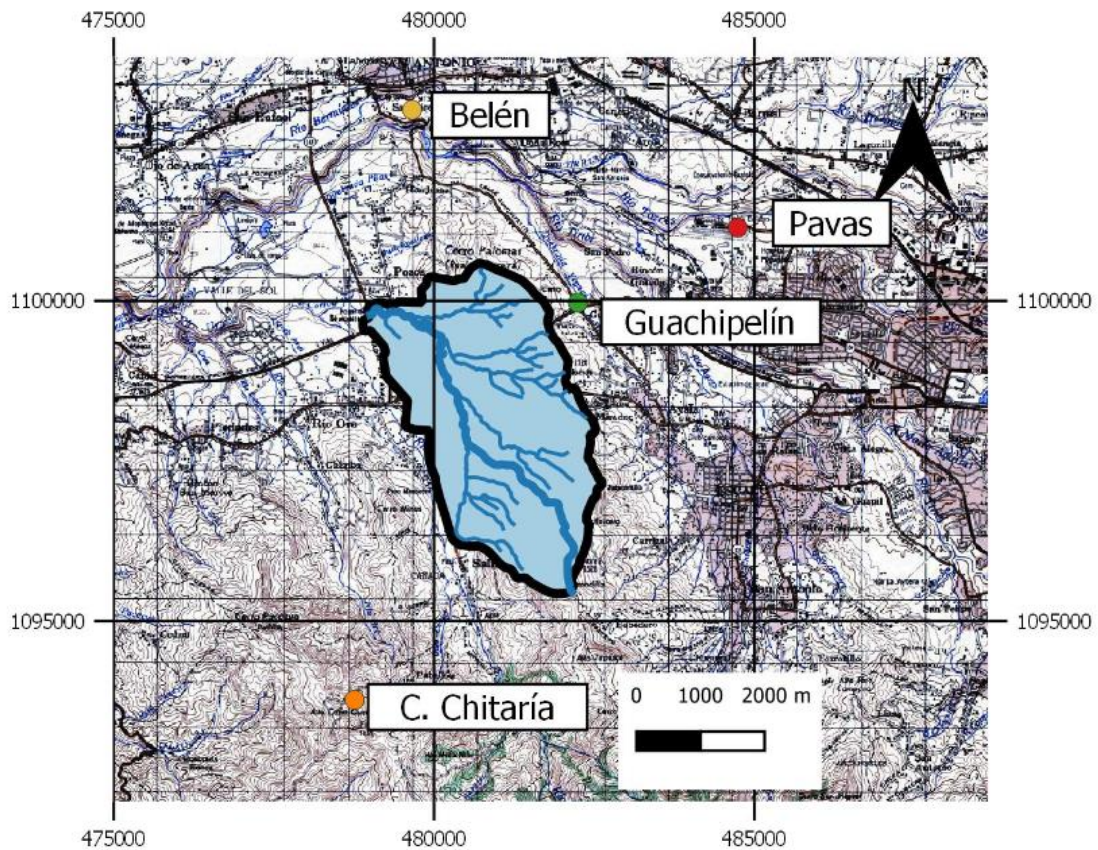
- Estimación de la tormenta de diseño media sobre la cuenca, para los períodos de retorno de interés
- Definición del modelo de cuenca
- Definición del modelo de abstracciones de precipitación
- Definición del modelo de transformación precipitación-escorrentía
- Corrida de las simulaciones del modelo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



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

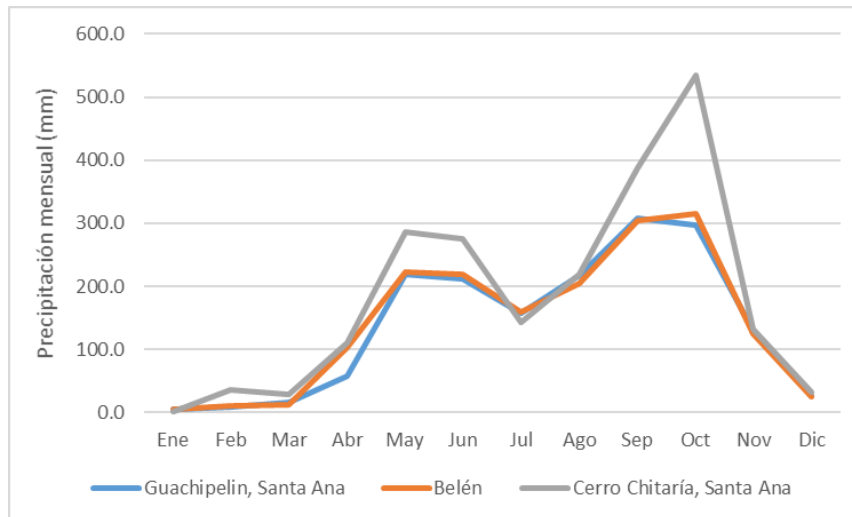
tormenta Nate de 2017, que causó inundaciones en el sector. Y para Belén se contó también con acumulados máximos anuales para duraciones de entre 5 y 60 minutos.

Cuadro 3.1. Estaciones pluviográficas con información disponible para el análisis hidrológico de la cuenca del río Corrogres

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



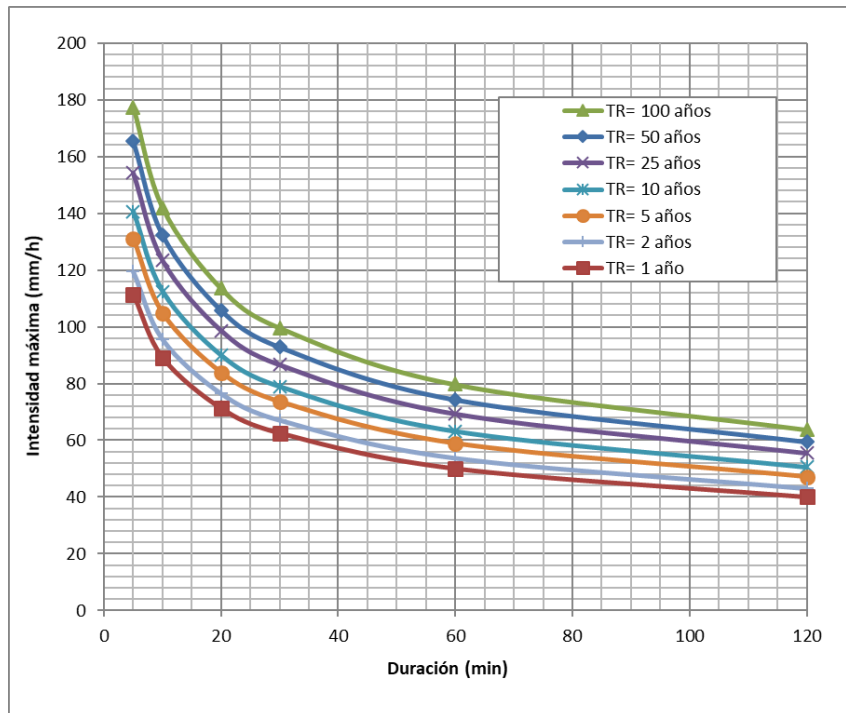
La característica más relevante para definir las tormentas de diseño es la intensidad de la lluvia, cuyo comportamiento y variabilidad se representa por medio de curvas intensidad-duración-período de retorno (curvas i-d-f) derivadas a partir de registros pluviográficos. De acuerdo con el área de estudio 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:

$$P_{24,máx}(TR) = \overline{P_{24,máx}} + K(TR) * S_{P_{24,máx}}$$

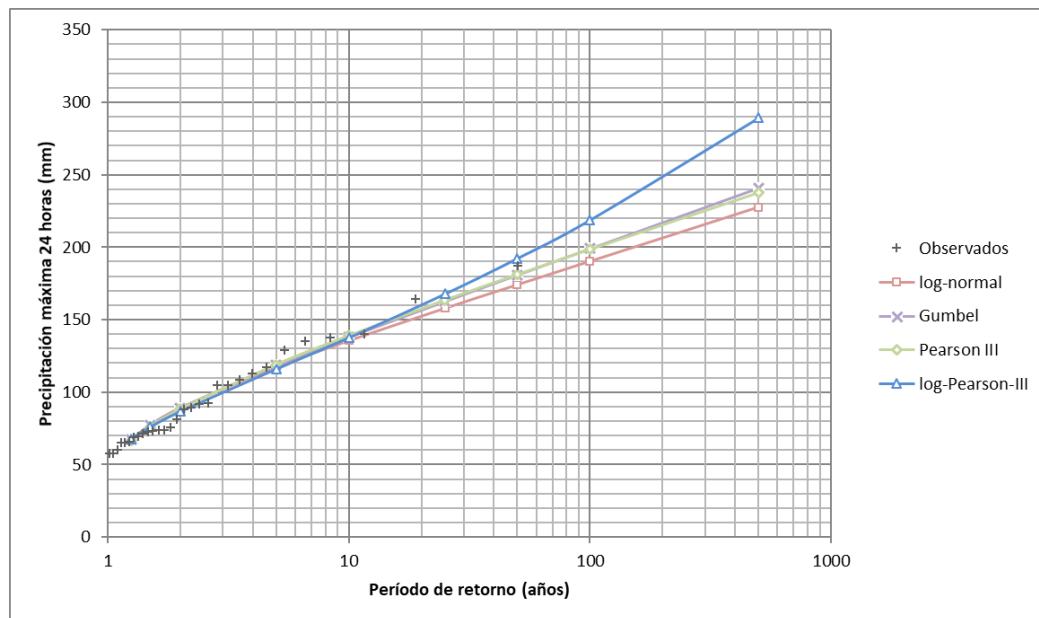
donde $P_{24,máx}(TR)$ es la precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno TR ; $\overline{P_{24,máx}}$ es el promedio de los valores de la serie anual de precipitación máxima en 24 horas; $S_{P_{24,máx}}$ es la desviación estándar de los valores de la serie anual de precipitación máxima 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 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años (Cuadro 3.5).

Cuadro 3.5. Valores de P_{24} máxima de la cuenca del río Corrogres

TR (años)	$P_{24 \text{ máx}}$ (mm)
	log-Pearson-III
2	86.75
5	115.99
10	137.64
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

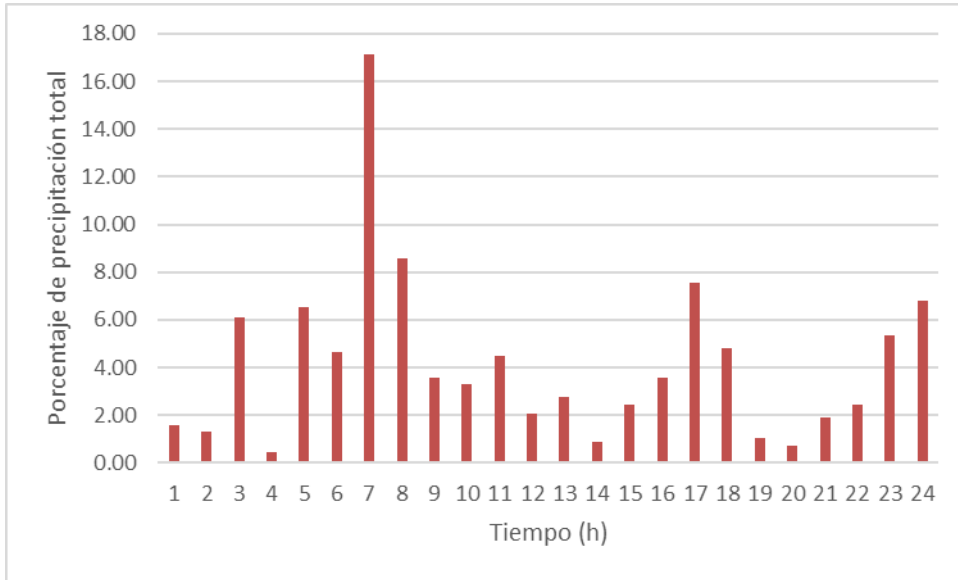
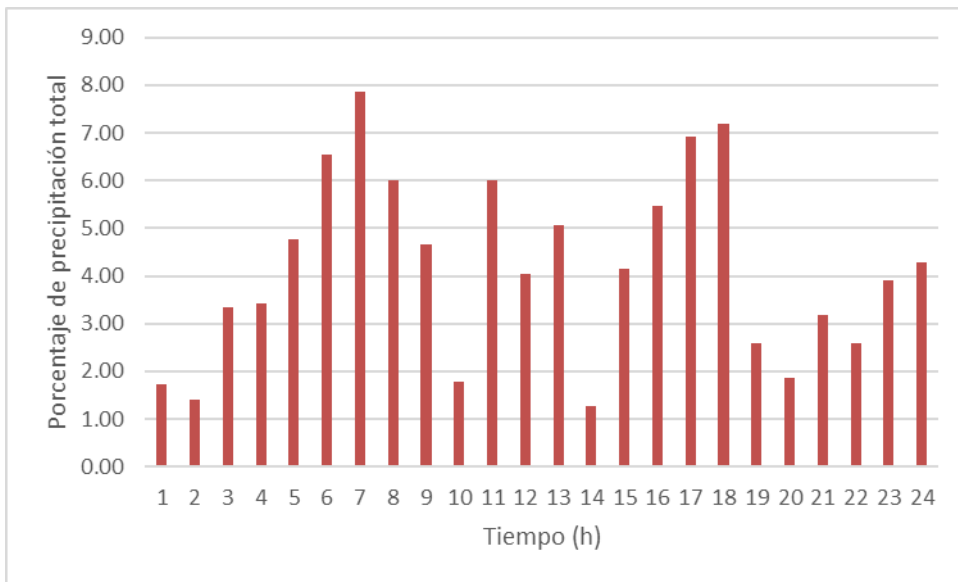


Figura 3.6. Distribución temporal de las 24 horas más intensas registradas en la estación Cerro Chitaría- Santa Ana durante la tormenta Nate



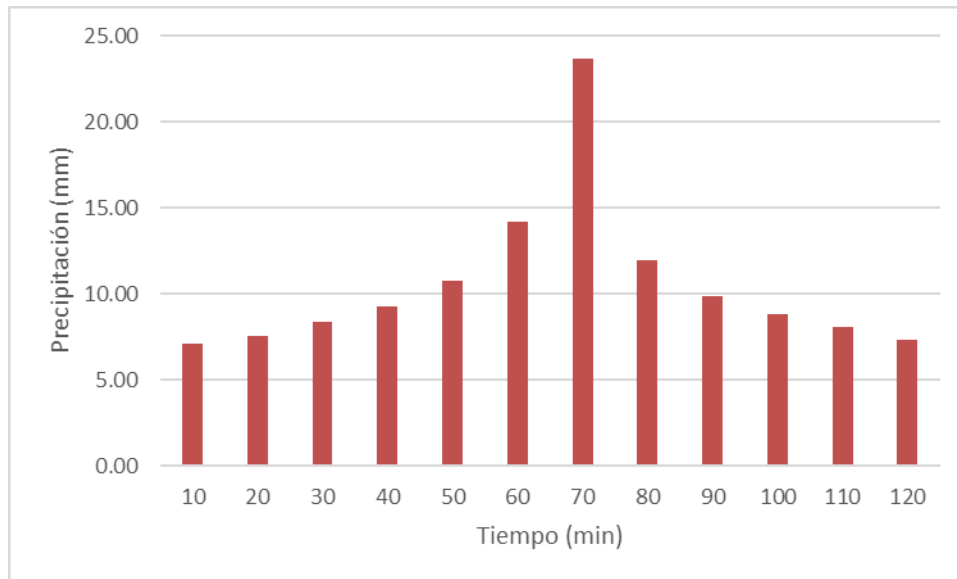
3.1.4 Tormentas de diseño de corta duración (120 min)

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 (2010). La duración escogida de la tormenta corta de diseño fue de 120 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, 2, 5, 10, 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 2a	TR 5a	TR 10a	TR 25a	TR 50a	TR 100a
10	4.79	5.25	5.64	6.18	6.63	7.11
20	5.07	5.56	5.96	6.54	7.01	7.52
30	5.65	6.20	6.64	7.29	7.82	8.38
40	6.24	6.85	7.34	8.06	8.64	9.27
50	7.23	7.93	8.50	9.33	10.00	10.73
60	9.56	10.48	11.25	12.34	13.23	14.19
70	15.93	17.48	18.74	20.56	22.05	23.65
80	8.07	8.85	9.49	10.41	11.16	11.97
90	6.66	7.31	7.84	8.60	9.22	9.89
100	5.91	6.49	6.96	7.63	8.19	8.78
110	5.42	5.95	6.38	7.00	7.51	8.05
120	4.92	5.40	5.79	6.35	6.81	7.30
Total	85.45	93.74	100.53	110.28	118.28	126.86

Figura 3.7. Hietograma de precipitación para tormenta de 120 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 del río Corrogres a lo largo de un tramo de casi 6 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 diversas subcuencas interconectadas por tramos de río, que permiten simular el tránsito del agua desde las cabeceras de la cuenca hasta el punto de control final, ubicado en el puente de la radial de Lindora, el cual se denominará “Punto de Control 0”.

Inicialmente, el primer criterio para la definición del modelo semi-distribuido fue el identificar las principales subcuencas, asociadas a los afluentes naturales del río Corrogres: la subcuenca alta del río Corrogres propiamente; la subcuenca de la quebrada Perico; la subcuenca de una quebrada sin nombre; la subcuenca de la quebrada Lajas; y la subcuenca de la quebrada Coyote. Cada una de estas subcuencas se definieron en puntos de control ubicados justo en los puntos de confluencia con el río Corrogres. Esto se puede apreciar en la Figura 3.8. Para las áreas que no están comprendidas dentro de estas subcuencas, que en su mayoría corresponden al casco urbano de la ciudad de Santa Ana y al sector de Pozos, se definieron otras subcuencas de aporte, esta vez con base en las áreas de drenaje asociadas a los colectores pluviales de la ciudad, información que fue suministrada por la Municipalidad para el distrito central, y que se recabó en campo para el resto de los sectores. La Figura 3.9

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 19 subcuencas, que se conectan entre sí mediante 11 puntos de confluencia. Sus parámetros morfológicos principales se resumen en el Cuadro 3.7.

Figura 3.8. Subcuencas de los principales afluentes del río Corrogres dentro del área de estudio

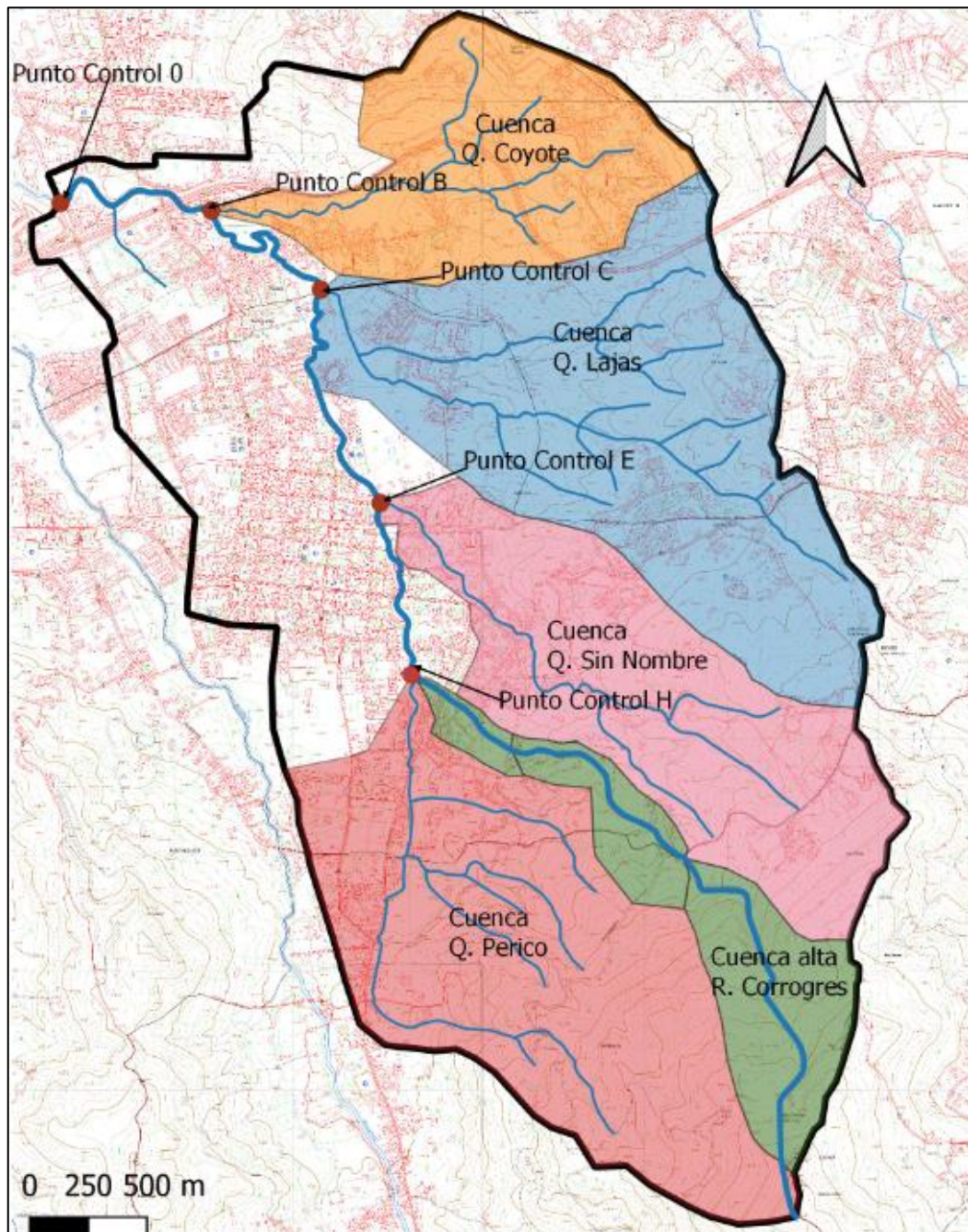
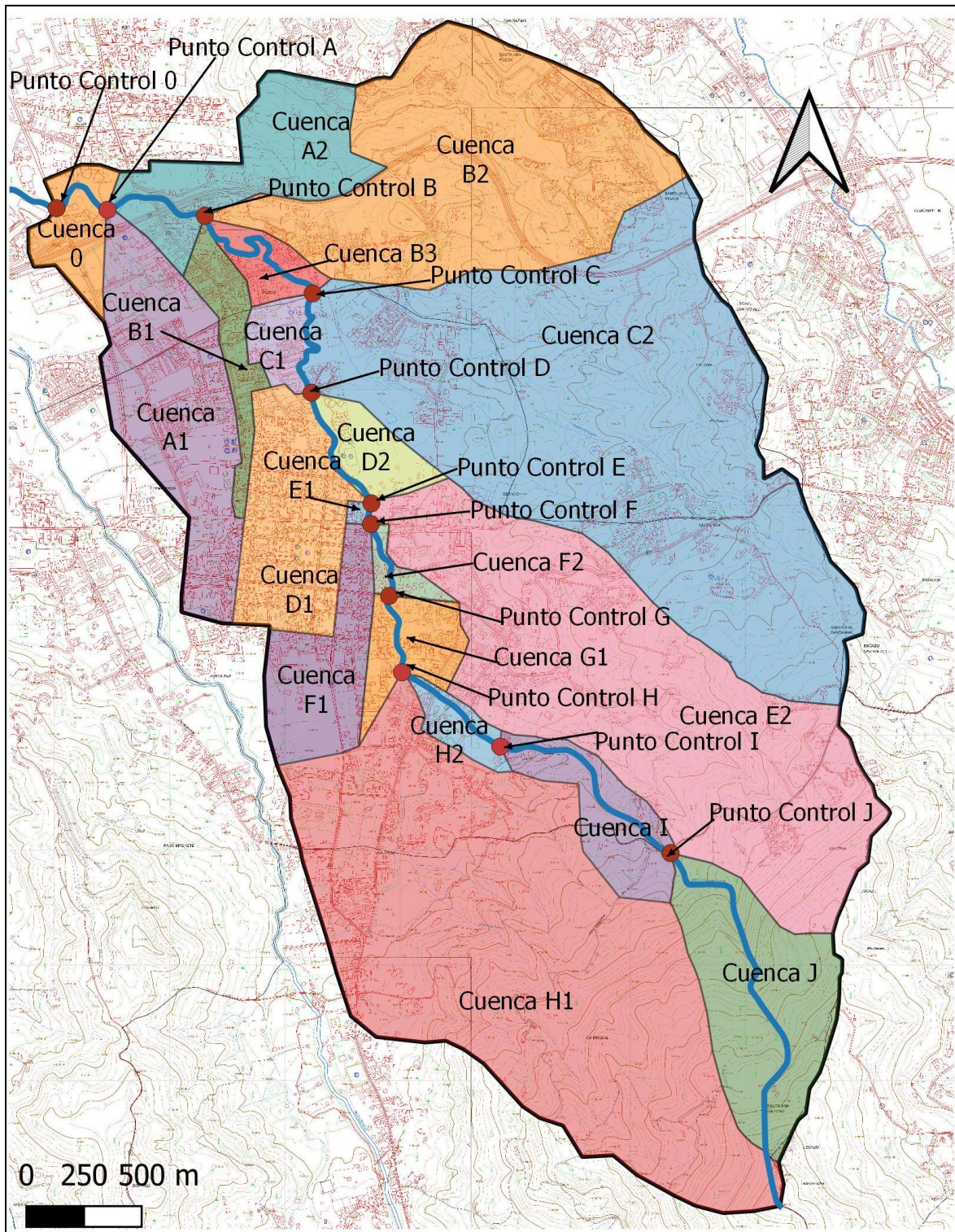


Figura 3.9. División de subcuencas para el modelo semi-distribuido de la cuenca del río Corrogres



Cuadro 3.7. Características morfológicas básicas de las subcuencas definidas para el modelo semi-distribuido de la cuenca del río Corrogres

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 0	0.15	0.53	861.5	840	21.5	1.93
Cuenca A1	0.63	2.25	916.4	846.2	70.2	2.89
Cuenca A2	0.42	1.34	996.6	846.2	150.4	4.91
Cuenca B1	0.15	1.35	896.3	860	36.3	2.58
Cuenca B2	1.28	2.35	1082.18	860	222.18	4.44
Cuenca B3	0.10	0.84	870.1	860	10.1	0.86
Cuenca C1	0.09	0.70	878.8	870	8.8	1.24
Cuenca C2	2.54	2.94	1132.31	870	262.31	5.28
Cuenca D1	0.42	1.16	919.67	878.8	40.87	3.35
Cuenca D2	0.13	0.76	909.47	878.8	30.67	3.29
Cuenca E1	0.01	0.18	897.1	893.5	3.6	1.48
Cuenca E2	1.76	3.18	1410	893.54	516.46	9.77
Cuenca F1	0.30	0.99	941.83	897.13	44.7	4.34
Cuenca F2	0.05	0.34	910.16	897.13	13.03	2.04
Cuenca G1	0.16	0.37	923.73	910.16	13.57	3.06
Cuenca H1	2.35	3.78	1631.2	923.74	707.46	10.63
Cuenca H2	0.08	0.54	970.94	923.74	47.2	8.50
Cuenca I	0.24	0.97	1110.5	970.94	139.56	11.12
Cuenca J	0.56	1.68	1594.85	1110	484.85	22.11

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 el río Corrogres, 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 del río Corrogres

Subcuenca	Cobertura			Total	CN(II) ponderado
	Forestal CN(II) = 66	Pastos CN(II) = 61	Urbano CN(II) = 85		
Cuenca 0	0.00	0.00	0.15	0.15	85
Cuenca A1	0.00	0.00	0.63	0.63	85
Cuenca A2	0.06	0.08	0.28	0.42	77.8
Cuenca B1	0.00	0.00	0.15	0.15	85
Cuenca B2	0.14	0.32	0.81	1.28	76.8
Cuenca B3	0.00	0.00	0.10	0.10	85
Cuenca C1	0.00	0.00	0.09	0.09	85
Cuenca C2	0.58	1.02	0.94	2.54	71.1
Cuenca D1	0.00	0.00	0.42	0.42	85
Cuenca D2	0.03	0.09	0.02	0.13	64.7
Cuenca E1	0.00	0.00	0.01	0.01	85
Cuenca E2	0.50	0.47	0.78	1.76	73.1
Cuenca F1	0.04	0.03	0.23	0.30	79.9
Cuenca F2	0.0002	0.00	0.05	0.05	84.9
Cuenca G1	0.02	0.00	0.14	0.16	82.4
Cuenca H1	1.31	0.41	0.63	2.35	70.2
Cuenca H2	0.003	0.038	0.04	0.08	73.1
Cuenca I	0.07	0.12	0.05	0.24	67.1
Cuenca J	0.51	0.05	0.00	0.56	65.6

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 intercepción e infiltración, obteniéndose el hietograma de precipitación efectiva que servirá de base para la transformación de la precipitación en escorrentía y para la estimación del hidrograma de crecientes.

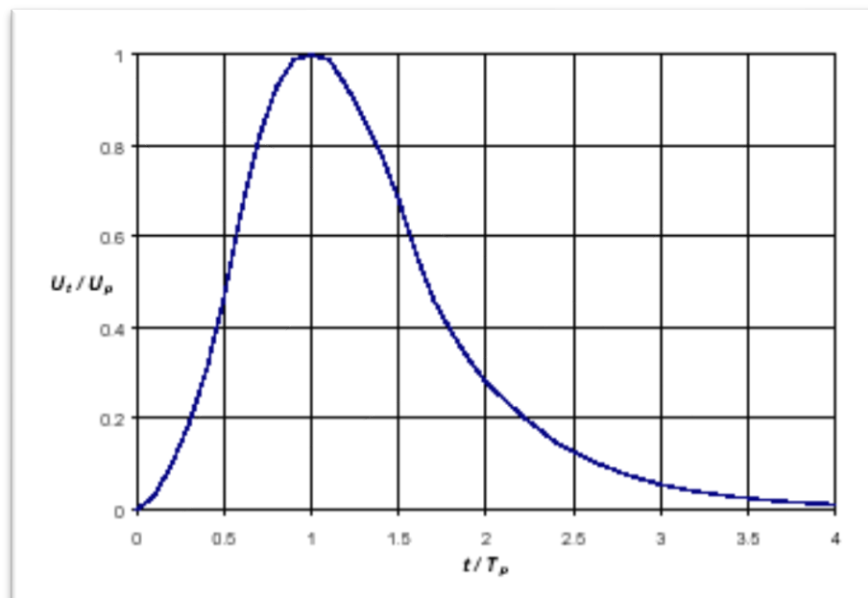
3.4 MODELO DE TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCORRENTÍA

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 3.10 (Chow et.al., 1994).

Figura 3.10. 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 del río Corrogres 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 = 15 minutos)**

Subcuenca	Parámetro									
	Área de drenaje	Longitud del cauce	Elevación máxima cauce	Elevación mínima cauce	Desnivel cauce	Pendiente cauce	Tiempo de concentración	Tiempo de retardo t_{lag}	Caudal unitario pico U_p	Tiempo al pico del H.U. T_p
Unidad	Km ²	km	msnm	msnm	m	%	min	min	m ³ /s-mm	min
Cuenca 0	0.15	0.53	861.5	840	21.5	1.93	11.09	6.65	0.16	11.65
Cuenca A1	0.63	2.25	916.4	846.2	70.2	2.89	28.97	17.38	0.35	22.38
Cuenca A2	0.42	1.34	996.6	846.2	150.4	4.91	15.88	9.53	0.55	9.53
Cuenca B1	0.15	1.35	896.3	860	36.3	2.58	20.48	12.29	0.05	34.60
Cuenca B2	1.28	2.35	1082.18	860	222.18	4.44	25.43	15.26	0.76	21.08
Cuenca B3	0.10	0.84	870.1	860	10.1	0.86	21.69	13.01	0.05	24.20
Cuenca C1	0.09	0.70	878.8	870	8.8	1.24	16.31	9.79	0.08	14.55
Cuenca C2	2.54	2.94	1132.31	870	262.31	5.28	28.24	16.95	0.93	34.25
Cuenca D1	0.42	1.16	919.67	878.8	40.87	3.35	16.43	9.86	0.26	20.40
Cuenca D2	0.13	0.76	909.47	878.8	30.67	3.29	12.02	7.21	0.09	19.31
Cuenca E1	0.01	0.18	897.1	893.5	3.6	1.48	5.37	3.22	0.01	10.50
Cuenca E2	1.76	3.18	1410	893.54	516.46	9.77	23.67	14.20	0.70	31.32
Cuenca F1	0.30	0.99	941.83	897.13	44.7	4.34	13.15	7.89	0.20	18.09
Cuenca F2	0.05	0.34	910.16	897.13	13.03	2.04	7.81	4.69	0.04	14.34
Cuenca G1	0.16	0.37	923.73	910.16	13.57	3.06	7.06	4.24	0.21	9.49
Cuenca H1	2.35	3.78	1631.2	923.74	707.46	10.63	26.21	15.72	0.93	31.39
Cuenca H2	0.08	0.54	970.94	923.74	47.2	8.50	6.39	3.83	0.08	12.88
Cuenca I	0.24	0.97	1110.5	970.94	139.56	11.12	9.01	5.40	0.23	12.58
Cuenca J	0.56	1.68	1594.85	1110	484.85	22.11	10.56	6.34	0.63	11.08

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 del río Corrogres.

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):

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

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 (velocidad)

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 2, 5, 10, 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 del río Corrogres.
 - Se construyeron también tormentas de corta duración, con una duración total de 120 min, utilizando el método del Bloque Alternó (Chow et. al., 1994) y la información de las curvas i-d-f de Rojas (2011) en la estación Pavas. Se analizaron 4 escenarios de tormentas cortas:
 - Tormenta cubriendo la totalidad de la cuenca del río Corrogres.
 - Tormenta cubriendo solo la zona alta de la cuenca, abarca el área de las subcuencas localizadas entre los puntos de control E y J.
 - Tormenta cubriendo solo la zona baja de la cuenca, abarca el área de las subcuencas localizadas entre los puntos de control O y E.
 - Tormenta cubriendo solo la zona media de la cuenca, abarca el área de las subcuencas localizadas entre los puntos de control C y H.

- 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 3.15 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 3.5 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 2 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	0.5	3.3	3.3	0	0	3.3
I	0.7	4.8	4.8	0	0	4.8
H	3.1	19.4	19.4	0	0	19.4
G	3.3	20.7	20.7	0	2.6	20.7
F	3.8	24	24	0	7.3	24
E	5.7	37.6	37.6	0	19	37.6
D	6.3	43.1	37.6	7.1	25.3	37.6
C	9	60.5	37.5	23.4	42.3	42.3
B	10.9	74	37.4	37.7	42.2	42.2
A	12.3	84.8	37.3	49.2	42.2	49.2
O	12.5	86.2	37.3	50.7	42.2	50.7

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 5 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	0.8	4.3	4.3	0	0	4.3
I	1.1	6.1	6.1	0	0	6.1
H	4.9	23.8	23.8	0	0	23.8
G	5.2	25.5	25.5	0	3	25.5
F	5.9	29.3	29.3	0	8.5	29.3
E	8.8	45.8	45.8	0	22.7	45.8
D	10.1	52.2	45.7	8.2	30.1	45.7
C	14.2	73.4	45.7	28.2	50.8	50.8
B	17.6	89.4	45.5	45.1	50.7	50.7
A	20.4	102.1	45.5	58.4	50.7	58.4
O	20.7	103.6	45.5	60.1	50.6	60.1

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 10 años

Punto Control	Tormenta larga duración	Tormenta corta duración Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	1	5.1	5.1	0	0	5.1
I	1.5	7.3	7.3	0	0	7.3
H	6.6	27.7	27.7	0	0	27.7
G	7.1	29.6	29.6	0	3.4	29.6
F	8.4	33.9	33.9	0	9.5	33.9
E	13	52.7	52.7	0	25.8	52.7
D	15	60	52.7	9.1	34.2	52.7
C	21.1	84.4	52.6	32.3	58	58
B	25.8	102.5	52.4	51.3	57.8	57.8
A	29.7	116.7	52.4	66.2	57.8	66.2
O	30.1	118.4	52.4	68	57.8	68

Cuadro 3.13. 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 Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	3.1	6.3	6.3	0	0	6.3
I	2.3	9	9	0	0	9
H	10.4	33.5	33.5	0	0	33.5
G	11.1	35.7	35.7	0	3.9	35.7
F	12.9	40.7	40.7	0	10.9	40.7
E	19.7	63.2	63.2	0	30.5	63.2
D	22.5	71.6	63.2	10.5	40.2	63.2
C	31.7	100.9	63.1	38.4	68.8	68.8
B	38.4	122.1	62.8	60.7	68.6	68.6
A	43.6	138.5	62.8	77.6	68.5	77.6
O	44.2	140.5	62.8	79.8	68.5	79.8

Cuadro 3.14. 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 Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	2.1	7.3	7.3	0	0	7.3
I	3.1	10.6	10.5	0	0	10.5
H	13.7	38.4	38.5	0	0	38.5
G	14.6	40.8	40.9	0	4.3	40.9
F	16.8	46.5	46.5	0	12.1	46.5
E	25.6	72	72	0	34.5	72
D	29	81.7	72	11.6	45.2	72
C	40.9	114.9	71.9	43.5	77.8	77.8
B	49.3	139.5	71.6	68.4	77.5	77.5
A	55.8	158	71.6	87.3	77.5	87.3
O	56.5	160.3	71.5	89.6	77.5	89.6

Cuadro 3.15. 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 Cuenca total	Tormenta corta duración parcial Cuenca alta	Tormenta corta duración parcial Cuenca baja	Tormenta corta duración parcial Cuenca media	Tormenta corta duración parcial Valores máximos
J	2.8	8.5	8.5	0	0	8.5
I	4	12.2	12.2	0	0	12.2
H	17.4	43.9	43.9	0	0	43.9
G	18.5	46.5	46.6	0	4.7	46.6
F	21.2	53	53	0	13.4	53
E	32.1	81.8	81.8	0	38.8	81.8
D	36.2	92.5	81.8	12.9	50.7	81.8
C	51.2	130.2	81.6	49.1	87.7	87.7
B	61.6	157.7	81.3	77	87.4	87.4
A	69.3	178.3	81.3	97.8	87.4	97.8
O	70.2	180.7	81.2	97.7	87.4	97.7

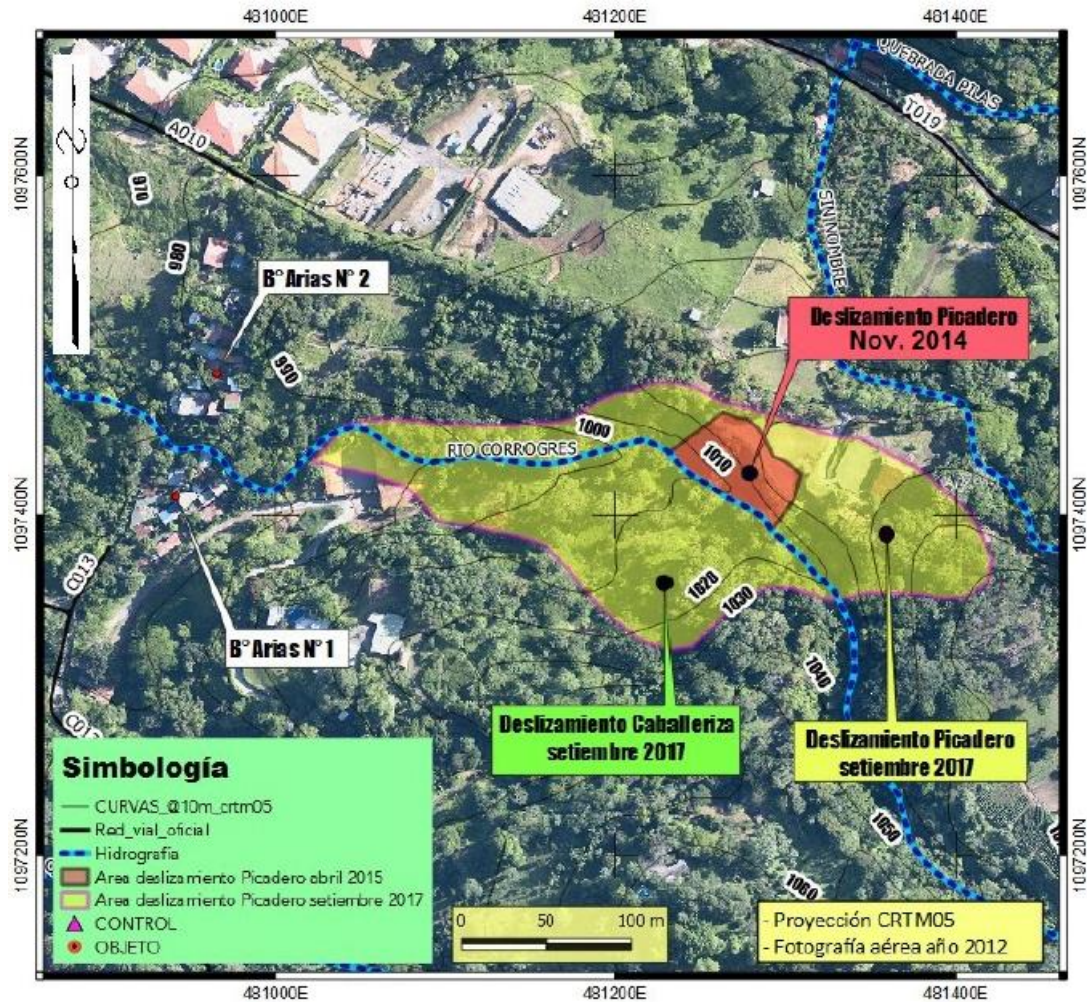
3.7 CAUDALES PICO ESTIMADOS ANTE EVENTOS DE DESLIZAMIENTO EN LA PARTE ALTA DE LA CUENCA DEL RÍO CORROGRES

En los años 2014 y 2017 ocurrieron deslizamientos en la parte alta de la cuenca del río Corrogres, en la zona conocida como El Picadero, ubicado en la margen derecha del río y en la zona conocida como Caballeriza, ubicado en la margen izquierda del río. En la Figura 3.11, obtenida del Oficio N° MSA-GEM-SGE-02-217-2017 de la Municipalidad de Santa Ana, se muestra la ubicación y contorno de los deslizamientos.

La reactivación de los deslizamientos en el año 2017 se dio debido a una combinación de eventos sísmicos y fuertes lluvias en la zona, lo cual provocó una avalancha de lodo y material deslizado a lo largo del cauce del río Corrogres, afectando viviendas del sector del barrio Los Arias que fueron construidas muy cerca del cauce del río.

Como no se tienen datos de campo de los caudales pico generados por estos deslizamientos y dada la relevancia de las afectaciones en la infraestructura dentro de la zona de influencia de los flujos, se procedió a estimar caudales pico producto de deslizamiento utilizando fórmulas empíricas presentes en referencias de literatura técnica del tema.

Figura 3.11. Ubicación de deslizamientos zona alta cuenca del río Corrogres
Fuente: Municipalidad de Santa Ana Oficio N° MSA-GEM-SGE-02-217-2017



El mecanismo de deslizamiento y flujo de lodos posterior al mismo es explicado por Kanji et. al. (1997). Generalmente un fenómeno de deslizamiento se desencadena por una combinación de factores geológicos y meteorológicos. Áreas de terreno compuestas por materiales geológicamente inestables se ven afectadas por eventos sísmicos o eventos extraordinarios de precipitaciones (o una combinación de ambos), lo que genera el desprendimiento de un cierto volumen de esos materiales que bloquea total o parcialmente el cauce del río, provocando un represamiento temporal del agua que discurre normalmente por el mismo.

El flujo de lodos se desencadena debido a la rotura de la presa temporal ante un evento de precipitaciones intensas de corta duración (desde minutos a un máximo de 1 h de duración), según observaciones de campo en ríos de Japón (Suwa, 1989), el caudal pico producto de los

flujo de lodo del material deslizado puede llegar a ser desde 5 hasta 20 veces superior al caudal pico normal del río ante avenidas extraordinarias producidas únicamente por el flujo de agua en el cauce durante los eventos de precipitaciones extremas.

Existen diversas correlaciones empíricas para el cálculo del caudal pico producto de flujos de lodo de deslizamientos, para el presente estudio se decidió utilizar la ecuación propuesta por Araya Moya (1994) en su forma modificada (Massad et. al., 1997) según se detalla a continuación:

$$q_T = 1.4 * \frac{1}{(1 - c)} * 0.85 * A * I_1 * \frac{H^{0.19}}{L^{0.58}} \quad (12)$$

Donde:

q_T = caudal pico producto del deslizamiento

c = concentración de sólidos en el flujo

A = área de la cuenca en km^2

H = desnivel máximo en la cuenca, en m

L = longitud total del tramo de cauce por donde transita el deslizamiento, en km

I_1 = Intensidad de precipitaciones para la hora previa al inicio del flujo de lodos, en mm/h

Para efectos del cálculo para el presente análisis se tomó el área de la cuenca del río Corrogres que abarca la zona alta hasta el punto de control I, que se ubica aguas arriba del puente identificado como Puente 2 (puente peatonal barrio Los Arias), el área de la cuenca es de $0.79 km^2$, la longitud del cauce es $2.64 km$ y el desnivel máximo dentro de la cuenca es de $623.9 m$. La concentración de sólidos c varía generalmente en el rango de 0.3 a 0.5 según Kanji et. al. (1997), para el presente cálculo se tomó un valor intermedio de 0.4 . El valor para I_1 se tomó de las curvas i-d-f de Rojas, con una duración de $60 min$ y un período de retorno de $2 años$ el valor de intensidad resultante es de $53.69 mm/h$.

El caudal pico resultante para zona de la cuenca del río Corrogres con riesgo de deslizamiento es de $163.66 m^3/s$. Nótese que este valor es más de 10 veces más grande que el caudal máximo estimado en el mismo punto de control para eventos de lluvia de alta intensidad para un período de retorno de $100 años$ ($12 m^3/s$), por lo que el escenario de deslizamiento en la parte alta de la cuenca representa un evento fuera de rango con respecto a crecientes producidas por fenómenos hidrometeorológicos.

Además de la metodología anterior, existen metodologías que correlacionan el caudal pico con el volumen total de material deslizado, en el documento “Empirical Relationships for Debris Flows” Rickenmann (1999) hace una recopilación de fórmulas empíricas utilizadas para el

cálculo, en el Cuadro 3.16 se muestra una adaptación de la Tabla II donde Rickenmann presenta un resumen de las fórmulas.

Según el oficio IAR-INF-0910-2010 citado por Rodríguez y López (2018), la estimación del Geólogo Blas Sánchez de la Comisión Nacional de Emergencia para el volumen estimado del deslizamiento del sector El Picadero para el evento de Setiembre de 2017 es de aproximadamente 100 000 m³. Con este dato de volumen se procedió a evaluar las fórmulas del Cuadro 3.16, los resultados obtenidos se muestran en la Figura 3.12.

Cuadro 3.16. Fórmulas empíricas para el cálculo de caudal pico producto de deslizamientos Adaptado de Rickenmman (1999)

Base de datos	Fórmula	Ecuación	N	r ²	Fuente
Flujos de detritos granulares (Japón)	$Q_p = 0.135 * M^{0.780}$	1	50	nd	Mizuyama et. al. (1992)
Flujos de lodos (Japón)	$Q_p = 0.0188 * M^{0.790}$	2	100	nd	Mizuyama et. al. (1992)
Volcán Merapi (Indonesia)	$Q_p = 0.00558 * M^{0.831}$	3	200	0.95	Jitousono et. al. (1996)
Volcán Sakurajima (Japón)	$Q_p = 0.00135 * M^{0.870}$	4	100	0.81	Jitousono et. al. (1996)
Fallo de laderas de presas	$Q_p = 0.293 * M_w^{0.56}$	5	9	0.73	Costa (1988b)
Fallo de presas glaciares	$Q_p = 0.0163 * M_w^{0.64}$	6	20	0.80	Costa (1988b)

Donde:

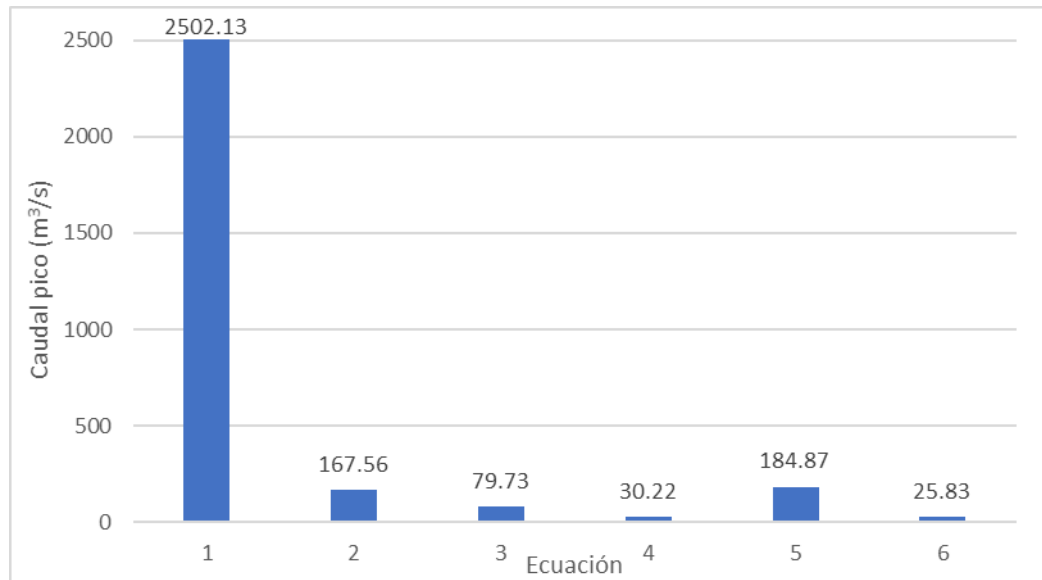
Q_p = Caudal pico estimado, m³/s

M = Volumen de material deslizado m³

M_w = Volumen de agua movilizado por el rompimiento del embalse

N = Número de observaciones

Figura 3.12. Evaluación de fórmulas empíricas para el cálculo de caudal pico por deslizamiento a partir del volumen deslizado



Según se observa de la Figura 3.12, la dispersión de los resultados es muy alta, lo que hace que la magnitud del resultado del caudal estimado dependa de la fórmula que se utilice, dada la naturaleza empírica de las metodologías existentes para realizar este tipo de estimaciones. Entre las 6 fórmulas evaluadas, la 1 (Mizuyama et.al., 1992) claramente da valores fuera de rango, mientras que las restantes 5 -sin bien presentan una alta dispersión- dan valores dentro del mismo orden de magnitud, con una media de $98 \text{ m}^3/\text{s}$ y una desviación estándar de $75 \text{ m}^3/\text{s}$, para un coeficiente de variación de 0.77. La forma ideal de hacer la estimación para una zona de riesgo en particular implicaría contar con observaciones de campo de los caudales reales presentados durante eventos pasados de deslizamiento, de modo tal que con esa información se derive una ecuación empírica válida para las características particulares de la zona de estudio.

Cabe destacar que el caudal calculado según la fórmula empírica de Massad et. al. (1997) se encuentra en el mismo orden de magnitud que el calculado según las ecuaciones 2 (Mizuyama et. al., 1992) y 5 (Costa, 1988b), y en el mismo orden de magnitud que el promedio de las estimaciones empíricas a partir del volumen deslizado, de modo que se utilizará dicho caudal para las simulaciones hidráulicas del escenario de caudal por deslizamiento, tal como se presentará al final del siguiente capítulo.

4. ESTIMACIÓN DE NIVELES DE CRECIENTE EN EL TRAMO DE ESTUDIO

4.1 METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO

4.1.1 Modelación hidráulica en HEC-RAS

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

Para el río Corrogres, el uso de un modelo hidráulico unidimensional como el RAS es suficiente y adecuado para estimar las características del flujo, en particular los niveles para los caudales de diseño en los sitios de los puentes actuales.

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

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

El modelo supone que las secciones del río (tanto transversal como longitudinalmente) son fronteras rígidas y de esta forma distribuye la totalidad del caudal llenando horizontalmente la sección del río hasta alcanzar la capacidad hidráulica necesaria para la avenida que se está

simulando. Estos cálculos los puede realizar en régimen supercrítico, régimen subcrítico o en un régimen mixto que evalúa las condiciones hidráulicas sección por sección.

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

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

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

4.1.2 Estimación del coeficiente n de Manning

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

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

donde:

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

R_H : es el radio hidráulico de la sección transversal de flujo

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

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

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

Strickler:

$$n = C * k_s^{1/6} \quad (2)$$

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

Hey:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 * \log \left(\frac{11.75 * R_H}{3.5 * d_{84}} \right) \quad (3)$$

$$n = \frac{R_H^{1/6} * \sqrt{f}}{8.86} \quad (4)$$

donde R_H es el radio hidráulico del flujo, d_{84} es el tamaño de partícula (para el que el 84% del sedimento es más fino) y f el factor de fricción de Darcy-Weisbach. Esta ecuación es del tipo Keulegan para lecho rígido, ecuaciones semi-logarítmicas que se basan en la ecuación de

Prandtl-von Karman ya que la fricción en la frontera del canal crea una capa de cortante similar a la capa límite en tuberías. Estas ecuaciones demuestran que la resistencia al flujo aumenta para tirantes bajos.

Limerinos:

$$n = \frac{0.0926 * R_H^{\frac{1}{6}}}{1.16 + 2 * \log\left(\frac{R_H}{d_{84}}\right)} \quad (5)$$

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

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

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m \quad (6)$$

donde:

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

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

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

n_3 : valor para obstrucciones presentes

n_4 : valor para presencia de vegetación y condiciones de flujo

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

Los autores recomiendan obtener los valores de n_b de una tabla que proponen (Cuadro 4.1), o realizar estimaciones con las ecuaciones analíticas como las referidas anteriormente.

Cuadro 4.1. Valores base para la n de Manning (según Arcement y Schneider, 1989)

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

Los coeficientes de ajuste n_1 , n_2 , n_3 , n_4 y m , se obtienen de tablas que los autores ofrecen para tal fin (Cuadro 4.2).

Cuadro 4.2. Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning (según Arcement y Schneider, 1989)*Grado de irregularidad (n_1)*

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

Variación en la sección transversal del cauce (n_2)

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

Efecto de obstrucciones (n_3)

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

Cantidad de vegetación (n_4)

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

Grado de sinuosidad (m)

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

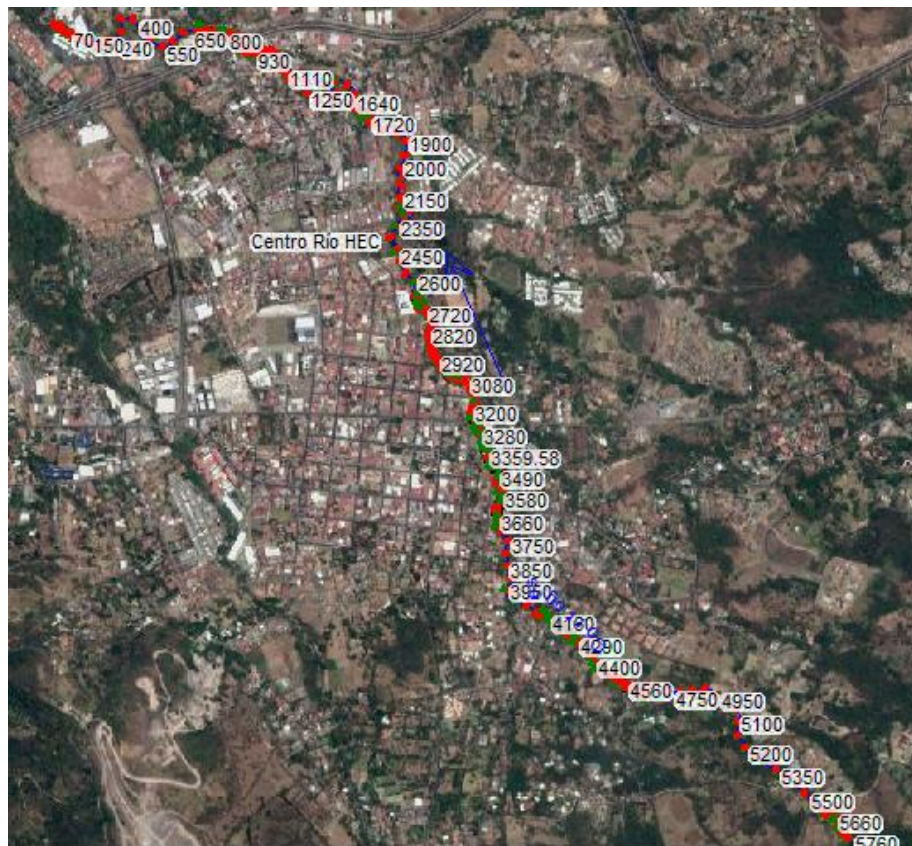
4.2 MODELO HIDRÁULICO DEL RÍO CORROGRES

4.2.1 Modelo en HEC-RAS

Para construir el modelo del río Corrogres en el programa HEC-RAS 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 5.76 km de largo y 150 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. A partir de la superficie tridimensional digital se obtuvieron 423 secciones transversales topográficas, las cuales se emplearon para definir el modelo hidráulico del río. 24 de las 423 secciones se incorporaron para el modelado de los puentes existentes, la geometría de los puentes se tomó del levantamiento de detalle realizado en cada uno de puentes por el personal de topografía. La Figura 4.1 muestra la planta del modelo en el programa HEC-RAS. La Figura 4.2 muestra un resumen de las secciones de puentes y estructuras existentes que se incorporaron al modelo.

Figura 4.1. Vista en planta del modelo del río Corrogres en HEC-RAS



Se definieron condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo correspondientes a flujo uniforme (pendiente de 14.9% aguas arriba y 2.72% aguas abajo). Se realizaron cálculos de régimen mixto, tanto supercrítico como subcrítico. Se evaluaron los caudales especificados en

el Cuadro 3.10 al Cuadro 3.15 y el caudal pico producto de deslizamiento calculado en el apartado 3.6.

Figura 4.2. Secciones transversales representativas de los puentes existentes en el tramo de análisis del río Corrogres

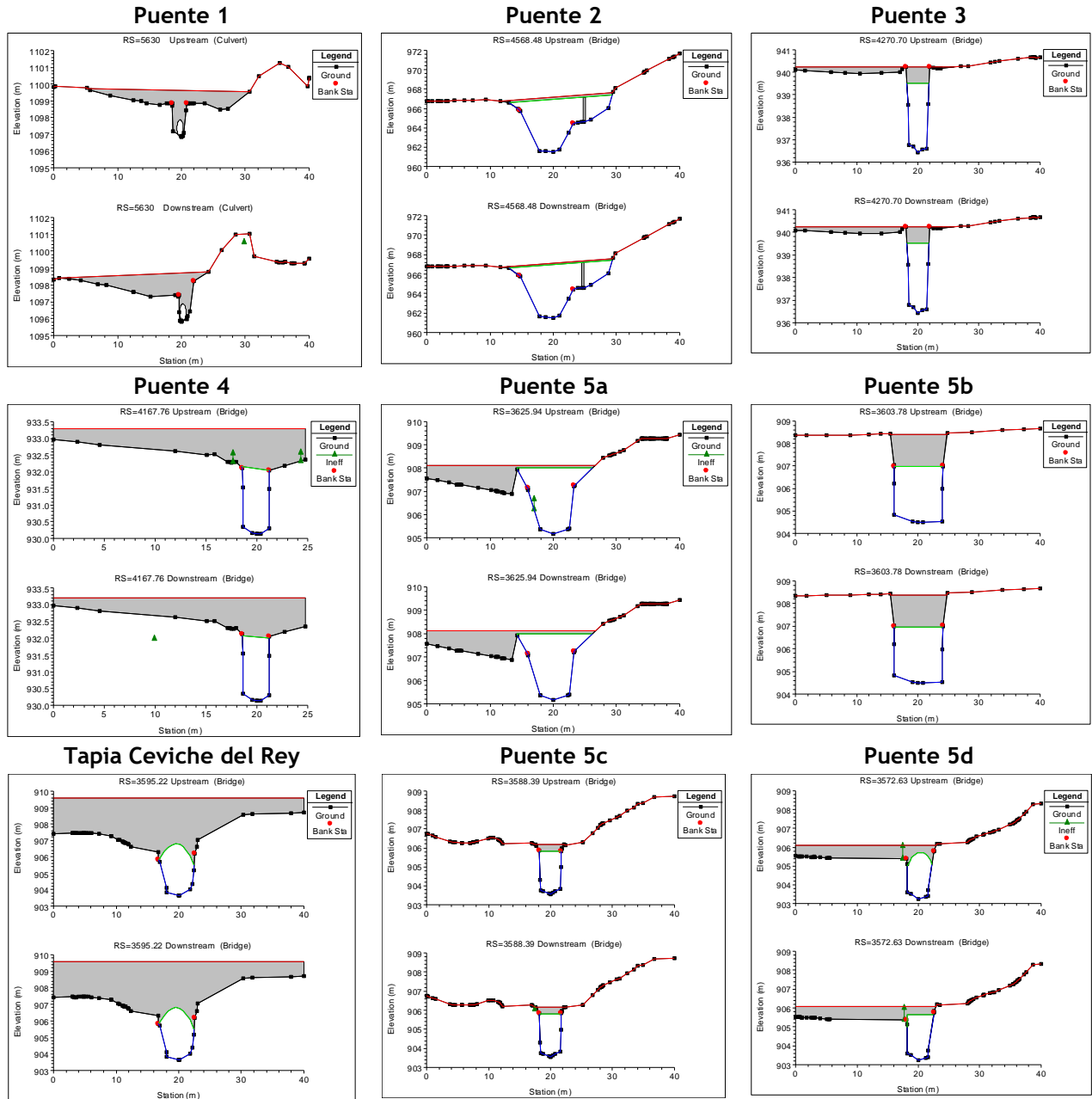


Figura 4.2. (Cont.) Secciones transversales representativas de los puentes existentes en el tramo de análisis del río Corrogres

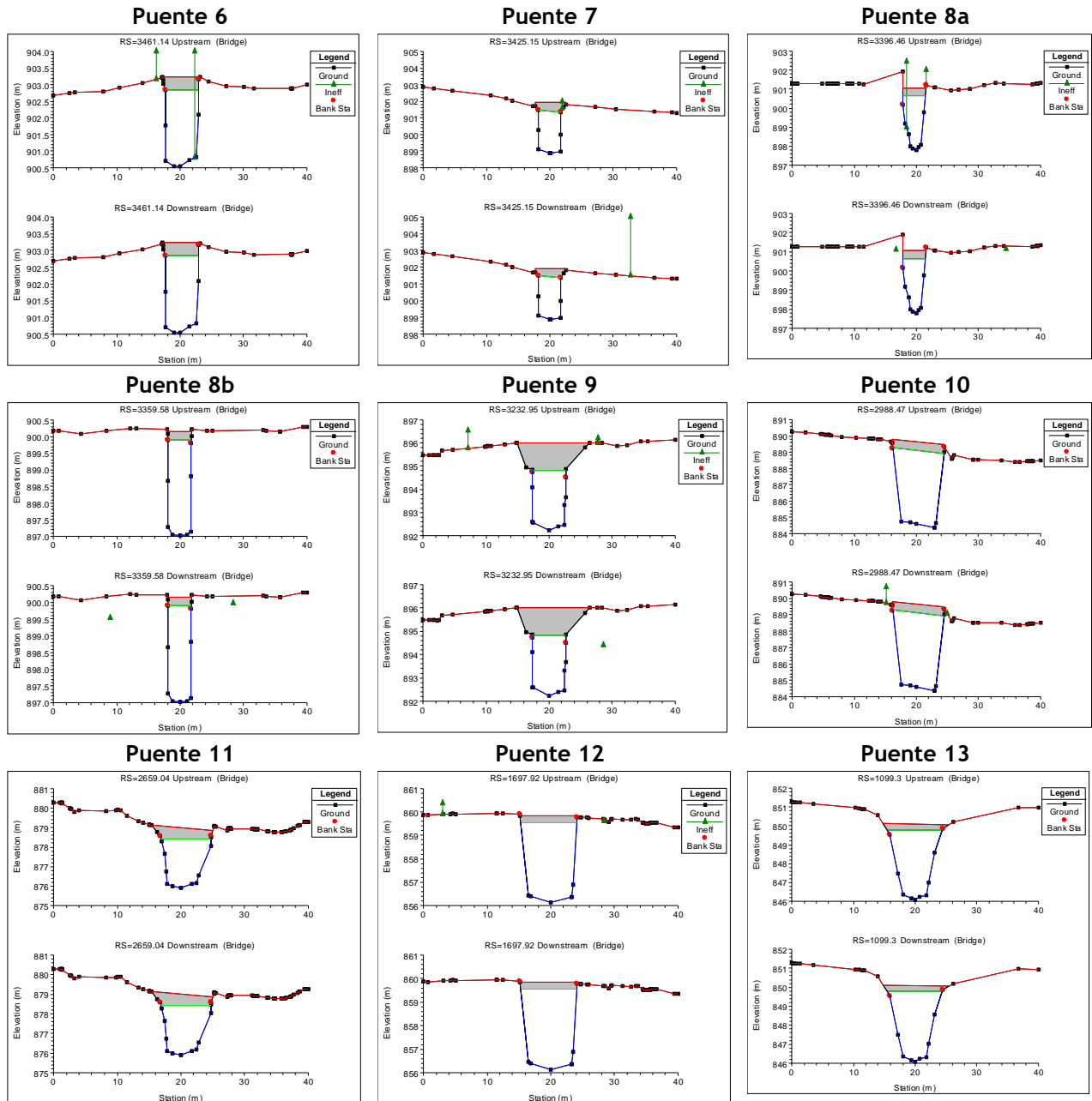
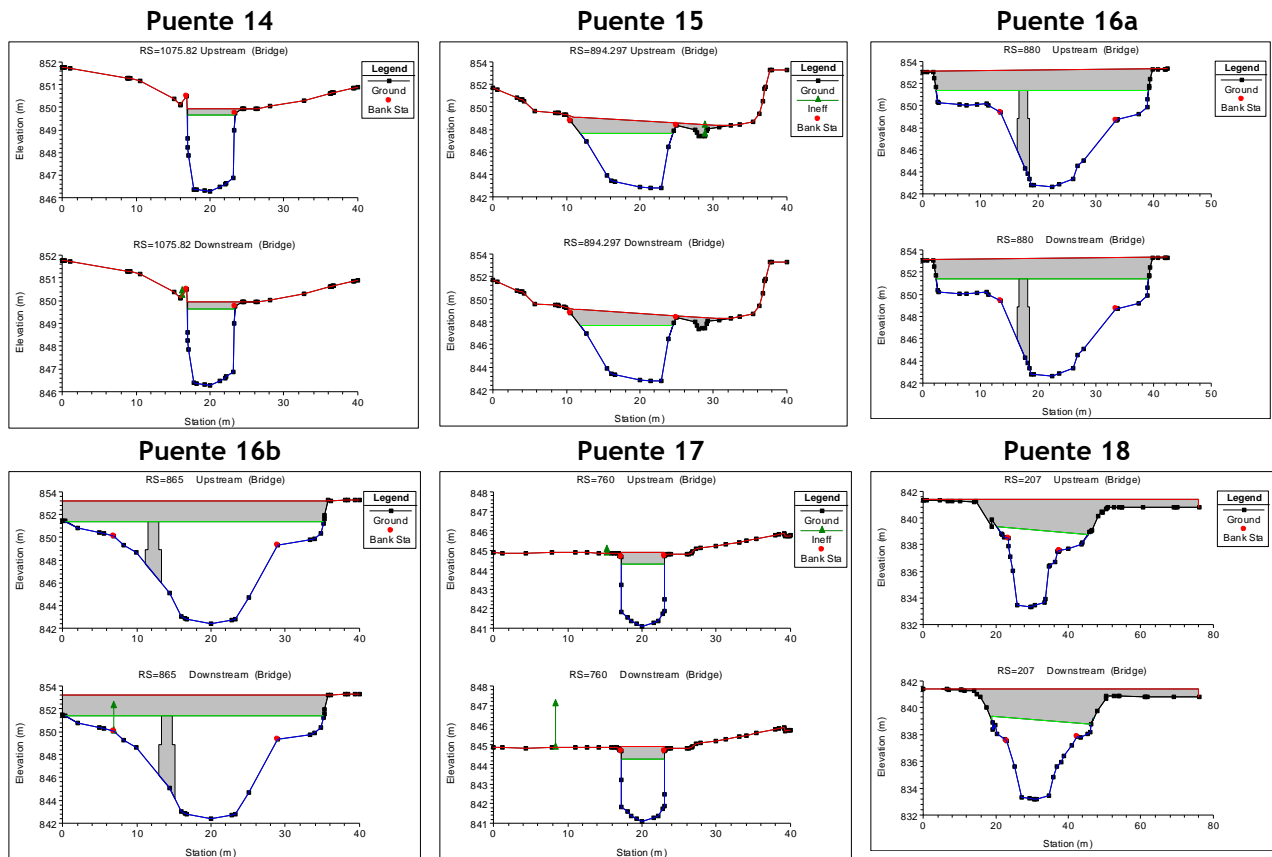


Figura 4.2. (Cont.) Secciones transversales representativas de los puentes existentes en el tramo de análisis del río Corrogres



4.2.2 Coeficiente de n de Manning

Para la estimación de n_b del tramo de estudio del río Corrogres se realizó un muestreo de campo para obtener la granulometría aproximada del cauce del río, esto con el objetivo de estimar el valor de d_{90} y utilizar la ecuación de Strickler para el cálculo de la n base.

La visita de campo se realizó el día 26 de febrero de 2019 y se tomaron muestras de 4 sitios a lo largo del cauce, para los cuales se calculó la granulometría de la fracción gruesa de superficie. El método utilizado se tomó de la referencia propuesta por Bunte y Abt en “Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distributions in Wadable Gravel -and Cobble-Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics, and Streambed Monitoring” (2001) y se utilizó el método de muestreo sistemático en marcas igualmente espaciadas a lo largo de una cinta métrica en una sección transversal del cauce.

La longitud de cauce seleccionada para el muestreo se tomó según la recomendación de 5-6 veces el ancho de la sección de cauce en el tramo de estudio. Las secciones transversales se espaciaron entre 2 m y 3 m a lo largo de la longitud escogida y las marcas para medición en cada sección transversal se tomaron como 1-2 veces el D_{max} de partícula presente en la sección de estudio. El Cuadro 4.3 muestra un resumen de las características de los tramos muestreados en cada sitio.

Cuadro 4.3. Parámetros de muestreo de partículas a lo largo del cauce del río Corrogres

Parámetro	Sitio 1	Sitio 2	Sitio 3	Sitio 4
Ubicación	Sector aguas arriba Puente 1 Est. 5+640.00	Sector aguas arriba Puente 3 Est. 4+270.00	Entre Punto Control E y Puente 9 Est. 3+170.00	Sector aguas arriba puente 14 Est. 1+110.00
Ancho del cauce (m)	3.0	3.0	4.0	5.0
Longitud del tramo de muestra (m)	18.0	18.0	27.0	27.0
Cantidad de secciones transversales muestreadas en el tramo	12	10	10	11
Cantidad de muestras individuales tomadas en el tramo	74	68	92	69

Para cada sitio de estudio se construyó la curva granulométrica transformando los tamaños de partícula obtenidos en mm a la escala de Wentworth mediante la siguiente ecuación:

$$\psi_i = \log_2(D_i)$$

Donde D_i es el diámetro de la partícula en mm

En la Figura 4.3 a la Figura 4.6 se muestran las curvas granulométricas obtenidas para cada sitio de medición. En el Cuadro 4.4 se muestra el valor obtenido de D_{90} para cada sitio y el valor calculado de n_b correspondiente. Posteriormente se utilizaron los parámetros de ajuste presentados en el Cuadro 4.2 para calcular el valor final de n de Manning a utilizar en cada tramo representativo de las características medidas en los 4 sitios. El Cuadro 4.5 muestra la distribución de los tramos a lo largo del río Corrogres y en el Cuadro 4.6 se presentan los valores de n calculados para cada tramo.

Figura 4.3. Curva granulométrica para Sitio 1

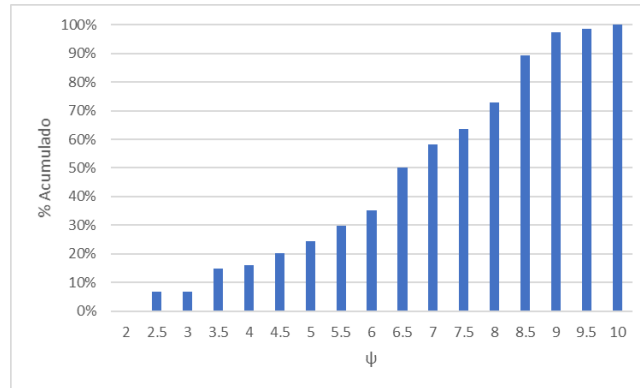


Figura 4.4. Curva granulométrica para Sitio 2

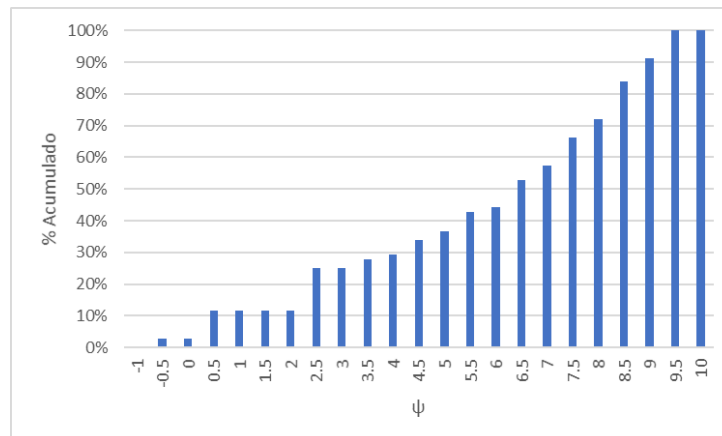


Figura 4.5. Curva granulométrica para Sitio 3

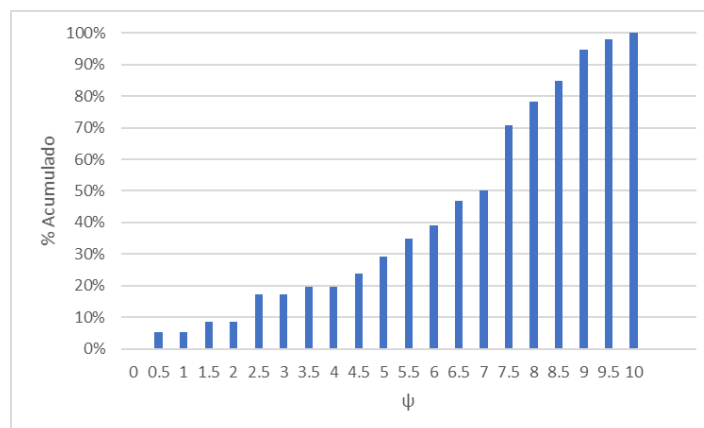
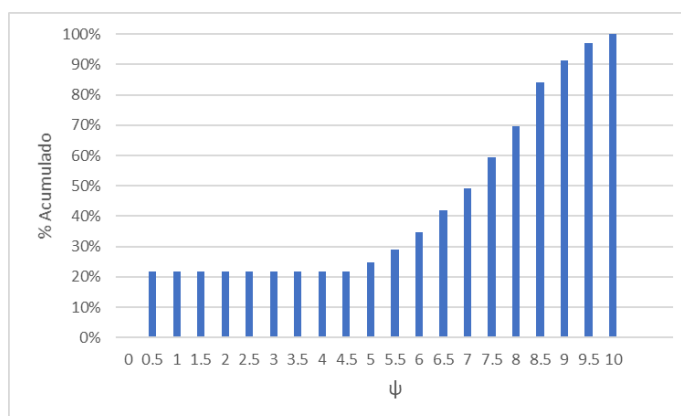


Figura 4.6. Curva granulométrica para Sitio 4

Cuadro 4.4. Valores de D_{90} y n_b obtenidos para los sitios de medición en tramo de estudio del río Corrogres

Parámetro	Sitio 1	Sitio 2	Sitio 3	Sitio 4
D_{90} (mm)	388	484.4	435.5	481
n_b	0.029	0.03	0.03	0.03

Cuadro 4.5. Distribución de tramos representativos para aplicación de n de Manning en el cauce del río Corrogres

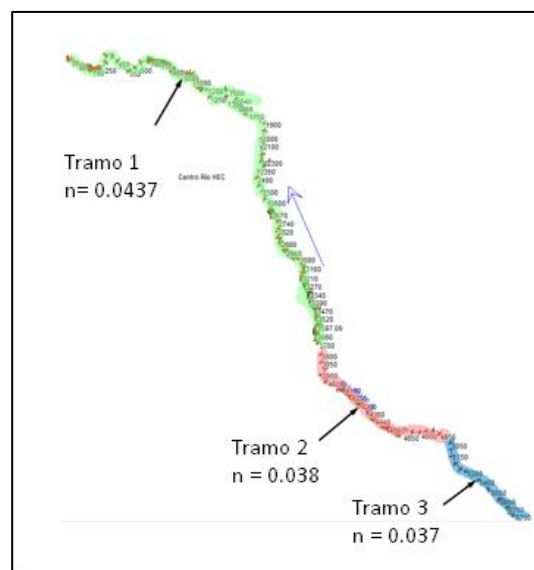
Tramo	Estación inicial	Estación Final
Tramo 1	0+010.00	2+150.00
Tramo 2	2+150.00	3+750.00
Tramo 3	3+750.00	4+950.00
Tramo 4	4+950.00	5+760.00

Cuadro 4.6. Valores finales del coeficiente n de Manning para el río Corrogres (según metodología y tablas de Arcement y Schneider, 1989)

Parámetro	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
n_b	0.03	0.03	0.03	0.029
n_1	0.002	0.002	0.002	0.002
n_2	0.002	0.002	0.002	0.002
n_3	0.002	0.002	0.002	0.002
n_4	0.002	0.002	0.002	0.002
m	1.15	1.15	1	1
n	0.0437	0.0437	0.038	0.037

Dado que el valor obtenido de n de Manning es el mismo para los tramos 1 y 2 se unieron éstos en uno solo tramo para facilidad, la Figura 4.7 muestra la distribución en planta de los valores de n Manning para el modelo.

Figura 4.7. Esquema en planta de los tramos y valores de n de Manning utilizados en el cauce principal del río Corrogres



Para el cálculo de la n de Manning en los bancos del río y planicies de inundación se siguió la metodología de tablas de Arcement y Schneider (1989) y se determinó que el valor a utilizar a lo largo del tramo en estudio del río correspondía a 0.044.

4.2.3 Niveles de agua para los caudales de diseño: condición actual

Las simulaciones en HEC-RAS permitieron obtener las condiciones de flujo del río Corrogres en el tramo de estudio para la condición actual. Anexo a este informe se incluye el archivo digital del modelo completo de HEC-RAS con las simulaciones hidráulicas de todos los caudales.

Para distribuciones de lluvia de larga duración (24h) el cauce del río Corrogres y sus estructuras no presentan problemas de capacidad hidráulica para ninguno de los períodos de retorno analizados. La Figura 4.8 muestra el perfil del río para los caudales correspondientes a esta distribución en las zonas de interés de estructuras existentes.

Figura 4.8. Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente al período de retorno de 100 años y la distribución de lluvias de 24 h

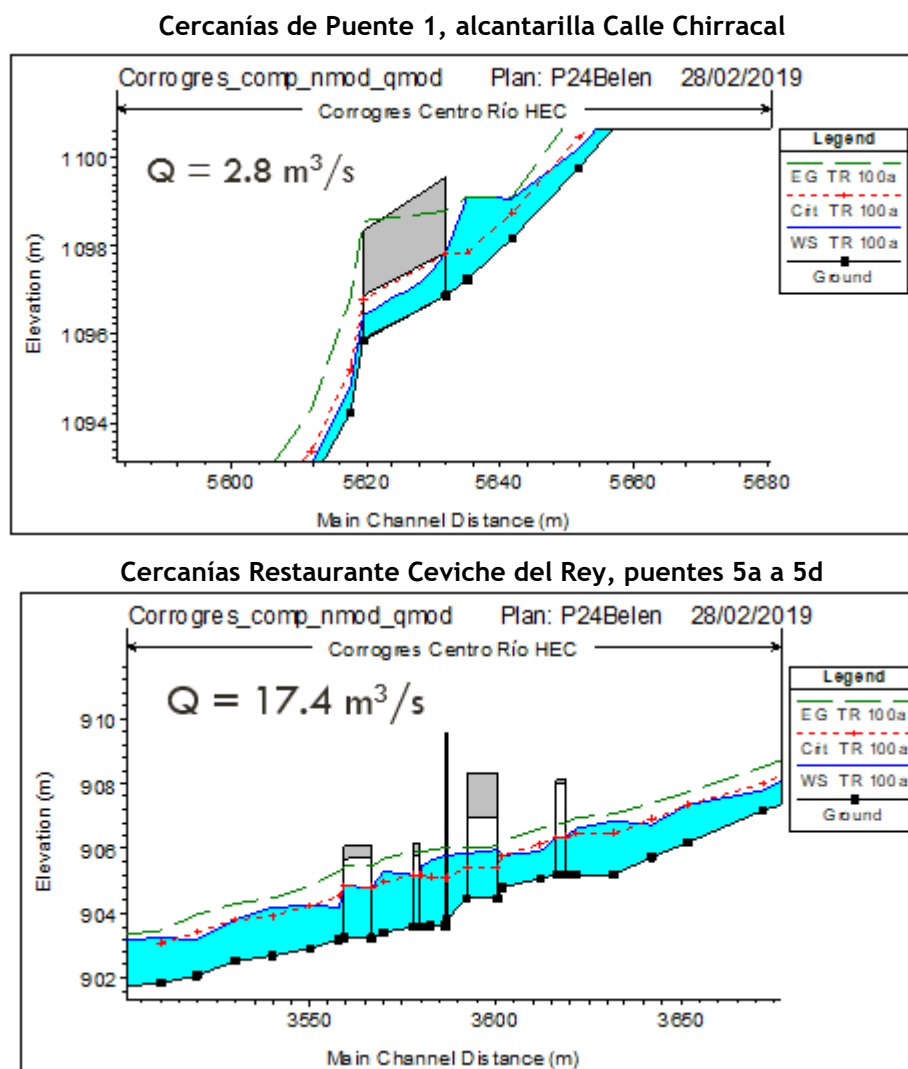
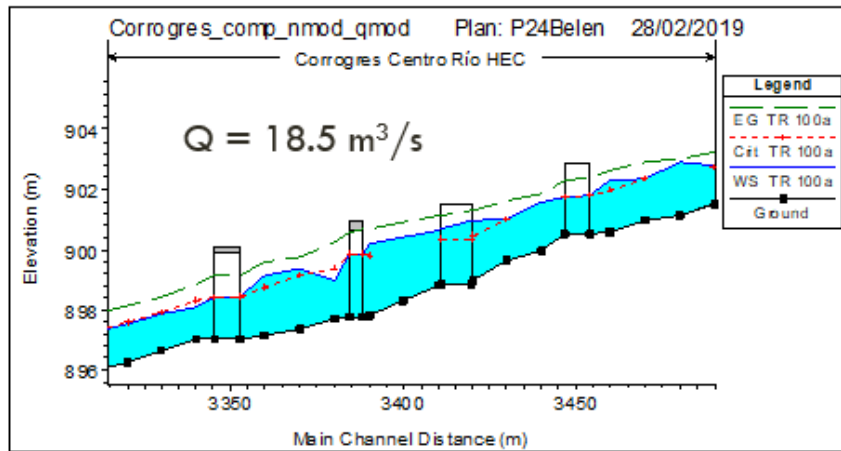
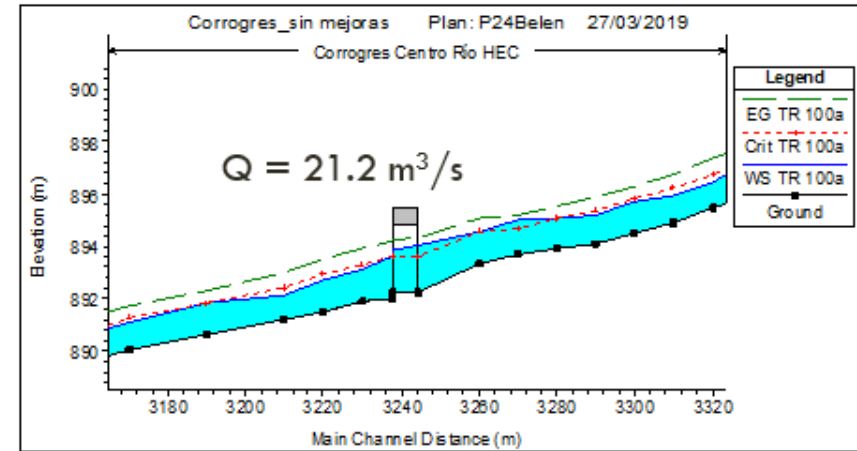


Figura 4.8 (Cont.) Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente al período de retorno de 100 años y la distribución de lluvias de 24 h

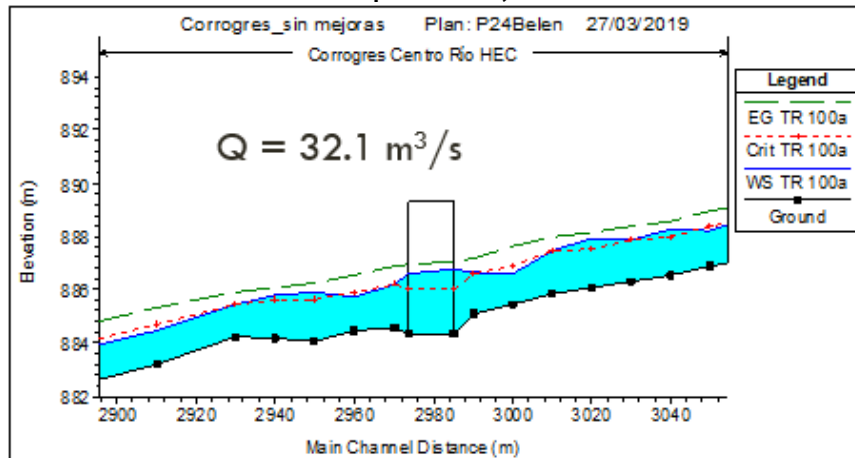
Cercanías de puentes 6, 7, 8a y 8b, centro de Santa Ana



Cercanías de puente 9, Paso Avenida 3



Cercanías de puente 10, Paso Calle 1



Cercanías de puente 11, Condominio Santa Ana Park

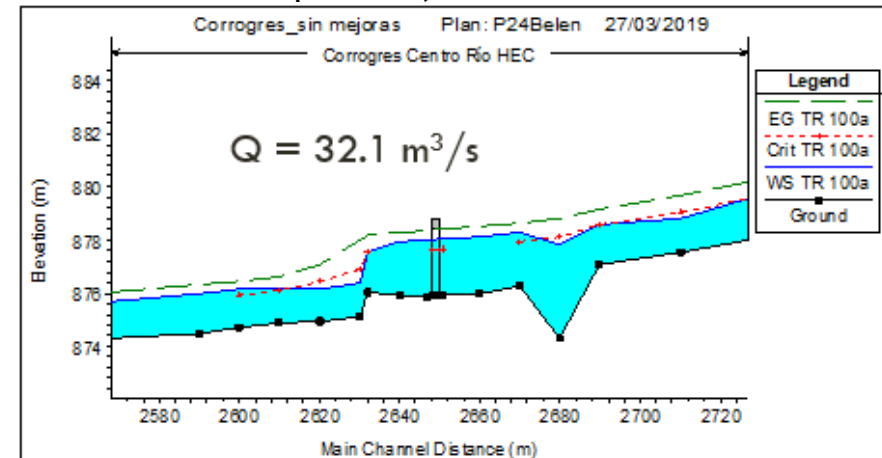
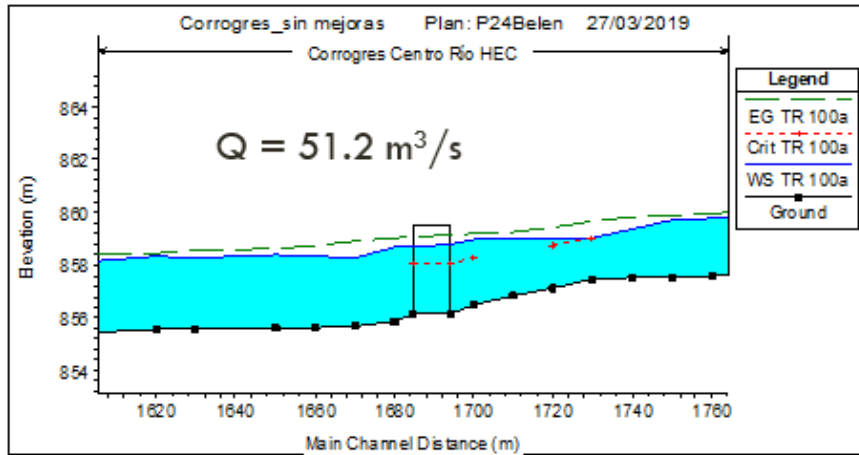
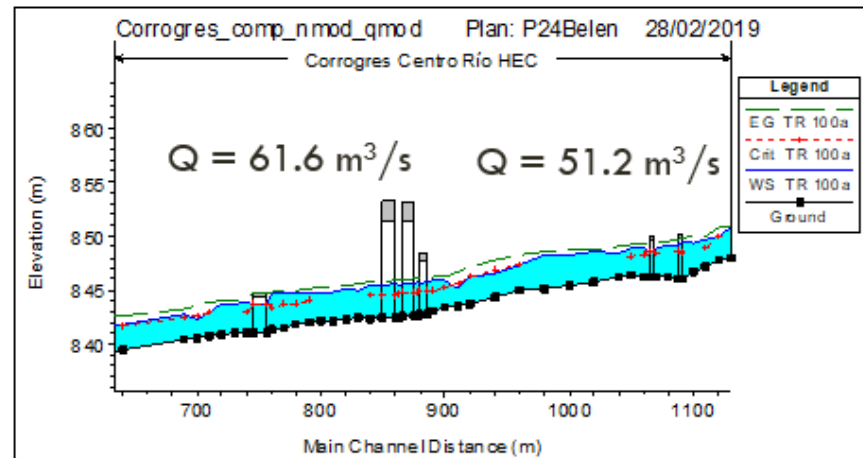


Figura 4.8 (Cont.) Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente al período de retorno de 100 años y la distribución de lluvias de 24 h

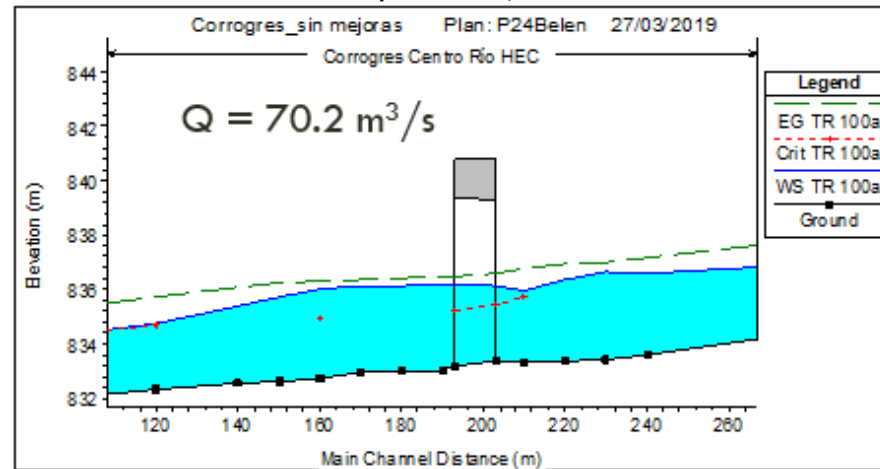
Puente 12, La Soya



Cercanías de puentes 13, 14, 15, 16a, 16b y 17



Cercanías de puente 18, Radial Lindora



Para distribuciones de lluvia de corta duración (aguacero de 2h que cubre toda la cuenca o la zona media de la misma) el cauce del río Corrogres y algunas de sus estructuras presentan problemas de capacidad hidráulica en ciertas zonas para los períodos de retorno de 5 años en adelante. La Figura 4.9 muestra un esquema en planta de los puentes que presentan problemas, con la indicación del período de retorno más corto a partir del cual se presentan desbordamientos. En la Figura 4.10 se muestra el perfil del río Corrogres en los puentes donde se presentan desbordamientos, el caudal indicado para cada puente corresponde al primer período de retorno en el que se presentan problemas de capacidad hidráulica.

Figura 4.9. Esquema en planta de ubicación de puentes que presentan desbordamiento de agua ante eventos de precipitación de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca del río Corrogres



Figura 4.10. Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio

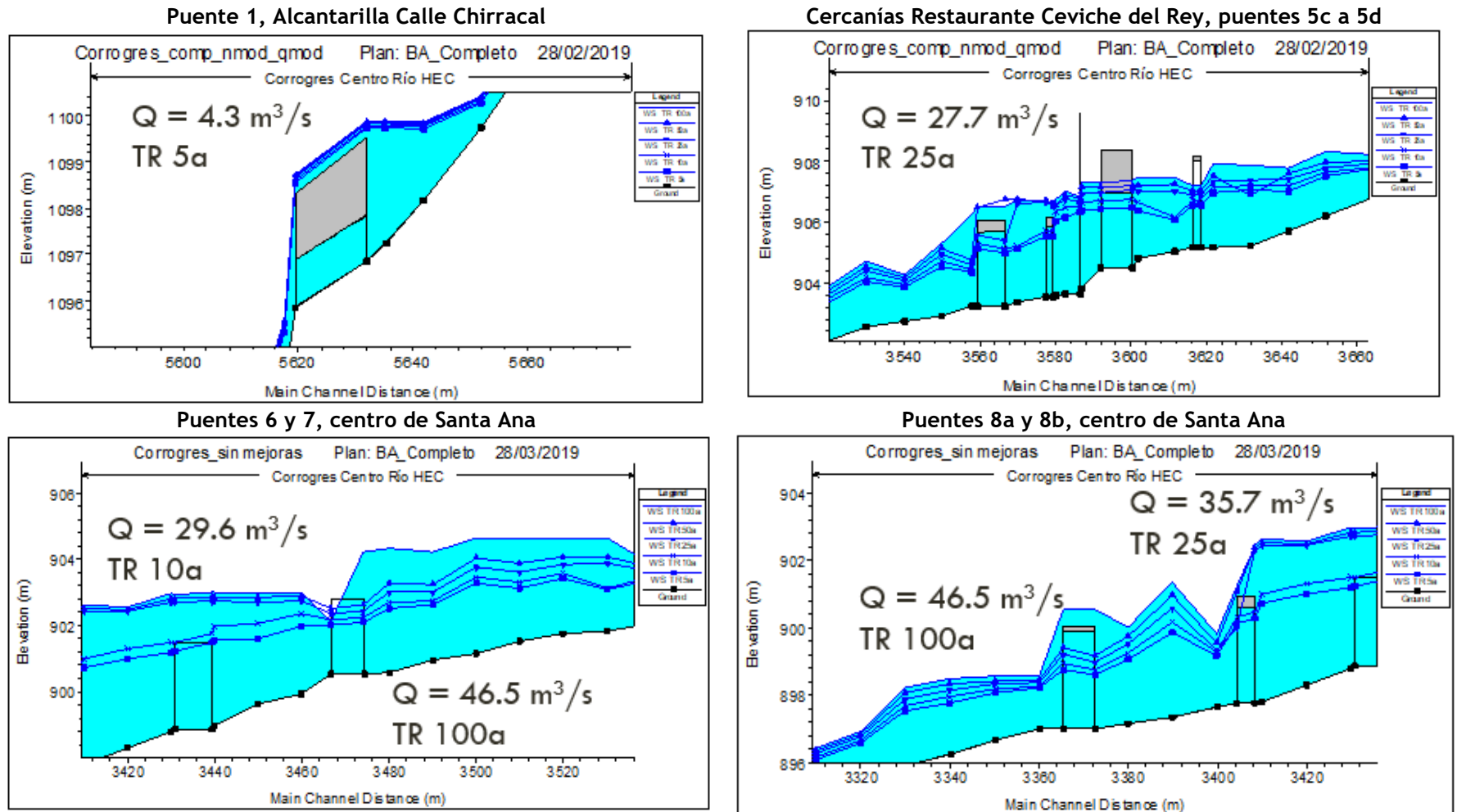
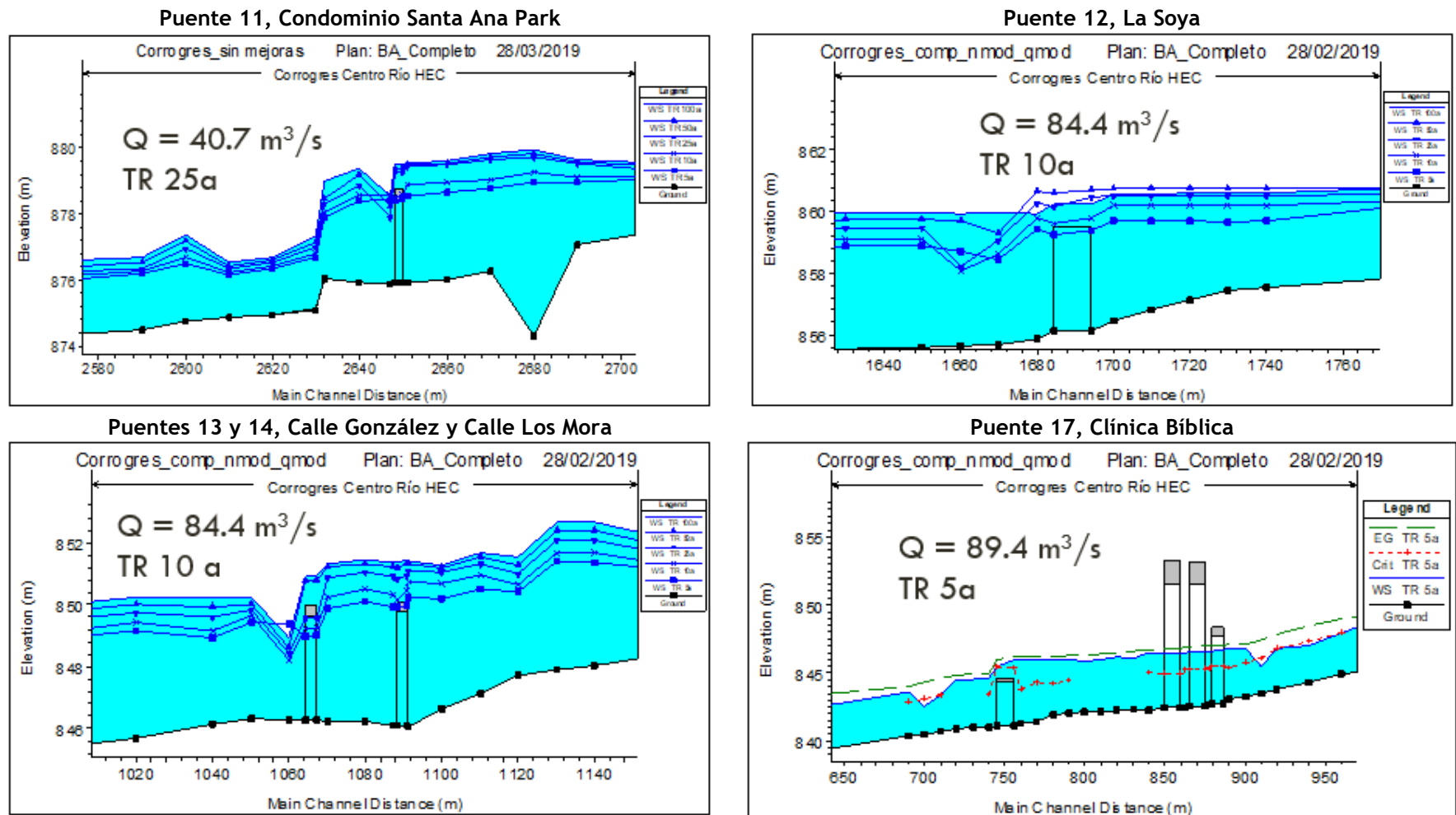


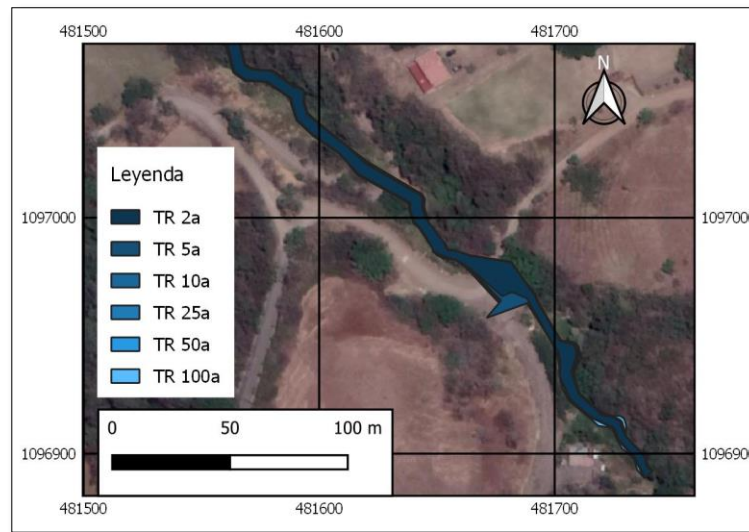
Figura 4.10. (Cont.) Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio



En la Figura 4.11 se muestran los mapas de la mancha de inundación obtenida a partir de las simulaciones de caudal. En la mayoría de los sectores con problemática la influencia de las estructuras de los puentes existentes es la principal causa de los desbordamientos del río, aunque existen zonas puntuales a lo largo del tramo en las que el cauce natural del río no tiene la capacidad hidráulica requerida para transportar el caudal de avenida simulado.

Figura 4.11. Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio

Estación 5+630.00 a 5+650.00, cercanías de Puente 1, alcantarilla Calle Chirracal



Estación 3+720.00 a 3+740.00 y 3+770.00 a 3+820.00, zonas de patios de casas

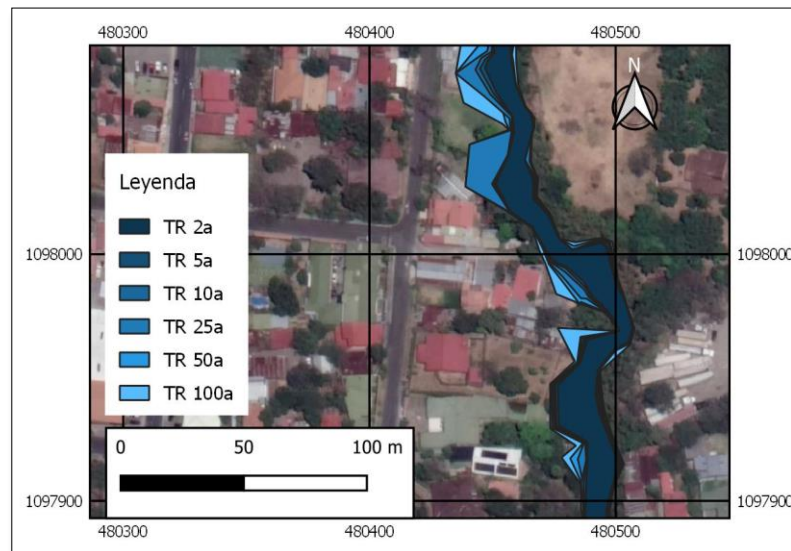
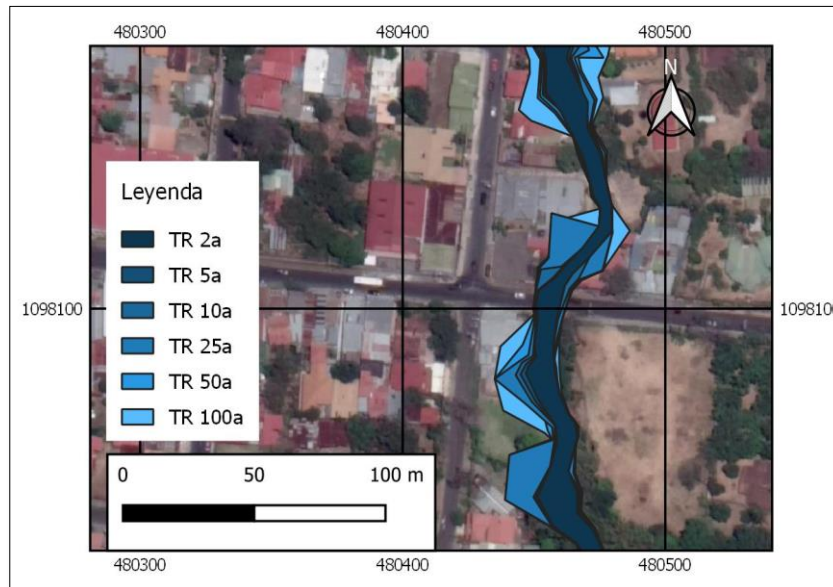


Figura 4.11. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio

Estación 3+567.9 a 3+640.00, cercanías Restaurante Ceviche del Rey, puentes 5a a 5d



Estación 3+396.46 a 3+520.00, puentes 6, 7, 8a y 8b, centro de Santa Ana, cercanías Oficentro del Río

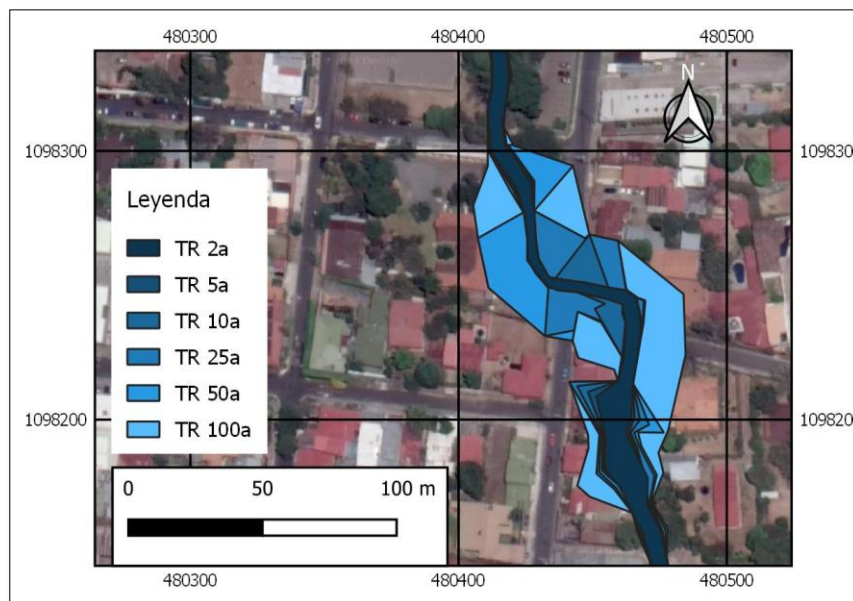
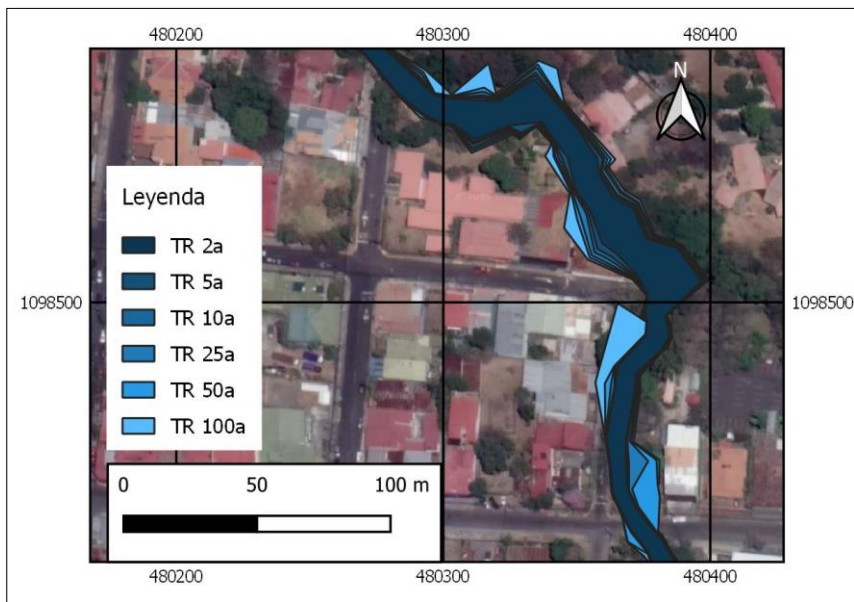


Figura 4.11. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio

Estación 3+000.00 a 3+227.68, Cen-Cinai, Delegación Fuerza Pública, zona aguas abajo de Puente 9 (Avenida 1)



Estación 2+642.00 a 2+700.00, Puente 11, Condominio Santa Ana Park

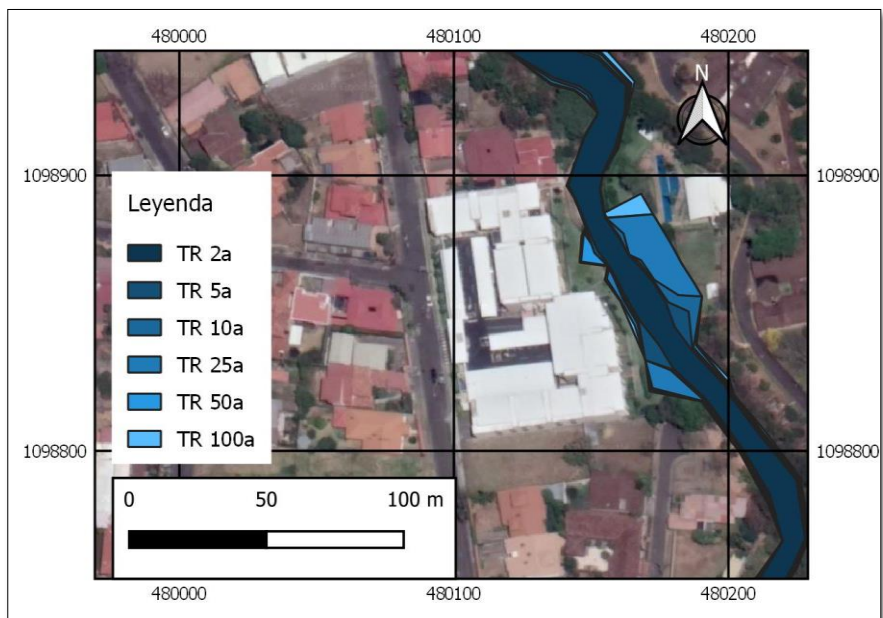
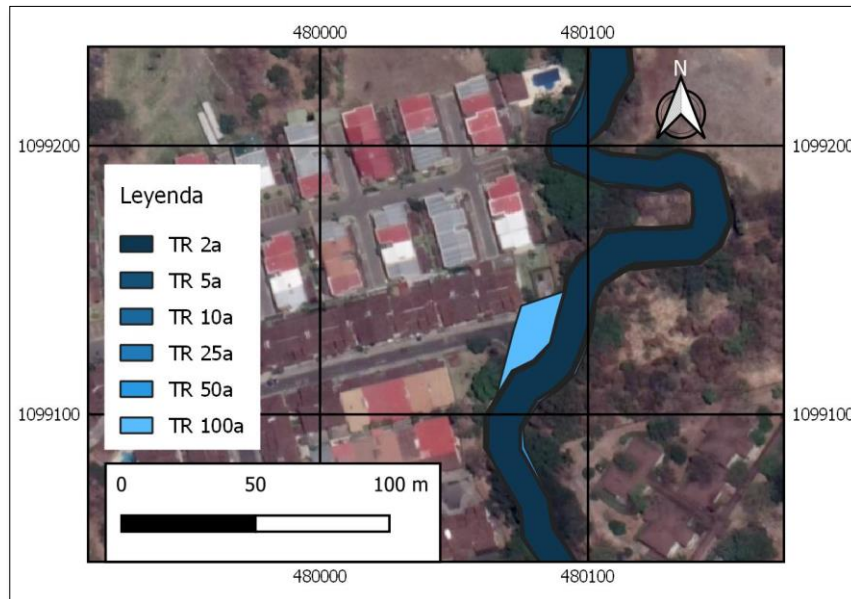


Figura 4.11. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio

Estación 2+340.00 a 2+350.00, Calle de Residencial privado



Estación 1+810.00 a 1+930.00, sector aguas arriba de puente 12, La Soya, curva fuerte natural del río

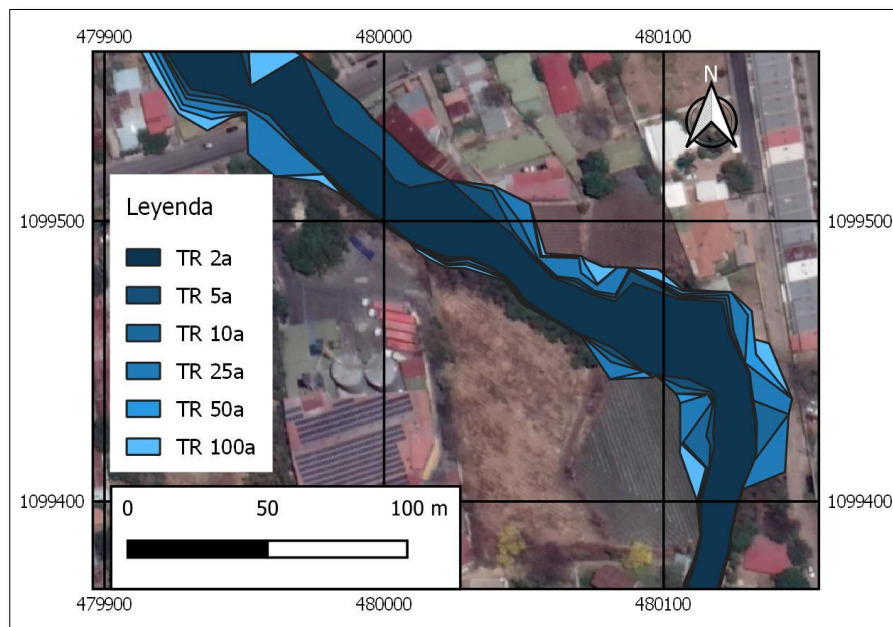
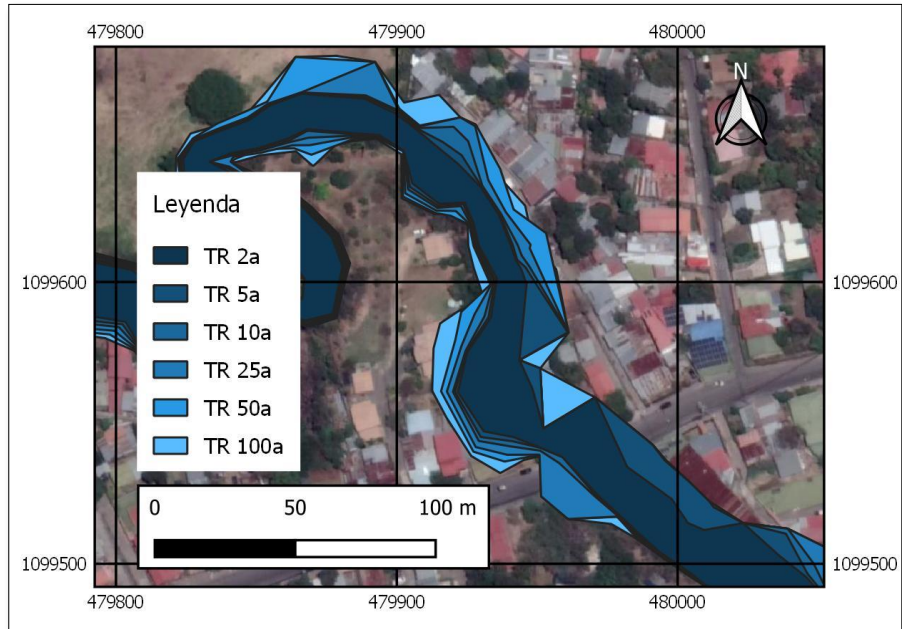


Figura 4.11. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio

Estación 1+490.00 a 1+790.00, curva fuerte natural del río, puente 12 sector La Soya



Estación 1+290.00 a 1+360.00 y 1+400.00 a 1+410.00, curva fuerte natural del río

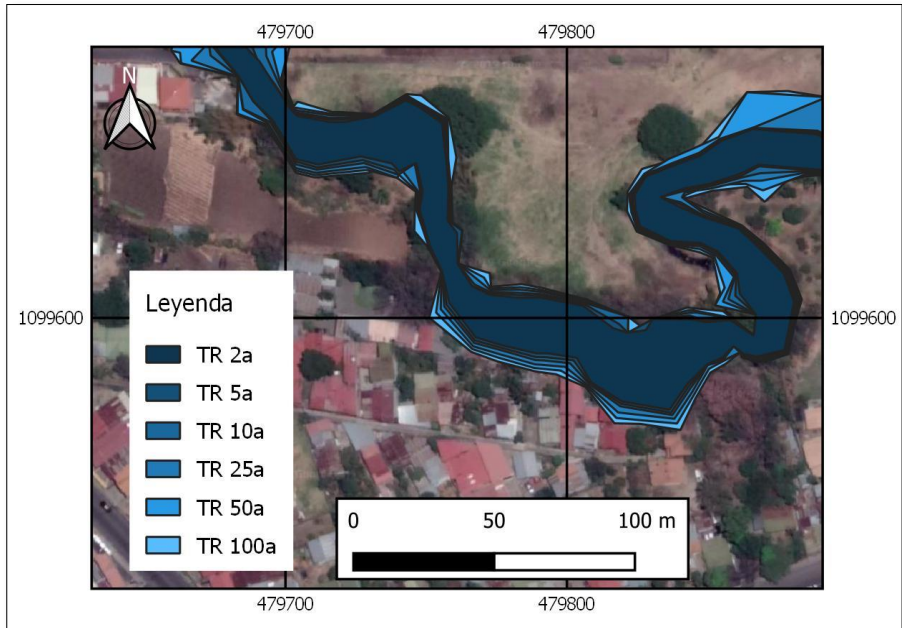
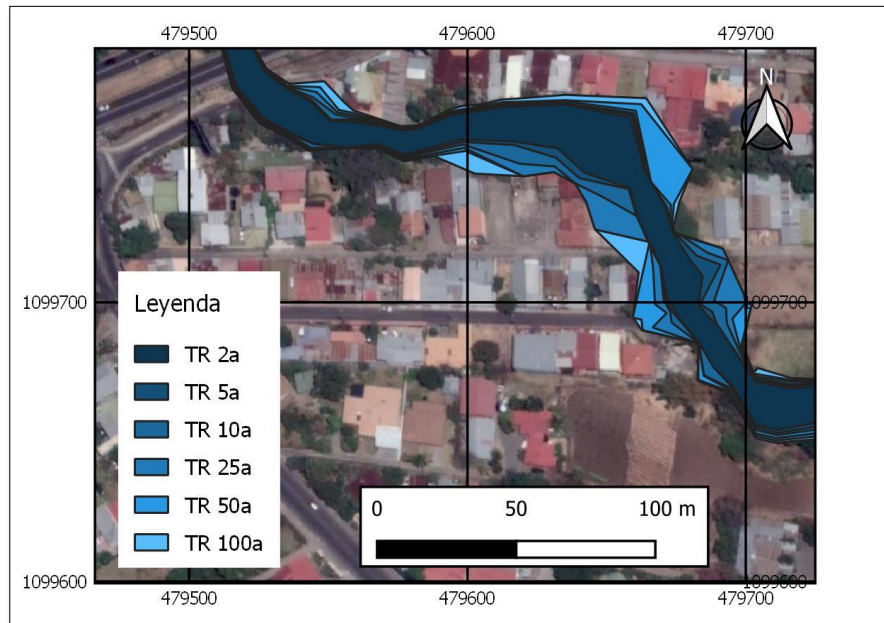
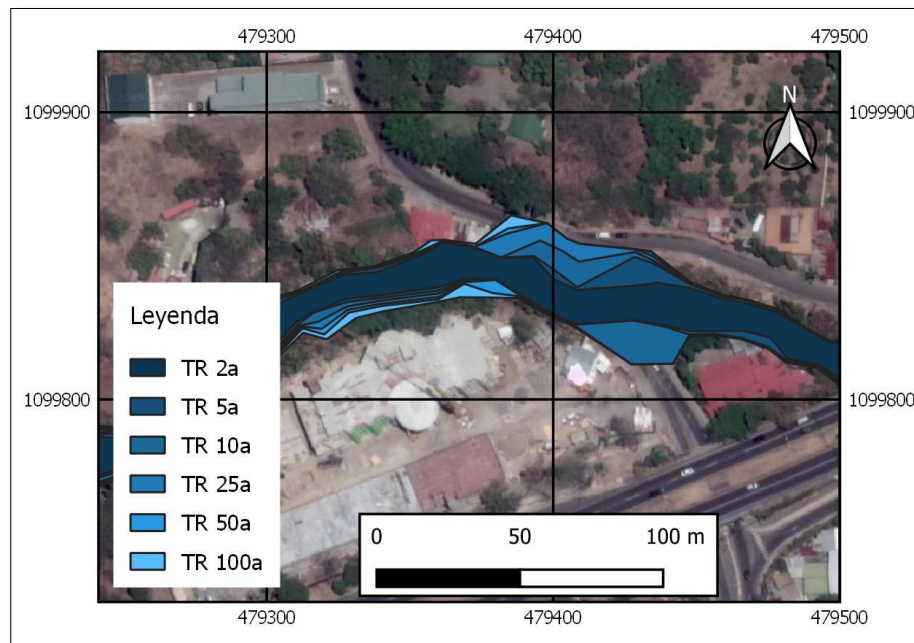


Figura 4.11. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio

Estación 0+890.00 a 0+920.00, Sector aguas abajo Calle Los Mora. Estación 0+890.00 a 0+920.00, puentes 13 y 14, Calle Los Mora y Calle González. Estación 1+170.00 a 1+200.00, sector aguas arriba Calle Los González



Estación 0+700.00 a 0+780.00, cercanías puente 17, Clínica Bíblica



4.2.4 Niveles de agua obtenidos de las simulaciones del caudal pico para el caso de deslizamientos en la parte alta del río Corrogres

En la Figura 4.12 se muestra el perfil del río Corrogres con los resultados de las simulaciones del caudal pico calculado para el caso extremo de un evento de deslizamiento en la parte alta de la cuenca. Para este caudal, prácticamente todas las estructuras existentes a lo largo del tramo estudiado son rebasadas por flujo de agua y lodos. Anexo a este informe se incluye el archivo digital del modelo completo de HEC-RAS con las simulaciones hidráulicas de todos los caudales.

Se debe recordar que el caudal de deslizamiento representa una creciente más de 10 veces mayor a la que se produce por eventos hidrometeorológicos extremos en la parte alta de la cuenca, aunque ya para las partes más bajas del tramo analizado (aguas debajo de la confluencia de la quebrada Coyote, en las inmediaciones de los puentes de la ruta 27), dicho caudal es similar a los obtenidos de tormentas de corta duración abarcando toda la cuenca, para períodos de retorno de 100 años.

En la Figura 4.13 se muestran los mapas de la mancha de inundación obtenida a partir de las simulaciones de caudal por flujos de deslizamiento. En algunos sectores el ancho de la franja de topografía utilizada para representar la sección transversal utilizada en el modelo unidimensional no es suficiente para determinar la extensión real de la inundación en el terreno, esta es una de las principales limitaciones de los modelos hidráulicos en 1 dimensión.

Figura 4.12. Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

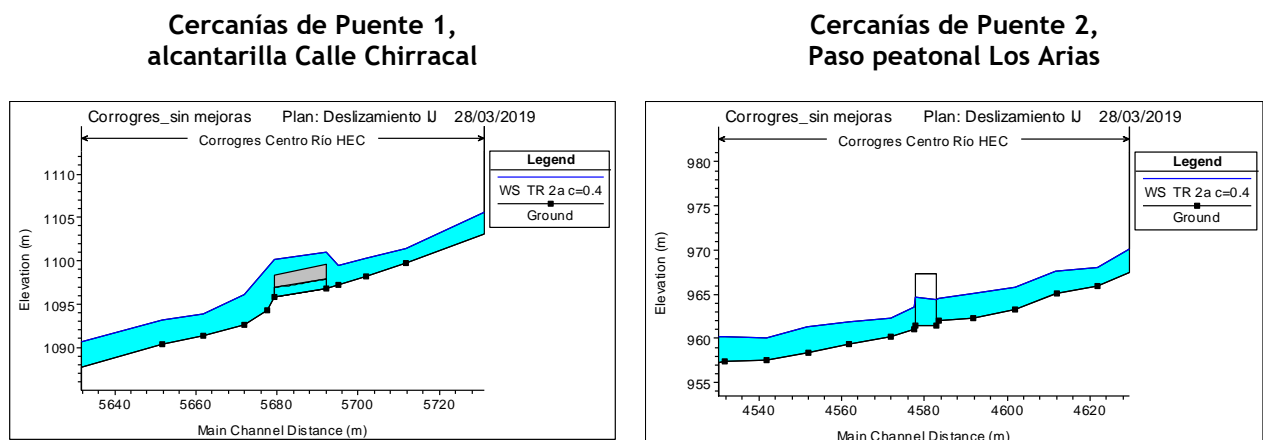


Figura 4.12. (Cont.) Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

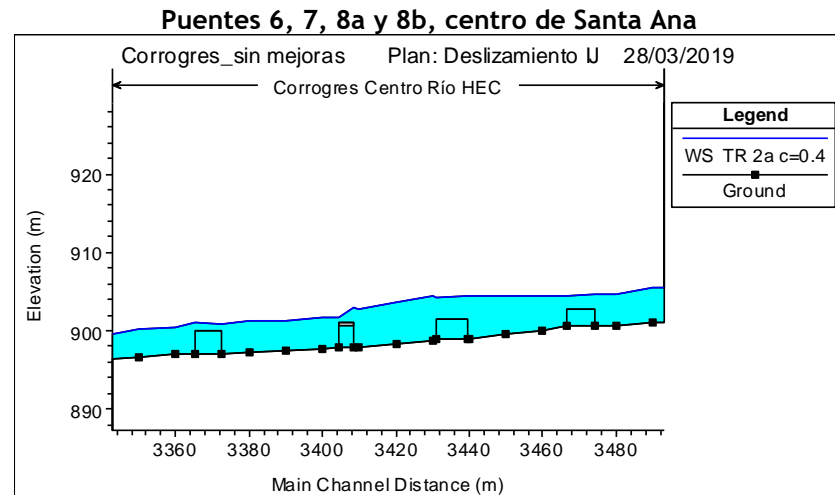
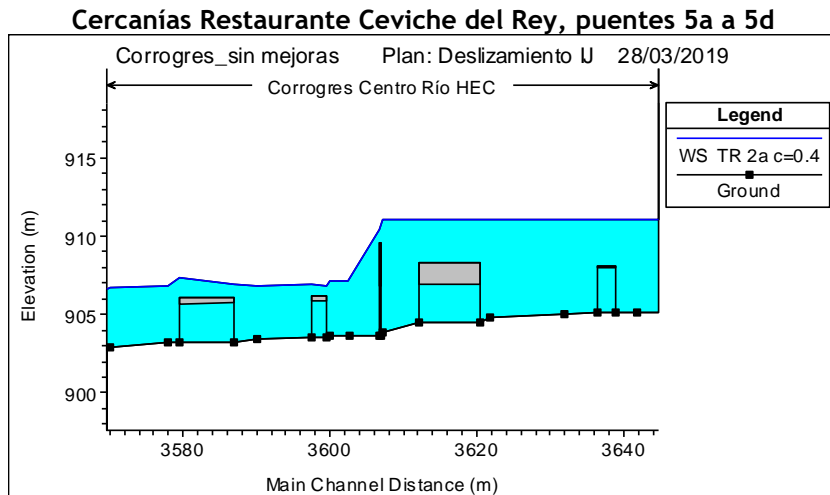
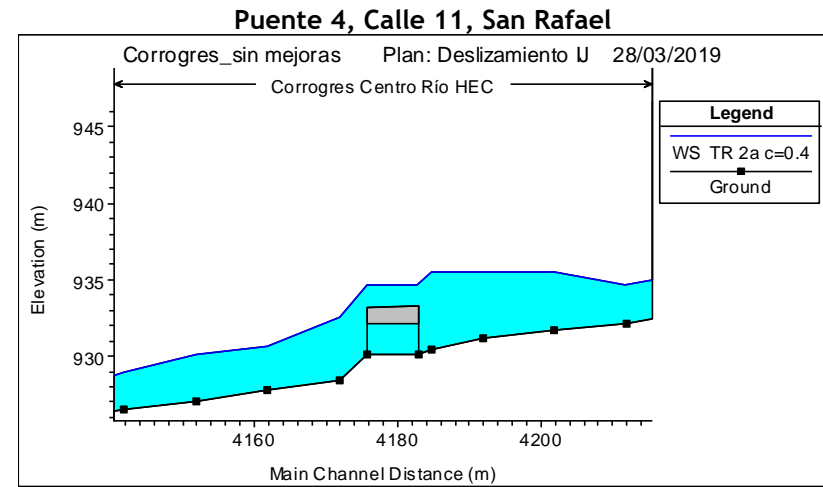
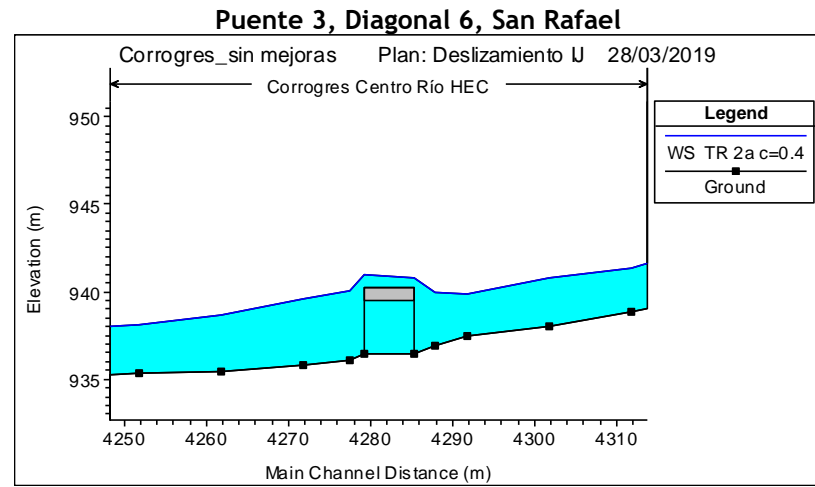


Figura 4.12. (Cont.) Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

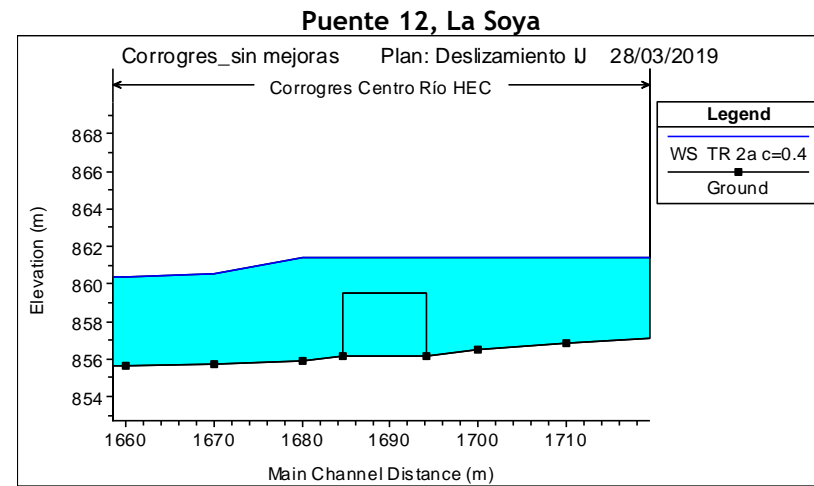
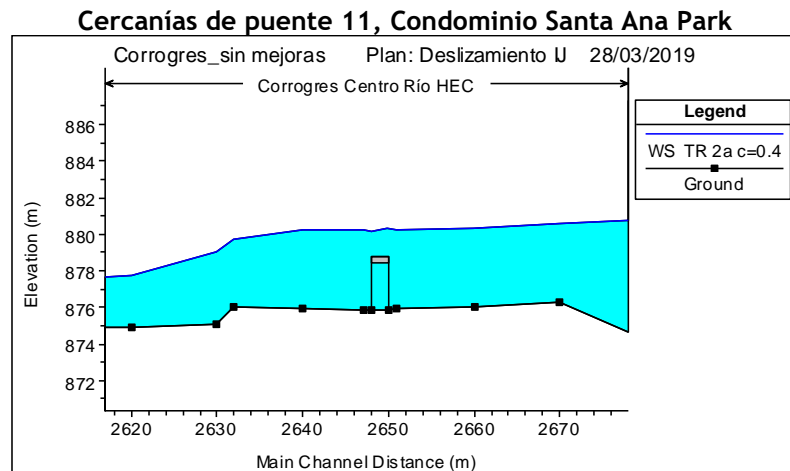
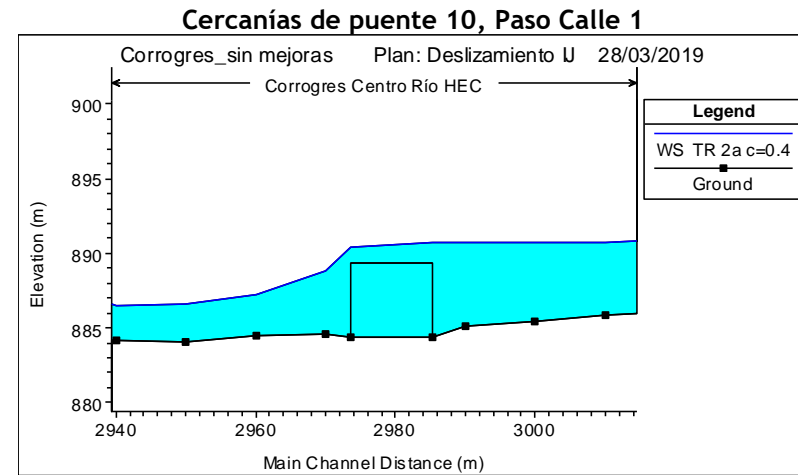
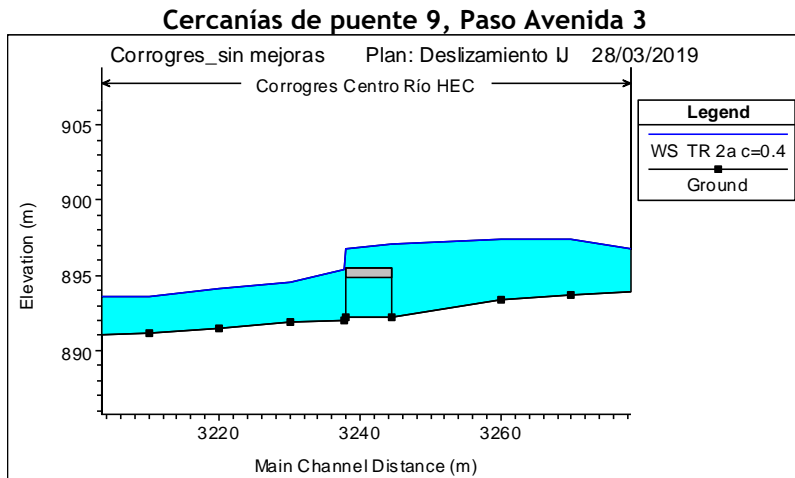


Figura 4.12. (Cont.) Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

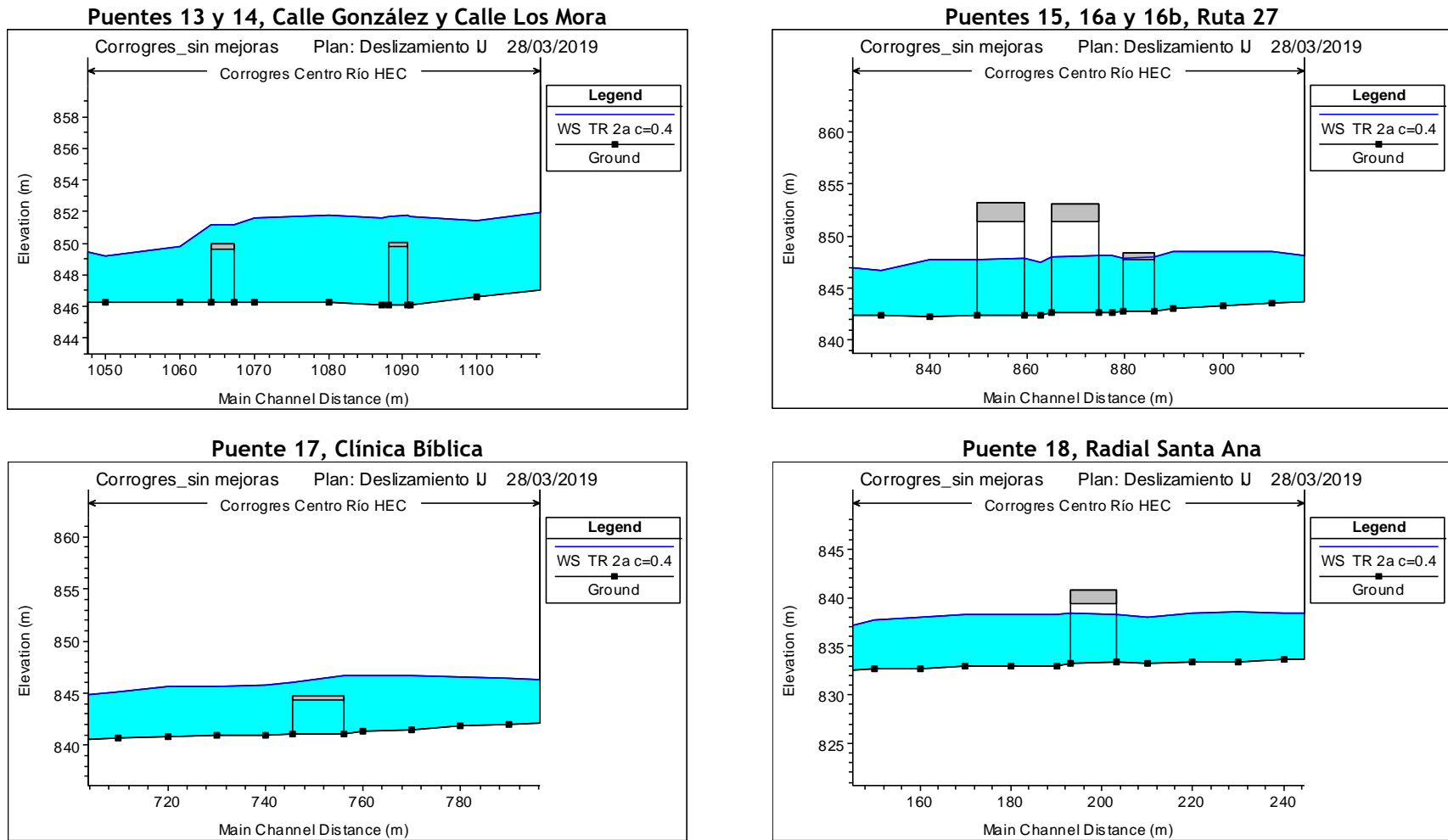
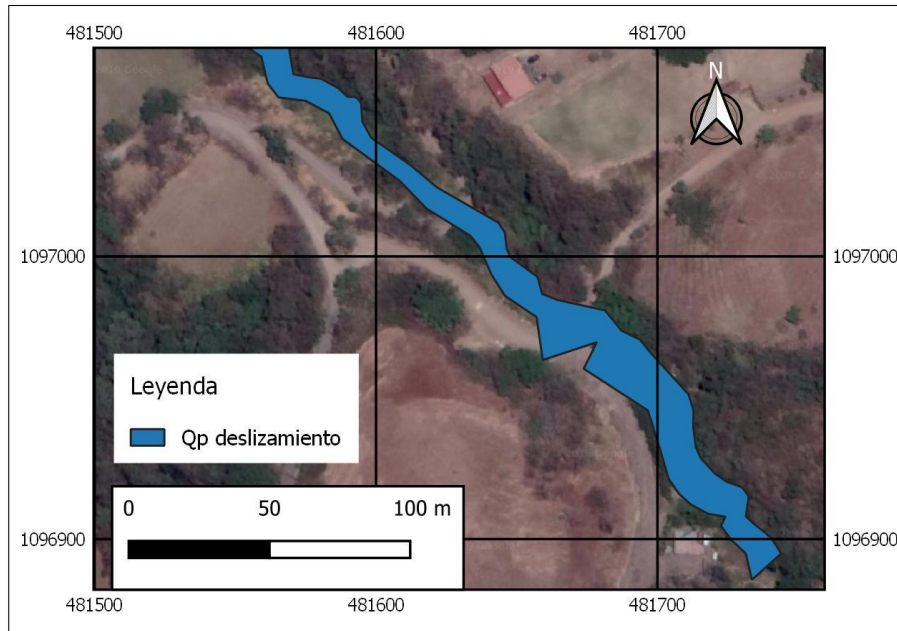


Figura 4.13. Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 5+630.00 a 5+650.00, cercanías de Puente 1, alcantarilla Calle Chirracal



Estación 5+300.00 a 5+400.00, zona de cultivos y forestal

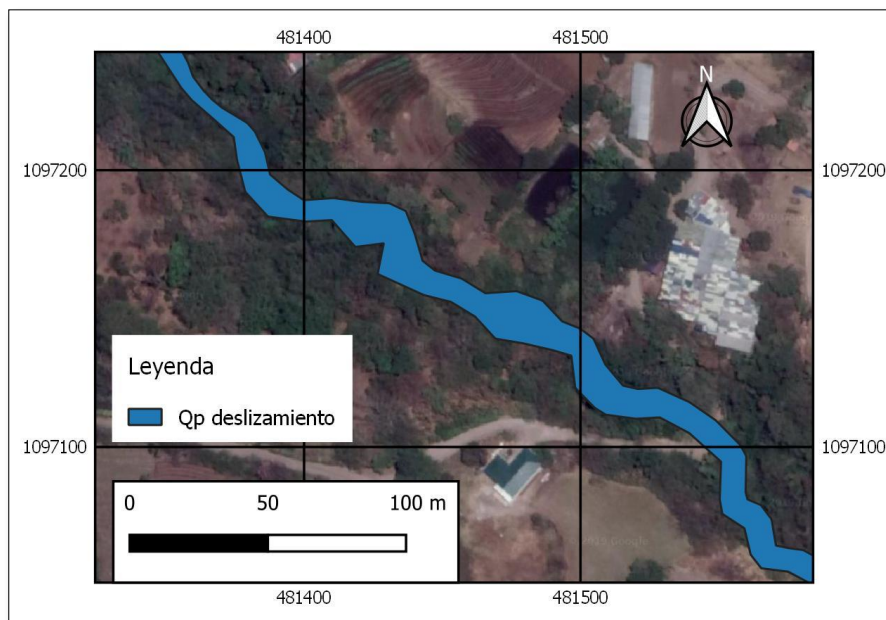
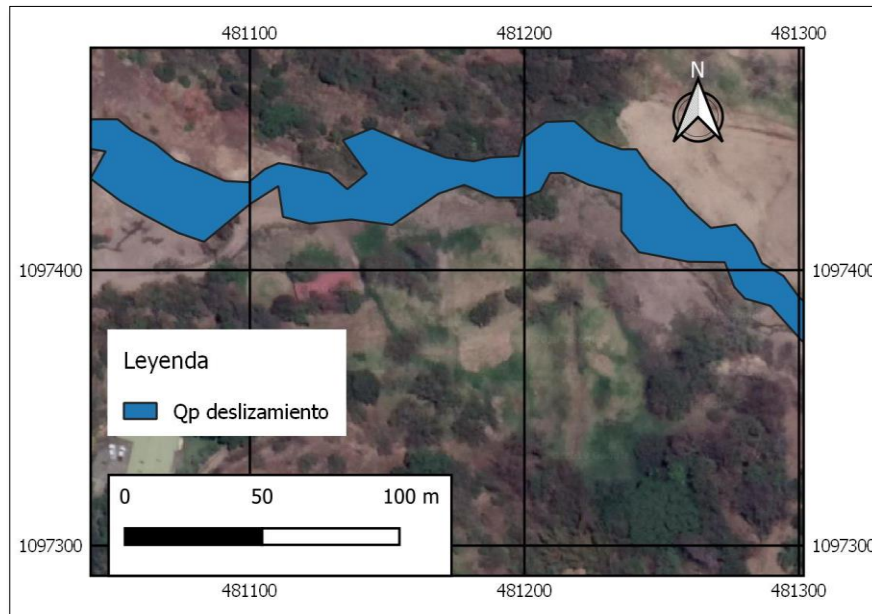


Figura 4.13. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 4+720.00 a 5+000.00, sector El Picadero



Estación 4+660.00, sector aguas arriba Los Arias

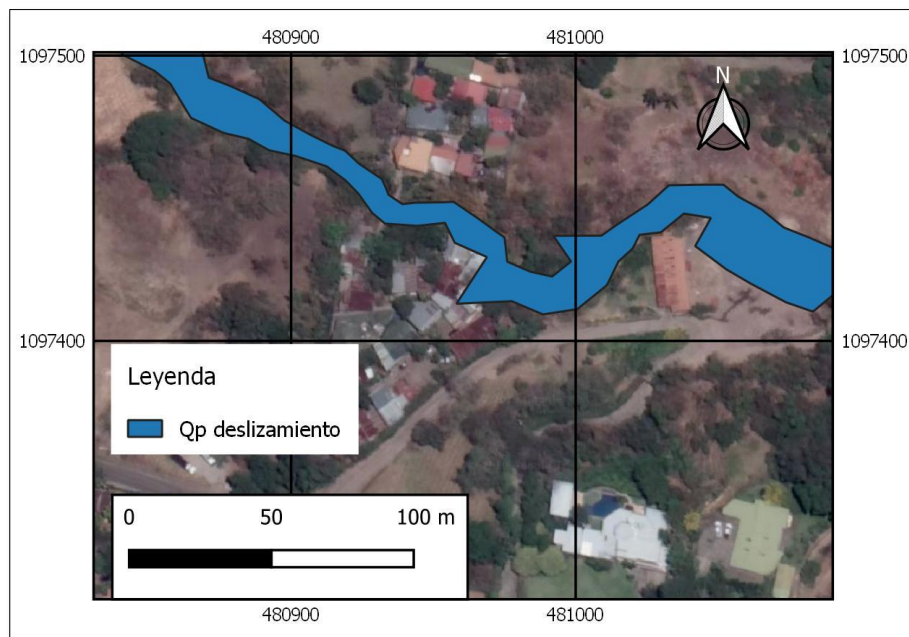
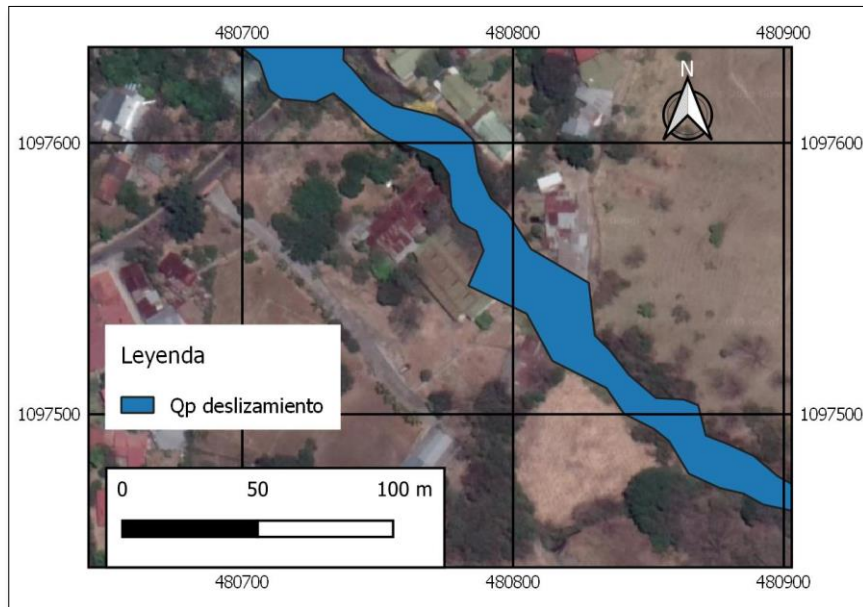


Figura 4.13. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 4+380.00 a 4+400.00, zona residencial



Estación 4+160.00 a 4+190.00, cercanías de puente 4. Estación 4+210.00 a 4+275.93, cercanías de puente 3

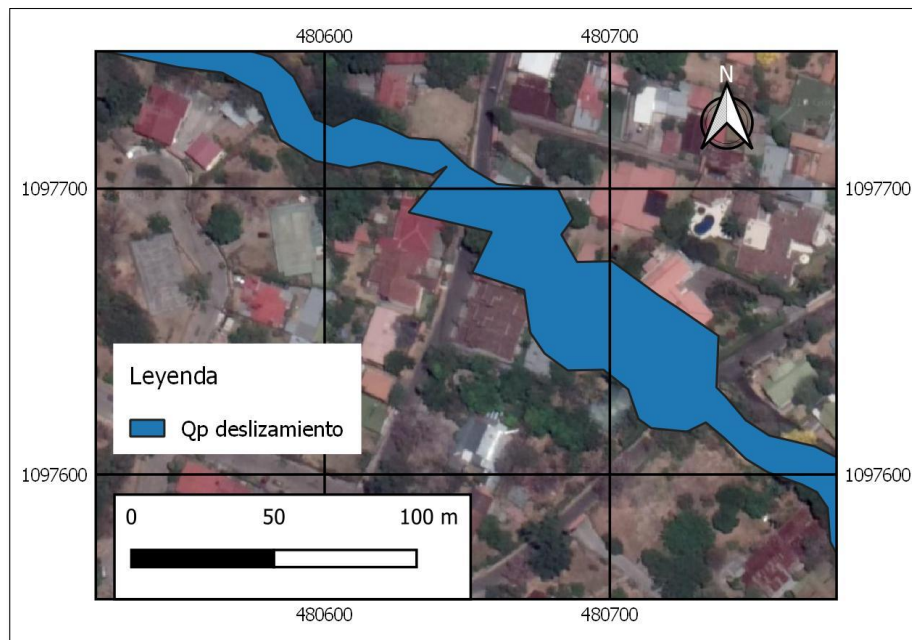
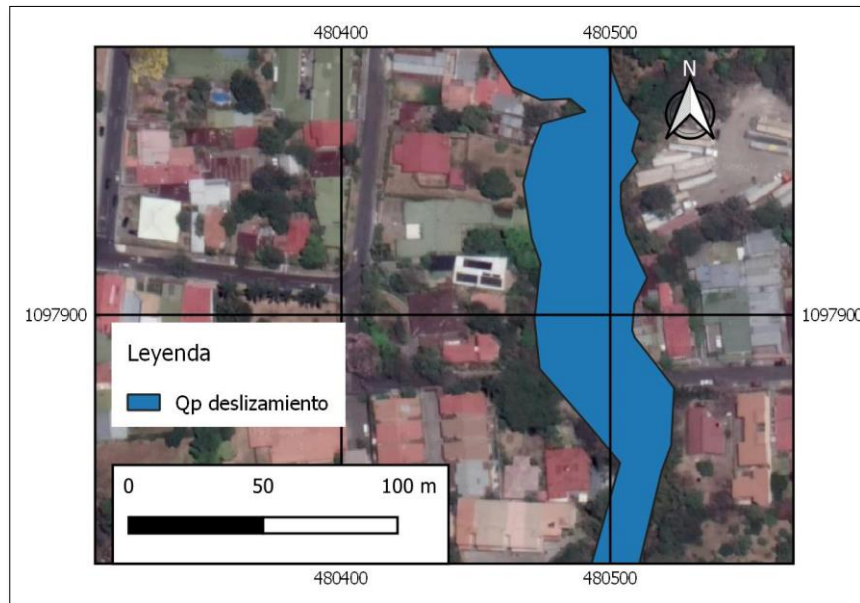


Figura 4.13. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 3+700.00 a 3+900.00, zonas de patios de casas



Estación 3+600.00 a 3+800.00, cercanías Restaurante Ceviche del Rey, puentes 5a a 5b, zonas de patios de casas

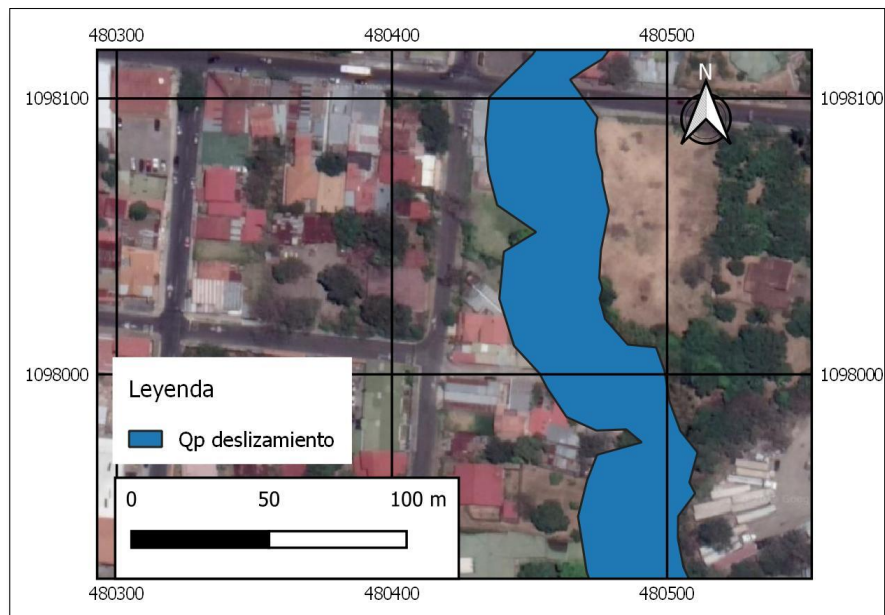
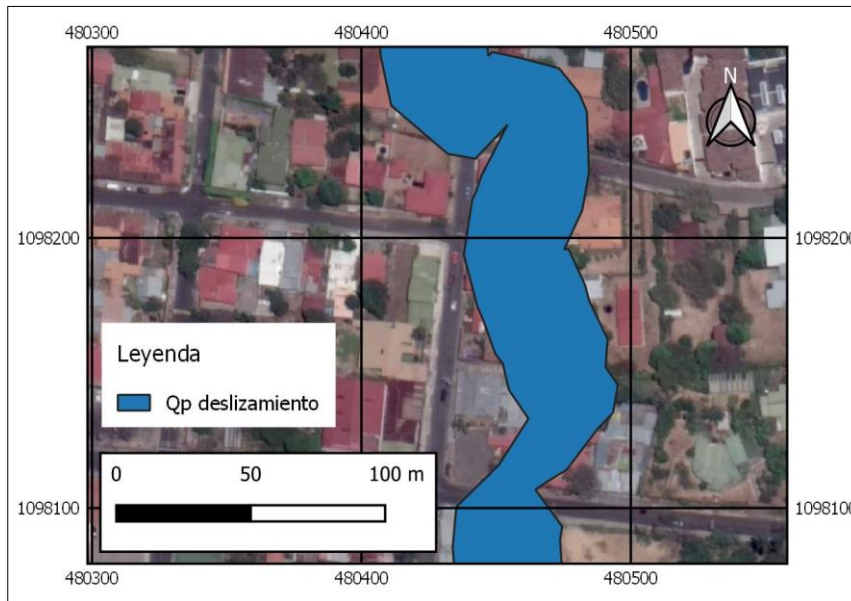


Figura 4.13. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 3+400 a 3+600.00, cercanías Restaurante Ceviche del Rey, puentes 5c a 5d, puentes 6 y 7, centro de Santa Ana



Estación 3+220.00 a 3+400.00, puentes 8a y 8b, centro de Santa Ana, cercanías Oficentro del Río, edificio Municipalidad Santa Ana, sector puente 9

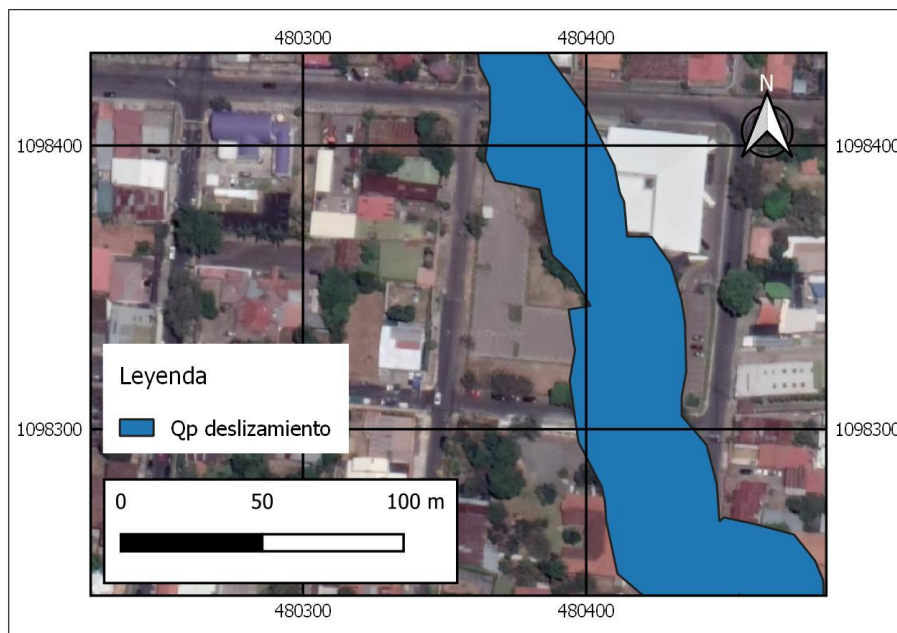
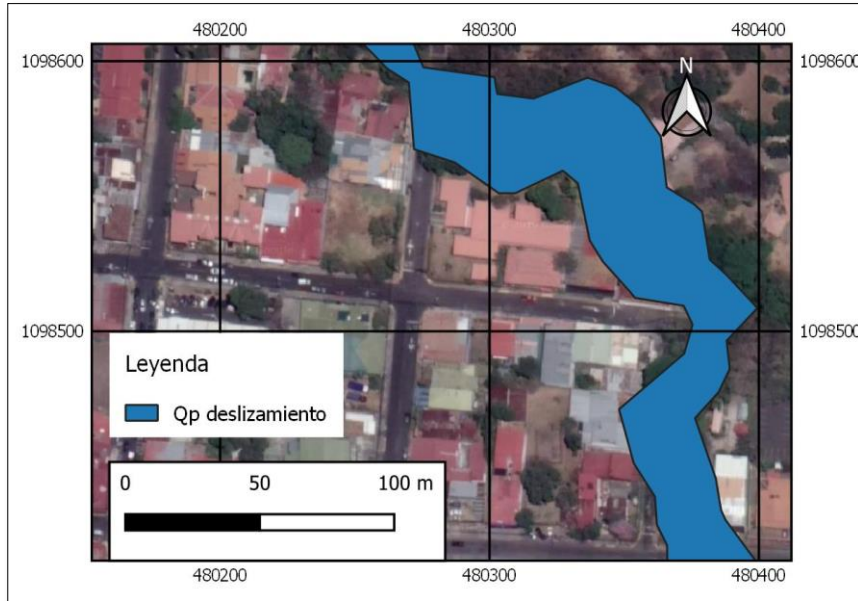


Figura 4.13. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 2+950.00 a 3+227.68, Cen-Cinai, Delegación Fuerza Pública, zona aguas abajo de Puente 9 (Avenida 1)



Estación 2+642.00 a 2+700.00, Puente 11, Condominio Santa Ana Park

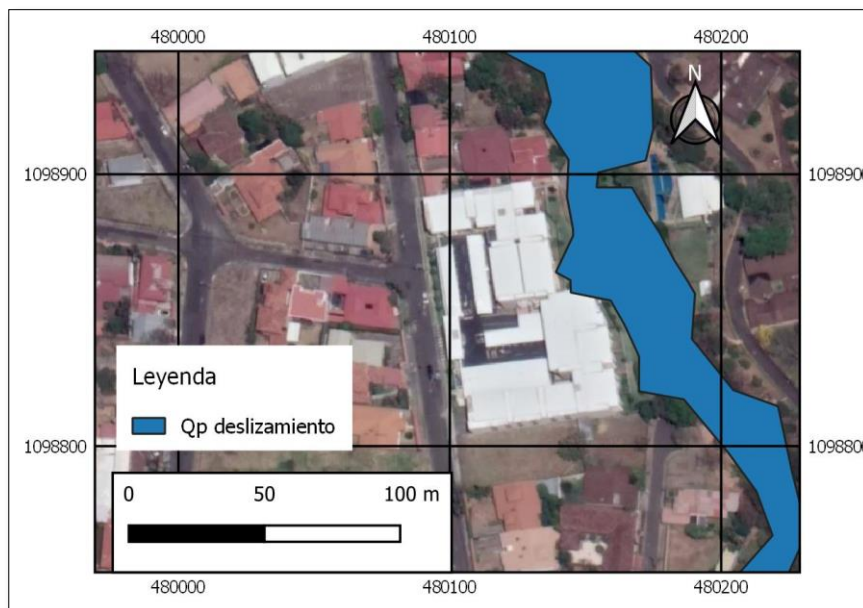
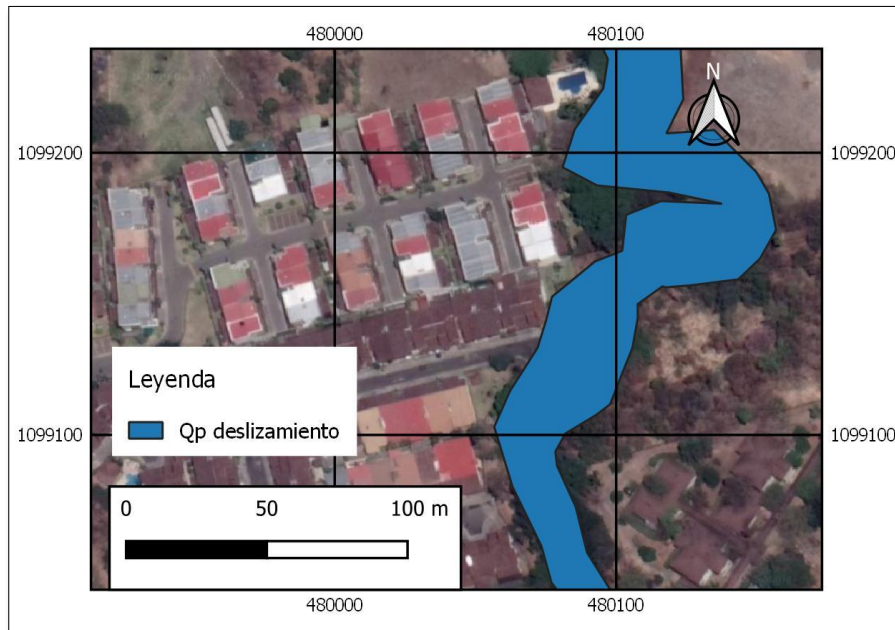


Figura 4.13. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 2+340.00 a 2+350.00, Calle de Residencial privado



Estación 1+700.00 a 1+930.00, sector aguas arriba de puente 12, La Soya, curva fuerte natural del río

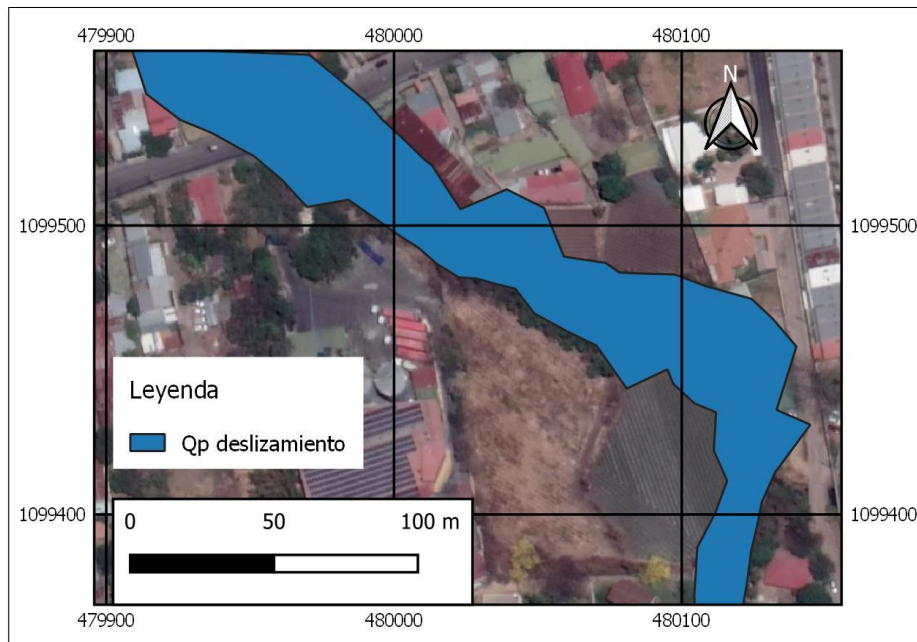
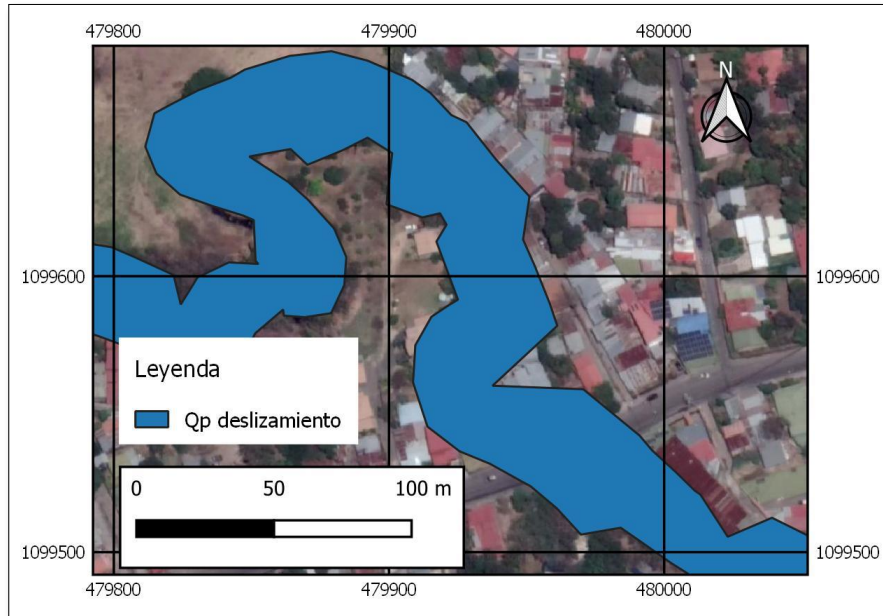


Figura 4.13. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 1+450.00 a 1+790.00, curva fuerte natural del río, puente 12 sector La Soya



Estación 1+290.00 a 1+360.00 y 1+400.00 a 1+450.00, curva fuerte natural del río

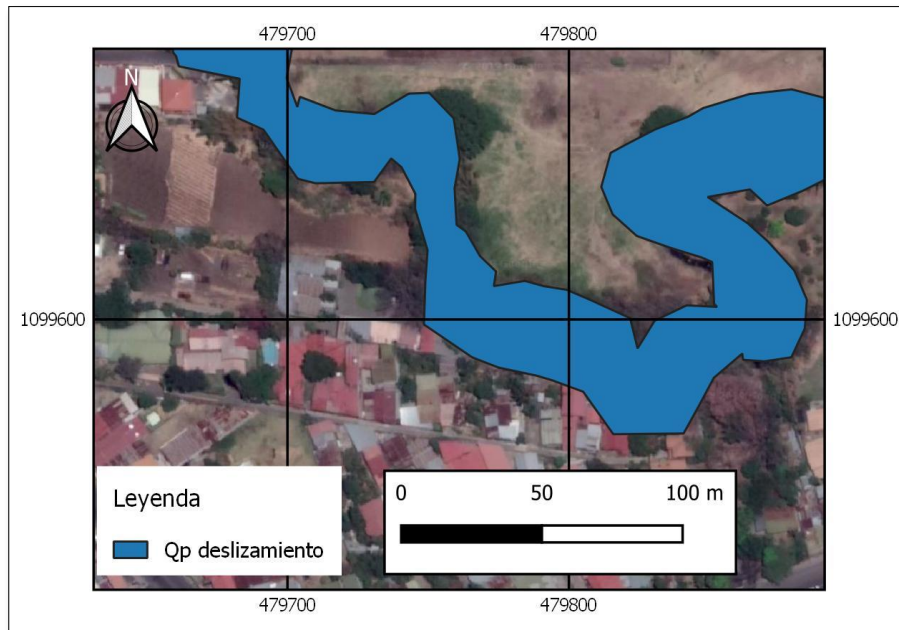
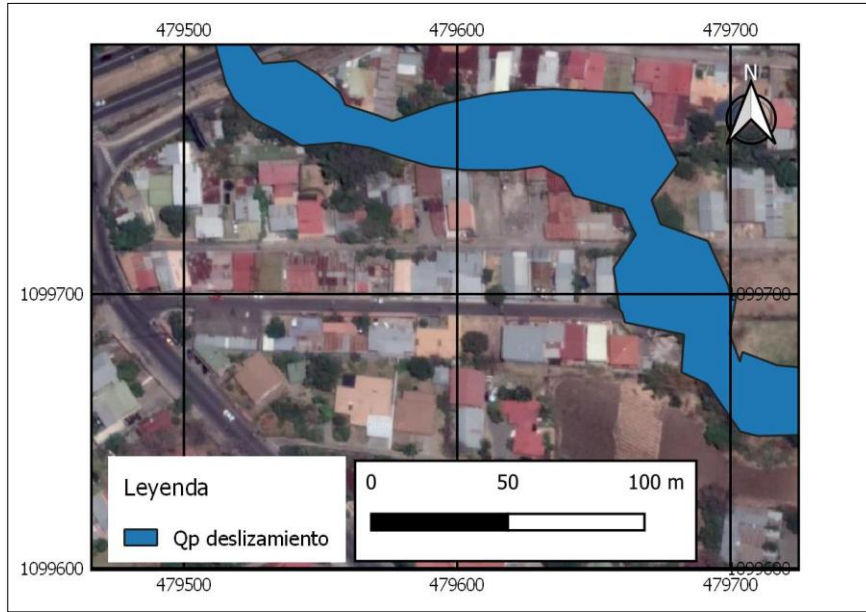
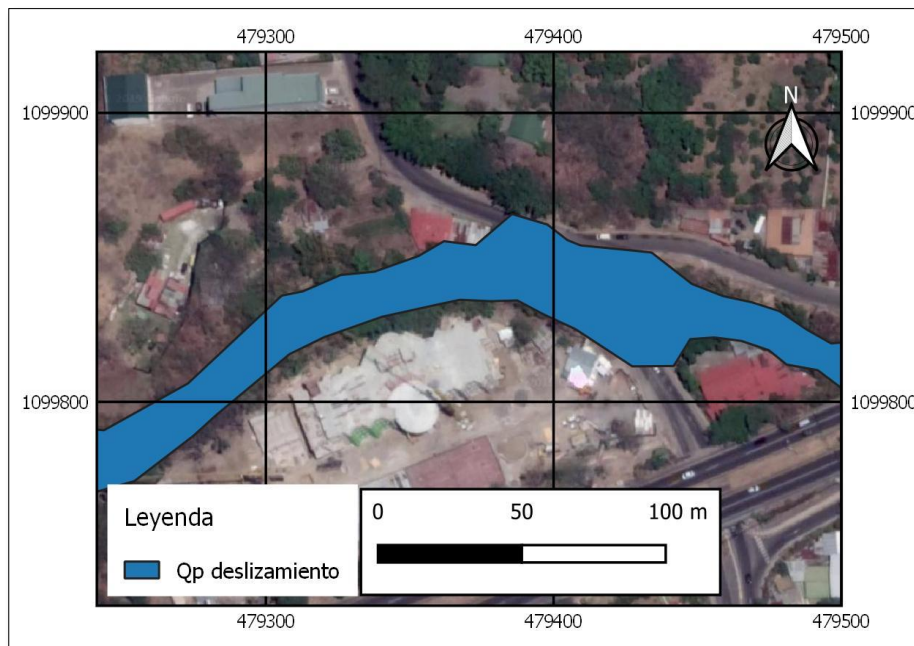


Figura 4.13. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca

Estación 0+890.00 a 0+920.00, Sector aguas abajo Calle Los Mora. Estación 0+890.00 a 0+920.00, puentes 13 y 14, Calle Los Mora y Calle González. Estación 1+170.00 a 1+200.00, sector aguas arriba Calle Los González



Estación 0+700.00 a 0+780.00, cercanías puente 17, Clínica Bíblica



5. PROPUESTAS PARA LA REDUCCIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN EL RÍO CORROGRES

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 del río Corrogres.

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.

En los siguientes apartados se describen las propuestas de modificaciones a cauces y a estructuras para cumplir con el criterio anterior, así como las simulaciones de verificación correspondientes. Como se detallará en los siguientes apartados, intervenciones como dragados, ampliaciones de sección y modificación de puentes, permiten -para la mayoría del tramo analizado- mejorar las condiciones actuales y reducir significativamente el riesgo de inundación.

Adicionalmente, se presenta al final del capítulo un análisis de la situación del otorgamiento de permisos de desfogue pluvial a la luz de los resultados del presente estudio.

5.1 MODIFICACIONES A LA GEOMETRÍA DEL CAUCE

En el Cuadro 5.1. se presenta el resumen de los tramos del cauce que requieren modificaciones en su geometría para alcanzar la capacidad hidráulica requerida. En los planos de anteproyecto anexos a este informe se muestran esquemas con información detallada de las modificaciones a realizar.

Cuadro 5.1. Resumen de modificaciones requeridas en el cauce del río Corrogres para aumentar su capacidad hidráulica

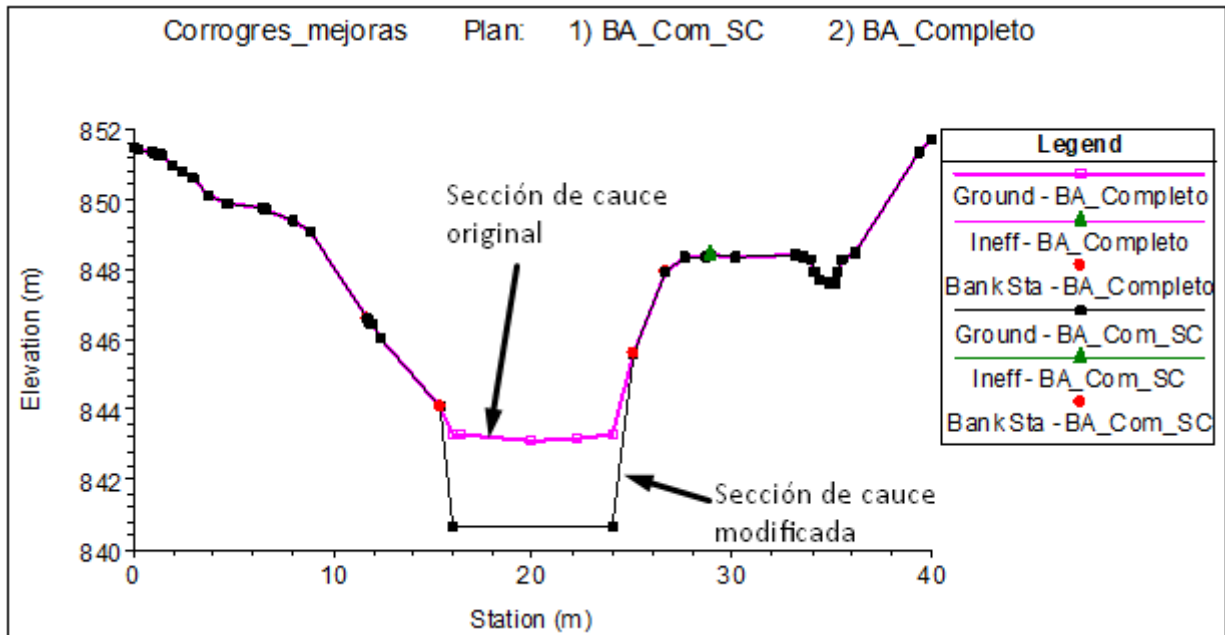
Tramo	Estación Início	Estación Final	Modificaciones propuestas
1	0+650.00	0+910.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.6 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
2	0+910.00	0+970.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se

Tramo	Estación Inicio	Estación Final	Modificaciones propuestas
			requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 1.4 m, altura máxima a remover 2.6 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.1H:1V.
3	0+970.00	1+030.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0.94 m, altura máxima a remover 1.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
4	1+050.00	1+080.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0.95 m, altura máxima a remover 1.16 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.1H:1V.
5	1+080.00	1+100.96	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable entre 5.50 m y 6.50 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0.65 m, altura máxima a remover 0.95 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
6	1+100.96	1+130.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0.65 m, altura máxima a remover 0.88 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.1H:1V.
7	1+130.00	1+330.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
8	1+330.00	1+450.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
9	1+450.00	1+490.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 2.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
10	1+490.00	1+690.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 4.90 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0

Tramo	Estación Inicio	Estación Final	Modificaciones propuestas
			m, altura máxima a remover 2.4 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
11	1+690.00	1+930.00	Pendiente de fondo se mantiene y el fondo del cauce baja 1.0 m desde la elevación mínima natural actual. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
12	2+300.00	2+350.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 0.36 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
13	2+640.00	2+680.00	Cambio de pendiente de fondo. El ancho de la nueva sección es de 5.50 m, se requiere remover material del cauce para adaptarlo a la nueva pendiente de fondo, altura mínima de material a remover 0 m, altura máxima a remover 0.99 m. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
14	3+000.00	3+120.00	Rectificación del cauce, tomar la elevación mínima de la parte central del cauce y continuar hasta los bordes. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
15	3+150.00	3+227.68	Rectificación del cauce, tomar la elevación mínima de la parte central del cauce y continuar hasta los bordes. El ancho de la nueva sección es variable ya que sigue el contorno del ancho natural del cauce. Pendiente lateral recomendada para la excavación: 0.5H:1V.
16	3+360.00	3+410.00	Remover material de la margen derecha del cauce hasta alcanzar un ancho de sección de 4.50 m, la remoción se plantea con un talud vertical.
17	3+410.00	3+450.00	Remover material de la margen izquierda del cauce hasta alcanzar un ancho de sección de 4.50 m, la remoción se plantea con un talud vertical.

En la Figura 5.1 se muestra a manera de ejemplo los cambios a realizar en una sección transversal del modelo de HEC RAS.

Figura 5.1. Sección transversal del río Corrogres Est. 0+900.00 con modificaciones en el cauce



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

En el Cuadro 5.2 se presenta el resumen de las modificaciones requeridas en los puentes y estructuras existentes a lo largo del tramo en análisis del río Corrogres para aumentar su capacidad hidráulica. En los planos de anteproyecto anexos a este informe se muestran esquemas con información detallada de las modificaciones a realizar.

Cuadro 5.2. Resumen de modificaciones requeridas en el cauce del río Corrogres para aumentar su capacidad hidráulica

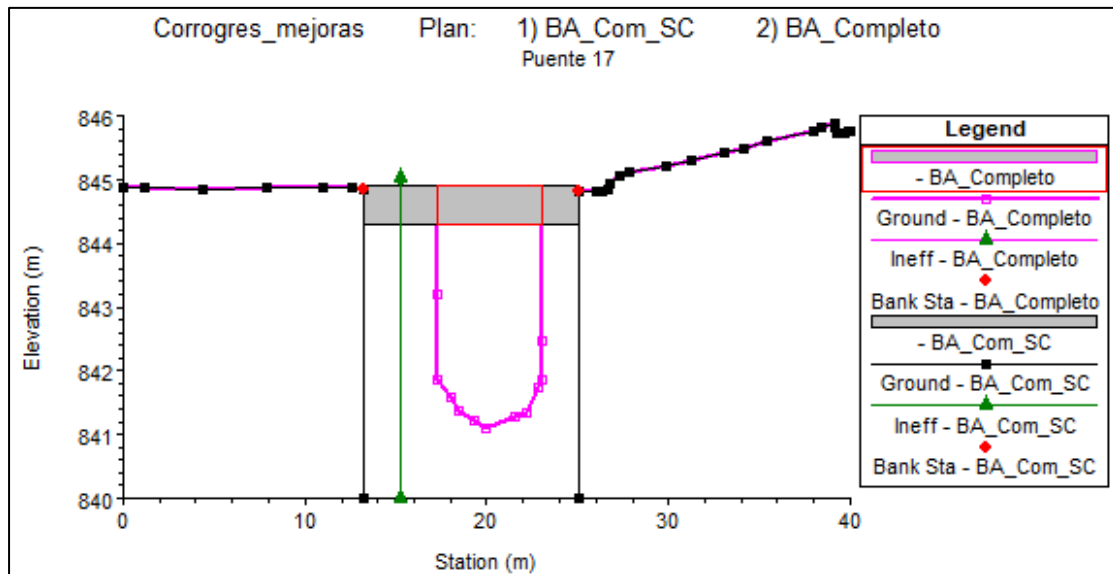
Puente	Estación	Modificaciones propuestas
1	5+630.00	Remoción completa de estructura actual. Se propone construir una nueva alcantarilla rectangular con ancho 2.3 m y alto 1.4 m, pendiente actual y elevaciones de entrada y salida se mantienen.
5c	3+572.289	Se recomienda remover por completo la estructura, ya que su presencia compromete significativamente la capacidad hidráulica del puente 5b, que es una estructura en calle pública y tiene prioridad para el beneficio de la comunidad de Santa Ana.

5d	3+588.552	Se recomienda remover por completo la estructura, ya que su presencia compromete significativamente la capacidad hidráulica del puente 5b, que es una estructura en calle pública y tiene prioridad para el beneficio de la comunidad de Santa Ana.
7	3+425.15	Ensanchamiento de la margen izquierda del cauce en las cercanías del puente, ancho final requerido 4.5 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 0.94 m.
8a	3+396.46	Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de la margen derecha del cauce, ancho final requerido 4.5 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 0.6 m.
8b	3+359.58	Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 5.8 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 2.13 m.
11	2+659.04	Remoción completa de estructura actual. Remoción de material del cauce por cambio de pendiente de fondo, ancho final requerido de la sección de fondo de cauce es de 4.8 m. Nueva elevación recomendada de losa de paso: margen izquierda El. 879.35, margen derecha El. 879.10.
12	1+697.92	Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 10.8 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 2.98 m.

Puente	Estación	Modificaciones propuestas
13	1+099.30	Remoción completa de estructura actual. Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 8.5 m. Nueva elevación recomendada de losa de paso: margen izquierda El. 850.90 msnm, margen derecha El. 850.80 msnm.
14	1+075.82	Remoción completa de estructura actual. Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 5.3 m. Nueva elevación recomendada de losa de paso El. 850.90 msnm.
17	0+760.00	Rectificación del cauce en la sección del puente, remoción de material de ambas márgenes del cauce, ancho final requerido 12.8 m. Losa de paso vehicular mantiene la elevación actual, se requiere un ancho adicional de losa de 7.0 m.

En la Figura 5.2 se muestra a manera de ejemplo los cambios a realizar en una sección transversal representativa de un puente en el modelo de HEC RAS.

Figura 5.2. Sección transversal Puente 17 Est. 0+760.00 con modificaciones en el cauce y estructura



En todos los tramos y sectores de puentes que se plantearon modificaciones geométricas se cambió también la n de Manning en el modelo, esto para considerar el efecto de la disminución en la rugosidad de los tramos con respecto a la rugosidad natural del cauce. El valor utilizado en el cauce para estas zonas fue de 0.037.

5.3 RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES DE CAUDAL PARA PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS CON LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS EN CAUCE Y ESTRUCTURAS PRESENTES EN EL TRAMO DE ANÁLISIS DEL RÍO CORROGRES

Con las modificaciones requeridas en el cauce y los puentes y estructuras se procedió a actualizar la geometría del modelo de HEC-RAS para simular los caudales de avenida del período de retorno escogido (Bloque Alternativo de lluvias en la totalidad de la cuenca, TR 100 años) y el caudal pico producto de deslizamientos en la zona alta de la cuenca.

5.3.1 Niveles de agua para los caudales de diseño: geometría modificada

En la Figura 5.3 se muestra el perfil de río Corrogres en las zonas de ubicación de los puentes para el caudal de avenida para el período de retorno de 100 años. Anexo a este informe se incluye el archivo digital del modelo completo de HEC-RAS con las simulaciones hidráulicas de todos los caudales.

Para la condición de avenidas debido a tormentas cortas, el puente 12 y el puente 17 no tienen suficiente capacidad hidráulica para el período de retorno de diseño de 100 años, el período de retorno máximo para el que tienen capacidad corresponde al de 10 y 5 años respectivamente, no se proponen modificaciones adicionales debido a que en ambos sectores existen una serie de estructuras y niveles viales impuestos que no es factible modificar. En el Cuadro 5.3 se muestra un resumen del borde libre entre el nivel de agua y el nivel superior de cada puente modificado resultante de las simulaciones para el período de retorno de 100 años, o en su defecto, para el período de retorno que el puente en cuestión cumple.

En la Figura 5.4 se muestran los mapas de la mancha de inundación obtenida a partir de las simulaciones de caudal. En el caso de la avenida por tormenta corta y período de retorno de 100 años se presentan mejorías respecto a la condición actual del río, sin embargo, debido a restricciones de niveles de las vías, presencia de estructuras a lo largo del cauce y condiciones naturales del mismo no factibles de modificar, algunas zonas aún presentan problemas de desbordamiento.

Cuadro 5.3. Resumen de resultados de borde libre respecto a nivel superior del puente para puentes con modificaciones

Puente	Período de retorno para el que cumple (Años)	Borde libre resultante respecto al nivel superior del puente (m)
1	100	1.2
5b	100*	1.24 *En el caso de 100 años el agua pasa por debajo del puente en condición presurizada. Para el período de retorno de 50 años el agua pasa a flujo libre con un borde libre respecto al nivel inferior de 0.10 m. Se acepta esta condición como razonable desde el punto de vista de diseño.
7	100	0.60
8a	100	0.65
8b	100	0.5
11	100	0.6
12	10*	0.6 *A pesar de las modificaciones geométricas planteadas el puente presenta problemas de desbordamiento para los períodos de retorno mayores a 10 años. Debido a las restricciones geométricas y de nivel en las cercanías, no se pueden proponer modificaciones adicionales para solventar este problema.
13	50*	0.60 *En el caso de 100 años el agua pasa por debajo del puente en condición presurizada. Para el período de retorno de 50 años el agua pasa a flujo libre con un borde libre respecto al nivel inferior de 0.26 m. Se acepta esta condición como razonable desde el punto de vista de diseño.
14	100	1.0
17	5*	0.50 **A pesar de las modificaciones geométricas planteadas el puente presenta problemas de desbordamiento para los períodos de retorno mayores a 5 años. En el caso del período de retorno de 10 años el agua pasa por debajo del puente en condición presurizada. Debido a las restricciones geométricas y de nivel en las cercanías, no se pueden proponer modificaciones adicionales para solventar este problema.

Figura 5.3. Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

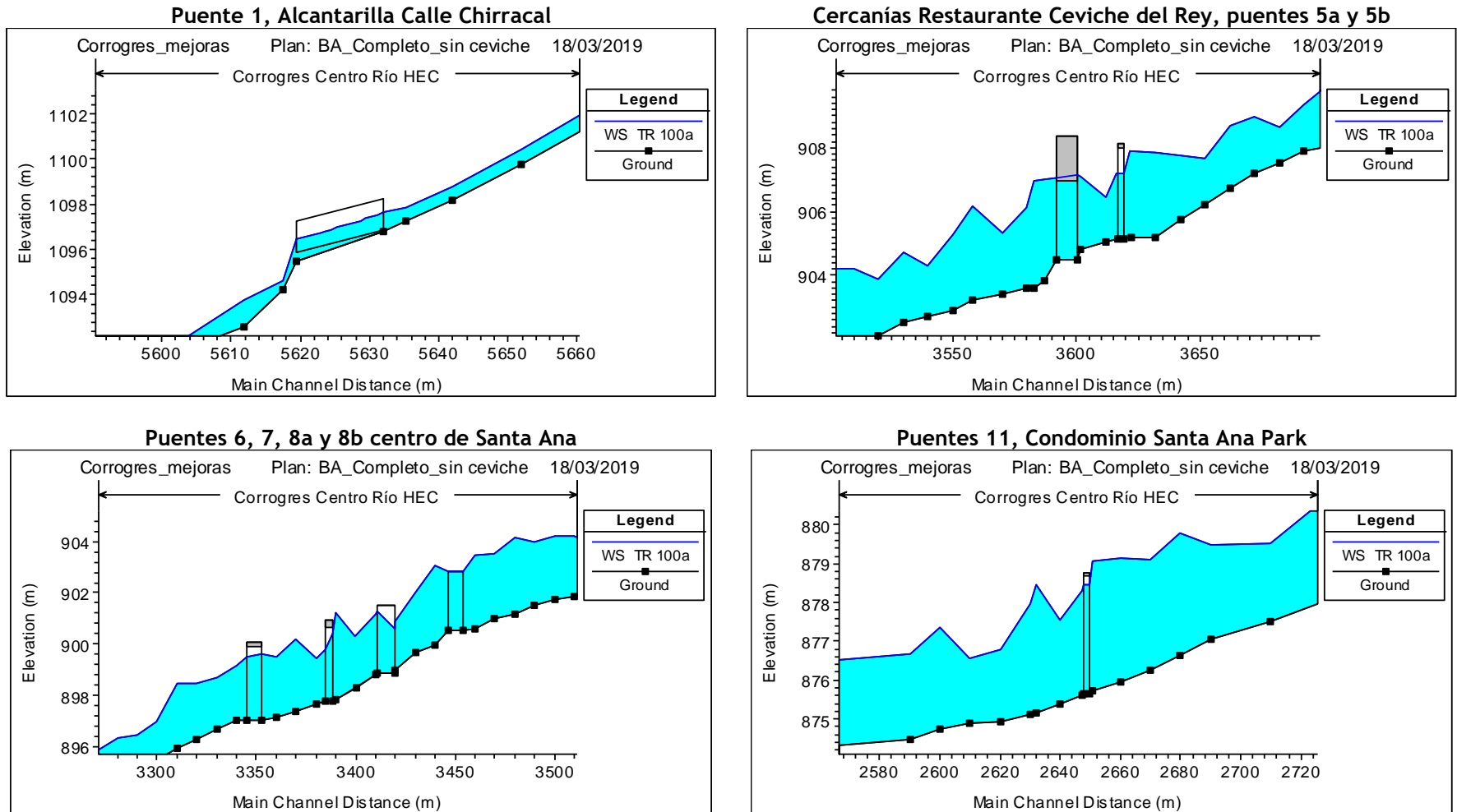


Figura 5.3. (Cont.) Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración, Bloque Alterno de precipitaciones actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

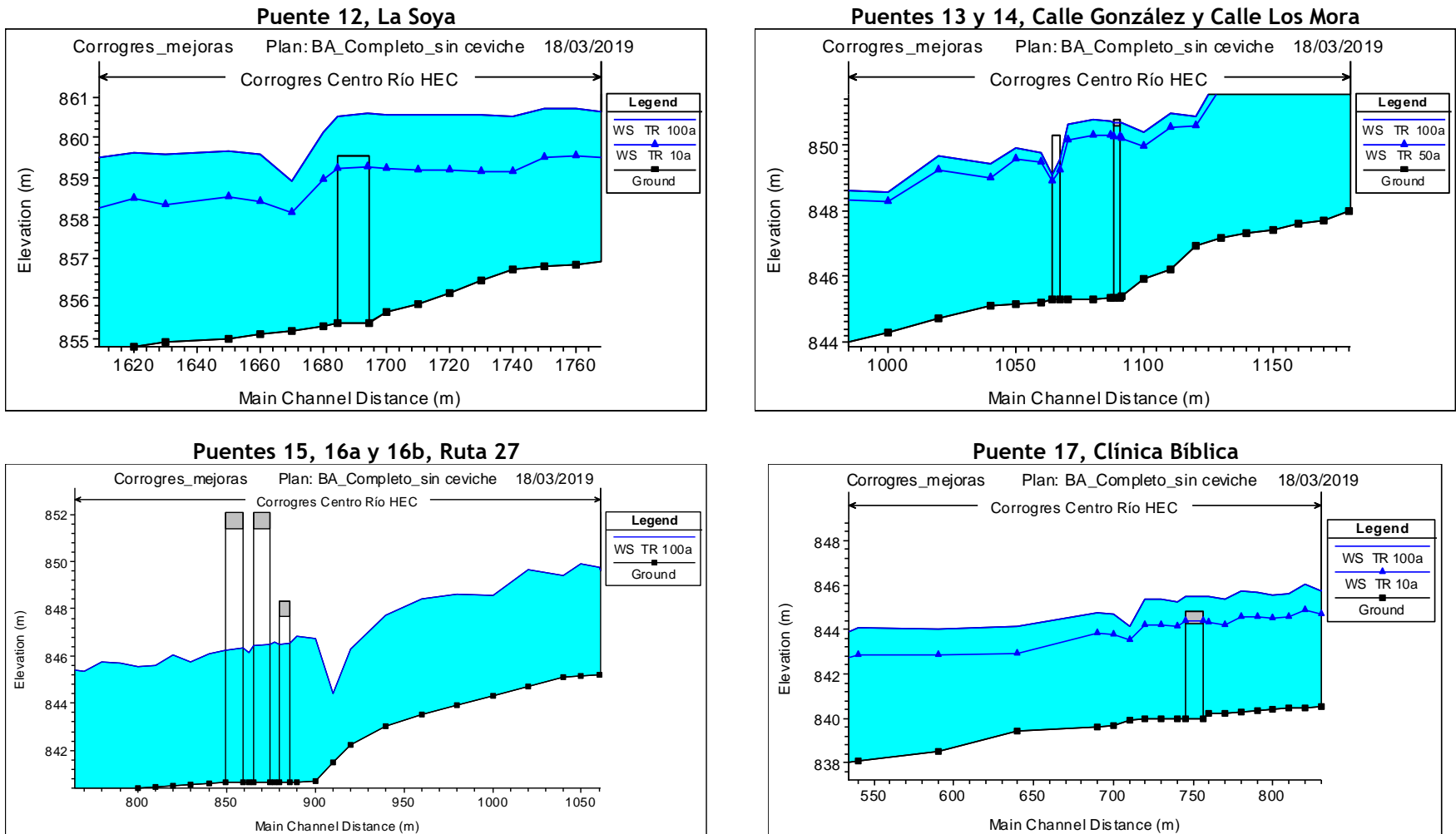
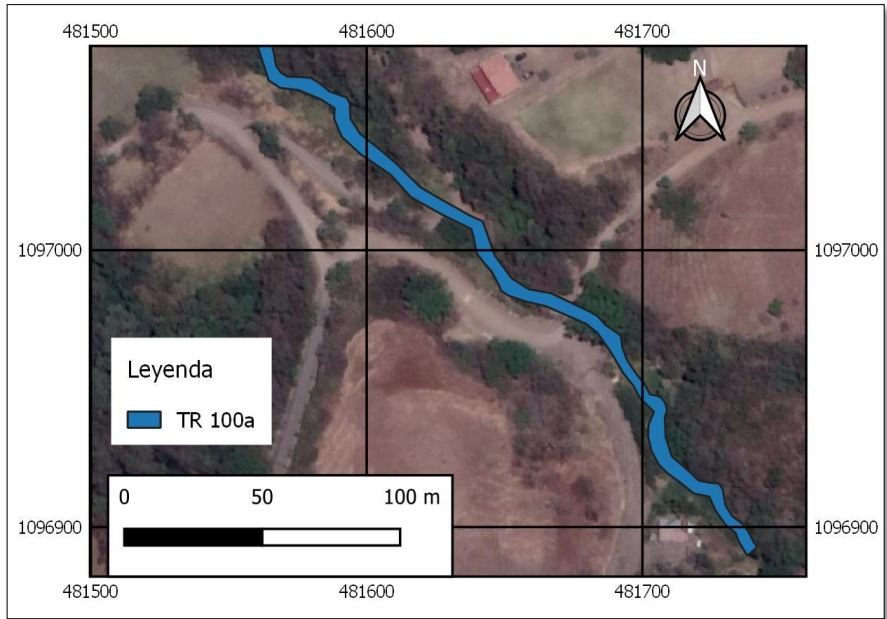


Figura 5.4. Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

Estación 5+630.00 a 5+650.00, cercanías de Puente 1, alcantarilla Calle Chirracal



Estación 3+720.00 a 3+740.00 y 3+770.00 a 3+820.00, zonas de patos de casas

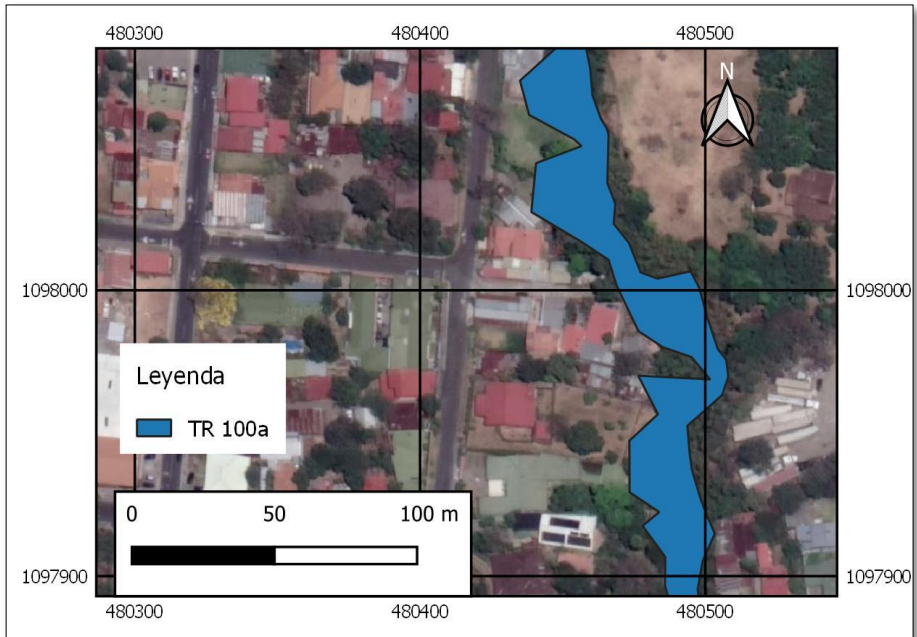
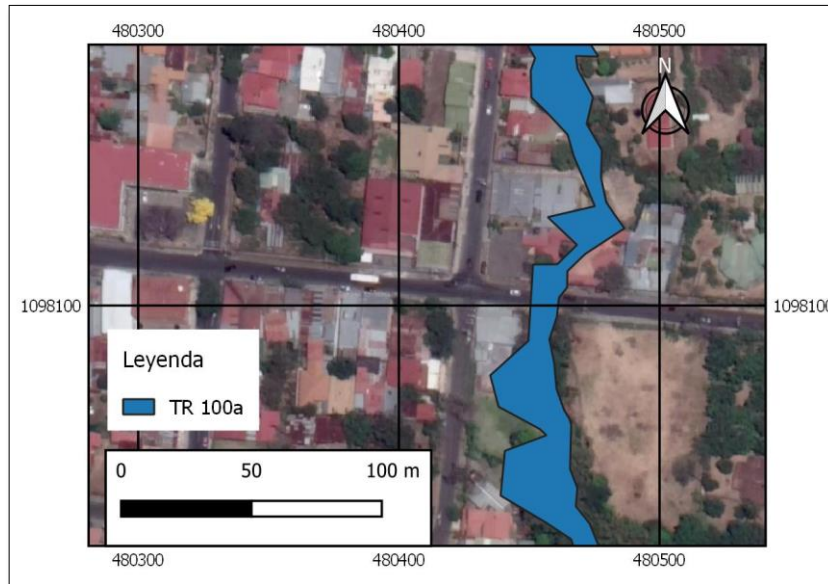


Figura 5.4. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

Estación 3+567.9 a 3+640.00, cercanías Restaurante Ceviche del Rey, puentes 5a a 5d



Estación 3+396.46 a 3+520.00, puentes 6, 7, 8a y 8b, centro de Santa Ana, cercanías Oficentro del Río

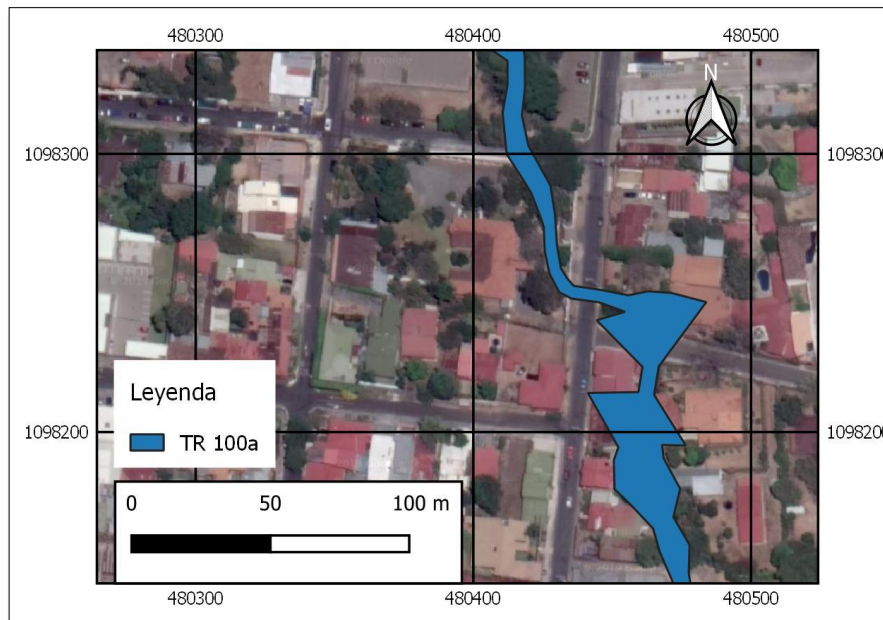
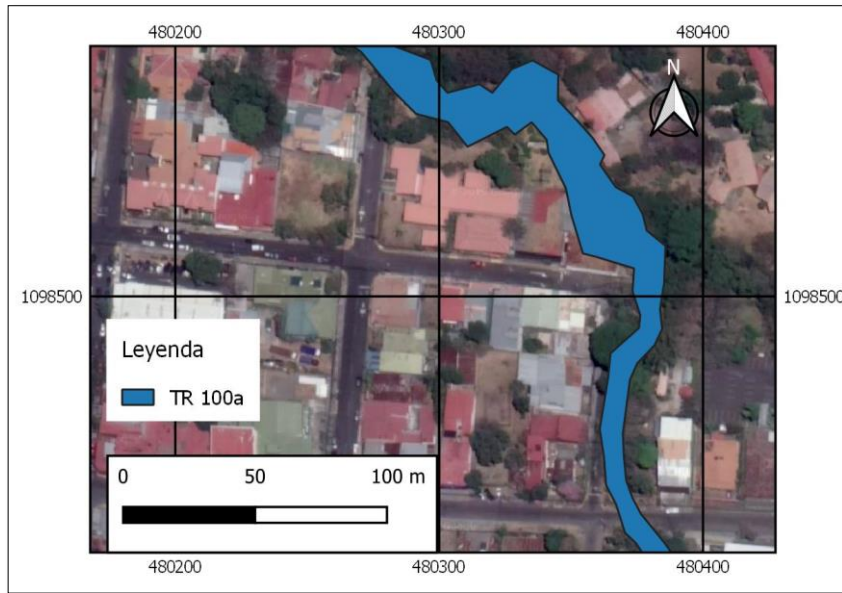


Figura 5.4. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

Estación 3+000.00 a 3+227.68, Cen-Cinai, Delegación Fuerza Pública, zona aguas debajo de Puente 9 (Avenida 1)



Estación 2+642.00 a 2+700.00, Puente 11, Condominio Santa Ana Park

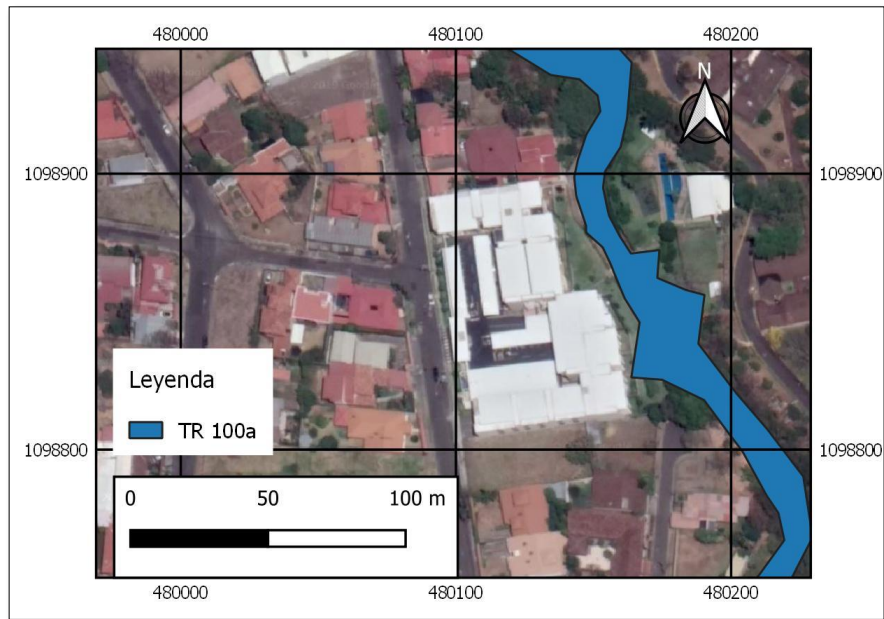
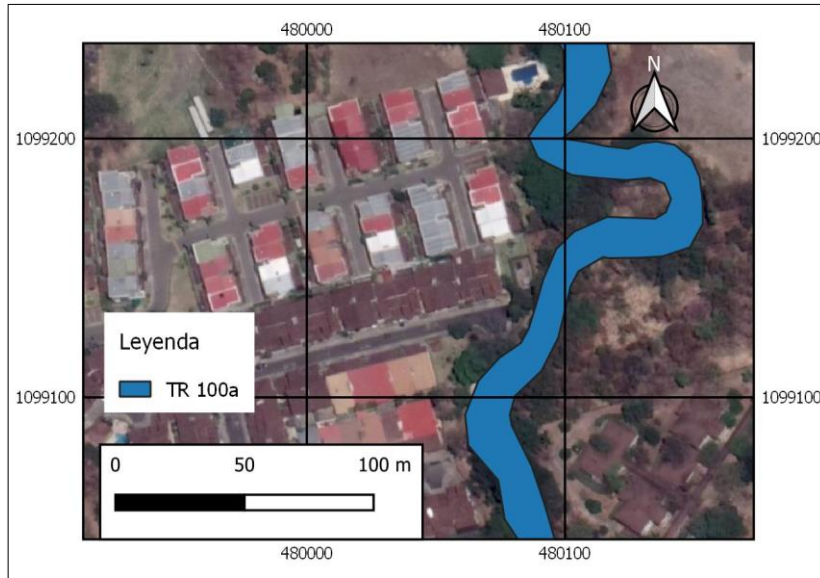


Figura 5.4. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

Estación 2+340.00 a 2+350.00, Calle de Residencial privado



Estación 1+810.00 a 1+930.00, sector aguas arriba de puente 12, La Soya, curva fuerte natural del río

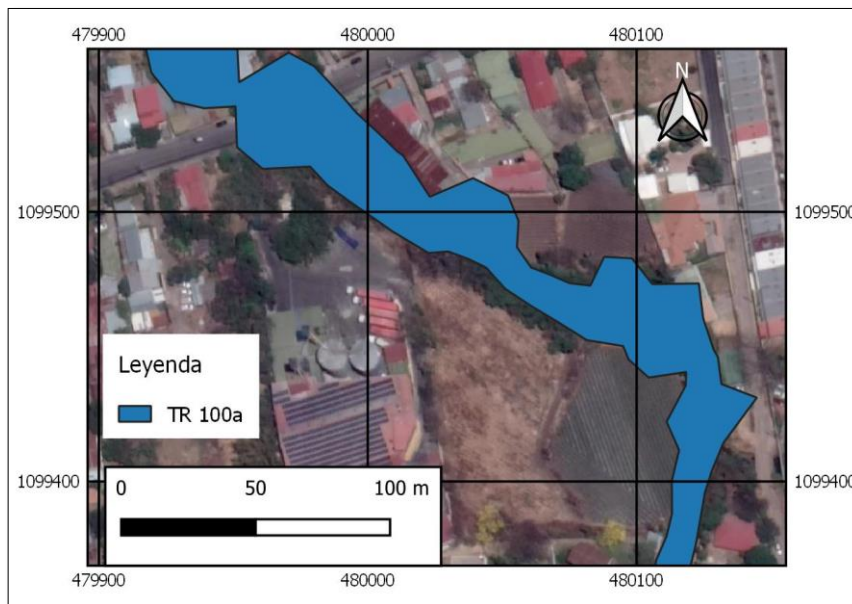
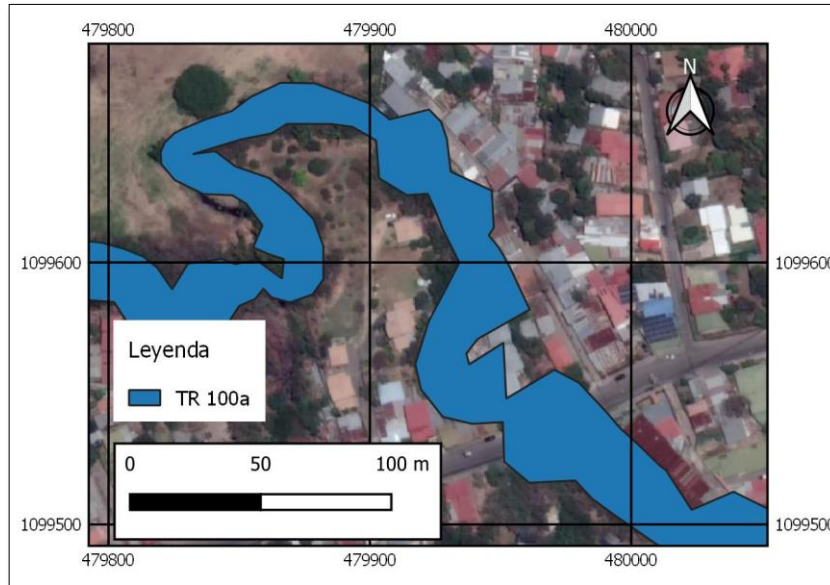


Figura 5.4. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

Estación 1+490.00 a 1+790.00, curva fuerte natural del río, puente 12 sector La Soya



Estación 1+290.00 a 1+360.00 y 1+400.00 a 1+410.00, curva fuerte natural del río

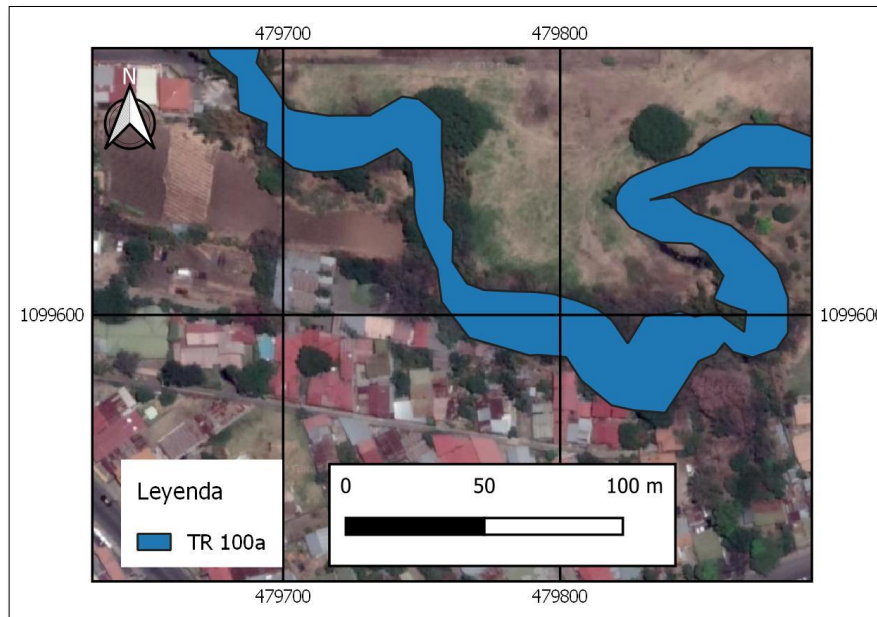
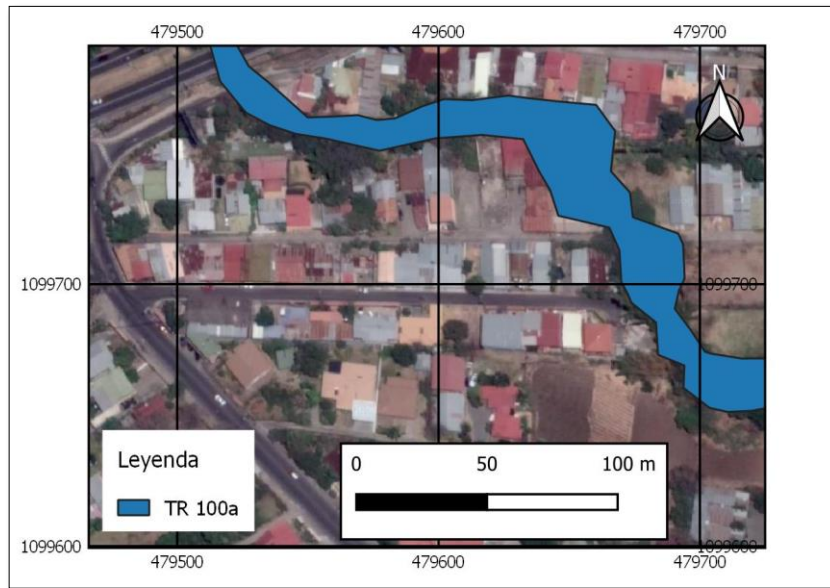
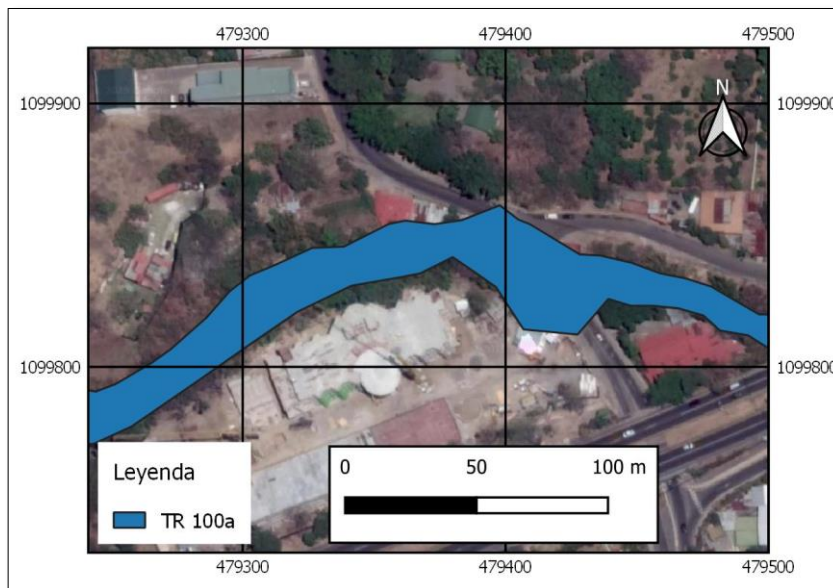


Figura 5.4. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

Estación 0+890.00 a 0+920.00, Sector aguas abajo Calle Los Mora. Estación 0+890.00 a 0+920.00, puentes 13 y 14, Calle Los Mora y Calle González. Estación 1+170.00 a 1+200.00, sector aguas arriba Calle Los González



Estación 0+700.00 a 0+780.00, cercanías puente 17, Clínica Bíblica



5.3.2 Niveles de agua obtenidos de las simulaciones del caudal pico para el caso de deslizamientos en la parte alta del río Corrogres: geometría modificada.

En la Figura 5.5 se muestra el perfil de río Corrogres en las zonas de ubicación de los puentes para el caudal pico producto de deslizamientos. Anexo a este informe se incluye el archivo digital del modelo completo de HEC-RAS con las simulaciones hidráulicas de todos los caudales. En esta condición, ninguna de las modificaciones propuestas para solventar los problemas en avenidas normales resuelve los problemas de capacidad para este evento extremo, ya que el caudal simulado es decenas de órdenes de magnitud mayor que el caudal para la avenida de 100 años de la tormenta corta.

En la Figura 5.6 se muestran los mapas de la mancha de inundación obtenida a partir de las simulaciones del caudal pico producto de deslizamientos. Para este evento se presentan mejoras aisladas respecto a la condición actual, pero debido a la magnitud de dicho caudal, no es posible resolver en su totalidad el riesgo de inundaciones.

Se recomienda implementar medidas de prevención y mitigación del riesgo, como: generación de mapas de las zonas urbanas afectadas; implementación de un sistema de alerta, basado en monitoreo de parámetros meteorológicos y geotécnicos; capacitación a los miembros de la comunidad en planes de evacuación y el diseño; y colocación de barreras de retención para materiales deslizados a lo largo del tramo del río Corrogres más cercano a las zonas inestables y propensas a deslizamientos. Se tiene el antecedente del uso de estas barreras para control de deslizamientos en las laderas del Cerro Chitaría, también en el cantón de Santa Ana. En el año 2012 se colocó una barrera para detención de detritos en el cauce de la Quebrada Canoas, tal como se muestra en la Figura 5.7. Este tipo de barreras permite retener material deslizado y evitar que potenciales represamientos colapsen y produzcan los altos caudales instantáneos que resultan de un rompimiento del material acumulado en el cauce.

Figura 5.5. Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico ante eventos de deslizamiento en la zona alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

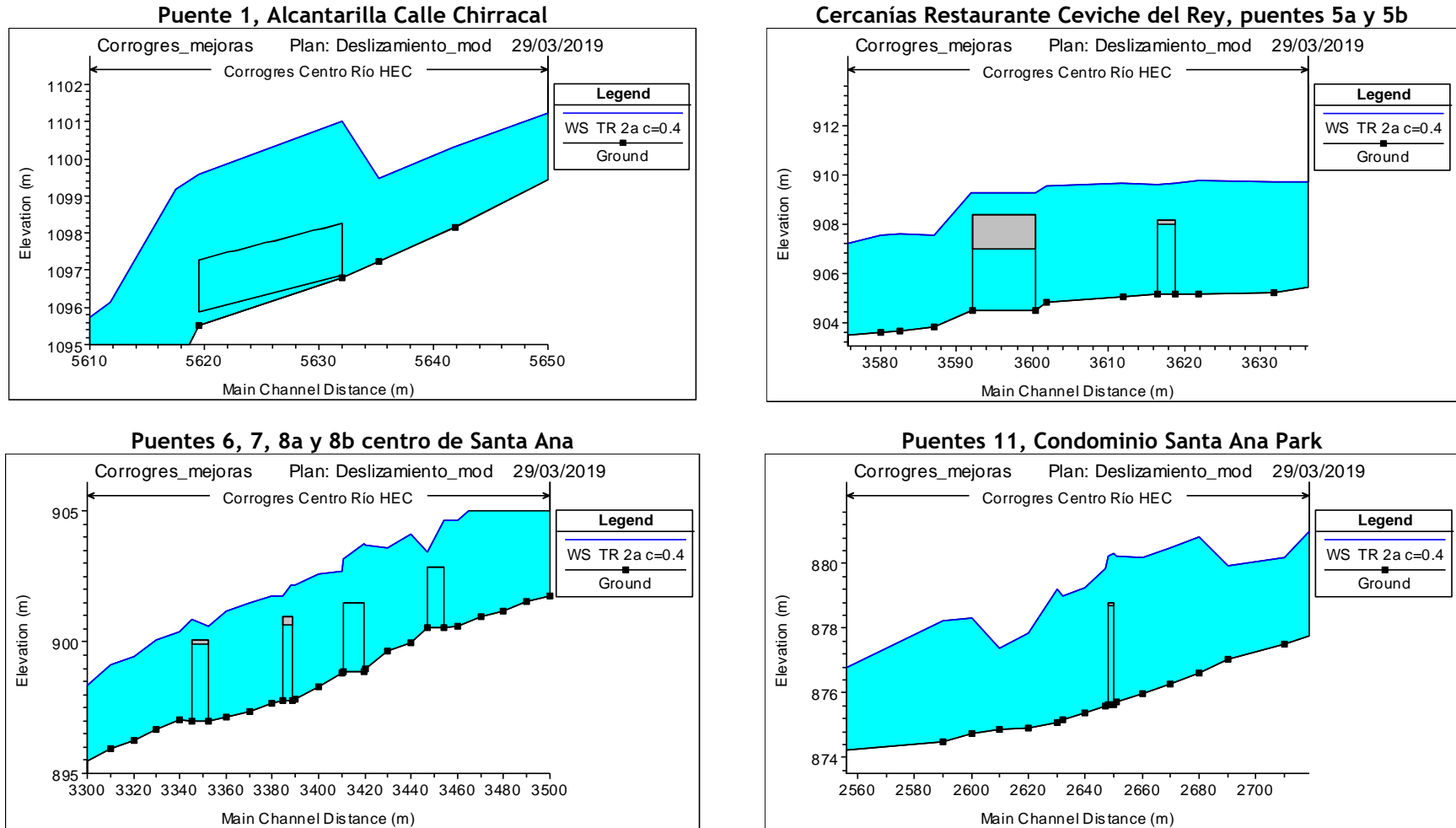


Figura 5.5. (Cont.) Perfil del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para los caudales correspondiente a la distribución de lluvias de corta duración, Bloque Alterno de precipitaciones actuando en la totalidad de la cuenca en estudio, TR 100 años, geometría con modificaciones propuestas

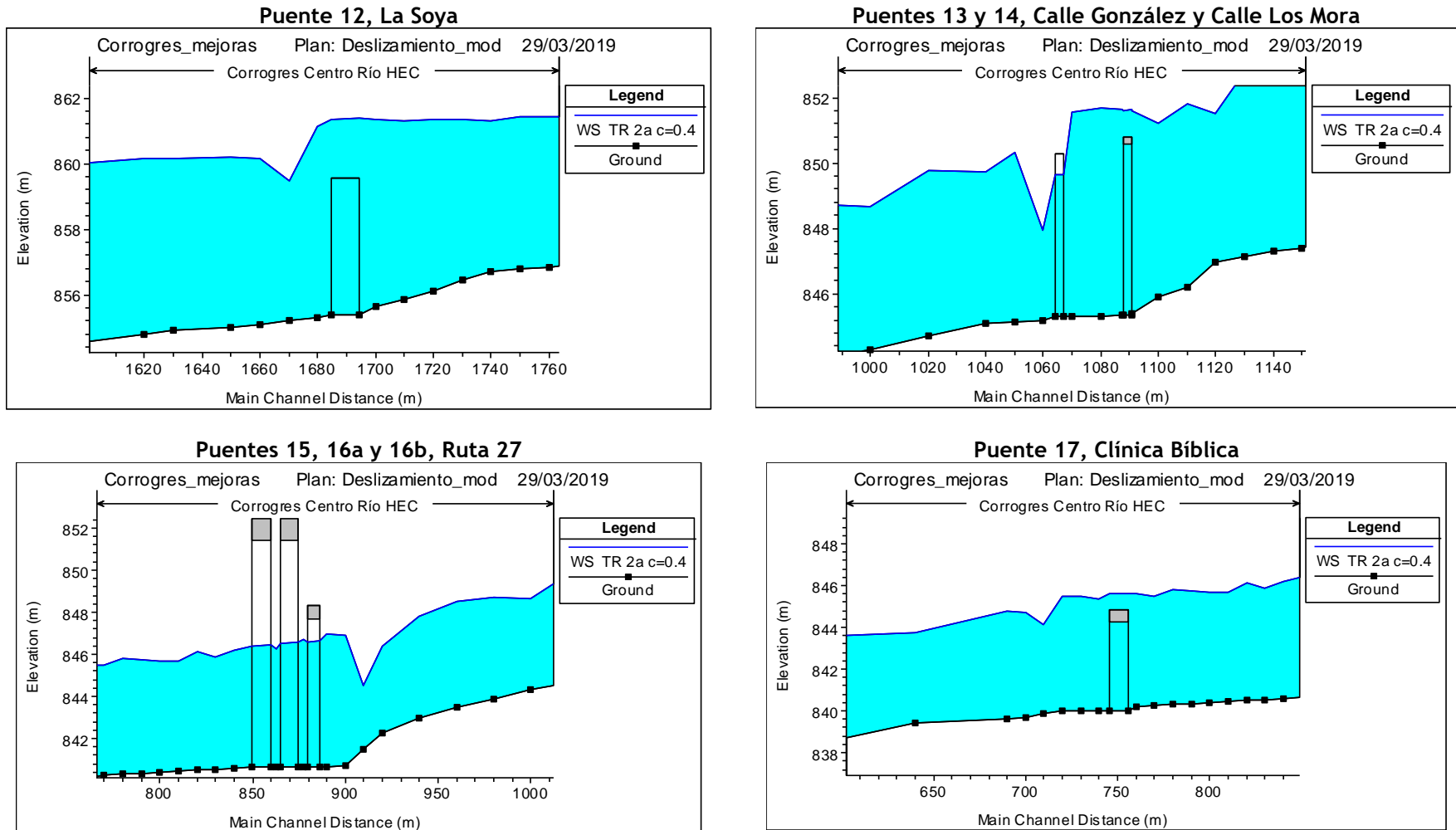
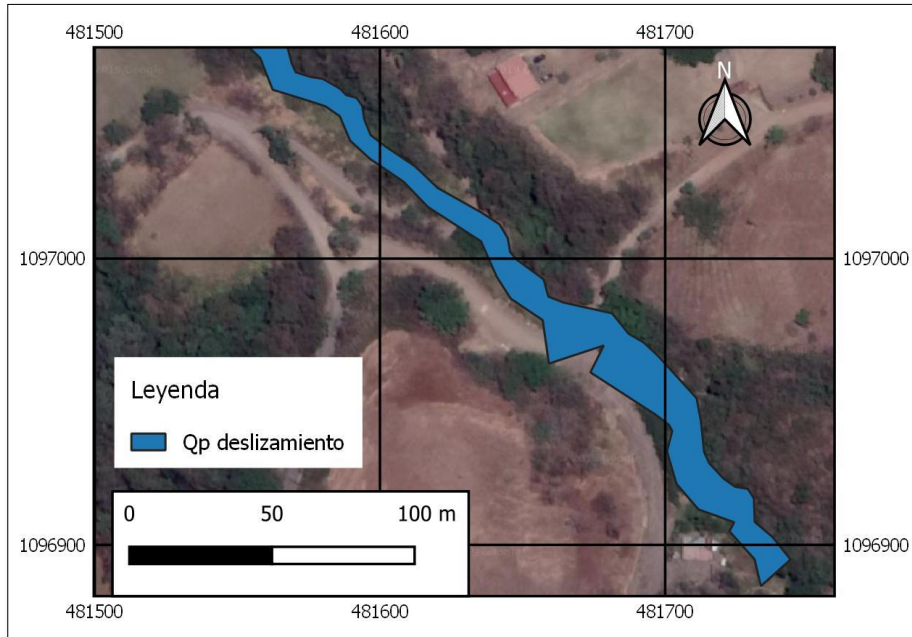


Figura 5.6. Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 5+630.00 a 5+650.00, cercanías de Puente 1, alcantarilla Calle Chirracal



Estación 5+300.00 a 5+400.00, zona de cultivos y forestal

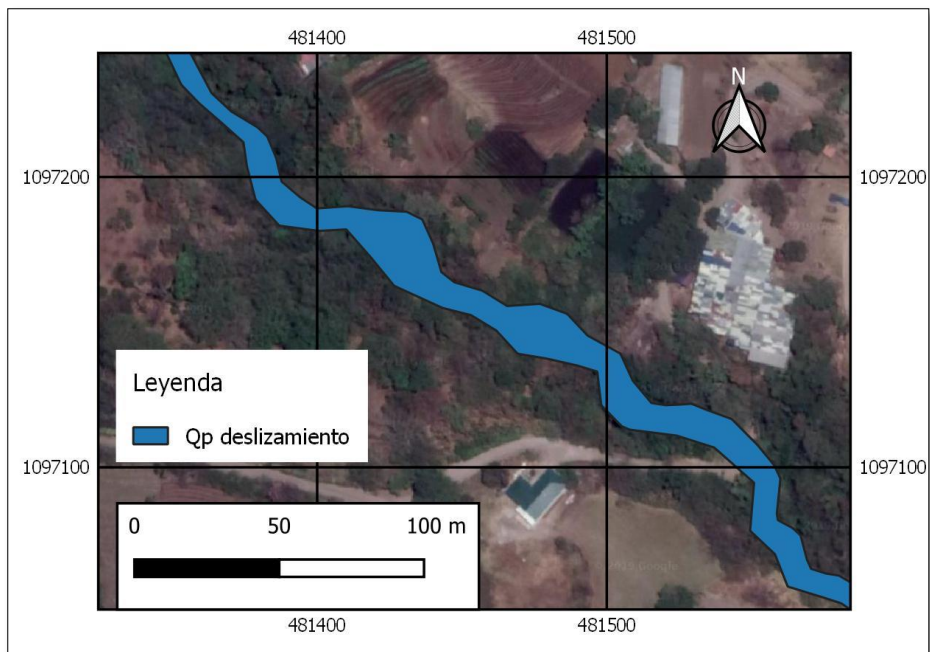
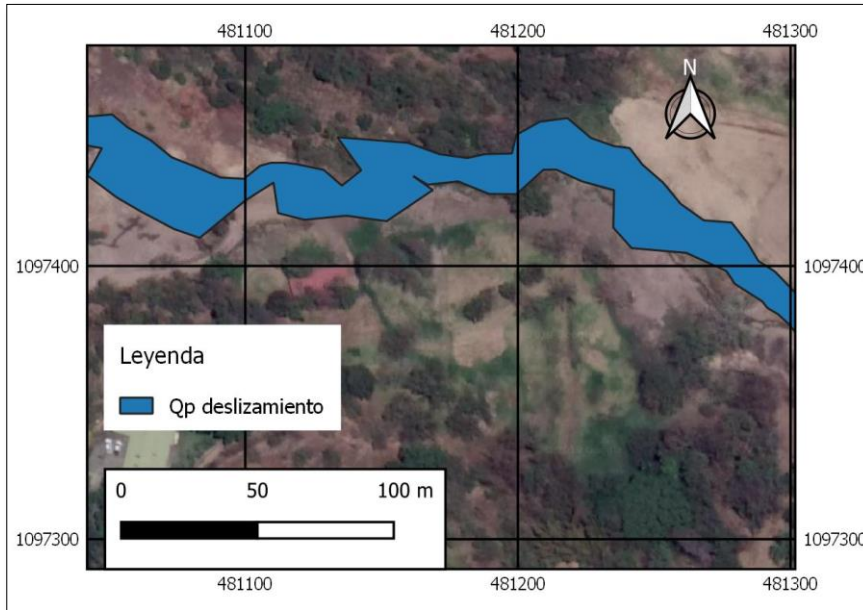


Figura 5.6. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 4+720.00 a 5+000.00, sector El Picadero



Estación 4+660.00, sector aguas arriba Los Arias

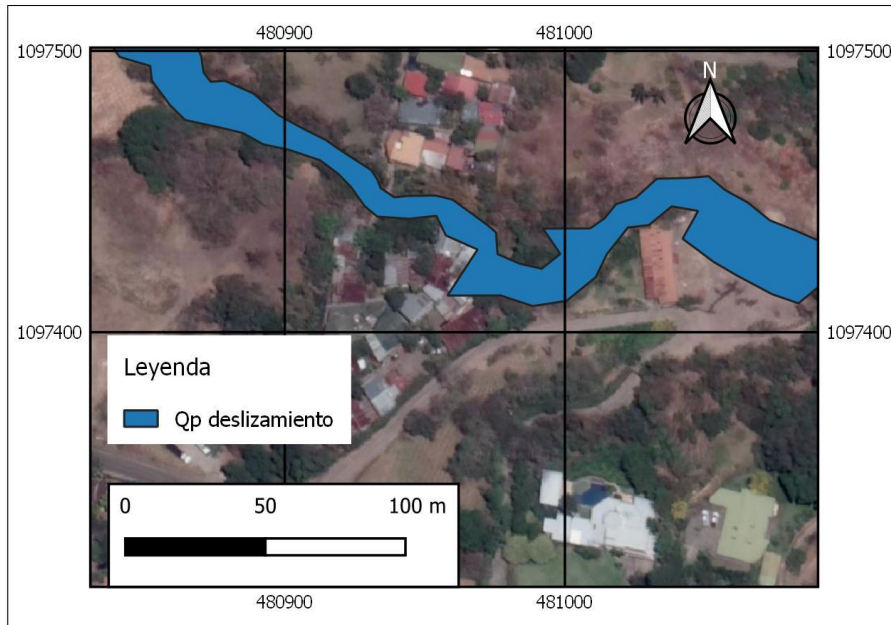
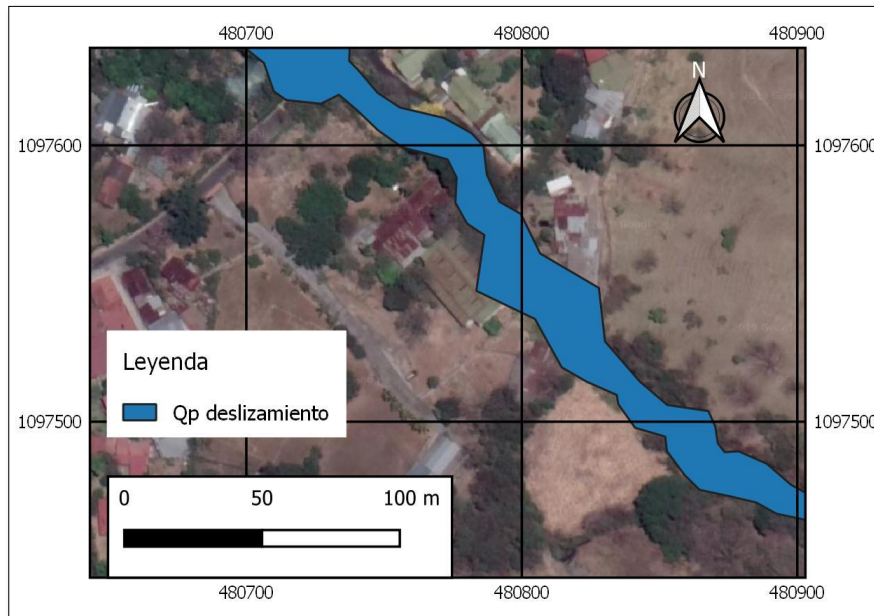


Figura 5.6. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 4+380.00 a 4+400.00, zona residencial



Estación 4+160.00 a 4+190.00, cercanías de puente 4. Estación 4+210.00 a 4+275.93, cercanías de puente 3

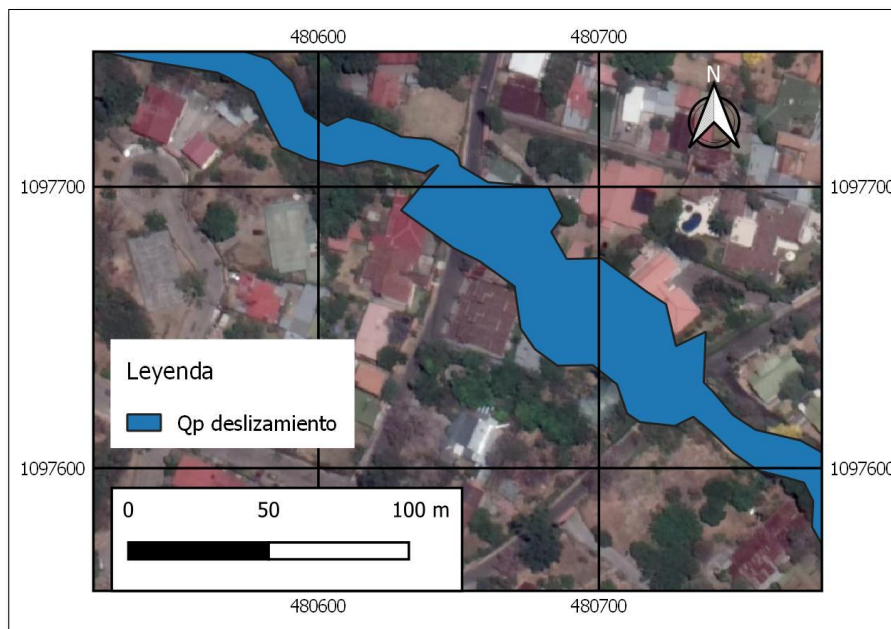
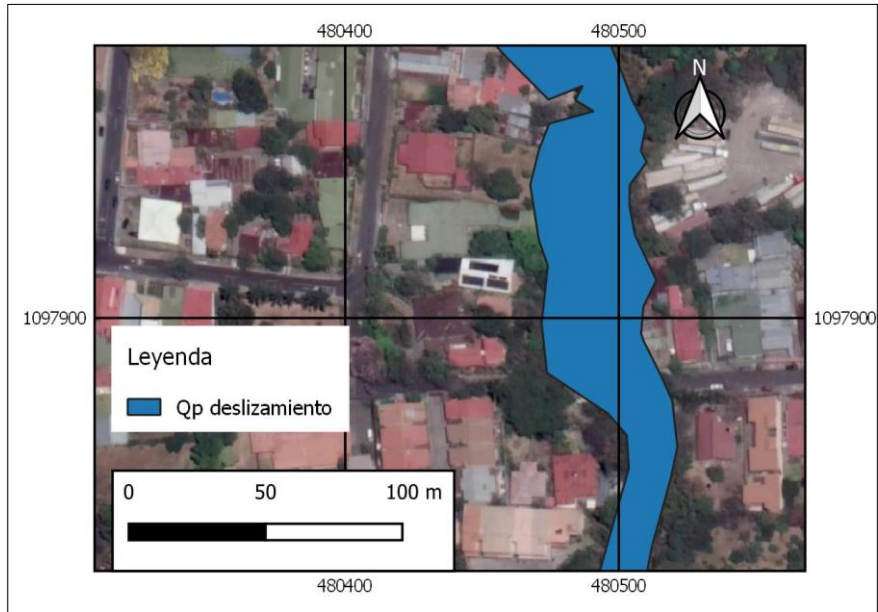


Figura 5.6. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 3+700.00 a 3+900.00, zonas de patios de casas



Estación 3+600.00 a 3+800.00, cercanías Restaurante Ceviche del Rey, puentes 5a a 5b, zonas de patios de casas

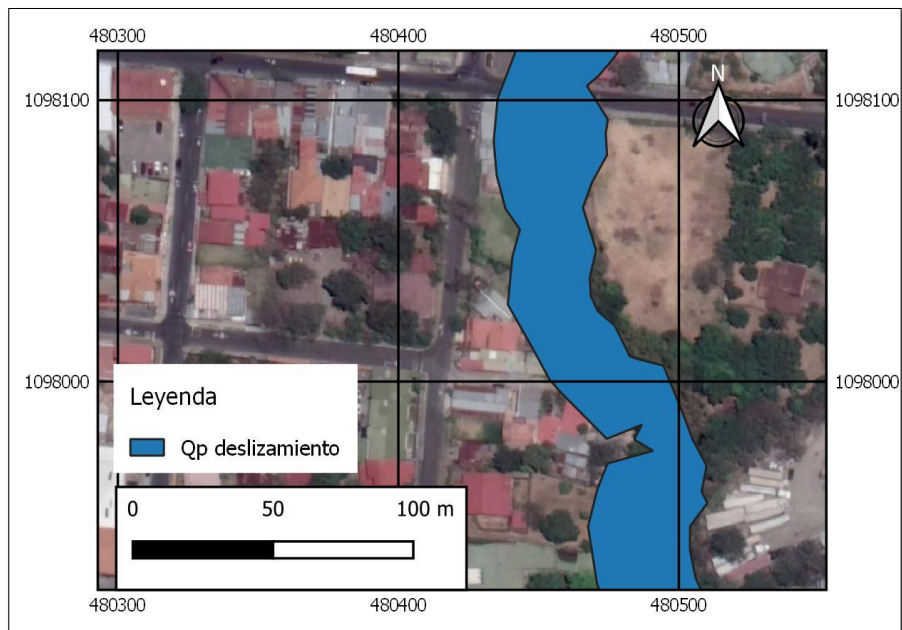
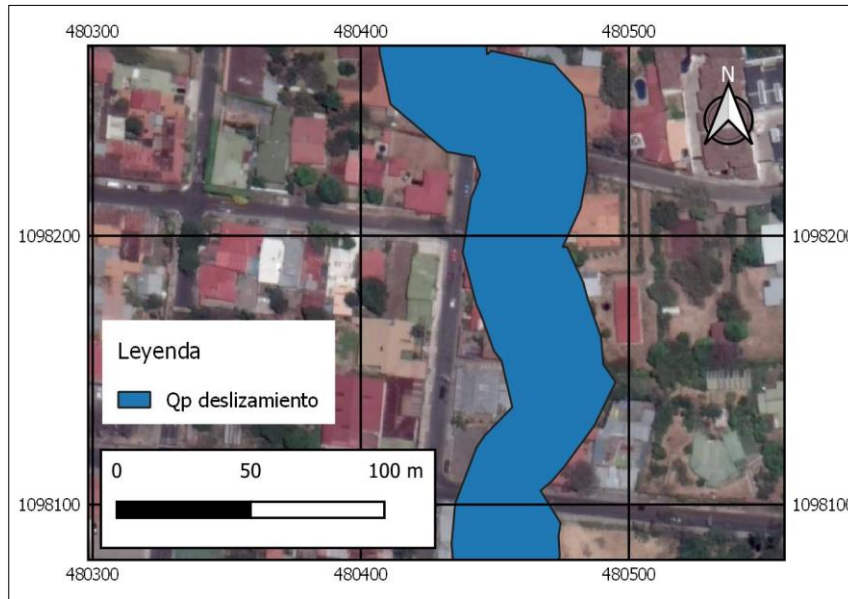


Figura 5.6. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 3+400 a 3+600.00, cercanías Restaurante Ceviche del Rey, puentes 5c a 5d, puentes 6 y 7, centro de Santa Ana



Estación 3+220.00 a 3+400.00, puentes 8a y 8b, centro de Santa Ana, cercanías Oficentro del Río, edificio Municipalidad Santa Ana, sector puente 9

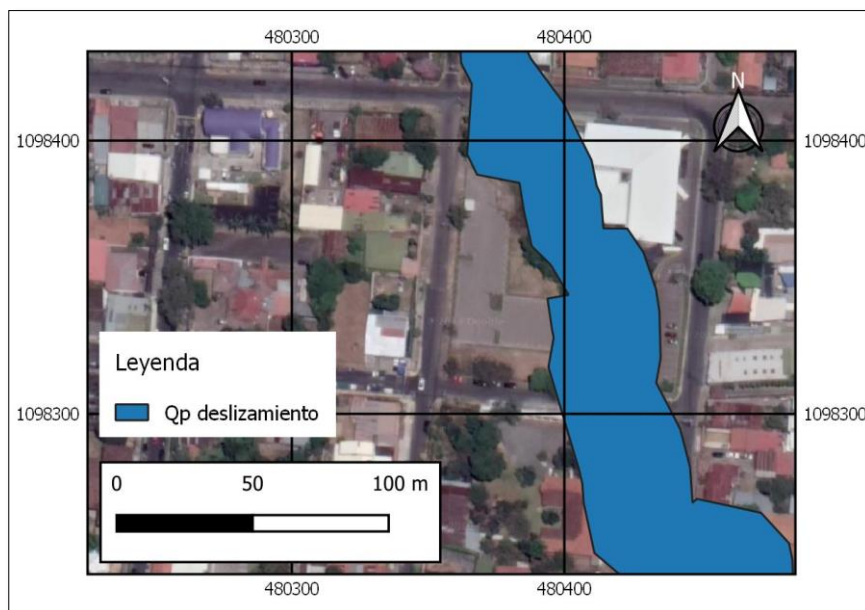
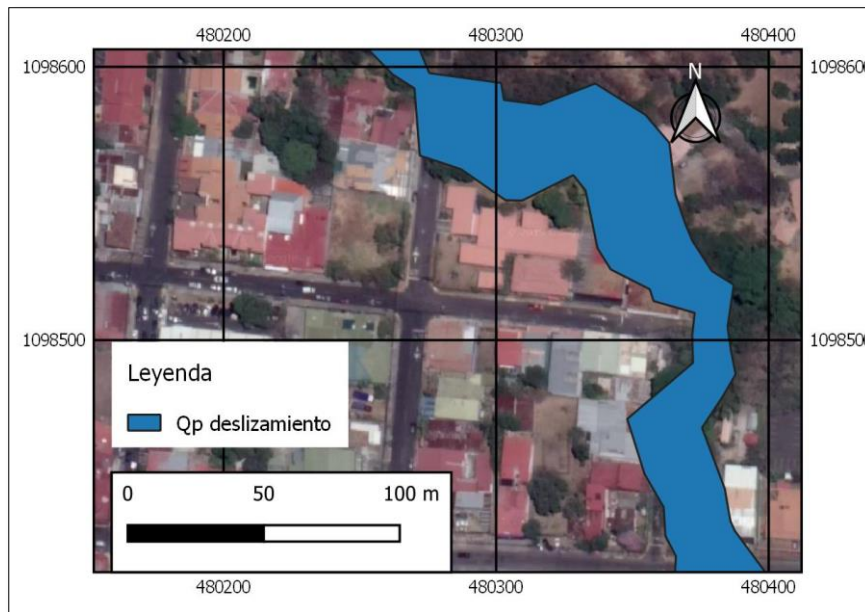


Figura 5.6. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 2+950.00 a 3+227.68, Cen-Cinai, Delegación Fuerza Pública, zona aguas abajo de Puente 9 (Avenida 1)



Estación 2+642.00 a 2+700.00, Puente 11, Condominio Santa Ana Park

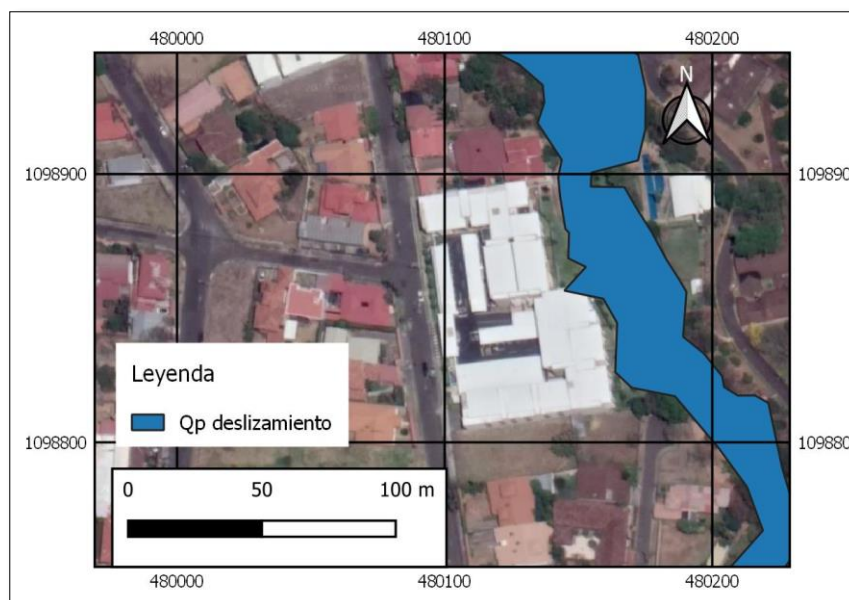
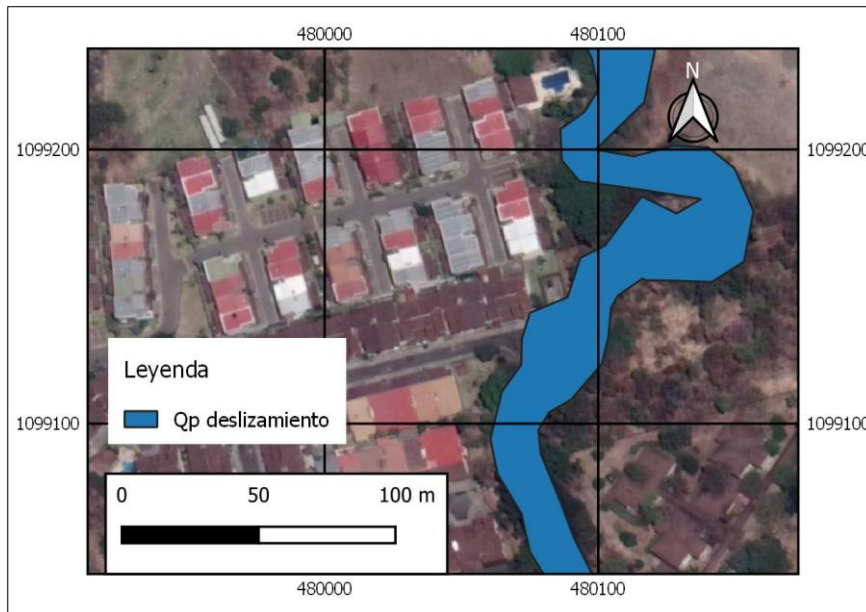


Figura 5.6. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 2+340.00 a 2+350.00, Calle de Residencial privado



Estación 1+700.00 a 1+930.00, sector aguas arriba de puente 12, La Soya, curva fuerte natural del río

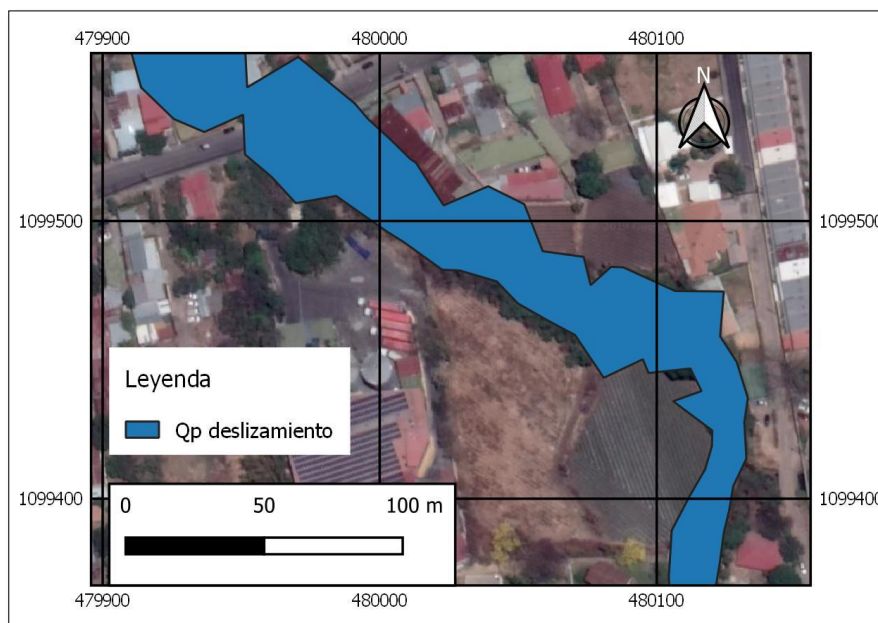
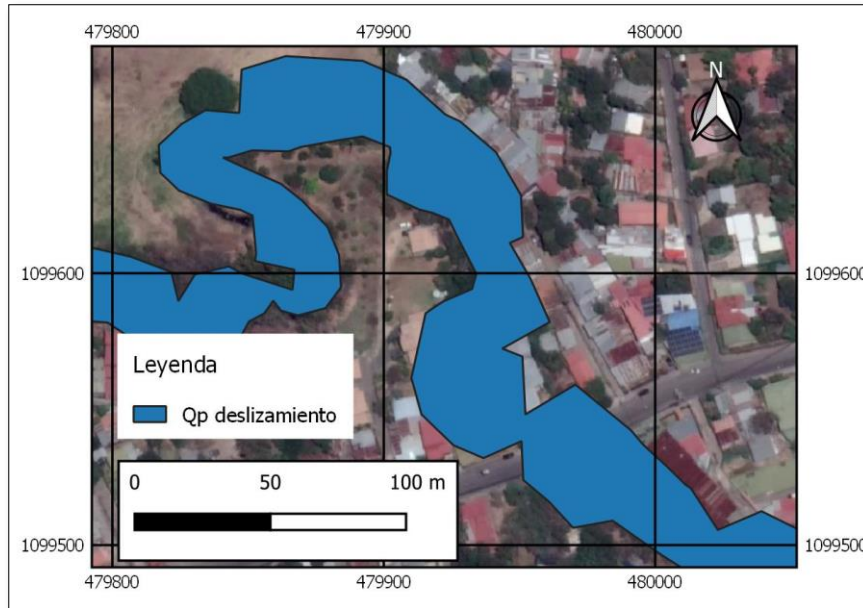


Figura 5.6. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 1+450.00 a 1+790.00, curva fuerte natural del río, puente 12 sector La Soya



Estación 1+290.00 a 1+360.00 y 1+400.00 a 1+450.00, curva fuerte natural del río

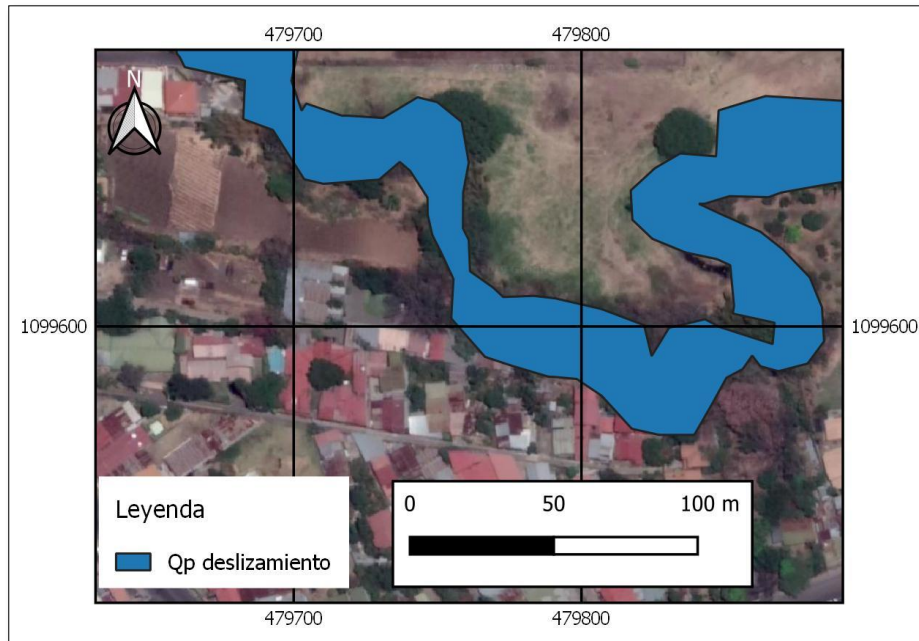
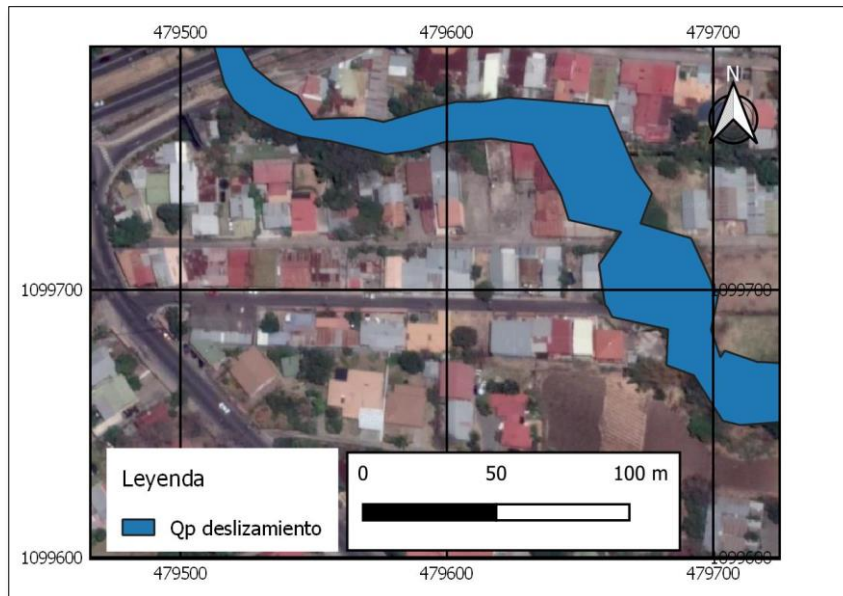


Figura 5.6. (Cont.) Mapa de inundación del río Corrogres a lo largo del tramo analizado para el caudal pico producto de un evento de deslizamiento en parte alta de la cuenca, geometría con modificaciones propuestas

Estación 0+890.00 a 0+920.00, Sector aguas abajo Calle Los Mora. Estación 0+890.00 a 0+920.00, puentes 13 y 14, Calle Los Mora y Calle González. Estación 1+170.00 a 1+200.00, sector aguas arriba Calle Los González



Estación 0+700.00 a 0+780.00, cercanías puente 17, Clínica Bíblica

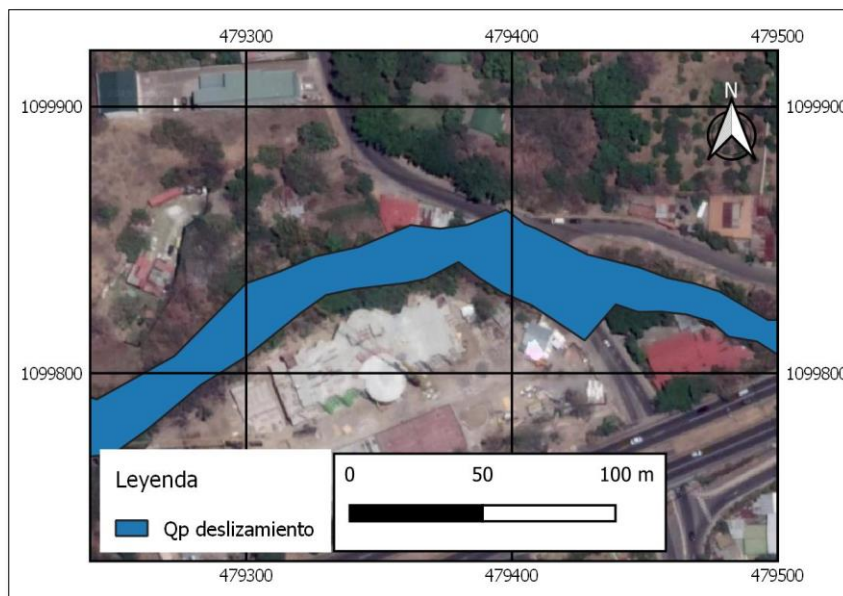


Figura 5.7. Barrera para control de deslizamientos existente en el cauce de la Quebrada Canoas
Fuente: www.geobrugg.com



5.4 ANÁLISIS SOBRE OTORGAMIENTO DE PERMISOS DE DESFOGUE PLUVIAL A FUTURO

De los resultados obtenidos en el presente estudio es posible identificar condiciones de capacidad de transporte hidráulico del cauce del río Corrogres a lo largo del tramo analizado. Tomando en cuenta los caudales en el río para un período de 100 años de período de retorno, valor usual para el análisis de riesgo de inundación, producto de eventos de corta duración y alta intensidad actuando sobre toda la cuenca, el comportamiento hidráulico del río se puede analizar en los siguientes tramos:

- Tramo 0-A: Este tramo se refiere al extremo aguas abajo del río Corrogres en el sector de la radial de Lindora. Aunque es el tramo en que el río presenta los mayores caudales, también es donde el cauce tiene la mayor capacidad, por lo que en ese tramo el río puede manejar sin problemas los caudales de hasta 100 años de período de retorno.
- Tramo A-C: Este tramo comprende desde las inmediaciones de la Clínica Bíblica hasta aguas arriba del puente “La Soya”. En el recorrido de este tramo el río Corrogres recibe el aporte de la quebrada Coyote, que proviene del sector de Villa Real y del Santa Ana Country Club y de la quebrada Lajas, que viene del Alto de las Palomas. Esto le impone características muy particulares a este tramo, ya que el área de drenaje pasa, del inicio del tramo hasta el final, de 6.04 km² a 11.25 km², lo que implica un aumento del área drenada del 86%. En este tramo se presentan condiciones de desbordamiento y falta de capacidad en varios de los puentes. De particular atención es el puente de la Clínica Bíblica (Puente 17), el puente de la marginal de la ruta 27

(Puente 15) y el puente de La Soya (Puente 12). Las zonas de desbordamiento se concentran en los barrios ubicados al sur de la ruta 27 y aguas abajo del puente de La Soya. Este tramo tiene actualmente problemas de capacidad para el caudal de 100 años e incluso para caudales de menor período de retorno (5-10 años). Con las mejoras propuestas en los apartados anteriores se aumenta la capacidad, pero siempre hay sectores puntuales que continuarán con riesgo de inundación a pesar de las intervenciones, incluyendo el propio puente La Soya, el cual no puede tener capacidad suficiente para evitar desbordamientos, aun con aplicaciones laterales.

- Tramo C-E: Este tramo se define entre el puente “La Soya” y la confluencia de la quebrada sin nombre detrás de la delegación de Policía Municipal. A pesar del incremento puntual de caudal producto de la entrada de la escorrentía proveniente de esa quebrada, este tramo presenta solo situaciones puntuales de desbordamientos, de las cuales las más notorias son en el sector del condominio Santa Ana Park (situación que se puede remediar con la ampliación del puente peatonal y reconfiguración del cauce) y detrás de la delegación policial, donde se propone dragar y ampliar el cauce para reducir el riesgo de inundación. A pesar de que el tramo presenta condiciones más favorables de capacidad hidráulica, la existencia de estos puntos de riesgo hace que cualquier incremento de caudal proveniente de aguas arriba incremente la problemática identificada.
- Tramo E-H: Este tramo comprende el casco central de la ciudad de Santa Ana. Es el sector donde se identificaron más situaciones de riesgo, puesto que un buen número de estructuras restringen la capacidad hidráulica del río, imponiendo una amenaza de desbordamientos casi que para todos los períodos de retorno analizados. Además, es un sector donde las intervenciones a los puentes son más necesarias, incluyendo la remoción de estructuras dentro de propiedades privadas. En este sector, el río Corrogres no tiene capacidad de aceptar caudales mayores, puesto que -aun con las mejoras- no es posible garantizar que no se produzcan desbordamientos en el centro de la ciudad. Adicionalmente, para el caso de crecientes originadas por deslizamientos, este sería uno de los sectores con mayor afectación, debido a las restricciones geométricas e hidráulicas del cauce y a la magnitud esperada de dichos fenómenos.
- Tramo H-J: El tramo más aguas arriba del río Corrogres, desde un punto de vista de caudales de crecientes originadas por fenómenos hidrometeorológicos, es el que mayor holgura presenta entre caudales máximos y capacidad hidráulica. Esto con la excepción de dos puentes en el sector de San Rafael, cuya capacidad hidráulica actual es limitada y de la alcantarilla de calle Chirracal, la cual se considera que actualmente está subdimensionada. Sin embargo, es el tramo más vulnerable en cuanto a posibles deslizamientos, ya que se encuentra más cerca de zonas potencialmente inestables, y porque los caudales producto de dichos fenómenos serían hasta 14 veces mayores que los caudales máximos asociados a períodos de retorno altos (100 años).

Lo comentado anteriormente permite visualizar que el río Corrogres, tanto en su condición actual como con las mejoras propuestas, tiene una capacidad hidráulica muy ajustada, y en algunos tramos insuficiente, para transportar los caudales impuestos por la escorrentía que se genera en la cuenca.

Considerando el desarrollo futuro de la cuenca del río Corrogres, situación que se dará en los próximos años y décadas ante el acelerado crecimiento urbano del cantón de Santa Ana, resulta impostergable que el cantón adopte medidas específicas para restringir el incremento de los caudales de escorrentía que lleguen al río Corrogres y a sus afluentes.

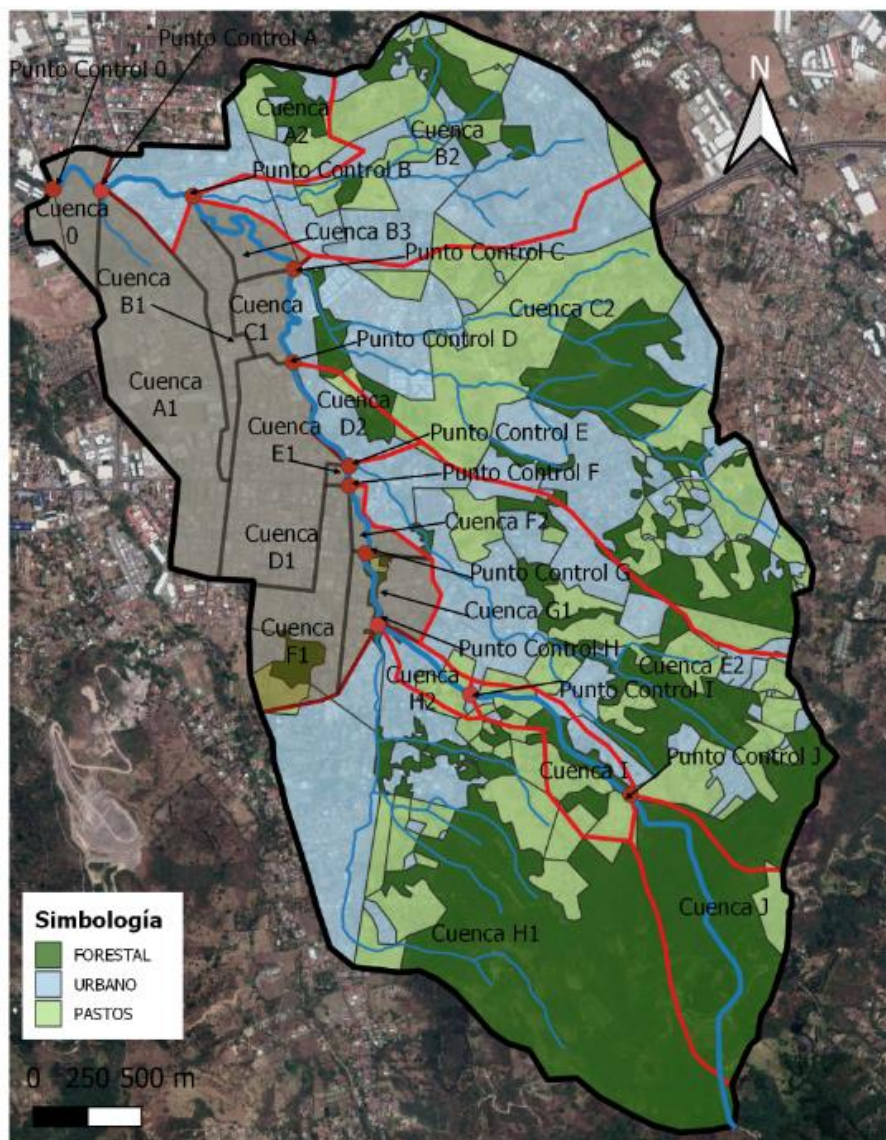
Esto es de particular interés en las subcuencas que actualmente no presentan aún un porcentaje mayoritario de áreas urbanizadas. En el Cuadro 5.4 se listan las subcuencas y se agrupan en aquellas con coberturas urbanas mayores al 75%, que se pueden considerar como muy urbanizadas y donde la implementación de medidas de mitigación no generarán mayor variación con respecto a la situación actual; y en aquellas con menor cobertura urbana actual, donde se deberían implementar medidas de mitigación para evitar el incremento de los caudales de escorrentía que se puedan llegar a desfogar al río Corrogres y afluentes a futuro. Esta última agrupación de subcuencas representa un área de 9.36 km², que es un 82% de la cuenca total del Corrogres. La ubicación de estas subcuencas y la distribución de su cobertura actual del suelo se presenta en la Figura 5.8.

Cuadro 5.4. Definición del número de curva CN para las subcuencas del río Corrogres

Subcuenca	Área urbana (km ²)	Área total (km ²)	% área urbana	CN (II) ponderado
Cuenca 0	0.15	0.15	100%	85
Cuenca A1	0.63	0.63	100%	85
Cuenca B1	0.15	0.15	100%	85
Cuenca B3	0.10	0.10	100%	85
Cuenca C1	0.09	0.09	100%	85
Cuenca D1	0.42	0.42	100%	85
Cuenca E1	0.01	0.01	100%	85
Cuenca F1	0.23	0.30	76%	79.9
Cuenca F2	0.05	0.05	100%	84.9
Cuenca G1	0.14	0.16	88%	82.4
Cuenca A2	0.28	0.42	67%	77.8
Cuenca B2	0.81	1.28	63%	76.8
Cuenca C2	0.94	2.54	37%	71.1
Cuenca D2	0.02	0.13	15%	64.7
Cuenca E2	0.78	1.76	44%	73.1

Subcuenca	Área urbana (km ²)	Área total (km ²)	% área urbana	CN (II) ponderado
Cuenca H1	0.63	2.35	27%	70.2
Cuenca H2	0.04	0.08	50%	73.1
Cuenca I	0.05	0.24	21%	67.1
Cuenca J	0.00	0.56	0%	65.6

Figura 5.8. Zonificación propuesta para la implementación de medidas de mitigación para otorgamiento de permisos de desfogue pluvial



La Municipalidad de Santa Ana se puede apoyar para esto en lo que ya estipula su Plan Regulador, en términos de tamaños mínimos de lote y de porcentaje de cobertura. Pero también en la elaboración de un reglamento para el otorgamiento de permisos de desfogue pluvial, que contemple la inclusión de medidas de mitigación efectiva para nuevos desarrollos en esas subcuencas. Estas medidas deberán propiciar que los terrenos actuales no generen incrementos de escorrentía a pesar del eventual desarrollo urbano futuro.

Para lograr este objetivo se puede implementar en el desarrollo de proyectos de urbanización o condominios en el cantón el concepto de Desarrollo de Bajo Impacto (LID, por sus siglas en inglés). Este tipo de desarrollo se refiere a una serie de medidas estructurales y no estructurales que permiten concebir proyectos de desarrollo de terrenos que tengan el menor impacto hidrológico posible sobre su entorno (Mays, 2001).

Para lograr un desarrollo tipo LID se pueden implementar diversas estrategias, entre las cuales se pueden considerar las siguientes:

- Prácticas de manejo integrado (IMPs)
- Manejo del uso del suelo y del diseño de sitio
- Obras de detención y retención

5.4.1 Prácticas de manejo integrado (IMPs)

Las llamadas Prácticas de Manejo Integrado (IMP, por sus siglas en inglés) son obras pequeñas, distribuidas en todo el terreno del Proyecto, que en conjunto consiguen el objetivo de reducir la escorrentía superficial (Department of Environmental Resources, 1999) fundamentalmente por medio de la infiltración del agua en el terreno. Diferentes organizaciones no gubernamentales y agencias estatales, especialmente en los Estados Unidos, han propuesto y estandarizado diferentes IMPs, cada una de las cuales atiende de una manera particular la reducción de la escorrentía superficial. Las diferentes IMPs se enfocan a lograr uno o más de los siguientes objetivos específicos:

- Reducir el caudal pico
- Reducir el volumen de escorrentía
- Reducir la frecuencia de inundaciones
- Reducir la carga de contaminantes de la escorrentía superficial
- Aumentar la intercepción
- Aumentar el almacenamiento
- Aumentar la infiltración y fomentar la recarga subterránea

- Reducir la erosión
- Mejorar las condiciones de los cauces

Ejemplos prácticos de IMPs que logran algunos de los objetivos anteriores son el uso de pavimentos permeables, la construcción de trincheras o zonas de retención e infiltración, pozos secos y jardines de bioretención ("rain gardens"). Catálogos de IMPs se encuentran en publicaciones de diferentes agencias y organizaciones, muchos de los cuales se pueden obtener en formato electrónico en internet.

5.4.2 Manejo del uso del suelo y del diseño de sitio

Toda obra de urbanización supone un impacto sobre la cuenca hidrográfica en la que se ubica, debido a que la modificación del uso del suelo de un terreno cambia su respuesta hidrológica. Los cambios en esta respuesta se manifiestan de tres maneras:

- Aumento en los caudales pico
- Aumento en el volumen de escorrentía
- Reducción del tiempo de concentración

El diseño de sitio de un proyecto puede ser concebido desde un inicio con el fin de minimizar estos efectos. El limitar el área impactada y el compensar zonas que se volverán impermeables con zonas verdes que reduzcan la escorrentía superficial es el primer paso para lograr un diseño de sitio menos impactante hidrológicamente. La zonificación urbana juega un papel fundamental en este sentido, ya que establece mecanismos legales para reducir el porcentaje de área impermeabilizada y obligar a los desarrolladores a incorporar zonas verdes extensivas en sus diseños. Estas regulaciones en el diseño de sitio propician un cambio menos impactante del uso del suelo.

Además de limitar la zona impactada, el manejo del uso del suelo dentro del proyecto puede permitir aumentar los recorridos de los flujos superficiales, establecer zonas de infiltración a lo largo de esos recorridos y destinar ciertas áreas del proyecto a la rehabilitación de la vegetación natural, la cual usualmente permite una reducción significativa de la escorrentía superficial durante eventos extremos.

Ya la Municipalidad de Santa Ana cuenta con un instrumento de planificación, que es su Plan Regulador, para tomar acciones en esta línea. Su rigurosa implementación será clave para contener el riesgo asociado a las inundaciones del río Corrogres.

5.4.3 Obras de detención y retención

Los embalses y tanques de detención son obras concebidas y diseñadas para el control de la escorrentía superficial en cuencas urbanas. En estas regiones, el proceso de urbanización incrementa tanto el volumen como la velocidad de la escorrentía, por lo cual la implementación de este tipo de medidas permite reducir el impacto hidrológico de este efecto (Chow et.al. 1994).

El almacenamiento temporal del agua de lluvia puede llevarse a cabo con dos propósitos fundamentales:

- La retención, donde se busca almacenar el agua por un período considerable, con el fin de utilizarla para otros fines tales como la recreación o la irrigación, el reúso de las aguas pluviales, o el tratamiento de la calidad del agua;
- La detención, donde se busca almacenar el agua por períodos más cortos con el fin exclusivo de reducir el caudal máximo instantáneo producido dentro de una zona urbanizada

Los embalses de detención pueden ser de dos tipos: secos y húmedos (Figura 5.9). Los primeros son áreas donde se permite la acumulación de agua durante los eventos de precipitación, pero donde el agua detenida es completamente drenada después de que pasa la tormenta. Los segundos son estanques con carácter permanente, usualmente naturales, utilizados con fines paisajísticos o de recreación, los cuales incrementan su nivel durante los eventos de precipitación para proveer la detención requerida. El uso de uno u otro tipo de embalse depende de las condiciones locales y de los requerimientos de volumen de cada proyecto.

En muchos países de Europa y Norteamérica el uso de embalses de detención y retención se encuentra muy extendido e incluso es exigido por los gobiernos locales en muchas jurisdicciones. Su uso no sólo permite la regulación de la escorrentía superficial en las zonas urbanas sino que da una oportunidad para mejorar la calidad de las aguas pluviales y para dotar a las zonas residenciales de espacios de recreación de propósito múltiple. La escala de aplicación varía desde almacenamientos subterráneos tipo cisterna (Figura 5.10) hasta grandes embalses que cubren varias hectáreas, de acuerdo con el nivel de detención que se quiera dar y con la magnitud de la escorrentía superficial que deban manejar.

Figura 5.9. Ejemplos de embalses de detención seco (a) y húmedo (b)



(a)



(b)

Figura 5.10. Tanques o cisternas de detención: (a) red de tuberías subterráneas de concreto (b) red de tuberías subterráneas de acero corrugado (c) tanque subterráneo de concreto



(a)



(b)



(c)

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se analizó un sector a lo largo del río Corrogres 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 del río Corrogres cuenta con un área de 11.4 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 (120 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 19 subcuencas conectadas entre sí en 11 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 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años. A partir de estas simulaciones se determinó que la cuenca del río Corrogres 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.

Adicionalmente a los caudales estimados para avenidas producto de precipitaciones, se estimó el caudal pico producto de eventos de deslizamiento en la parte alta de la cuenca en estudio. El caudal pico obtenido para este evento extremo es de 163.66 m³/s.

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 unidimensional HEC-RAS.

A lo largo del tramo analizado del río se presentan problemas de capacidad hidráulica tanto en los alrededores de algunas de las estructuras existentes como en zonas del cauce natural sin influencia externa, estos problemas se presentan para los caudales correspondientes a las lluvias de corta duración y para períodos de retorno a partir de los 5 años. Los sitios más críticos corresponden a los alrededores del puente en el sector de la Clínica Bíblica, los dos puentes vehiculares ubicados en los barrios conocidos como Calle Los Mora y Calle González, el puente en el sector conocido como La Soya, un puente peatonal dentro de la propiedad privada del Condominio Santa Ana Park, zonas del cauce natural en las cercanías al Cen-Cinai y la Delegación de la Fuerza Pública, puentes en el centro de Santa Ana en los alrededores del Oficentro del Río, las estructuras ubicadas en la propiedad privada del Restaurante Ceviche del Rey y las inmediatamente aguas arriba del restaurante, y finalmente la alcantarilla del sector conocido como Calle Chirracal.

Para el caudal pico estimado en caso de deslizamientos, el 80% de las estructuras (20 de 24) presentan problemas de desbordamiento, así como gran variedad de sectores del cauce natural a lo largo del tramo en estudio. Para este caso también se tienen limitaciones del modelo hidráulico, ya que en muchas de las secciones transversales utilizadas el nivel de agua estimado sobrepasa la altura máxima del terreno natural disponible, por lo cual no se puede estimar adecuadamente la mancha de inundación producto de dicho caudal. Se recomienda la elaboración de un modelo hidráulico en 2 dimensiones para estimar adecuadamente las condiciones de inundación ante el evento extremo de deslizamiento.

Después de identificar las zonas y estructuras problemáticas se plantearon modificaciones geométricas tanto en el cauce natural del río como en las estructuras presentes a lo largo del mismo, 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, con consisten en dragados, ampliaciones de sección y modificación de puentes, 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 caudal correspondiente a la tormenta corta para un período de retorno de 100 años y el caudal pico producto de deslizamientos.

En el caso de la avenida por tormenta corta y período de retorno de 100 años se presentan mejorías respecto a la condición actual del río, sin embargo, debido a restricciones de niveles de las vías, presencia de estructuras a lo largo del cauce y condiciones naturales del mismo no factibles de modificar, algunas zonas aún presentan problemas de desbordamiento. En

particular se presentan problemas en el puente del sector La Soya y el puente de la Clínica Bíblica.

En otros sitios se identificó que sería necesaria la remoción completa de las estructuras ubicadas en el cauce, como es el caso de los puentes internos del restaurante Ceviche del Rey, ya que imponen una restricción hidráulica muy fuerte al puente vehicular ubicado inmediatamente aguas arriba del restaurante y los niveles internos de la propiedad impiden modificaciones de la magnitud que se requiere para poder resolver el problema de rebase de agua en el puente.

Para estos casos se proveen los mapas de inundación con las zonas afectadas, de modo que las autoridades locales encargadas de la prevención y mitigación de riesgo puedan coordinar con las comunidades afectadas para implementar planes de evacuación y reubicación en los casos que sea necesario.

Para el evento de caudal por deslizamiento se presentan mejorías aisladas respecto a la condición actual, pero debido a la magnitud de dicho caudal, no es posible resolver en su totalidad el riesgo de inundaciones. Al igual que para las simulaciones de la condición original, se presenta la limitación del modelo hidráulico utilizado, nuevamente se recomienda la elaboración de un modelo hidráulico en 2 dimensiones para estimar adecuadamente las condiciones de inundación ante el evento extremo de deslizamiento. Se además recomienda implementar medidas de prevención y mitigación del riesgo, como la generación de mapas de las zonas urbanas afectadas, la implementación de sistemas de alerta con monitoreo geotécnico y meteorológico, la capacitación a los miembros de la comunidad en planes de evacuación y el diseño y colocación de barreras de retención para materiales deslizados a lo largo del tramo del río Corrogres más cercano a las zonas inestables y propensas a deslizamientos.

Finalmente, en cuanto al desarrollo urbano futuro del cantón y su potencial impacto hidrológico en la cuenca del río Corrogres, los resultados permiten visualizar que este río, tanto en su condición actual como con las mejoras propuestas, tiene una capacidad hidráulica muy ajustada, y en algunos tramos insuficiente, para transportar los caudales impuestos por la escorrentía que se genera en la cuenca. Por lo tanto, resulta impostergable que el cantón adopte medidas específicas para restringir el incremento de los caudales de escorrentía que lleguen al río Corrogres y a sus afluentes. Esto es de particular interés en las subcuencas que actualmente no presentan aún un porcentaje mayoritario de áreas urbanizadas.

La Municipalidad de Santa Ana se puede apoyar para esto en lo que ya estipula su Plan Regulador, en términos de tamaños mínimos de lote y de porcentaje de cobertura. Pero también en la elaboración de un reglamento para el otorgamiento de permisos de desfogue

pluvial, que contemple la inclusión de medidas de mitigación efectiva para nuevos desarrollos en esas subcuencas. Estas medidas deberán propiciar que los terrenos actuales no generen incrementos de escorrentía a pesar del eventual desarrollo urbano futuro.

Para lograr este objetivo se puede implementar en el desarrollo de proyectos de urbanización o condominios en el cantón el concepto de Desarrollo de Bajo Impacto (LID, por sus siglas en inglés). Este tipo de desarrollo se refiere a una serie de medidas estructurales y no estructurales que permiten concebir proyectos de desarrollo de terrenos que tengan el menor impacto hidrológico posible sobre su entorno. Para lograr un desarrollo tipo LID se pueden implementar diversas estrategias, entre las cuales se pueden considerar Prácticas de manejo integrado (IMPs), manejo del uso del suelo y del diseño de sitio y obras de detención y retención para futuros desarrollos.

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.
- Bunte, K., Abt, S.R. (2001) Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distributions in Wadable Gravel -and Cobble- Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics, and Streambed Monitoring. General Technical Report RMSR-GTR-74. United States Department of Agriculture. Forest Service. Rocky Mountain Research Station. Fort Collins, CO.
- 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.
- Kanji, M.A., Cruz, P.T., Massad, F., Araujo Filho, H.A. (1997) Basic and common characteristics of debris flows. Second Panamerican Symposium on Landslides, November 1997, Rio de Janeiro, Brasil, 10p.
- 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.
- Rickenmann, D. (1999) Empirical Relationships for Debris Flows. *Natural Hazards* 19, pag 47-77. Kluwer Academic Publishers, Netherlands.
- Rodríguez, J.A. y López, J.R. (2018) Evaluación Geotécnica Deslizamiento El Picadero. INSUMA S.A. San José.

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.

Suwa. H. (1989) Field observation of debris flow. Proc. Japan-China (Taipei) Joint Seminar on Natural Hazards Mitigation. Kyoto, Japan, p:343-352.

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

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

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

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

Otras referencias no bibliográficas:

Google Earth (software gratuito basado en internet)

Google Maps, maps.google.com

Instituto 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-13, 3345-I-NW-14, 3345-I-NW-18, 3345-I-NW-19, 3345-I-NW-23, 3345-I-NW-24, 3345-I-SW-3 y 3345-I-SW-4.

ANEXOS

- 1) Mapa de inundación del tramo en estudio del río Corrogres, simulaciones de tormentas de corta duración actuando en toda la cuenca
- 2) Mapa de inundación del tramo en estudio del río Corrogres, simulaciones de caudal pico producto de deslizamientos en la zona alta de la cuenca
- 3) Mapa de propuestas de intervenciones
- 4) Mapa de inundación del tramo en estudio del río Corrogres, simulaciones de tormentas de corta duración actuando en toda la cuenca, geometría de cauce y estructuras con modificaciones propuestas
- 5) Mapa de inundación del tramo en estudio del río Corrogres, simulaciones de caudal pico producto de deslizamientos en la zona alta de la cuenca, geometría de cauce y estructuras con modificaciones propuestas
- 6) Planos con propuestas de modificaciones geométricas al cauce y estructuras del tramo de estudio Río Corrogres
- 7) Archivo digital Modelo HEC-HMS
- 8) Archivo digital Modelo HEC-RAS
- 9) Archivo digital levantamiento topográfico