



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
VICERECTORÍA DE INVESTIGACIÓN
CENTRO DE INVESTIGACIONES EN DESARROLLO SOSTENIBLE

ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS EN LA CUENCA QUEBRADA SECA-RÍO BURÍO

INFORME FINAL

Elaborado por:

Ing. Rafael Oreamuno Vega, M. Eng.

Ing. Roberto Villalobos Herrera

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Julio - 2015



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA





ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
ÍNDICE DE CUADROS	xv
RESUMEN	1
1 INTRODUCCIÓN	4
1.1 Problema e importancia	4
1.2 Impacto de los procesos de urbanización sobre el patrón de la escorrentía	6
1.3 Objetivos.....	8
1.3.1 Objetivo general.....	8
1.3.2 Objetivos específicos	8
1.4 Alcances y limitaciones	10
1.5 Ubicación	10
2 MARCO METODOLÓGICO Y TEÓRICO.....	12
2.1 Resumen.....	12
2.2 Análisis hidrológico.....	12
2.2.1 Análisis de precipitación diaria máxima anual.....	12
2.2.2 Análisis de eventos de crecientes.....	15
2.2.3 Método de pérdidas de precipitación	16
2.2.4 Método de hidrograma unitario sintético de Snyder	19
2.2.5 Modelo de tránsito hidrológico de crecientes.....	22
2.2.6 Modelo hidrológico en HEC-HMS.....	23
2.3 Análisis hidráulico.....	24
2.3.1 Adquisición y procesamiento de la topografía del cauce	24
2.3.2 Modelado hidráulico en HEC-RAS.....	25



3	CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA.....	27
3.1	Delimitación del área de estudio.....	27
3.2	Características morfológicas.....	28
3.2.1	Parámetros morfológicos de la cuenca.....	28
3.2.2	Características de relieve.....	29
3.2.3	Características de drenaje.....	32
3.3	División político-administrativa de la cuenca.....	33
3.4	Características de tipo y uso del suelo.....	38
3.4.1	Tipos de suelo.....	38
3.4.2	Uso del suelo.....	41
3.5	Características hidrogeológicas.....	43
3.6	Características climáticas.....	45
4	HIDROLOGÍA.....	48
4.1	Generalidades de los modelos hidrológicos.....	48
4.1.1	Estaciones meteorológicas.....	48
4.1.2	Distribución temporal de la precipitación.....	49
4.1.3	Modelo hidrológico en HEC-HMS.....	51
4.2	Volumen de precipitación por análisis de precipitación máxima anual.....	57
4.2.1	Análisis de frecuencia.....	57
4.2.2	Distribución espacial de la precipitación.....	68
4.2.3	Resultados del análisis hidrológico con series de precipitación diaria máxima anual.	73
4.3	Análisis de eventos.....	101
4.3.1	Eventos analizados.....	102
4.3.2	Descripción de eventos de precipitación típicos en la cuenca.....	102



4.3.3	Análisis de eventos de precipitación sintéticos.....	105
4.4	Resumen de resultados hidrológicos	121
4.4.1	Precipitación	122
4.4.2	Escorrentía	123
5	HIDRÁULICA	125
5.1	Modelo hidráulico.....	125
5.2	Lluvia en todas las estaciones meteorológicas.....	125
5.2.1	Resumen de resultados.....	126
5.3	Análisis hidráulico de eventos.....	131
5.3.1	Puentes y alcantarillas	131
5.3.2	Mapas de inundación	140
6	LAGUNAS DE DETENCIÓN Y DRENAJES PROFUNDOS	142
6.1	Lagunas de detención.....	142
6.2	Drenajes profundos.....	145
6.3	Lagunas de retención.....	145
7	CONCLUSIONES	147
8	RECOMENDACIONES.....	154
8.1	Uso de suelo y desarrollo futuro.....	154
8.2	Estado del cauce, alcantarillas y puentes.....	154
8.3	Calidad de aguas.....	156
8.4	Adicionales	156
9	BIBLIOGRAFÍA	157
10	Anexos	158
10.1	Registros de precipitación máxima diaria utilizados	158
10.2	Ajuste a la distribución Log-Pearson tipo III por estación.	160



10.3	Cálculo de número de curva por área de drenaje.....	165
10.4	Hidrología	174
10.5	Hidráulica.....	185
10.5.1	Perfiles de flujo	185
10.5.2	Mapas de inundación	207



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. División administrativa de la cuenca.	11
Figura 2-1. Esquema de funcionamiento del método de pérdidas del NRCS.	17
Figura 2-2. Hidrograma unitario sintético de Snyder.	21
Figura 3-1. Modelo de elevación digital de la cuenca.	27
Figura 3-2. Histograma de elevaciones de la cuenca de la Quebrada Seca.	29
Figura 3-3. Curva hipsométrica de la cuenca de la Quebrada Seca.	30
Figura 3-4. Mapa de pendientes de la cuenca de la Quebrada Seca.	31
Figura 3-5. Perfil del cauce principal de la cuenca de la Quebrada Seca.	32
Figura 3-6. Áreas de drenaje definidas para el proyecto.	33
Figura 3-7. Áreas de drenaje A1 y A8.	35
Figura 3-8. Áreas de drenaje A2 y A3.	36
Figura 3-9. Áreas de drenaje A4, A9 y A10.	36
Figura 3-10. Áreas de drenaje A5, A6 y A11.	37
Figura 3-11. Área de drenaje A7.	38
Figura 3-12. Tipos de suelo en la cuenca de la Quebrada Seca.	39
Figura 3-13. Usos de suelo en la cuenca de la Quebrada Seca.	41
Figura 3-14. Secuencia geología generalizada del Valle Central.	44
Figura 3-15. Mapa de precipitación promedio anual para la cuenca de la Quebrada Seca.	45



Figura 3-16. Zonas de intensidad de lluvia para la cuenca de la Quebrada Seca.....	46
Figura 4-1. Ubicación de las estaciones meteorológicas utilizadas.	48
Figura 4-2. Modelo en HEC-HMS aguas arriba de la confluencia entre la Quebrada Seca y el río Burío.	52
Figura 4-3. Modelo en HEC-HMS aguas abajo de la confluencia entre la Quebrada Seca y el río Burío.....	53
Figura 4-4. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación San José.....	64
Figura 4-5. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Lornessa.	64
Figura 4-6. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Juan Santamaría.	64
Figura 4-7. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Los Sitios.....	65
Figura 4-8. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Santo Domingo.....	65
Figura 4-9. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación San Josecito.....	65
Figura 4-10. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Sacramento.	66
Figura 4-11. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Monte de la Cruz.....	66
Figura 4-12. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Pavas.	66



Figura 4-13. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Santa Lucía.....	67
Figura 4-14. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de dos años.	68
Figura 4-15. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de cinco años.....	69
Figura 4-16. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de diez años.	69
Figura 4-17. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de quince años.....	70
Figura 4-18. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de veinte años.	70
Figura 4-19. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de veinticinco años.....	71
Figura 4-20. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de cincuenta años.	71
Figura 4-21. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de cien años.	72
Figura 4-22. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A8.	75
Figura 4-23. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A1.	75
Figura 4-24. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A2.	75
Figura 4-25. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A3.	76
Figura 4-26. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A9.	78
Figura 4-27. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A10.	78
Figura 4-28. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A4.	78
Figura 4-29. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A5.	79
Figura 4-30. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A11.	79
Figura 4-31. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A6.	81



Figura 4-32. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A7.....	81
Figura 4-33. Hidrogramas para A8, A1, A2 y A3, precipitación con T de 25 años.....	86
Figura 4-34. Hidrogramas para A9, A10, A4, A5 y A11, precipitación con T de 25 años. .	88
Figura 4-35. Hidrogramas para A6 y A7, precipitación con T de 25 años.	90
Figura 4-36. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío, T de 25 años.	91
Figura 4-37. Hidrogramas de entrada y salida en el tramo Q1 de la Quebrada Seca.	92
Figura 4-38. Hidrogramas de entrada y salida en el tramo Q1 de la Quebrada Seca.	95
Figura 4-39. Hidrograma final para lluvia de 25 años de periodo de retorno	95
Figura 4-40. Histograma de precipitación para el 01/10/2004.	103
Figura 4-41. Histograma de precipitación para el 13/06/2007.	104
Figura 4-42. Histograma de precipitación para el 20/07/2010.	105
Figura 4-43. Mapa de lluvia para el evento SL-10.	107
Figura 4-44. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío, evento SL-10.	109
Figura 4-45. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia del cauce principal y la Quebrada Aries, evento SL-10.	109
Figura 4-46. Hidrogramas de entrada y salida en la Ruta 1, evento SL-10.....	110
Figura 4-47. Hidrograma de salida de la cuenca, evento SL-10.	110
Figura 4-48. Mapa de lluvia para el evento AJSM+SL-10.	113



Figura 4-49. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío, evento AJSM+SL -10.	114
Figura 4-50. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia del cauce principal y la Quebrada Aries, evento AJSM+SL -10.	115
Figura 4-51. Hidrogramas de entrada y salida en la Ruta 1, evento AJSM+SL -10.....	115
Figura 4-52. Hidrograma de salida de la cuenca, evento AJSM+SL -10.	116
Figura 4-53. Mapa de lluvia para el evento SL+AJSM -10.	117
Figura 4-54. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío, evento SL+AJSM -10.	119
Figura 4-55. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia del cauce principal y la Quebrada Aries, evento SL+AJSM -10.	119
Figura 4-56. Hidrogramas de entrada y salida en la Ruta 1, evento SL+AJSM -10.....	120
Figura 4-57. Hidrograma de salida de la cuenca, evento SL+AJSM – 10.....	120
Figura 5-1. Perfil de flujo, sección aguas arriba. Lluvia con 2 años de periodo de retorno.	127
Figura 5-2. Perfil de flujo, sección aguas abajo. Lluvia con 2 años de periodo de retorno.	128
Figura 5-3. Zonas de inundación, lluvia con periodo de retorno de 2 años.	129
Figura 5-4. Puentes y alcantarillas incluidos en el análisis hidráulico.	132
Figura 5-5. Sección transversal del puente 1, evento SL+AJSM-50.	134
Figura 5-6. Sección transversal del puente 1, evento SL+AJSM-50.	134
Figura 5-7. Perfil de flujo de la alcantarilla de Ruta 1, evento SL-25.	135



Figura 5-8. Perfil de flujo de la alcantarilla de Ruta 147, evento SL-25.....	136
Figura 5-9. Perfil de flujo del puente 3, evento SL-25.....	137
Figura 5-10. Puente 3, Calle Mayorga. Visto de aguas abajo.	138
Figura 5-11. Perfil de flujo del puente 8, evento SL+AJSM-50.....	139
Figura 5-12. Perfil de flujo del puente 13, evento SL+AJSM-50.....	139
Figura 5-13. Mapa de inundación para el evento SL+AJSM-50.	141
Figura 6-1. Hidrograma original y atenuado en el punto C2, evento SL-25.	144
Figura 10-1. Evento SL-2, parte superior del cauce.	185
Figura 10-2. Evento SL-2, parte inferior del cauce.	186
Figura 10-3. Evento SL-5, parte superior del cauce.	187
Figura 10-4. Evento SL-5, parte inferior del cauce.	188
Figura 10-5. Evento SL-10, parte superior del cauce.	189
Figura 10-6. Evento SL-10, parte inferior del cauce.....	190
Figura 10-7. Evento SL- 25, parte superior del cauce.	191
Figura 10-8. Evento SL-25, parte inferior del cauce.....	192
Figura 10-9. Evento SL- 50, parte superior del cauce.	193
Figura 10-10. Evento SL-50, parte inferior del cauce.....	194
Figura 10-11. Evento SL+AJSM- 10, parte superior del cauce.	195
Figura 10-12. Evento SL+AJSM-10, parte inferior del cauce.....	196



Figura 10-13. Evento SL+AJSM- 25, parte superior del cauce.	197
Figura 10-14. Evento SL+AJSM-25, parte inferior del cauce.....	198
Figura 10-15. Evento SL+AJSM-50, parte superior del cauce.	199
Figura 10-16. Evento SL+AJSM-50, parte inferior del cauce.....	200
Figura 10-17. Evento AJSM+SL-10, parte superior del cauce.	201
Figura 10-18. Evento AJSM+SL-10, parte inferior del cauce.....	202
Figura 10-19. Evento AJSM+SL- 25, parte superior del cauce.	203
Figura 10-20. Evento AJSM+SL-25, parte inferior del cauce.....	204
Figura 10-21. Evento AJSM+SL- 50, parte superior del cauce.	205
Figura 10-22. Evento SL+AJSM-50, parte inferior del cauce.....	206
Figura 10-23. Mapa de inundación, evento SL-2.	207
Figura 10-24. Mapa de inundación, evento SL-5.	208
Figura 10-25. Mapa de inundación, evento SL-10.	209
Figura 10-26. Mapa de inundación, evento SL-25.	210
Figura 10-27. Mapa de inundación, evento SL-50.	211
Figura 10-28. Mapa de inundación, evento SL+ AJSM -10.	212
Figura 10-29. Mapa de inundación, evento SL+AJSM -25.	213
Figura 10-30. Mapa de inundación, evento SL+ AJSM -50.	214
Figura 10-31. Mapa de inundación, evento AJSM+SL-10.	215



Figura 10-32. Mapa de inundación, evento AJSM+SL-25.	216
Figura 10-33. Mapa de inundación, evento AJSM+SL-50.	217



ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1-1. Distribución de área por cantón para la cuenca de la Quebrada Seca.	11
Cuadro 2-1. Estaciones meteorológicas con datos de precipitación diaria máxima anual.	13
Cuadro 3-1. Distribución de cantones por área de drenaje.	34
Cuadro 3-2. Características de los suelos de la cuenca de la Quebrada Seca.	40
Cuadro 3-3. Características de los usos de suelo de la cuenca de la Quebrada Seca.	42
Cuadro 4-1. Histograma característico asignado a cada área de drenaje.	49
Cuadro 4-2. Histogramas característicos utilizados en el modelo hidrológico.	50
Cuadro 4-3. Elementos del modelo en HEC-HMS.....	51
Cuadro 4-4. Cálculo del número de curva ponderado para el área de drenaje 4.....	54
Cuadro 4-5. Número de curva por área de drenaje.....	54
Cuadro 4-6. Tiempo de retardo por área de drenaje.	55
Cuadro 4-7. Parámetros de los tramos utilizados en el tránsito hidrológico.....	56
Cuadro 4-8. Parámetros de ajuste a la distribución log-Pearson tipo III por estación.	58
Cuadro 4-9. Histograma de frecuencia y ajuste a distribución L-PIII para la estación San José.	59
Cuadro 4-10. Estadísticos de prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov.....	59
Cuadro 4-11. Pronósticos de precipitación y límites de confianza para las estaciones analizadas.....	61
Cuadro 4-12. Volumen de precipitación promedio por área de drenaje.....	73



Cuadro 4-13. Precipitación total y efectiva para las áreas de drenaje con intensidad de lluvia media e histograma característico de San José.	74
Cuadro 4-14. Precipitación total y efectiva para las áreas de drenaje con intensidad de lluvia muy alta e histograma característico de Santa Lucía.....	77
Cuadro 4-15. Precipitación total y efectiva para las áreas de drenaje con intensidad de lluvia alta e histograma característico del Aeropuerto Juan Santamaría.	80
Cuadro 4-16. Volumen total de precipitación y precipitación efectiva para T de 2, 5 y 10 años.	82
Cuadro 4-17. Volumen total de precipitación y precipitación efectiva para T de 15, 20 y 25 años.	83
Cuadro 4-18. Volumen total de precipitación y precipitación efectiva para T de 50 y 100 años.	83
Cuadro 4-19. Hidrogramas para áreas con precipitación de intensidad media con T de 25 años.	84
Cuadro 4-20. Hidrogramas para áreas con precipitación de intensidad muy alta con T de 25 años.	86
Cuadro 4-21. Hidrogramas para áreas con precipitación de intensidad alta con T de 25 años.	89
Cuadro 4-22. Hidrogramas de entrada y salida a la confluencia 1, el periodo de retorno de la lluvia es de 25 años.	93
Cuadro 4-23. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 2 años.	96
Cuadro 4-24. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 5 años.	97



Cuadro 4-25. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 10 años.	97
Cuadro 4-26. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 15 años.	98
Cuadro 4-27. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 20 años.	98
Cuadro 4-28. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 25 años.	99
Cuadro 4-29. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 50 años.	99
Cuadro 4-30. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 100 años.	100
Cuadro 4-31. Eventos registrados en la Quebrada Seca entre el 2001 y 06/2014.	102
Cuadro 4-32. Precipitación diaria para eventos sintéticos.	106
Cuadro 4-33. Precipitación promedio por área de drenaje para eventos SL.....	108
Cuadro 4-34. Resumen de resultados hidrológicos el evento SL-10	112
Cuadro 4-35. Precipitación promedio por área de drenaje para eventos AJSM+SL.	113
Cuadro 4-36. Resumen de resultados hidrológicos el evento AJSM+SL 10	116
Cuadro 4-37. Precipitación promedio por área de drenaje para eventos SL+AJSM.	118
Cuadro 4-38. Resumen de resultados hidrológicos el evento SL+AJSM -10.....	121
Cuadro 4-39. Precipitación promedio por evento.	122
Cuadro 4-40. Resumen de caudales pico.	124



Cuadro 5-1. Caudales en m ³ /s utilizados en el escenario 1.....	126
Cuadro 5-2. Resumen de resultados hidráulicos para los puentes 1-8.....	132
Cuadro 5-3. Resumen de resultados hidráulicos para los puentes 9-16.....	133
Cuadro 6-1. Capacidad máxima del puente 3 y la alcantarillas 1 y 2.....	143
Cuadro 6-2. Volumen de almacenamiento	144
Cuadro 7-1. Porcentaje de escorrentía generado por cantón y evento.....	151
Cuadro 10-1. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-2	174
Cuadro 10-2. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-5	175
Cuadro 10-3. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-10	176
Cuadro 10-4. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-25	177
Cuadro 10-5. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-50	178
Cuadro 10-6. Resumen de resultados hidrológicos del evento AJSM+SL -10.....	179
Cuadro 10-7. Resumen de resultados hidrológicos del evento AJSM+SL - 25.....	180
Cuadro 10-8. Resumen de resultados hidrológicos del evento AJSM+SL- 50.....	181
Cuadro 10-9. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL+AJSM- 10.....	182
Cuadro 10-10. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL+AJSM- 25.....	183
Cuadro 10-11. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL+AJSM- 50.....	184



RESUMEN

El presente estudio corresponde a la primera parte de la elaboración de un Plan de Manejo Integral para la cuenca de la Quebrada Seca-Río Burío. Se ha diagnosticado el problema de las inundaciones urbanas que ocurren en la cuenca desde un punto de vista físico, hidrológico e hidráulico. Las inundaciones urbanas son un problema recurrente y grave en la cuenca por el impacto negativo que ellas tienen en la calidad de vida de los vecinos y en la infraestructura de la cuenca.

Físicamente la cuenca se caracteriza por tener pendientes de laderas altas, una forma alargada y aproximadamente 23 km² de área. Existen cuatro tipos de suelo en la cuenca, los más permeables se ubican en la parte alta de la cuenca. El uso de suelo de la cuenca es predominantemente urbano con un 63% del área total urbanizada. Estas condiciones favorecen la escorrentía superficial sobre la infiltración de la precipitación.

La cuenca tiene lluvias características de intensidad alta e intensidad media. El histograma característico de la estación Santa Lucía ubicada cerca del centro de la cuenca define el patrón temporal de la lluvia en la zona más urbanizada de la cuenca.

Se utilizaron dos metodologías para estimar los volúmenes de precipitación que generan crecientes en la cuenca, la primera metodología es un análisis convencional de precipitación máxima anual y la segunda metodología es un análisis por eventos. Se determinó que los resultados de la segunda metodología son más representativos de la realidad física de la cuenca.

Con base en un análisis de los eventos de precipitación que generaron crecientes en la cuenca entre el 2001 y el 2014 se encontraron tres tipos de eventos de precipitación problemáticos. Dos de los tres tipos de evento presentan un pico de precipitación en la estación Santa Lucía, estos eventos pueden generar crecientes en el cauce aún si se registra poca precipitación en la parte baja de la cuenca. Esto se debe a que la zona de influencia de la estación Santa Lucía incluye la mayor parte del área urbana de la cuenca y por lo tanto es la que mayor cantidad de escorrentía genera.



La influencia de la estación Juan Santamaría es acrecentar las crecientes que se generan aguas arriba del cantón de Belén. Como regla general un registro de precipitación en la estación Juan Santamaría no es requisito para generar crecientes en la cuenca, por lo contrario los eventos de crecientes siempre registran precipitación en la estación Santa Lucía.

Uno de los resultados del modelado hidrológico fue establecer que el cantón de Heredia es el que mayor volumen de escorrentía genera en la cuenca, con entre un 34% y un 38% de la escorrentía total según el evento analizado. Los cantones de San Rafael y Barva aportan aproximadamente un 21% del volumen de escorrentía de la cuenca mientras que Flores y Belén aportan la menor cantidad de escorrentía.

Los resultados del modelado hidrológico incluyen los hidrogramas de creciente para las once áreas de drenaje de la cuenca y los hidrogramas acumulados de acuerdo a la configuración de la cuenca. Estos hidrogramas permiten analizar los cauces de la cuenca tramo por tramo. Se encontró que el punto a partir del cual se encuentran los mayores caudales de la cuenca es la confluencia de la Quebrada Seca y el Río Burío.

De acuerdo con el modelo hidráulico existen dos alcantarillas y tres puentes que presentan problemas graves por no contar con la capacidad hidráulica suficiente para transportar de forma segura los caudales picos esperados en la cuenca.

El modelo hidráulico se utilizó para estudiar la posibilidad de utilizar lagunas de almacenamiento para reducir la problemática de inundación, sin embargo se determinó que el volumen de almacenamiento necesario es elevado y requeriría lagunas con áreas superficiales de varias hectáreas. Además se utilizó el modelo hidráulico para determinar la ubicación de las áreas de inundación esperadas en la cuenca. Estas áreas por lo general coinciden con remansos generados por los puentes y alcantarillas de capacidad limitada en la cuenca.

Entre las principales recomendaciones se tiene la sustitución a corto o mediano plazo de las alcantarillas de la Ruta 1 y la Ruta 147 y el puente de la Avenida 2 de Belén por los graves problemas de capacidad que tienen y los remansos importantes que generan. A nivel administrativo se recomienda condicionar el desarrollo urbano en la cuenca a la implementación



de soluciones técnicas que limiten el aumento de la escorrentía más allá de la que se tiene en los terrenos sin urbanizar.



1 INTRODUCCIÓN

1.1 Problema e importancia

El saneamiento urbano en su concepción tradicional es considerado como el conjunto de acciones que objetivan la evacuación rápida de las aguas pluviales y de los desechos industriales y domésticos. Esta visión mecanicista de la circulación del agua urbana ya no es aceptable en una época donde se proponen acciones respetando el medio ambiente.

La urbanización es creciente en el mundo y Costa Rica no escapa a esta situación. Esta tendencia genera continuas presiones para la ocupación del espacio urbano. La rápida expansión de los sectores más pobres torna difícil el control de todos los aspectos asociados al crecimiento.

Dentro de este contexto la atención a los problemas del drenaje urbano generalmente se realiza solo inmediatamente después de su ocurrencia, resultando en obras cuya vida útil es efímera. El problema de las inundaciones urbanas muchas veces es olvidado con el pasar del tiempo, máxime durante períodos de sequía.

En los municipios con mayor capacidad de gestión, que poseen áreas dedicadas a la planificación, las inundaciones urbanas no siempre son relacionadas con la política de ocupación del espacio urbano y ello dificulta la formulación de medidas eficaces. En las localidades más pequeñas, de menores recursos, la imposibilidad de contar con especialistas resulta en soluciones que no contemplan la integralidad del problema. Como resultado, en la mayoría de los casos, el problema termina exigiendo en forma recurrente un esfuerzo apreciable por parte de las autoridades en atención de situaciones de emergencia y asistencia a las personas damnificadas.

Conforme a lo citado por varios autores, la evolución típica del proceso se inicia a partir de pequeñas áreas en el marco de un proceso de aprobación de parcelas. Cuando las parcelas son proyectadas los municipios solamente exigen que el proyecto de drenaje pluvial asegure el drenaje eficiente del sector, sin considerar el impacto del aumento del caudal máximo hacia aguas abajo. Una característica causante del descontrol observado en la mayoría de las ciudades es que quien impermeabiliza no sufre las consecuencias; los efectos hidrológicos solo se verifican hacia aguas abajo. Cuando las municipalidades no controlan la urbanización o no



amplían la capacidad del sistema de drenaje la ocurrencia de crecidas urbanas aumenta, con pérdidas sociales y económicas para toda la comunidad.

Otros problemas derivan de las interferencias entre los diversos sistemas que coexisten en el ámbito urbano. Estos conflictos han aumentado como resultado del incremento de las obras de infraestructura básica y complementaria. A veces pareciera que no se evalúan las consecuencias hidráulicas de las alteraciones realizadas. El aspecto sobresaliente a ser contemplado en el análisis de condicionantes es que el flujo pluvial escurre por acción de la gravedad. Las consecuencias de las modificaciones introducidas sobre el sistema de drenaje solo se aprecian con posterioridad, durante la ocurrencia de tormentas severas. En algunos casos la combinación de efectos resulta en inundaciones inesperadas sobre áreas urbanizadas, aún bajo lluvias no muy intensas.

En síntesis, puede afirmarse que a medida que aumenta el tamaño de las ciudades se agravan las consecuencias de la falta de planificación y reglamentación. Una vez que el espacio ha sido totalmente ocupado, las soluciones disponibles resultan extremadamente caras y más complejas técnicamente.

La respuesta técnica al problema es disciplinar la ocupación urbana por medio de una densificación compatible con los riesgos de inundación. El objetivo es minimizar, y de ser posible impedir, el aumento sistemático del hidrograma de áreas urbanas. Para ello es necesario cuantificar el impacto de las diferentes condiciones de urbanización sobre el escurrimiento y establecer una reglamentación del uso del suelo.

Aunque la situación descrita se aplica a muchos desarrollos urbanos en el país, específicamente, en el área de drenaje de la Quebrada Seca y Río Burío se ha presentado una condición de desarrollo urbano que ha modificado el uso de la tierra, lo cual ha incrementado los volúmenes de esorrentía superficial. Los caudales que se generan en el área de drenaje de la cuenca de la Quebrada Seca, bajo las condiciones actuales de uso de la tierra, supera la capacidad de transporte del cauce de la Quebrada Seca, provocando inundaciones en diferentes partes de la cuenca como en San Joaquín de Flores y San Antonio de Belén.



Adicionalmente, al cauce de la Quebrada Seca se vierten aguas residuales que ocasionan problemas de malos olores y contaminación de las aguas que fluyen por el cauce de la quebrada.

Debido al incremento en el volumen de escorrentía superficial y al deterioro de la calidad de las aguas de la Quebrada Seca, la Sala Constitucional, por medio del voto 4050, determinó que no es posible, para ninguna de las municipalidades que comparten el área de drenaje de la cuenca de la Quebrada Seca, otorgar permisos para actividades que no favorezcan la recuperación de la cuenca y que más bien contribuyan a agravar el problema que ocasiona el escurrimiento superficial y el deterioro de la calidad de las aguas de la quebrada.

1.2 Impacto de los procesos de urbanización sobre el patrón de la escorrentía

De acuerdo con el Instituto Costarricense de Estadística y Censos en los 30 años entre 1980 y 2010 la población de Costa Rica duplicó su tamaño. Este crecimiento poblacional ha ocasionado un proceso de urbanización concentrado en el Valle Central del país, incluyendo la cuenca en estudio.

La extensión de las fronteras de las ciudades es un hecho natural asociado al desarrollo urbano, que posibilita el ordenamiento e incremento de las relaciones sociales, culturales, económicas y legales. Los impactos de la urbanización sobre el ciclo del agua son numerosos, entre los que destacan los siguientes:

- a. la impermeabilización del suelo,
- b. la aceleración de los escurrimientos, -
- c. la construcción de obstáculos al escurrimiento,
- d. la canalización de las acequias, arroyos y ríos en áreas urbanas y,
- e. la contaminación de los medios receptores.

Los tres primeros tienen una influencia significativa sobre el aumento de la frecuencia de las inundaciones en los medios urbanos y sobre los procesos de infiltración y percolación para la recarga acuífera.



El desarrollo urbano, la pavimentación y la proporción cada vez menor de espacios verdes en relación con las zonas edificadas, trae como consecuencia un aumento notable de los escurrimientos pluviales en las ciudades. En las ciudades más pequeñas con pocas calles pavimentadas, terrenos baldíos intercalados y con casas generalmente provistas de fondos de tierra o jardines, la lluvia encuentra una gran proporción de zonas de infiltración con relación a las zonas impermeables tales como techos y pavimentos. El agua que escurre como resultado de la lluvia de determinada intensidad sobre un área en esas condiciones es muy inferior a la que se produce sobre una ciudad densamente urbanizada donde prácticamente el 100% de su superficie es impermeable.

La urbanización en una cuenca tiende a llenar las áreas bajas (las cuales previamente proveían almacenamiento) y a pavimentar áreas permeables (que proveían infiltración). La suma de un sistema de alcantarillado pluvial con cordones y cunetas recoge más escurrimiento y lo dirige a cauces, lagos o humedales. Esta acción produce un gran volumen de escurrimiento con altos y frecuentes caudales picos. Esto produce importantes daños a la integridad física y biológica del cauce receptor. Varias comunidades han adoptado ordenanzas intentando controlar las inundaciones crecientes asociadas con la urbanización pero pocas se han dirigido hacia el impacto de la calidad del agua producida por pequeños eventos de escurrimiento.



1.3 Objetivos

A continuación se presentan los objetivos de la elaboración de un Plan Maestro Integral para el Manejo de la Microcuenca del río Burío-Quebrada Seca. El presente informe presenta la primera fase del plan, el diagnóstico hidrológico e hidráulico de la cuenca. Las actividades correspondientes a esta fase se detallan en la metodología.

1.3.1 Objetivo general

Elaborar un Plan Maestro Integral para el Manejo de la Microcuenca del río Burío-Quebrada Seca que permita la identificación y diseño de medidas de conservación, uso y aprovechamiento sostenible de los recursos naturales existentes, con un enfoque ecosistémico y de ordenamiento del territorio.

1.3.2 Objetivos específicos

- Identificar y cuantificar la problemática en el manejo de los recursos hídricos en términos de escorrentía urbana y la calidad del agua en la microcuenca río Burío-Quebrada Seca.
- Caracterizar las condiciones ambientales de la microcuenca.
- Caracterizar, diagnosticar participativamente y analizar las condiciones sociales, culturales y económicas de la microcuenca, incorporando los resultados identificados en el análisis de las condiciones ambientales.
- Realizar el mapeo y zonificación territorial de la microcuenca, de acuerdo a su problemática y potencialidades.
- Homologar la zonificación de la microcuenca con los elementos de los planes de ordenamiento territorial.
- Formular programas y proyectos que incluyan acciones de restauración, conservación, mitigación, prevención, uso y aprovechamiento sostenible de los recursos naturales, a ser implementados en la microcuenca, priorizados participativamente por las comunidades locales con enfoque ecosistémico con énfasis en la interculturalidad y género.
- Formular el plan de manejo y cogestión de la microcuenca.



- Formular el plan de implementación de las medidas correctivas ingenieriles que minimicen el impacto y la problemática actual de la microcuenca.



1.4 Alcances y limitaciones

El trabajo propuesto presenta una serie de alcances espaciales y temporales. En el ámbito espacial, el análisis de los patrones de escorrentía superficial se circunscribirá a los límites físicos del área de drenaje de la cuenca de la Quebrada Seca dentro de la provincia de Heredia. No se consideran el detalle de la hidrología subterránea de la cuenca.

En el ámbito temporal, el análisis de los patrones de escorrentía se hará para las condiciones actuales de uso de la tierra. Con base en las condiciones establecidas en el plan regulador para el desarrollo de los cantones que se encuentran dentro de los límites físicos del área de drenaje de la cuenca de la Quebrada Seca, se planteará un escenario futuro de uso de la tierra y se estimarán los patrones de escorrentía, bajo las condiciones futuras de uso de la tierra definidas para el escenario establecido.

Las necesidades de mejoras y ampliaciones al sistema de manejo de la escorrentía superficial, de la escorrentía subterránea y de los cuerpos colectores, se priorizarán para su desarrollo en el corto, el mediano y el largo plazo.

1.5 Ubicación

El área de estudio comprende la cuenca de la Quebrada Seca/Río Burío definida por el punto de confluencia con el río Bermúdez en las coordenadas $84^{\circ}12'23''$ O y $9^{\circ}58'14''$ N. La divisoria de aguas de la cuenca define su límite con la cuenca del río Bermúdez al este y la cuenca del Río Segundo al oeste. La cuenca cubre un área de aproximadamente 23 km^2 .

La Quebrada Seca y el Río Burío forman parte de la red fluvial que drena el flanco sur del volcán Barva, en la Cordillera Volcánica Central. La cuenca se ubica en el Valle Central de Costa Rica y forma parte de la cuenca del río Virilla, el cual a su vez es parte de la cuenca del Río Grande de Tárcoles, que drena en el océano Pacífico.

Administrativamente la cuenca es compartida por los municipios de San Rafael, Barva, Flores, Heredia y Belén de la provincia de Heredia. Una pequeña sección de la cuenca se ubica en el cantón de Alajuela, en la provincia de Alajuela. La cuenca y los cantones se observan en la Figura 1-1.

Existe una terminología ambigua para referirse al cauce principal de la cuenca a partir del punto donde confluyen la Quebrada Seca y el río Burío. Para simplicidad se ha optado por nombrar al cauce principal como Quebrada Seca.

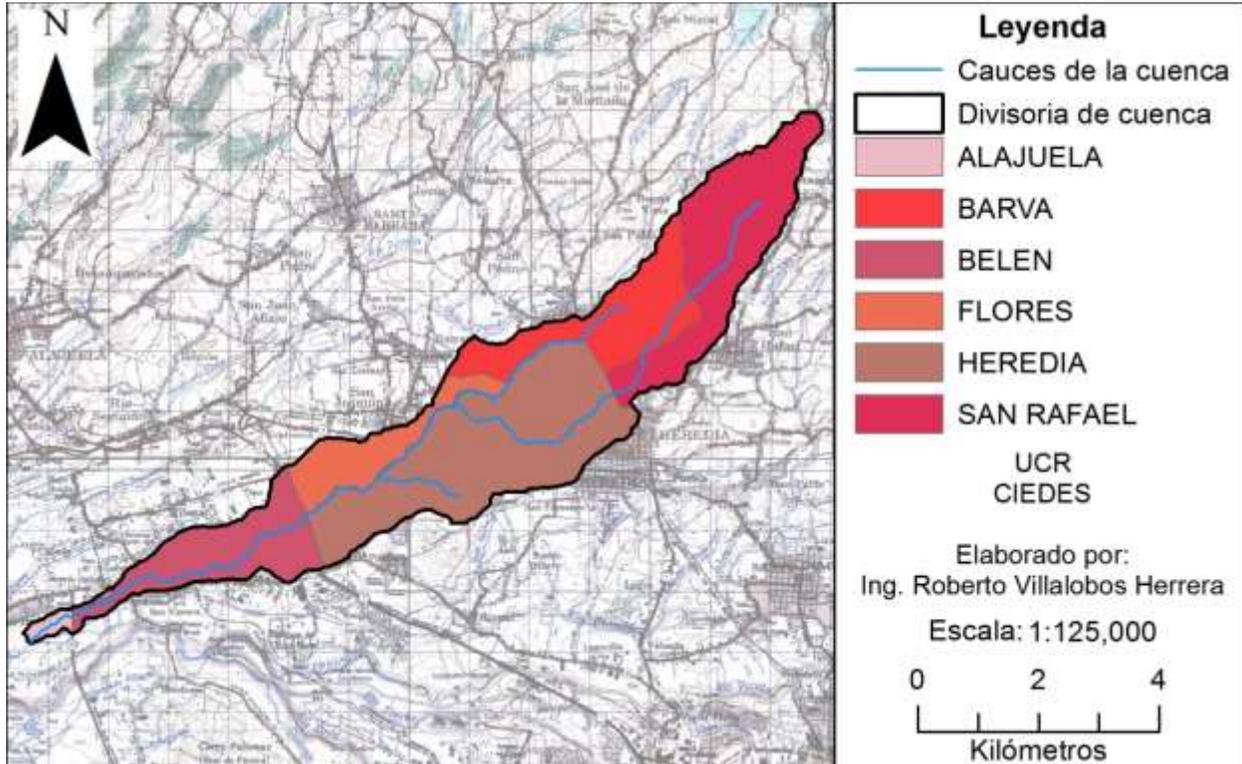


Figura 1-1. División administrativa de la cuenca.

Fuente: IGN, 1988 (Imagen de fondo).

La distribución por cantón del área de la cuenca se presenta en el Cuadro 1-1. El cantón de Heredia tiene más de una tercera parte del área de la cuenca, seguido por San Rafael con 20%, Barva y Belén con 15% cada uno, un 9% pertenece a Flores y finalmente un 1% de la cuenca pertenece a Alajuela.

Cuadro 1-1. Distribución de área por cantón para la cuenca de la Quebrada Seca.

Cantón	Alajuela	Barva	Belén	Flores	Heredia	San Rafael
Área (km ²)	0,275	3,546	3,421	2,025	8,328	5,269
Porcentaje	1,2	15,5	15,0	8,9	36,4	23,0



2 MARCO METODOLÓGICO Y TEÓRICO

2.1 Resumen

La primera fase del plan maestro integral para el manejo de la cuenca de la Quebrada Seca tiene dos partes.

La primera parte de la primera fase comprende el análisis hidrológico para la determinación del patrón de flujo de la escorrentía superficial sobre el área de drenaje de la microcuenca Quebrada Seca, para eventos extremos de precipitación (periodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 25, 50 y 100 años de período de retorno). En esta etapa se caracterizarán los eventos extremos de precipitación sobre toda el área de drenaje de la microcuenca. La determinación del patrón de flujo de la escorrentía superficial de la microcuenca incorporará los volúmenes de escorrentía que aportan las áreas aledañas a la misma. Estos aportes se estimarán delimitando las áreas de drenaje de la microcuenca hidrográfica. El análisis hidrológico antecede el análisis hidráulico.

En la segunda parte de la primera fase se evaluará la capacidad de transporte de los cuerpos colectores y se identificarán las zonas con problemas de inundación. Con base en la información topográfica de las secciones transversales de los cauces, la capacidad de transporte de los cuerpos colectores se estimará por medio de la ecuación de flujo gradualmente variado.

2.2 Análisis hidrológico

El análisis hidrológico de la cuenca incluye la caracterización de la lluvia, la determinación de las propiedades de escorrentía y la generación de hidrogramas sintéticos. La caracterización de la lluvia se realizó utilizando dos metodologías distintas.

2.2.1 Análisis de precipitación diaria máxima anual

La primera metodología analizó registros de precipitación diaria máxima anual de diez estaciones meteorológicas para estimar los volúmenes de precipitación asociados a eventos con 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno en cada estación. Posteriormente se supuso que esos eventos suceden simultáneamente en todas las estaciones y se interpoló



especialmente para generar un volumen de precipitación en cada área de drenaje. La lista de estaciones utilizadas se presenta en el Cuadro 1-1.

Cuadro 2-1. Estaciones meteorológicas con datos de precipitación diaria máxima anual.

Estación	Coordenadas	Altitud (msnm)
Hacienda Ojo de Agua	N: 09°56'	850
	O: 84°13'	
Aeropuerto Juan Santamaría	N: 10°00'	932
	O: 84°12'	
Lornessa	N: 09°56'	909
	O: 84°11'	
Los Sitios	N: 09°59'	1290
	O: 84°03'	
Monte de la Cruz	N: 10°05'	1700
	O: 84°05'	
Pavas	N: 09°58'	997
	O: 84°08'	
Sacramento	N: 10°06'	2260
	O: 84°07'	
San José	N: 09°56'	1172
	O: 84°05'	
San Josecito de Heredia	N: 10°02'	1450
	O: 84°00'	
Santa Lucía	N: 10°01'	1200
	O: 84°07'	
Santo Domingo del Roble	N: 10°04'	1320
	O: 84°10'	

2.2.1.1 *Análisis de frecuencia*

El registro de precipitación de cada estación se ajustó a dos distribuciones de probabilidad teóricas utilizadas para modelar eventos extremos, la distribución log-Pearson tipo III y la distribución de Valor Extremo tipo I o distribución Gumbel. El ajuste se realizó por medio de un análisis de frecuencia en el que se divide el registro de precipitación en intervalos uniformes y se registra la frecuencia observada en cada intervalo. Al mismo tiempo se calculan los parámetros estadísticos correspondientes a cada distribución y se utilizan para calcular una frecuencia teórica para los mismos intervalos. Finalmente se utiliza una prueba de Kolmogorov-Smirnov para comparar la bondad de ajuste a cada distribución de probabilidad. Para mayor detalle sobre la metodología de un análisis de frecuencia se recomienda el Capítulo 18 del *Handbook of*



Hydrology editado por David Maidment en 1993 y el texto *Hidrología Aplicada* por Chow, Maidment y Mays, 1994.

El ajuste a una distribución teórica se lleva a cabo para poder estimar volúmenes de precipitación con periodos de recurrencia mayores a la longitud del registro de precipitación. Cuando se selecciona una distribución estadística se realiza la estimación o pronóstico de la precipitación que corresponde a una serie de periodos de retorno. Además se estima el intervalo de confianza para cada pronóstico. El resultado del pronóstico para cada estación es una serie de datos de volumen de precipitación que aumenta conforme aumenta el periodo de retorno. Estos datos son válidos únicamente para el sitio de la estación que los midió.

2.2.1.2 Distribución especial de la precipitación

La naturaleza puntual de los pronósticos que se obtienen del análisis de frecuencia hace necesario utilizar un método para distribuir espacialmente la lluvia. El proceso de distribución se hace por separado para cada periodo de retorno.

El método seleccionado para distribuir espacialmente la precipitación fue el de interpolación entre estaciones. Los métodos de interpolación presentan la ventaja de no mantener un factor de distribución fijo para la distribución de la precipitación, como si ocurre con los polígonos de Thiessen. El resultado de la distribución de la precipitación por interpolación es un conjunto de mapas de precipitación.

Se ensayaron varios métodos de interpolación utilizando el programa ArcMap, de la empresa ESRI, y se seleccionó el método de trazadores cúbicos de tipo tensión. Este método resultó en los mapas de precipitación con menos discontinuidades como núcleos localizados de precipitación o transiciones abruptas entre valores de precipitación.

A partir de un mapa de precipitación es posible calcular el promedio espacial de la precipitación sobre un área, por ejemplo una cuenca hidrológica o un área de drenaje. La precipitación promedio toma la forma de una lámina uniforme que cubre la totalidad del área de drenaje con una cierta profundidad de lluvia medida en milímetros.



2.2.1.3 Distribución temporal de la precipitación

El volumen de precipitación promedio para la cuenca es calculado a partir de un registro de precipitaciones máximas diarias, por lo tanto el volumen es representativo para 24 horas de lluvia. El volumen de máxima precipitación diaria, estimado para toda la cuenca, se distribuyó espacialmente por medio de los histogramas característicos calculados por Murillo (1994) para estaciones meteorológicas en la cuenca del río Virilla. Estos histogramas tienen un intervalo temporal de 10 minutos y una duración total de hasta seis horas y media. Cada intervalo de los histogramas característicos representa un porcentaje del volumen total precipitado.

El resultado del proceso es un histograma de precipitación total que se toma como insumo para el modelo hidrológico en el programa HEC-HMS.

2.2.2 Análisis de eventos de crecientes

La segunda metodología de análisis de precipitación parte del análisis de eventos puntuales de precipitación que generaron crecientes en la Quebrada Seca entre 2001 y 2014. Se utilizaron los datos horarios de precipitación disponibles para cada tormenta. Esto implica el uso de tres a cinco estaciones meteorológicas del IMN, no todas las estaciones se encontraban operando durante todos los eventos de precipitación seleccionados.

El análisis de eventos estudia la distribución espacial y temporal de la lluvia que ha generado crecientes en la cuenca. Este estudio permite definir el orden de magnitud de los eventos extremos que se presentan en la cuenca. Además se definen los patrones de lluvia problemáticos en función de los registros de lluvia de las estaciones cercanas.

2.2.2.1 Eventos extremos sintéticos

Los resultados del análisis de eventos se combinan con los volúmenes de precipitación estimados por medio del análisis de frecuencia de la precipitación diaria máxima anual para las estaciones Aeropuerto Juan Santamaría y Santa Lucía para generar eventos sintéticos. El procedimiento seguido consiste en asignar el volumen de precipitación con periodos de retorno de 10, 25 y 50 años a las estaciones anteriores, posteriormente se interpoló espacialmente la lluvia para generar un valor promedio de precipitación para cada área de drenaje. Finalmente el volumen de



precipitación de cada área se distribuyó temporalmente repitiendo el procedimiento utilizado anteriormente.

2.2.3 Método de pérdidas de precipitación

El método de pérdidas de precipitación que se utilizó fue el método del Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (NRCS) de los Estados Unidos. Este método estima las pérdidas de precipitación debidas al agua retenida en depresiones superficiales, la intercepción de la vegetación, la evaporación y la infiltración (Natural Resources Conservation Service, 1986). El método se presenta en el documento TR-55, Hidrología urbana para cuencas pequeñas, con fecha de Junio de 1986 y está basado en relaciones empíricas y un modelo simplificado de infiltración.

El método consiste en determinar un número de curva para la cuenca que se está estudiando y luego estimar las pérdidas de esorrentía con base en ese número de curva. El número de curva se obtiene a partir de una combinación del grupo hidrológico del suelo, determinado a su vez por el tipo de suelo, y el uso del suelo. El rango teórico de números de curva va de cero a cien pero en la práctica se extiende de 30 a 98. Una cuenca con número de curva 100 tendría cero pérdidas y toda la precipitación se convertiría en esorrentía.

El grupo hidrológico del suelo es una clasificación de A hasta D según la permeabilidad y tasa de infiltración del suelo. Los suelos del grupo A suelen ser de textura arenosa o franca y muy bien drenados, además tienen un nivel freático profundo. En el otro extremo se tienen a los suelos del grupo D con texturas arcillosas o limosas, un mal drenaje y niveles freáticos poco profundos. La clasificación de los suelos en la cuenca según grupo hidrológico se realizó basada en sus propiedades de textura y su condición de drenaje. La condición de drenaje no necesariamente corresponde a la esperada para la textura debido a la presencia de macro-porosidades en el suelo.

La determinación del número de curva depende de una combinación del grupo hidrológico del suelo y el uso del suelo. Al momento de realizar la estimación para toda una cuenca o área de drenaje se calcula un número de curva ponderado por área con base en los números de curva que se calculan para las parcelas que conforman la cuenca. En este proyecto se utilizó un sistema de información geográfico para obtener las combinaciones de grupo y uso de suelo para la totalidad

de la cuenca. Posteriormente se asignó un número de curva a cada combinación y se ponderó por área.

El funcionamiento del método a partir de la determinación del número de curva inicia con el cálculo de las pérdidas iniciales, I_a . Luego se calcula la escorrentía que es generada en cada intervalo temporal. La escorrentía también es conocida como la precipitación efectiva, P_e . De acuerdo con Chow (1994), P_e siempre es menor o igual que la precipitación total, P . A su vez, después de iniciado el proceso de escorrentía el volumen adicional de agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a una retención potencial máxima, S . La Figura 2-1 ilustra las pérdidas iniciales y continuadas, además el área achurada representa la precipitación efectiva.

Por el principio de la continuidad se tiene que:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Ecuación 2-1

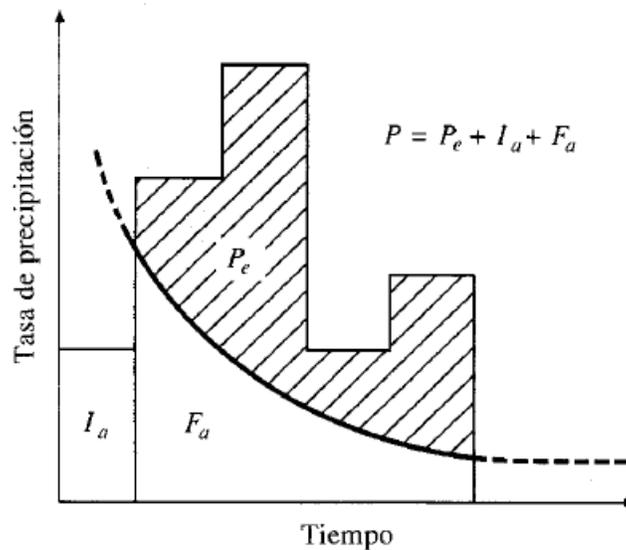


Figura 2-1. Esquema de funcionamiento del método de pérdidas del NRCS.

Fuente: Chow, 1994.

Ahora, de las hipótesis de la NRCS, expuestas por Chow (1994):



$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Ecuación 2-2

Donde $P - I_a$ representa la escorrentía potencial. Ahora, combinando las ecuaciones anteriores y despejando para P_e :

$$P_e = \frac{(P - 0,2 S)^2}{P + 0,8 S}$$

Ecuación 2-3

El NRCS desarrolló una relación empírica por medio de cuencas agrícolas experimentales, ella determina que:

$$I_a = 0,2 S$$

Ecuación 2-4

S se relaciona con el número de curva NC mediante la siguiente ecuación:

$$S = 25,5 * \left[\frac{1000}{NC} - 10 \right]$$

Ecuación 2-5

El método anterior se completa con la ecuación para el cálculo de las pérdidas continuadas, para cada intervalo de tiempo:

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S}$$

Ecuación 2-6

El programa HEC-HMS realiza los cálculos anteriores de forma automática utilizando como insumo el número de curva para la cuenca. Dado que la cuenca de la Quebrada Seca es principalmente urbana se utilizan pérdidas iniciales de 0,1S.



2.2.4 Método de hidrograma unitario sintético de Snyder

El proceso de transformación de escorrentía a caudal es complejo. Existen métodos que intentan modelar este proceso refiriéndose al proceso físico, sin embargo estos métodos son muy intensivos en cálculos y requieren una gran cantidad de información base para su funcionamiento adecuado. El método de preferencia es el uso de hidrogramas registrados en la cuenca para determinar un hidrograma unitario que represente la respuesta hidrológica de la cuenca, sin embargo al no contar con una estación hidrográfica en la cuenca de la Quebrada Seca se debió utilizar un método de hidrograma unitario sintético.

Se utilizarán datos del método de hidrograma unitario de Snyder obtenidos de una calibración para la cuenca del río Virilla realizada por Sandí (2012).

Un hidrograma unitario es la función que representa la respuesta de una cuenca ante un pulso de precipitación efectiva de un milímetro de profundidad con una duración efectiva. El término unitario se desprende del volumen unitario que tiene el hidrograma. De acuerdo con Chow (1994) algunos supuestos de los hidrogramas unitarios son:

1. La precipitación efectiva tiene una intensidad constante durante cada intervalo temporal de largo igual a la duración efectiva.
2. Espacialmente la precipitación efectiva es distribuida uniformemente sobre el área de la cuenca.
3. El volumen que representa el área bajo la función del hidrograma es unitario.
4. El tiempo base del hidrograma resultante de un exceso de lluvia de una duración dada es constante.
5. El hidrograma unitario obedece el principio de superposición, es directamente aditivo y multiplicativo.
6. EL hidrograma unitario para una cuenca dada sigue el principio de invariancia temporal y no cambia salvo que exista un cambio en las condiciones de la cuenca.

El hidrograma unitario de Snyder utiliza las características físicas de la cuenca para generar sintéticamente la función del hidrograma. Snyder desarrolló su método tras estudiar hidrogramas



para una gran cantidad de cuencas en los Estados Unidos. Snyder relacionó el tiempo al pico de los hidrogramas con características físicas de las cuencas.

De acuerdo con Chow (1994) Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia t_r está relacionado con el retardo de la cuenca t_p por:

$$t_{lag} = 5,5 \cdot t_r$$

Ecuación 2-7

Además, para un hidrograma unitario estándar:

$$t_{lag} = C_1 C_t (LL_c)^{0,3}$$

Ecuación 2-8

Donde C_1 es 0,75 cuando se utilizan unidades SI y la precipitación está en centímetros, C_t es un parámetro propio de la cuenca. Para la cuenca del río Bermúdez a la que pertenece la Quebrada Seca se ha calibrado un C_t igual a 0,38 (Sandí, 2012). L corresponde a la longitud del cauce principal y L_c corresponde a la distancia del cauce hasta el punto más cercano al centroide de la cuenca.

El caudal pico del hidrograma es:

$$Q_p = \frac{C_2 C_p A}{t_{lag}}$$

Ecuación 2-9

C_2 es una constante con valor 2,75 para un hidrograma con volumen unitario de 1 cm y unidades del Sistema Internacional. C_p es 0,45 para la cuenca del río Bermúdez (Sandí, 2012).

Según Chow (1994) el tiempo base del hidrograma unitario es:

$$t_b = \frac{5,56 Q_p}{A}$$

Ecuación 2-10

El ancho, en horas, del hidrograma unitario a 75% y 50% del caudal pico es dado por:

$$t_{0,75Q_p} = 0,122 \left(\frac{Q_p}{A} \right)^{-1,08}$$

Ecuación 2-11

$$t_{0,5Q_p} = 0,214 \left(\frac{Q_p}{A} \right)^{-1,08}$$

Ecuación 2-12

Cada ancho se distribuye con un tercio del tiempo ocurriendo antes del caudal pico. Finalmente solo falta encontrar el tiempo al pico del hidrograma:

$$t_p = \frac{t_r}{2} + t_{lag}$$

Ecuación 2-13

El hidrograma unitario sintético de Snyder se dibuja de la siguiente forma:

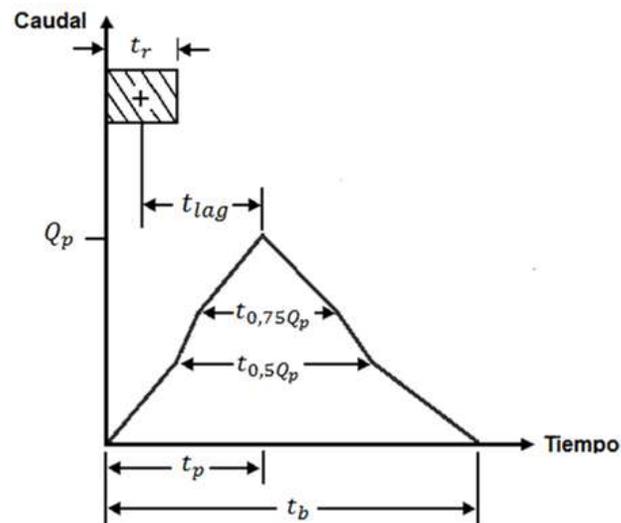


Figura 2-2. Hidrograma unitario sintético de Snyder.

Fuente: Chow, 1994. Modificado por Sandí, 2012.



El método de hidrograma unitario sintético de Snyder está programado en el modelo hidrológico HEC-HMS, y su resultado final es un hidrograma de creciente para cada área de drenaje en el modelo.

2.2.5 Modelo de tránsito hidrológico de crecientes

El método de tránsito utilizado es el método de Muskingum-Cunge. Este método es una solución aproximada de las ecuaciones de onda cinemática. Esto quiere decir que se desprecian los términos convectivos, difusivos y de fuerza de presión de la forma conservativa de la ecuación de cantidad de movimiento en las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant.

Según Chow (1994) método de Muskingum-Cunge opera sobre una malla espacio-temporal representada por la ecuación:

$$Q_{i+1}^{j+1} = C_1 Q_i^{j+1} + C_2 Q_i^j + C_3 Q_{i+1}^j$$

Ecuación 2-14

Donde los parámetros C_1 , C_2 y C_3 se definen como

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t}$$

Ecuación 2-15

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t}$$

Ecuación 2-16

$$C_3 = \frac{2K(1 - X) - \Delta t}{2K(1 - X) + \Delta t}$$

Ecuación 2-17

En las ecuaciones anteriores K representa el tiempo de propagación de un caudal dado a lo largo de un tramo de longitud Δx y tiene unidades de tiempo (Chow, 1994). X describe el almacenamiento en el tramo y debe estar entre 0 y 0,5 para que la solución del método sea estable. Al contrario del método de Muskingum, K y X cambian temporalmente y espacialmente de acuerdo a las ecuaciones:



$$K = \frac{\Delta x}{c_k} = \frac{\Delta x}{dQ/dA}$$

Ecuación 2-18

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{B c_k S_o \Delta x} \right)$$

Ecuación 2-19

Donde B es el ancho promedio del cauce, S_o es la pendiente de fondo y Q es el caudal que está transitando el cauce. c_k es la celeridad de onda.

2.2.6 Modelo hidrológico en HEC-HMS

El software de Modelado Hidrológico del Centro de Estudios Hidrológicos del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, HEC-HMS, utiliza una serie de componentes para formar el modelo hidrológico de un sistema de cuenca hidrológica. Los componentes se dividen en cuatro apartados, los modelos de cuenca, los modelos meteorológicos, las especificaciones de control, y los datos de series temporales.

El componente básico de un modelo de cuenca en HEC-HMS es el área de drenaje o *subbasin* en el programa. A cada área de drenaje se le asignan métodos de cálculo y las propiedades necesarias para implementar esos métodos. Los métodos que se utilizaron en éste proyecto fueron el método de número de curva del NRCS como método de pérdidas de precipitación y el método del hidrograma unitario sintético de Snyder como método de transformación de precipitación a caudal.

Entre las propiedades que son requeridas para un área de drenaje es el elemento al que se conecta aguas abajo. Estos elementos pueden ser tramos de río o confluencias. Los tramos de ríos o *reaches* son componentes que modelan el comportamiento hidrológico de los ríos y a cada uno se le debe asignar un método de tránsito. El método utilizado en éste proyecto fue el método de Muskingum-Cunge. Los componentes tipo confluencia reciben los caudales generados por áreas de drenaje o transmitidos por tramos de ríos y producen un caudal de salida único.

El apartado de modelos meteorológicos asigna a cada área de drenaje la información de precipitación que se quiere utilizar. El programa da la opción de utilizar un mismo modelo de



cuenca y someterlo a distintos eventos de precipitación. En el proyecto se utilizó un modelo meteorológico para cada periodo de retorno analizado.

La información de precipitación se almacena en forma de datos de series temporales. Para el proyecto esa información corresponde al pronóstico de volumen de precipitación diaria máxima anual multiplicada por el histograma característico correspondiente a cada área de drenaje.

El apartado final del modelo consiste de las especificaciones de control. Estas consisten del intervalo de tiempo en el cual se va a realizar la simulación hidrológica.

Los resultados que arroja el modelo de HEC-HMS son los hidrogramas de frecuencia para cada área de drenaje en el modelo. Además se modela el tránsito y la acumulación de los hidrogramas de aguas arriba a aguas debajo para obtener así hidrogramas acumulados en puntos de control claves dentro de la cuenca. El insumo final que se utiliza para el modelado hidráulico es el caudal pico de cada hidrograma de creciente.

2.3 Análisis hidráulico

El análisis hidráulico cuenta con menos componentes que el análisis hidrológico pero depende de una mayor cantidad de información base para su funcionamiento. La topografía detallada del cauce que se va a modelar debe obtenerse para poder generar un modelo representativo del río. El modelo hidráulico utilizado es el del programa HEC-RAS.

2.3.1 Adquisición y procesamiento de la topografía del cauce

La información topográfica utilizada para generar el modelo hidráulico del cauce principal de la Quebrada Seca provino de tres fuentes. En primer lugar se realizaron visitas de campo a trece puentes y alcantarillas entre la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío y el límite de la zona de estudio definido por la alcantarilla de la Ruta 147 entre Belén y Santa Ana. El levantamiento topográfico se realizó con estación total y en promedio se midieron entre 8 y 10 secciones transversales por cada sitio. El amarre entre los sitios se realizó por medio de GPS de precisión, el error esperado para estas mediciones es menor a un centímetro.



La segunda fuente de información fue topografía de un tramo de cuatro kilómetros del cauce principal en Belén cedida por la Municipalidad de Belén. La topografía tiene menos de dos años de antigüedad y fue obtenida para el diseño del puente ubicado cien metros al norte de la Municipalidad de Belén. Este puente se encuentra en proceso de sustitución al momento de la redacción de este informe final. La topografía se extiende aproximadamente un kilómetro aguas abajo y tres kilómetros aguas arriba de este puente.

La última fuente de información utilizada fue el modelo de elevación digital generado a partir de las hojas cartográficas con escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional (IGN). Este modelo se utilizó para complementar la topografía en los tramos entre cada puente aguas arriba de la topografía detallada de Belén.

Las tres fuentes de información cuentan con un nivel de referencia vertical distinto, por lo tanto fue necesario seleccionar uno de los tres modelos como referencia y ajustar los restantes a sus elevaciones. El modelo seleccionado como referencia fue el generado a partir de las visitas de campo. Sus elevaciones fueron corroboradas utilizando mediciones GPS y son más detalladas que los modelos restantes. El ajuste se realizó directamente en HEC-RAS sin alterar las coordenadas X y Y de cada punto.

2.3.2 Modelado hidráulico en HEC-RAS

El programa Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (HEC-RAS) es utilizado para modelar el flujo de agua a través de cauces naturales y artificiales. El programa funciona de forma uni-dimensional, es decir que no se modela hidráulicamente el efecto de los cambios de sección transversal, las curvas ni otros aspectos bi-dimensionales del flujo. Su uso para el análisis de la Quebrada Seca es adecuado debido a la alta pendiente del río y su condición como río de montaña y media montaña sin una planicie de inundación desarrollada.

Para el análisis de la Quebrada Seca se ha optado por utilizar la opción de flujo permanente utilizando el caudal pico de los hidrogramas de creciente obtenidos del análisis hidrológico. HEC-RAS resuelve la forma uni-dimensional de la ecuación de energía para resolver el perfil de



flujo del río y calcula las pérdidas de energía por medio de la ecuación de Gaukler-Manning, además incluye efectos de pérdida de energía por contracción y expansión del cauce.

El resultado obtenido del modelo de HEC-RAS es una distribución de velocidad y el nivel de agua en cada sección transversal del modelo. Esto sirve para indicar si el río presenta problemas de inundación en algún punto y además indica si existen problemas en los puentes sobre el cauce.

3 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA

3.1 Delimitación del área de estudio

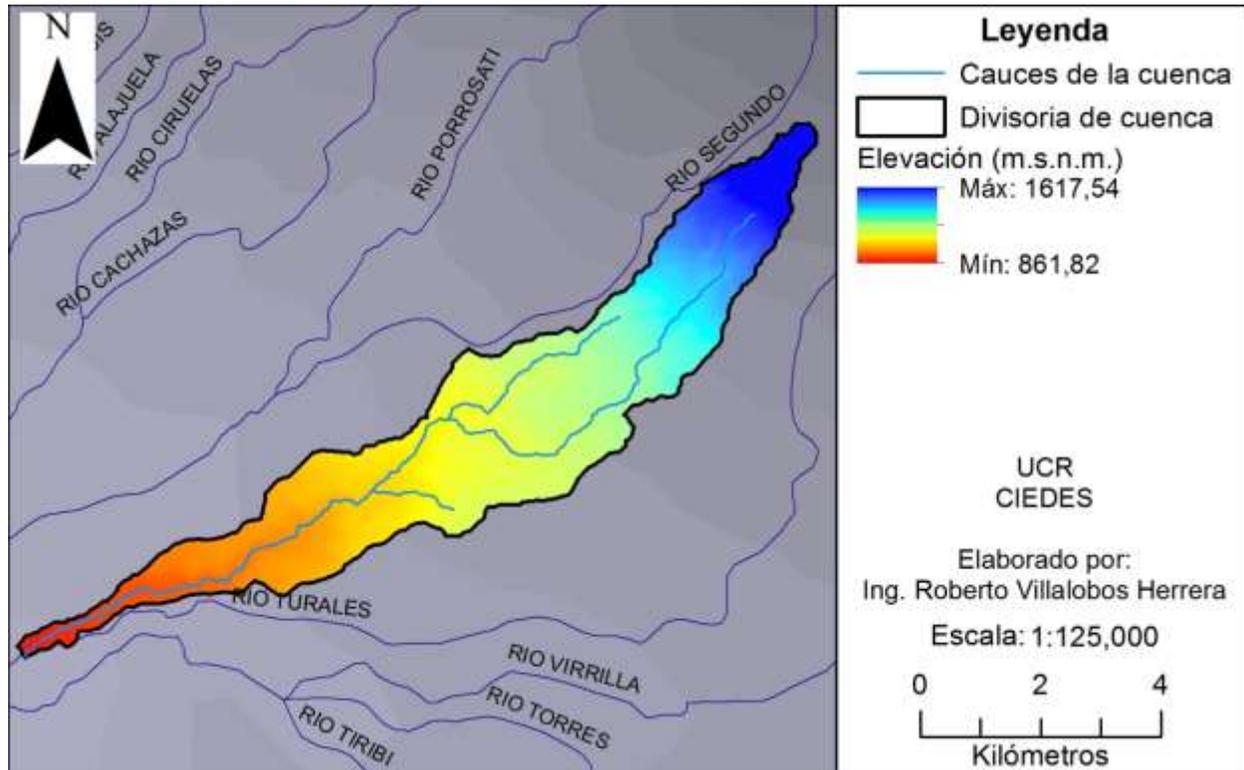


Figura 3-1. Modelo de elevación digital de la cuenca.

Fuentes: IGN, 1988 y ITCR, 2008.

La Figura 3-1 muestra la cuenca delimitada a partir de un modelo de elevación digital basado en las curvas de nivel de las hojas cartográficas con escala 1:10000 del Instituto Geográfico Nacional (IGN). Se utilizaron las hojas cartográficas Burío, Cubujuquí, La Hoja, San Antonio, Turales y Uriche. La delimitación se realizó por medio del módulo de hidrología de ArcGIS y se verificó manualmente. La divisoria de la cuenca indica límite del área superficial que es drenada por el punto de control. La cuenca superficial no comparte los mismos límites que las aguas subterráneas por la presencia de los acuíferos Barba y Colima en el área de estudio, estos acuíferos tienen una extensión mayor a la cuenca superficial.



3.2 Características morfológicas

3.2.1 Parámetros morfológicos de la cuenca

La cuenca de la Quebrada Seca tiene un área, A , de $22,854 \text{ km}^2$ y un perímetro, P , de $36,821 \text{ km}$. A partir de esos valores se calcula el índice de compacidad de Gravelius, I_G . El índice de compacidad relaciona el perímetro de una cuenca con el perímetro de un círculo con la misma área. Un valor de I_G igual a uno indica que la cuenca es perfectamente circular, además una cuenca tiende a concentrar más el flujo conforme I_G tiende a uno (Serrano, 2011). Los valores de A y P utilizados en la ecuación deben estar en km^2 y km respectivamente.

$$I_G = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \cdot \frac{36,821 \text{ km}}{\sqrt{22,854 \text{ km}^2}} = 2,127$$

Ecuación 3-1

El valor de I_G es mayor a uno e indica que la cuenca tiene una forma alargada.

El parámetro siguiente es la longitud del cauce principal, L_C . Esta longitud se define siguiendo el curso del agua desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca (Serrano, 2011). En el caso de la cuenca de la Quebrada Seca la longitud de drenaje más larga sigue el cauce del río Burío, y cuenta con una distancia de $19,136 \text{ km}$.

A partir del valor de L_C se puede calcular el factor de forma, K_f . El factor de forma es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca (Serrano, 2011). K_f es un indicador de la susceptibilidad de una cuenca a las crecientes, y una cuenca con factor de forma bajo es menos susceptible a crecientes que otra cuenca con factor de forma alto.

$$K_f = \frac{A}{L^2} = \frac{22,854 \text{ km}^2}{[19,136 \text{ km}]^2} = 0,065$$

Ecuación 3-2

El valor de K_f es pequeño, indicando una cuenca alargada menos propensa a crecientes que una cuenca de la misma área y K_f mayor.

3.2.2 Características de relieve

Como se mencionó anteriormente se utilizaron las curvas de nivel de seis hojas cartográficas del IGN para generar un modelo de elevación digital. El modelo se creó utilizando el programa ArcMap de la empresa ESRI y se observa en la Figura 3-1. La elevación máxima registrada en la cuenca es de 1 617,5 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) y la elevación mínima es de 861,8 m.s.n.m. El punto de elevación mínima corresponde al punto de control que define la cuenca. El rango de elevaciones es de aproximadamente 756 metros.

La elevación promedio del modelo de elevación digital es 1 145,7 m.s.n.m., la elevación que acumula el 50% del área de la cuenca, conocida como elevación mediana es 1 118,7 m.s.n.m.

El histograma de elevaciones se calculó dividiendo la cuenca en diez intervalos de mismo tamaño. El porcentaje de área contenida en cada intervalo se observa en la Figura 3-2. Se observa que predominan elevaciones entre los 940 y 1160 m.s.n.m. Geográficamente estas elevaciones corresponden a la mayor parte del cantón de Heredia, el cantón de Flores y la mitad del cantón de Belén.

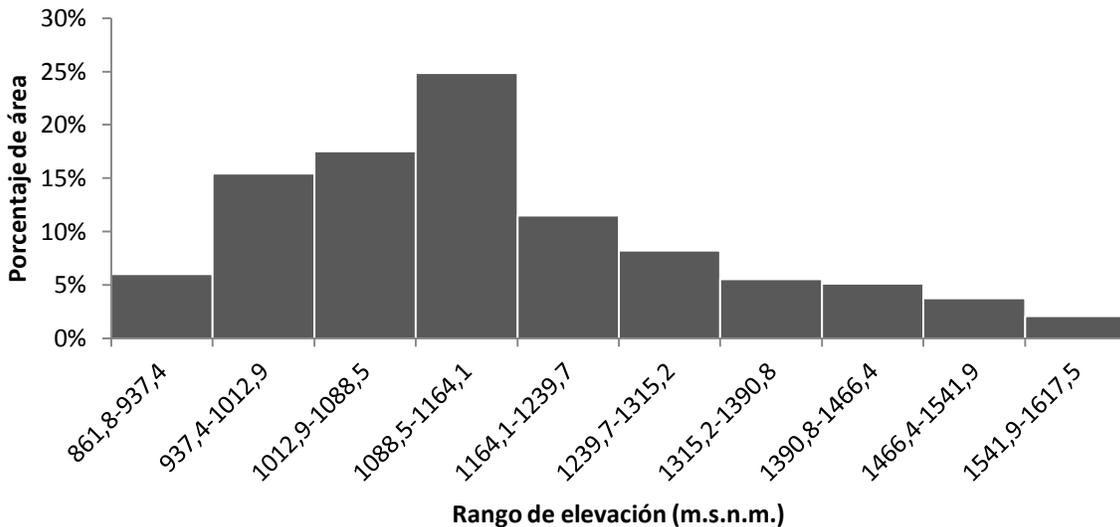


Figura 3-2. Histograma de elevaciones de la cuenca de la Quebrada Seca.

Asociada al histograma de elevaciones se tiene la curva hipsométrica de la cuenca de la Quebrada Seca que se muestra en la Figura 3-3. Indica que aproximadamente 50% del área de la

cuenca se ubica entre las elevaciones 960 y 1160 m.s.n.m. El primer 20% del área acumulada de la cuenca presenta una disminución de 350 m de elevación. Esta disminución no es tan marcada como en cuencas con un fuerte componente montañoso en su parte alta. A modo de comparación la cuenca del río Virilla delimitada hasta la estación de Nuestro Amo presenta una variación de elevación de 1 400 m en el primer 20% del área de la cuenca (Sandí Rojas, 2012).

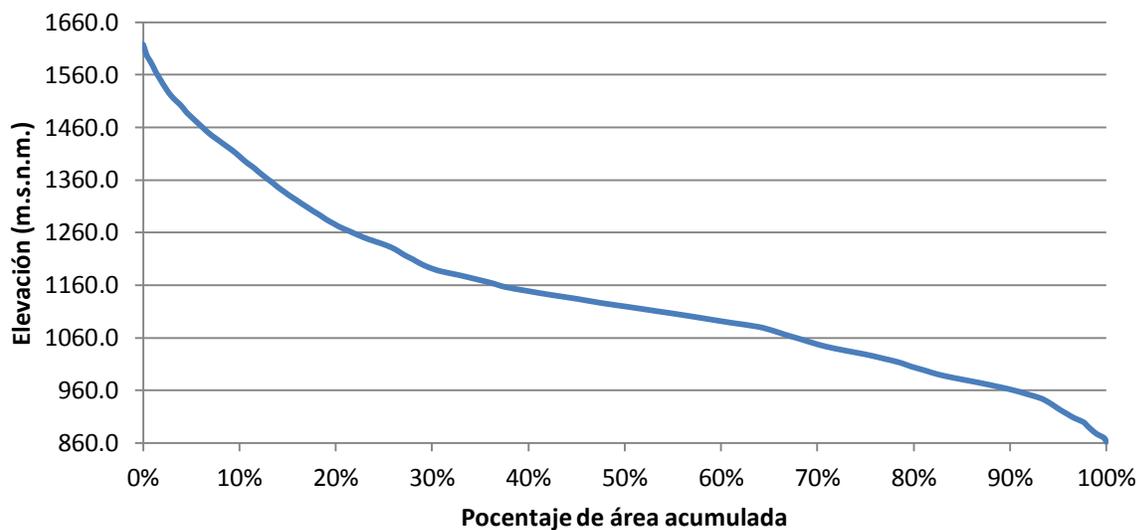


Figura 3-3. Curva hipsométrica de la cuenca de la Quebrada Seca.

Utilizando el modelo de elevación digital se generó un mapa de pendientes para la cuenca de la Quebrada Seca. El mapa se presenta en la Figura 3-4 y muestra como las pendientes más fuertes de la cuenca se ubican en su tercio más elevado. Las porciones medias e inferiores de la cuenca sólo presentan pendientes fuertes en las zonas aledañas al cauce.

Hidrológicamente la distribución de pendientes sugiere que la acumulación del flujo sucede más rápidamente en la parte alta de la cuenca que en su parte media y baja. Dicho lo anterior, la pendiente media de la cuenca es de 8,0% de acuerdo con el modelo de elevación digital. Ese valor indica que la cuenca es propensa a concentrar rápidamente la precipitación y sugiere una respuesta hidrológica rápida ante un evento de precipitación.

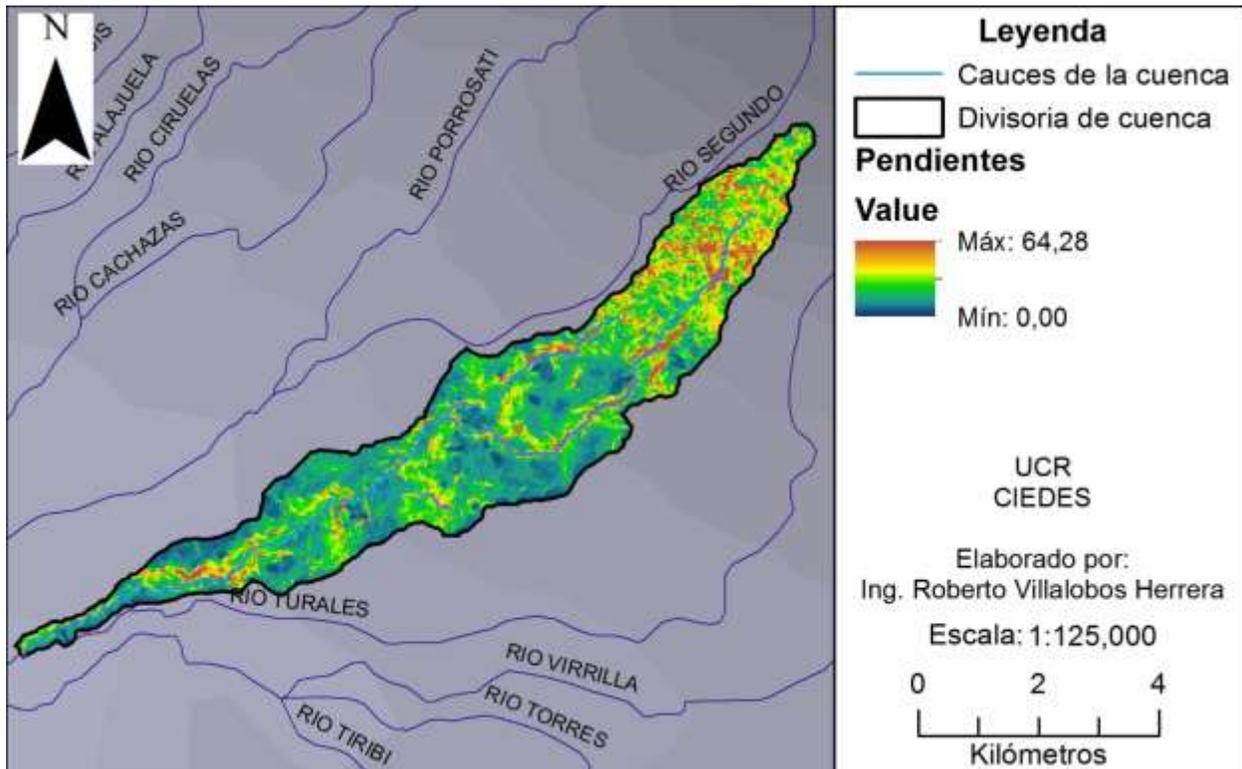


Figura 3-4. Mapa de pendientes de la cuenca de la Quebrada Seca.

Fuentes: IGN, 1988 y ITCR, 2008.

La pendiente promedio del cauce principal también es elevada. Calculada como la diferencia de elevaciones dividida entre la longitud del cauce se obtiene una pendiente media del cauce de 3,95%. La Figura 3-5 presenta el perfil del cauce principal de la cuenca. Se observa que existen tramos puntuales con pendientes más fuertes a la media. En particular la sección antes de la elevación 1 320 m.s.n.m. y el tramo entre las elevaciones 1 240 y 1 215 m.s.n.m. tienen pendientes mayores al promedio. Estos cambios generalmente se asocian a cambios en la geología local.

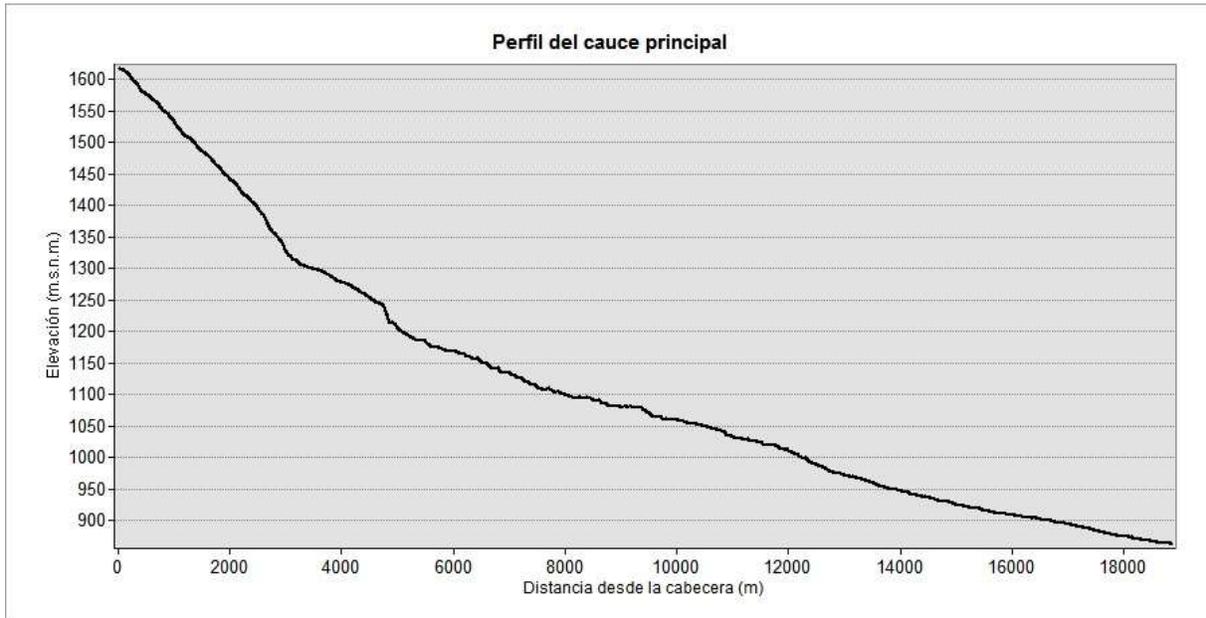


Figura 3-5. Perfil del cauce principal de la cuenca de la Quebrada Seca.

3.2.3 Características de drenaje

La cuenca de la Quebrada Seca es pequeña y sólo cuenta con tres cauces de importancia. El cauce más largo arranca con el nombre de río Burío, este recibe como afluente de margen derecha a la Quebrada Seca. A partir de esta confluencia existen discrepancias sobre el nombre dado al cauce principal. En éste proyecto se conocerá como Quebrada Seca al cauce principal después del punto donde la Quebrada Seca y el río Burío confluyen pero no es inusual que se le llame río Burío a todo el cauce principal. El tercer cauce en la cuenca es un afluente de margen izquierda conocida como la Quebrada Aries que vierte en la Quebrada Seca.

El cauce principal es de segundo orden, el resto de cauces son de primer orden. Se calculó que la densidad de drenaje de la cuenca es de $0,952 \text{ km/km}^2$, este valor es bajo y es inferior al valor promedio de $1,62 \text{ km/km}^2$ para la cuenca del río Virilla (Sandí Rojas, 2012). El drenaje natural de la cuenca es pobre.

$$D_d = \frac{\sum L_{cauces}}{\text{Área}} = \frac{22,707 \text{ km}}{22.854 \text{ km}^2} = 0,952 \text{ km/km}^2$$

Ecuación 3-3

3.3 División político-administrativa de la cuenca

Ya se ha mencionado que la cuenca es formada por porciones de seis cantones. Los cinco cantones heredianos, San Rafael, Barva, Heredia, Flores y Belén han sido condenados por la Sala Constitucional como partes responsables de los problemas de inundaciones urbanas que ocurren en la cuenca. Por tanto los gobiernos municipales de cada cantón deben encontrar soluciones al problema y aportar a su ejecución en proporción a la cantidad del problema que cada municipio genera.

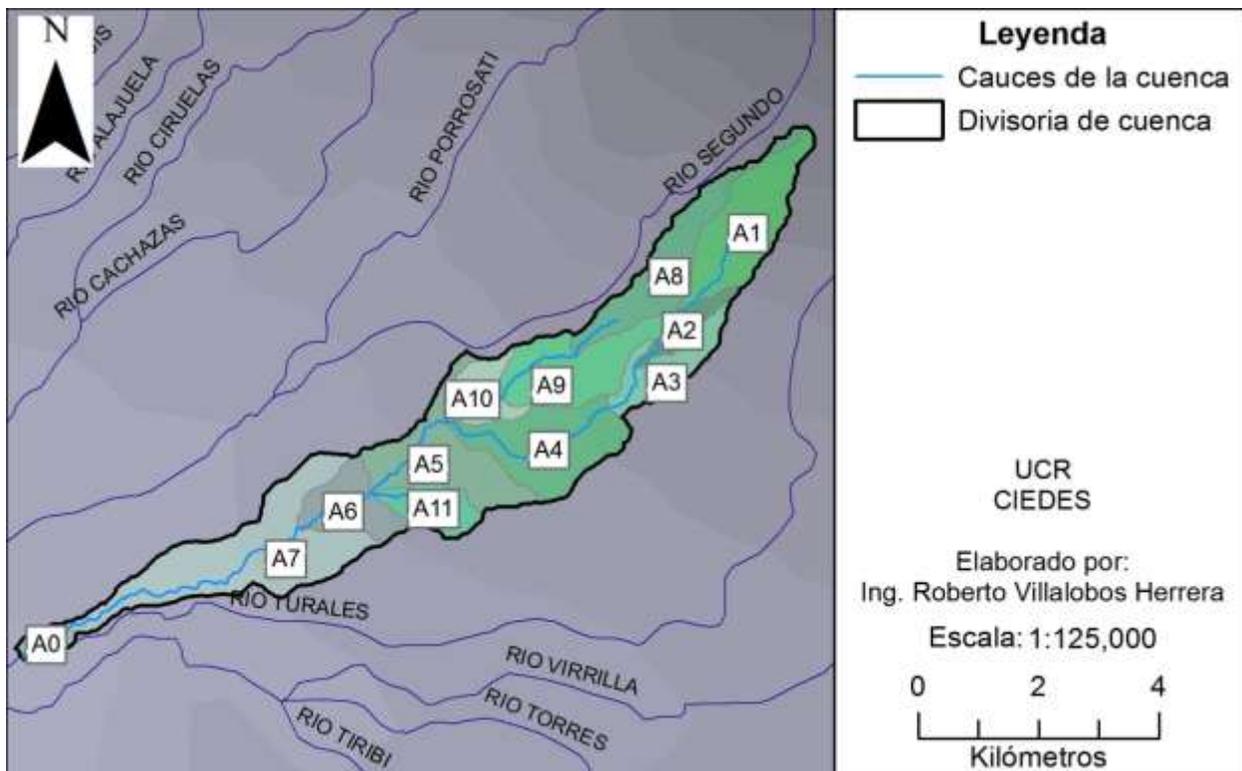


Figura 3-6. Áreas de drenaje definidas para el proyecto.

Fuentes: IGN, 1988 y ITCR, 2008.

Como resultado de la necesidad de identificar la magnitud del problema por cantón, el modelo hidrológico en la cuenca de la Quebrada Seca considera la división administrativa de la cuenca. La forma en que se logró esto fue mediante la sub-división de la cuenca en once áreas de drenaje. Los puntos de control que definen cada área corresponden a los sitios donde alguno de los cauces



de la cuenca, la Quebrada Seca, el río Burío y la Quebrada Aries cruza un límite cantonal. La división resultante se observa en la Figura 3-6.

Las áreas de drenaje de la cuenca tienen porciones de más de un cantón exceptuando el área A11 que está contenida por completo por el cantón de Heredia y el área A1 que pertenece a San Rafael de Heredia. El Cuadro 3-1 presenta el área que cada cantón tiene dentro de cada área de drenaje. El modelo hidrológico determina que porción de la esorrentía es generada por cada área de drenaje. Se considera que el aporte de cada cantón en un área de drenaje dado es proporcional a su área.

Cuadro 3-1. Distribución de cantones por área de drenaje.

Área de drenaje	Cantón	Área (m ²)	Área de drenaje	Cantón	Área (m ²)
A0	Alajuela	256.258	A7	Alajuela	17.509
A0	Belén	45.156	A7	Belén	3.368.419
A0	Total	301.415	A7	Flores	562.057
A1	Barva	2.453	A7	Heredia	709.302
A1	San Rafael	2.628.876	A7	Total	4.657.287
A1	Total	2.631.329	A8	Barva	1.321.809
A2	Barva	334.046	A8	San Rafael	1.039.717
A2	San Rafael	284.664	A8	Total	2.361.526
A2	Total	618.709	A9	Barva	1.200.338
A3	Barva	110.164	A9	Heredia	1.045.681
A3	San Rafael	1.167.136	A9	San Rafael	82.231
A3	Total	1.277.300	A9	Total	2.328.249
A4	Heredia	2.725.341	A10	Barva	439.165
A4	San Rafael	49.753	A10	Flores	242.033
A4	Total	2.775.094	A10	Heredia	337.622
A5	Barva	134.598	A10	Total	1.018.820
A5	Flores	599.531	A11	Heredia	1.018.656
A5	Heredia	1.738.110			
A5	Total	2.472.239			
A6	Belén	1.318			
A6	Flores	619.414			
A6	Heredia	748.547			
A6	Total	1.369.279			

En las figuras siguientes se muestran las once áreas de drenaje y la ubicación de los puntos de control que las definen. En la Figura 3-7 se observa que las áreas A1 y A8 corresponden a la parte alta de las cuencas del Río Burío y la Quebrada Seca respectivamente. El punto de control (PT) 1 se ubica donde el Río Burío cruza la calle que une a Getsemaní con el centro de San Rafael de Heredia y el PT 8 se ubica en el puente nuevo sobre la Quebrada Seca a la entrada de Barva. Ambas áreas tienen propiedades en común como un uso del suelo minoritariamente urbano y una forma alargada.

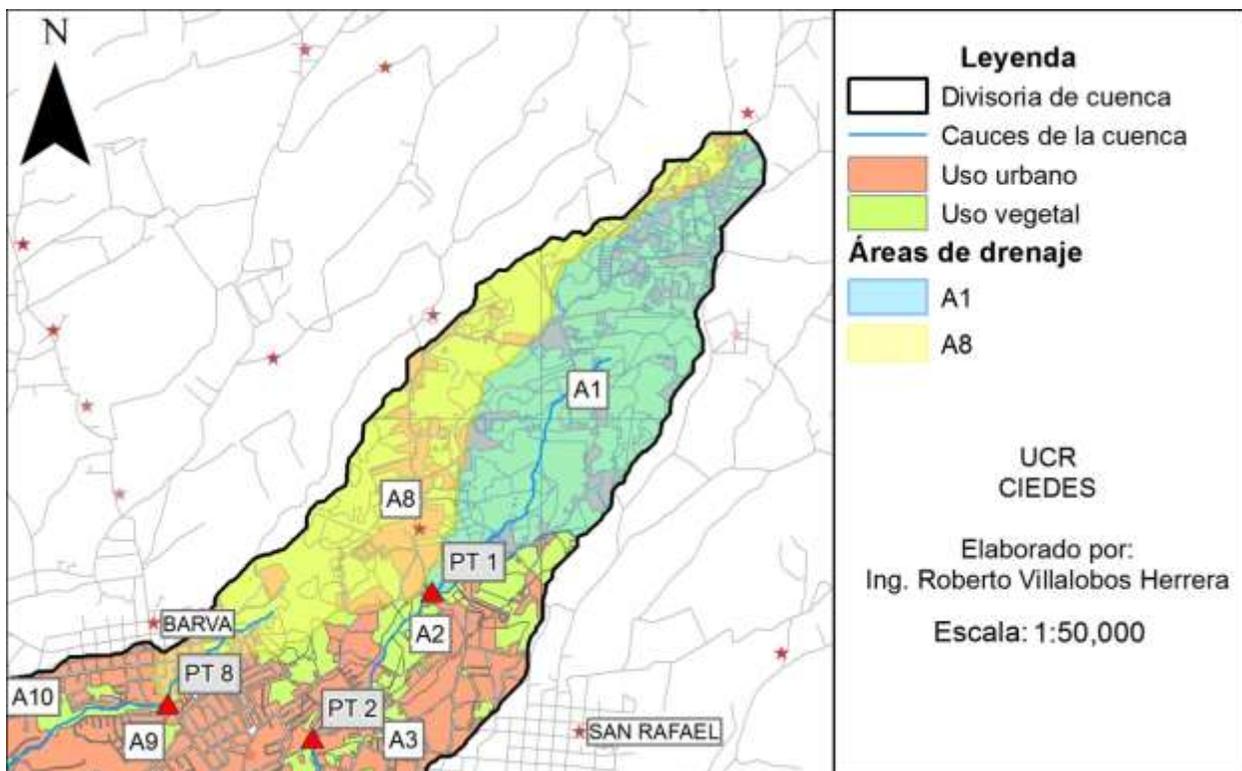


Figura 3-7. Áreas de drenaje A1 y A8.

La Figura 3-8 muestra dos áreas más pequeñas que contienen en su interior el norte de Heredia y la porción oeste del centro de San Rafael. El PT 2 se ubica donde el Río Burío cruza la vía que une a Santa Lucía de Barva con San Rafael, y el PT 3 se ubica donde el mismo río cruza la vía principal entre Heredia y Barva. Estas áreas de drenaje son representativas de la transición entre el área poco urbanizada A1 aguas arriba y las áreas fuertemente urbanizadas aguas abajo.

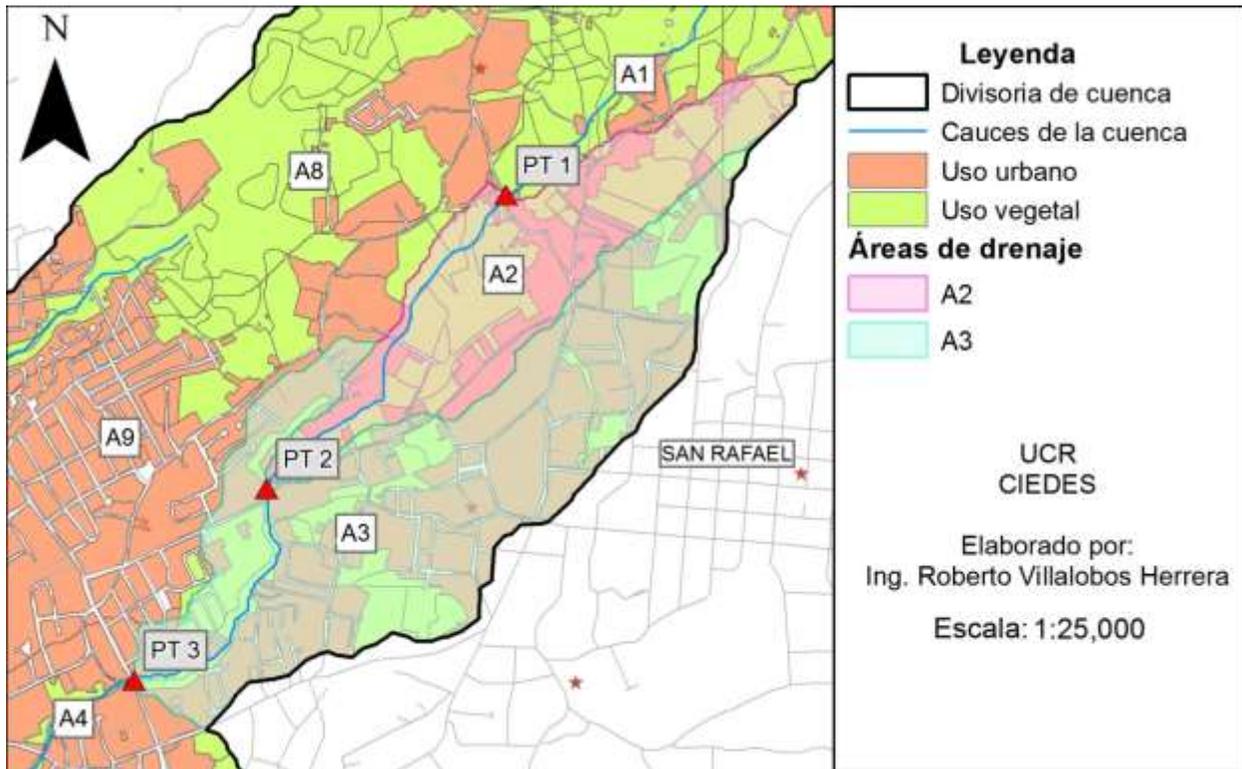


Figura 3-8. Áreas de drenaje A2 y A3.

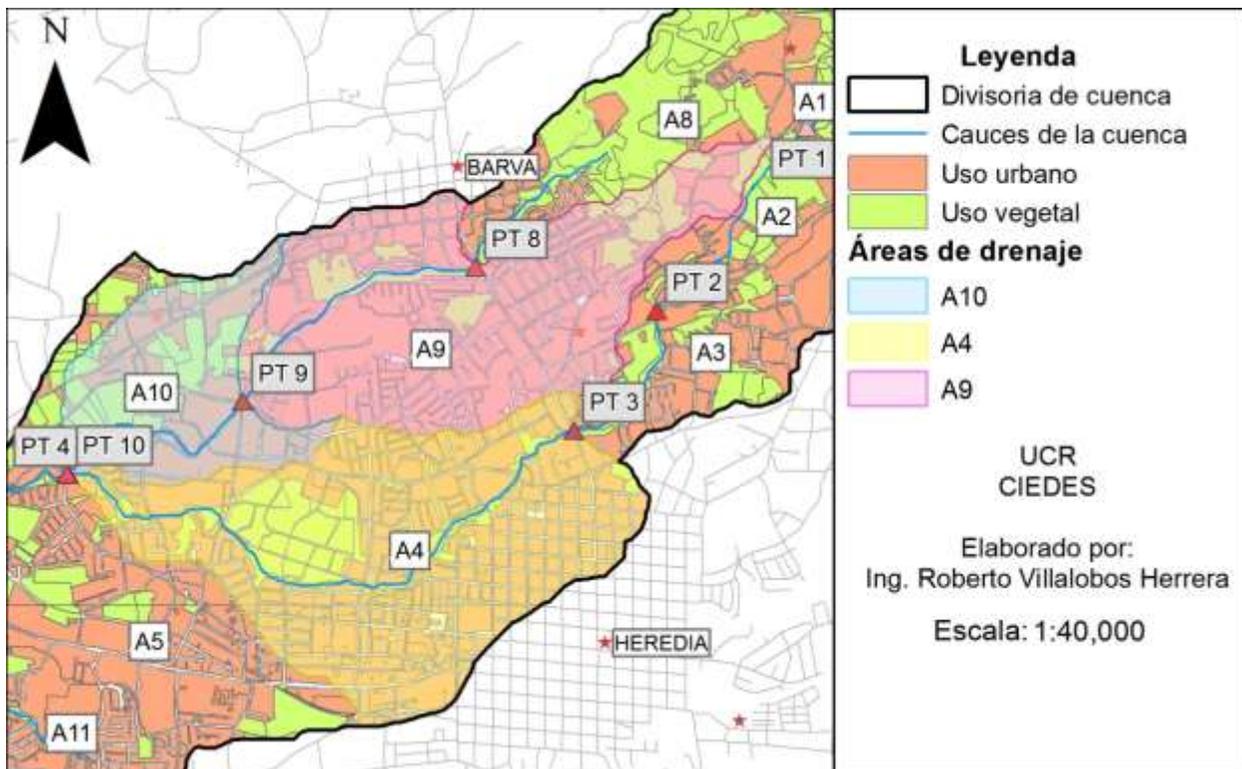


Figura 3-9. Áreas de drenaje A4, A9 y A10.

Las áreas A4, y A9 son las más densamente urbanizadas de la cuenca y se presentan, junto con el área A10, en la Figura 3-9. Estas tres áreas drenan el noroeste del cantón de Heredia, y porciones del sur de Barva y el este de Flores. El PT 9 se ubica en la Quebrada Seca en el límite cantonal entre Flores y Barva. El PT 4 y PT 10 corresponden a la confluencia de la Quebrada Seca y el Río Burío.

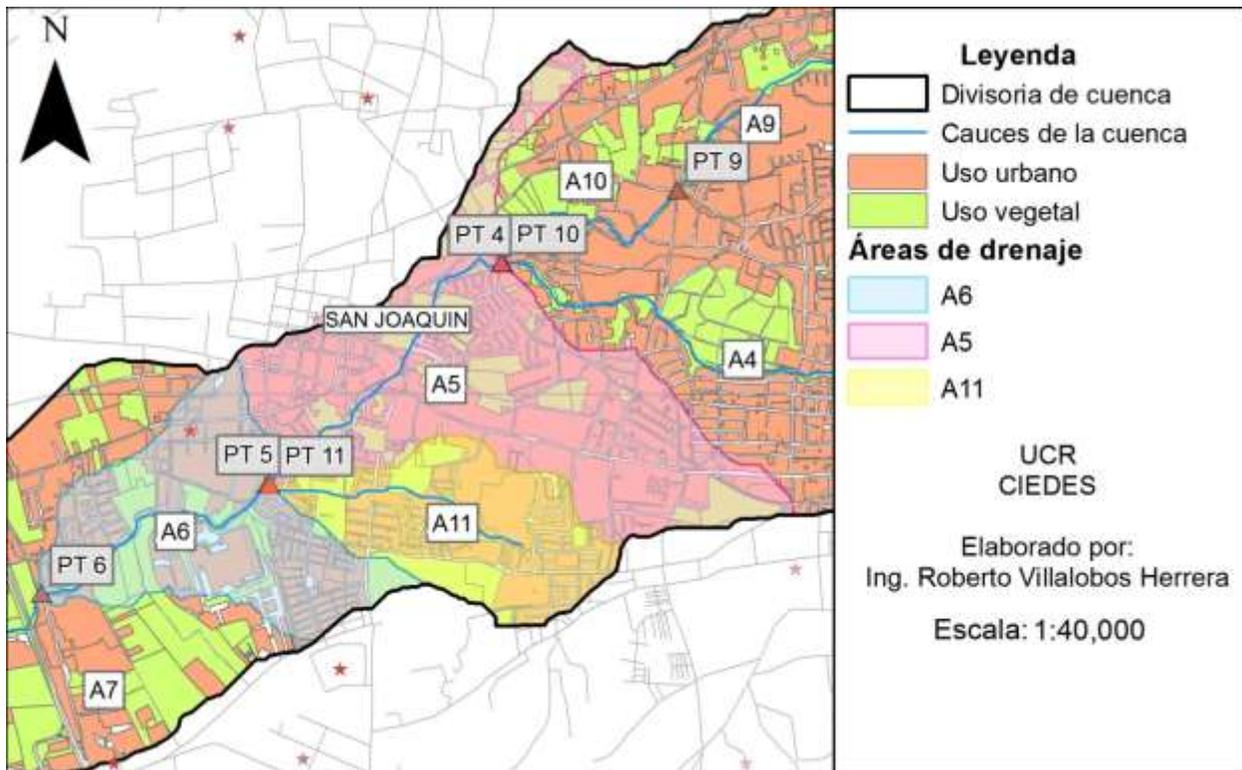


Figura 3-10. Áreas de drenaje A5, A6 y A11.

Las áreas de drenaje A5, A6 y A11 se presentan en la Figura 3-10. Las áreas A5 y A6 drenan partes de Heredia y de Flores, con Flores al norte del cauce y Heredia al sur. El área A11 corresponde a la micro-cuenca de la Quebrada Aries y se ubica enteramente en el cantón de Heredia. La confluencia de la Quebrada Aries con la Quebrada Seca 300 m al norte del puente de Calle Mayorga corresponde a los PT 5 y PT 11. El PT 6 se ubica donde la Quebrada Seca pasa por debajo de la Ruta 1 y entre al cantón de Belén.

La Figura 3-11 presenta el área final A7, esta corresponde en su mayoría a la porción de la cuenca en el cantón de Belén. El PT 7 se ubica en la Ruta 147 al costado de Proyecto Gol.

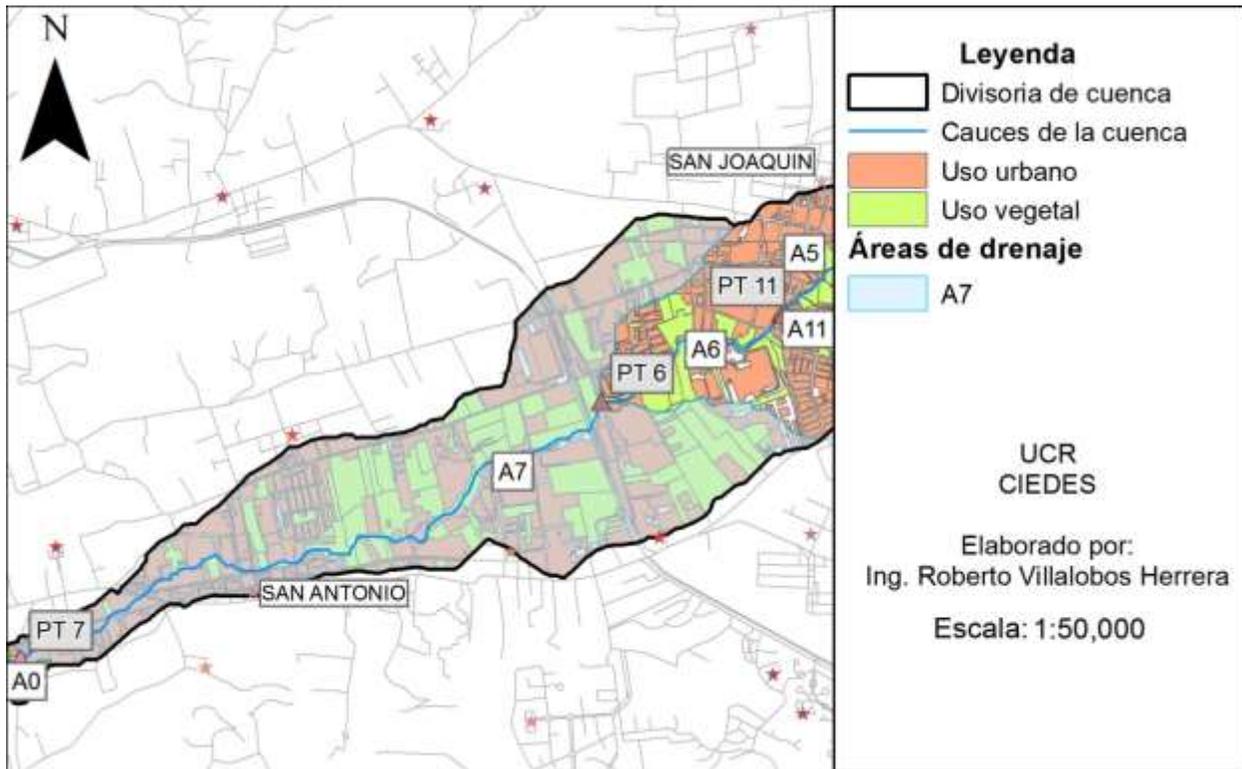


Figura 3-11. Área de drenaje A7.

3.4 Características de tipo y uso del suelo

3.4.1 Tipos de suelo

Para determinar los tipos de suelo presentes en la cuenca se utilizó la base de datos de suelos compilada por el Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) como parte de su estudio realizado para el mapa de capacidad de uso del suelo de Costa Rica. El acceso a la base de datos física fue cortesía del Programa de Desarrollo Urbano Sostenible (ProDUS) de la UCR. La Figura 3-12 muestra que en la cuenca existen cinco tipos de suelo distintos de acuerdo a la clasificación del MAG. El suelo La Guácima solo se presenta en sectores muy pequeñas (en el orden de los centenares de metros cuadrados) de la parte baja y fue despreciado en el análisis.

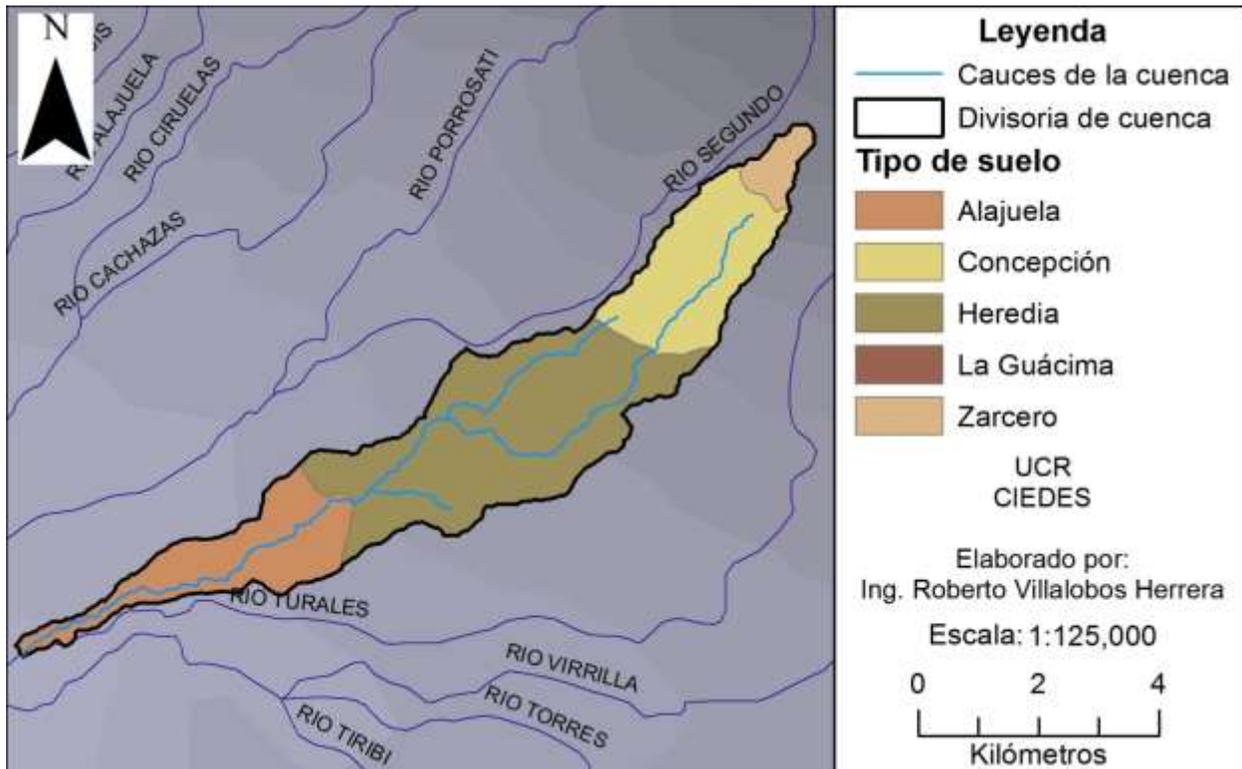


Figura 3-12. Tipos de suelo en la cuenca de la Quebrada Seca

Fuente: MAG, 1991.

La base de datos de los tipos de suelo contiene información útil para su clasificación. Para este proyecto los datos de mayor interés son el nivel freático, la profundidad máxima del perfil de suelo y la textura del suelo. Las características de textura y drenaje permiten asignar un grupo hidrológico a cada tipo de suelo en la cuenca. Los suelos de la cuenca de la Quebrada Seca se clasifican en los grupos hidrológicos A y B por sus condiciones de drenaje.



Cuadro 3-2. Características de los suelos de la cuenca de la Quebrada Seca.

Nombre	Zarcelero	Alajuela	Concepción	Heredia
Tipo de suelo	I 099	I 108	I 110	I 111
Textura	Franco (medio)	Franco/Franco arcilloso	Arcilloso, fina	Franco arcilloso a arcilloso
Pendiente	12-25%	10-20%	10-20%	12-25%
Material matriz	Cenizas volcánicas	Ignimbritas con mantos de cenizas volcánicas	Cenizas volcánicas y lavas	Cenizas volcánicas sobre lavas y lahares
Drenaje	Bien drenado	Bien drenado a moderado	Bien drenado	Bien drenado
Nivel freático (cm)	+120	Profundo	Profundo	+120
Precipitación promedio anual (mm)	2550-5680	1900-2400	2300-2800	1900
Temperatura media anual (°C)	15-18	21-26	18-24	21-24
Horizontes pedológicos				
Ap	Franco arenoso	Franco	Arcilloso	Arcilloso
A2	Franco	Franco		
AB	ND	Franco arcilloso		
Bw1	Franco arenoso	Franco arcilloso		
Bw2	ND	Franco arcilloso		
BC	Franco	Arcilloso-limoso		
Profundidad máxima (cm)	150	113+	85	145
Grupo hidrológico	A	B	B	B

Fuente: MAG, 1991.

3.4.2 Uso del suelo

Las características del uso del suelo se determinaron utilizando la base de datos generada por el proyecto PRUGAM y data del año 2005. De nuevo los datos fueron facilitados por ProDUS y se actualizaron al estado del año 2013 utilizando imágenes de satélite tomadas de Google Earth.

El uso del suelo se divide en tres grandes categorías: usos urbanos, usos no-urbanos o usos vegetales, y áreas sin clasificar. Las áreas sin clasificar corresponden a cuerpos de agua y vías de comunicación, principalmente calles.

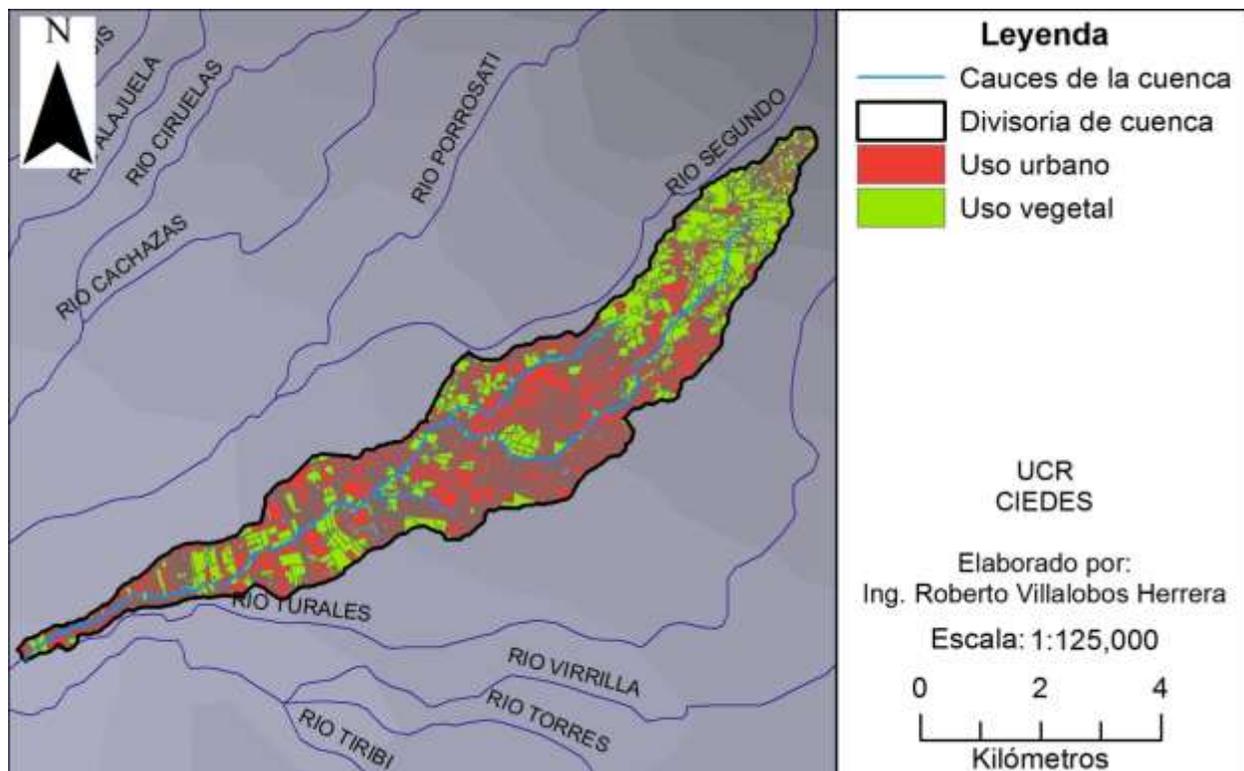


Figura 3-13. Usos de suelo en la cuenca de la Quebrada Seca

Fuente: PRUGAM, 2005. Modificado por autor.

En total la cuenca tiene un 37,1% de área no urbanizada, y un 62,9% de área urbanizada, pavimentada y cuerpos de agua. El área impermeabilizada es más del 60% de la cuenca, este porcentaje es muy elevado. El efecto de la impermeabilización es generar más escorrentía por evento de precipitación que una condición no impermeabilizada. La distribución de la vegetación en la cuenca es dispareja. En la Figura 3-13 se observa que la parte alta de la cuenca es la menos



urbanizada. La porción media de la cuenca, correspondiente a los cantones de Heredia y Flores, está altamente urbanizada. La porción baja de la cuenca presenta algunos terrenos no impermeabilizados aguas arriba del núcleo urbano de San Antonio de Belén.

Se asignó un Número de Curva (NC) a cada combinación de grupo de suelo hidrológico y uso de suelo presente en la cuenca para su uso en el cálculo de las pérdidas de precipitación. El Cuadro 3-3 presenta los números de curva asignados a cada uso del suelo. La última columna del cuadro presenta la clasificación equivalente del NRCS que se utilizó para asignar el número de curva a cada uso.

Cuadro 3-3. Características de los usos de suelo de la cuenca de la Quebrada Seca.

Uso de suelo	Grupo hidrológico del suelo		Clasificación NRCS
	A	B	
(en blanco)	35	56	2-2c ,Arbustos
Bosque de frondosas	30	55	2-2c, Bosque
Café	35	56	2-2c, Arbustos
Carretera	98	98	2-2a, Pavimento
Charral	35	56	2-2c, Arbustos
Explotación agropecuaria confinada	68	79	2-2c, Pastura
Frutal	43	65	2-2c, Huerta
Hortalizas y granos	64	75	2-2b, Legumbres
Otros cultivos	35	56	2-2c, Arbustos
Pasto	30	58	2-2c, Pastizal
Pastos con árboles dispersos	43	65	2-2c, Combinación bosque-pasto
Terrenos no cultivables	35	56	2-2c, Arbustos
Urbano	89	92	2-2a, Comercial
Sin clasificar (carreteras, cuerpos de agua)	98	98	2-2a, Pavimento



3.5 Características hidrogeológicas

La hidrogeología de la cuenca de la Quebrada Seca corresponde al complejo geológico del Volcán Barva y consiste de capas de materiales ígneos del Cuaternario. La Figura 3-14 muestra el perfil geológico típico del norte del Valle Central y consiste de flujos de lava andesítica interestratificada con capas de piroclastos, principalmente tobas e ignimbritas (SENARA, 1987).

La hidrogeología del norte del Valle Central y por lo tanto de la cuenca de la Quebrada Seca es compleja. Existen variaciones muy abruptas en los mantos rocosos presentes en las muestras tomadas durante la excavación de pozos de agua potable. Estos pozos son la mayor fuente de información hidrogeológica en el área de estudio.

La cuenca de la Quebrada Seca se encuentra sobre el acuífero Barba, cuyo límite se encuentra en el extremo sur de la cuenca. Salvo por el miembro Los Ángeles (que se encuentra en la parte alta de la cuenca) la capa superficial presente en la cuenca es el miembro Carbonal. El miembro Carbonal tiene alta porosidad y permeabilidad moderada, y forma un acuitardo no saturado sobre el acuífero Barba Inferior. El miembro Bermúdez se compone por lavas con porosidades de altas a bajas pero con buena permeabilidad por su condición fracturada, y contiene en su interior al acuífero Barba Inferior (SENARA, 1987).

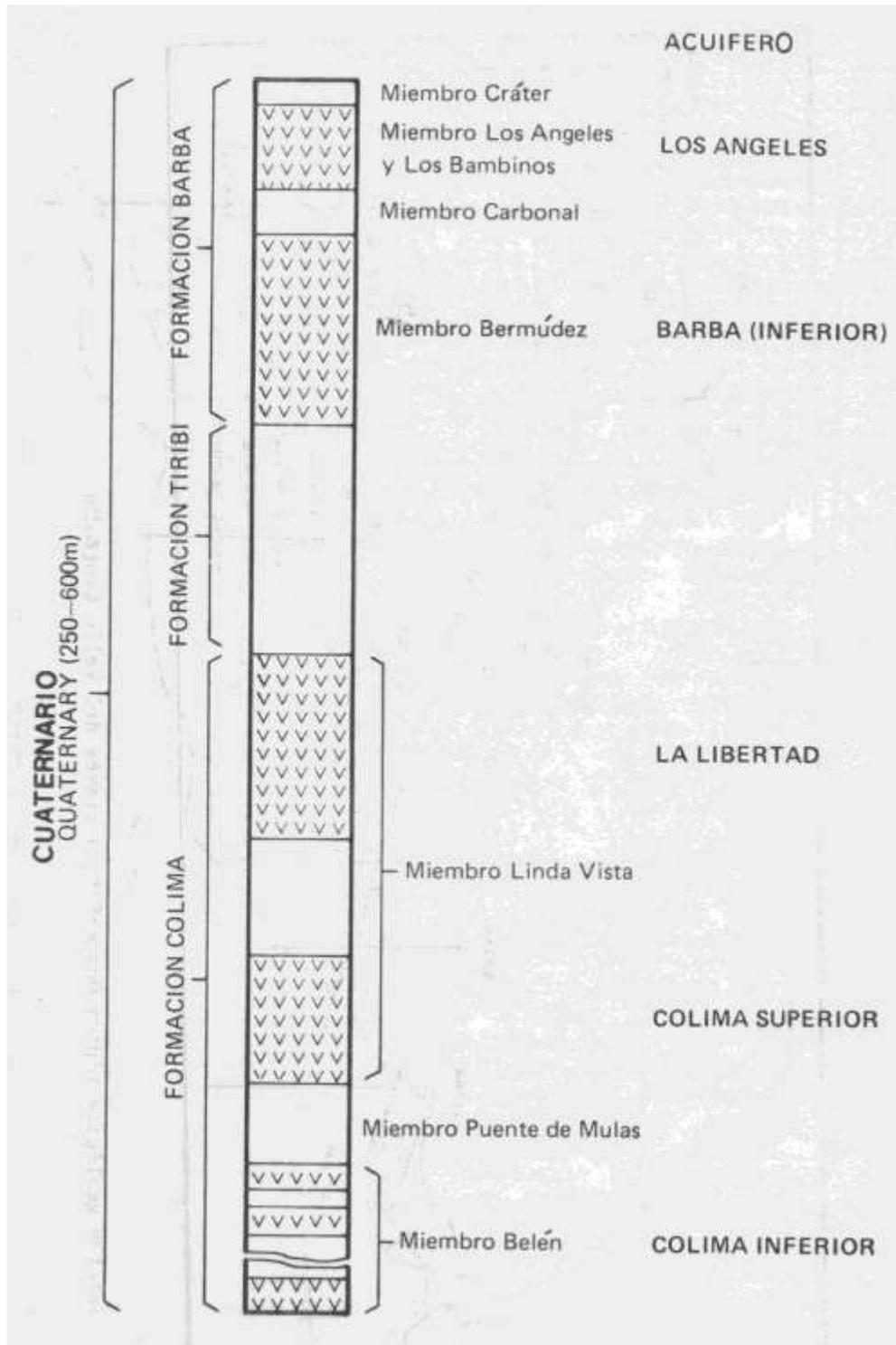


Figura 3-14. Secuencia geología generalizada del Valle Central.

Fuente: SENARA, 1987.

3.6 Características climáticas

El clima de Costa Rica es determinado por su ubicación en el istmo Centroamericano, su latitud de 10° Norte y la distribución de sus montañas. Las dos vertientes del país son definidas por la serie de cadenas montañosas que lo recorren longitudinalmente. La vertiente Pacífica tiene una estación seca de diciembre a abril y una estación lluviosa de mayo a noviembre. Por su parte la vertiente Caribe es, en promedio, más húmeda que la Pacífica y tiene una disminución de la precipitación durante el mes de octubre. El periodo de mayor volumen de precipitaciones en la vertiente Pacífica, a la que pertenece la cuenca de estudio, se extiende de agosto a noviembre debido a la aproximación de la Zona de Convergencia Intertropical al país.

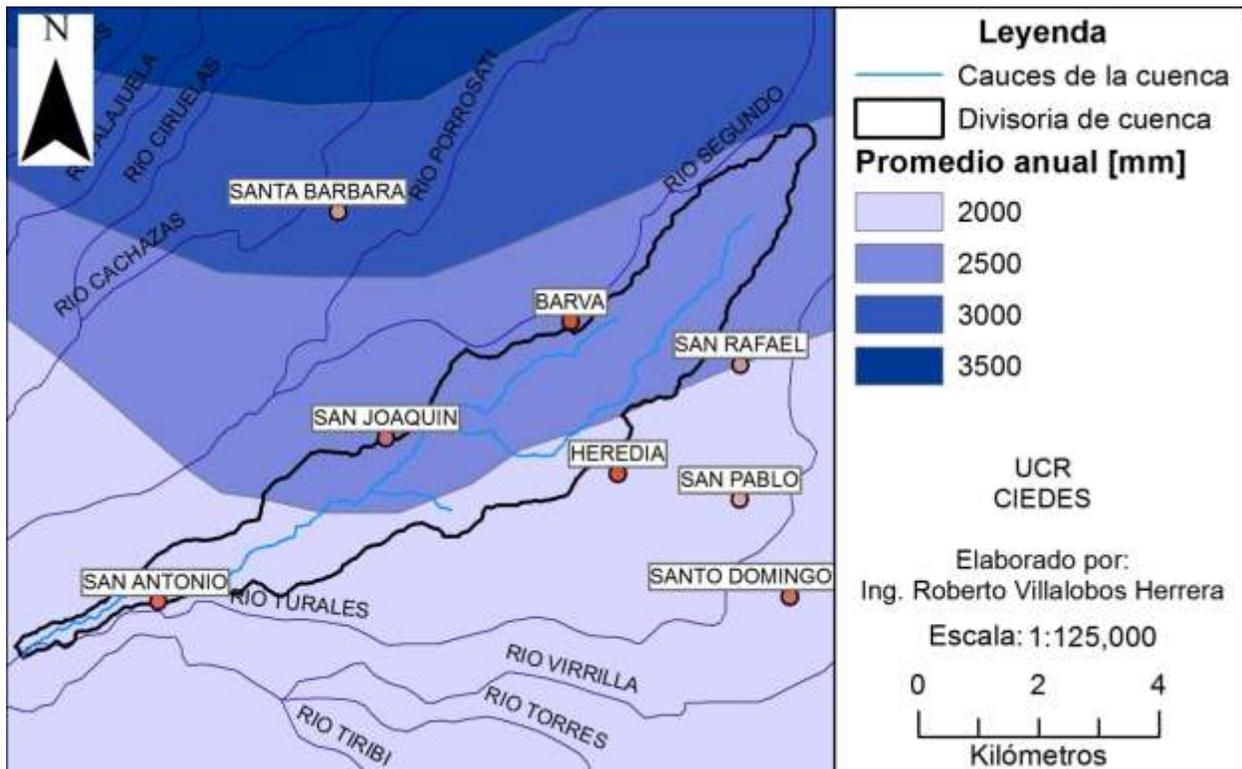


Figura 3-15. Mapa de precipitación promedio anual para la cuenca de la Quebrada Seca.

Fuente: ITCR, 2008.

La caracterización de la lluvia en la cuenca del río Virilla fue realizada por Murillo (1994). Las lluvias de la época húmeda responden a vientos que soplan por el cañón del río Tárcoles y traen humedad de la vertiente Pacífica al Valle Central. Estos vientos húmedos interactúan con los vientos alisios que penetran la cuenca desde el Noreste, principalmente por el Paso de la Palma y

generan un “frente de brisa” (Murillo, 1994). El efecto del frente de brisa es generar precipitaciones intensas en el Valle Central. Dentro de la cuenca de la Quebrada Seca las intensidades más altas se registran en la porción media y baja de la cuenca.

La porción alta de la cuenca de la Quebrada Seca sigue un patrón de lluvias orográficas generado por la interacción de los vientos húmedos que entran por el valle del río Tárcoles con la ladera Sur de la Cordillera Volcánica Central. Las lluvias orográficas tienen un volumen mayor pero una intensidad menor que las lluvias de frente de brisa. La Figura 3-15 indica que el Norte de la cuenca recibe un volumen de precipitación anual mayor que el Sur, esto corresponde aproximadamente a la distribución de elevaciones.

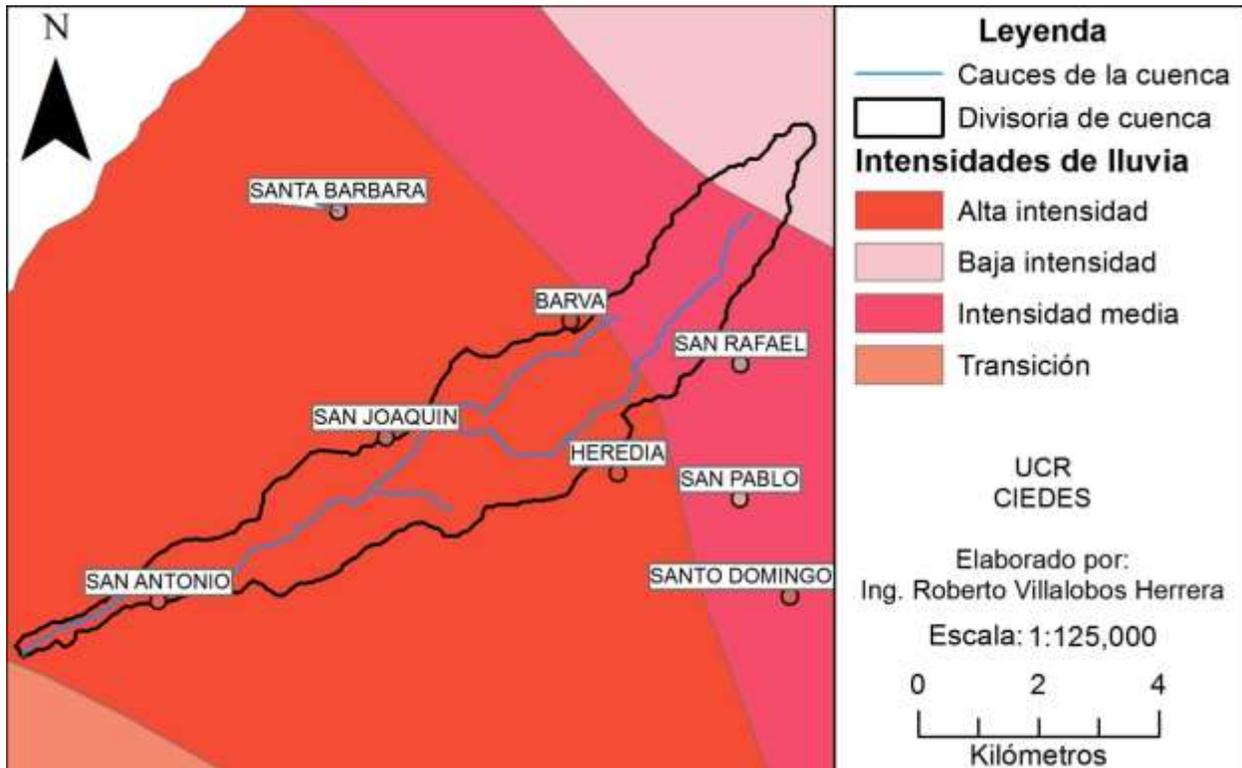


Figura 3-16. Zonas de intensidad de lluvia para la cuenca de la Quebrada Seca.

Fuente: Murillo, 1994. Modificado por Morales, 2014.

La Figura 3-16 presenta la distribución de intensidades de lluvia. Existen dudas sobre la representatividad del mapa de intensidades en la parte alta de la cuenca. Se conjetura que la zona de intensidad media es más angosta o no existe. El motivo es que la estación meteorológica de



Santa Lucía de Barva presenta intensidades muy altas, y por otro lado la elevación de la cuenca aumenta rápidamente aguas arriba de esta estación. Por lo tanto existe la posibilidad de una transición rápida entre altas intensidades en la zona media de la cuenca a intensidades bajas en la parte alta. Sin embargo no se cuenta con evidencia que justifique modificar la distribución de la figura.

4 HIDROLOGÍA

4.1 Generalidades de los modelos hidrológicos

El análisis hidrológico consiste de un procedimiento estándar de análisis de frecuencia y un análisis por eventos de precipitación. Estos análisis difieren entre sí en los métodos utilizados para estimar los volúmenes de precipitación. La distribución temporal de la lluvia y el modelo hidrológico en HEC-HMS, que incluye el cálculo de pérdidas de precipitación, el cálculo de los hidrogramas de creciente y su tránsito en la cuenca, permanecen constantes en ambos análisis. Estos aspectos compartidos se presentan en esta sección.

4.1.1 Estaciones meteorológicas

La Figura 4-1 muestra las estaciones utilizadas para ambos análisis. Se destacan la estación Santa Lucía que se encuentra dentro de la cuenca y la estación Aeropuerto Juan Santamaría por su cercanía a la cuenca. En total se usan datos de lluvia de diez estaciones meteorológicas.

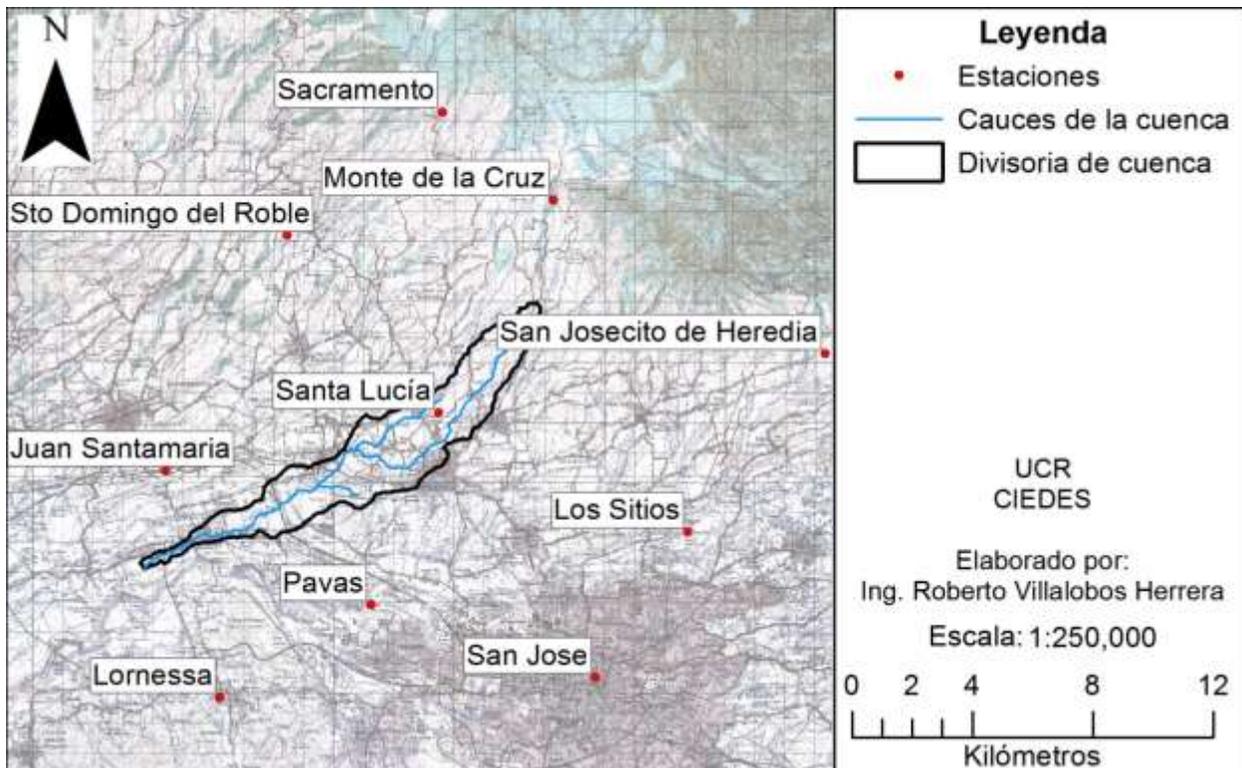


Figura 4-1.Ubicación de las estaciones meteorológicas utilizadas.

Fuente: IGN, 1988 (imagen de fondo).



4.1.2 Distribución temporal de la precipitación

Las zonas de intensidad de lluvia de la Figura 3-16 deben utilizarse en conjunto con los histogramas característicos calculados por Murillo (1994) que se presentan en el Cuadro 4-2. La asignación de histogramas característicos a la cuenca se hizo individualmente para cada una de las once áreas de drenaje definidas en la sección 3.3.

El mapa de zonas de intensidad muestra que solo un área pequeña al extremo superior de la cuenca cuenta con intensidad baja. Luego sigue una banda de intensidad media y la mayor parte de la cuenca pertenece a la zona de intensidad alta. Entre las estaciones caracterizadas por Murillo (1994) como de alta intensidad se encuentran dos estaciones cercanas a la cuenca, Juan Santamaría y Santa Lucía. La ubicación de estas estaciones se aprovechó para asignar sus histogramas a las áreas de drenaje más cercanas a cada estación.

Cuatro áreas de drenaje tienen la mayor parte de su área en la zona de intensidad media de precipitación. La estación en la categoría de intensidad media más cercana a la cuenca es la estación de San José, por lo tanto su histograma característico se asignó a las áreas de drenaje en la zona de intensidad media. El Cuadro 4-1 presenta la asignación de histogramas característicos a cada una de las áreas de drenaje de la cuenca de la Quebrada Seca. El valor de cada casilla de los histogramas corresponde al porcentaje del volumen total de precipitación que cae en cada intervalo temporal.

Cuadro 4-1. Histograma característico asignado a cada área de drenaje.

Área de drenaje	Categoría de intensidad	Histograma característico
0	Alta	Juan Santamaría
1	Media	San José
2	Media	San José
3	Media	San José
4	Alta	Santa Lucía
5	Alta	Santa Lucía
6	Alta	Juan Santamaría
7	Alta	Juan Santamaría
8	Media	San José
9	Alta	Santa Lucía
10	Alta	Santa Lucía
11	Alta	Santa Lucía



Cuadro 4-2. Histogramas característicos utilizados en el modelo hidrológico.

Tiempo (min)	San José (%)	Juan Santamaría (%)	Santa Lucía (%)
0	0,00	0,00	0,00
10	3,25	14,49	4,35
20	13,01	26,92	41,06
30	8,94	20,70	33,82
40	8,13	11,39	5,80
50	15,45	0,21	7,25
60	21,14	1,24	1,45
70	11,38	2,07	0,97
80	1,63	2,48	0,48
90	5,69	4,14	0,00
100	2,44	0,41	0,00
110	0,98	0,41	0,00
120	0,65	0,62	0,00
130	0,65	1,04	0,00
140	0,16	0,41	0,00
150	0,00	0,83	0,00
160	0,98	0,62	0,00
170	0,98	0,83	0,00
180	0,65	0,83	0,00
190	0,49	1,04	0,48
200	0,49	1,45	0,48
210	0,65	1,66	0,48
220	0,49	1,04	0,48
230	0,16	0,83	0,48
240	0,33	0,83	0,97
250	0,49	0,62	0,49
260	0,33	0,62	0,48
270	0,16	0,62	0,48
280	0,15	0,41	0,00
290	0,15	0,21	
300	0,00	0,62	
310		0,21	
320		0,20	
330		0,00	

Fuente: Murillo, 1994.



4.1.3 Modelo hidrológico en HEC-HMS

El modelo de la cuenca consiste de diez áreas de drenaje, ocho tramos de río y seis confluencias. El modelo se extendió sobre toda la porción de la cuenca que pertenece a la provincia de Heredia. Se excluye el área de drenaje 0 correspondiente a Alajuela. La lista de elementos y una descripción breve de cada uno se presenta en el Cuadro 4-3.

Cuadro 4-3. Elementos del modelo en HEC-HMS.

Elemento del modelo	Tipo de elemento	Conexión aguas arriba	Conexión aguas abajo
A1	Área de drenaje 1	Ninguna	B1
B1	Tramo 1, río Burío	A1	E_3
A2	Área de drenaje 2	Ninguna	E_3
E_3	Confluencia a la entrada al área de drenaje 3	B1, A2	B2
B2	Tramo 2, río Burío	E_3	E_4
A3	Área de drenaje 3	Ninguna	E_4
E_4	Confluencia a la entrada al área de drenaje 4	B2, A3	B3
A4	Área de drenaje 4	Ninguna	C1
B3	Tramo 4, río Burío	E_4	C1
A8	Área de drenaje 8	Ninguna	Q1
Q1	Tramo 1, Quebrada Seca	A8	E_10
A9	Área de drenaje 9	Ninguna	E_10
E_10	Confluencia a la entrada al área de drenaje 10	A9, Q1	Q2
Q2	Tramo 2, Quebrada Seca	E_10	C1
A10	Área de drenaje 10	Ninguna	C1
C1	Confluencia de la Quebrada Seca con el río Burío	A4, A10, Q2, B3	P1
P1	Tramo 1, Quebrada Seca	C1	C2
A5	Área de drenaje 4	Ninguna	C2
A11	Área de drenaje 11	Ninguna	C2
C2	Confluencia de la Quebrada Aries con la Quebrada Seca	A5, A11, P1	P2
P2	Tramo 2, Quebrada Seca	C2	C3
A6	Área de drenaje 6	Ninguna	C3
C3	Confluencia a la entrada al cantón de Belén	A6, P2	P3
P3	Tramo 3, Quebrada Seca	C3	R. Bermúdez
A7	Área de drenaje 7	Ninguna	R. Bermúdez

La Figura 4-2 muestra el esquema del modelo en HEC-HMS para la cuenca aguas arriba de la confluencia entre la Quebrada Seca y el río Burío (C1 en el modelo). Las áreas de drenaje que corresponden al río Burío antes de C1 están numeradas como A1, A2, A3 y A4. Su orden ascendente sigue la dirección del flujo. Las áreas de drenaje A8, A9 y A10 corresponden a las áreas de drenaje de la Quebrada Seca antes de C1.

Cada elemento de área de drenaje genera un hidrograma que representa el caudal generado por la precipitación en esa área de drenaje. El caudal de cada área de drenaje se añade al modelo del cauce en el punto en que el cauce cruza al área siguiente. Se añaden tramos de río para transitar el caudal generado aguas arriba a través de cada área.

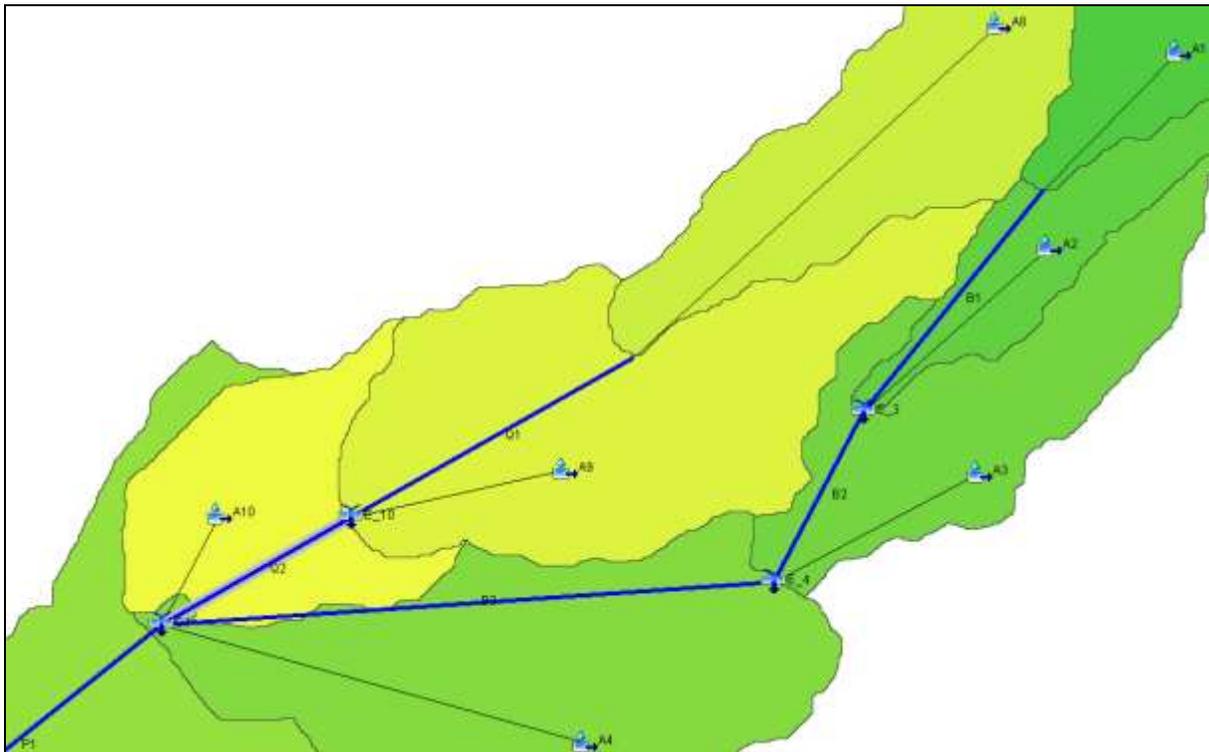


Figura 4-2. Modelo en HEC-HMS aguas arriba de la confluencia entre la Quebrada Seca y el río Burío.

Como ejemplo considere los hidrogramas generados por A1, estos se vierten al tramo de río B1 en el límite entre A1 y A2. El hidrograma de A1 es transitado por medio del tramo B1 hasta la confluencia ficticia E_3 ubicada en el límite entre A2 y A3. El hidrograma generado por A2 es

añadido al cauce en la confluencia E_3. La suma del hidrograma transitado y el hidrograma de A2 es transitado aguas abajo por el tramo B2. Este mismo proceso se repite en cada área de drenaje.

A partir de la confluencia C1 el modelo de la cuenca se simplifica. La Figura 4-3 muestra la configuración de las áreas de drenaje A5, A6 y A7 en la parte baja y media de la cuenca. La región A11 corresponde al área de drenaje de la Quebrada Aries.

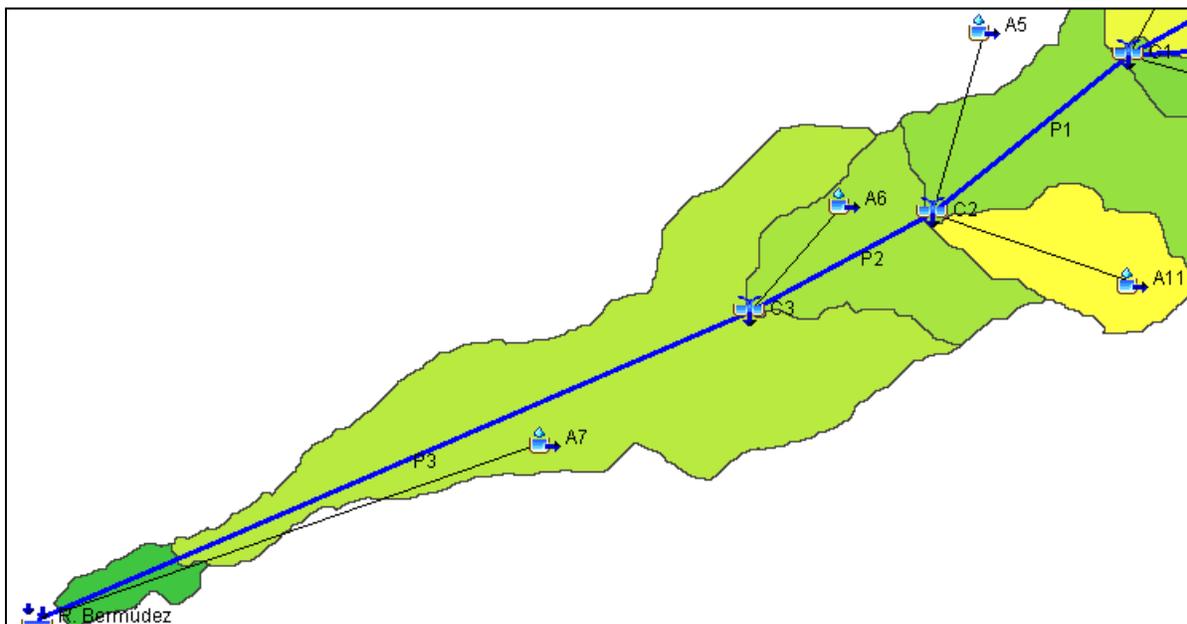


Figura 4-3. Modelo en HEC-HMS aguas abajo de la confluencia entre la Quebrada Seca y el río Burío.

Tras definir el esquema del modelo se procede a presentar los parámetros que se introdujeron en HEC-HMS para modelar la cuenca.

4.1.3.1 Números de curva por área de drenaje

El número de curva de cada área de drenaje es el resultado de una ponderación por área de los números de curva para cada combinación de tipo y uso de suelo presente en el área. Para demostrar el cálculo se presentan las características de tipo y uso de suelo para el área de drenaje 4 en el Cuadro 4-4. La columna $N \cdot A$ de este cuadro es el producto del Número de curva, N , y el área, A . Los cuadros de cálculo restantes se encuentran en la sección 10.3 del Anexo.

Cuadro 4-4. Cálculo del número de curva ponderado para el área de drenaje 4.

Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
Heredia I 111	B	BOSQUE DE FRONDOSAS	0	55	115.313	6.342.191
		CAFÉ	0	56	335.477	18.786.714
		OTROS CULTIVOS	0	56	34.926	1.955.866
		TERRENOS NO CULTIVABLES	0	56	5.201	291.283
		URBANO	100	92	1.777.650	163.543.827
		CARRETERA	100	98	507.982	49.782.280
Σ					2.776.550	240.702.161
N ponderado						87

El resumen de los números de curva por área se presenta en el Cuadro 4-5. Es evidente que existe una relación entre el porcentaje de cobertura urbana y el número de curva de cada área. Entre más urbanizada se encuentre un área de drenaje mayor es el número de curva asociado a esa área. Esto implica que, por cada unidad de área, las zonas más urbanizadas generan un volumen de escorrentía mayor que las zonas menos urbanizadas cuando ambas se someten a una misma lluvia.

Cuadro 4-5. Número de curva por área de drenaje.

Área de drenaje	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A0
Área (km ²)	2,63	0,62	1,28	2,78	2,48	1,37	4,66	2,37	2,33	1,02	1,02	0,30
Número de curva	63,2	71,4	83,6	86,7	84,2	84,5	81,1	68,0	87,4	80,9	84,3	78,7
Porcentaje de cobertura urbana	22,0	41,1	74,3	82,3	75,8	75,0	66,6	29,4	84,3	67,4	75,8	59,6

4.1.3.2 Parámetros del hidrograma unitario sintético de Snyder

Como entrada para el método del hidrograma unitario sintético de Snyder HEC-HMS requiere dos factores, el tiempo de retardo t_{lag} y el coeficiente C_p . El valor de C_p utilizado es de 0,45 y fue calibrado por Sandi (2012) para la cuenca del río Bermúdez. Se ha supuesto que el valor es válido para la cuenca de la Quebrada Seca por ser parte de la cuenca del río Bermúdez.



Tal como se menciona en la metodología, los valores de entrada para el cálculo del hidrograma unitario de Snyder son dos longitudes, la longitud del cauce L y la longitud al centro de área de la cuenca L_c . A partir de esos dos valores, y siguiendo la metodología se obtienen los valores de t_{lag} para cada área de drenaje que se muestran en el Cuadro 4-6.

Cuadro 4-6. Tiempo de retardo por área de drenaje.

Área de drenaje	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A0
L (km)	4,05	1,35	0,96	3,45	1,93	1,57	4,90	5,89	1,61	1,29	1,51	0,98
L_c (km)	1,97	1,17	0,94	2,25	1,22	1,16	3,83	2,46	1,54	0,72	1,20	0,57
t_{lag} (h)	0,55	0,35	0,31	0,54	0,39	0,37	0,70	0,65	0,40	0,31	0,37	0,27

4.1.3.3 Parámetros de tránsito hidrológico

Se requieren cinco parámetros para realizar un tránsito hidrológico con el método de Muskingum-Cunge en HEC-HMS, la distancia, la pendiente y el número de Manning del tramo, además de la forma de las secciones transversales y su ancho.

La limitación más importante del modelo hidrológico es la ausencia de datos de topografía para la totalidad de la cuenca. Existen datos de secciones transversales aisladas, sobre todo en la parte alta y baja de la cuenca. En general la sección transversal de los cauces es altamente variable y presenta intervenciones antropogénicas.

Durante las visitas de campo se observó que, a pesar de su variabilidad, los cauces tienden a ensancharse durante su recorrido, además la forma de la sección cambia de rectangular a trapecial. Las secciones más anchas se observaron en el cantón de Belén, con tramos de hasta doce metros de ancho de base y un promedio de aproximadamente nueve metros de ancho de base. La forma de la sección varía entre trapecial y rectangular. Las secciones trapeciales son empinadas y tienen valores de z entre 0,5 y 1. En el modelo se utiliza un z de 0,75 y 9 m de base para una sección trapecial en el tramo P3 que corresponde al tramo del río en el cantón de Belén.

Los tramos P1 y P2 se ubican aguas debajo de la confluencia entre la Quebrada Seca y el río Burío. Estos tramos han sido modelados con secciones trapeciales de z igual a 0,75. P1 tiene un ancho de base de siete metros y P2 tiene un ancho de base promedio de ocho metros. Aguas



arriba de la confluencia los tramos de la Quebrada Seca Q1 y Q2 tienen una sección rectangular, los tramos B1, B2 y B3 del río Burío comparten el mismo tipo de sección. El Cuadro 4-7 resume los parámetros utilizados para el tránsito hidrológico en la cuenca.

Cuadro 4-7. Parámetros de los tramos utilizados en el tránsito hidrológico.

Tramo	B1	B2	B3	Q1	Q2	P1	P2	P3
Longitud (m)	1353	955	3447	1602	1296	1922	1569	4903
Pendiente (m/)	0,068	0,028	0,027	0,031	0,030	0,023	0,033	0,019
N de Manning	0,05							
Forma de sección	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Trap.	Trap.	Trap.
Ancho de fondo (m)	3	5	6	4	6	7	8	9
Pendiente lateral (z:1)	ND	ND	ND	ND	ND	0,75		

Se tienen datos confiables de las elevaciones a lo largo del cauce gracias al modelo de elevación digital y la topografía, por lo tanto se tiene certeza de los datos de pendiente para cada tramo. La distancia de cada tramo también se obtuvo por medio de un sistema de información geográfico en conjunto con la topografía del cauce.

El número de Manning, n , es un coeficiente de rugosidad del cauce que se relaciona con la ecuación de Manning para flujo uniforme. No existe un método exacto para seleccionar cuál valor de n se debe utilizar para cada cauce. Existen formas de calibrar el valor de n de un cauce mediante mediciones de campo, pero la calibración solamente es válida para el caudal que tenía el río al momento de la calibración. Lo anterior se debe a una mayor rugosidad de las laderas de los cauces que son cubiertas durante periodos de inundación en comparación al cauce cubierto por el caudal base.

El valor de número de Manning seleccionado para el modelo es de 0,048. Esto corresponde a un valor alto para: “corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos con un fondo de gravas, cantos rodados y algunas rocas” (Chow V. T., 1994). Estas condiciones se cumplen en la mayoría de la cuenca. Existen tramos con muros en los márgenes del río pero son la excepción.



4.2 Volumen de precipitación por análisis de precipitación máxima anual

El primer análisis de volúmenes de precipitación se realizó utilizando series anuales de precipitación diaria máxima. Se tomaron los registros de las diez estaciones meteorológicas. Este análisis contempla que la lluvia con 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno se presenta de forma simultánea en todas las estaciones analizadas, este procedimiento está establecido en múltiples referencias bibliográficas.

4.2.1 Análisis de frecuencia

El análisis de frecuencia al que se sometieron los datos de precipitación arrojó como resultado ajustes satisfactorios a las distribuciones Gumbel y Log-Pearson tipo III. Entre esas dos se seleccionó la distribución Log-Pearson tipo III por contar, según la prueba de Kolmogorov-Smirnov, con el mejor ajuste en la mayoría de las estaciones. A continuación se detalla el procedimiento del análisis de frecuencia realizado. Los parámetros de ajuste a la distribución seleccionada que se presentan en el Cuadro 4-8.

El cálculo de cada parámetro se realizó según las siguientes ecuaciones:

$$\beta = \left[\frac{2}{C_s(y)} \right]^2$$

Ecuación 4-1

$$\lambda = \frac{S_y}{\sqrt{\beta}}$$

Ecuación 4-2

$$\epsilon = \bar{y} - S_y \sqrt{\beta}$$

Ecuación 4-3

Donde $y = \log(x)$, C_s es el coeficiente de asimetría de la muestra y S_y su desviación estándar.

Para ajustar las estaciones a la distribución Log Pearson tipo III se calculó un histograma de frecuencia para cada estación. La frecuencia observada permite calcular una frecuencia relativa, la cual al ser acumulada permite una comparación con la frecuencia acumulada calculada teóricamente por medio de la distribución Log Pearson tipo III. La función de densidad de probabilidad para la distribución Log-Pearson tipo III es:



$$f(x) = \lambda^\beta (y - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\epsilon)} / x\Gamma(\beta)$$

Ecuación 4-4

Cuadro 4-8. Parámetros de ajuste a la distribución log-Pearson tipo III por estación.

Estación	\bar{y}	S_y	$C_s(y)$	β	λ	$\square \epsilon$
San José	1,8651	0,1033	-0,1946	105,5900	0,0101	0,8035
Lornessa	1,8636	0,1022	0,5312	14,1778	0,0271	1,4790
Juan Santamaría	1,8679	0,1215	0,5521	13,1235	0,0335	1,4276
Los Sitios	1,9303	0,1138	-0,2073	93,0979	0,0118	0,8318
Santo Domingo	1,9926	0,1169	0,4606	18,8560	0,0269	1,4849
San Josecito	1,9655	0,1006	0,2119	89,1045	0,0107	1,0154
Sacramento	1,9215	0,1969	-0,7120	7,8901	0,0701	1,3684
Monte de la Cruz	1,9462	0,0944	1,3606	2,1608	0,0642	1,8075
Pavas	1,8564	0,1124	0,7173	7,7749	0,0403	1,5429
Santa Lucía	1,9831	0,0887	0,9512	4,4205	0,0422	1,7966

A forma de ejemplo se presenta el histograma de frecuencia y los cálculos de ajuste para la estación San José en el Cuadro 4-9. Los cuadros restantes se presentan en los Anexos. El estadístico de prueba de Kolmogorov-Smirnov se calcula según la siguiente ecuación:

$$D_{K-S} = |F(x) - P(x)|$$

Ecuación 4-5

Donde P(x) es la frecuencia acumulada observada y F(x) la integral de f(x). El valor máximo de D_{K-S} debe ser menor a un valor de referencia para considerar que la muestra se ajusta satisfactoriamente a la distribución teórica. Para el ejemplo de la estación San José con 53 datos y un nivel de confianza de 95% el estadístico de referencia $D_{K-S 95\%}$ es 0,187 lo cual es muy superior al valor máximo de D_{K-S} calculado para esa estación: 0,050. El Cuadro 4-10 presenta los estadísticos de ajuste para todas las estaciones.

Cuadro 4-9. Histograma de frecuencia y ajuste a distribución L-PIII para la estación San José.

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		50	5	0,094339	0,094339	0,047717	0,046622
2	50	60	7	0,132075	0,226415	0,202478	0,023936
3	60	70	9	0,169811	0,396226	0,435643	0,039416
4	70	80	11	0,207547	0,603773	0,653990	0,050217
5	80	90	12	0,226415	0,830188	0,808506	0,021682
6	90	100	3	0,056603	0,886792	0,900903	0,014110
7	100	110	4	0,075471	0,962264	0,950792	0,011471
8	110		2	0,037735	1,0	1,0	0,0

Cuadro 4-10. Estadísticos de prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov.

Estación	Máx. D _{K-S}	D _{cr,K-S 95%}	Estación	Máx. D _{K-S}	D _{cr,K-S 95%}
San José	0,0502	0,1868	Santo Domingo	0,0900	0,2667
Lornessa	0,0758	0,2178	San Josecito	0,0476	0,2124
Flores	0,1489	0,2968	Sacramento	0,1898	0,3120
Juan Santamaría	0,0365	0,1801	Monte de la Cruz	0,1403	0,3041
Ojo de Agua	0,1814	0,2124	Pavas	0,0338	0,2206
Los Sitios	0,0663	0,2776	Santa Lucía	0,1143	0,2483

Al contar con una distribución teórica que se ajusta bien a los datos de precipitación se procedió con el pronóstico hidrológico. El procedimiento que se siguió fue el de factores de frecuencia. Según Chow (1994) la magnitud x_T de un evento hidrológico puede estimarse como la media \bar{x} más el producto de un factor de frecuencia K por la desviación estándar de la muestra, si recordamos que $y = \log(x)$:

$$y_T = \bar{y} + K_T S_y$$

Ecuación 4-6

Para la distribución log-Pearson tipo III y siendo z la variable normal estándar asociada a x_T , el factor de frecuencia es:

$$K_T = z + (z^2 - 1) \frac{C_s}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \left[\frac{C_s}{6} \right]^2 - (z^2 - 1) \left[\frac{C_s}{6} \right]^3 + z \left[\frac{C_s}{6} \right]^4 + \frac{1}{3} \left[\frac{C_s}{6} \right]^5$$

Ecuación 4-7



El concepto de factor de frecuencia es utilizado para la estimación de los intervalos de confianza asociados a cada pronóstico x_T . Los intervalos de confianza son el rango de valores en los que puede estar ubicado un valor estimado por medio de una distribución de probabilidad. A cada intervalo de confianza se le asocia un nivel de confianza $1-\alpha$. Entre mayor sea el nivel de confianza el ancho del intervalo de confianza es menor.

El intervalo de confianza se define por medio de los límites de confianza superiores e inferiores. Utilizando factores de frecuencia se definen un valor de K_T superior e inferior para cada estimación por medio de las siguientes ecuaciones (Chow, Maidment, & Mays, 1994):

$$\text{Límite superior: } K_{T,\alpha}^S = \frac{K_T + \sqrt{K_T^2 - ab}}{a}$$

Ecuación 4-8

$$\text{Límite inferior: } K_{T,\alpha}^I = \frac{K_T - \sqrt{K_T^2 - ab}}{a}$$

Ecuación 4-9

Donde

$$a = 1 - \frac{z_\alpha^2}{2(n-1)}$$

y

Ecuación 4-10

$$b = K_T^2 - \frac{z_\alpha^2}{n}$$

Ecuación 4-11

El término z_α^2 es la variable normal estándar con una probabilidad de excedencia α .

A continuación se presentan los pronósticos de precipitación diaria máxima estimados para 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno. Además se presentan los límites de confianza para cada uno de los pronósticos.



Cuadro 4-11. Pronósticos de precipitación y límites de confianza para las estaciones analizadas.

Estación	T (años)	Límite inferior (mm)	P (mm)	Límite superior (mm)
San José	2	69,21	73,86	78,87
	5	83,73	89,71	97,61
	10	91,55	98,88	109,27
	15	95,54	103,69	115,57
	20	98,19	106,93	119,86
	25	100,16	109,35	123,10
	50	105,90	116,50	132,80
	100	111,18	123,19	142,04
Lornessa	2	66,25	71,55	77,11
	5	81,64	88,26	97,36
	10	91,22	99,72	112,69
	15	96,52	106,34	121,93
	20	100,22	111,04	128,64
	25	103,07	114,71	133,94
	50	111,88	126,27	151,06
	100	120,74	138,19	169,26
Juan Santamaría	2	66,71	71,91	77,37
	5	85,45	92,34	101,40
	10	97,73	106,87	119,98
	15	104,71	115,42	131,34
	20	109,65	121,58	139,67
	25	113,48	126,41	146,31
	50	125,54	141,88	167,97
	100	137,93	158,15	191,43
Los Sitios	2	77,08	85,94	95,97
	5	95,35	106,42	123,70
	10	104,92	118,41	141,91
	15	109,75	124,73	151,96
	20	112,95	129,00	158,91
	25	115,31	132,20	164,20
	50	122,19	141,67	180,21
	100	128,49	150,56	195,72
Santo Domingo	2	86,32	96,31	107,10
	5	109,78	122,29	141,26
	10	124,14	140,25	168,10



Estación	T (años)	Límite inferior (mm)	P (mm)	Límite superior (mm)
Santo Domingo	15	132,05	150,66	184,56
	20	137,55	158,09	196,64
	25	141,77	163,89	206,26
	50	154,82	182,22	237,67
	100	167,92	201,21	271,64
San Josecito	2	85,15	91,61	98,48
	5	103,80	111,93	123,06
	10	114,67	124,88	140,21
	15	120,48	132,06	150,07
	20	124,44	137,04	157,04
	25	127,45	140,86	162,45
	50	136,51	152,56	179,35
	100	145,28	164,14	196,51
Sacramento	2	71,33	88,02	110,00
	5	99,52	123,00	166,76
	10	113,56	142,55	203,35
	15	120,35	152,44	222,96
	20	124,71	158,92	236,20
	25	127,87	163,68	246,11
	50	136,67	177,22	275,08
	100	144,23	189,15	301,59
Monte de la Cruz	2	75,77	84,33	92,87
	5	93,47	102,98	117,43
	10	105,54	117,90	140,53
	15	112,57	127,23	156,10
	20	117,63	134,19	168,16
	25	121,62	139,79	178,14
	50	134,49	158,47	212,94
	100	148,28	179,34	254,34
Pavas	2	63,91	69,68	75,73
	5	80,76	88,05	98,18
	10	91,79	101,39	116,30
	15	98,08	109,33	127,62
	20	102,53	115,08	136,02
	25	106,00	119,63	142,76
	50	116,94	134,27	165,09
	100	128,26	149,85	189,76



Estación	T (años)	Límite inferior (mm)	P (mm)	Límite superior (mm)
Santa Lucía	2	86,17	93,19	100,34
	5	104,11	112,32	123,87
	10	115,76	126,32	143,28
	15	122,37	134,68	155,48
	20	127,05	140,74	164,56
	25	130,69	145,53	171,86
	50	142,15	160,97	196,09
	100	154,01	177,42	222,94

Los valores presentados en el cuadro anterior pueden visualizarse gráficamente como se muestra en la Figura 4-4. En la figura se observa como existen aumentos importantes de precipitación al aumentar de 2 a 5 años de periodo de retorno. La causa de este cambio es que un evento de 2 años de periodo de retorno equivale a un evento con el 50% de probabilidad de excedencia cada año, sin embargo un evento con 5 años de periodo de retorno solo tiene un 20% de probabilidad de ser igualado o excedido cada año.

El análisis anterior surge de los principios estadísticos utilizados para la estimación de precipitación máxima diaria anual. Sea la función de distribución de probabilidad $F(x)$ la integral de la función de densidad de probabilidad $f(x)$. Entonces $F(x_T)$ representa la probabilidad de no excedencia p' de un evento. Si el periodo de retorno T es el intervalo promedio de tiempo dentro del cual un evento extremo de magnitud x_T es igualado o excedido por lo menos una vez entonces:

$$T = \frac{1}{1 - p'}$$

Ecuación 4-12

En las siguientes figuras se observa que el ancho de la banda delimitada por los intervalos de confianza superior e inferior no es constante entre todas las estaciones, tampoco es constante para distintos periodos de retorno en cada estación.

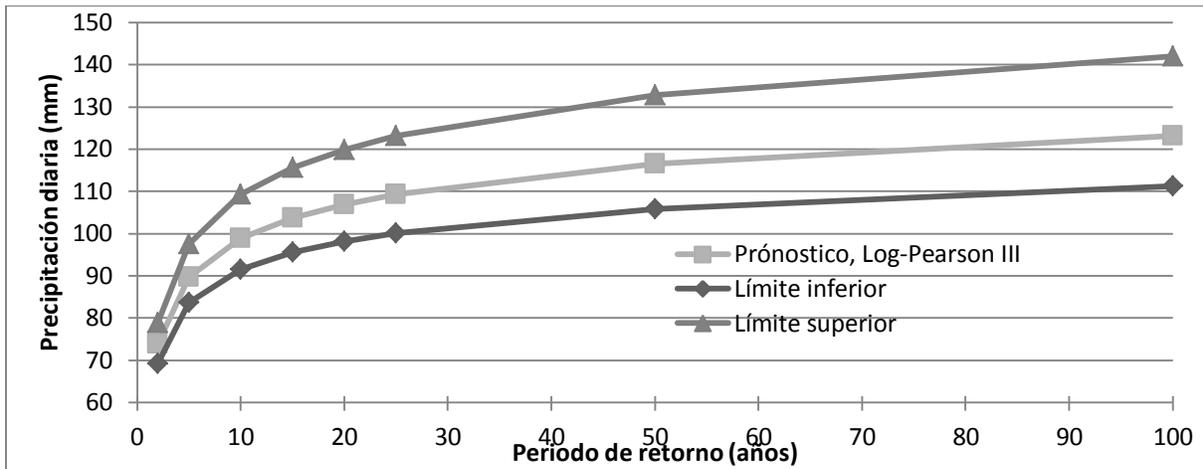


Figura 4-4. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación San José.

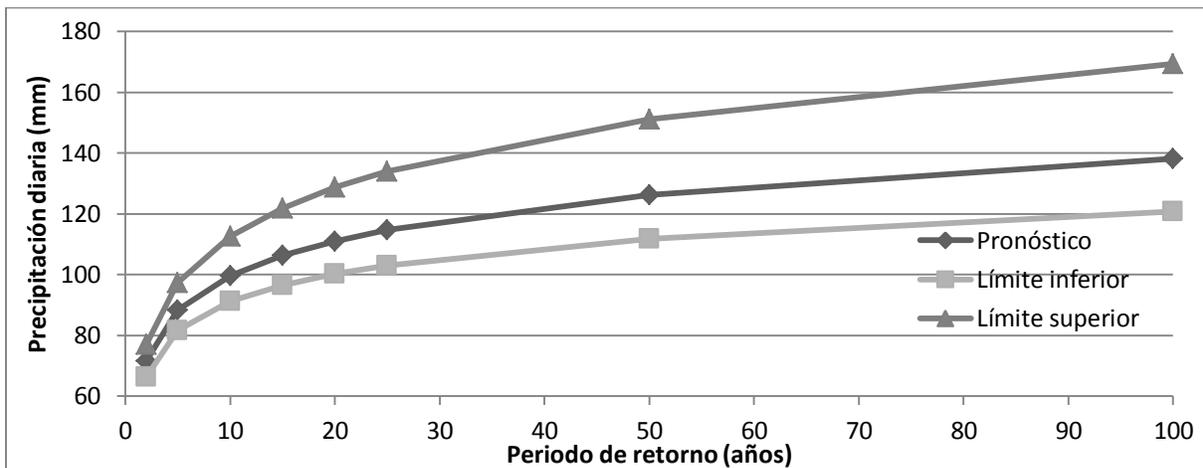


Figura 4-5. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Lornessa.

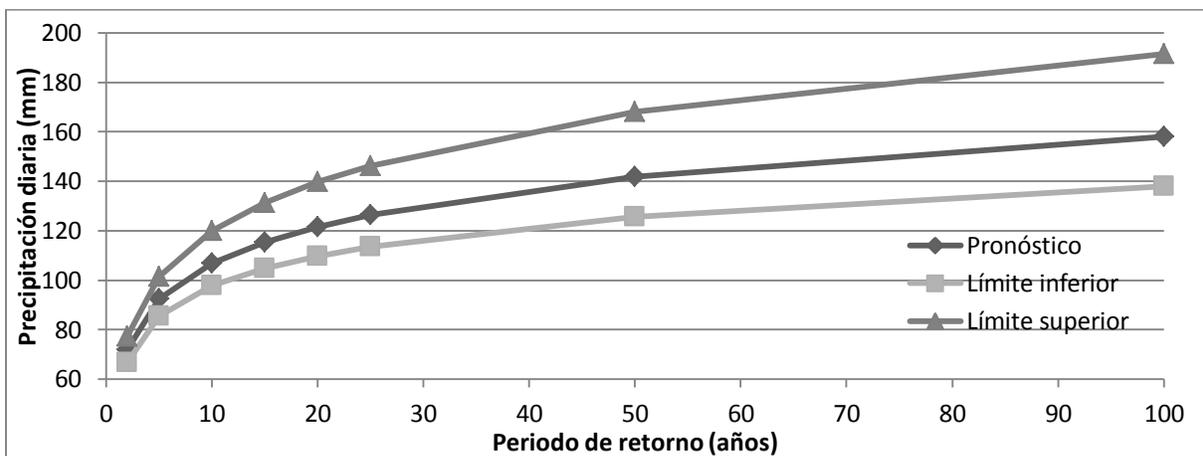


Figura 4-6. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Juan Santamaría.

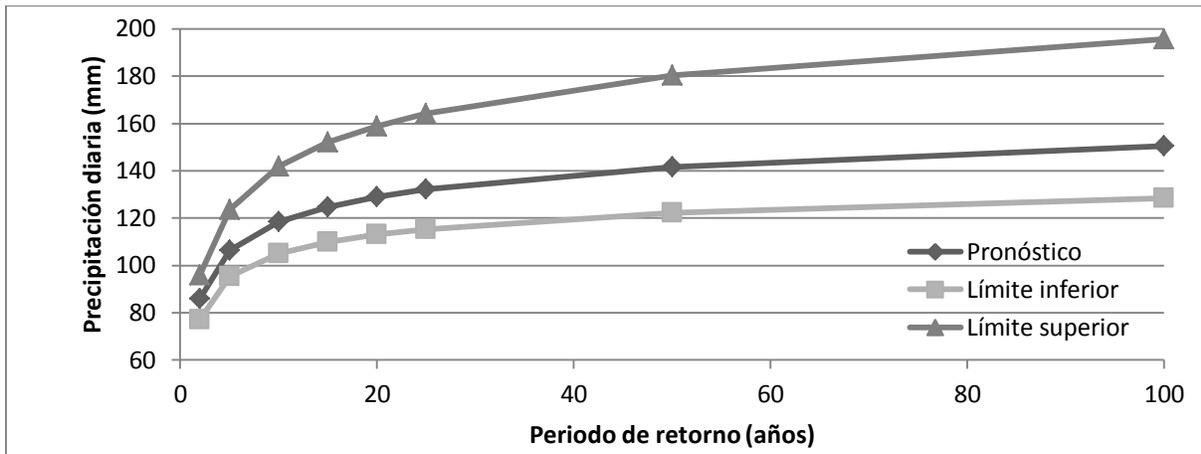


Figura 4-7. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Los Sitios.

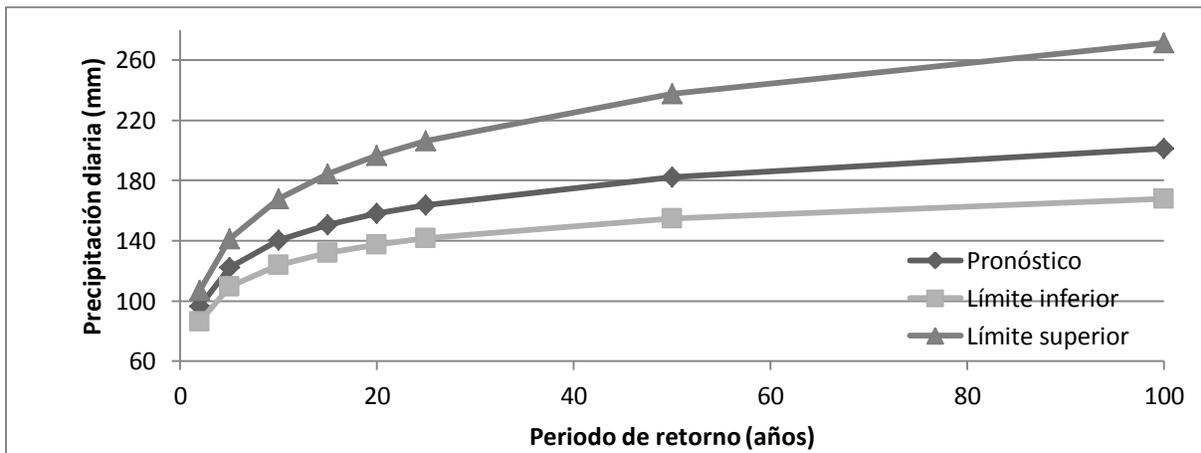


Figura 4-8. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Santo Domingo.

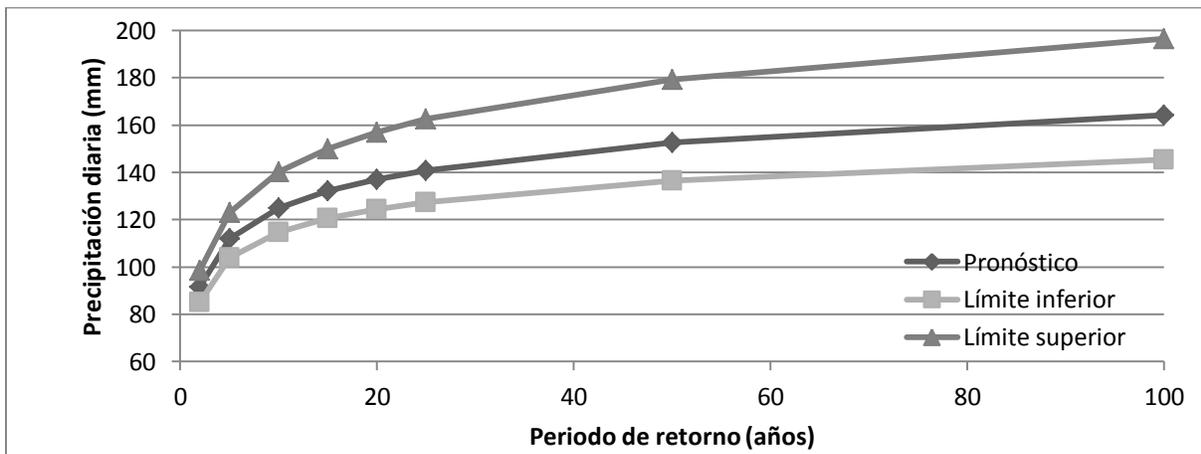


Figura 4-9. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación San Josecito.

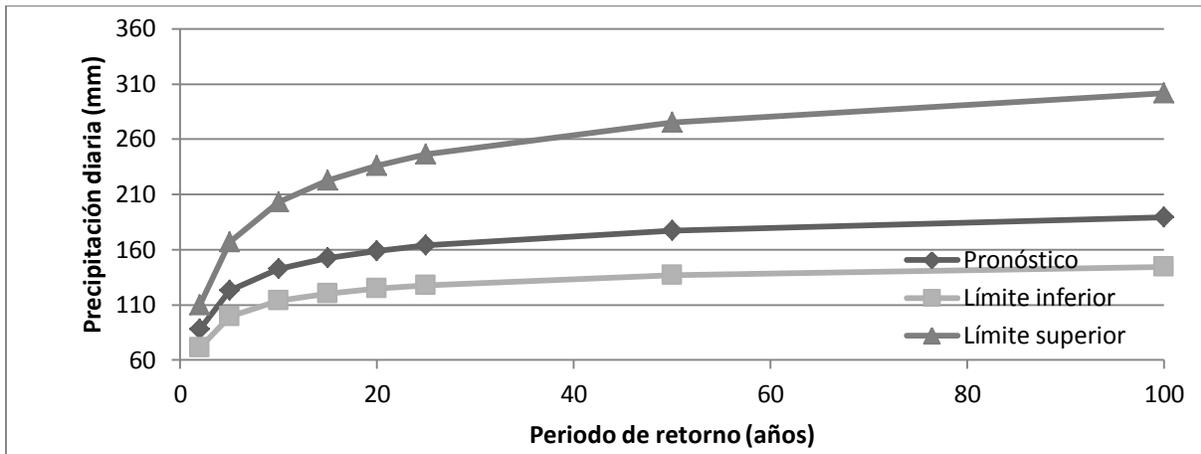


Figura 4-10. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Sacramento.

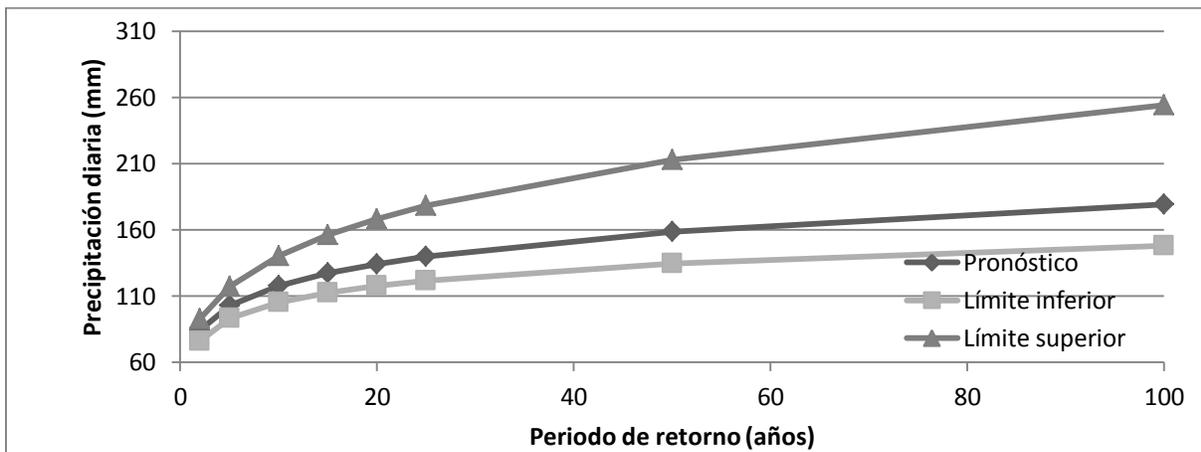


Figura 4-11. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Monte de la Cruz.

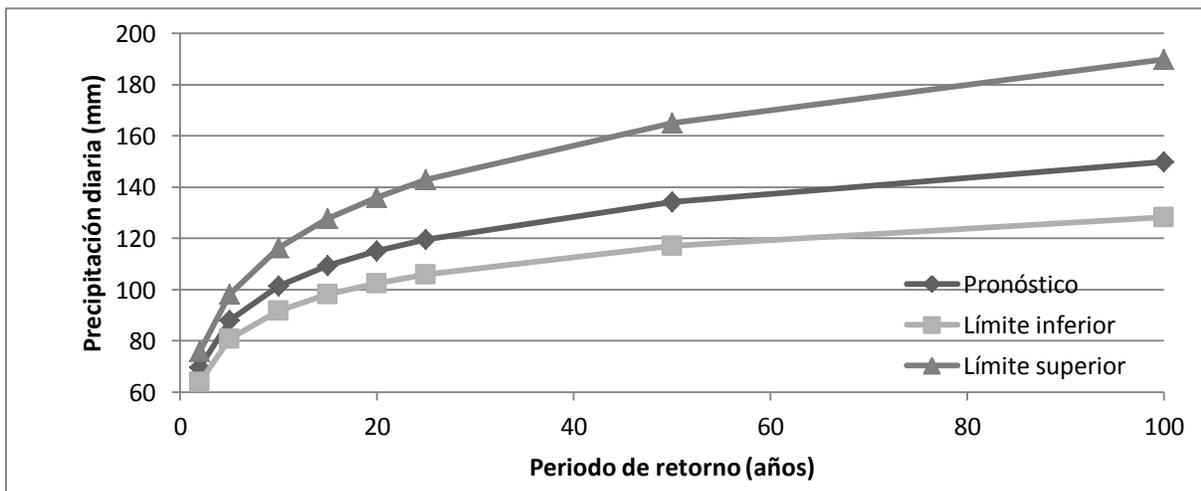


Figura 4-12. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Pavas.

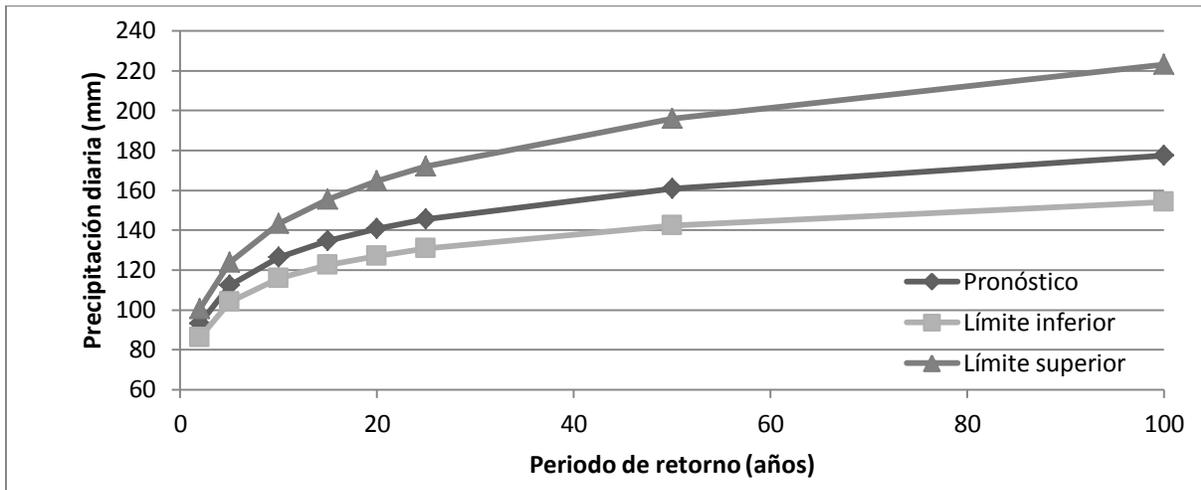


Figura 4-13. Estimación de precipitación e intervalos de confianza para la estación Santa Lucía.

Los cambios en el ancho del intervalo de confianza asociados a periodos de retorno distintos responden a una incertidumbre mayor conforme el pronóstico se asocia a un periodo de retorno mayor. En esencia al intentar pronosticar periodos de retorno cada vez más grandes la incertidumbre asociada a esos pronósticos aumenta, sobre todo si se está utilizando un registro con cerca de veinte datos.

4.2.2 Distribución espacial de la precipitación

Como se mencionó en la metodología, los valores de precipitación para cada estación deben ser interpolados para generar una lámina de lluvia sobre la totalidad de la cuenca. A continuación se presentan los mapas de lluvia para cada periodo de retorno. Los mapas se elaboraron utilizando una interpolación de trazadores cúbicos en ArcGIS.

El estudio de los mapas de lluvia para cada periodo de retorno revela varios patrones en la distribución espacial de la lluvia. Las estaciones Sacramento y Santo Domingo del Roble tienen el mayor volumen de lluvia y se ubican al norte de la cuenca. Por otra parte las estaciones al sur de la cuenca como Lornessa, Pavas y San José tienen los menores volúmenes para cada periodo de retorno. Las estaciones de Santa Lucía de Barva y el Aeropuerto Juan Santamaría cuentan con volúmenes intermedios de precipitación. El efecto de esta distribución en la cuenca es generar mayores volúmenes de escorrentía en el tercio superior de la cuenca, con volúmenes que por lo general disminuyen hacia aguas abajo.

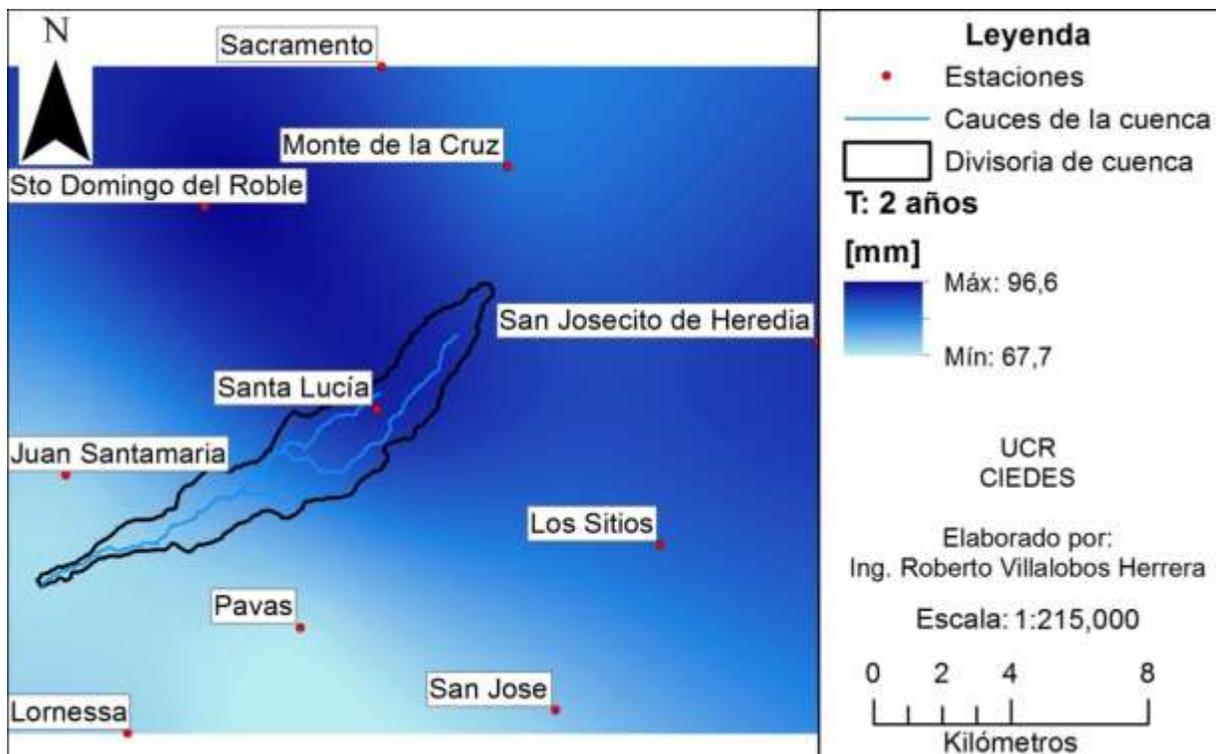


Figura 4-14. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de dos años.

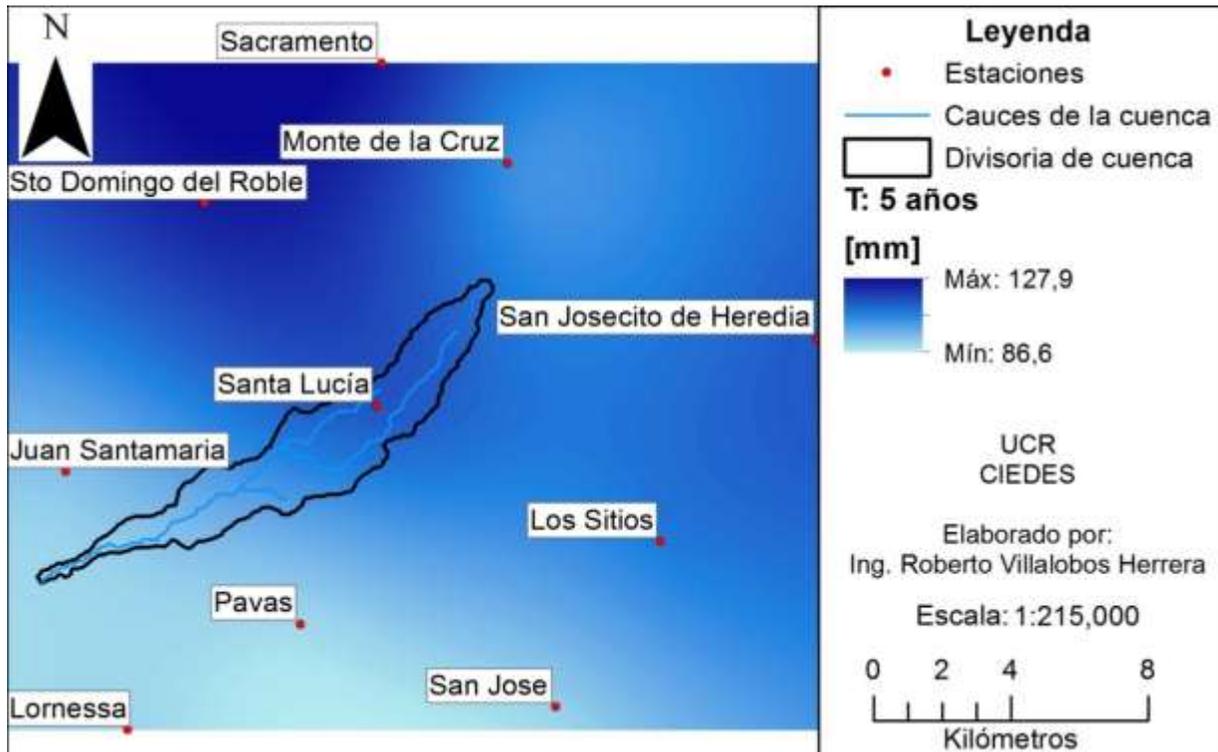


Figura 4-15. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de cinco años.

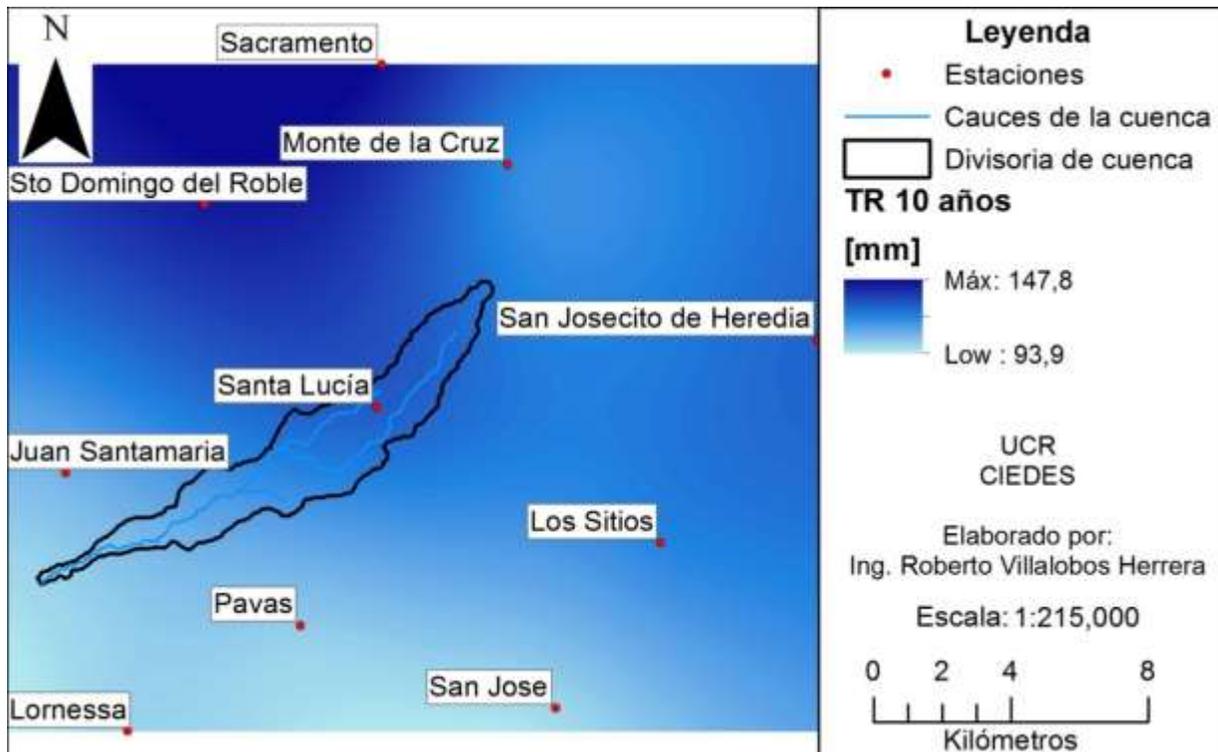


Figura 4-16. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de diez años.

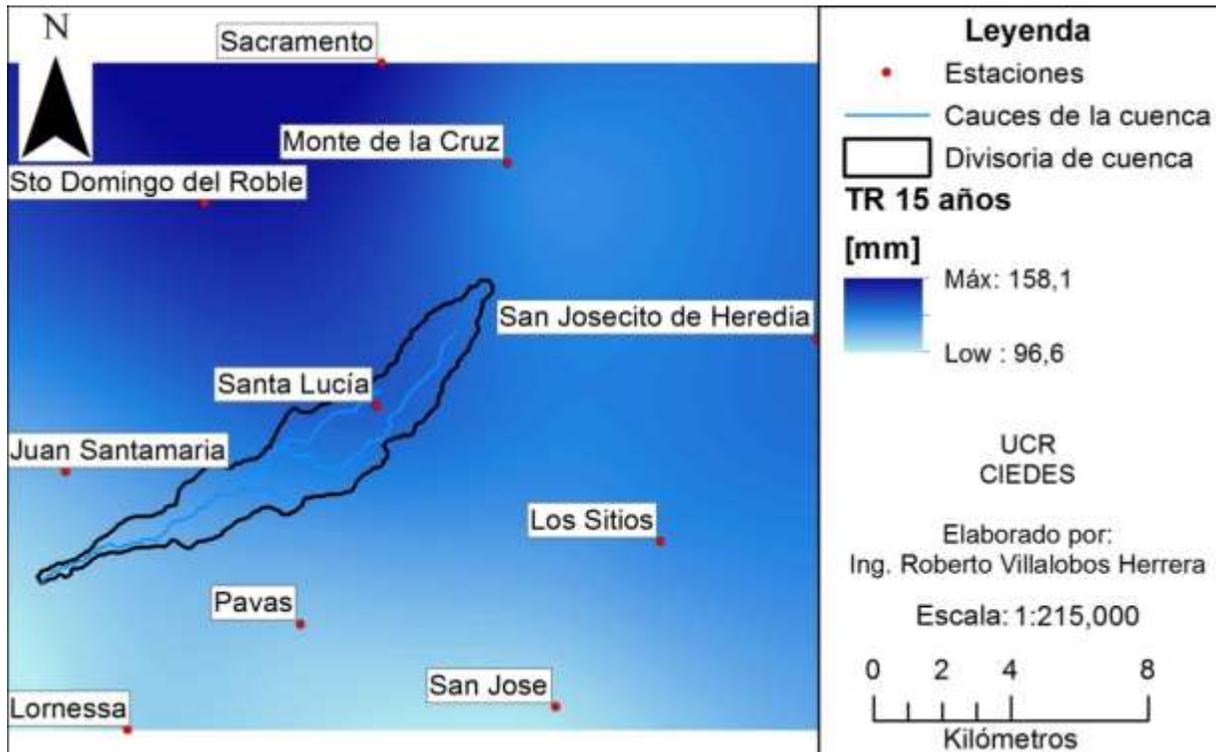


Figura 4-17. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de quince años.

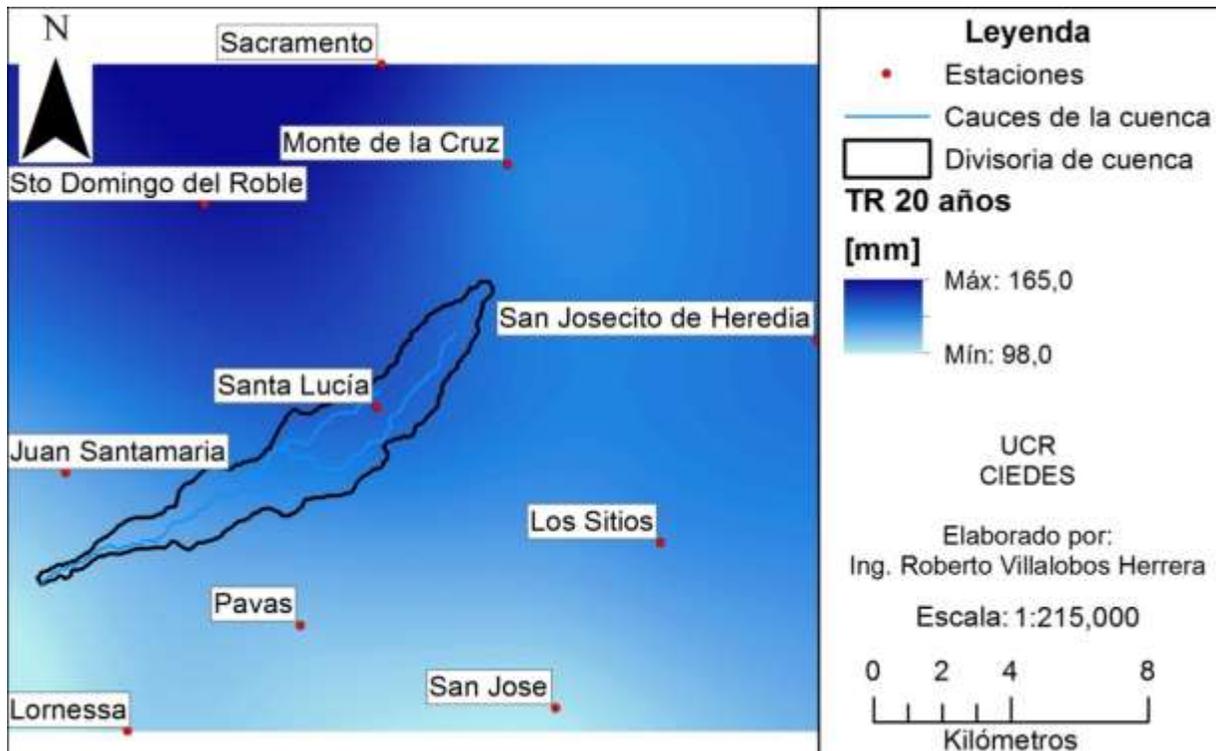


Figura 4-18. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de veinte años.

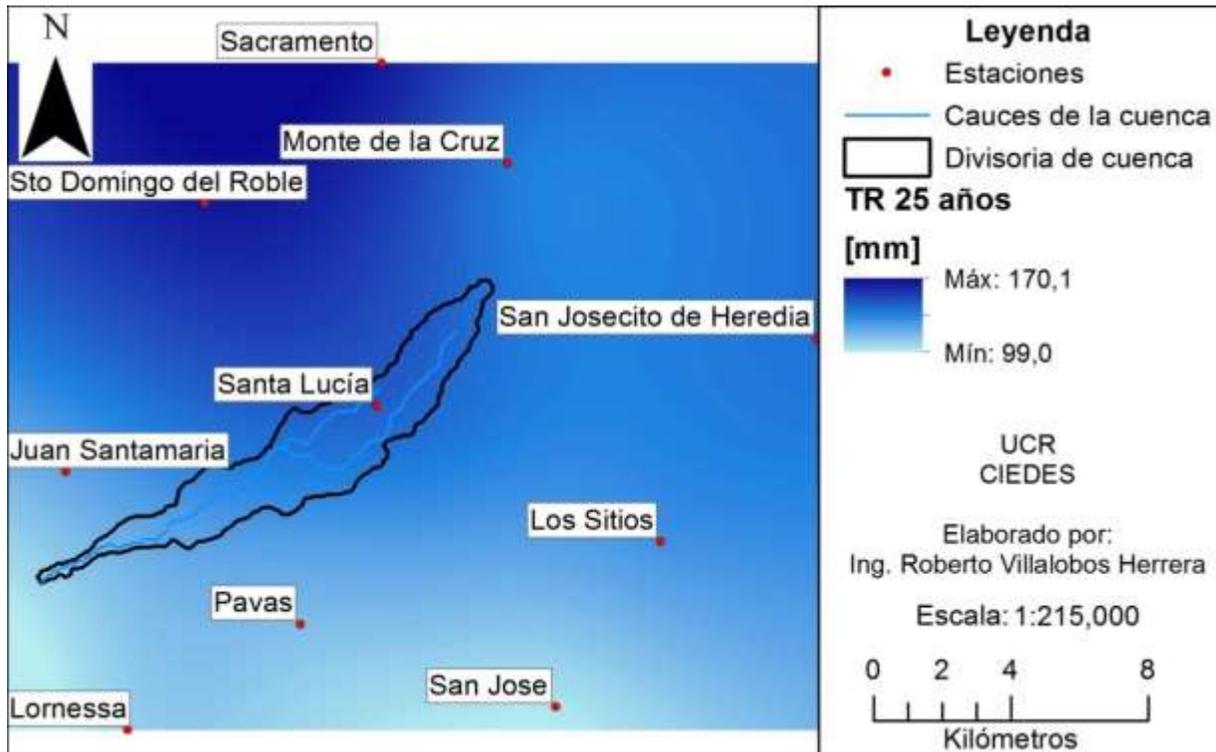


Figura 4-19. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de veinticinco años.

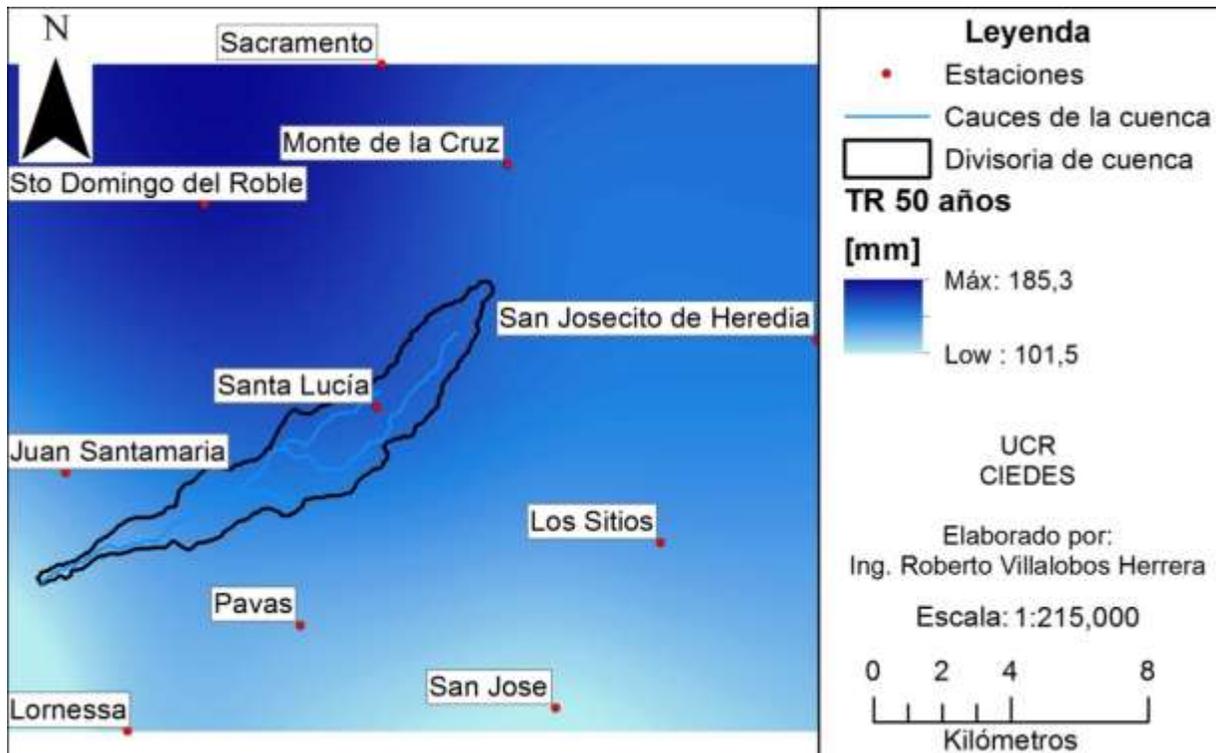


Figura 4-20. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de cincuenta años.

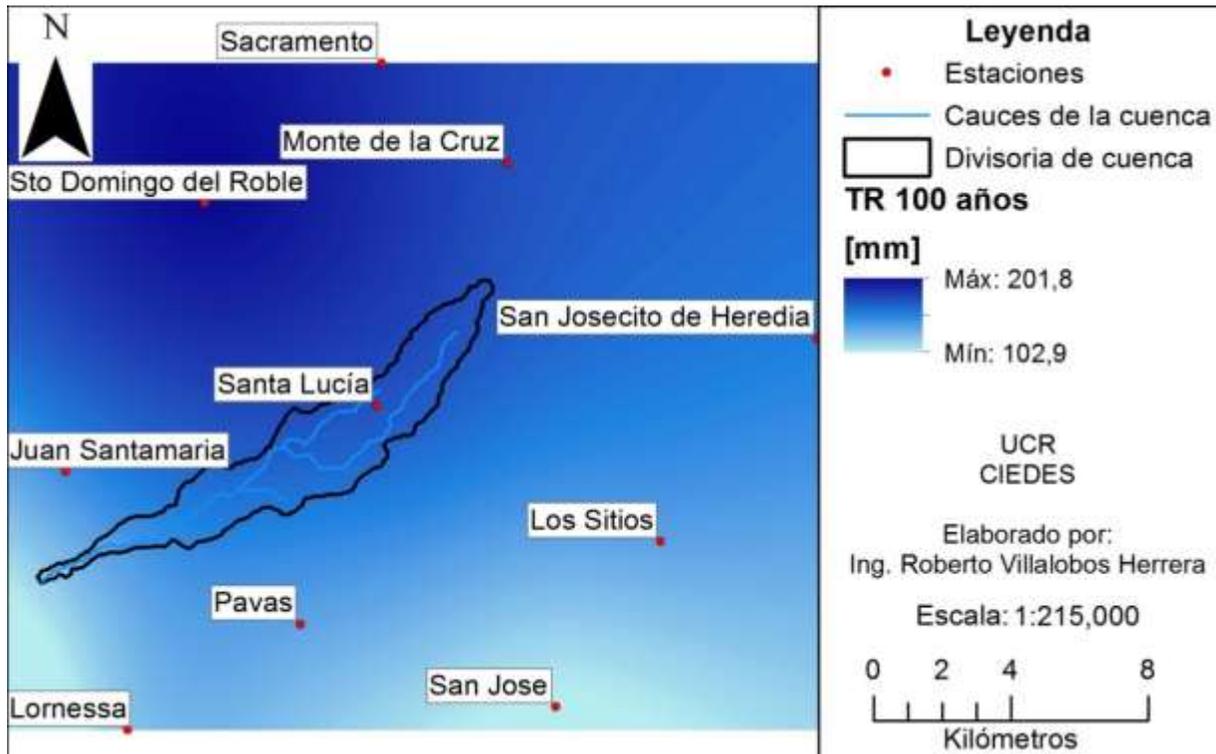


Figura 4-21. Mapa de precipitación para un periodo de retorno de cien años.

A partir de los mapas de lluvia se obtuvo una lámina de precipitación promedio para cada área de drenaje y periodo de retorno. Esto se logra utilizando la función de promedio espacial de ArcMap. El resultado del cálculo se presenta en el Cuadro 4-12.



Cuadro 4-12. Volumen de precipitación promedio por área de drenaje.

		Precipitación promedio por área de drenaje (mm)							
	T (años)	2	5	10	15	20	25	50	100
Área de drenaje									
0		70,2	88,5	100,3	106,9	111,5	115,1	126,5	138,2
1		92,3	110,5	124,4	132,9	139,2	144,2	160,6	178,3
2		93,1	111,8	125,5	133,8	139,7	144,5	159,9	176,2
3		92,1	110,9	124,5	132,7	138,5	143,2	158,3	174,3
4		87,2	106,4	120,4	128,8	134,8	139,6	155,1	171,4
5		83,3	103,2	117,9	126,7	133,1	138,1	154,4	171,7
6		78,1	98,1	113,1	122,0	128,6	133,7	150,4	168,2
7		74,0	93,7	108,2	116,8	123,1	128,0	144,0	161,0
8		93,8	112,9	127,5	140,0	142,8	148,1	165,0	183,3
9		93,5	112,4	126,5	135,1	141,3	146,3	162,4	179,7
10		91,6	110,9	125,1	133,6	139,7	144,5	160,2	176,8
11		80,4	100,0	114,6	123,3	129,6	134,6	150,8	167,9

4.2.3 Resultados del análisis hidrológico con series de precipitación diaria máxima anual.

En esta sección se hace un recorrido por los resultados obtenidos a partir del modelo de HEC-HMS para lluvias con un periodo de retorno de 25 años. Adicionalmente se presentará un resumen de resultados para todos los periodos de retorno. Los datos se presentan por área de drenaje y ordenados de acuerdo a la zona de intensidad de lluvia.

La zona de intensidad alta ha sido dividida en dos secciones según el histograma característico utilizado. El Cuadro 4-13 presenta las áreas de intensidad media y utilizan el histograma de la estación San José. Las áreas del Cuadro 4-14 utilizan el histograma característico de la estación Santa Lucía y se han denominado como áreas de intensidad de lluvia muy alta. Finalmente las áreas del Cuadro 4-15 utilizan el histograma de la estación Juan Santamaría y se consideran de intensidad alta.



4.2.3.1 Precipitación efectiva

Cuadro 4-13. Precipitación total y efectiva para las áreas de drenaje con intensidad de lluvia media e histograma característico de San José.

Área	A8		A1		A2		A3	
	Total (mm)	Efectiva (mm)						
10	4,81	0,00	4,69	0,00	4,70	0,00	4,65	0,00
20	19,27	0,00	18,76	0,00	18,8	0,09	18,63	2,81
30	13,24	1,35	12,89	0,30	12,92	2,10	12,80	6,17
40	12,04	3,11	11,72	1,76	11,75	3,78	11,64	7,29
50	22,88	9,43	22,28	6,75	22,33	10,58	22,12	16,4
60	31,31	17,91	30,48	14,35	30,55	19,14	30,27	25,38
70	16,85	11,25	16,41	9,46	16,44	11,75	16,3	14,45
80	2,41	1,68	2,35	1,43	2,36	1,75	2,33	2,10
90	8,43	6,00	8,20	5,14	8,22	6,20	8,15	7,38
100	3,61	2,62	3,52	2,27	3,53	2,71	3,49	3,18
110	1,45	1,06	1,41	0,92	1,42	1,10	1,40	1,28
120	0,96	0,71	0,94	0,61	0,94	0,73	0,93	0,85
130	0,96	0,71	0,94	0,62	0,94	0,73	0,93	0,85
140	0,24	0,18	0,23	0,15	0,23	0,18	0,23	0,21
150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
160	1,45	1,07	1,41	0,93	1,42	1,11	1,40	1,29
170	1,45	1,08	1,41	0,94	1,42	1,11	1,40	1,29
180	0,96	0,72	0,94	0,63	0,94	0,74	0,93	0,86
190	0,73	0,55	0,71	0,48	0,71	0,56	0,70	0,65
200	0,73	0,55	0,71	0,48	0,71	0,56	0,70	0,65
210	0,96	0,72	0,94	0,63	0,94	0,74	0,93	0,86
220	0,73	0,55	0,71	0,48	0,71	0,56	0,70	0,65
230	0,24	0,18	0,23	0,16	0,23	0,18	0,23	0,21
240	0,49	0,37	0,48	0,33	0,48	0,38	0,47	0,43
250	0,73	0,55	0,71	0,48	0,71	0,56	0,70	0,65
260	0,49	0,37	0,48	0,33	0,48	0,38	0,47	0,43
270	0,24	0,18	0,23	0,16	0,23	0,18	0,23	0,21
280	0,22	0,17	0,22	0,15	0,22	0,18	0,21	0,19
290	0,22	0,17	0,22	0,15	0,22	0,18	0,21	0,19
Total	148,10	63,24	144,22	50,09	144,55	68,26	143,15	96,72

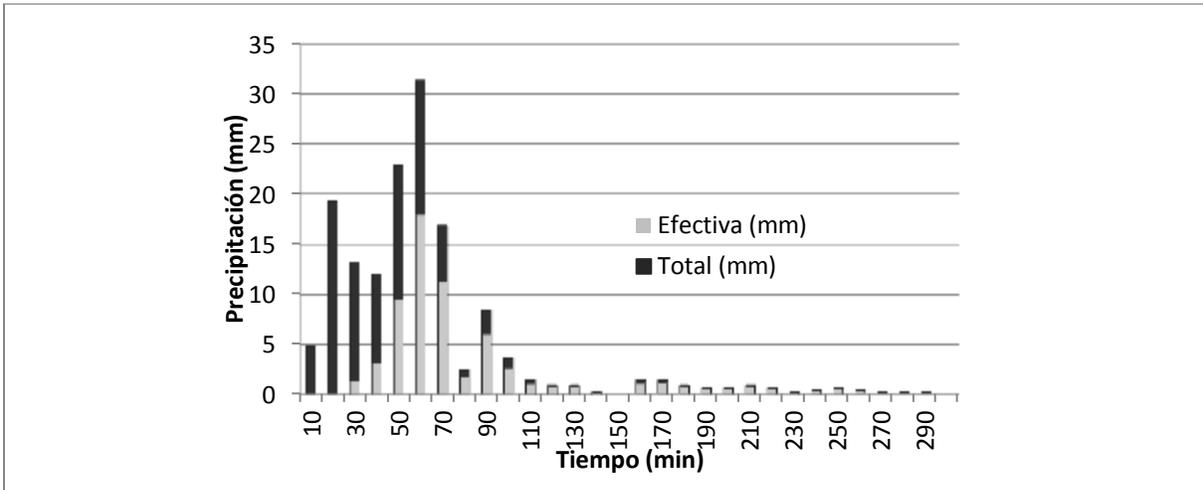


Figura 4-22. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A8.

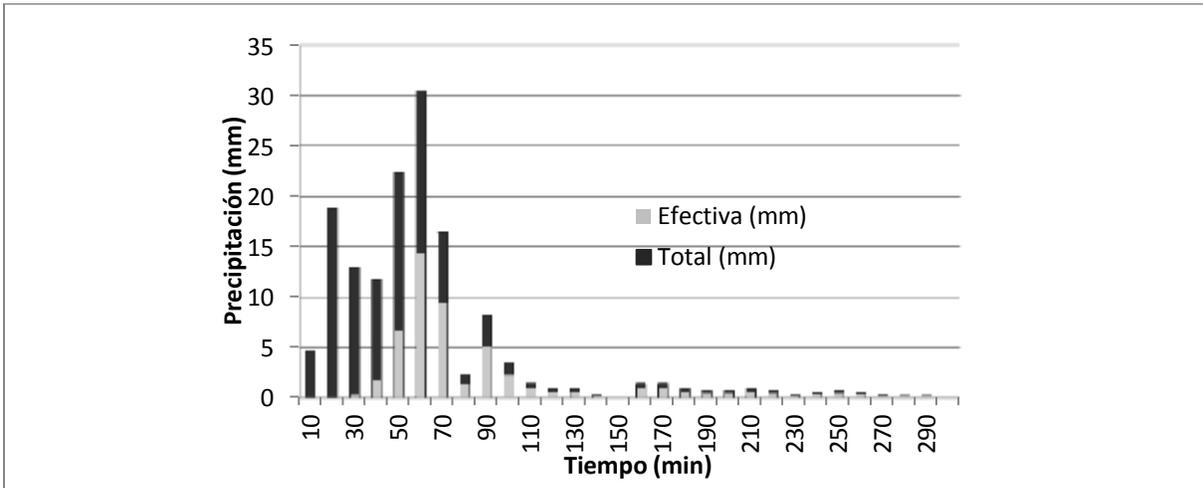


Figura 4-23. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A1.

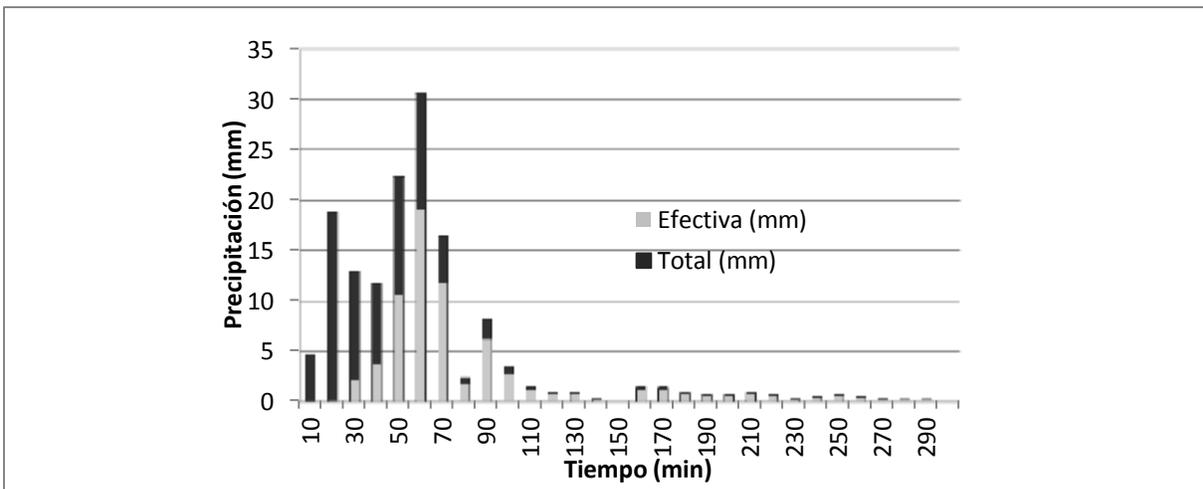


Figura 4-24. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A2.

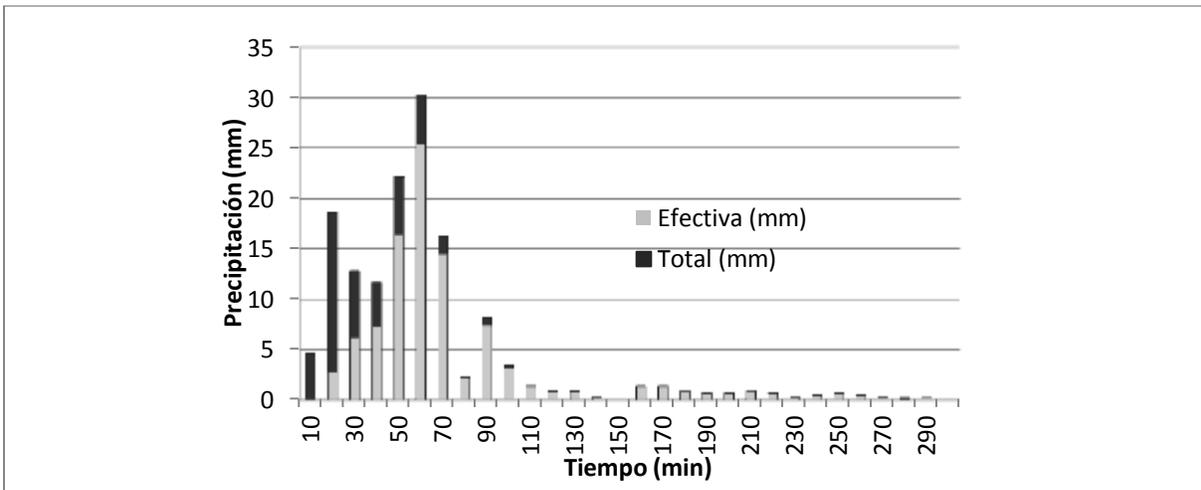


Figura 4-25. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A3.

Una comparación entre la Figura 4-23 y la Figura 4-25 demuestra el efecto del número de curva en el proceso de escorrentía. De acuerdo con el Cuadro 4-5 el área de drenaje A1 tiene un número de curva de 63,2 mientras que el área de drenaje A3 tiene un número de curva de 83,6. El resultado de esta diferencia de 20 puntos en el número de curva es un aumento considerable de la precipitación efectiva o escorrentía generada.

Además de la ilustración gráfica del efecto de un cambio en número de curva se utiliza el concepto de coeficiente de escorrentía C para complementar el análisis. El coeficiente de escorrentía corresponde a la proporción de precipitación total que se convierte en escorrentía. En el caso del área A1 C es 0,35, es decir que el 35% de toda la precipitación en el área escurre. Por otra parte el valor de C del área A3 es de 0,68. Esto demuestra que el área A3 escurre aproximadamente el doble del volumen que el área A1 debido principalmente al cambio en uso del suelo entre ambas áreas de drenaje.

Los hietogramas de lluvia presentados en ésta sección son representativos de los hietogramas para todos los periodos de retorno. Es decir que la forma de los hietogramas es constante, la variación que se presenta entre periodos de retorno es en el volumen total de lluvia de cada hietograma.



Cuadro 4-14. Precipitación total y efectiva para las áreas de drenaje con intensidad de lluvia muy alta e histograma característico de Santa Lucía.

Área	A9		A10		A4		A5		A11	
Tiempo (min)	Total (mm)	Efectiva (mm)								
10	6,36	0,00	5,86	0,00	6,07	0,00	6,01	0,00	6,29	0,00
20	60,07	36,5	55,27	26,97	57,32	32,69	56,7	28,04	59,33	25,32
30	49,48	44,71	45,52	38,4	47,21	41,86	46,71	39,58	48,87	39,35
40	8,49	7,98	7,81	7,02	8,10	7,52	8,01	7,22	8,38	7,29
50	10,61	10,05	9,76	8,88	10,12	9,48	10,01	9,13	10,48	9,26
60	2,12	2,02	1,95	1,79	2,02	1,90	2,00	1,84	2,10	1,87
70	1,42	1,35	1,31	1,20	1,35	1,27	1,34	1,23	1,40	1,25
80	0,70	0,67	0,65	0,6	0,67	0,63	0,66	0,61	0,69	0,62
90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
110	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
120	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
130	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
140	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
150	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
160	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
170	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
190	0,70	0,67	0,65	0,60	0,67	0,63	0,66	0,61	0,69	0,62
200	0,70	0,67	0,65	0,60	0,67	0,63	0,66	0,61	0,69	0,62
210	0,70	0,67	0,65	0,60	0,67	0,63	0,66	0,61	0,69	0,62
220	0,70	0,67	0,65	0,60	0,67	0,63	0,66	0,61	0,69	0,62
230	0,70	0,67	0,65	0,60	0,67	0,63	0,66	0,61	0,69	0,62
240	1,42	1,36	1,31	1,21	1,35	1,28	1,34	1,24	1,40	1,26
250	0,72	0,69	0,66	0,61	0,68	0,64	0,68	0,63	0,71	0,64
260	0,70	0,67	0,65	0,60	0,67	0,63	0,66	0,61	0,69	0,62
270	0,70	0,67	0,65	0,60	0,67	0,63	0,66	0,61	0,69	0,62
Total	146,3	110,0	134,7	90,9	139,6	101,7	138,1	93,8	144,5	91,2

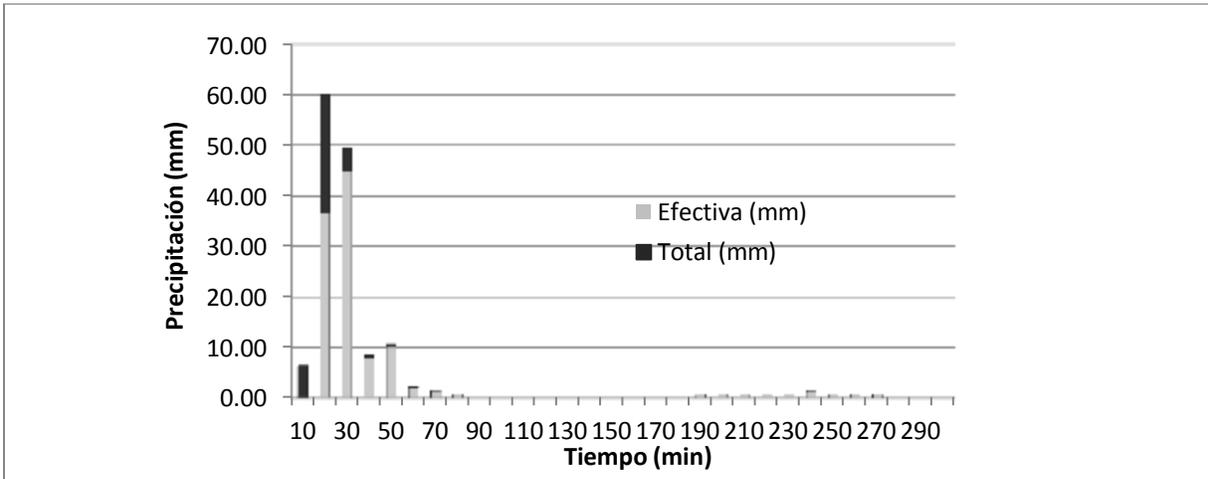


Figura 4-26. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A9.

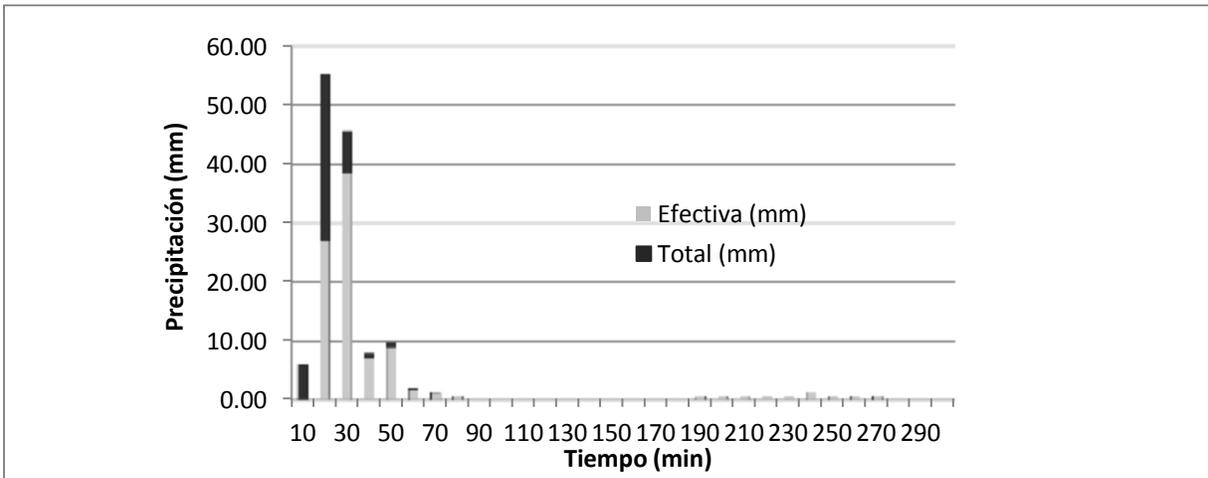


Figura 4-27. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A10.

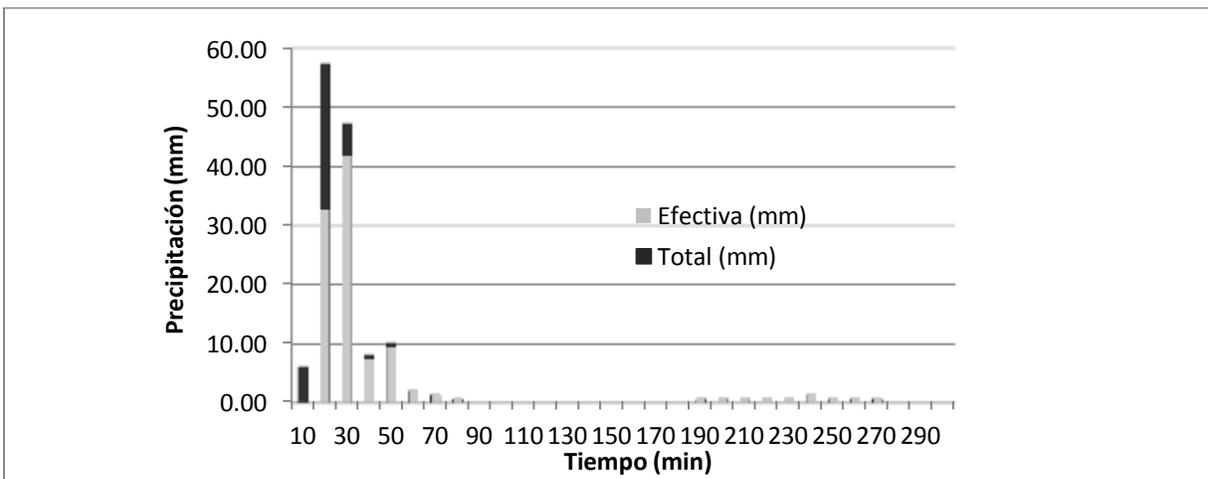


Figura 4-28. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A4.

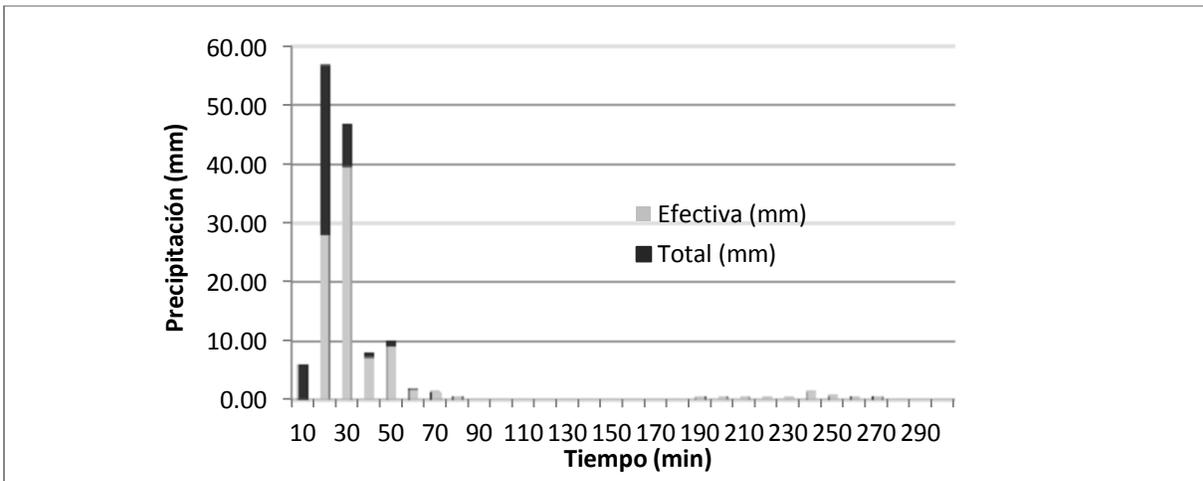


Figura 4-29. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A5.

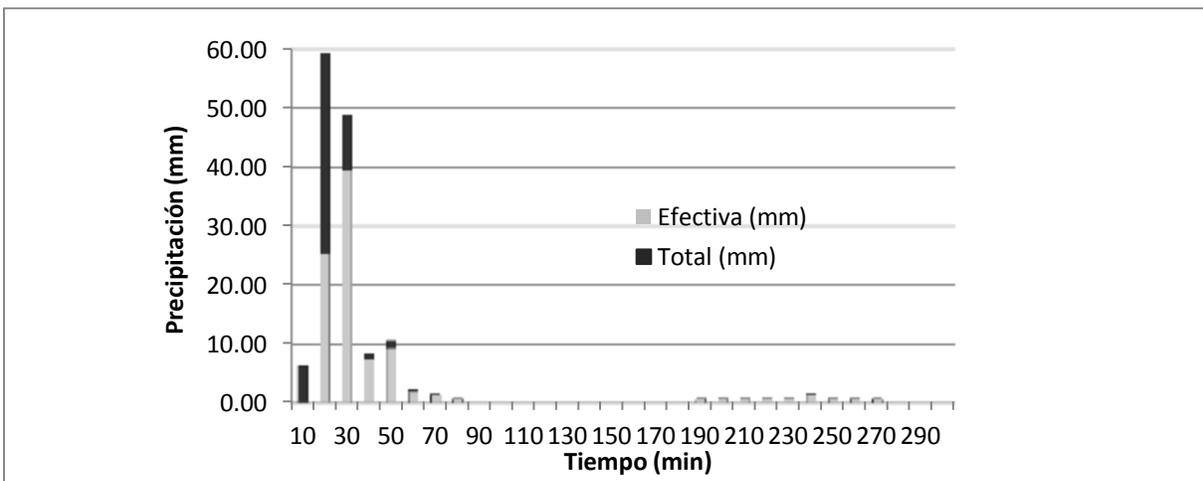


Figura 4-30. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A11.

Las tendencias de precipitación efectiva son más uniformes para el segundo bloque de áreas de drenaje. La lluvia en estas áreas es caracterizada por el histograma de la estación Santa Lucía. Al contrario del bloque caracterizado por la estación San José, todas las áreas de drenaje bajo influencia de la estación Santa Lucía tienen números de curva y porcentajes de urbanización altos. El resultado de esta condición del uso de la tierra es valores de coeficientes de escorrentía elevados entre 0,63 para el área A11 y 0,75 para el área A9.

Una aclaración necesaria es que los valores de coeficientes de escorrentía no son constantes y varían según el periodo de retorno de la precipitación. Lluvias con mayor periodo de retorno



producen más escorrentía y por lo tanto tienen valores de coeficiente de escorrentía mayores que lluvias con menor periodo de retorno.

Cuadro 4-15. Precipitación total y efectiva para las áreas de drenaje con intensidad de lluvia alta e histograma característico del Aeropuerto Juan Santamaría.

Elemento	A6		A7	
	Total (mm)	Efectiva (mm)	Total (mm)	Efectiva (mm)
10	19,37	1,78	18,55	0,68
20	35,99	21,10	34,46	16,21
30	27,68	22,29	26,50	19,21
40	15,23	13,20	14,58	11,73
50	0,28	0,25	0,27	0,22
60	1,66	1,47	1,59	1,32
70	2,77	2,46	2,65	2,21
80	3,32	2,96	3,17	2,66
90	5,54	4,98	5,30	4,49
100	0,55	0,50	0,52	0,44
110	0,55	0,50	0,52	0,44
120	0,83	0,75	0,79	0,68
130	1,39	1,26	1,33	1,14
140	0,55	0,50	0,52	0,45
150	1,11	1,01	1,06	0,91
160	0,83	0,75	0,79	0,68
170	1,11	1,01	1,06	0,92
180	1,11	1,01	1,06	0,92
190	1,39	1,27	1,33	1,15
200	1,94	1,77	1,86	1,62
210	2,22	2,04	2,12	1,85
220	1,39	1,28	1,33	1,16
230	1,11	1,02	1,06	0,93
240	1,11	1,02	1,06	0,93
250	0,83	0,77	0,79	0,70
260	0,83	0,77	0,79	0,70
270	0,83	0,77	0,79	0,70
280	0,55	0,51	0,52	0,46
290	0,28	0,26	0,27	0,24
300	0,83	0,77	0,79	0,70
310	0,28	0,26	0,27	0,24
320	0,27	0,25	0,26	0,23
Total	133,73	90,54	127,96	76,92

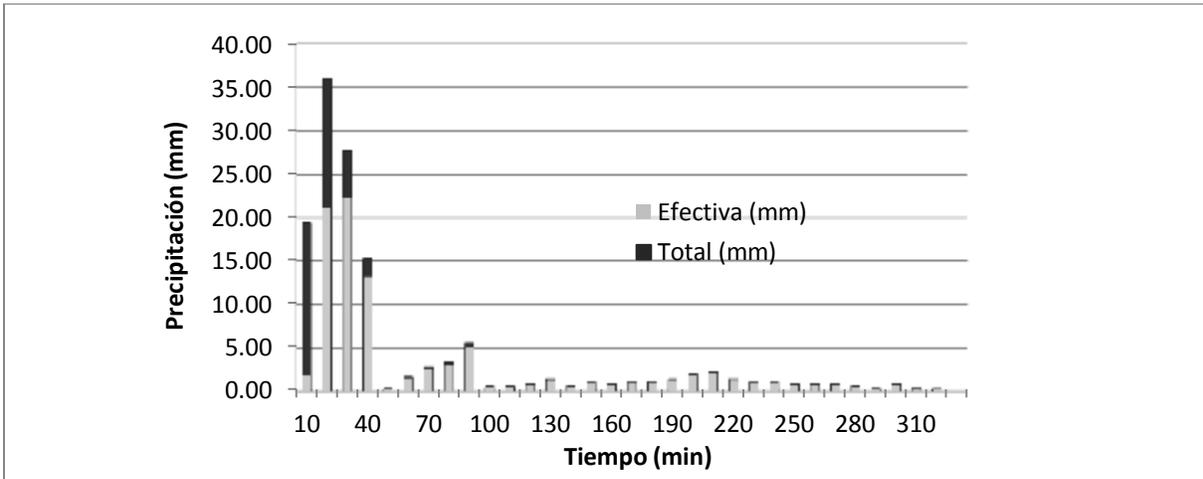


Figura 4-31. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A6.

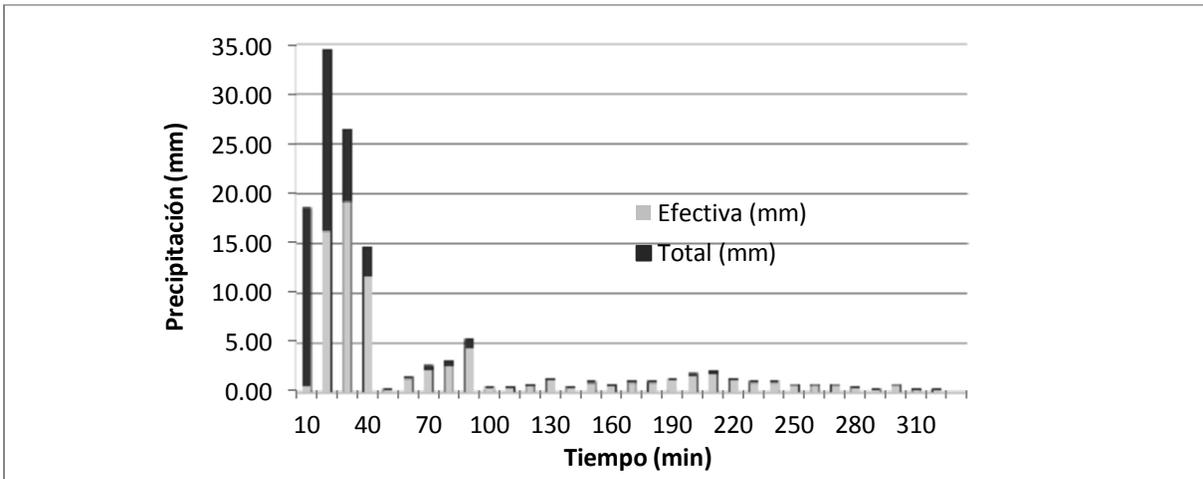


Figura 4-32. Precipitación total y efectiva para el área de drenaje A7.

Al igual que la zona de intensidad muy alta, la zona caracterizada por el histograma de la estación Juan Santamaría no presenta una gran variación en sus tendencias de escorrentía. Esto porque las áreas de drenaje A6 y A7 tienen números de curva similares de 84,5 y 81,1 respectivamente.

Los cuadros siguientes presentan los volúmenes totales de precipitación y precipitación efectiva para todas las áreas de drenaje y periodos de retorno. Tres tendencias se destacan. Primero, las áreas A1 y A8 tienen coeficientes de escorrentía C menores que las demás estaciones para todos los periodos de retorno. Segundo, los valores de C para todas las áreas aumentan conforme aumenta el periodo de retorno analizado. El área de drenaje con valor de C más alto en todos los



periodos de retorno es el área A9, le sigue el área A4. El valor máximo de C es 0,79 para el área A9 y un periodo de retorno de 100 años. El menor es 0,20 para el área A1 y T igual a 2 años.

Como ya se mencionó antes, la causa de las diferencias en los valores de C es principalmente el uso de suelo de cada área de drenaje.

Cuadro 4-16. Volumen total de precipitación y precipitación efectiva para T de 2, 5 y 10 años.

Periodo de retorno (años)	2			5			10		
	Total (mm)	Efectiva (mm)	C	Total (mm)	Efectiva (mm)	C	Total (mm)	Efectiva (mm)	C
A1	92,26	18,66	0,20	110,50	28,62	0,26	124,42	37,05	0,30
A2	93,13	30,35	0,33	111,83	43,31	0,39	125,49	53,43	0,43
A3	92,09	51,11	0,56	110,91	67,58	0,61	124,52	79,83	0,64
A4	87,21	53,28	0,61	106,38	70,66	0,66	120,43	83,69	0,69
A5	83,30	44,81	0,54	106,38	64,90	0,61	117,93	75,29	0,64
A6	78,08	40,99	0,52	98,09	58,22	0,59	113,10	71,63	0,63
A7	73,99	31,83	0,43	93,69	47,50	0,51	108,22	59,71	0,55
A8	93,81	25,75	0,27	112,87	37,91	0,34	127,47	48,02	0,38
A9	93,52	60,50	0,65	112,40	77,92	0,69	126,52	91,18	0,72
A10	91,60	45,40	0,50	110,89	61,57	0,56	125,09	73,91	0,59
A11	80,43	42,58	0,53	100,00	59,47	0,59	114,60	72,51	0,63



Cuadro 4-17. Volumen total de precipitación y precipitación efectiva para T de 15, 20 y 25 años.

Periodo de retorno (años)	15			20			25		
	Área	Total (mm)	Efectiva (mm)	C	Total (mm)	Efectiva (mm)	C	Total (mm)	Efectiva (mm)
A1	132,86	42,47	0,32	139,16	46,64	0,34	144,22	50,06	0,35
A2	133,8	59,81	0,45	139,68	64,41	0,46	144,55	68,27	0,47
A3	132,67	87,27	0,66	138,52	92,65	0,67	143,15	96,92	0,68
A4	128,82	91,55	0,71	134,82	97,21	0,72	139,58	101,71	0,73
A5	126,72	83,31	0,66	133,10	89,17	0,67	138,08	93,78	0,68
A6	122,03	79,75	0,65	128,63	85,80	0,67	133,73	90,51	0,68
A7	116,78	67,10	0,57	123,06	72,59	0,59	127,96	76,91	0,60
A8	140,00	57,14	0,41	142,81	59,23	0,41	148,10	63,22	0,43
A9	135,11	99,32	0,74	141,32	105,24	0,74	146,29	109,99	0,75
A10	133,60	81,44	0,61	139,71	86,91	0,62	144,48	91,20	0,63
A11	123,29	80,41	0,65	129,60	86,20	0,67	134,65	90,86	0,67

Cuadro 4-18. Volumen total de precipitación y precipitación efectiva para T de 50 y 100 años.

Periodo de retorno	50			100		
	Área	Total (mm)	Efectiva (mm)	C	Total (mm)	Efectiva (mm)
A1	160,60	61,55	0,38	178,33	74,59	0,42
A2	159,92	80,73	0,50	176,20	94,29	0,54
A3	158,29	111,03	0,70	174,29	126,09	0,72
A4	155,05	116,45	0,75	171,39	132,13	0,77
A5	154,41	109,01	0,71	171,68	125,31	0,73
A6	150,40	106,06	0,71	168,20	122,85	0,73
A7	144,01	91,29	0,63	161,02	106,80	0,66
A8	164,99	76,30	0,46	183,29	91,00	0,50
A9	162,40	125,45	0,77	179,67	142,15	0,79
A10	160,19	105,50	0,66	176,79	120,83	0,68
A11	150,87	105,87	0,70	167,92	122,03	0,73

4.2.3.2 Hidrogramas de creciente

Asociado a cada uno de los once gráficos de precipitación efectiva presentados entre la Figura 4-22 y la Figura 4-32 existe un hidrograma de creciente que registra la respuesta hidrológica de cada área a la precipitación efectiva. Al igual que en la sección anterior se presenta el detalle



para un evento con 25 años de periodo de retorno antes de presentar un resumen de los resultados para todos los periodos de retorno.

Cuadro 4-19. Hidrogramas para áreas con precipitación de intensidad media con T de 25 años.

Área	A8	A1	A2	A3
Tiempo (min)	Caudal (m ³ /s)			
0	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0,00	0,00	0,00	0,50
30	0,10	0,00	0,10	2,50
40	0,40	0,20	0,60	5,60
50	1,50	1,30	1,80	10,30
60	4,30	4,40	4,20	18,40
70	9,00	9,90	7,20	26,40
80	14,40	15,40	8,40	27,20
90	18,20	18,40	7,70	22,90
100	19,70	18,80	6,80	19,10
110	19,30	18,00	5,90	15,50
120	18,20	16,50	4,80	11,70
130	16,50	14,60	3,80	8,60
140	14,60	12,60	2,90	6,30
150	12,70	10,70	2,30	4,50
160	11,00	9,10	1,80	3,40
170	9,60	7,80	1,50	3,00
180	8,60	7,00	1,40	2,80
190	7,80	6,40	1,20	2,50
200	7,10	5,80	1,10	2,10
210	6,40	5,20	1,00	1,80
220	5,80	4,70	0,90	1,70
230	5,20	4,20	0,80	1,60
240	4,70	3,80	0,70	1,30
250	4,30	3,40	0,60	1,20
260	3,80	3,10	0,50	1,20
270	3,50	2,80	0,50	1,10
280	3,20	2,50	0,40	0,90
290	2,90	2,30	0,40	0,80
300	2,50	2,00	0,30	0,60
310	2,20	1,70	0,20	0,40
320	1,90	1,40	0,20	0,30
330	1,60	1,20	0,10	0,20



Área	A8	A1	A2	A3
Tiempo (min)	Caudal (m ³ /s)			
340	1,40	1,00	0,10	0,10
350	1,20	0,80	0,10	0,10
360	1,00	0,60	0,00	0,10
370	0,80	0,50	0,00	0,00
380	0,70	0,40	0,00	0,00
390	0,60	0,30	0,00	0,00
400	0,50	0,20	0,00	0,00
410	0,40	0,20	0,00	0,00
420	0,30	0,20	0,00	0,00
430	0,20	0,10	0,00	0,00
440	0,20	0,10	0,00	0,00
450	0,10	0,10	0,00	0,00
460	0,10	0,10	0,00	0,00
470	0,10	0,10	0,00	0,00
480	0,10	0,00	0,00	0,00

La representación gráfica de los datos anteriores se presenta en la Figura 4-33. La diferencia en la forma de los hidrogramas responde a las características físicas distintas de cada área de drenaje. Las áreas A1 y A8 tienen tamaños y formas similares, pero el área A2 tiene cerca de una cuarta parte del área de A1 y A8 y por ende produce un hidrograma de menor volumen.

El área A3 es de menor tamaño que A1 y A8, pero tiene un número de curva mayor. Ese mayor grado de urbanización ya había sido mencionado anteriormente como el factor principal responsable de las diferencias entre la precipitación efectiva del área A3 en comparación con las demás áreas de intensidad media. El resultado final de esa diferencia en uso del suelo es un hidrograma más pronunciado con caudal pico mayor al de las otras áreas en la misma categoría de intensidad.

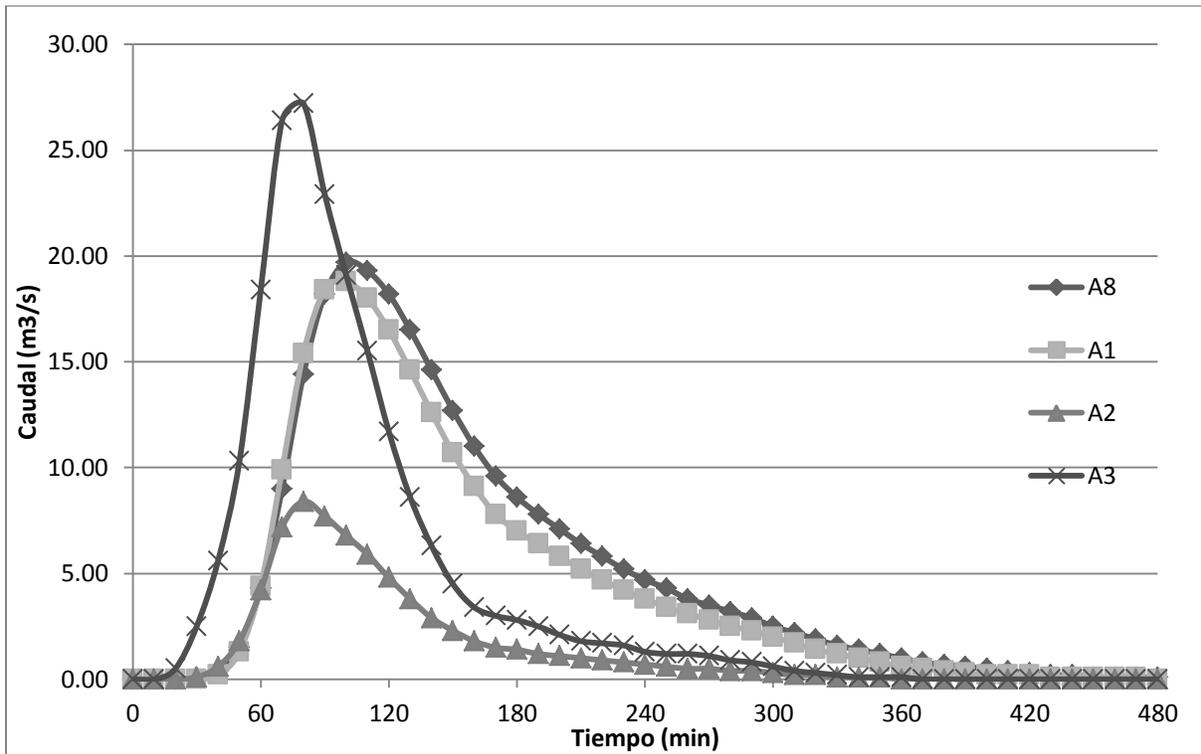


Figura 4-33. Hidrogramas para A8, A1, A2 y A3, precipitación con T de 25 años.

Cuadro 4-20. Hidrogramas para áreas con precipitación de intensidad muy alta con T de 25 años.

Área	A9	A10	A4	A5	A11
Tiempo (min)	Caudal (m³/s)				
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	6,60	3,70	3,00	5,60	2,50
30	28,20	15,20	14,60	25,00	10,80
40	51,40	25,20	33,00	46,50	19,80
50	57,60	25,40	47,40	52,60	21,90
60	52,50	21,00	51,20	48,00	19,60
70	44,50	16,20	47,80	40,70	16,40
80	35,90	11,70	41,90	32,70	12,90
90	28,40	8,30	35,60	25,80	10,00
100	22,20	5,80	29,70	20,00	7,60
110	17,20	3,90	24,60	15,40	5,70
120	13,30	2,70	20,20	11,80	4,30
130	10,20	1,80	16,70	9,10	3,30
140	7,90	1,30	13,70	7,00	2,50
150	6,10	0,90	11,30	5,30	1,80



Área	A9	A10	A4	A5	A11
Tiempo (min)	Caudal (m ³ /s)				
160	4,70	0,60	9,30	4,10	1,40
170	3,70	0,30	7,60	3,10	1,00
180	2,80	0,10	6,30	2,40	0,80
190	2,30	0,20	5,20	2,00	0,60
200	2,20	0,30	4,50	1,90	0,70
210	2,30	0,60	4,10	2,00	0,70
220	2,30	0,70	3,90	2,20	0,80
230	2,40	0,80	3,70	2,20	0,70
240	2,40	1,00	3,70	2,30	0,90
250	2,60	1,20	3,70	2,50	1,00
260	2,70	1,20	3,80	2,70	1,10
270	2,70	1,20	3,70	2,60	1,10
280	2,50	1,10	3,50	2,50	1,00
290	2,20	0,80	3,20	2,10	0,80
300	1,70	0,50	2,80	1,60	0,60
310	1,30	0,40	2,30	1,20	0,50
320	1,00	0,30	1,80	0,90	0,40
330	0,80	0,20	1,30	0,70	0,30
340	0,60	0,10	1,10	0,60	0,20
350	0,50	0,10	0,80	0,40	0,20
360	0,40	0,10	0,70	0,30	0,10
370	0,30	0,00	0,60	0,30	0,10
380	0,20	0,00	0,50	0,20	0,10
390	0,20	0,00	0,40	0,10	0,00
400	0,10	0,00	0,30	0,10	0,00
410	0,10	0,00	0,30	0,10	0,00
420	0,10	0,00	0,20	0,10	0,00
430	0,10	0,00	0,20	0,00	0,00
440	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00
450	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00
460	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00
470	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00
480	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00

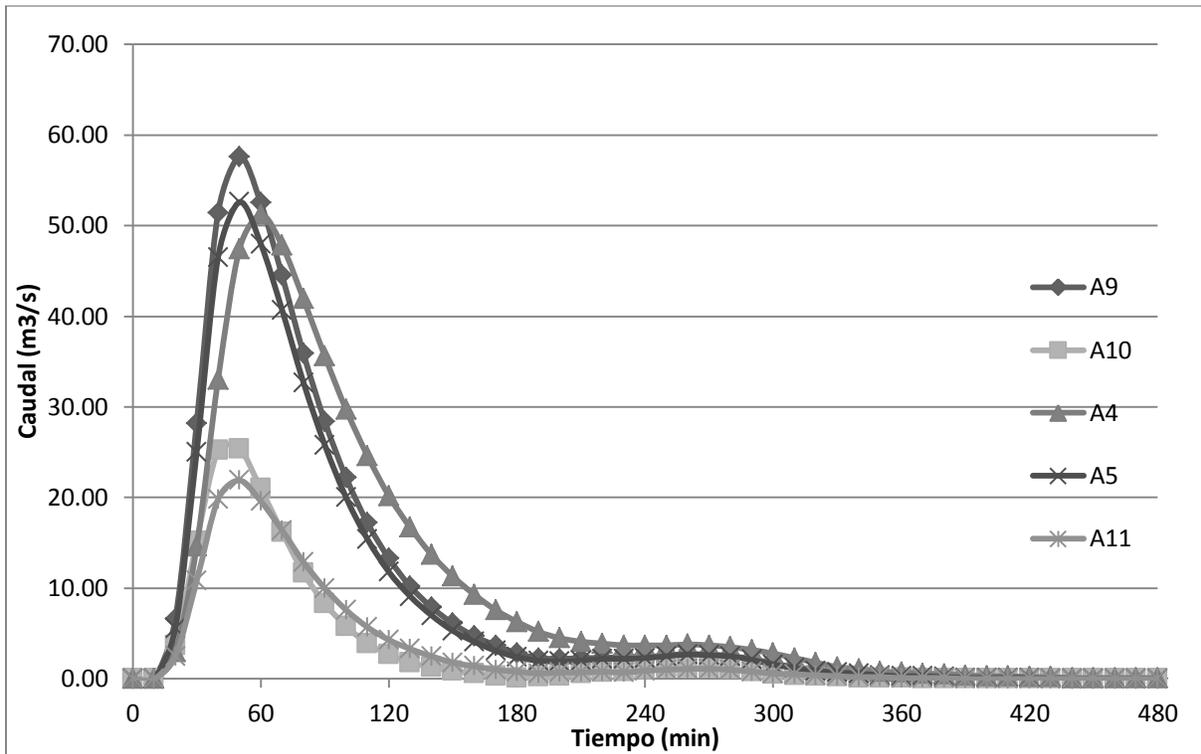


Figura 4-34. Hidrogramas para A9, A10, A4, A5 y A11, precipitación con T de 25 años.

Los hidrogramas de la Figura 4-34 son más uniformes que los de la Figura 4-33 y los tres muestran la misma forma en general. En éste caso el factor más importante que genera diferencias entre los hidrogramas es el tamaño del área. Las áreas de drenaje A4, A9 y A5 son de mayor tamaño que las áreas A11 y A10.

Una característica común de los cinco hidrogramas anteriores es que todos son muy pronunciados y cuentan con picos de caudal muy elevados. Las áreas A4, A9 y A5 generan picos de caudal que casi duplican el caudal máximo del área A3. La causa de esta diferencia es el histograma seleccionado para modelar la precipitación en estas áreas. El histograma de la estación Santa Lucía concentra la precipitación mucho más que el de la estación de San José. El resultado de esta diferencia es la generación de hidrogramas con picos de caudal más elevados y más pronunciados.

Cuadro 4-21. Hidrogramas para áreas con precipitación de intensidad alta con T de 25 años.

Área	A6	A7	Área	A6	A7
Tiempo (min)	Caudal (m ³ /s)		Tiempo (min)	Caudal (m ³ /s)	
0	0,00	0,00	250	2,80	11,50
10	0,20	0,10	260	2,60	10,90
20	3,20	1,50	270	2,40	10,30
30	11,20	6,70	280	2,20	9,60
40	19,50	16,30	290	1,90	8,90
50	22,10	27,40	300	1,70	8,30
60	19,30	35,40	310	1,60	7,60
70	15,40	37,80	320	1,40	7,00
80	12,90	36,10	330	1,20	6,40
90	11,50	33,50	340	0,90	5,80
100	10,60	31,60	350	0,70	5,10
110	9,00	29,90	360	0,50	4,40
120	7,10	27,80	370	0,40	3,80
130	5,80	25,20	380	0,30	3,30
140	4,90	22,50	390	0,20	2,80
150	4,20	20,20	400	0,20	2,40
160	3,60	18,20	410	0,10	1,90
170	3,20	16,50	420	0,10	1,60
180	2,90	15,10	430	0,10	1,40
190	2,80	13,90	440	0,00	1,20
200	2,90	13,00	450	0,00	1,00
210	3,10	12,50	460	0,00	0,80
220	3,30	12,30	470	0,00	0,70
230	3,20	12,20	480	0,00	0,60
240	3,00	11,90			

Los hidrogramas de la Figura 4-35 responden al patrón de lluvia de la estación Juan Santamaría. Se observan picos de caudal menos pronunciados que los hidrogramas generados por lluvia con el patrón de lluvia de la estación Santa Lucía. La diferencia entre los hidrogramas del área A6 y del área A7 responde a la diferencia en tamaño en las dos áreas.

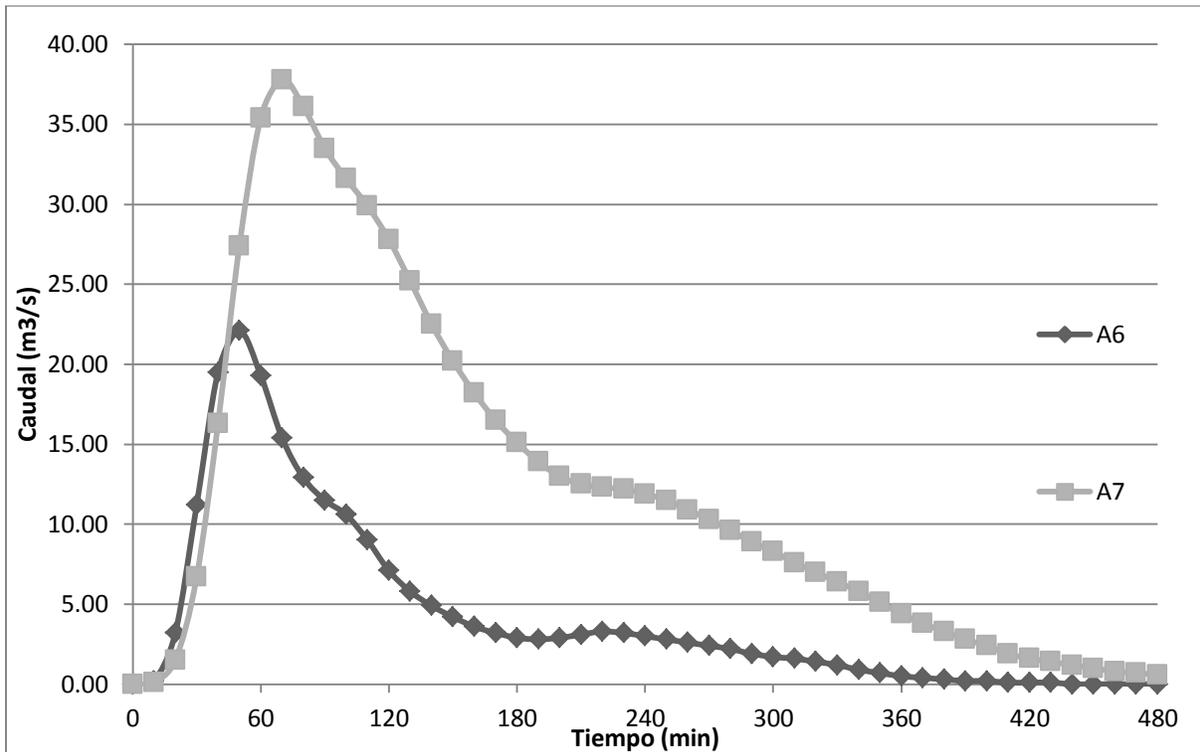


Figura 4-35. Hidrogramas para A6 y A7, precipitación con T de 25 años.

4.2.3.3 Acumulación de hidrogramas

La realidad del comportamiento de la cuenca se compone de la suma de los comportamientos vistos en los hidrogramas anteriores y un factor adicional, los tránsitos hidrológicos. El efecto de los tránsitos es modelar es desfase que existe entre todos los hidrogramas de la cuenca.

Uno de los supuestos del modelo hidrológico es que la lluvia inicia simultáneamente en toda la cuenca. Si esto fuese a suceder, es de esperar que los caudales pico de las áreas de drenaje más cercanas al río Bermúdez pasen por la parte baja de la cuenca antes que los picos de caudal de la parte alta. El motivo de fondo es que los caudales generados aguas arriba tienen que recorrer una cierta distancia de cauce antes de llegar a la parte baja, y ese recorrido se traduce en un tiempo que retrasa la llegada de los caudales pico.

Para ilustrar el proceso de tránsito de los hidrogramas a lo largo de la cuenca se presentan los resultados obtenidos en los puntos de confluencia de la cuenca. Se recuerda que los sitios de confluencia son los puntos donde se suman los hidrogramas generados por las áreas de drenaje

aguas arriba antes de proseguir con el tránsito hacia aguas abajo. El periodo de retorno que se presenta es el mismo que en las dos secciones anteriores, 25 años.

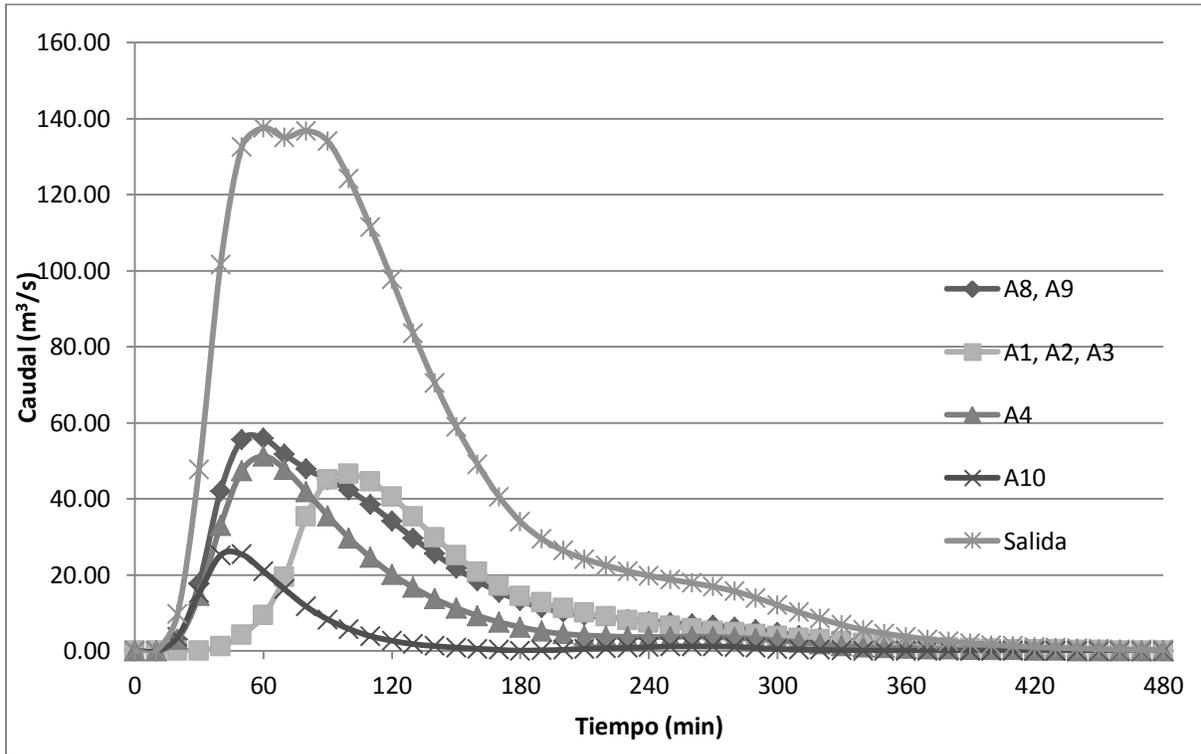


Figura 4-36. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío, T de 25 años.

La confluencia más ilustrativa del proceso de acumulación del caudal es la confluencia donde se unen la Quebrada Seca y el río Burío. El hidrograma de este punto, que observamos en la Figura 4-36, considera cuatro aportes separados a la confluencia. Se reciben los hidrogramas de las áreas A8 y A9 que han sido transitados por los tramos Q1 y Q2 hasta el punto de la confluencia. De igual manera se reciben los caudales transitados de las áreas A1, A2 y A3. Los hidrogramas de las áreas adyacentes a la confluencia, las áreas A4 y A10 se suman directamente en la confluencia.

El efecto de cada tránsito es modelar el tiempo que tarda la creciente en moverse dentro del cauce, esto la llegada del caudal pico y atenúa levemente su valor. Un ejemplo de esto es el tránsito del hidrograma del área A8 a través del tramo Q1 que se muestra en la Figura 4-37. Para

el caso de la cuenca de la Quebrada Seca, el efecto del tránsito hidrológico es limitado por las fuertes pendientes y distancias cortas. La pendiente alta genera velocidades de flujo altas, y la distancia corta implica que los hidrogramas recorren muy rápidamente los tramos de río.

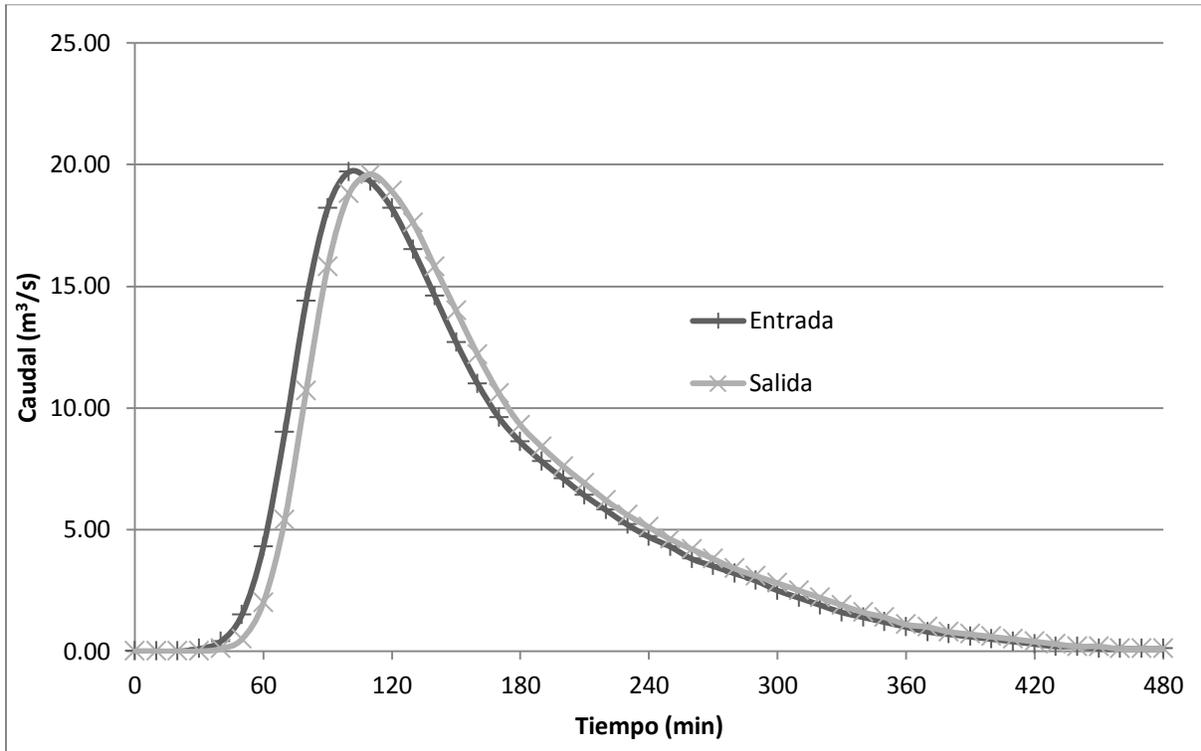


Figura 4-37. Hidrogramas de entrada y salida en el tramo Q1 de la Quebrada Seca.

La Figura 4-36 muestra claramente el efecto de la concentración de caudal que las condiciones topográficas y de uso de suelo ocasionan en la cuenca. Los tres de los cuatro caudales pico de los hidrogramas de entrada a la confluencia C1 llegan casi simultáneamente a la confluencia entre 50 y 60 minutos después del inicio de las lluvias. El efecto acumulativo de esta coincidencia de picos es generar un caudal pico de salida muy elevado. La forma del hidrograma de salida es pronunciado, con un limbo ascendente violento. El Cuadro 4-22 tabula los valores de los hidrogramas de la Figura 4-36.



Cuadro 4-22. Hidrogramas de entrada y salida a la confluencia 1, el periodo de retorno de la lluvia es de 25 años.

Elemento	A8, A9	A1, A2, A3	A4	A10	Salida
Tiempo (min)	Caudal (m ³ /s)				
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	3,00	0,00	3,00	3,70	9,80
30	17,80	0,10	14,60	15,20	47,80
40	42,10	1,20	33,00	25,20	101,60
50	55,60	4,20	47,40	25,40	132,60
60	55,90	9,40	51,20	21,00	137,60
70	51,70	19,50	47,80	16,20	135,10
80	47,90	35,30	41,90	11,70	136,80
90	45,10	45,00	35,60	8,30	134,10
100	42,30	46,50	29,70	5,80	124,30
110	38,50	44,50	24,60	3,90	111,50
120	34,10	40,60	20,20	2,70	97,70
130	29,70	35,30	16,70	1,80	83,50
140	25,60	29,90	13,70	1,30	70,50
150	21,80	25,10	11,30	0,90	59,00
160	18,40	20,80	9,30	0,60	49,10
170	15,50	17,10	7,60	0,30	40,60
180	13,20	14,40	6,30	0,10	34,00
190	11,40	12,70	5,20	0,20	29,50
200	10,20	11,30	4,50	0,30	26,40
210	9,40	10,10	4,10	0,60	24,20
220	8,90	9,00	3,90	0,70	22,50
230	8,30	8,10	3,70	0,80	21,00
240	7,80	7,40	3,70	1,00	19,80
250	7,40	6,60	3,70	1,20	18,80
260	7,00	5,90	3,80	1,20	17,90
270	6,70	5,30	3,70	1,20	16,90
280	6,20	4,90	3,50	1,10	15,70
290	5,60	4,40	3,20	0,80	14,00
300	4,90	3,90	2,80	0,50	12,10
310	4,10	3,40	2,30	0,40	10,20
320	3,50	3,00	1,80	0,30	8,50
330	2,90	2,50	1,30	0,20	6,90
340	2,40	2,00	1,10	0,10	5,60
350	2,00	1,70	0,80	0,10	4,60
360	1,70	1,30	0,70	0,10	3,80



Elemento	A8, A9	A1, A2, A3	A4	A10	Salida
Tiempo (min)	Caudal (m ³ /s)				
370	1,40	1,10	0,60	0,00	3,10
380	1,20	0,90	0,50	0,00	2,50
390	1,00	0,70	0,40	0,00	2,00
400	0,80	0,50	0,30	0,00	1,60
410	0,70	0,40	0,30	0,00	1,30
420	0,50	0,30	0,20	0,00	1,00
430	0,40	0,30	0,20	0,00	0,80
440	0,30	0,20	0,10	0,00	0,70
450	0,20	0,20	0,10	0,00	0,50
460	0,20	0,10	0,10	0,00	0,40
470	0,10	0,10	0,10	0,00	0,30
480	0,10	0,10	0,10	0,00	0,30

Los hidrogramas de la Figura 4-38 muestran la situación en la confluencia C2 donde la Quebrada Aries vierte a la Quebrada Seca. En este punto se suman los caudales de las áreas de drenaje A5 y A11 además del caudal de salida de la confluencia C1 que ha sido transitado por el tramo P1. Se observa un aporte considerable de caudal por parte del área A5, el caudal pico del área A5 ocurre tan solo diez minutos antes del caudal pico de la confluencia C1, generando un caudal pico de salida considerablemente mayor al de entrada.

Este patrón de concentración del caudal en un solo pico de grandes proporciones es una característica que comparten todas las simulaciones con distintos periodos de retorno. La causa de esa concentración se reparte entre la distribución temporal de la lluvia, las condiciones de uso de suelo de la cuenca, y la topografía de la cuenca.

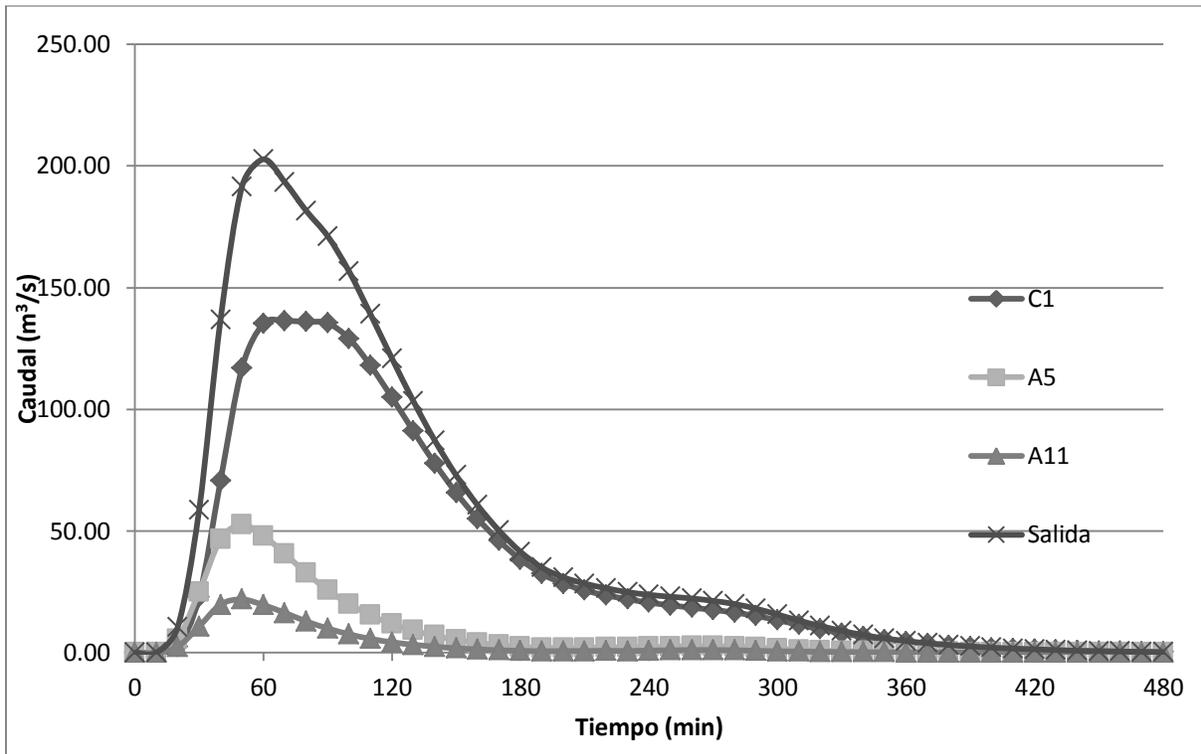


Figura 4-38. Hidrogramas de entrada y salida en el tramo Q1 de la Quebrada Seca.

Finalmente se presenta el hidrograma completo de salida que genera el modelo HEC-HMS. Se observa que la cuenca tiene un pico de caudal de $251,4 \text{ m}^3/\text{s}$ a los 70 minutos de iniciada la lluvia sobre la cuenca.

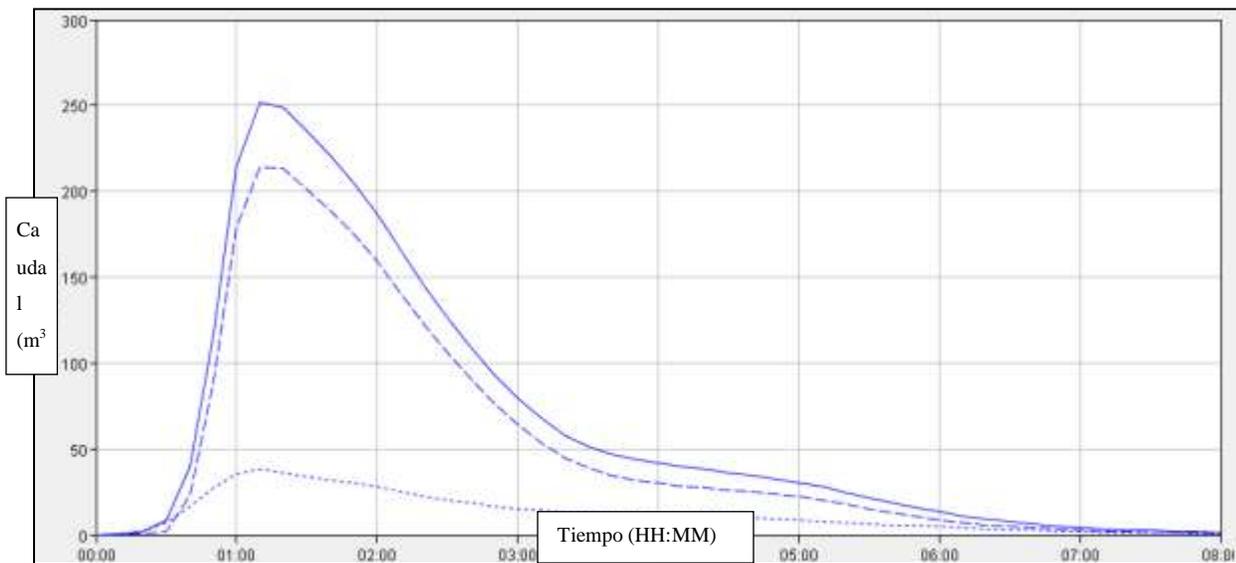


Figura 4-39. Hidrograma final para lluvia de 25 años de periodo de retorno



A continuación se presenta el resumen de resultados hidrológicos para cada área de drenaje y punto de confluencia para todos los periodos de retorno.

Cuadro 4-23. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 2 años.

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (mm)	Volumen (m ³)
A8	2,3652	7,8	01:50	25,71	60.809,29
A9	2,3289	31,3	00:50	60,50	140.898,45
E_10	4,6941	31,3	00:50	42,96	201.658,54
A1	2,6334	6,7	01:40	18,64	49.086,58
A2	0,6189	3,6	01:20	30,35	1.8783,62
E_3	3,2523	9,6	01:40	20,86	67.842,98
A3	1,2792	14,5	01:20	51,11	65.379,91
E_4	4,5315	20,6	01:30	29,40	133.226,10
A4	2,7766	26,5	01:00	53,25	147.853,95
A10	1,0192	12,6	00:50	45,40	46.271,68
C1	13,0214	69,5	01:00	40,62	528.929,27
A5	2,475	24,7	00:50	44,81	110.904,75
A11	1,0195	10,1	00:50	42,58	43.410,31
C2	16,5159	100,1	01:00	41,32	682.436,99
A6	1,3698	9,4	00:50	40,99	56.148,10
C3	17,8857	105	01:00	41,29	738.500,55
A7	4,6649	14,3	01:10	31,62	147.504,14
Salida	22,5506	118,4	01:20	39,25	885.111,05

Cuadro 4-24. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 5 años.

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (mm)	Volumen (m ³)
A8	2,3652	11,6	01:40	37,85	89.522,82
A9	2,3289	40,6	00:50	77,92	181.467,89
E_10	4,6941	40,7	00:50	57,70	270.849,57
A1	2,6334	10,5	01:40	28,60	75.315,24
A2	0,6189	5,2	01:20	43,31	26.804,56
E_3	3,2523	14,7	01:40	31,40	102.122,22
A3	1,2792	19,1	01:20	67,58	86.448,34
E_4	4,5315	29,4	01:30	41,61	188.555,72
A4	2,7766	35,3	01:00	70,63	196.111,26
A10	1,0192	17,1	00:50	61,57	62.752,14
C1	13,0214	93,2	01:00	55,17	718.390,64
A5	2,475	36,1	00:50	64,90	160.627,50
A11	1,0195	14,2	00:50	59,47	60.629,67
C2	16,5159	137,5	01:00	56,85	938.928,92
A6	1,3698	13,8	00:50	58,21	79.736,06
C3	17,8857	146,2	01:00	56,97	101.8948,33
A7	4,6649	22,3	01:10	47,21	220.229,93
Salida	22,5506	165,5	01:20	54,90	1.238.027,94

Cuadro 4-25. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 10 años.

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (mm)	Volumen (m ³)
A8	2,3652	14,8	01:40	47,94	113.387,69
A9	2,3289	47,6	00:50	91,18	212.349,10
E_10	4,6941	47,8	00:50	69,37	325.629,72
A1	2,6334	13,8	01:40	37,03	97.514,80
A2	0,6189	6,5	01:20	53,43	33.067,83
E_3	3,2523	19	01:40	40,15	130.579,85
A3	1,2792	22,5	01:20	79,83	102.118,54
E_4	4,5315	36,3	01:30	51,35	232.692,53
A4	2,7766	42	01:00	83,65	232.262,59
A10	1,0192	20,6	00:50	73,91	75.329,07
C1	13,0214	111,4	01:00	66,52	866.183,53
A5	2,475	42	00:50	75,29	186.342,75
A11	1,0195	17,5	00:50	72,51	73.923,95
C2	16,5159	163,6	01:00	68,17	1.125.888,90
A6	1,3698	17,3	00:50	71,62	98.105,08
C3	17,8857	175,2	01:00	68,46	1.224.455,02
A7	4,6649	28,7	01:10	59,36	276.908,46
Salida	22,5506	199,2	01:20	66,54	1500516,92

Cuadro 4-26. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 15 años.

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (mm)	Volumen (m ³)
A8	2,3652	17,8	01:40	57,05	134.934,66
A9	2,3289	51,9	00:50	99,32	231.306,35
E_10	4,6941	52,4	00:50	77,99	366.092,86
A1	2,6334	15,9	01:40	42,44	111.761,50
A2	0,6189	7,3	01:20	59,81	37.016,41
E_3	3,2523	21,7	01:40	45,75	148.792,73
A3	1,2792	24,6	01:20	87,27	111.635,78
E_4	4,5315	40,7	01:30	57,47	260.425,31
A4	2,7766	46	01:00	91,51	254.086,67
A10	1,0192	22,7	00:50	81,44	83.003,65
C1	13,0214	122,8	01:00	74,03	963.974,24
A5	2,475	46,6	00:50	83,3	206.167,50
A11	1,0195	19,4	00:50	80,41	81.978,00
C2	16,5159	180,6	01:00	75,78	1.251.574,90
A6	1,3698	19,4	00:50	79,74	109.227,85
C3	17,8857	194	01:00	76,12	1.361.459,48
A7	4,6649	32,6	01:10	66,71	311.195,48
Salida	22,5506	221,1	01:10	74,16	1.672.352,50

Cuadro 4-27. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 20 años.

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (mm)	Volumen (m ³)
A8	2,3652	18,4	01:40	59,14	139.877,93
A9	2,3289	55,1	00:50	105,24	245.093,44
E_10	4,6941	55,5	00:50	81,98	384.822,32
A1	2,6334	17,5	01:40	46,61	122.742,77
A2	0,6189	7,9	01:20	64,41	39.863,35
E_3	3,2523	23,8	01:40	50	162.615,00
A3	1,2792	26,1	01:20	92,65	118.517,88
E_4	4,5315	44	01:30	62,04	281.134,26
A4	2,7766	48,9	01:00	97,16	269.774,46
A10	1,0192	24,2	00:50	86,91	88.578,67
C1	13,0214	130,9	01:00	78,7	1.024.784,18
A5	2,475	50	00:50	89,17	220.695,75
A11	1,0195	20,8	00:50	86,2	87.880,90
C2	16,5159	192,9	01:00	80,7	1.332.833,13
A6	1,3698	20,9	00:50	85,8	117.528,84
C3	17,8857	207,6	01:00	81,14	1.451.245,70
A7	4,6649	35,5	01:10	72,17	336.665,83
Salida	22,5506	237,9	01:10	79,29	1788037,07

Cuadro 4-28. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 25 años.

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (mm)	Volumen (m ³)
A8	2,3652	19,7	01:40	63,13	149.315,08
A9	2,3289	57,6	00:50	109,98	256.132,42
E_10	4,6941	58,2	00:50	86,34	405.288,59
A1	2,6334	18,8	01:40	50,03	131.749,00
A2	0,6189	8,4	01:20	68,27	42.252,30
E_3	3,2523	25,5	01:40	53,5	173.998,05
A3	1,2792	27,2	01:20	96,92	123.980,06
E_4	4,5315	46,6	01:30	65,77	298.036,76
A4	2,7766	51,2	01:00	101,67	282.296,92
A10	1,0192	25,4	00:50	91,2	92.951,04
C1	13,0214	137,6	01:00	82,87	1.079.083,42
A5	2,475	52,6	00:50	93,78	232.105,50
A11	1,0195	21,9	00:50	90,86	92.631,77
C2	16,5159	202,8	01:00	84,96	1.403.190,86
A6	1,3698	22,1	00:50	90,51	123.980,60
C3	17,8857	218,5	01:00	85,44	1.528.154,21
A7	4,6649	37,8	01:10	76,48	356.771,55
Salida	22,5506	251,4	01:10	83,62	1.885.681,17

Cuadro 4-29. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 50 años.

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (mm)	Volumen (m ³)
A8	2,3652	23,9	01:40	76,19	180.204,59
A9	2,3289	65,9	00:50	125,45	292.160,51
E_10	4,6941	66,8	00:50	100,61	472.273,40
A1	2,6334	23,2	01:40	61,51	161.980,43
A2	0,6189	10	01:20	80,73	49.963,80
E_3	3,2523	31,1	01:40	65,17	211.952,39
A3	1,2792	31,1	01:20	111,03	142.029,58
E_4	4,5315	55,4	01:30	78,13	354.046,10
A4	2,7766	58,7	01:00	116,39	323.168,47
A10	1,0192	29,4	00:40	105,5	107.525,60
C1	13,0214	160	01:20	96,58	1.257.606,81
A5	2,475	61,4	00:50	109,01	269.799,75
A11	1,0195	25,7	00:50	105,87	107.934,47
C2	16,5159	235,3	01:00	99	1.635.074,10
A6	1,3698	26,2	00:50	106,05	145.267,29
C3	17,8857	254,5	01:00	99,6	1.781.415,72
A7	4,6649	45,5	01:10	90,79	423.526,27
Salida	22,5506	295,4	01:10	97,87	2.207.027,22



Cuadro 4-30. Resumen de resultados hidrológicos para un periodo de retorno de 100 años.

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (mm)	Volumen (m ³)
A8	2,3652	28,7	01:40	90,88	214.949,38
A9	2,3289	74,8	00:50	142,14	331.029,85
E_10	4,6941	76,2	00:50	116,28	545.829,95
A1	2,6334	28,2	01:40	74,55	196.319,97
A2	0,6189	11,7	01:20	94,29	58.356,08
E_3	3,2523	37,5	01:40	78,31	254.687,61
A3	1,2792	35,2	01:20	126,09	161.294,33
E_4	4,5315	65,2	01:30	91,82	416.082,33
A4	2,7766	66,7	01:00	132,07	366.705,56
A10	1,0192	34	00:40	120,83	123.149,94
C1	13,0214	185,4	01:20	111,55	1.452.537,17
A5	2,475	70,7	00:50	125,31	310.142,25
A11	1,0195	29,6	00:50	122,03	124.409,59
C2	16,5159	270,4	01:00	114,25	1.886.941,58
A6	1,3698	30,6	00:50	122,85	168.279,93
C3	17,8857	293,3	01:00	114,98	2.056.497,79
A7	4,6649	53,9	01:10	106,23	495.552,33
Salida	22,5506	343	01:10	113,33	2.555.659,50



4.3 Análisis de eventos

De acuerdo con los resultados del primer análisis de volumen de precipitación, el caudal pico para una tormenta con 2 años de periodo de retorno es de $118 \text{ m}^3/\text{s}$, los demás caudales picos son mayores. Este valor de caudal se considera extraordinariamente elevado para un evento de tan solo dos años de periodo de retorno y una cuenca de tan solo 23 km^2 . Por lo tanto se realizó un análisis de sensibilidad que determinó que los caudales elevados se deben a los volúmenes de precipitación que se estimaron para la cuenca. Los factores que se descartaron como sensibles fueron variaciones en los números de curva asignados a cada uso de suelo y cambios en los parámetros del hidrograma unitario de Snyder.

La magnitud de los caudales estimados para lluvias simultaneas en todas las estaciones con 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno no corresponden a las inundaciones con los mismos periodos de retorno que se observan en la cuenca. Un evento de lluvia con dos años de periodo de retorno tiene una probabilidad de ocurrencia anual de 0,5 en una estación meteorológica. Ahora, si se considera a cada evento como independiente de los demás, la probabilidad anual de que la tormenta con dos años de periodo de retorno ocurra simultáneamente en dos estaciones es igual a $(0,5 * 0,5) = 0,25$, lo que equivale a un periodo de retorno de 4 años. Sin embargo, al aumentar la cantidad de estaciones aumentamos la probabilidad de no ocurrencia del evento y por lo tanto también aumenta el periodo de retorno asociado. Así la probabilidad de que la lluvia con dos años de periodo ocurra simultáneamente en las diez estaciones analizadas es igual a $0,5^{10} = 0,001$, es decir que en promedio sucede una vez cada 1024 años. La probabilidad de que tormentas con periodos de retorno mayores sucedan simultáneamente en varias estaciones es todavía menor.

Los caudales presentados hasta este punto del informe representan lo esperado de lluvias con probabilidades de ocurrencia muy bajas, y son poco representativas de la realidad de la cuenca. Por lo tanto se optó por complementar el estudio con datos de eventos de precipitación asociados a crecientes registradas en la cuenca por parte de la Municipalidad de Belén.



4.3.1 Eventos analizados

De acuerdo con el recuento de la Municipalidad de Belén, del 2001 a junio del 2014 existieron 16 eventos de creciente en la cuenca que ameritaron su registro por parte del Municipio. No todos estos eventos culminaron en una inundación. La lista de eventos se presenta en el Cuadro 4-31.

Cuadro 4-31.Eventos registrados en la Quebrada Seca entre el 2001 y 06/2014.

Número de evento	Fecha	Número de evento	Fecha
1	10/09/01	9	13/06/07
2	22/10/01	10	16/06/07
3	01/10/04	11	06/09/08
4	10/05/05	12	20/07/10
5	05/09/05	13	06/09/13
6	12/09/05	14	28/04/14
7	12/11/05	15	08/05/14
8	17/09/06	16	03/06/14

Fuente: Municipalidad de Belén.

Para cada evento se solicitó al Instituto Meteorológico Nacional la información horaria de lluvia de las mismas estaciones analizadas en la metodología original, sin embargo las estaciones disponibles se limitan a las estaciones San Josecito, San José (Aranjuez), Pavas, Santa Lucía y Aeropuerto Juan Santamaría.

4.3.2 Descripción de eventos de precipitación típicos en la cuenca

Contar con datos de eventos concretos en las estaciones cercanas a la cuenca permitió determinar la influencia de cada estación meteorológica sobre los eventos de crecientes en el río. En general se identificaron tres tipos de eventos que generaron problemas en la cuenca. El primer patrón muestra una lluvia concentrada en la estación Santa Lucía con muy poca o ninguna lluvia registrada en las demás estaciones. La Figura 4-40 muestra un ejemplo de esto correspondiente al evento del 1 de octubre de 2004.

El histograma del evento del 2004 presenta un evento de precipitación entre las horas 8 y 10 que sólo se registró en la estación de Santa Lucía. Posteriormente, a partir de las 13 horas se

registraron volúmenes menores de precipitación en las estaciones Pavas y Juan Santamaría. El desfase temporal entre las lluvias de la mañana y la tarde hacen creer que fueron dos eventos de lluvia independientes. Por lo tanto se modeló el evento con un volumen de 60,7 mm de lluvia en Santa Lucía y 0 mm en las estaciones restantes, el promedio de lluvia en la cuenca fue de 33,6 mm. Los eventos que sólo presentan precipitación en la estación Santa Lucía se denominan con las iniciales SL acompañadas de un periodo de retorno. Así la tormenta SL-2 corresponde a un evento con patrón de lluvia centrado en la estación Santa Lucía con dos años de periodo de retorno.

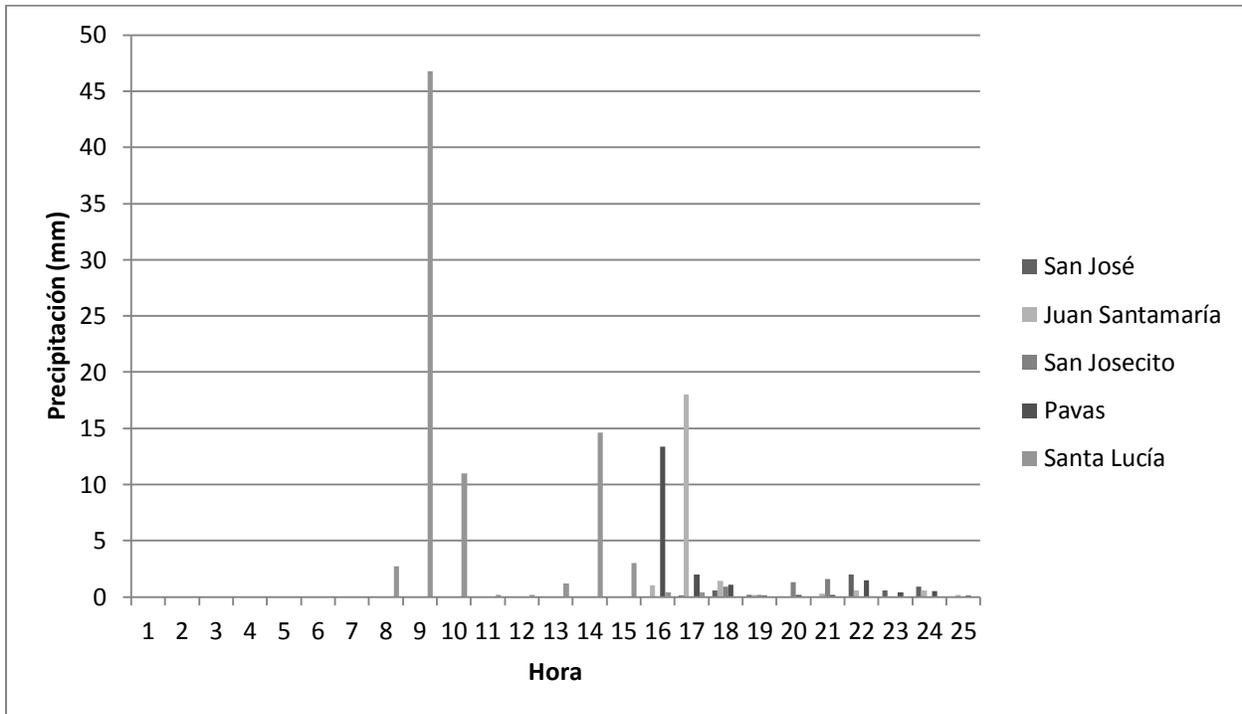


Figura 4-40. Histograma de precipitación para el 01/10/2004.

El segundo patrón corresponde a eventos donde llueve simultáneamente en Santa Lucía y el Aeropuerto Juan Santamaría y donde el evento se concentra en la estación Juan Santamaría. Un evento de este tipo se muestra en la Figura 4-41 y corresponde al 13 de junio de 2007. En esta fecha se registraron lluvias de 74,4 mm en la estación Juan Santamaría y 48,8 mm en la estación Santa Lucía. Los eventos con un máximo de precipitación en la estación Aeropuerto Juan Santamaría que reciben aporte de la estación Santa Lucía se denominan con la abreviatura

AJSM+SL y se acompañan con el periodo de retorno del evento, por ejemplo AJSM-10. El promedio de precipitación en la cuenca se estimó como 53,4 mm.

El evento de inundación que se presentó el 13 de junio de 2007 ha sido el de mayor magnitud registrado en San Antonio de Belén. La declaratoria de emergencia posterior facilitó una gran cantidad de intervenciones en el cauce de la Quebrada Seca para darle mayor capacidad de transporte. Estas intervenciones se hicieron sin un estudio previo, sin embargo han tenido un efecto paliativo ante los eventos de lluvia en la cuenca. Esto quedó demostrado con el evento registrado el 20 de julio de 2010 y que se muestra en la Figura 4-42.

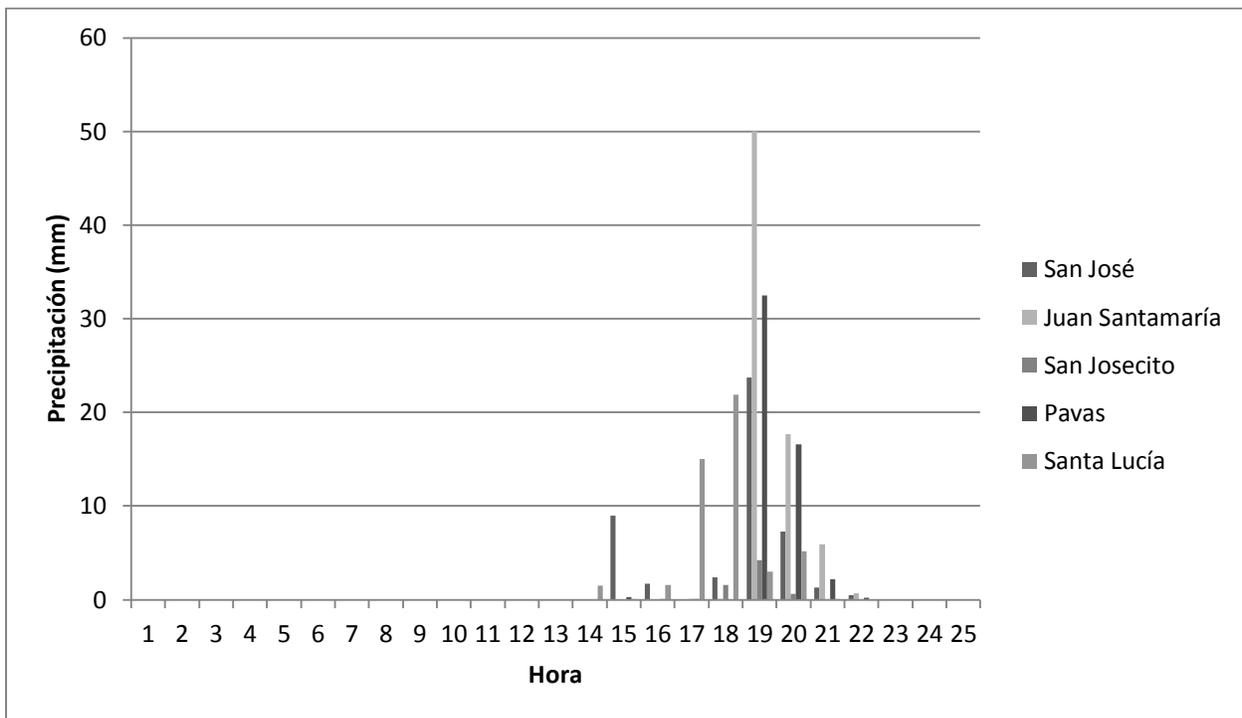


Figura 4-41. Histograma de precipitación para el 13/06/2007.

Durante el evento de julio del 2010 cayeron 76,7 mm en Santa Lucía y 52,6 mm en el Aeropuerto Juan Santamaría, es decir, el evento se concentró en la estación Santa Lucía pero también generó un volumen importante en la estación Juan Santamaría. Este patrón es el tercer tipo de evento que se identificó como típico para la cuenca y se denominan con la abreviatura SL+AJSM. El promedio de lluvia en la cuenca se estimó como 63,8 mm.

Los eventos concentrados en Santa Lucía con aportes de las estaciones circundantes, pero sobre todo de la estación Juan Santamaría, son los que generan mayores volúmenes de precipitación en la cuenca. En particular el evento del 2010 generó una cantidad de lluvia mayor que el evento del 2007, sin embargo sus efectos fueron más sentidos en la parte alta de la cuenca que en la parte baja. Esto es debido al efecto de los trabajos de emergencia realizados posterior al evento del 2007 en la parte baja.

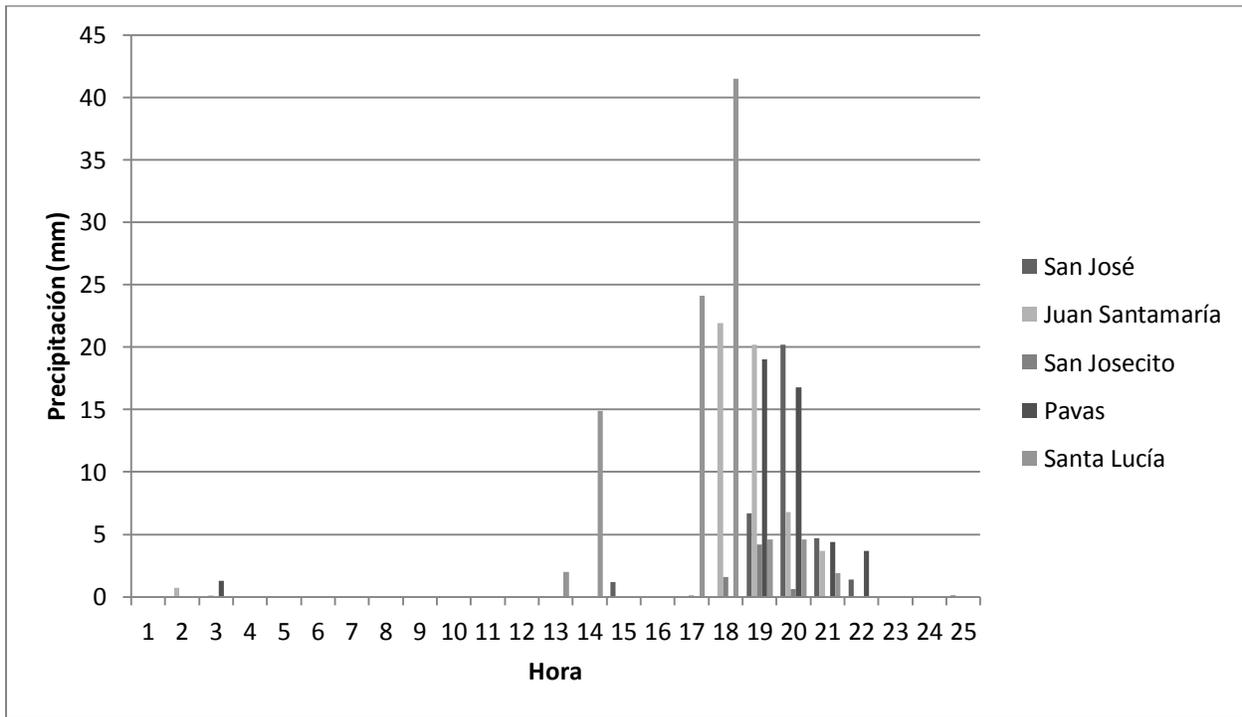


Figura 4-42. Histograma de precipitación para el 20/07/2010.

Dada la cercanía de las estaciones Santa Lucía y Aeropuerto Juan Santamaría a la cuenca y dada la presencia de picos de precipitación horaria en estas estaciones durante los eventos de crecientes registrados, se aislaron estas dos estaciones para un análisis de eventos sintéticos.

4.3.3 Análisis de eventos de precipitación sintéticos

Los eventos sintéticos de lluvia se generan a partir de los pronósticos de precipitación diaria generada por medio del análisis de frecuencia realizado anteriormente. Estos pronósticos se utilizan para la estación dominante de cada tipo de evento. En el caso de las estaciones secundarias (es decir, la segunda en importancia y orden dentro de la abreviatura) de los eventos



tipo AJSM+SL y SL+AJSM, la precipitación es entre 0,69 y 0,65 veces la precipitación registrada en la estación dominante. Estas proporciones son las observadas en los eventos reales.

Se aplicó el criterio anterior para periodos de 2, 5, 10, 25 y 50 años en eventos tipo SL, y para periodos de 10, 25 y 50 años los dos tipos restantes. Los valores de precipitación de cada estación asociados a cada evento se presentan en el Cuadro 4-32. Estos valores se utilizaron para interpolar espacialmente la precipitación en la totalidad de la cuenca por medio de mapas de lluvia.

Cuadro 4-32. Precipitación diaria para eventos sintéticos.

Tipo de evento	SL					AJSM+SL			SL+AJSM		
	2	5	10	25	50	10	25	50	10	25	50
Estación	Precipitación (mm)										
Santa Lucía	93,2	112,3	126,3	145,5	161,0	69,5	82,2	92,3	126,3	145,5	161,0
San Josecito	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Juan Santamaría	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	106,9	126,4	141,9	86,6	99,8	110,4
Pavas	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
San José	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

4.3.3.1 Eventos SL

La Figura 4-43 muestra el patrón de lluvia esperado para el evento SL-10, este evento sirve como ejemplo para todos los eventos SL. En la figura se observa un núcleo de precipitación centrado en la estación Santa Lucía y la parte media y alta de la cuenca. Como las demás estaciones no registran lluvia existe una disminución del volumen de lluvia hacia las estaciones circundantes. Esto genera volúmenes de lluvia muy bajos en la parte baja de la cuenca cerca de la estación Juan Santamaría. La diferencia principal entre los eventos de tipo SL es un aumento del volumen de precipitación en la parte media y alta conforme aumenta el periodo de retorno del evento. Este patrón se puede observar en el Cuadro 4-33. El área A9 siempre recibe el máximo de precipitación por ser el área que contiene en su interior la estación Santa Lucía. Por lo contrario el área A0 es la que menos precipitación registra por ser la más alejada de Santa Lucía y estar cercana al Aeropuerto Juan Santamaría.

El Cuadro 4-33 cuenta en su última fila con un cálculo de la precipitación promedio de la cuenca para cada evento. Estos valores sirven de referencia para comparar la magnitud de los eventos.

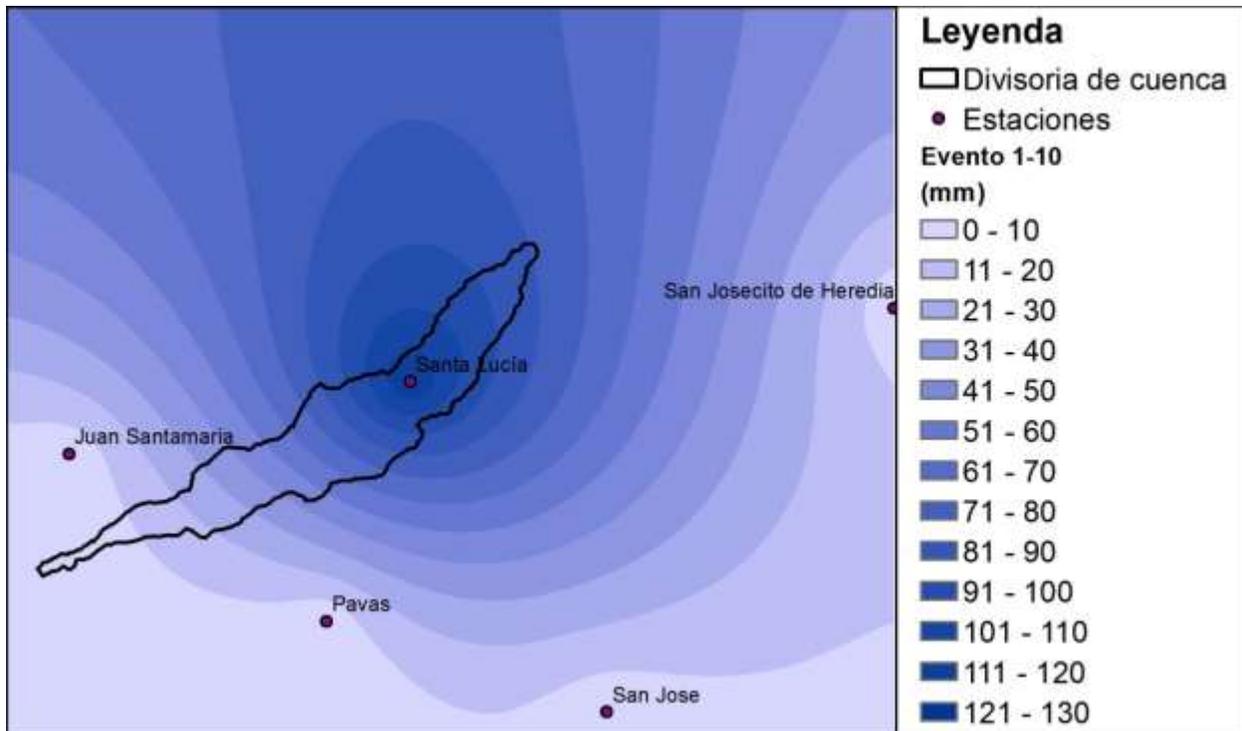


Figura 4-43. Mapa de lluvia para el evento SL-10.



Cuadro 4-33. Precipitación promedio por área de drenaje para eventos SL.

Periodo de retorno (años)	Eventos SL				
	2	5	10	25	50
Área de drenaje	Precipitación (mm)				
A1	66,2	79,7	89,7	103,3	114,3
A8	74,8	90,2	101,4	116,8	129,3
A2	75,2	90,6	101,9	117,4	129,9
A9	75,3	90,8	102,1	117,6	130,1
A3	74,6	89,9	101,1	116,5	128,9
A10	57,2	68,9	77,5	89,3	98,8
A4	58,6	70,6	79,4	91,5	101,3
A5	43,2	52,0	58,5	67,4	74,6
A11	35,5	42,8	48,2	55,5	61,4
A6	27,1	32,7	36,8	42,4	46,9
A7	14,8	17,9	20,1	23,2	25,6
A0	1,7	2,0	2,2	2,6	2,9
Total sobre la cuenca	49,9	60,1	67,6	77,9	86,2

Los volúmenes de precipitación y los histogramas característicos de cada área de drenaje se utilizan para distribuir temporalmente la lluvia de cada evento. Los métodos de pérdidas de precipitación y generación de hidrogramas son idénticos a los utilizados en la sección 4.1.3 puesto que se utilizó el mismo modelo en HEC-HMS.

Los hidrogramas generados mediante el modelo en HEC-HMS describen la respuesta hidrológica de la cuenca ante los eventos de precipitación. En las Figura 4-44 aFigura 4-47 se presentan los hidrogramas acumulados correspondientes al evento SL-10.

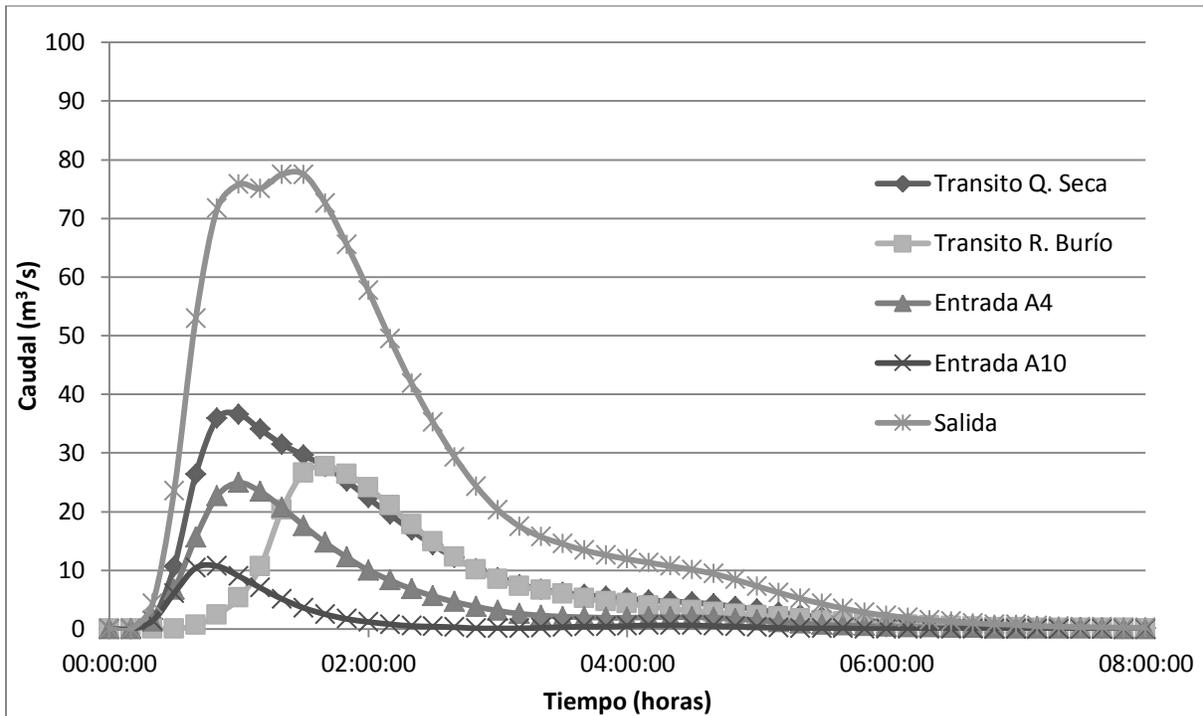


Figura 4-44. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío, evento SL-10.

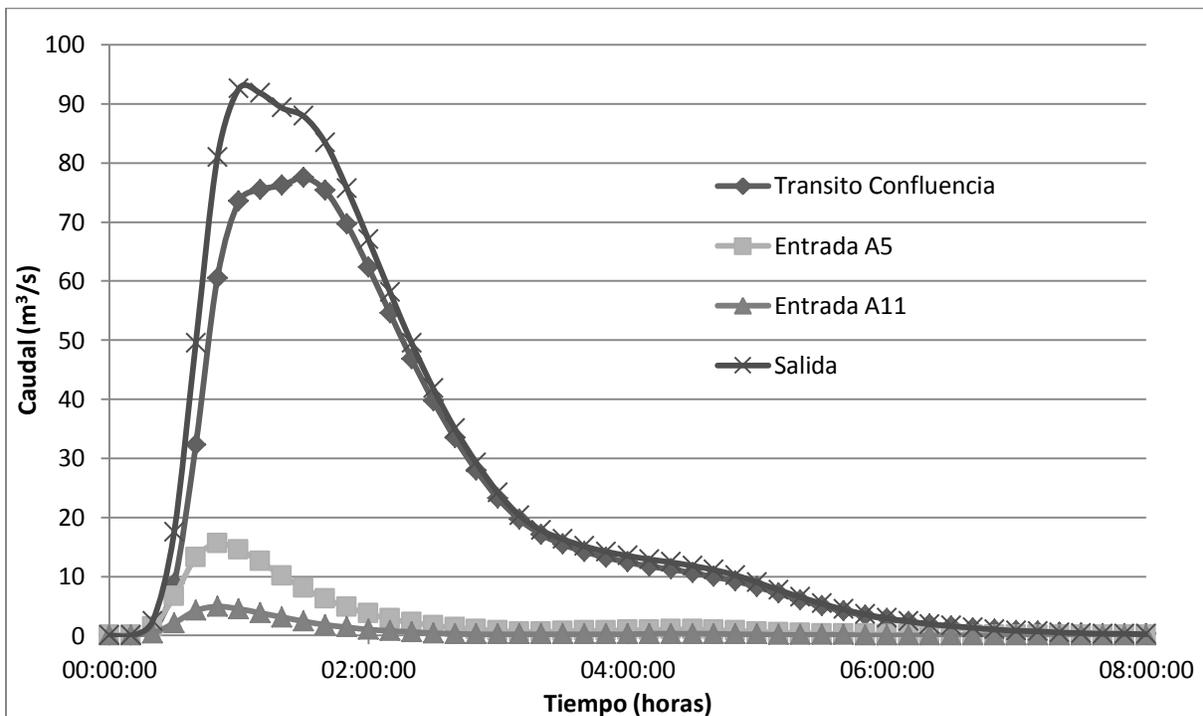


Figura 4-45. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia del cauce principal y la Quebrada Aries, evento SL-10.

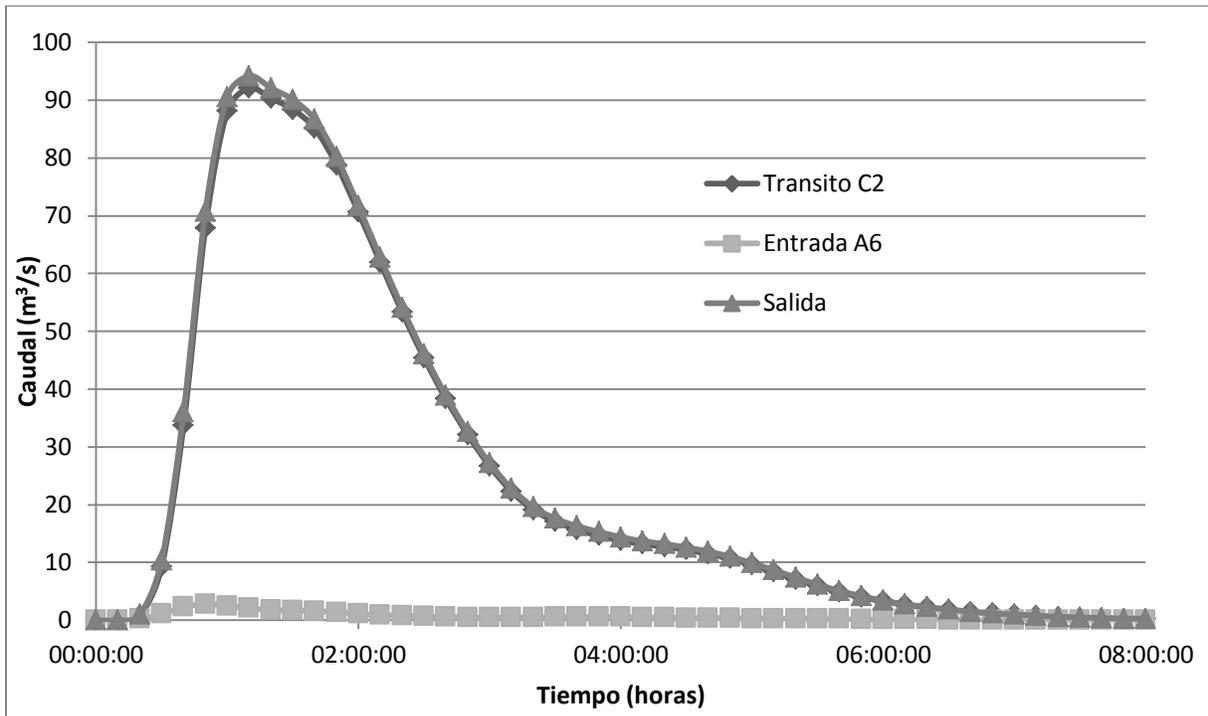


Figura 4-46. Hidrogramas de entrada y salida en la Ruta 1, evento SL-10.

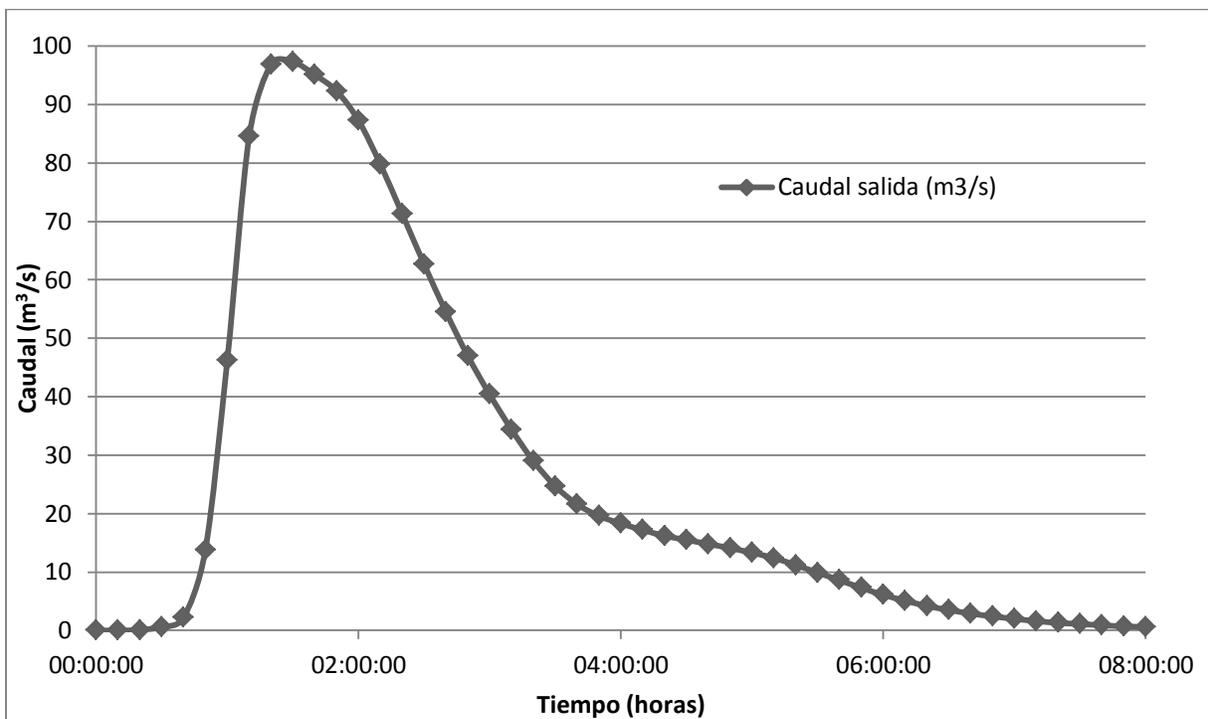


Figura 4-47. Hidrograma de salida de la cuenca, evento SL-10.



Los hidrogramas anteriores demuestran que para un evento de lluvia concentrado en la estación Santa Lucía y sus alrededores el mayor aporte de caudal sucede aguas arriba de la confluencia de la Quebrada Seca y el Río Burío. Los hidrogramas de la Figura 4-44 muestran como los caudales pico de las áreas que tributan a la confluencia llegan de forma casi simultánea y generan un pico de caudal que es más del doble al caudal pico cualquier área tributaria.

Al igual que en los hidrogramas de la sección 4.2.3.3, los hidrogramas de creciente generados por los eventos SL son cortos, con una duración de aproximadamente 6 horas durante las cuales el grueso del volumen escurre en menos de 4 horas después del inicio de la precipitación. De igual manera el caudal pico se presenta rápidamente con aproximadamente una hora y media de tiempo al pico en la salida de la cuenca. Finalmente los hidrogramas muestran efectos del tránsito que debe hacer el caudal entre la parte alta y la parte baja de la cuenca, destaca el retardo de 20 minutos que experimenta el pico del hidrograma entre la Ruta 1 y la Ruta 147.

El Cuadro 4-34 muestra el resumen de los resultados hidrológicos para el evento SL-10, los cuadros con los resúmenes para los demás eventos SL se presentan en el Anexo 10.4. La columna final del cuadro presenta el porcentaje de volumen registrado en cada elemento del modelo hidrológico. Podemos observar que la suma del aporte de las áreas que drena el Río Burío (A1, A2, A3 y A4) es de 40% mientras que el aporte de las áreas de la parte alta de la Quebrada Seca (A8, A9 y A10) es de 39%. Además se observa que el 91,5% del volumen escurrido se genera aguas arriba de la confluencia 2.



Cuadro 4-34. Resumen de resultados hidrológicos el evento SL-10

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (x1 000 m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	12,8	01:40	97,7	12,6
A9	2,3289	37,4	00:50	167,1	21,6
E_10	4,6941	37,9	00:50	264,8	34,2
A1	2,6334	9,4	01:40	66,1	8,5
A2	0,6189	5,3	01:20	27	3,5
E_3	3,2523	13,6	01:40	93,1	12,0
A3	1,2792	17,7	01:20	81,4	10,5
E_4	4,5315	27,8	01:20	174,6	22,5
A4	2,7766	24,9	01:00	139,2	18,0
A10	1,0192	10,7	00:50	39,9	5,1
C1	13,0214	77,5	01:20	618,5	79,8
A5	2,475	15,6	00:50	70,6	9,1
A11	1,0195	4,9	00:50	21,1	2,7
C2	16,5159	92,6	01:00	709,4	91,5
A6	1,3698	2,8	00:50	18,1	2,3
C3	17,8857	94,2	01:10	727,4	93,8
A7	4,6649	4,5	01:10	49,3	6,4
Salida	22,5506	97,3	01:30	775,1	100,0

4.3.3.2 Eventos AJSM+SL

Los eventos AJSM+SL presentan una distribución de lluvia muy distinta a la que presentan los demás tipos de eventos. La Figura 4-48 muestra un ejemplo del patrón característico de los eventos de segundo tipo. Se observa una distribución de precipitación más uniforme que en los demás tipos de evento, con un volumen de precipitación similar en las partes altas y bajas de la cuenca. En general la parte alta del Río Burío y la Quebrada Aries reciben menos lluvia que las demás áreas de la cuenca. Por lo contrario, la parte baja es la que recibe el mayor volumen de lluvia. El Cuadro 4-35 corrobora lo anterior.

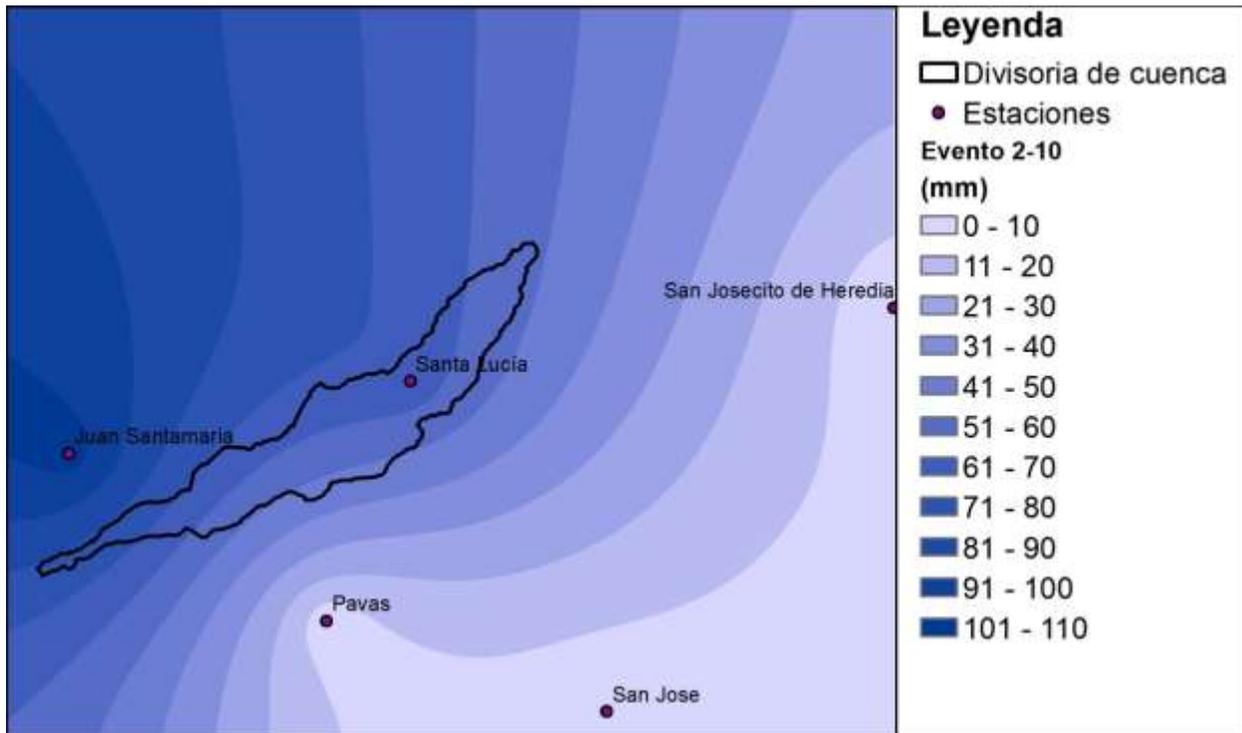


Figura 4-48. Mapa de lluvia para el evento AJSM+SL-10.

Cuadro 4-35. Precipitación promedio por área de drenaje para eventos AJSM+SL.

Periodo de retorno (años)	Eventos AJSM+SL		
	10	25	50
Área de drenaje	Precipitación (mm)		
A1	55,8	66,0	74,1
A8	62,3	73,7	82,8
A2	59,0	69,8	78,3
A9	64,5	76,3	85,6
A3	58,0	68,6	77,0
A10	63,7	75,3	84,6
A4	55,1	65,2	73,2
A5	57,9	68,4	76,9
A11	52,0	61,5	69,1
A6	59,5	70,4	79,0
A7	66,8	79,0	88,7
A0	78,2	92,5	103,8
Total sobre la cuenca	60,7	71,7	80,5

Una observación importante es la ubicación del máximo de precipitación fuera de la cuenca. Como resultado de esto los eventos AJSM+SL depositan un volumen de precipitación menor dentro de la cuenca en comparación a eventos de otros tipos con un mismo periodo de retorno.

La secuencia de hidrogramas del evento AJSM+SL-10 presenta entre la Figura 4-50 y la Figura 4-52 . La Figura 4-49 muestra que hasta el punto C1 la mayor parte del caudal proviene de la parte alta de la Quebrada Seca. Esto concuerda con la distribución de lluvia del evento, según la cual un volumen de precipitación cae en la parte alta del Río Burío en comparación con la parte alta de la Quebrada Seca. En los eventos AJSM+SL existen aportes importantes de caudal aguas debajo de C2. Esto se puede corroborar con los datos del Cuadro 4-36, ellos indican que el 52% del volumen escurrido es generado aguas arriba de la confluencia entre las partes altas de la Quebrada Seca y el Río Burío. Es destacable que el área A7 en el extremo aguas abajo de la cuenca, aporta un 25% del volumen total de escorrentía. Esto se aprecia en las figuras como el aumento de caudal pico de 64,5 m³/s en la Figura 4-51 a 77,6 m³/s en la Figura 4-52.

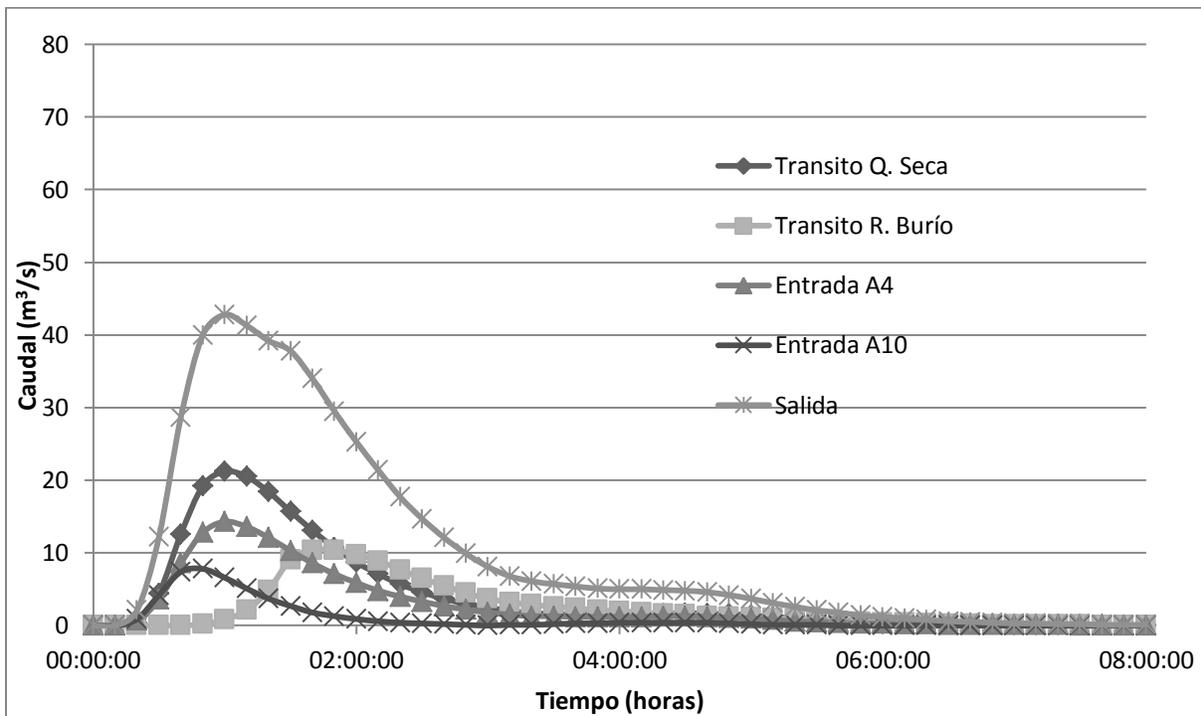


Figura 4-49. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío, evento AJSM+SL -10.

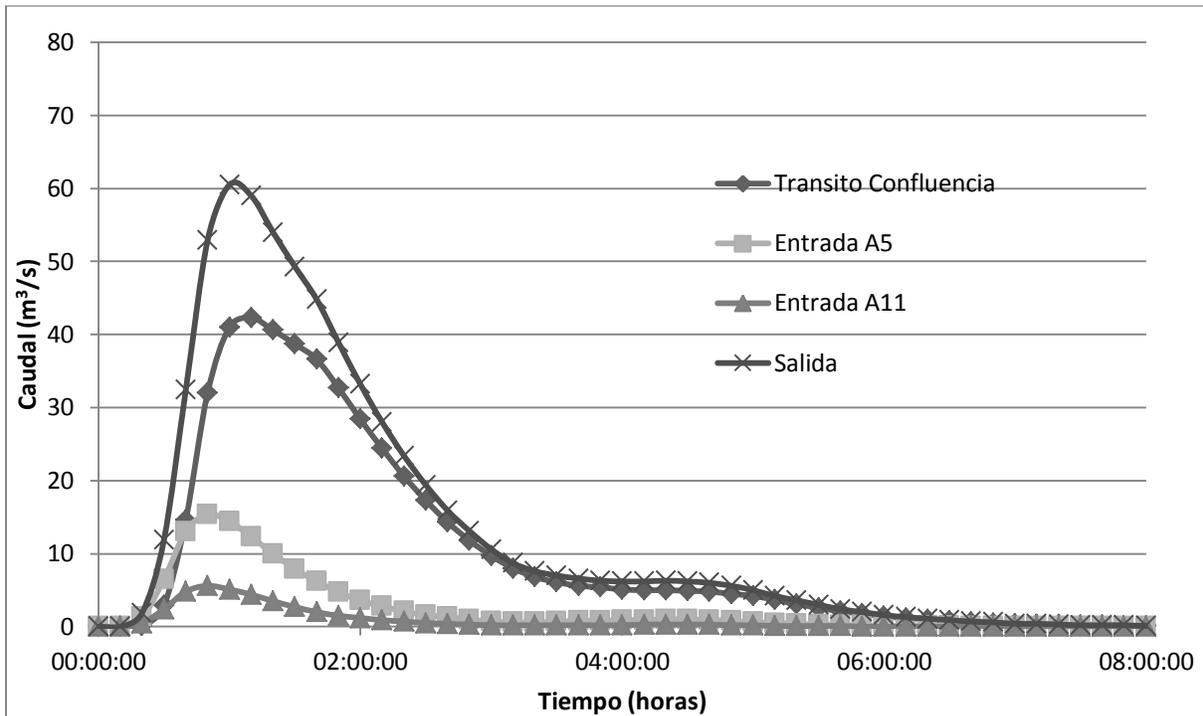


Figura 4-50. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia del cauce principal y la Quebrada Aries, evento AJSM+SL -10.

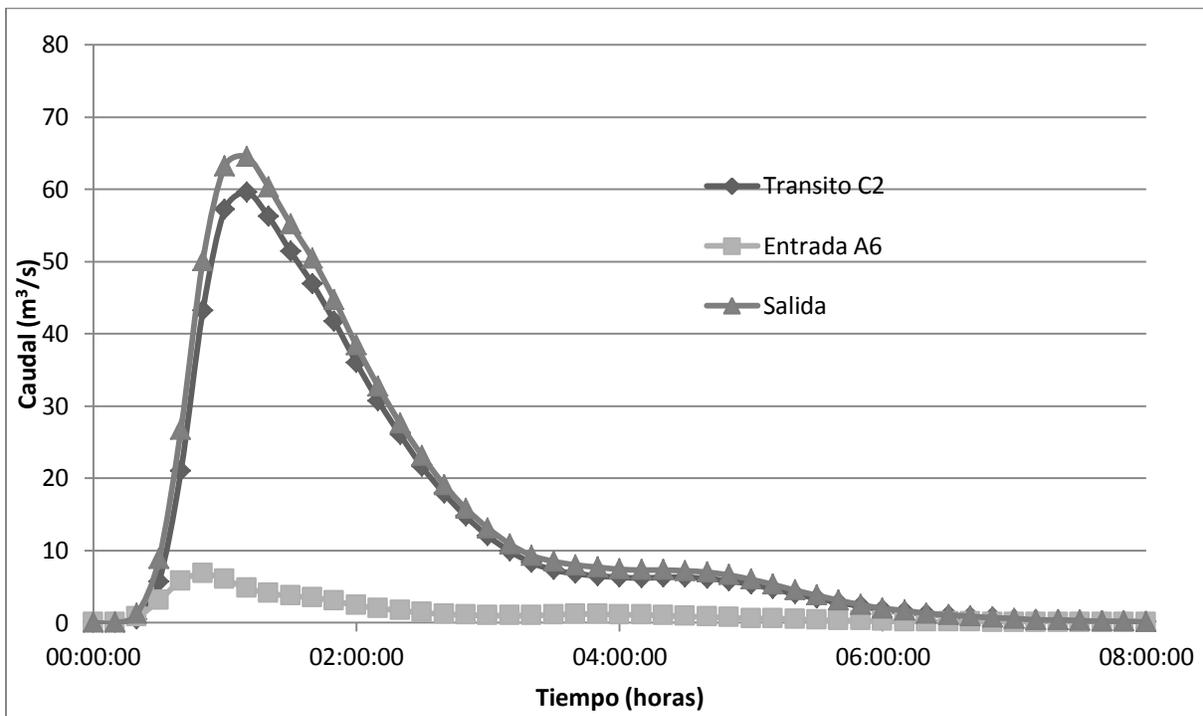


Figura 4-51. Hidrogramas de entrada y salida en la Ruta 1, evento AJSM+SL -10.

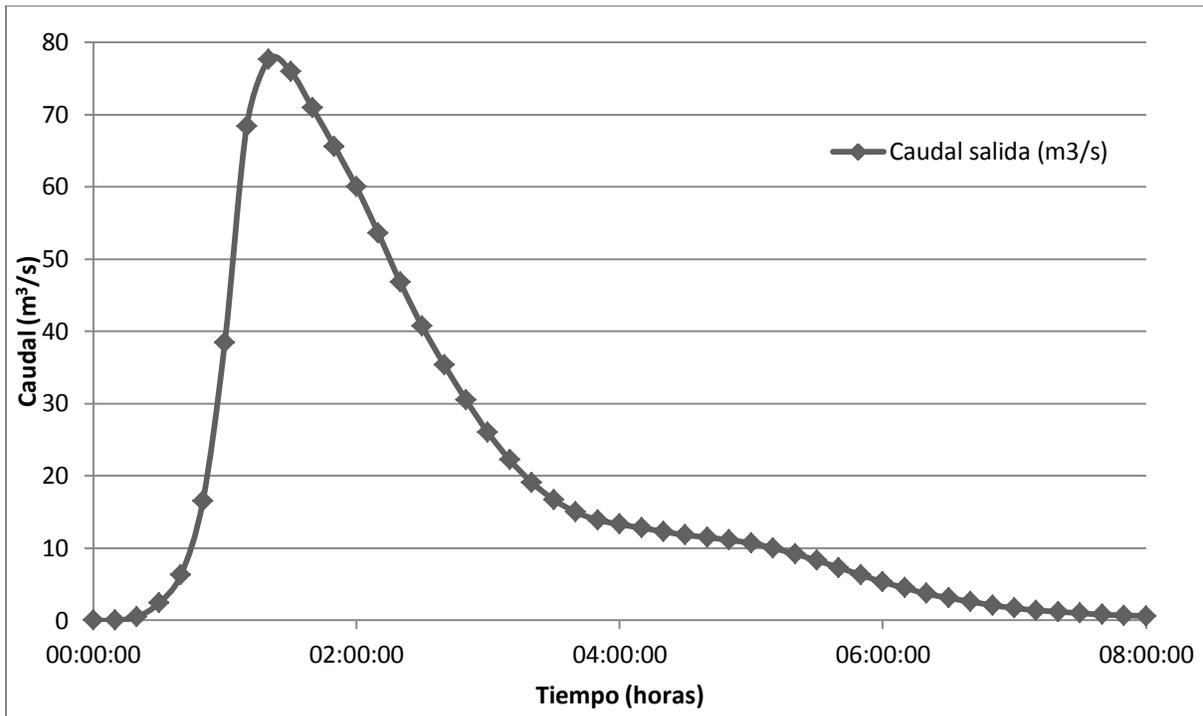


Figura 4-52. Hidrograma de salida de la cuenca, evento AJSM+SL -10.

Cuadro 4-36. Resumen de resultados hidrológicos el evento AJSM+SL 10

Elemento	Área drenada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Hora de caudal pico	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	4,5	01:10	30,4	5,3
A9	2,3289	19,5	00:50	88,1	15,4
E_10	4,6941	21,2	01:00	118,5	20,7
A1	2,6334	3,2	01:40	23,6	4,1
A2	0,6189	1,9	01:20	9,9	1,7
E_3	3,2523	4,7	01:40	33,5	5,8
A3	1,2792	7,7	01:20	35,3	6,2
E_4	4,5315	10,5	01:30	68,7	12,0
A4	2,7766	14,3	01:00	81,1	14,1
A10	1,0192	7,8	00:50	28,8	5,0
C1	13,0214	42,8	01:00	296,8	51,8
A5	2,475	15,4	00:50	69,9	12,2
A11	1,0195	5,6	00:50	23,9	4,2
C2	16,5159	60,5	01:00	389,9	68,0
A6	1,3698	6,8	00:50	40,5	7,1
C3	17,8857	64,5	01:10	430,3	75,0
A7	4,6649	14,5	01:10	143,9	25,1
Salida	22,5506	77,6	01:20	573,5	100,0

Los resultados anteriores indican que en los eventos donde predomina la influencia de la estación Juan Santamaría es posible tener crecientes que generan caudales elevados en la parte media y baja de la cuenca. Aguas arriba de C1 no se esperan problemas por la magnitud relativamente baja de los caudales generados por estos eventos. El Cuadro 4-32 indica que la precipitación esperada en la estación Santa Lucía para los eventos AJSM+SL es menor al volumen esperado para un evento con dos años de periodo de retorno en esta estación. Por ello los caudales que se observan durante los eventos AJSM+SL en la parte alta de la cuenca se pueden considerar ordinarios. El aporte de caudal que genera crecientes en estos eventos se da aguas debajo de C1 en áreas donde la influencia de la estación Juan Santamaría es igual o mayor a la influencia de la estación Santa Lucía.

4.3.3.3 Eventos SL+AJSM

El último tipo de evento consiste de un núcleo de precipitación concentrado en torno a la estación Santa Lucía con precipitación en la estación Juan Santamaría y sin lluvia en las demás estaciones. El resultado típico de esta asignación de lluvia se observa en la Figura 4-53.

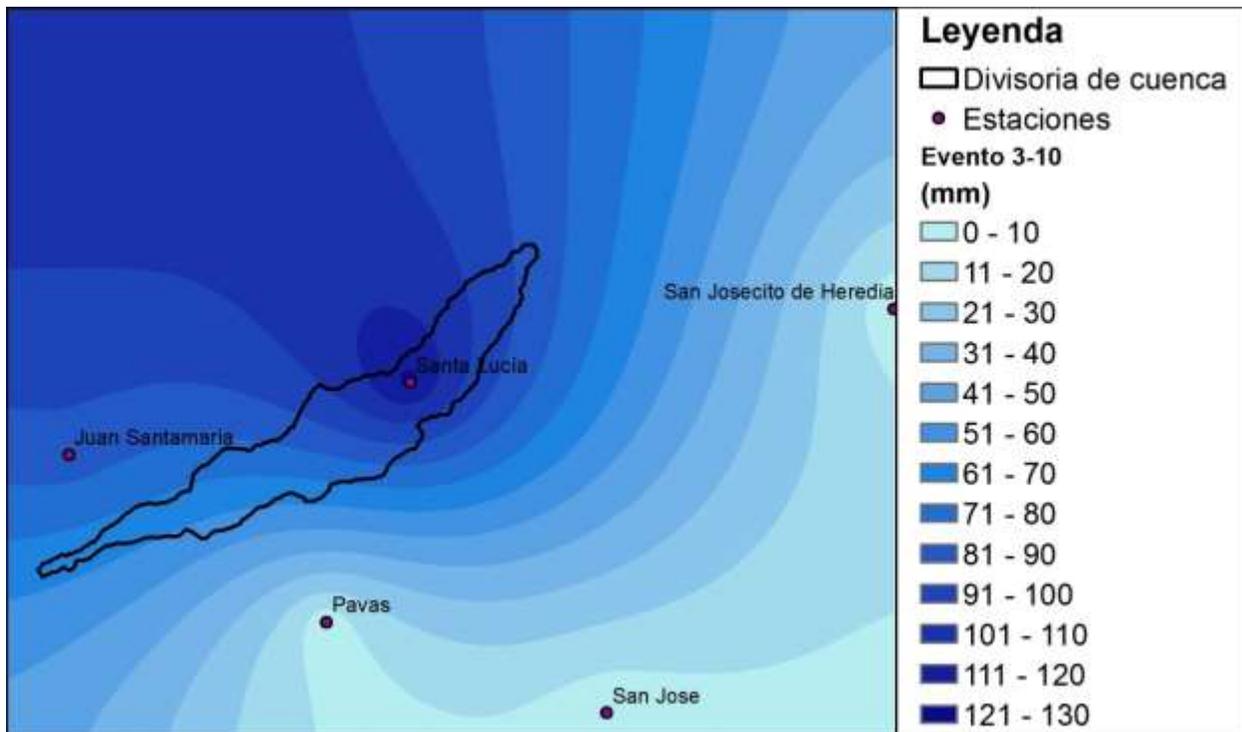


Figura 4-53. Mapa de lluvia para el evento SL+AJSM -10.



La distribución espacial de la lluvia muestra claramente una zona de precipitación elevada en la zona media y alta de la cuenca. Existe una disminución de la precipitación en la parte baja de la cuenca sin embargo es menor a la que se observa en los eventos SL. Esto se debe a la influencia de la estación Juan Santamaría en la interpolación. El Cuadro 4-37 presenta los promedios espaciales de precipitación esperados para cada área de drenaje en los eventos SL+AJSM. Al igual que en los eventos SL el máximo de precipitación se espera para el área A9 por la presencia de la estación Santa Lucía y las áreas con mayor volumen de precipitación se ubican en la parte alta y media de la cuenca.

Cuadro 4-37. Precipitación promedio por área de drenaje para eventos SL+AJSM.

Periodo de retorno (años)	Eventos SL+AJSM		
	10	25	50
Área de drenaje	Precipitación (mm)		
A1	95,0	109,4	121,1
A8	106,8	123,0	136,1
A2	104,3	120,1	132,9
A9	108,9	125,4	138,8
A3	103,0	118,7	131,3
A10	94,7	109,1	120,7
A4	88,7	102,2	113,1
A5	79,4	91,5	101,2
A11	68,9	79,3	87,8
A6	68,6	79,0	87,4
A7	65,0	74,9	82,9
A0	63,8	73,5	81,3
Total sobre la cuenca:	86,6	99,7	110,4

Los hidrogramas para el evento SL+AJSM-10 se presentan debajo. Los hidrogramas de la Figura 4-54 muestran las entradas y salidas de caudal en el punto C1. Se observa claramente que los caudales pico de los hidrogramas correspondientes a la Quebrada Seca (áreas A8 y A9), al área A4 y al área A10 llegan de forma casi simultánea a la confluencia. El caudal pico del hidrograma de la parte alta del Río Burío (áreas A1, A2 y A3) llega 40 minutos después de los primeros tres. Como el pico de caudal que transita por el Río Burío llega durante la recesión de los demás hidrogramas, se genera un hidrograma de salida que tiene un caudal pico cercano a los 87 m³/s por 40 minutos.

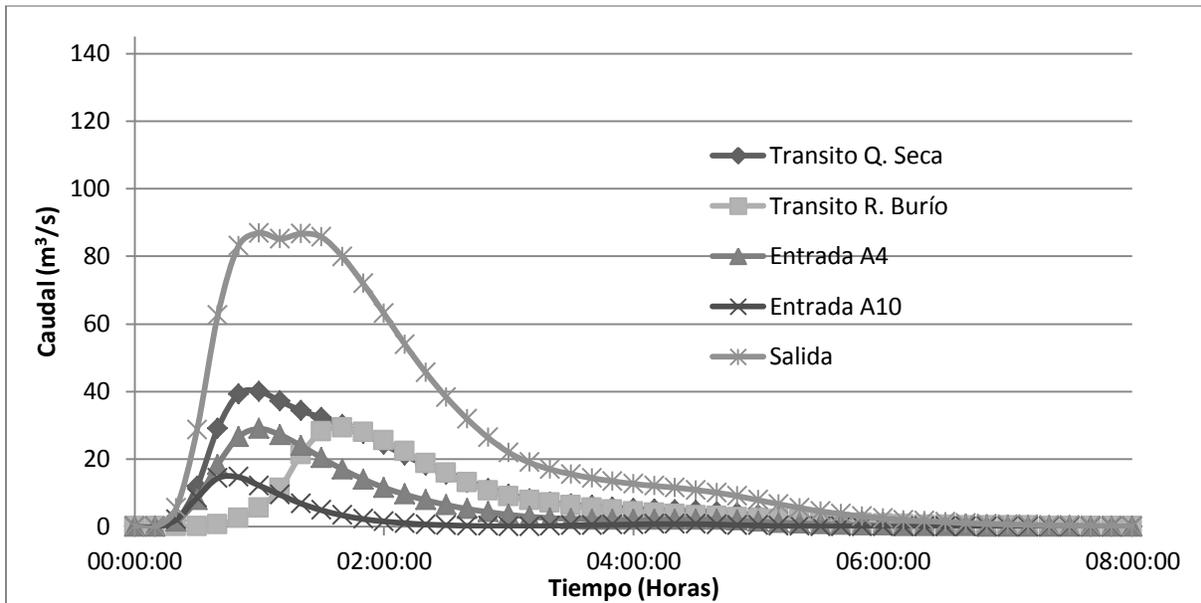


Figura 4-54. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia de la Quebrada Seca y el río Burío, evento SL+AJSM -10.

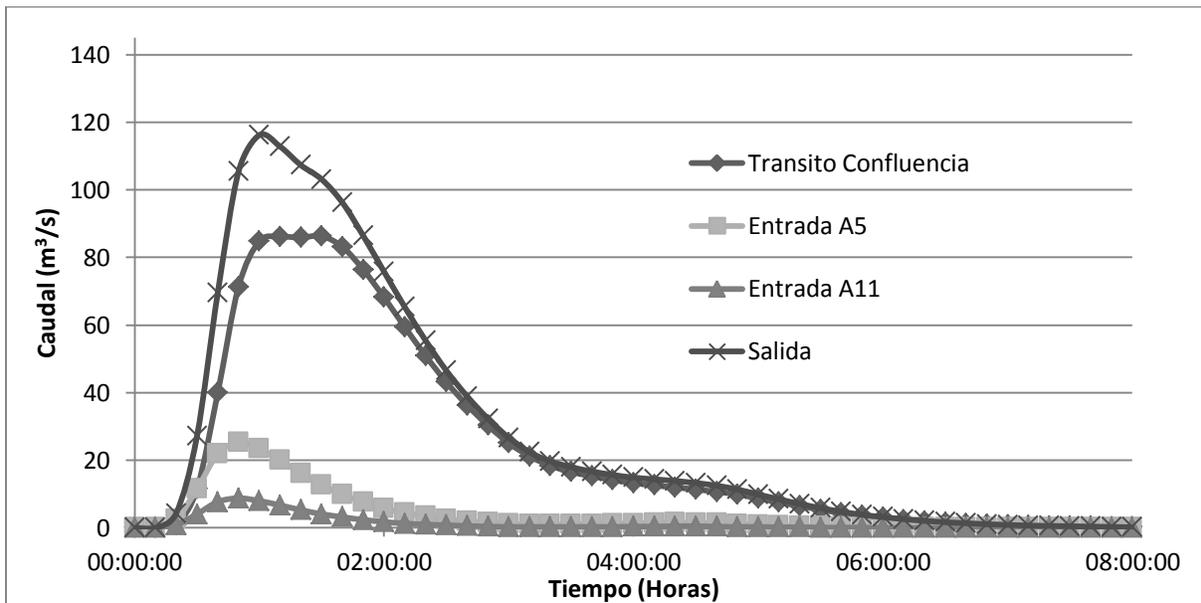


Figura 4-55. Hidrogramas de entrada y salida en la confluencia del cauce principal y la Quebrada Aries, evento SL+AJSM -10.

La incorporación del caudal de las áreas A5 y A11 en el punto C2 genera un pico de caudal más pronunciado, visible en la Figura 4-55. El caudal pico de salida en este punto se estima como $116 \text{ m}^3/\text{s}$.

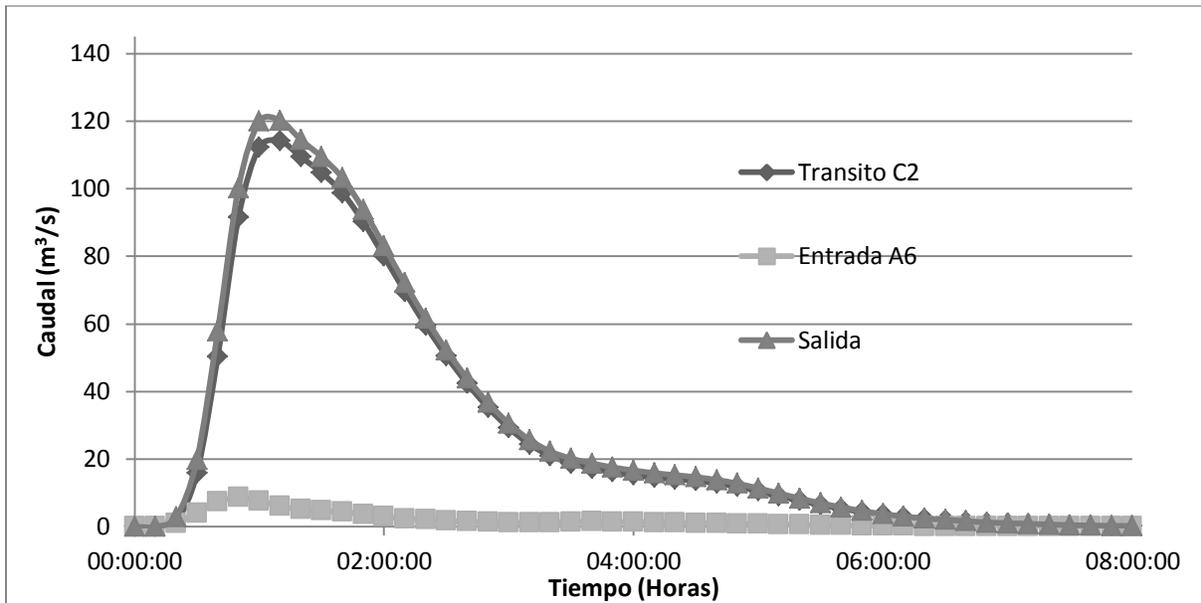


Figura 4-56. Hidrogramas de entrada y salida en la Ruta 1, evento SL+AJSM -10.

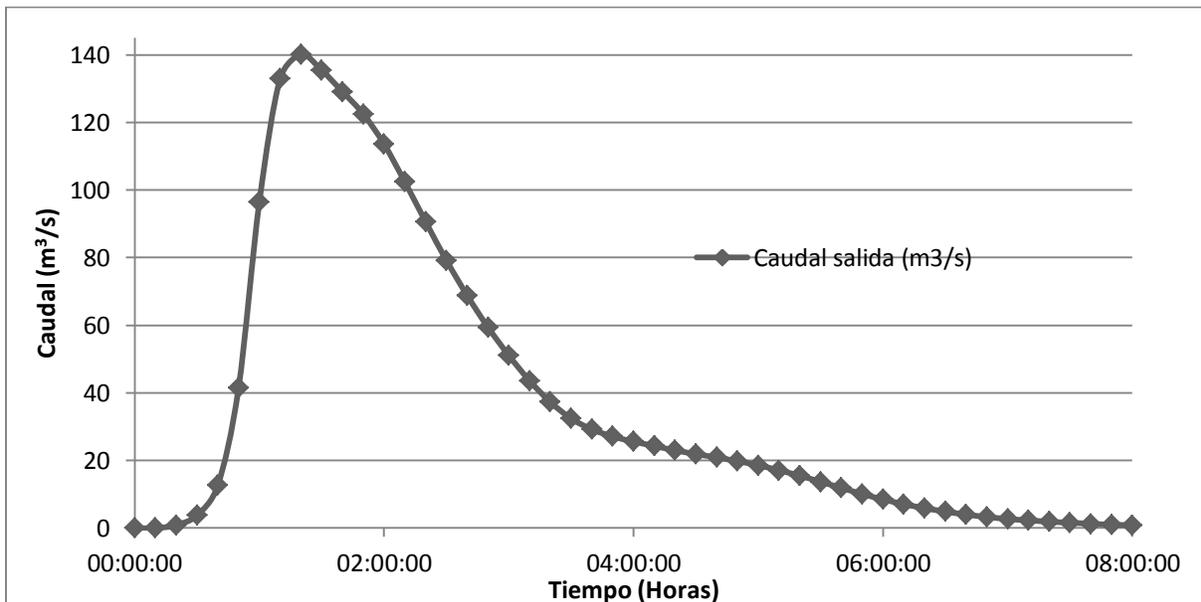


Figura 4-57. Hidrograma de salida de la cuenca, evento SL+AJSM – 10.

La Figura 4-56 indica que el aporte de caudal que realiza el área A6 es modesto, y en conjunto con el efecto de atenuación del tránsito hidrológico del hidrograma de creciente hasta la Ruta 1 se obtiene un caudal pico de $120 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual es un aumento leve al caudal pico del punto C2. Finalmente la Figura 4-57 muestra el caudal de salida de la cuenca con un caudal pico de $140 \text{ m}^3/\text{s}$. El aumento de caudal entre la Ruta 1 y la Ruta 147 se debe al aporte del área A7. El aporte



de esta área es considerable a pesar de ser una de las áreas con menor precipitación promedio, sin embargo su gran extensión genera un caudal adicional considerable.

En términos de volumen, el 76,9% de la escorrentía es generada aguas arriba del punto C2, es decir en el área de influencia de la estación Santa Lucía. El 23% restante corresponde a un 18,5% del área A7 en el extremo inferior de la cuenca y 4,6% corresponden al área A6. De los datos del Cuadro 4-38 también se puede determinar que las partes altas de la Quebrada Seca y del Río Burío tienen un aporte similar de escorrentía, 31,4% y 31,8% respectivamente.

Cuadro 4-38. Resumen de resultados hidrológicos el evento SL+AJSM -10.

Elemento	Área drenada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	14	01:40	106,3	9,8
A9	2,3289	40,7	00:50	181,4	16,6
E_10	4,6941	41,4	00:50	287,6	26,4
A1	2,6334	10,5	01:40	74,2	6,8
A2	0,6189	5,5	01:20	28	2,6
E_3	3,2523	14,9	01:40	102,2	9,4
A3	1,2792	18,1	01:20	83,4	7,6
E_4	4,5315	29,3	01:20	185,5	17,0
A4	2,7766	29	01:00	160,8	14,7
A10	1,0192	14,7	00:50	54,3	5,0
C1	13,0214	86,9	01:00	688,3	63,1
A5	2,475	25,3	00:50	113,5	10,4
A11	1,0195	8,8	00:50	37,5	3,4
C2	16,5159	116,2	01:00	838,6	76,9
A6	1,3698	8,7	00:50	50,4	4,6
C3	17,8857	120,2	01:10	889,2	81,6
A7	4,6649	21	01:10	201,9	18,5
Salida	22,5506	140,1	01:20	1090,2	100,0

4.4 Resumen de resultados hidrológicos

Los cuatro análisis de precipitación realizados arrojan resultados muy variados. En primer caso el escenario original con eventos simultáneos en todas las estaciones generó volúmenes de precipitación, caudales pico e hidrogramas extraordinarios que se consideraron desproporcionales a la realidad física de la cuenca. Estos resultados no se consideran confiables



porque indican una frecuencia de inundaciones graves mayor a la observada. En detalle, los caudales generados con un evento simultaneo con 2 años de periodo de retronó son suficientes para generar que la Quebrada Seca exceda su nivel de banco en el centro de Belén, la Ruta 1 y la Ruta 147. Sin embargo, la realidad de los eventos observados indica que esto no sucede con dicha frecuencia. Esta contradicción entre el modelo y la realidad condujo al uso de un análisis por eventos.

El análisis de los eventos de precipitación realizado arriba arrojó tres escenarios de lluvia que pueden generar crecientes en la cuenca, el análisis de resultados se centra en estos tres escenarios. Esta clasificación no es excluyente, es decir que pueden existir eventos de precipitación distintos a los tipificados en este informe que sean de suficiente magnitud e intensidad como para generar problemas aunque sea en una porción de la cuenca. Debido a la naturaleza puntual de las mediciones de precipitación y a lo localizada que pueden ser los eventos, es posible que exista un evento de precipitación y no quede registrado en alguna estación, o que el volumen registrado en la estación sea menor al máximo real del evento. La compra de un radar meteorológico por parte del IMN es un gran avance en este sentido, pues brinda información de la distribución espacial de la lluvia con mayor detalle que una red de estaciones.

4.4.1 Precipitación

El Cuadro 4-39 permite comparar la magnitud relativa de eventos de tipos diferentes por medio del promedio de precipitación total esperado en la cuenca. Se observa que para un mismo periodo de retorno los eventos AJSM+SL tienen menos precipitación que los eventos SL y los eventos SL+AJSM son los de mayor magnitud de los tres tipos.

Cuadro 4-39. Precipitación promedio por evento.

Periodo de retorno (años)	2	5	10	25	50
Tipo de evento	Precipitación total promedio en la cuenca (mm)				
SL	49,9	60,1	67,6	77,9	86,2
AJSM+SL			60,7	71,7	80,5
SL+AJSM			86,6	99,7	110,4



Además de las diferencias en magnitud existen diferencias importantes en la distribución espacial de la lluvia entre los tres tipos de eventos. Los eventos SL y SL+AJSJM tienen como estación principal la estación Santa Lucía, y por lo tanto tienen el máximo de precipitación en el área A9 que contiene a esa estación. Este máximo corresponde a 130,1 mm y 138,8 mm para los eventos SL-50 y SL+AJSJM-50 respectivamente. La interpolación de estos dos eventos se realizó con el mismo valor de precipitación en la estación Santa Lucía. Uno de los efectos de incluir en los eventos SL+AJSJM la estación Juan Santamaría es una disminución menor de la precipitación interpolada en la cuenca, sobre todo en dirección oeste. Este efecto de la estación Juan Santamaría es menor en dirección este. Esto queda claro al comparar la precipitación del área A3 para el evento SL-50 y SL+AJSJM-50: 128,9 mm y 131,3 mm respectivamente.

A nivel de cuenca, el efecto de la estación Juan Santamaría en los eventos SL+AJSJM es un aumento de entre 19,0 mm y 24,2 mm de precipitación total. Este aporte se da sobre todo en la parte baja de la cuenca. En los Cuadro 4-33 y Cuadro 4-37 se observa que para el evento SL-50 se esperan 25,6 mm en el área A7, esto es menos de una tercera parte de los 82,9 mm esperados para la misma área durante el evento SL+AJSJM-50.

Los eventos AJSJM+SL son completamente diferentes a los otros dos tipos. La diferencia principal es la ausencia de un núcleo de precipitación en la cuenca. La presencia del núcleo de precipitación al oeste de la cuenca y el aporte menor de la estación Santa Lucía generan valores de precipitación muy uniformes dentro de la cuenca. En el Cuadro 4-35 se puede observar que los valores de precipitación promedio para el evento AJSJM+SL-10 oscilan entre 52,0 mm en el área A11 y 66,8 mm en el área A7, la diferencia entre estos valores es de tan solo 14,8 mm (el área A0 no se incluye en los cálculos hidrológicos por lo tanto no se considera en esta comparación). La variación de precipitación en los eventos AJSJM+SL se da en dirección este-oeste más que entre la parte alta y la parte baja de la cuenca.

4.4.2 Escorrentía

El caudal pico de salida en la cuenca se comporta de forma similar al volumen promedio de precipitación de la cuenca. En la última columna del Cuadro 4-40 se puede observar como para



un mismo periodo de retorno, el caudal máximo se da en el evento SL+AJSM y el mínimo se da en el evento AJSM+SL.

La forma en la que el caudal aumenta aguas abajo de la confluencia entre la Quebrada Seca y el Río Burío (C1) muestra los efectos que tienen las diferentes distribuciones espaciales de precipitación. En los eventos SL existe muy poco aumento en el caudal pico aguas debajo de C2. Esto se debe a que las áreas aguas debajo de C2 (A6 y A7) están en la zona de influencia de la estación Juan Santamaría, por lo tanto reciben menos volumen de precipitación y llueve con menor intensidad que las áreas aguas arriba. Los eventos SL+AJSM sí presentan aumentos de caudal aguas debajo de C2, sobre todo entre C3 y la salida de la cuenca. Este aporte corresponde al área A7 la cual tiene gran extensión y recibe precipitación por influencia de la estación Juan Santamaría. Los eventos AJSM+SL presentan un menor caudal pico en todos los puntos para todos los periodos de retorno y reciben, al igual que los eventos SL+AJSM, un aporte de caudal importante del área A7.

Si se comparan los resultados de caudal pico a la salida de la cuenca obtenidos del análisis por eventos con los obtenidos por el análisis convencional con lluvia simultánea en todas las estaciones podemos observar como el análisis de eventos da como resultado caudales menores.

Cuadro 4-40. Resumen de caudales pico.

Tipo de evento	Ubicación	C1	C2	C3	Salida
	Periodo de retorno (años)	Caudal pico (m ³ /s)			
SL	2	47,2	63,7	64,2	64,1
	5	64	77,1	78,4	78,1
	10	77,5	92,6	94,2	97,3
	25	96,7	114,9	117	117,0
	50	117,4	138,8	141,4	142,0
SL+AJSM	10	86,9	116,2	120,2	140,1
	25	107,8	142,9	148,4	165,0
	50	125,3	165,1	171,9	191,2
AJSM+SL	10	42,8	60,5	64,5	77,6
	25	53	77,2	82,2	100,3
	50	63,4	92,4	98,9	120,5
Lluvia simultanea	10	111,7	163,8	175,3	199,5
	25	137,9	203,1	218,7	251,6
	50	161,3	235,7	254,7	295,7



5 HIDRÁULICA

En esta sección se presentan los resultados del modelado hidráulico de la cuenca. Como insumo para el modelo se utilizan los caudales indicados en el Cuadro 4-40.

5.1 Modelo hidráulico

El modelo hidráulico utilizado fue desarrollado en el programa HEC-RAS y cuenta con 267 secciones transversales distribuidas a lo largo de aproximadamente ocho kilómetros del cauce de la Quebrada Seca. Las secciones transversales se denominan a partir de su estacionamiento dentro del cauce, y se encuentran ordenadas en orden descendiente de aguas arriba a aguas abajo. El punto de referencia para los estacionamientos de las secciones es el puente ubicado 100 m al norte de las oficinas centrales de la Municipalidad de Belén, conocido como Puente Cheo, su línea de centro corresponde a la estación 1+030. A partir del puente las secciones aumentan aguas arriba hasta la sección 7+029,8 y disminuyen en dirección aguas abajo hasta la sección -1+050,5. El detalle de las secciones transversales se puede encontrar en el Anexo 10.5.

HEC-RAS permite cambiar el caudal que se modela en varios puntos a lo largo de un cauce. El caudal inicial es tomado del punto C1, luego aumenta de acuerdo con los resultados hidrológicos en los puntos C2, C3 y aguas arriba de la salida en la Ruta 147. Las estaciones de las secciones donde se dan estos cambios de caudal son, C1: 7+029,8, C2: 5+699,1, C3: 4+255,4, y Salida: -897,8.

5.2 Lluvia en todas las estaciones meteorológicas

Este escenario de lluvia utiliza los caudales generados a partir del análisis hidrológico de las series de precipitación diaria máxima anual de diez estaciones meteorológicas. El detalle del análisis hidrológico utilizado para generar estos caudales se encuentra en la sección 4.2. Los caudales utilizados se presentan en el Cuadro 5-1.



Cuadro 5-1. Caudales en m³/s utilizados en el escenario 1.

Periodo de retorno (años)	2	5	10	15	20	25	50	100
C1 (est. 7+029,8)	69,6	93,4	111,7	123,2	131,2	137,9	161,3	186,9
C2 (est. 5+699,1)	100,2	137,6	163,8	180,9	193,1	203,1	235,7	270,9
C3 (est. 4+255,4)	105,0	146,3	175,3	194,1	207,8	218,7	254,7	293,6
Salida (est. -897,8)	118,4	165,5	199,2	221,1	237,9	251,4	295,4	343,0

5.2.1 Resumen de resultados

Los productos obtenidos por el modelo hidráulico incluyen nivel de agua y la velocidad de flujo en cada sección del río analizada para cada periodo de retorno. Dada la gran cantidad de información que esto representa se presentará una selección de los resultados más relevantes. El resumen de resultados presenta los resultados del análisis hidráulico de los caudales de un evento con 2 años de periodo de retorno que se presenta de forma simultánea en todas las estaciones analizadas.

5.2.1.1 Evento de lluvia con 2 años de periodo de retorno

El análisis de los resultados hidráulicos comienza por un estudio del perfil de flujo del cauce principal de la Quebrada Seca. Este perfil se divide en una sección aguas arriba y en otra aguas abajo y se presenta en las Figura 5-1 y Figura 5-2. Cada perfil tiene una longitud de aproximadamente 4 000 metros.

La utilidad de los perfiles es identificar puentes y alcantarillas problemáticas. En los perfiles siguientes se indican cinco puntos donde existen problemas de capacidad hidráulica para un evento con dos años de periodo de retorno y lluvia simultánea en todas las estaciones. Estos sitios corresponden al puente entre La Aurora y Flores ubicado aguas abajo del punto C2, la alcantarilla de la Ruta 1, el puente de Calle 9 en Belén, el puente de la Avenida 2 en Belén, y la alcantarilla de la Ruta 147.

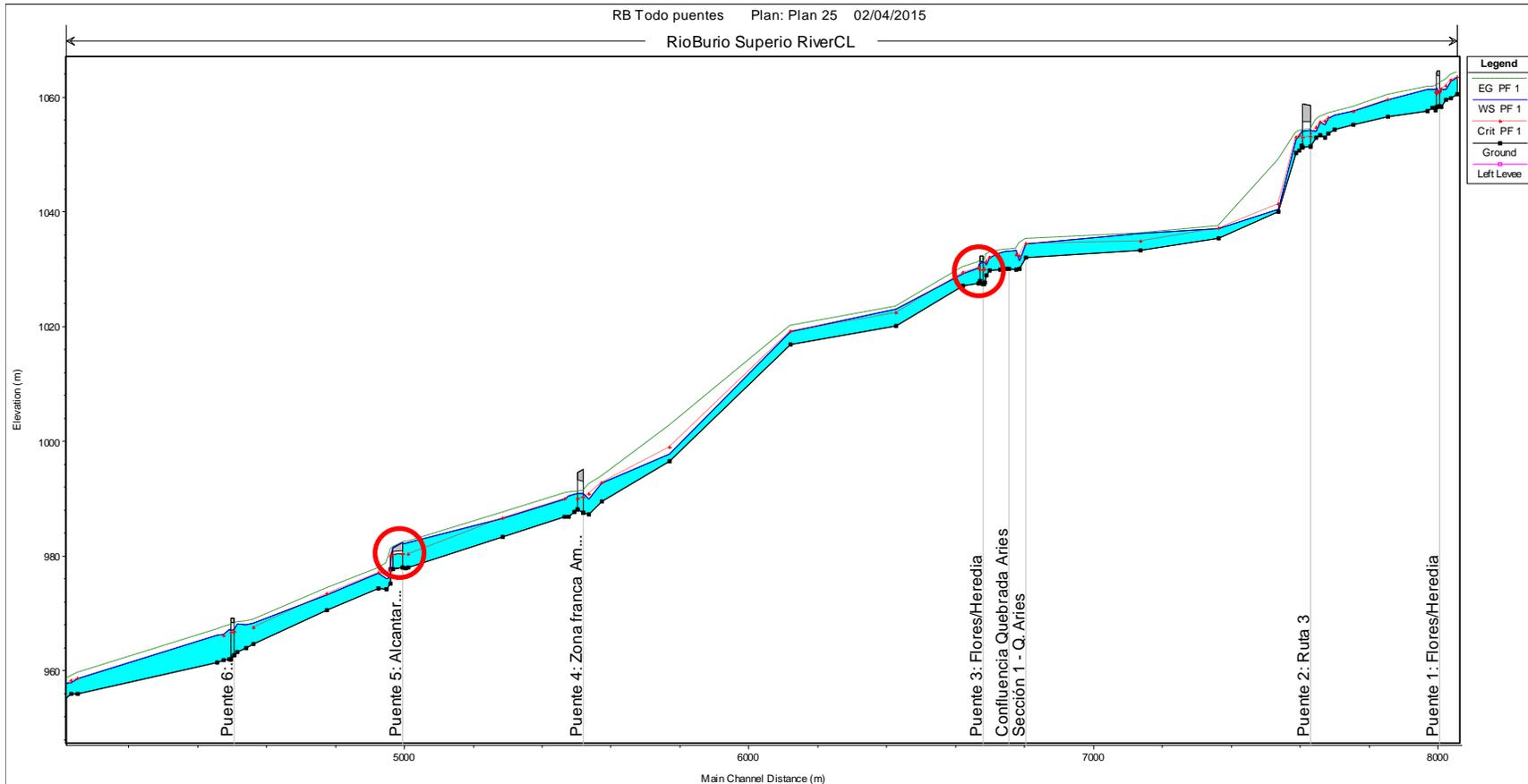


Figura 5-1. Perfil de flujo, sección aguas arriba. Lluvia con 2 años de periodo de retorno.

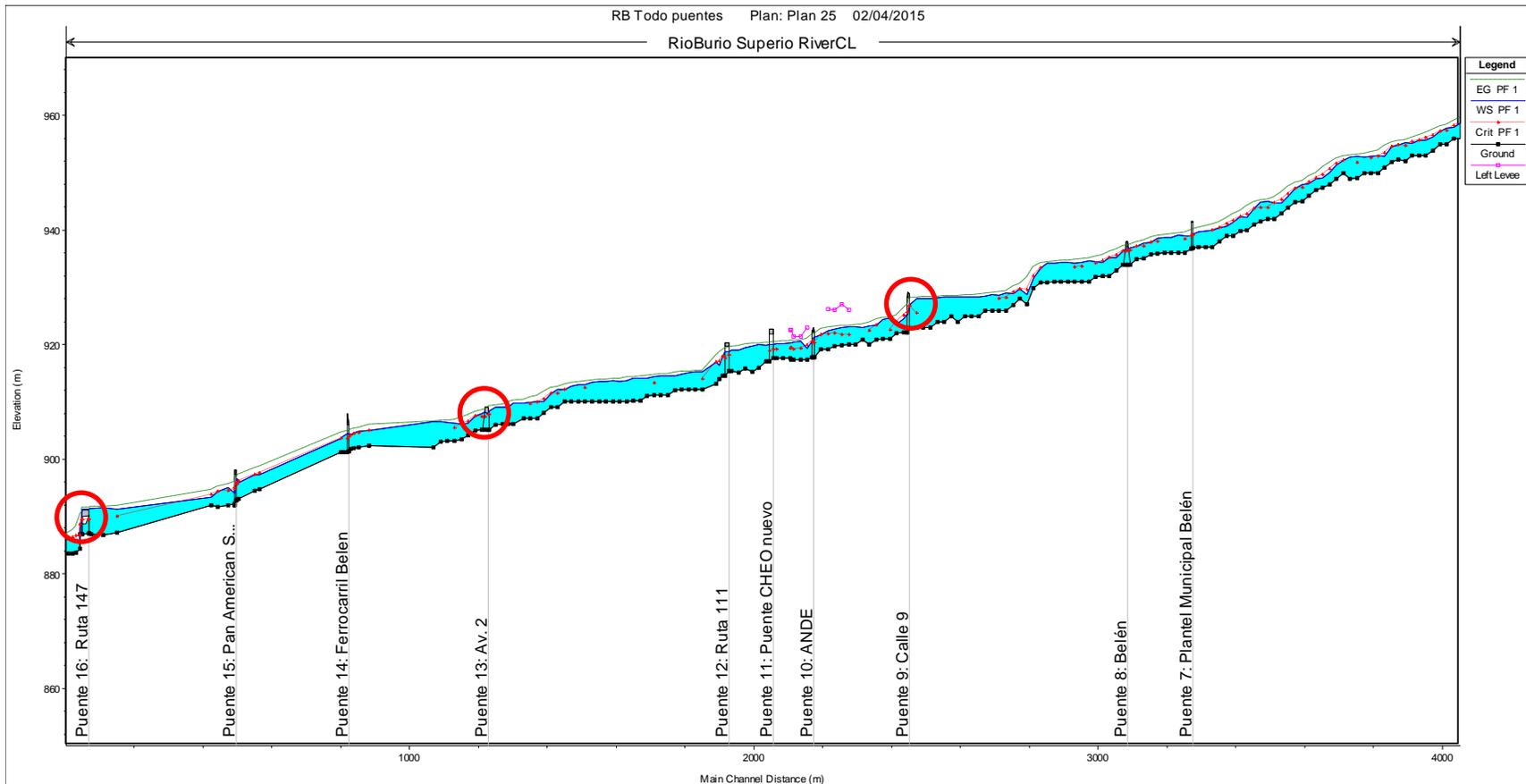


Figura 5-2. Perfil de flujo, sección aguas abajo. Lluvia con 2 años de periodo de retorno.

Otro resultado del modelo hidráulico es la delimitación de zonas de inundación. Estas se presentan en la Figura 5-3. Se observa que las áreas son de pequeña extensión, se concentran en el cantón de Belén y se encuentran adyacentes a áreas de uso no urbano o dentro de la zona de protección del río.

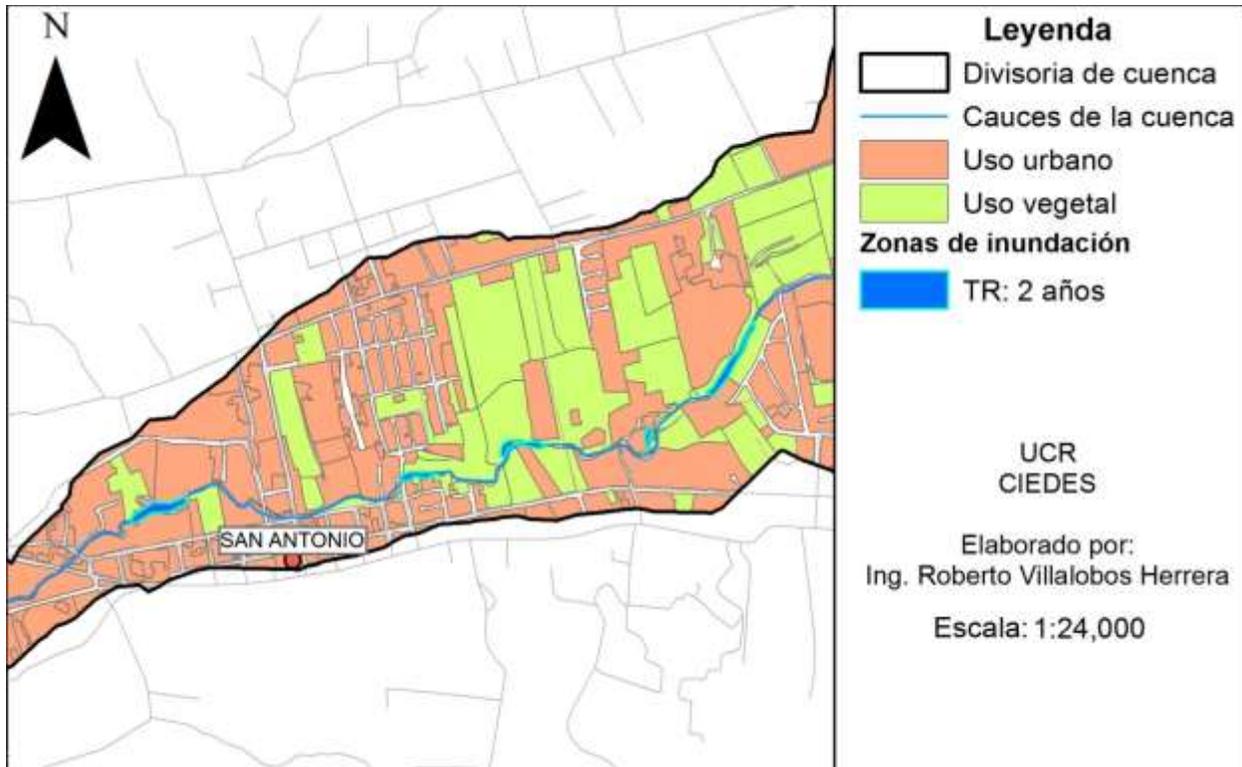


Figura 5-3. Zonas de inundación, lluvia con periodo de retorno de 2 años.

5.2.1.2 Caudales con más de dos años de periodo de retorno

Los resultados hidráulicos del evento de 2 años de periodo de retorno confirman que los caudales estimados para los eventos con lluvia simultánea en todas las estaciones no corresponden con la realidad física de la cuenca. La existencia de zonas de inundación en secciones que no son afectadas por puentes no es esperado para un evento de tan solo dos años de periodo de retorno.

Conforme aumenta el periodo de retorno que se modela se obtienen resultados más negativos. La situación más extrema sucede con lluvia simultánea en todas las estaciones con periodo de retorno de 100 años. Bajo esa condición de caudal los niveles de agua superan los bancos del río en prácticamente todo el cantón de Belén.



Los caudales generados por el análisis convencional de lluvia simultánea en todas las estaciones son desproporcionados y sobredimensionados con respecto a la realidad del cauce y la cuenca. Como se discutió en mayor detalle anteriormente, la combinación de eventos extremos independientes en uno solo genera un evento cuyo periodo de retorno es mayor al de los eventos extremos individuales. La discrepancia entre los resultados del modelado hidráulico y la frecuencia observada de inundaciones con la misma magnitud en la cuenca da pie al descarte de este escenario de precipitación para su análisis detallado.



5.3 Análisis hidráulico de eventos.

Se analizaron once eventos de precipitación, cinco de tipo SL y tres cada uno de los tipos AJSM+SL y SL+AJSM. La gran cantidad de información generada en los análisis hidráulicos de estos eventos hace poco práctico su estudio individual. Por ello el análisis de los resultados hidráulicos se ha enfocado en el comportamiento de los puentes y alcantarillas del cauce y en el delineamiento de zonas de inundación.

5.3.1 Puentes y alcantarillas

Los puentes y alcantarillas han sido numerados del 1 al 16 y sus ubicaciones se pueden observar en la Figura 5-4. Estos son los puentes que cruzan sobre la Quebrada Seca aguas abajo del punto C1.

Se utilizaron dos criterios para determinar el estado de cada puente en términos de su capacidad de transporte. El primer criterio es la recomendación del MOPT que una creciente con 100 años de periodo de retorno debe pasar 1,5 m por debajo del nivel de vigas de un puente. En el análisis de los puentes de la cuenca el criterio se aplica para periodos de retorno menores a los 100 años. Esto es válido porque si un puente no lo cumple para un periodo menor a los 100 años entonces es imposible que lo cumpla para el evento con 100 años de periodo de retorno. El segundo criterio es que el nivel del agua no debe superar el nivel de vigas de un puente.

El Cuadro 5-2 y el

Cuadro 5-3 presentan los niveles de caudal para cada evento analizado, además incluyen los niveles del fondo del río, viga, y rasante de las secciones aguas arriba de cada puente o alcantarilla. Los valores con fondo amarillo no cumplen el criterio de borde libre del MOPT mientras que aquellos en rojo tienen un nivel de agua superior al nivel de vigas.

El criterio de borde libre del MOPT es un indicador de cuales puentes pueden llegar a tener problemas ante un evento con mayor caudal que los eventos analizados y es importante para la planificación de la cuenca. El criterio del borde de viga indica que el puente o alcantarilla ya está

experimentando problemas, sobre todo si se estima que el nivel de agua llega hasta las vigas en eventos con periodos de retorno menores a los diez años.

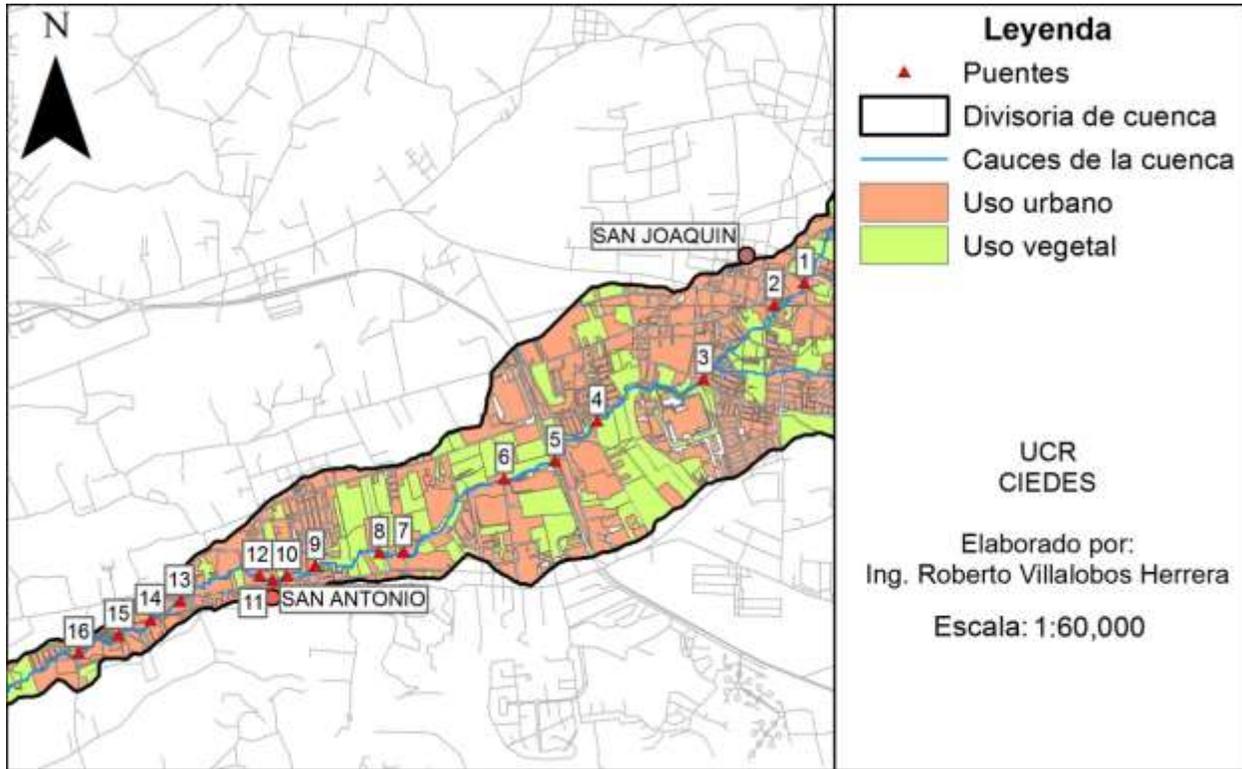


Figura 5-4. Puentes y alcantarillas incluidos en el análisis hidráulico.

Cuadro 5-2. Resumen de resultados hidráulicos para los puentes 1-8.

Puente o alcantarilla	1	2	3	4	AL 1	6	7	8	
Nivel de fondo (m.s.n.m.)	1058,45	1051,34	1027,44	987,54	977,94	962,77	936,82	934,00	
Nivel de viga (m.s.n.m.)	1063,72	1055,69	1031,26	993,03	980,94	968,47	940,84	937,00	
Nivel de rasante (m.s.n.m.)	1064,60	1058,55	1032,33	995,14	982,28	969,39	941,53	938,00	
Nivel de agua (m.s.n.m.)	SL-2	1060,16	1053,57	1030,39	990,22	980,74	966,28	938,55	936,13
	SL-5	1060,41	1054,01	1030,69	990,46	981,24	966,57	938,77	936,35
	SL-10	1060,61	1054,33	1031,01	990,72	981,73	966,92	939,00	936,59
	SL-25	1060,86	1054,76	1031,49	991,07	982,53	967,49	939,31	936,91
	SL-50	1061,13	1055,18	1031,89	991,42	983,08	968,08	939,61	937,24
	SL+AJSM-10	1060,73	1054,55	1031,51	991,09	982,61	967,57	939,35	936,95
	SL+AJSM-25	1061,00	1054,99	1031,96	989,97	983,23	968,25	939,69	937,28
	SL+AJSM-50	1061,23	1055,33	1032,30	990,09	983,19	968,78	939,95	938,79
AJSM+SL-10	1060,10	1053,45	1030,32	990,16	980,75	966,29	938,55	936,13	



	AJSM+SL-25	1060,26	1053,73	1030,69	990,46	981,35	966,64	938,84	936,41
	AJSM+SL-50	1060,40	1053,99	1031,01	990,72	981,93	967,04	939,07	936,65

Cuadro 5-3. Resumen de resultados hidráulicos para los puentes 9-16.

Puente o alcantarilla	9	10	11	12	13	14	15	AL 2	
Nivel de fondo (m.s.n.m.)	922,80	917,79	917,68	915,39	905,14	901,43	892,85	887,09	
Nivel de viga (m.s.n.m.)	928,13	922,17	921,85	919,72	908,14	905,76	897,28	890,09	
Nivel de rasante (m.s.n.m.)	929,16	923,07	922,73	920,35	909,14	906,32	898,21	891,06	
Nivel de agua (m.s.n.m.)	SL-2	925,92	920,50	919,11	917,70	907,23	903,12	895,18	889,85
	SL-5	926,24	920,77	919,46	918,09	907,39	903,24	895,43	890,30
	SL-10	926,55	921,05	919,85	918,48	907,67	904,23	895,69	891,12
	SL-25	926,99	921,42	920,38	918,96	908,04	904,66	896,03	891,21
	SL-50	927,41	921,79	920,89	919,41	909,94	905,08	896,36	891,24
	SL+AJSM-10	927,05	921,47	920,45	919,02	909,70	904,72	896,06	891,20
	SL+AJSM-25	927,53	921,89	921,03	919,53	909,99	905,19	896,46	891,71
	SL+AJSM-50	927,90	922,22	921,54	919,96	910,12	905,56	896,76	891,97
	AJSM+SL-10	925,93	920,51	919,11	917,71	907,23	903,13	895,20	890,28
	AJSM+SL-25	926,32	920,84	919,55	918,19	907,46	903,27	895,49	891,12
AJSM+SL-50	926,64	921,13	919,96	918,59	907,74	904,32	895,76	891,25	

5.3.1.1 Puentes 1 y 4

De los cuadros anteriores puede observar que solo dos puentes cumplen con ambos criterios para todos los eventos simulados. El puente 1, ubicado en una calle secundaria entre Flores y Belén, y el puente 4 a la entrada norte de la Zona Franca Americana. Ambos puentes tienen menos de cinco años de construidos.

El puente 1 se ubica en un tramo de la Quebrada Seca que tiene una pendiente superior al 3%, la sección transversal del cauce es aproximadamente rectangular con una base de 7,5 metros y más de 5 metros de altura libre por debajo de la viga. Como se observa en la Figura 5-5 el nivel máximo de la creciente SL+AJSM-50 pasa holgadamente por debajo del puente. El puente 4 se beneficia de tener un ancho de aproximadamente 13 metros y una altura libre de 5,5 metros. La Figura 5-6 muestra que el puente 4 tiene holgura para manejar caudales mayores al esperado para

el evento SL+AJSM-50. Ambos puentes se consideran en buen estado desde el punto de vista hidráulico y no requieren modificación.

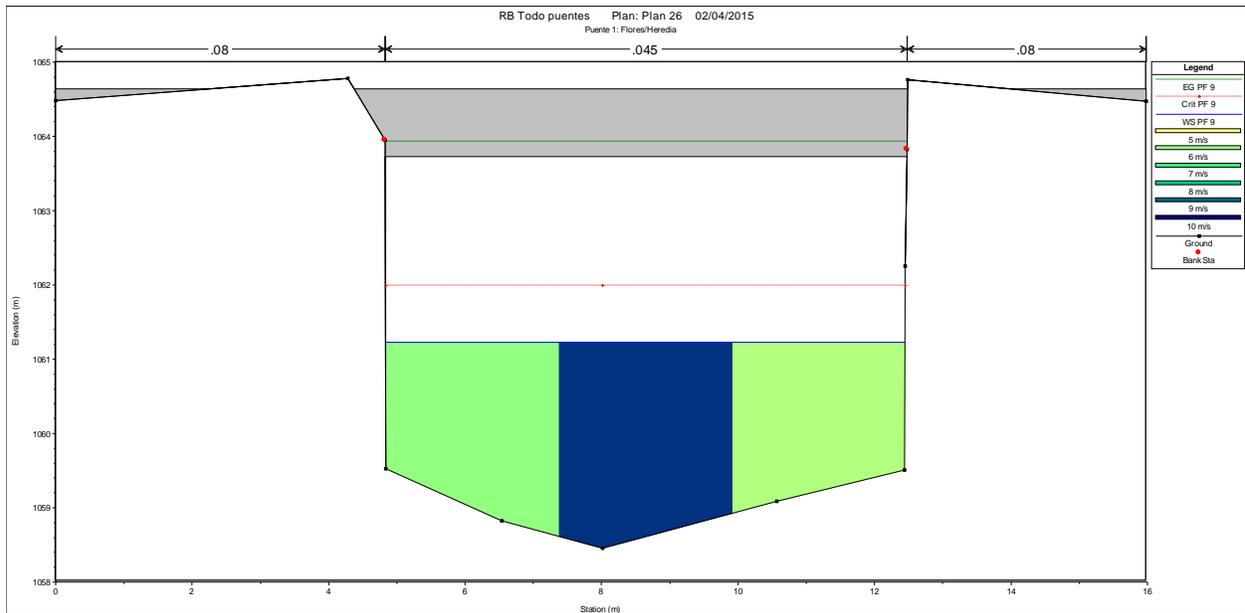


Figura 5-5. Sección transversal del puente 1, evento SL+AJSM-50.

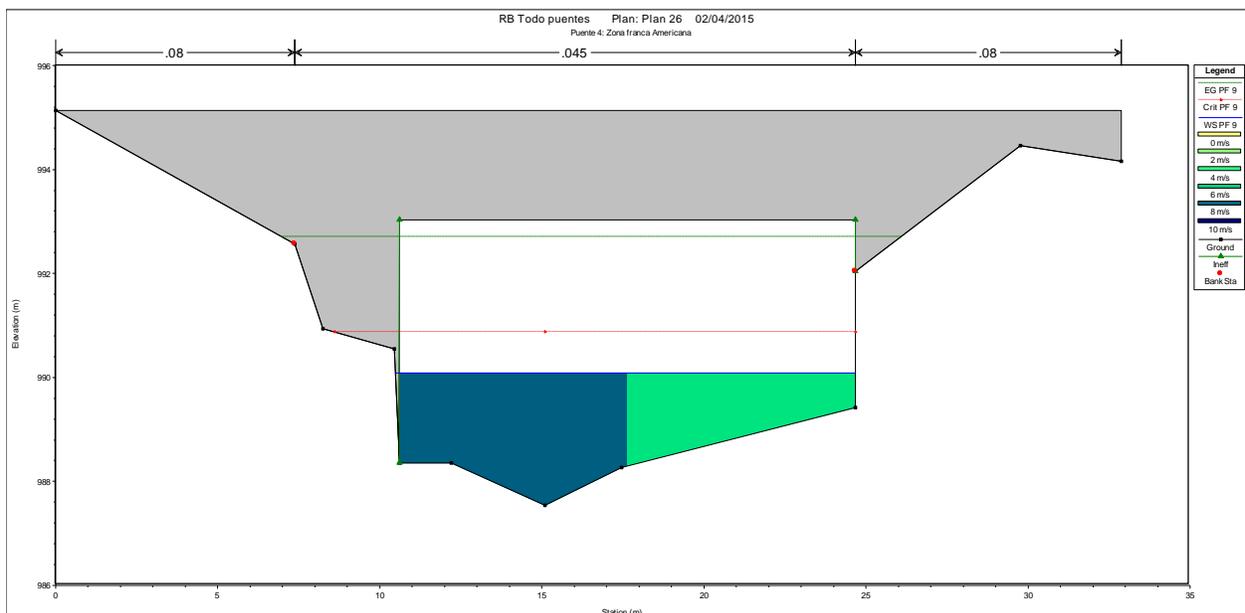


Figura 5-6. Sección transversal del puente 1, evento SL+AJSM-50.

5.3.1.2 Alcantarillas

Las alcantarillas de las Rutas 1 (AL 1) y 147 (AL 2) presentan el caso contrario a los puentes anteriores. Estas alcantarillas tienen una sección transversal idéntica con tres aberturas de 3x3 m. La capacidad hidráulica de estas alcantarillas limitada y operan con entrada sumergida en la mayor.

La alcantarilla AL1 permite el paso de la Quebrada Seca por debajo de la Ruta 1. En este sitio se construyó un muro de gaviones de cerca de medio metro de altura sobre la rasante de la autopista que intenta evitar que la Quebrada desborde por encima de la autopista. La Figura 5-7 muestra que este muro es inefectivo para eventos mayores al SL-25, también se observa como existe una caída aguas abajo del delantal de concreto a la salida de la alcantarilla. Esta caída se debe a la erosión que ha generado el agua que sale a alta velocidad de la alcantarilla y su delantal.

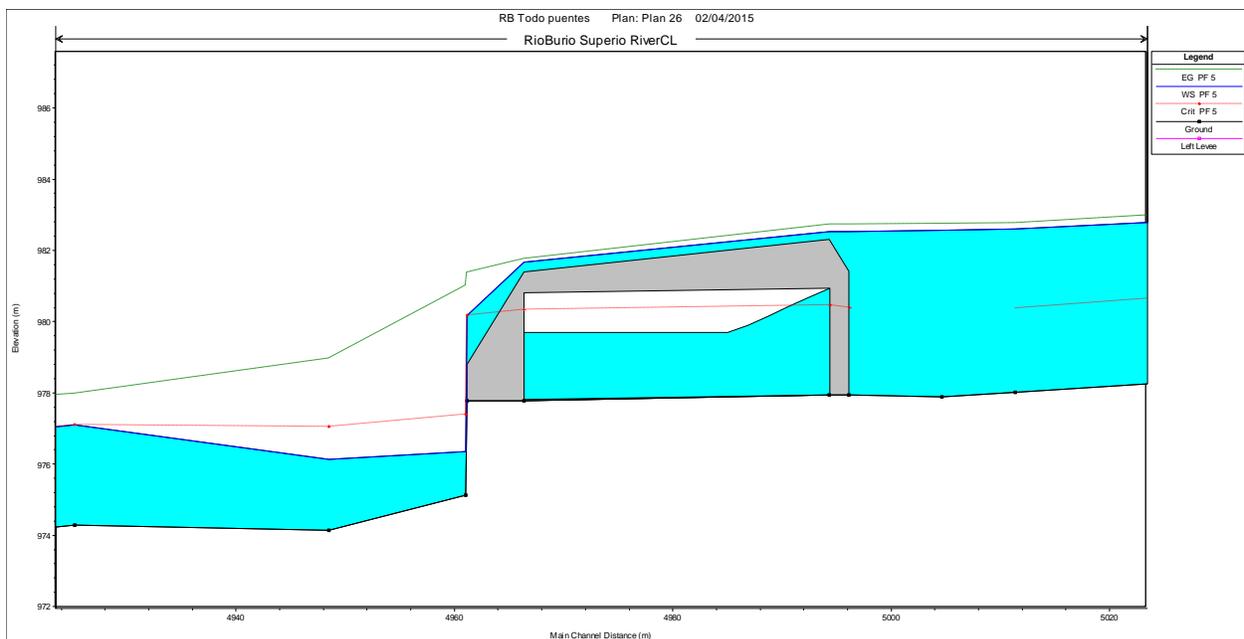


Figura 5-7. Perfil de flujo de la alcantarilla de Ruta 1, evento SL-25.

La alcantarilla AL2 se ubica en el extremo aguas abajo de la cuenca, por sobre ella pasa la Ruta 147 la cual forma el límite cantonal y provincial entre Belén, provincia de Heredia, y Alajuela. La Figura 5-8 muestra que esta alcantarilla no tiene un muro como la AL1, pero ilustra los mismos problemas para el mismo evento SL-25. A pesar de ser idéntica en configuración a la alcantarilla de la Ruta 1 el problema en la Ruta 147 es de mayor gravedad porque en este punto

la Quebrada Seca drena un área mayor, por lo tanto debe tener capacidad para manejar caudales mayores a la Ruta 1. Esta capacidad adicional no existe.

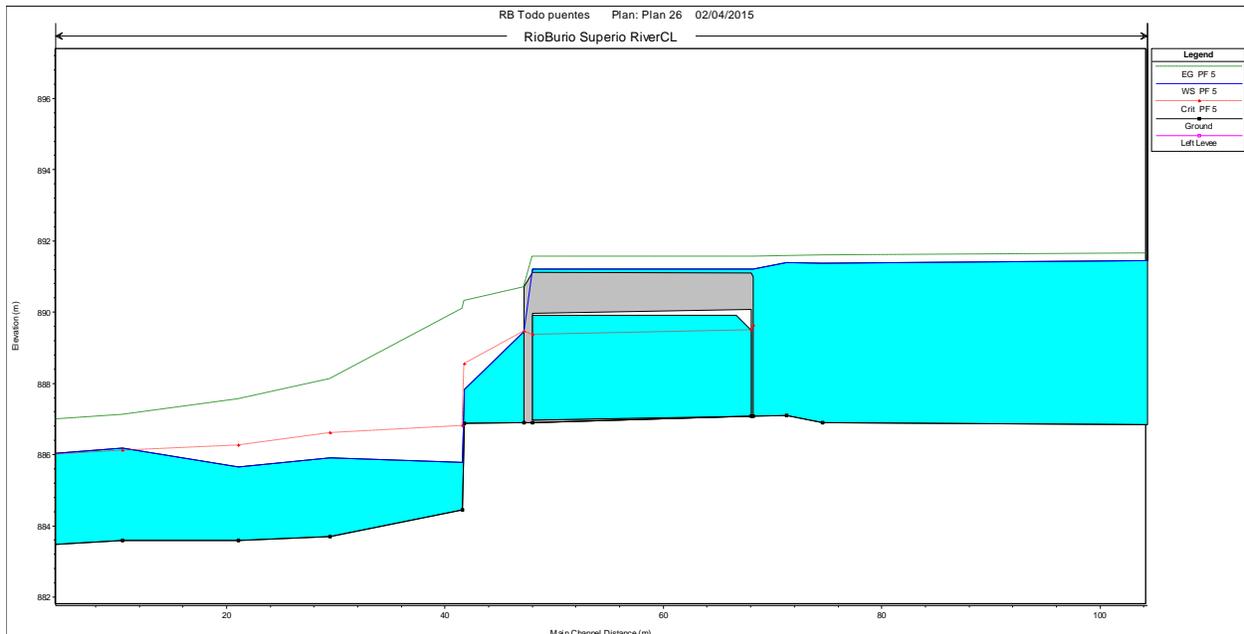


Figura 5-8. Perfil de flujo de la alcantarilla de Ruta 147, evento SL-25.

Un problema adicional de estas alcantarillas es que son más susceptibles a obstrucciones que los puentes en la cuenca. La presencia de las divisiones entre las tres aperturas de las alcantarillas permite que se acumule basura y troncos en la entrada de las alcantarillas. El efecto de una acumulación de basura es reducir aún más la capacidad limitada que tienen estas alcantarillas.

5.3.1.3 Puentes 3, 8 y 13

Los puentes 3, 8 y 13 son los que requieren más atención en la cuenca por las condiciones hidráulicas encontradas en la simulación de eventos.

El puente 3 se ubica en Calle Mayorga, entre La Aurora de Heredia y Flores y aguas abajo de la confluencia de la Quebrada Aries y la Quebrada Seca. Este puente se ubica inmediatamente aguas abajo de una grada en el fondo del cauce que genera un salto hidráulico en la sección del puente. El puente 3 opera con un margen libre menor a los 1,5 m recomendados por el MOPT, además se espera que el nivel de las crecientes alcance las vigas durante los eventos SL+AJSM y en los eventos SL-25 y SL-50. El agua nunca llega a superar el nivel de rasante, es decir que no

se espera que el agua pase sobre el puente de acuerdo con los resultados del análisis hidráulico realizado en este estudio.

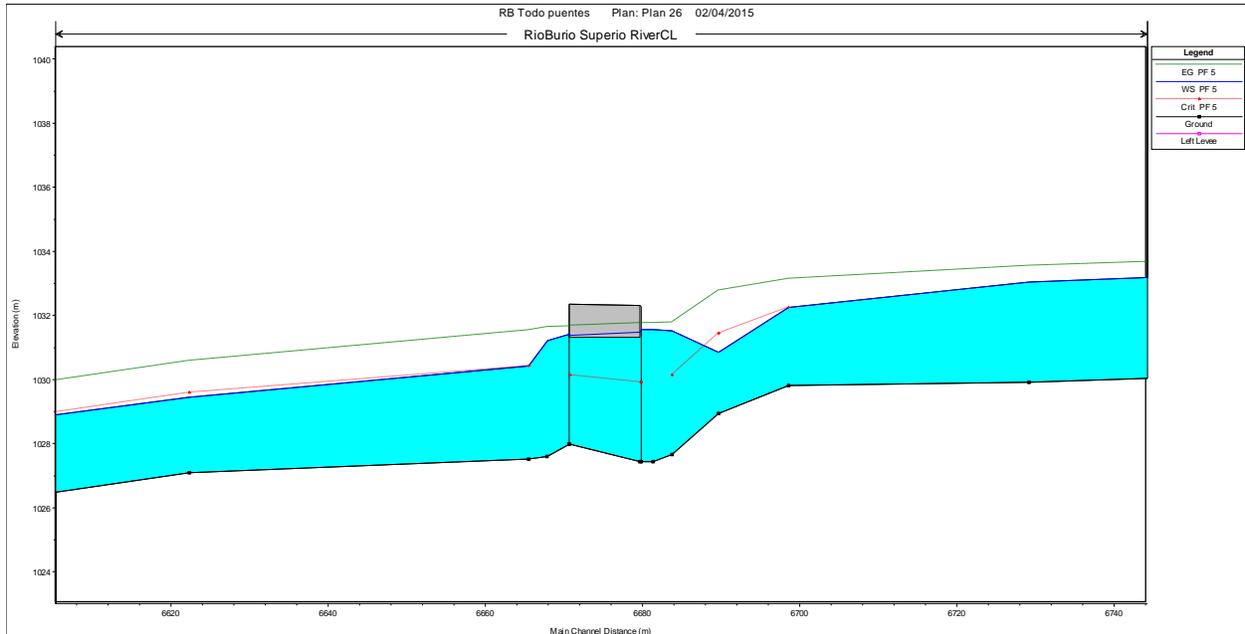


Figura 5-9. Perfil de flujo del puente 3, evento SL-25.

La condición en el puente de Calle Mayorga se debe en gran medida a la presencia de una caída o grada en el cauce aguas arriba de su sección transversal. En la Figura 5-9 se observa como el nivel de aguas aumenta de forma abrupta aguas arriba del puente, esto se debe al efecto de salto hidráulico ocasionado por el cambio de pendiente entre la caída y el tramo del puente. En este sitio el trazado de las vías y los accesos cercanos limitan las posibilidades de modificación del puente a modificaciones dentro del cauce.

La topografía del cauce en las cercanías de este puente presenta múltiples oportunidades para mejorar la sección transversal. En la Figura 5-10 se observa la presencia de material rocoso en el fondo del cauce (indicado por las líneas rojas) y una salida de alcantarilla aguas abajo del puente (indicado por el círculo rojo). Estos obstáculos restringen el paso del agua en la sección del puente y a su salida. Su efecto se aprecia en la Figura 5-9 de forma indirecta como una disminución del nivel de aguas una vez que han sido superados estos obstáculos. En esta misma figura se observa que el material en el fondo del cauce genera una pendiente adversa que contribuye al aumento de nivel de agua en el puente. Se recomienda un análisis detallado de este

tramo de cauce para diseñar una modificación del mismo que permita disminuir los niveles de agua estimados para el puente.



Figura 5-10. Puente 3, Calle Mayorga. Visto de aguas abajo.

El puente 8 es un puente privado no indicado en los mapas oficiales, al que no se tuvo acceso durante este estudio. Su información se obtuvo por medio de la topografía aportada por la Municipalidad de Belén. Hidráulicamente tiene problemas importantes durante los eventos SL-50 y SL+SJSM-25, en ambos se da un nivel de agua que supera las vigas del puente. El problema más grave se espera para el evento SL+AJSM-50 en la Figura 5-11 se observa al agua pasar por encima del puente y un remanso importante aguas arriba.

El puente 13 corresponde al puente de la Avenida 2 al oeste de Belén. Este puente, parte de la Ruta Nacional 122, se ubica aguas abajo de un puente que se estrenó recientemente. Su sección transversal es de aproximadamente 7 metros de ancho pero carece suficiente profundidad y capacidad hidráulica para los caudales esperados en la cuenca. El evento SL-50 y todos los

eventos SL+AJSM elevan el nivel del agua por encima de la rasante del puente. El perfil hidráulico del evento SL+AJSM-50 para este puente se observa en la Figura 5-12.

La sustitución o intervención de los puentes 8 y 13 debe planificarse para el corto plazo.

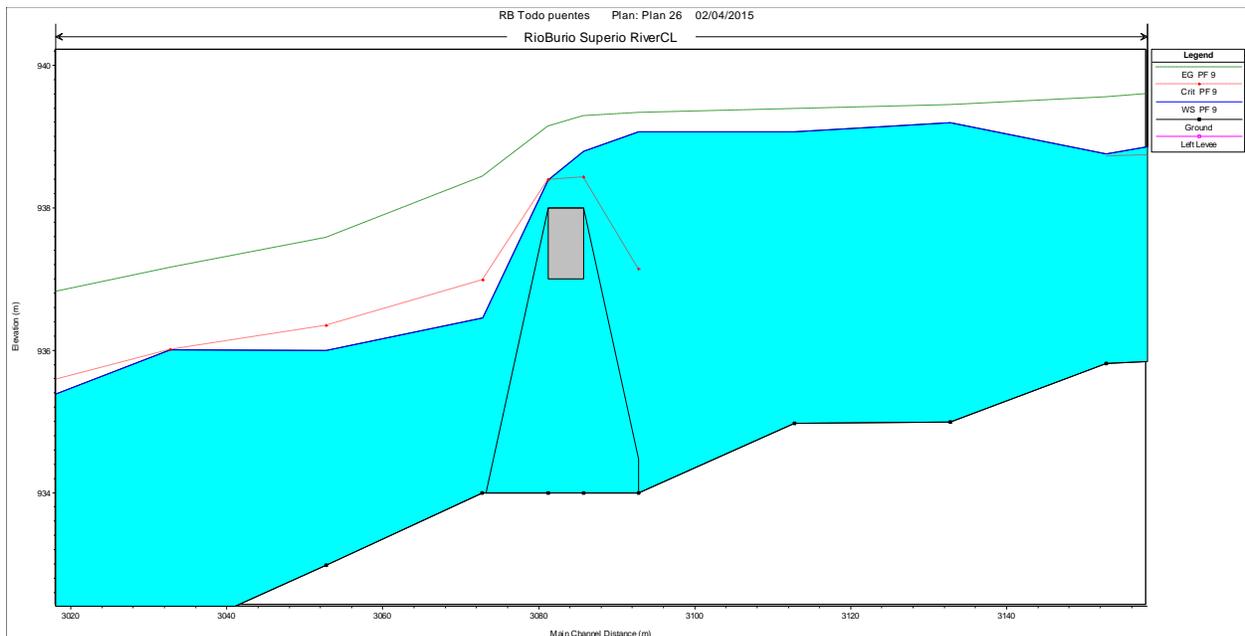


Figura 5-11. Perfil de flujo del puente 8, evento SL+AJSM-50.

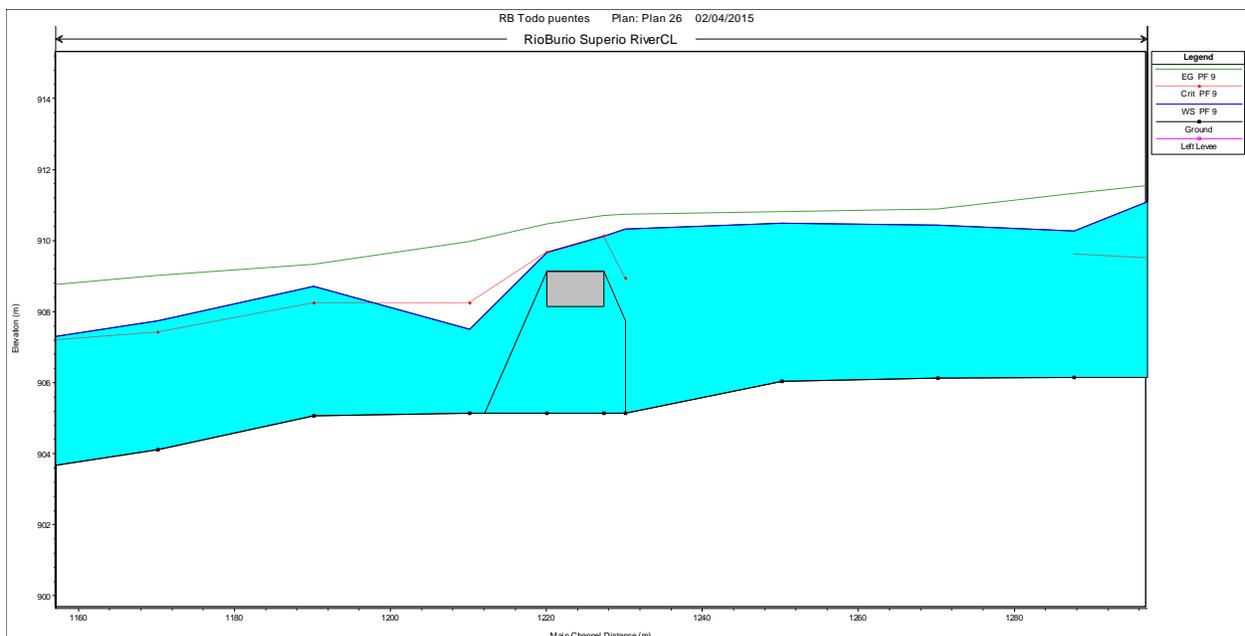


Figura 5-12. Perfil de flujo del puente 13, evento SL+AJSM-50.



5.3.1.4 Otros puentes

Los puentes 6, 10 y 12 no cumplen con el criterio de borde libre del MOPT para múltiples eventos, pero además presentan niveles superiores al de vigas para el evento SL+AJSM-50. El estado hidráulico de estos puentes se considera menos grave que el de los puentes 3, 8 y 13 porque se necesita de un evento mucho mayor para poder llegar al nivel de sus vigas. El evento para el que fallan es extraordinario. Se considera que se debe estudiar su intervención en el mediano a largo plazo.

Los puentes restantes (2, 7, 9, 11, 14 y 15) no cumplen con el criterio de borde libre del MOPT, sin embargo son de baja prioridad de intervención (intervención a largo plazo) porque ninguno de los eventos analizados logró elevar el nivel del agua hasta las vigas de estos puentes. Esto quiere decir que tienen un funcionamiento adecuado pero no óptimo, y al igual que todos los puentes estudiados deben ser re-evaluados periódicamente para reflejar cualquier cambio importante en el cauce (por ejemplo la sustitución de algún puente o cambio de sección transversal en su cercanía) y en el uso del suelo (cambios acumulados en 5 o 10 años).

5.3.2 Mapas de inundación

Después de determinar la condición hidráulica de los puentes y alcantarillas de la Quebrada Seca se trabajó en delimitar los tramos del cauce que son propensos a las inundaciones. El mapa de la Figura 5-13 muestra la extensión máxima que llegan a tener las inundaciones dentro de los eventos analizados. Como es de esperar, corresponde al evento de mayor magnitud, el evento SL+AJSM-50.

Las zonas identificadas como propensas a inundación se ubican:

- a. aguas arriba de la Ruta 1,
- b. aguas arriba del puente 6,
- c. aguas arriba de los puentes 7 y 8,
- d. aguas arriba del puente 9,
- e. aguas abajo del centro de San Antonio hasta llegar al puente de Avenida 2,
- f. aguas arriba del puente 15,
- g. aguas arriba de la alcantarilla de la Ruta 147.

Las zonas anteriores están claramente definidas en su extensión longitudinal sin embargo no están bien definidas en dirección transversal al cauce. El motivo es que la información topográfica disponible para el modelo hidráulico contempla una franja angosta de terreno con un máximo de 50 metros de ancho. La extensión de la inundación más allá del modelo topográfico es desconocida.

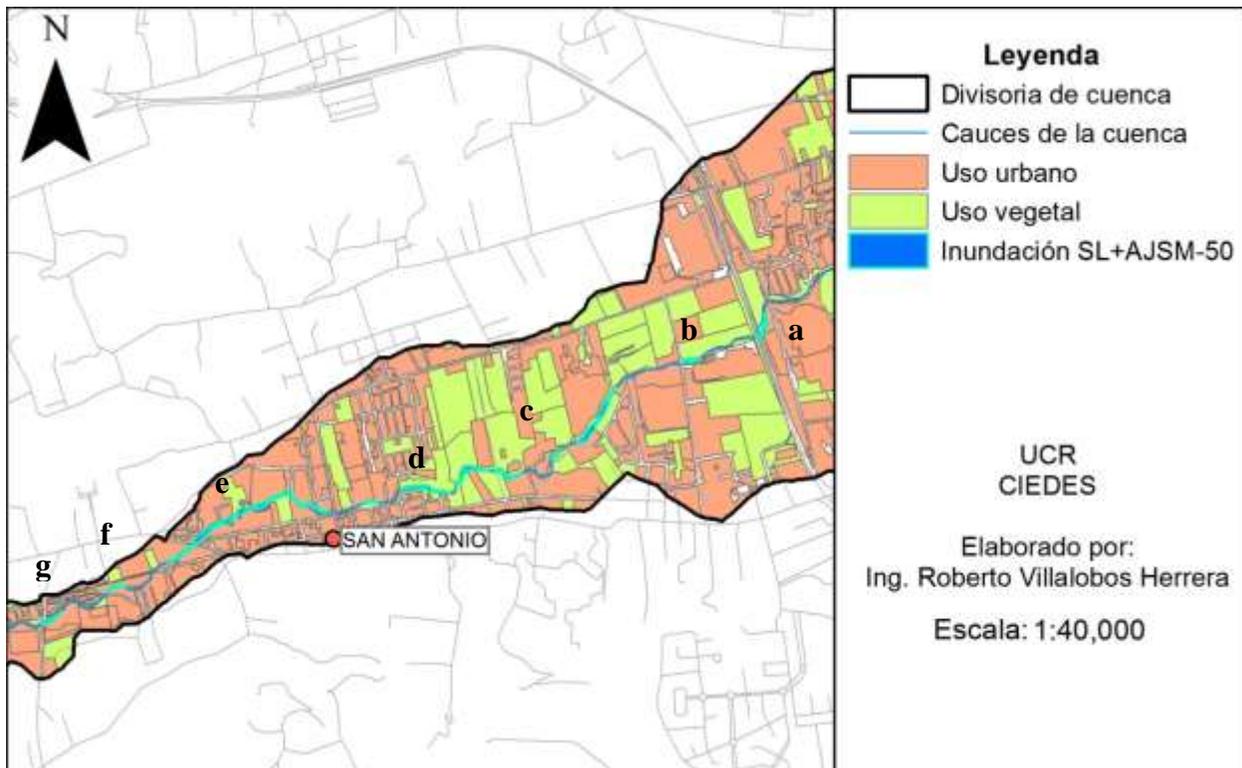


Figura 5-13. Mapa de inundación para el evento SL+AJSM-50.

La mayoría de las áreas de inundación corresponden a remansos generados por la falta de capacidad de los puentes y alcantarillas de la Quebrada Seca. Por lo tanto es de esperar que una mejora en su capacidad de transporte resulte en una disminución de las áreas inundadas.

Dada la incertidumbre que genera la limitada cobertura de la topografía no es posible indicar con certeza la extensión y profundidad de las inundaciones. La información disponible ha sido plasmada en forma de mapas y se presenta en el Anexo 10.5.1. Esta información sirve como guía e indicador de las zonas de riesgo.



6 LAGUNAS DE DETENCIÓN Y DRENAJES PROFUNDOS

Conceptualmente existen cuatro formas para reducir la problemática de inundaciones urbanas en la cuenca. Primeramente se puede mejorar la capacidad del cauce y sus puentes para transportar el caudal generado en la cuenca y evitar el desbordamiento de sus ríos. Esta primera opción es la que ha sido estudiada con mayor detalle por este informe.

Una segunda opción es reducir el caudal pico de las crecientes por medio de lagunas de almacenamiento de grandes dimensiones que atenúen las inundaciones en la cuenca. Esta alternativa se discute en detalle debajo.

La tercera alternativa es la reducción del caudal pico de inundación al remover el exceso de caudal que el cauce no puede contener y transportarlo a un tramo aguas abajo con capacidad suficiente para manejar el caudal. Esto puede ser por medio de un trasvase a otra cuenca o una intercepción y desvío de parte del caudal. Dado el alto grado de desarrollo que tiene la cuenca cualquier intervención de este tipo debe ser subterráneo y por ello han llegado a ser conocidos como drenajes profundos. Esta opción se discute después de las lagunas de detención.

Finalmente la cuarta herramienta para reducir la problemática de inundaciones urbanas en la cuenca es el uso de la reglamentación municipal para evitar un aumento de la escorrentía en la cuenca más allá de los niveles que se presentan en este estudio. Esto se realiza solicitando que los desarrollos urbanos e industriales en la cuenca cuenten con sistemas de retención y manejo de su escorrentía.

6.1 Lagunas de detención.

Como opción para paliar los problemas de inundación se estudió la posibilidad de construir lagunas de detención que redujeran los caudales pico de inundación a un nivel manejable por la infraestructura existente de la cuenca. Las lagunas analizadas en esta sección son distintas a las solicitadas a los desarrolladores de condominios, urbanizaciones y zonas francas porque no controlan la escorrentía en su punto de origen. Las lagunas de detención centralizadas operan sobre el caudal presente en el cauce, extrayendo una porción del mismo y almacenando el volumen necesario para evitar que la creciente sobrepase un caudal de diseño. Las lagunas de



retención de los desarrollos urbanos buscan controlar la forma en que la escorrentía llega al cauce, y son una herramienta necesaria para el manejo de la escorrentía urbana en la cuenca.

El análisis se realizó en los puntos C2, C3 y la Salida de la cuenca, utilizando la capacidad del puente 3 y las alcantarillas de la Ruta 1 y Ruta 147 como caudales límite. La capacidad de las alcantarillas es similar porque las dos tienen la misma configuración.

El primer paso del análisis fue determinar cuál es la capacidad máxima de transporte del puente 3 y de las alcantarillas. Se simularon varios caudales en el modelo hidráulico hasta determinar cuál caudal puede pasar por estos sitios cuando el nivel del agua ha llegado hasta las vigas. También se buscó el caudal máximo posible dejando un metro de borde libre, pero estos son considerablemente menores. El Cuadro 6-1 indica las capacidades de estos sitios. Se optó por trabajar con el caudal a nivel de viga porque los caudales con un metro de borde libre son pequeños en comparación a los caudales de creciente.

Cuadro 6-1. Capacidad máxima del puente 3 y la alcantarillas 1 y 2.

Sitio	Q _{máx, 1m libre} (m ³ /s)	Q _{máx, nivel de viga} (m ³ /s)
Puente 3	55	105
Alcantarillas 1 y 2	40	70

Tras determinar el caudal máximo manejable por el puente las alcantarillas, se determinó cual es el volumen que se debe almacenar aguas arriba de estos sitios para evitar que el caudal pico de los hidrogramas de creciente sea mayor al caudal máximo manejable. Como ejemplo se presentan en la Figura 6-1 dos hidrogramas. En gris oscuro se observa el hidrograma original y en gris claro se muestra el mismo hidrograma pero eliminando el caudal que supera los 105 m³/s. El área entre estos dos hidrogramas representa el volumen que se debe almacenar, en este caso para el evento SL-25 se deben almacenar 17 880 m³ de agua. Este volumen representa una hectárea de terreno cubierto con agua hasta una profundidad de 1,788 metros. El análisis anterior se repitió para los tres sitios y todos los eventos, los resultados se presentan en el Cuadro 6-2.

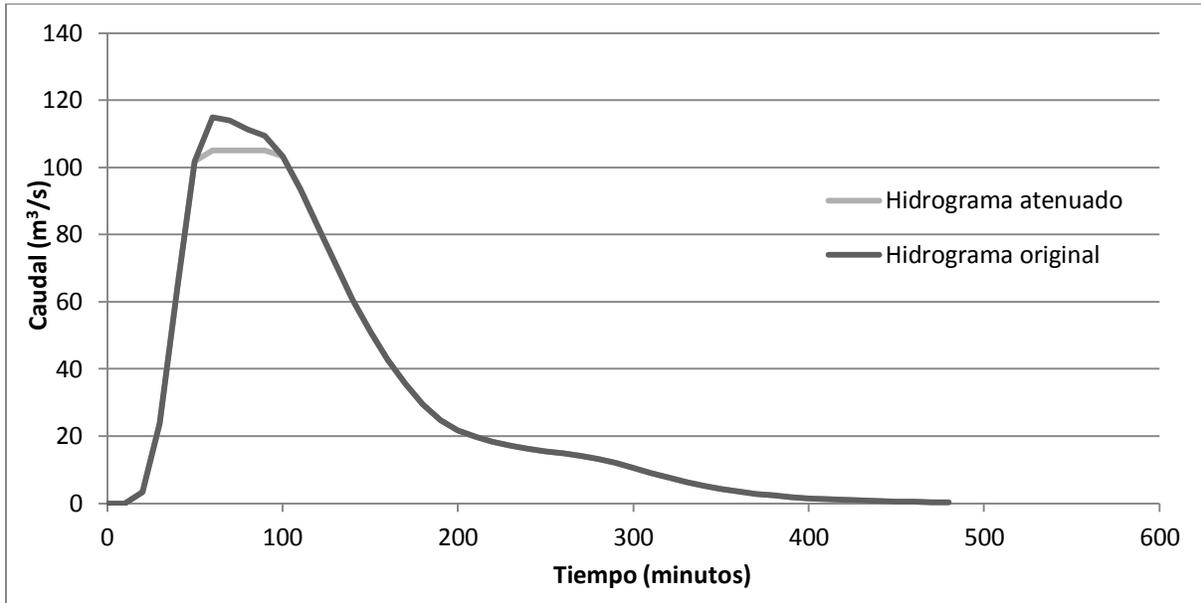


Figura 6-1. Hidrograma original y atenuado en el punto C2, evento SL-25.

Cuadro 6-2. Volumen de almacenamiento

Evento	Sitio					
	C3		Ruta 1		Ruta 147	
	Volumen total (m ³)	Volumen almacenado (m ³)	Volumen total (m ³)	Volumen almacenado (m ³)	Volumen total (m ³)	Volumen almacenado (m ³)
SL-2	478.350	0	488.820	0	494.340	0
SL-5	585.300	0	599.760	15.540	607.200	15.420
SL-10	709.320	0	727.290	69.780	775.320	86.700
SL-25	876.450	17.880	900.150	174.120	916.380	174.240
SL-50	1.046.430	100.020	1.046.430	100.020	1.097.280	298.140
SL+AJSM-10	838.680	13.020	838.680	13.020	1.090.290	265.320
SL+AJSM-25	876.450	17.880	1.095.990	307.680	1.267.950	395.880
SL+AJSM-50	1.194.030	184.260	1.266.690	432.720	1.467.960	537.420
AJSM+SL-10	390.030	0	430.350	0	573.300	8.700
AJSM+SL-25	521.910	0	574.080	17.220	761.310	70.620
AJSM+SL-50	628.860	0	691.740	66.540	913.620	152.760

Para un mismo evento aumenta el volumen total del hidrograma y el volumen que debe ser almacenado conforme se pasa a un sitio aguas abajo del anterior. Las limitaciones de capacidad de las alcantarillas obligan a almacenar un mayor volumen que en el sitio C3. Los volúmenes de



almacenamiento necesarios son elevados. Para ponerlos en perspectiva, cada 10 000 m³ de almacenamiento requiere cubrir una hectárea de terreno con un metro de agua.

6.2 Drenajes profundos.

Existen dos alternativas para el uso de drenajes profundos que ayuden a controlar el problema de inundaciones en la cuenca. La primera ha sido objeto de estudio por el parte del I.C.E. (bajo contrato) y corresponde a excavar un drenaje profundo que forme un trasvase de la Quebrada Seca al río Bermúdez o el río Virilla.

La segunda alternativa corresponde al uso de drenajes profundos para interceptar y transportar de forma paralela al cauce principal los excedentes de caudal que no pueda manejar el cauce. El funcionamiento conceptual de un sistema de este tipo es igual al de un canal abierto paralelo al cauce, pero de forma subterránea por la carencia de espacio para un canal superficial.

Existen ciertas consideraciones especiales para una obra de este tipo debido al entorno geológico en que se ubica la cuenca. Dada la presencia de acuíferos importantes para el consumo humano en la cuenca, cualquier túnel del drenaje debe ser revestido para evitar filtraciones del túnel hacia el manto rocoso por el que pasa. El I.C.E. tiene experiencia construyendo túneles con estas características en el entorno nacional.

De las herramientas presentadas en este estudio, la excavación de drenajes profundos tiene la ventaja de evitar la necesidad de expropiar grandes cantidades de terreno, sin embargo la excavación subterránea es costosa, además se debe considerar la posible oposición de instituciones como SENARA a la excavación del manto rocoso del acuífero Barva.

6.3 Lagunas de retención.

Al contrario de las lagunas de detención, que almacenen agua presente en el cauce, las lagunas de retención almacenan la escorrentía en su sitio de origen, ya sea un desarrollo residencial, industrial o comercial.

Estos sistemas deben ser diseñados para que, como mínimo, un terreno desarrollado no escurra un caudal mayor al que escurría en su estado sin desarrollar. En otras palabras, un sistema de



retención no debe verter un caudal mayor al que escurría en la condición sin desarrollar del terreno, por ello es necesaria una estructura de vertido controlado en la salida del sistema.

Una alternativa a las lagunas de retención es el uso de sistemas de infiltración de la escorrentía. Su buen uso y funcionamiento deben estar sujetos a las mejores prácticas de la ingeniería, información sobre este tipo de sistemas se puede encontrar en las guías de diseño del Distrito de Drenaje de Colorado, EE.UU. y de la ciudad de Melbourne, Australia.



7 CONCLUSIONES

La cuenca de la Quebrada Seca tiene una forma alargada. El área de la cuenca es de 22,9 km² y su perímetro es de 38,8 km.

La cuenca tiene un relieve caracterizado por pendientes fuertes en sus laderas y cauces con pendientes promedio de 8% y 4% respectivamente. Las pendientes fuertes fomentan la formación de escorrentía y reducen la infiltración.

La elevación máxima de la cuenca es de 1 617,5 m.s.n.m., la elevación mínima es de 861,8 m.s.n.m. en el punto de desfogue. La elevación promedio de la cuenca es de 1 145,7 m.s.n.m.

La curva hipsométrica y el modelo de elevación digital de la cuenca indican que las pendientes más fuertes de la cuenca se ubican en su parte alta. El 46% de la diferencia de elevación de la cuenca se presenta en el primer 20% de área acumulada. La parte media de la cuenca presenta pendientes menores y la parte baja vuelve a presentar un aumento en las pendientes. El 50% del área de la cuenca se acumula en la elevación 1 118 m.s.n.m.

Administrativamente la cuenca se divide entre seis cantones. Cinco cantones pertenecen a la provincia de Heredia: San Rafael, Barva, Heredia, Flores y Belén. El tramo final de la Quebrada Seca cruza a la provincia de Alajuela y el cantón del mismo nombre. Para estudiar la contribución de cada cantón a la problemática de inundaciones urbanas se dividió la cuenca en once áreas de drenaje.

De acuerdo con la clasificación realizada por el MAG existen cinco tipos de suelo en la cuenca. El tipo de suelo conocido como La Guácima no se consideró en el análisis porque su extensión es limitada a una sección muy pequeña de Belén. Los suelos de la cuenca tienen texturas arcillosas finas, franco-arcillosas y francas. Todos son producto de la meteorización de materiales volcánicos, se consideran bien drenados y tienen niveles freáticos profundos.

El uso del suelo en la cuenca es 63 % urbano y 37 % no urbano. El uso no urbano del suelo se concentra en la parte alta de la cuenca. El uso urbano de la cuenca se concentra en la parte media



y está conformado por con los núcleos urbanos de Heredia, Barva y San Joaquín de Flores. El núcleo urbano de San Antonio de Belén concentra el uso urbano de la parte baja de la cuenca. El uso de la tierra predominantemente urbano de la cuenca reduce la infiltración y promueve la escorrentía superficial.

La geología de la cuenca se compone de estratos de tobas, lavas y brechas. Todas estas capas rocosas son de origen volcánico. Los acuíferos Barba y Colima se encuentran en capas de lavas andesíticas fracturadas, los estratos tobaceos entre las lavas forman acuitardos entre los acuíferos. Los acuíferos debajo de la cuenca son claves para el abastecimiento de agua potable de Heredia y San José. La Empresa de Servicios Públicos de Heredia y AyA tienen pozos y captaciones en los manantiales de estos acuíferos con los cuales se abastecen de agua potable más de 250 000 personas.

La cuenca tiene tres áreas de intensidad de lluvia característica. La mayoría de la cuenca tiene lluvias caracterizadas por ser de alta intensidad. La intensidad de lluvia disminuye con el aumento de la elevación y es de baja intensidad en el extremo superior de la cuenca. La lluvia característica para la mayoría de la cuenca sigue el patrón de lluvia de la estación meteorológica de Santa Lucía de Barva. El patrón típico que genera crecientes es de lluvias de muy alta intensidad y duraciones cercanas a una hora.

El histograma característico de la estación Juan Santamaría se utiliza para la parte baja de la cuenca (áreas de drenaje A6 y A7) y se caracteriza por presentar lluvias de alta intensidad. El histograma de la estación Santa Lucía caracteriza la lluvia de la sección media de la cuenca (áreas de drenaje A4, A5, A9, A10 y A11). La lluvia en estas áreas se caracteriza por ser de muy alta intensidad. La estación San José es utilizada para caracterizar la lluvia del área de intensidad media de la cuenca en la parte alta de la cuenca (áreas A1, A2, A3 y A8). La sección de intensidad baja se ha despreciado por ser un área pequeña de la cuenca en su extremo superior y ha sido añadida a la sección de intensidad media.



Las series de precipitación diaria máxima anual de las diez estaciones analizadas se ajustan satisfactoriamente a una distribución de probabilidad Log-Pearson tipo III de acuerdo con pruebas de bondad de ajuste tipo Kolmogorov – Smirnov.

Se generaron mapas de lluvia para eventos simultáneos con 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años de periodos de retorno en todas las estaciones. Estos mapas de lluvia representan eventos con periodos de retorno mayores a los de cada estación individual. La probabilidad de que los eventos con N años de periodo de retorno de cada estación sucedan simultáneamente se asocia a periodo de retorno mucho mayor a N.

Los números de curva para cada área de drenaje varían entre 84,3 para el área de drenaje A9 hasta 63,2 para el área de drenaje A1. Las áreas más densamente urbanizadas de la cuenca tienen valores de número de curva más elevados y por lo tanto generan un volumen de escorrentía mayor por unidad de área que las zonas menos urbanizadas de la cuenca.

Los hidrogramas de la cuenca se caracterizan por una respuesta hidrológica rápida, con poco tiempo de retardo y picos de caudal elevados. Las áreas de drenaje A9, A10, A4, A5 y A11 tienen hidrogramas con un pico de caudal muy pronunciado y cerca de 60 minutos de tiempo al pico. Los hidrogramas de las áreas de drenaje A1, A2, A3 y A8 tienen tiempos al pico mayores, entre 80 y 100 minutos, y caudales pico menores al grupo de áreas anterior. Las áreas de drenaje A6 y A7 tienen los hidrogramas más duraderos de la cuenca y tiempos a los picos cercanos a los 60 minutos. La forma de los hidrogramas de creciente de cada área es determinada por el patrón temporal de la lluvia en cada área.

Las áreas de drenaje de la parte alta de la cuenca contribuyen poco al pico de caudal de la cuenca. El pico del hidrograma de creciente de la cuenca es generado por las áreas de drenaje A4, A5, A6, A7, A9, A10 y A11. De estas la mayor contribución corresponde a las áreas aguas arriba del punto C2 de la cuenca, es decir las áreas A4, A5, A9, A10 y A11. Administrativamente estas cinco áreas corresponden a parte de los cantones de Barva, Flores, Heredia y San Rafael.

Los caudales generados por el análisis hidrológico de series de precipitación diaria máxima anual son muy elevados y se consideran desproporcionados a la realidad física de la cuenca. Se utilizó



un análisis por eventos para determinar la magnitud de los eventos que han generado crecientes en la cuenca y generar eventos sintéticos similares.

El análisis de eventos de creciente registrados en la cuenca entre el 2001 y mediados del 2014 destaca que las crecientes son generadas por escenarios de lluvia simultánea en las estaciones Aeropuerto Juan Santamaría y Santa Lucía de Barva o de lluvia únicamente en Santa Lucía. Estos eventos se denominan SL para lluvia solo en la estación Santa Lucía, SL+AJSM cuando llueve en ambas estaciones pero el máximo se registra en Santa Lucía, y AJSM+SL cuando el máximo se presenta en la estación Juan Santamaría.

Se generaron eventos sintéticos utilizando los resultados del análisis de precipitación máxima anual para generar mapas de lluvia que simulan eventos similares a los registrados en la cuenca. Los mapas de los eventos SL se interpolaron después de asignar la precipitación con 2, 5, 10, 25 y 50 años de periodo de retorno a la estación Santa Lucía y cero lluvias a las demás

En los eventos SL la precipitación se concentra en la parte media y alta de la cuenca y disminuye en dirección aguas abajo. Esta distribución ocasiona que, como mínimo, el 92% del volumen de escorrentía total de la cuenca sea generado aguas arriba del punto C2. Por lo tanto la contribución del cantón de Belén es despreciable en este tipo de eventos.

En los eventos SL+AJSM se asignó la precipitación con 10, 25 y 50 años de periodo de retorno a la estación Santa Lucía. 69% de la precipitación de Santa Lucía se asignó a la estación Juan Santamaría. Esta proporción es la observada en los eventos SL+AJSM reales.

En los eventos SL la precipitación se concentra en la parte media y alta de la cuenca pero la influencia de la estación Juan Santamaría mantiene un volumen elevado de precipitación en la parte baja de la cuenca. Esta distribución de la precipitación genera el mayor volumen de precipitación y escorrentía de los tres tipos de eventos, con un máximo de 1 467 000 m³ de escorrentía para el evento SL+AJSM-50. La precipitación generada por la estación Santa Lucía es dominante, y un mínimo del 76,9% del volumen de escorrentía es generado aguas arriba de la estación C2.



En los eventos AJSM+SL se asignó la precipitación con 10, 25 y 50 años de periodo de retorno a la estación Juan Santamaría. 65% de la precipitación de Santa Lucía se asignó a la estación Santa Lucía. Esta proporción es la observada en los eventos SL+AJSM reales.

De los tres tipos de eventos los AJSM+SL depositan el menor volumen de precipitación en la cuenca, y por lo tanto generan la menor cantidad de escorrentía. Su distribución espacial también es distinta a los otros eventos, con el máximo de precipitación en la parte baja de la cuenca cerca de la estación Juan Santamaría. En estos eventos, hasta el 25% de la escorrentía puede ser generada en el área de drenaje A7 en el extremo inferior de la cuenca.

La mayor parte del volumen escurrido en todos los eventos es generado aguas arriba del punto C2. El porcentaje de volumen que se genera aguas arriba de este punto varía entre 68,0% (evento AJSM+SL-10) y 96,6% (evento SL-2).

La asignación de volumen de escorrentía por cantón se encuentra en el Cuadro 7-1. Se observa que Heredia tiene el mayor aporte de volumen con entre un 38,1% y 34,2% del total. San Rafael y Barva son los cantones con mayor aporte después de Heredia con cerca de 21% cada uno. Los cantones de Belén y Flores tienen el menor aporte de volumen en los eventos.

Cuadro 7-1. Porcentaje de escorrentía generado por cantón y evento.

Evento	San Rafael	Barva	Heredia	Flores	Belén
SL-2	25,7	26,0	37,3	5,7	0,9
SL-5	27,1	26,3	37,1	5,9	1,1
SL-10	26,0	25,0	38,1	6,3	4,8
SL-25	27,8	26,1	35,9	6,1	1,4
SL-50	27,3	25,1	37,0	6,0	1,6
Promedio SL	26,8	25,7	37,1	6,0	2,0
AJSM+SL-10	13,9	15,5	35,9	11,4	19,1
AJSM+SL-25	14,7	16,6	34,7	11,2	18,8
AJSM+SL-50	15,2	16,5	34,5	11,1	18,6
Promedio AJSM+SL	14,6	16,2	35,1	11,2	18,8
SL+AJSM-10	19,9	19,8	33,6	9,1	14,1
SL+AJSM-25	21,5	20,9	34,6	8,8	10,4
SL+AJSM-50	21,8	20,9	34,2	8,8	10,5
Promedio SL+AJSM	21,1	20,5	34,2	8,9	11,7



El modelo hidráulico del cauce se basa en información detallada de topografía obtenida de la Municipalidad de Belén y trabajo de campo propio. El modelo la construcción del puente nuevo 100 metros al norte de la Municipalidad de Belén. Para ello se basó el modelo en la geometría de diseño entregada por la Municipalidad de Belén.

Los puentes 1 y 4 tienen la capacidad hidráulica suficiente para mantener un borde libre de más de 1,5 metros para todos los eventos de crecientes analizados. Por lo tanto se considera que operan en condiciones óptimas.

Las dos alcantarillas sobre la Quebrada, en la Ruta 1 y la Ruta 147 son los puntos con mayores problemas en el cauce. Estas alcantarillas carecen de capacidad suficiente para manejar crecientes y generan remansos aguas arriba. Además la configuración de las alcantarillas con solo tres metros de ancho cada una las vuelve susceptibles a las obstrucciones.

El puente 3 en calle Mayorga presenta problemas de nivel de aguas ocasionados por la presencia de obstrucciones y cambios de pendiente en el cauce alrededor del puente. Ninguno de los eventos simulados logró elevar el nivel del agua por encima de la rasante del puente.

Los puentes 8 y 13 presentan problemas significativos, sin embargo todavía tienen suficiente capacidad para manejar los eventos con 10 o menos años de periodo de retorno. Eventos con periodo de retorno mayor pueden subir el nivel del agua más allá del nivel de sus vigas, potencialmente dañando o destruyendo estos puentes. Todos estos puentes generan remansos e inundación aguas arriba de ellos. En particular el puente 13 de la Avenida 2, al oeste de Belén genera la zona de inundación más extensa en la cuenca, pudiendo llegar hasta el centro del Belén para el evento SL+AJSM-50.

El resultado del modelado hidráulico indica que para el evento SL+AJSM-50 el nivel de agua en la Quebrada Seca puede superar el nivel de viga de los puentes 6, 10 y 12. Para eventos menores es posible que no estos puentes no cumplan con el criterio del MOPT de 1,5 m libre entre el nivel de agua y las vigas del puente y estén en riesgo de ser impactados por algún objeto flotante en el cauce durante una creciente extraordinaria.



No se espera que el nivel de agua para ningún evento llegue al nivel de vigas de los puentes 2, 7, 9, 11, 14 y 15. Sin embargo, al igual que los puentes 6, 10 y 12, estos puentes no cumplen con el criterio del MOPT de 1,5 m libre entre el nivel de agua y las vigas del puente, y están en riesgo de ser impactados por algún objeto flotante en el cauce durante una creciente extraordinaria.

Los mapas de inundación demuestran que la mayor parte de las áreas propensas a ser inundadas están asociadas a los remansos generados por los puentes en la cuenca. Es posible que una mejora o sustitución de estos puentes eviten la creación de estos remansos y disminuya las áreas de inundación de la cuenca. En especial los puentes 9 y 13 generan remansos extensos que afectan áreas urbanas en Belén.

Los volúmenes de almacenamiento requeridos dadas las condiciones actuales de uso de suelo y la capacidad de la infraestructura existente son muy elevados y requieren de lagunas profundas de varias hectáreas de extensión para manejar los eventos con más de 25 años de periodo de retorno.

El uso de lagunas de retención en los desarrollos urbanos dentro de la cuenca es un requisito esencial para evitar que la cantidad de escorrentía generada en la cuenca aumente en un futuro debido a cambios de uso en el suelo.



8 RECOMENDACIONES

La situación actual de la cuenca de la Quebrada Seca presenta 14 de 16 puentes y alcantarillas con diversos grados de riesgo ante inundaciones. De estos 14 puentes y alcantarillas, 3 tienen problemas serios de capacidad hidráulica.

8.1 Uso de suelo y desarrollo futuro.

Cualquier aporte adicional de caudal en la cuenca exagera los problemas existentes. Por lo tanto se recomienda que todo desarrollo o cambio de uso de suelo que aumente las áreas impermeables de la cuenca cuente con un sistema de detención o retención que evite un aumento de la escorrentía generada en el sitio del desarrollo. Este sistema debe evitar que el caudal desfogado por el terreno desarrollado exceda el caudal que escurre el mismo terreno sin desarrollar. Esta política de desarrollo debe ser uniforme para la totalidad de la cuenca y sus componentes deben estar incluidos entre los requisitos municipales para los proyectos de construcción.

Las partes altas de la cuenca en los cantones de Barva y San Rafael conforman parte de las zonas de recarga acuífera del Valle Central. Se recomienda que cualquier desarrollo de esta área sea de baja densidad o que sea sujeto a revisión por parte de SENARA para evitar una pérdida de recarga acuífera y un aumento en la escorrentía de la cuenca.

Se debe incentivar el uso de medidas innovadoras para reducir la escorrentía urbana. Estas medidas incluyen el uso de pavimentos modulares, tanques de infiltración individuales por vivienda y la inclusión de áreas verdes en el paisaje urbano. Una opción es el uso de un ‘canon de escorrentía’ que además pueda financiar las mejoras que se requieran en el sistema pluvial de la cuenca.

8.2 Estado del cauce, alcantarillas y puentes.

El cauce en su estado actual se encuentra usurpado por una gran cantidad de edificaciones, en su mayoría viviendas. Estas construcciones no guardan el retiro que por Ley se debe mantener como área de protección de los cauces. Se debe planificar desalojar estas viviendas a largo plazo para darle espacio a los ríos de la cuenca. Estas viviendas además se encuentran en riesgo de ser



destruidas en caso de una creciente, cuando esto suceda se debe impedir la reconstrucción de la obra afectada dentro del área de protección.

En aquellos casos en los que no se pueda remover una obstrucción en el cauce, ya sea el bastión de un puente, una alcantarilla, una edificación o una tapia, se recomienda crear una transición controlada de sección transversal que minimice los efectos de remanso y las pérdidas de energía.

La sección del cauce debe ampliarse para manejar los caudales esperados para una tormenta con 25 años de periodo de retorno de tipo SL+AJSM. Donde no sea posible la ampliación debido a la presencia de edificaciones cercanas se deberá realizar una transición controlada de sección para minimizar las pérdidas de energía generadas por una transición abrupta de sección.

Se debe sustituir lo antes posible las alcantarillas de la Ruta 1 y la Ruta 147. En su lugar se deben construir puentes o alcantarillas de gran tamaño como las encontradas en la Ruta 1 a la altura de la Quebrada Guaria o el Río Bermúdez.

El puente 13(Ruta Nacional 122 sobre la Quebrada Seca) se debe sustituir por uno con mayor capacidad hidráulica. Como mínimo debe tener la capacidad de transportar $191,2 \text{ m}^3/\text{s}$ y cumplir el criterio del MOPT de mantener libres 1,5 m entre el nivel del agua y las vigas del puente. El remanso que genera este puente lo hace prioritario para ser intervenido.

Se le debe brindar mantenimiento a todos los pasos de agua en la cuenca. Como mínimo se debe realizar una inspección de los puentes después de cada creciente para cerciorar que no existió un daño a la estructura. Además se debe evitar el acumulamiento de basura y sedimento en las secciones de los puentes porque estos generan obstrucciones que impiden el paso del agua.

No se contó con información del entubamiento de la Quebrada Aries para realizar un análisis hidráulico de su funcionamiento. Los caudales de creciente esperados en este sitio se encuentran en los resultados. Se recomienda realizar un modelo en HEC-RAS de la alcantarilla con base en la topografía final de la alcantarilla utilizando los caudales presentados en este estudio.



8.3 Calidad de aguas

En las visitas de campo se corroboró la presencia de desagües sanitarios directos al cauce. Se debe evitar el desfogue ilícito de aguas negras a los cauces. Institucionalmente se debe fomentar y planificar el desarrollo de sistemas de alcantarillado con planta de tratamiento para las comunidades de la cuenca. La presencia de acuíferos importantes para consumo humano en la cuenca implica que se debe limitar el uso de tanques sépticos. Se recomienda que para el 2021 no existan desfogues ilícitos de aguas sin tratar a los cauces de la cuenca.

Recolección desechos sólidos.

8.4 Adicionales

El uso aislado de lagunas no se recomienda por la gran extensión que deben tener para ser útiles, sin embargo la posibilidad de combinar ampliaciones de puentes y lagunas de almacenamiento de gran escala como solución a los problemas de inundación en la cuenca existe y amerita mayor estudio.

La fuente principal de incertidumbre en los resultados de este estudio es la ausencia de mediciones de nivel en el río durante episodios de creciente. La instrumentación de la cuenca con estaciones hidrográficas se recomienda para contar con hidrogramas medidos en el cauce que permitan una calibración del modelo hidrológico y para que generen alertas de creciente cuando se registren en el cauce.

Los resultados obtenidos en este estudio se deben divulgar a los autores interesados, en particular los municipios que comparten la cuenca y los vecinos de la misma.



9 BIBLIOGRAFÍA

- Chow, V. T. (1994). *Hidraulica de canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Ministerio de Agricultura y Ganadería. (1991). *Manual Descriptivo de la leyenda del Mapa de Capacidad de Uso de la Tierra de Costa Rica Escala 1:200.000*. San José: Ministerio de Agricultura y Ganadería.
- Murillo, R. E. (1994). *Estudio de intensidades de lluvia en la cuenca del Río Virilla*. San José: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.
- Natural Resources Conservation Service. (1986). *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Washington, DC: United States Department of Agriculture.
- Sandí Rojas, S. G. (2012). *Generación de hidrogramas de creciente de la tormenta tropical Tomás para la evaluación de la infraestructura urbana en la cuenca del río Virilla*. San Pedro de Montes de Oca: Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Costa Rica.
- SENARA. (1987). *Continuación de la investigación hidrogeológica en la zona norte y este del Valle Central, Costa Rica*. San José: Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento.
- Serrano, A. (2011). *Notas del curso IC-0808 Hidrología*. San Pedro de Montes de Oca: Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Costa Rica.
- Stedinger, J., Vogel, R., & Foufoula-Georgiou, E. (1993). Chapter 18. Frequency Analysis of Extreme Events. En D. R. Maidment, *Handbook of Hydrology* (págs. 18.1-18.57). New York: McGraw-Hill.
- Urbonas, B. R., & Roesner, L. A. (1993). Hydrologic design for urban drainage and flood control. En D. R. Maidment, *Handbook of Hydrology* (págs. 28.1-28.52). New York: McGraw-Hill.



10 Anexos

10.1 Registros de precipitación máxima diaria utilizados

Año	San José	Lornessa	Juan Santamaría	Hacienda Ojo de Agua	Los Sitios	Santo Domingo	San Josecito	Sacramento	Monte de la Cruz	Pavas	Santa Lucía
1950		87,4									
1951		74,5									
1952		55,8									
1953		83,0									
1954		111,2									
1955		133,5									
1956		61,5	60								
1957		101,2	70,6								
1958		53,3	47,4	56,0							
1959		55,9	51,4	40,8							
1960	80,3	63,8	105,1	63,3		98,0					
1961	83,7	47,0	109,3	124,5		143,0					
1962	62,1	95,0	67,3	81,0		130,0					
1963	76,7	99,0	86,2	92,3		105,0					
1964	68	62,0	60,2	55,9		111,0					
1965	105,7	70,0	64,2	65,3		103,0					
1966	72	71,0	54,8	57,9							
1967	88	61,0	56,6	54,0							
1968	64,5	114,0	90,5	64,2							
1969	88,4	90,0	112,3	80,0		182,6					
1970	106,7	62,0	64,5	117,4	133,5	110,0		130,3	144,1		
1971	92,6	83,0	82,1	94,0	77,5	167,6	78,8	168	138		
1972	46,9	67,5	65,5	65,7	42,9	85,2	74	86,7	99,7		
1973	55,9	88,4	87,4	94,9	90,4	95,1	105,7		81,6		
1974	76,4	74,5	66,4	68,2	93,4	102,5	112,2	38,6	80		
1975	68,3	55,3	73,5	96,0	101,5	100,2	83	44,6	134,5	74,1	
1976	65	65,7	65,7	66,7	70,5	91,7	90,3	34,6	100,1	48,2	
1977	55,3	54,4	74,8	72,4	86	120,5	79,4	39,9	90	66,9	
1978	76,7	75,7	76,2	60,5	74	106,5	102	70	80	67,3	
1979	60	69,5	119	68,0	94,5	94,3	74	150	83	49,9	
1980	74,7	87,1	56,3	69,2	109,5	114,2	93,8	90,4	79	90,2	
1981	114,6	59,3	86,5	93,5	74,5	97,1	93,9	100	80	71	
1982	118,2	81,1	82,6	66,0	83,1	75,2	87	90,5	74,6	103,6	75,1
1983	48,3	61,0	77	80,2	68	68,0	74,1	90,9	74,5	60,5	102
1984	85,5	83,6	87,6	70,5	67,7	69,8	91,3	98,6	90,3	58,8	80,5
1985	72,8	65,0	75,9	75,5	91,8	69,5	75,6	97,5	78,4	57,6	85,9
1986	75,7	62,0	83,8	72,2	69,5	71,0	143,4	134	78,3	76,1	96,8
1987	84,6	66,3	76	63,5	91,5	69,0	84,1	89,2	72	71,9	
1988	102,6	78,1	86,2	68,0	66,1	70,1	127,5	117	84,7	67,6	
1989	88,3		72,3	64,0	131,6		67,5	110,5	68	98,2	98,9
1990	58		62,5	64,0	136,1		57,4	80,4		61,8	85,5
1991	74,2		55,9	58,0	105,5		109,1			73	99,1
1992	88,2		57,3	62,5	71,4		86,4			92,9	92,5
1993	64,6		67	51,0	80,9		130,8			48,8	113,7
1994	90,8		67,3	66,0			92,3			69	83,1
1995	82,1		71,6	85,0		15,5	102,5			85,6	96,1
1996	61,7		138,9				141,8			81,2	108,5
1997	60,5		106,6	83,5			89,6			127,4	85,5
1998	49,2		126,6	24,3			79,6			90,1	119,6
1999	58,1		63,6				102,7			70	86,2
2000	45,9		50,4	24,3			65			50,6	120,8
2001	80,4		52,4				68			52,9	91,2
2002	77,1		61,2				119,4			53,2	87,9
2003	64,1		66,6				85			70,3	120,5



Año	San José	Lornessa	Juan Santamaría	Hacienda Ojo de Agua	Los Sitios	Santo Domingo	San Josecito	Sacramento	Monte de la Cruz	Pavas	Santa Lucía
2004	79,7		113,2				132,7			78,6	111,4
2005	100,6		68,7				136,3			64	84,9
2006	84,7		67,7				99			70,1	63,0
2007	86,3		74,4				70,2			72,9	185,4
2008	76,8		116,6				120			100,1	90,0
2009	58,9		51,6							52,8	107,2
2010	90,5		146,2				107,6			151	129,0
2011	56,5		53,9				83,6			80,2	118,1
2012	44,6		42,3				71,8			67,7	84,3



10.2 Ajuste a la distribución Log-Pearson tipo III por estación.

Estación Lornessa

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		50	1	0,02564103	0,02564103	0,03346088	0,00781985
2	50	55	2	0,05128205	0,07692308	0,10113424	0,02421116
3	55	60	4	0,1025641	0,17948718	0,20683138	0,0273442
4	60	65	8	0,20512821	0,38461538	0,33356708	0,05104831
5	65	70	5	0,12820513	0,51282051	0,46215305	0,05066746
6	70	75	3	0,07692308	0,58974359	0,57911527	0,01062832
7	75	80	2	0,05128205	0,64102564	0,67799801	0,03697237
8	80	85	4	0,1025641	0,74358974	0,81938241	0,07579267
9	85		10	0,25641026	1,0	1,0	1,1102E-16

Estación Flores

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		50	1	0,04761905	0,04761905	1,7255E-05	0,04760179
2	50	55	0	0,0	0,04761905	0,01114811	0,03647093
3	55	60	0	0,0	0,04761905	0,08754275	0,03992371
4	60	65	4	0,19047619	0,23809524	0,23863606	0,00054083
5	65	70	2	0,0952381	0,33333333	0,41607266	0,08273933
6	70	75	2	0,0952381	0,42857143	0,57748621	0,14891478
7	75	80	4	0,19047619	0,61904762	0,70538322	0,0863356
8	80	85	5	0,23809524	0,85714286	0,86454729	0,00740443
9	85	90	2	0,0952381	0,95238095	0,9091645	0,04321645
10	90		1	0,04761905	1,0	1,0	0,0



Estación Juan Santamaría

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		60	13	0,22807018	0,22807018	0,241498	0,01342782
2	60	65	6	0,10526316	0,33333333	0,35221409	0,01888076
3	65	70	9	0,15789474	0,49122807	0,46091115	0,03031692
4	70	75	6	0,10526316	0,59649123	0,55996781	0,03652342
5	75	80	4	0,07017544	0,66666667	0,64578705	0,02087962
6	80	85	3	0,05263158	0,71929825	0,71759822	0,00170002
7	85	90	5	0,0877193	0,80701754	0,77626444	0,03075311
8	90		11	0,19298246	1,0	1,0	0,0

Estación Ojo de Agua

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		45	3	0,07317073	0,07317073	0,03229623	0,0408745
2	45	55	2	0,04878049	0,12195122	0,30338686	0,18143564
3	55	65	11	0,26829268	0,3902439	0,54653397	0,15629007
4	65	75	12	0,29268293	0,68292683	0,70534727	0,02242044
5	75	85	6	0,14634146	0,82926829	0,80436272	0,02490557
6	85	95	4	0,09756098	0,92682927	0,86661062	0,06021865
7	95	105	1	0,02439024	0,95121951	0,90664548	0,04457403
8	105		2	0,04878049	1,0	1,0	0,0



Estación Los Sitios

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		70	5	0,20833333	0,20833333	0,23160965	0,02327632
2	70	80	5	0,20833333	0,41666667	0,41837455	0,00170789
3	80	90	3	0,125	0,54166667	0,59623641	0,05456974
4	90	100	5	0,20833333	0,75	0,73710392	0,01289608
5	100	110	3	0,125	0,875	0,8362917	0,0387083
6	110	120	0	0,0	0,875	0,90102896	0,02602896
7	120	130	0	0,0	0,875	0,94126422	0,06626422
8	130		3	0,125	1,0	1,0	0,0

Estación Santo Domingo

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		70	4	0,15384615	0,15384615	0,09159179	0,06225437
2	70	80	3	0,11538462	0,26923077	0,23030023	0,03893054
3	80	90	1	0,03846154	0,30769231	0,39765829	0,08996598
4	90	100	5	0,19230769	0,5	0,55555618	0,05555618
5	100	110	6	0,23076923	0,73076923	0,6847004	0,04606883
6	110	120	2	0,07692308	0,80769231	0,7817073	0,02598501
7	120	130	2	0,07692308	0,88461538	0,85094051	0,03367488
8	130		3	0,11538462	1,0	1,0	0,0



Estación San Josecito

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		75	9	0,2195122	0,2195122	0,18595257	0,03355963
2	75	85	8	0,19512195	0,41463415	0,37167224	0,04296191
3	85	95	8	0,19512195	0,6097561	0,56217865	0,04757745
4	95	105	4	0,09756098	0,70731707	0,71846715	0,01115007
5	105	115	4	0,09756098	0,80487805	0,82927883	0,02440078
6	115	125	2	0,04878049	0,85365854	0,90062395	0,04696541
7	125	135	3	0,07317073	0,92682927	0,94371269	0,01688343
8	135		3	0,07317073	1,0	1,0	0,0

Estación Sacramento

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		50	4	0,21052632	0,21052632	0,11345581	0,09707051
2	50	70	1	0,05263158	0,26315789	0,3869824	0,12382451
3	70	90	3	0,15789474	0,42105263	0,61080318	0,18975054
4	90	110	6	0,31578947	0,73684211	0,75383484	0,01699273
5	110	130	2	0,10526316	0,84210526	0,84094707	0,0011582
6	130	150	2	0,10526316	0,94736842	0,89436042	0,05300801
7	150	170	1	0,05263158	1,0	0,92787301	0,07212699
8	170		0	0,0	1,0	1,0	0,0



Estación Monte de la Cruz

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		75	2	0,1	0,1	0,24025613	0,14025613
2	75	80	6	0,3	0,4	0,38938592	0,01061408
3	80	85	2	0,1	0,5	0,51793341	0,01793341
4	85	90	1	0,05	0,55	0,62209575	0,07209575
5	90	95	1	0,05	0,6	0,7041174	0,10411740
6	95	100	1	0,05	0,65	0,76786687	0,11786687
7	100	105	1	0,05	0,7	0,81717252	0,11717252
8	105		6	0,3	1,0	1,0	2,2204E-16

Estación Pavas

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		50	3	0,07894737	0,07894737	0,05297126	0,02597611
2	50	60	6	0,15789474	0,23684211	0,2606732	0,02383109
3	60	70	9	0,23684211	0,47368421	0,50749689	0,03381268
4	70	80	9	0,23684211	0,71052632	0,69675319	0,01377313
5	80	90	3	0,07894737	0,78947368	0,81877188	0,0292982
6	90	100	4	0,10526316	0,89473684	0,89217938	0,00255746
7	100	110	2	0,05263158	0,94736842	0,93532466	0,01204376
8	110		2	0,05263158	1,0	1,0	0,0



Estación Santa Lucía

Intervalo	Valor, Inferior (mm)	Valor Superior (mm)	Frecuencia observada	Frecuencia relativa	Frecuencia Acumulada	F(x), L-P III	D _{K-S}
1		70	1	0,03333333	0,03333333	0,01601157	0,01732177
2	70	80	1	0,03333333	0,06666667	0,18095486	0,1142882
3	80	90	10	0,33333333	0,4	0,4277404	0,0277404
4	90	100	6	0,2	0,6	0,63439129	0,03439129
5	100	110	4	0,13333333	0,73333333	0,77484124	0,0415079
6	110	120	4	0,13333333	0,86666667	0,86267473	0,00399194
7	120	130	3	0,1	0,96666667	0,91591046	0,05075621
8	130		1	0,03333333	1,0	1,0	1,1102E-16

10.3 Cálculo de número de curva por área de drenaje

Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
A0	ALAJUELA I 108	B	CHARRAL(D)	0	56	164	9.211
			FRUTAL (FR)	0	65	6.992	454.449
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	28.723	1.608.488
			PASTO(P)	0	58	86.460	5.014.699
			URBANO	100	92	156.894	14.434.291
			CARRETERA	100	98	23.766	2.329.089
Total						303.000	23.850.226
NC ponderado							79



Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A	
A2	CONCEPCIÓN I 110	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	32.415	1.782.845	
			CAFÉ (C)	0	56	207.571	11.623.991	
			CHARRAL(D)	0	56	120	6.711	
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	41.572	2.328.054	
			PASTO(P)	0	58	51.832	3.006.239	
			PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)	0	65	13.065	849.233	
			URBANO	100	92	197.955	18.211.827	
	HEREDIA I 111	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	285	15.680	
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	13.032	729.794	
			PASTO(P)	0	58	4.487	260.241	
			URBANO	100	92	30.403	2.797.113	
				CARRETERA	100	98	26.112	2.558.998
	Total						618.850	44.170.726
NC ponderado							71	



Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A	
A1	ZARCERO I 099	A	Arboles	0	30	5.082	152.460	
			Bosque	0	30	45.597	1.367.902	
			BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	30	31.587	947.613	
			CAFÉ (C)	0	35	4.571	159.981	
			CHARRAL(D)	0	35	4.677	163.683	
			OTROS CULTIVOS (S)	0	35	38.586	1.350.520	
			Pasto	0	30	37.822	1.134.670	
			Pasto con arboles	0	57	83.174	4.740.918	
			PASTO(P)	0	30	384	11.514	
			Pasto, arboles disp.	0	43	14.421	620.112	
			PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)	0	43	215.569	9.269.451	
			(en blanco)	0	35	2.359	82.577	
			URBANO	100	89	219.445	19.530.596	
			CONCEPCIÓN I 110	B	Bosque	0	55	8.932
	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0			55	150.867	8.297.684	
	CAFÉ (C)	0			56	703.038	39.370.116	
	CHARRAL(D)	0			56	6.082	340.616	
	OTROS CULTIVOS (S)	0			56	5.887	329.678	
	Pasto	0			58	7.983	463.042	
	PASTO(P)	0			58	125.148	7.258.612	
	Pasto, arboles disp.	0			65	41.423	2.692.523	
	PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)	0			65	519.840	33.789.595	
	TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0			56	1.044	58.449	
	URBANO	100			92	263.904	24.279.124	
			CARRETERA	100	98	95.977	9.405.765	
	Total						2.633.400	166.308.463
	NC ponderado							63



Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
A3	CONCEPCIÓN I 110	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	4.514	248.256
			CAFÉ (C)	0	56	46.639	2.611.799
			CHARRAL(D)	0	56	795	44.548
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	2.712	151.884
			PASTO(P)	0	58	25.690	1.490.041
			URBANO	100	92	249.508	22.954.692
	HEREDIA I 111	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	48.349	2.659.182
			CAFÉ (C)	0	56	37.184	2.082.286
			CHARRAL(D)	0	56	13.755	770.262
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	48.918	2.739.398
			PASTO(P)	0	58	83.615	4.849.659
			PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS	0	65	15.937	1.035.914
			TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0	56	379	21.211
	URBANO	100	92	572.240	52.646.036		
			CARRETERA	100	98	128.991	12.641.142
Total						1.279.225	106.946.308
NC ponderado							84

Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
A10	HEREDIA I 111	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	8.571	471.383
			CAFÉ (C)	0	56	201.292	11.272.375
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	121.914	6.827.187
			URBANO	100	92	584.745	53.796.536
			CARRETERA	100	98	102.628	10.057.543
Total						1.019.150	82.425.023
NC ponderado							81

Área de	Tipo de suelo	Grupo	Uso de suelo	Porcentaje	Número de	Área, A	N*A
---------	---------------	-------	--------------	------------	-----------	---------	-----



drenaje		hidrológico		impermeable	curva, N	(m ²)		
A9	CONCEPCIÓN I 110	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	4.174	229.576	
			CAFÉ (C)	0	56	36.297	2.032.651	
			CHARRAL(D)	0	56	14.202	795.330	
			PASTO(P)	0	58	66.371	3.849.515	
			TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0	56	606	3.3941	
			URBANO	100	92	104.676	9.630.146	
	HEREDIA I 111	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	100.495	5.527.231	
			CAFÉ (C)	0	56	34.503	1.932.184	
			CHARRAL(D)	0	56	12.378	693.159	
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	54.703	3.063.384	
			PASTO(P)	0	58	8.723	505.953	
			PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS	0	65	32.859	2.135.835	
				URBANO	100	92	1.497.531	137.772.874
				CARRETERA	100	98	361.406	35.417.749
Total						2.328.925	203.619.529	
NC ponderado							87	

Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
A6	ALAJUELA I 108	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	8.973	493.527
			CAFÉ (C)	0	56	76.774	4.299.340
			CHARRAL(D)	0	56	4.457	249.572
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	24.876	1.393.044
			PASTO(P)	0	58	31.272	1.813.792
			PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)	0	65	32.969	2.142.978
			TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0	56	7.230	404.877
			URBANO	100	92	210.680	19.382.547
A6	HEREDIA	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	2.895	159.242



Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
	I 111		CAFÉ (C)	0	56	81.666	4.573.303
			CHARRAL(D)	0	56	2.708	151.671
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	53.079	2.972.410
			PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)	0	65	15.823	1.028.507
			TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0	56	131	7.354
			URBANO	100	92	562.129	51.715.840
	CARRETERA	100	98	254.163	24.907.940		
Total						1.369.825	115.695.944
NC ponderado							84

Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
A11	HEREDIA - I111	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	38	2.100
			CAFÉ (C)	0	56	212.915	11.923.260
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	33.308	1.865.249
			URBANO	100	92	605.995	55.751.557
			CARRETERA	100	98	167.218	16.387.391
Total						1.019.475	85.929.556
NC ponderado							84



Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
A5	HEREDIA I 111	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	10.919	600.533
			CAFÉ (C)	0	56	261.623	1.465.0885
			CHARRAL(D)	0	56	16.341	91.5085
			EXPLOTACIÓN AGROPECUARIA CONFINADA	0	79	902	7.1230
			FRUTAL (FR)	0	65	254	16.486
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	251.345	14.075.302
			TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0	56	49.296	2.760.565
			(en blanco)	0	56	7.693	430.829
			URBANO	100	92	1.520.821	139.915.512
			CARRETERA	100	98	355.833	34.871.591
Total						2.475.025	208.308.018
NC ponderado							84



Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A
A7	ALAJUELA I 108	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	28.833	1.585.831
			CAFÉ	0	56	68.629	3.843.236
			CAFÉ (C)	0	56	391.472	21.922.455
			CHARRAL(D)	0	56	89.206	4.995.517
			EXPLOTACIÓN AGROPECUARIA CONFINADA	0	79	28.972	2.288.826
			FRUTAL (FR)	0	65	20.406	1.326.419
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	355.235	19.893.166
			PASTO(P)	0	58	257.701	14.946.643
			PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)	0	65	96.738	628.7945
			TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0	56	11.012	616.698
			URBANO	100	92	2.319.751	213.417.094
A7	HEREDIA I 111	B	CAFÉ (C)	0	56	136.334	7.634.718
			FRUTAL (FR)	0	65	2.975	193.357
			OTROS CULTIVOS (S)	0	56	52.794	2.956.464
			PASTO(P)	0	58	16.623	964.127
			TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0	56	2.075	116.202
			URBANO	100	92	251.552	23.142.812
			CARRETERA	100	98	534.540	52.384.952
Total						4.664.850	378.516.464
NC ponderado							81



Área de drenaje	Tipo de suelo	Grupo hidrológico	Uso de suelo	Porcentaje impermeable	Número de curva, N	Área, A (m ²)	N*A	
A8	ZARCERO I 099	A	Bosque	0	30	4.797	143.923	
			BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	30	26.986	809.588	
			CHARRAL(D)	0	35	16.545	579.060	
			Pasto	0	30	1.228	36.847	
			Pasto con arboles	0	57	8.494	484.165	
			PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)	0	43	71.172	3.060.399	
			URBANO	100	89	31.575	2.810.141	
	HEREDIA I 111	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	27.563	1.515.977	
			CAFÉ (C)	0	56	20.292	1.136.338	
			CHARRAL(D)	0	56	305	17.106	
			URBANO	100	92	117.639	10.822.834	
	A8	CONCEPCIÓN I 110	B	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	0	55	27.091	1.489.993
				CAFÉ (C)	0	56	429.267	24.038.943
				CHARRAL(D)	0	56	134.791	7.548.300
EXPLOTACIÓN AGROPECUARIA CONFINADA				0	79	8.910	703.855	
FRUTAL (FR)				0	65	5.346	347.513	
HORTALIZAS Y GRANOS (H)				0	75	32.787	2.459.047	
OTROS CULTIVOS (S)				0	56	61.697	3.455.029	
PASTO(P)				0	58	373.437	21.659.354	
PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS				0	65	27.908	1.813.989	
PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)				0	65	353.812	22.997.760	
TERRENOS NO CULTIVABLES(E)				0	56	1.102	61.719	
(en blanco)				0	56	37.442	2.096.730	
URBANO				100	92	456.896	42.034.418	
CARRETERA				100	98	88.143	8.638.013	
Total						2.365.225	160.761.040	
NC ponderado							68.0	



10.4 Hidrología

Cuadro 10-1. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-2

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	7,2	01:40	55,7	12,1
A9	2,3289	24,6	00:50	111,3	24,2
E_10	4,6941	24,7	00:50	166,9	36,3
A1	2,6334	4,8	01:40	34,4	7,5
A2	0,6189	3,0	01:20	15,6	3,4
E_3	3,2523	7,3	01:40	50,0	10,9
A3	1,2792	11,4	01:20	51,8	11,3
E_4	4,5315	16,2	01:20	101,8	22,2
A4	2,7766	15,8	01:00	88,9	19,3
A10	1,0192	6,5	00:50	24,2	5,3
C1	13,0214	47,2	01:00	381,5	83,0
A5	2,475	9,2	00:50	42,1	9,2
A11	1,0195	4,9	00:50	21,1	4,6
C2	16,5159	58,7	01:00	443,9	96,6
A6	1,3698	1,5	00:50	10,2	2,2
C3	17,8857	59,5	01:10	454,0	98,8
A7	4,6649	0,4	02:00	5,5	1,2
Salida	22,5506	59,2	01:30	459,5	100,0



Cuadro 10-2. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-5

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	10,3	01:40	78,0	12,8
A9	2,3289	31,9	00:50	142,3	23,4
E_10	4,6941	32,2	00:50	220,3	36,3
A1	2,6334	7,3	01:40	52,1	8,6
A2	0,6189	4,3	01:20	21,8	3,6
E_3	3,2523	10,8	01:40	73,9	12,2
A3	1,2792	14,9	01:20	68,1	11,2
E_4	4,5315	22,7	01:20	142,0	23,4
A4	2,7766	20,9	01:00	116,1	19,1
A10	1,0192	8,9	00:50	32,7	5,4
C1	13,0214	64,0	01:30	511,0	84,2
A5	2,475	12,9	00:50	57,8	9,5
A11	1,0195	4,0	00:50	17,3	2,8
C2	16,5159	77,1	01:00	585,4	96,4
A6	1,3698	2,2	00:50	14,4	2,4
C3	17,8857	78,4	01:10	599,8	98,8
A7	4,6649	0,7	01:50	8,8	1,4
Salida	22,5506	78,1	01:30	607,1	100,0



Cuadro 10-3. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-10

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	12,8	01:40	97,7	12,6
A9	2,3289	37,4	00:50	167,1	21,6
E_10	4,6941	37,9	00:50	264,8	34,2
A1	2,6334	9,4	01:40	66,1	8,5
A2	0,6189	5,3	01:20	27	3,5
E_3	3,2523	13,6	01:40	93,1	12,0
A3	1,2792	17,7	01:20	81,4	10,5
E_4	4,5315	27,8	01:20	174,6	22,5
A4	2,7766	24,9	01:00	139,2	18,0
A10	1,0192	10,7	00:50	39,9	5,1
C1	13,0214	77,5	01:20	618,5	79,8
A5	2,475	15,6	00:50	70,6	9,1
A11	1,0195	4,9	00:50	21,1	2,7
C2	16,5159	92,6	01:00	709,4	91,5
A6	1,3698	2,8	00:50	18,1	2,3
C3	17,8857	94,2	01:10	727,4	93,8
A7	4,6649	4,5	01:10	49,3	6,4
Salida	22,5506	97,3	01:30	775,1	100,0



Cuadro 10-4. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-25

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen 1*10 ³ m ³	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	16,3	01:40	123,7	13,5
A9	2,3289	45,1	00:50	201,3	22,0
E_10	4,6941	46,0	00:50	324,9	35,5
A1	2,6334	12,4	01:40	87,5	9,5
A2	0,6189	6,7	01:20	34,3	3,7
E_3	3,2523	17,7	01:40	121,8	13,3
A3	1,2792	21,5	01:20	98,9	10,8
E_4	4,5315	35,2	01:20	220,7	24,1
A4	2,7766	30,3	01:00	167,3	18,3
A10	1,0192	13,4	00:50	49,3	5,4
C1	13,0214	96,7	01:20	762,4	83,2
A5	2,475	19,6	00:50	87,8	9,6
A11	1,0195	6,2	00:50	27,0	2,9
C2	16,5159	114,9	01:00	876,4	95,6
A6	1,3698	3,7	00:50	23,6	2,6
C3	17,8857	117,0	01:10	900,1	98,2
A7	4,6649	1,4	01:20	17,2	1,9
Salida	22,5506	117,0	01:20	916,4	100,0



Cuadro 10-5. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL-50

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	19,3	01:40	145,4	13,3
A9	2,3289	51,4	00:50	227,9	20,8
E_10	4,6941	52,6	00:50	373,2	34,0
A1	2,6334	15,0	01:40	105,6	9,6
A2	0,6189	7,9	01:20	40,0	3,6
E_3	3,2523	21,3	01:40	145,6	13,3
A3	1,2792	24,6	01:20	112,8	10,3
E_4	4,5315	41,5	01:20	258,4	23,6
A4	2,7766	40,4	01:00	222,3	20,3
A10	1,0192	15,6	00:50	57,7	5,3
C1	13,0214	117,4	01:20	912,1	83,1
A5	2,475	22,9	00:50	103,1	9,4
A11	1,0195	7,4	00:50	31,7	2,9
C2	16,5159	138,8	01:00	1046,3	95,4
A6	1,3698	4,5	00:50	27,7	2,5
C3	17,8857	141,4	01:10	1074,2	97,9
A7	4,6649	1,9	01:10	23,5	2,1
Salida	22,5506	142	01:20	1097,2	100,0



Cuadro 10-6. Resumen de resultados hidrológicos del evento AJSM+SL -10

Elemento	Área drenada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Hora de caudal pico	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	4,5	01:10	30,4	5,3
A9	2,3289	19,5	00:50	88,1	15,4
E_10	4,6941	21,2	01:00	118,5	20,7
A1	2,6334	3,2	01:40	23,6	4,1
A2	0,6189	1,9	01:20	9,9	1,7
E_3	3,2523	4,7	01:40	33,5	5,8
A3	1,2792	7,7	01:20	35,3	6,2
E_4	4,5315	10,5	01:30	68,7	12,0
A4	2,7766	14,3	01:00	81,1	14,1
A10	1,0192	7,8	00:50	28,8	5,0
C1	13,0214	42,8	01:00	296,8	51,8
A5	2,475	15,4	00:50	69,9	12,2
A11	1,0195	5,6	00:50	23,9	4,2
C2	16,5159	60,5	01:00	389,9	68,0
A6	1,3698	6,8	00:50	40,5	7,1
C3	17,8857	64,5	01:10	430,3	75,0
A7	4,6649	14,5	01:10	143,9	25,1
Salida	22,5506	77,6	01:20	573,5	100,0



Cuadro 10-7. Resumen de resultados hidrológicos del evento AJSM+SL - 25

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	7,1	01:40	54,4	7,1
A9	2,3289	24,9	00:50	112,7	14,8
E_10	4,6941	25,1	00:50	167,1	22,0
A1	2,6334	4,8	01:40	34,2	4,5
A2	0,6189	2,6	01:20	13,6	1,8
E_3	3,2523	6,9	01:40	47,8	6,3
A3	1,2792	10,0	01:20	45,2	5,9
E_4	4,5315	14,6	01:30	93,0	12,2
A4	2,7766	18,5	01:00	103,3	13,6
A10	1,0192	10,3	00:50	38,2	5,0
C1	13,0214	53,0	01:00	401,3	52,7
A5	2,475	20,1	00:50	89,8	11,8
A11	1,0195	7,4	00:50	31,7	4,2
C2	16,5159	77,2	01:00	521,9	68,6
A6	1,3698	9,0	00:50	52,2	6,9
C3	17,8857	82,2	01:00	574,0	75,4
A7	4,6649	19,3	01:10	188,0	24,7
Salida	22,5506	100,3	01:20	761,2	100,0



Cuadro 10-8. Resumen de resultados hidrológicos del evento AJSM+SL- 50

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	8,8	01:40	67,0	7,3
A9	2,3289	29,5	00:50	131,7	14,4
E_10	4,6941	29,7	00:50	198,6	21,7
A1	2,6334	6,2	01:40	44,4	4,9
A2	0,6189	3,3	01:20	17,0	1,9
E_3	3,2523	8,9	01:40	61,3	6,7
A3	1,2792	12,0	01:20	54,9	6,0
E_4	4,5315	18,1	01:30	116,2	12,7
A4	2,7766	22,0	01:00	124,1	13,6
A10	1,0192	12,3	00:50	45,3	5,0
C1	13,0214	63,4	01:00	484,1	53,0
A5	2,475	24,1	00:50	107,9	11,8
A11	1,0195	8,8	00:50	37,7	4,1
C2	16,5159	92,4	01:00	628,7	68,8
A6	1,3698	10,9	00:50	63,0	6,9
C3	17,8857	98,9	01:00	691,7	75,7
A7	4,6649	23,4	01:10	222,8	24,4
Salida	22,5506	120,5	01:20	913,7	100,0



Cuadro 10-9. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL+AJSM- 10

Elemento	Área drenada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	14,0	01:40	106,3	9,8
A9	2,3289	40,7	00:50	181,4	16,6
E_10	4,6941	41,4	00:50	287,6	26,4
A1	2,6334	10,5	01:40	74,2	6,8
A2	0,6189	5,5	01:20	28,0	2,6
E_3	3,2523	14,9	01:40	102,2	9,4
A3	1,2792	18,1	01:20	83,4	7,6
E_4	4,5315	29,3	01:20	185,5	17,0
A4	2,7766	29,0	01:00	160,8	14,7
A10	1,0192	14,7	00:50	54,3	5,0
C1	13,0214	86,9	01:00	688,3	63,1
A5	2,475	25,3	00:50	113,5	10,4
A11	1,0195	8,8	00:50	37,5	3,4
C2	16,5159	116,2	01:00	838,6	76,9
A6	1,3698	8,7	00:50	50,4	4,6
C3	17,8857	120,2	01:10	889,2	81,6
A7	4,6649	21,0	01:10	201,9	18,5
Salida	22,5506	140,1	01:20	1090,2	100,0



Cuadro 10-10. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL+AJSM- 25

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	17,8	01:40	134,3	10,6
A9	2,3289	49,1	00:50	218,0	17,2
E_10	4,6941	50,1	00:50	352,2	27,8
A1	2,6334	13,8	01:40	97,4	7,7
A2	0,6189	7,0	01:20	35,5	2,8
E_3	3,2523	19,4	01:40	132,9	10,5
A3	1,2792	22,0	01:20	101,5	8,0
E_4	4,5315	37,0	01:20	234,4	18,5
A4	2,7766	35,3	01:00	195,6	15,4
A10	1,0192	18,1	00:50	66,3	5,2
C1	13,0214	107,8	01:20	848,9	66,9
A5	2,475	31,2	00:50	137,6	10,9
A11	1,0195	10,9	00:50	46,9	3,7
C2	16,5159	142,9	01:00	1032,7	81,4
A6	1,3698	10,9	00:50	62,9	5,0
C3	17,8857	148,4	01:00	1095,9	86,4
A7	4,6649	17,7	01:10	173,3	13,7
Salida	22,5506	165,0	01:20	1268,0	100,0



Cuadro 10-11. Resumen de resultados hidrológicos del evento SL+AJSM- 50

Elemento	Área drenada acumulada (km ²)	Caudal pico (m ³ /s)	Tiempo al pico (HH:MM)	Volumen (1*10 ³ m ³)	Volumen (Porcentaje)
A8	2,3652	21,0	01:40	158,0	10,8
A9	2,3289	55,7	00:50	247,9	16,9
E_10	4,6941	57,2	00:50	405,8	27,6
A1	2,6334	16,7	01:40	117,3	8,0
A2	0,6189	8,2	01:20	41,6	2,8
E_3	3,2523	23,2	01:40	158,9	10,8
A3	1,2792	25,1	01:20	115,9	7,9
E_4	4,5315	43,5	01:20	274,8	18,7
A4	2,7766	40,4	01:00	222,3	15,1
A10	1,0192	20,9	00:40	76,8	5,2
C1	13,0214	125,3	01:20	980,4	66,8
A5	2,475	36,1	00:50	160,1	10,9
A11	1,0195	12,7	00:50	53,9	3,7
C2	16,5159	165,1	01:00	1193,9	81,3
A6	1,3698	12,7	00:50	72,5	4,9
C3	17,8857	171,9	01:00	1266,8	86,3
A7	4,6649	21,0	01:10	201,9	13,8
Salida	22,5506	191,2	01:20	1467,8	100,0



10.5 Hidráulica

10.5.1 Perfiles de flujo

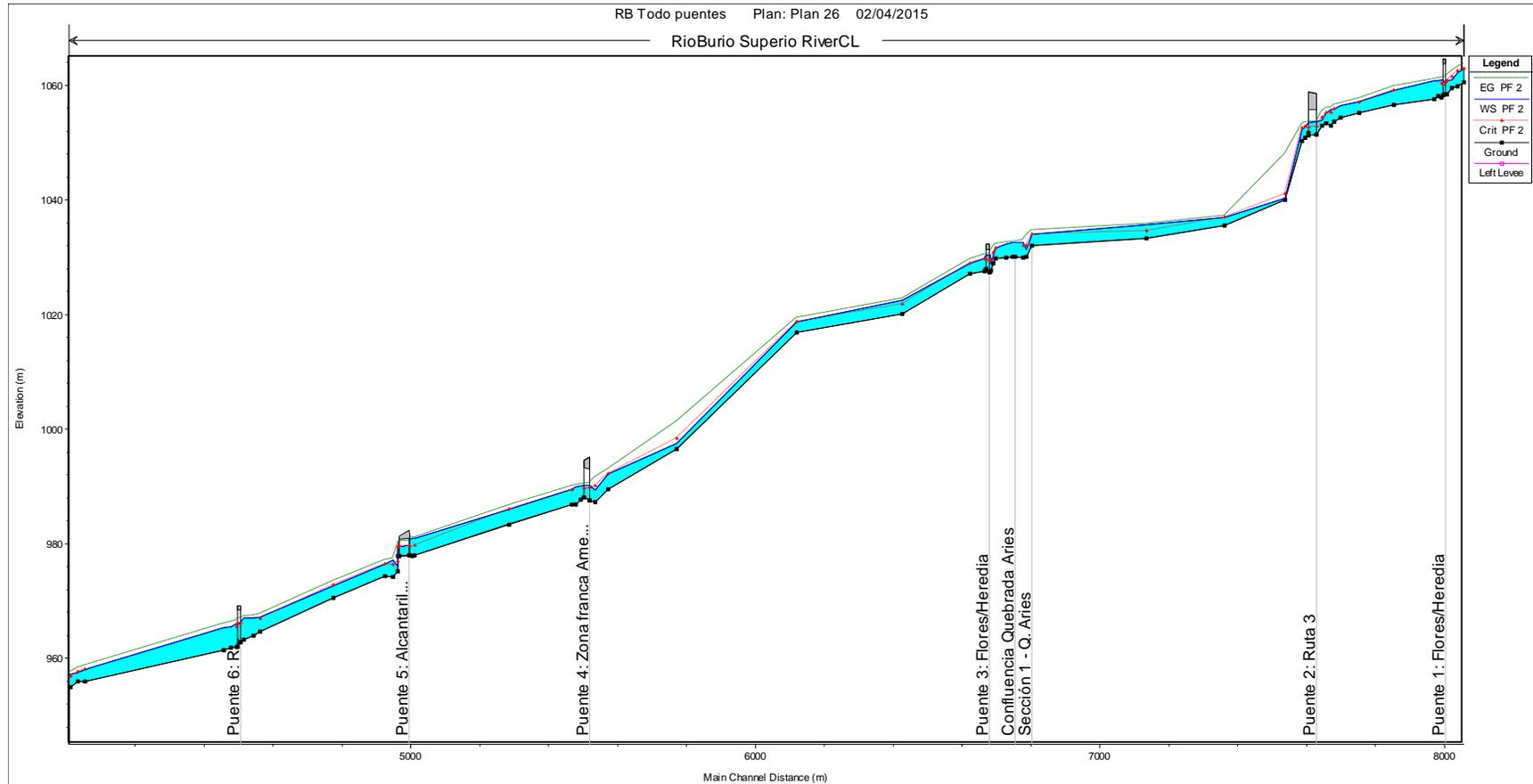


Figura 10-1. Evento SL-2, parte superior del cauce.

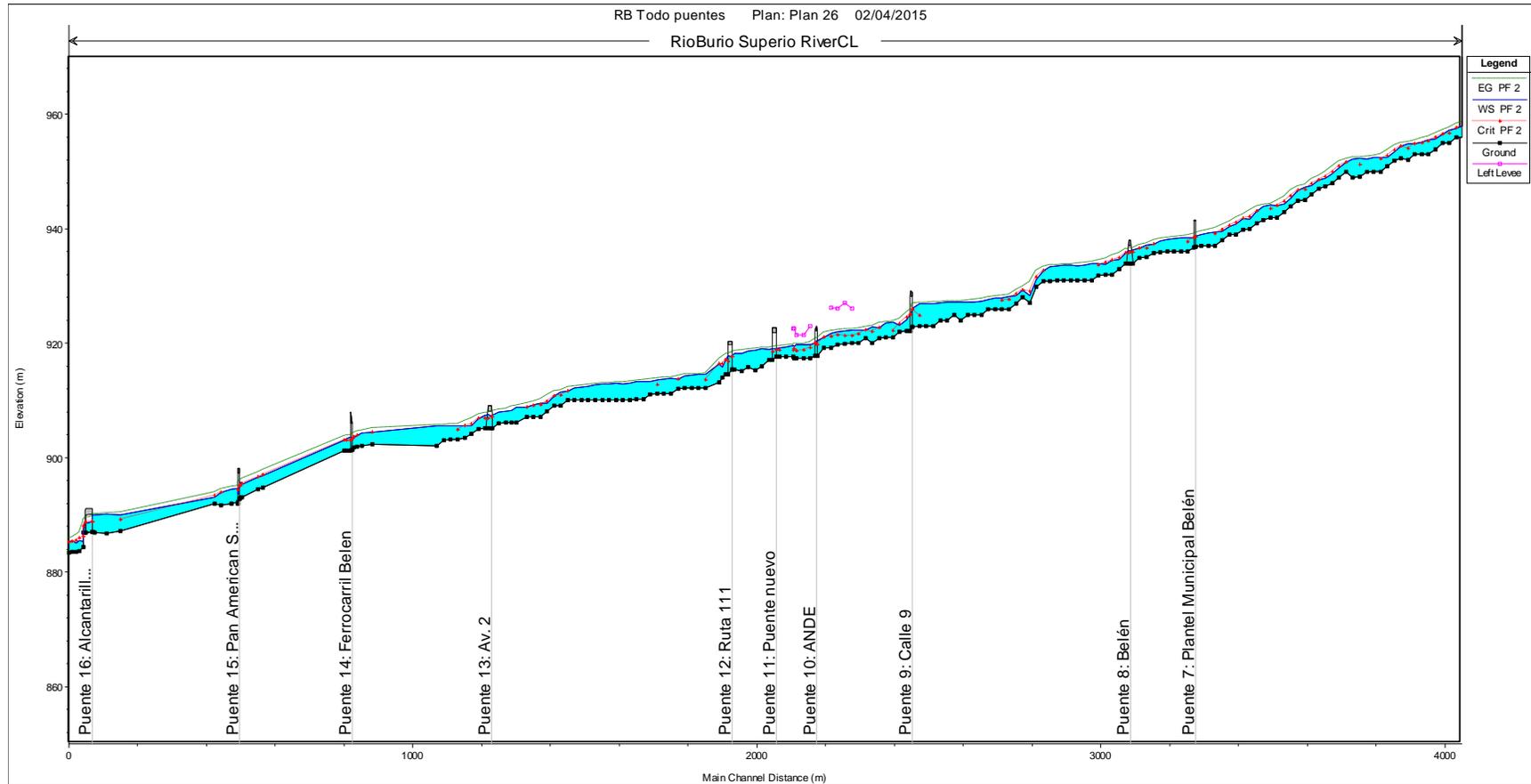


Figura 10-2. Evento SL-2, parte inferior del cauce.

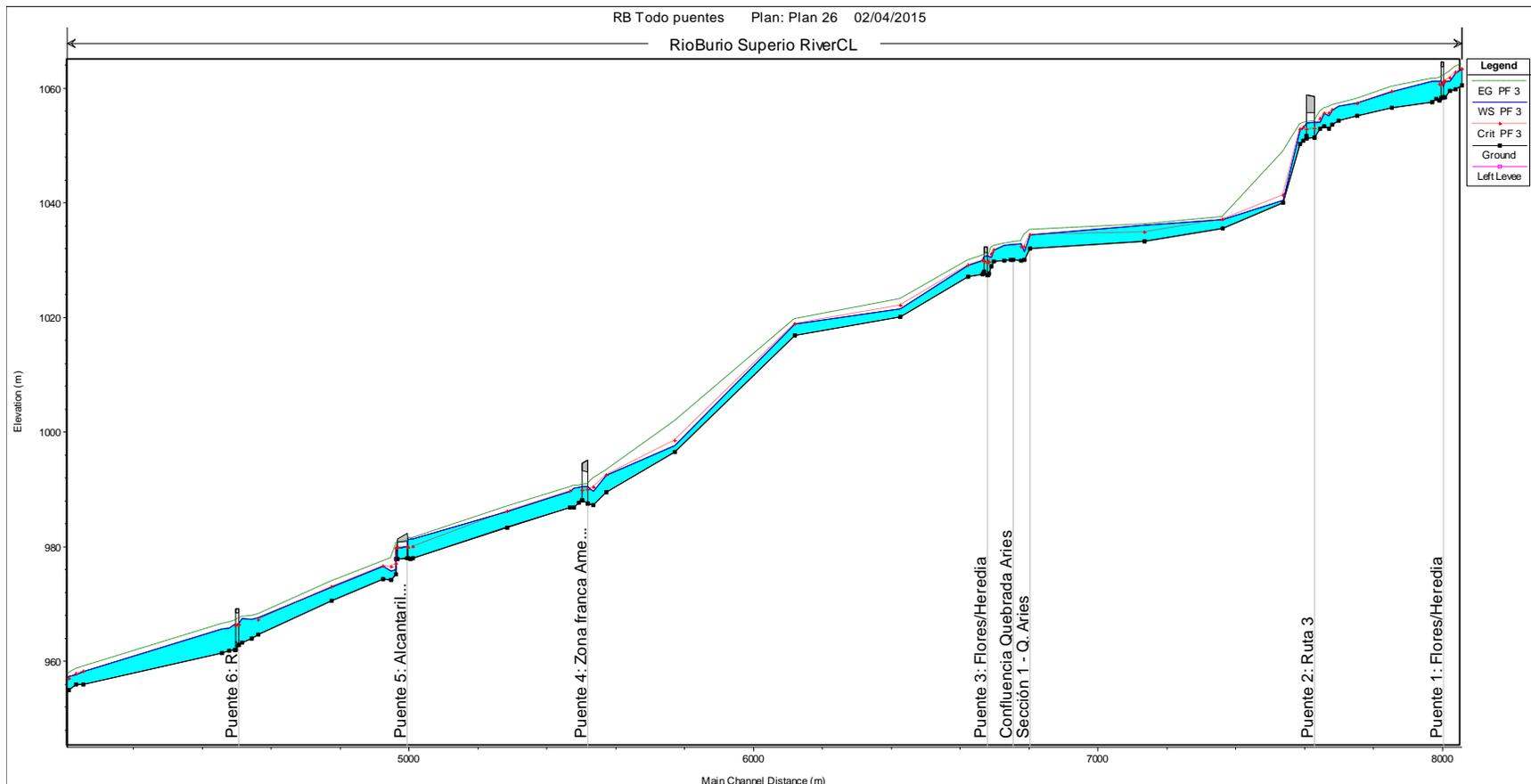


Figura 10-3. Evento SL-5, parte superior del cauce.

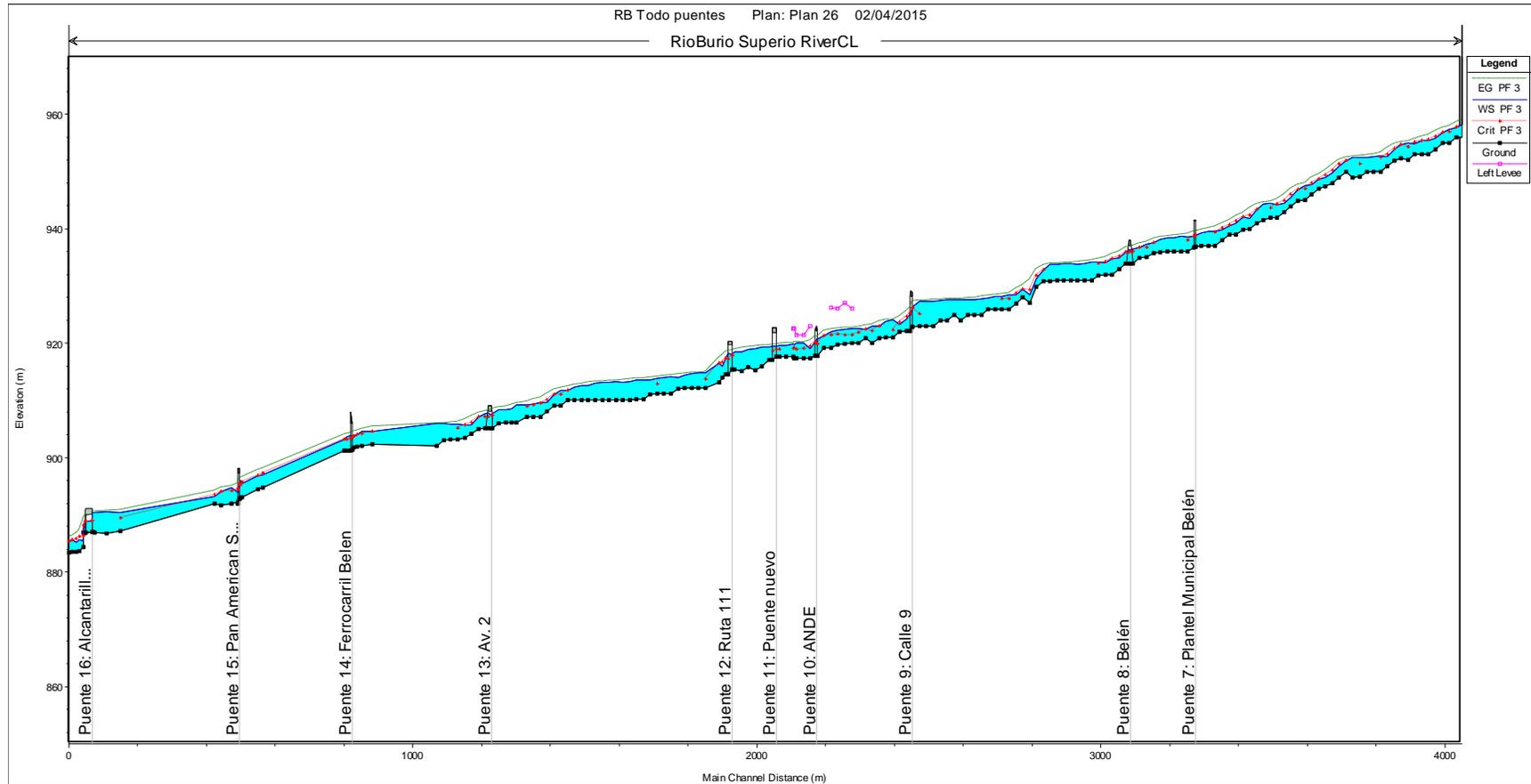


Figura 10-4. Evento SL-5, parte inferior del cauce.

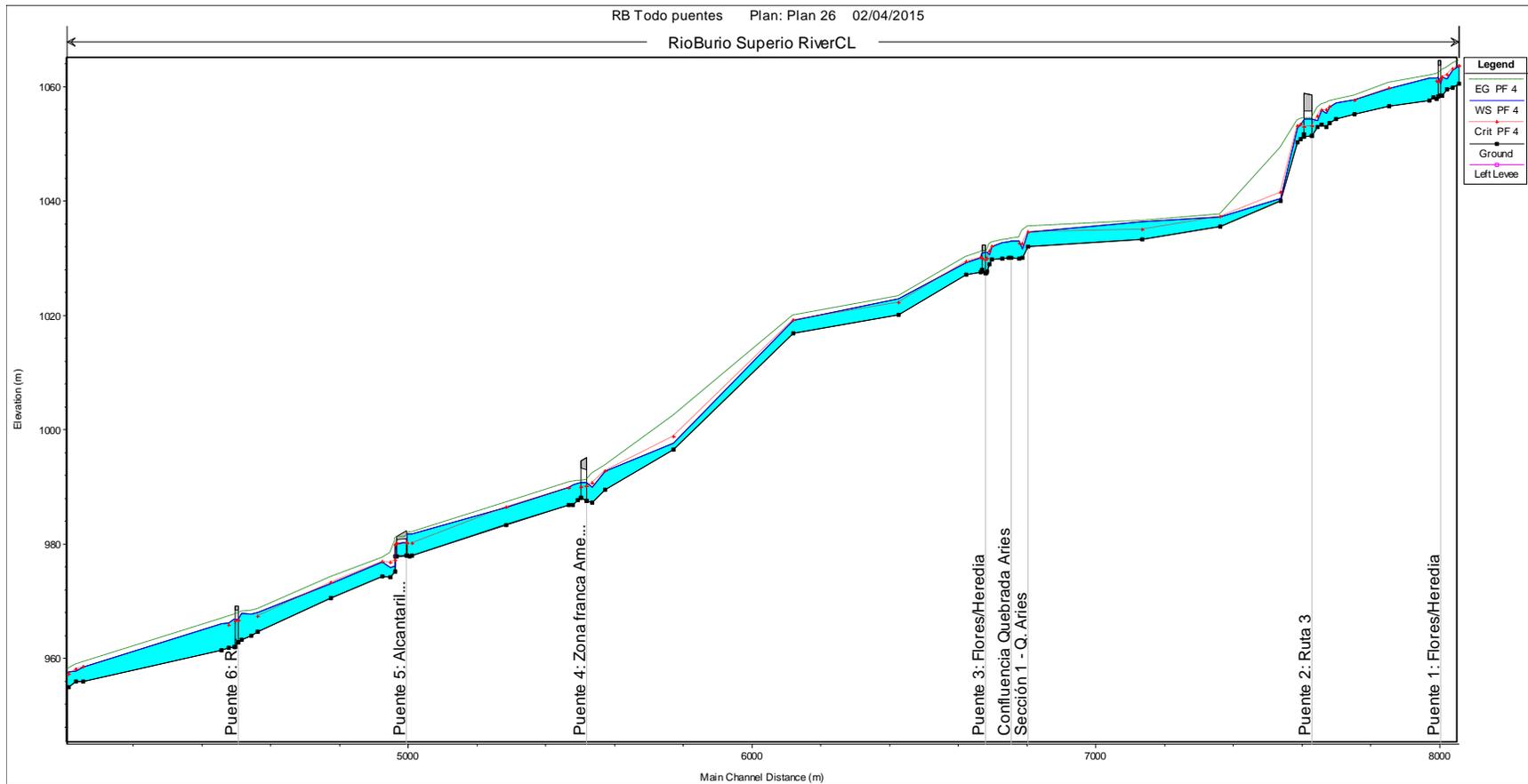


Figura 10-5. Evento SL-10, parte superior del cauce.

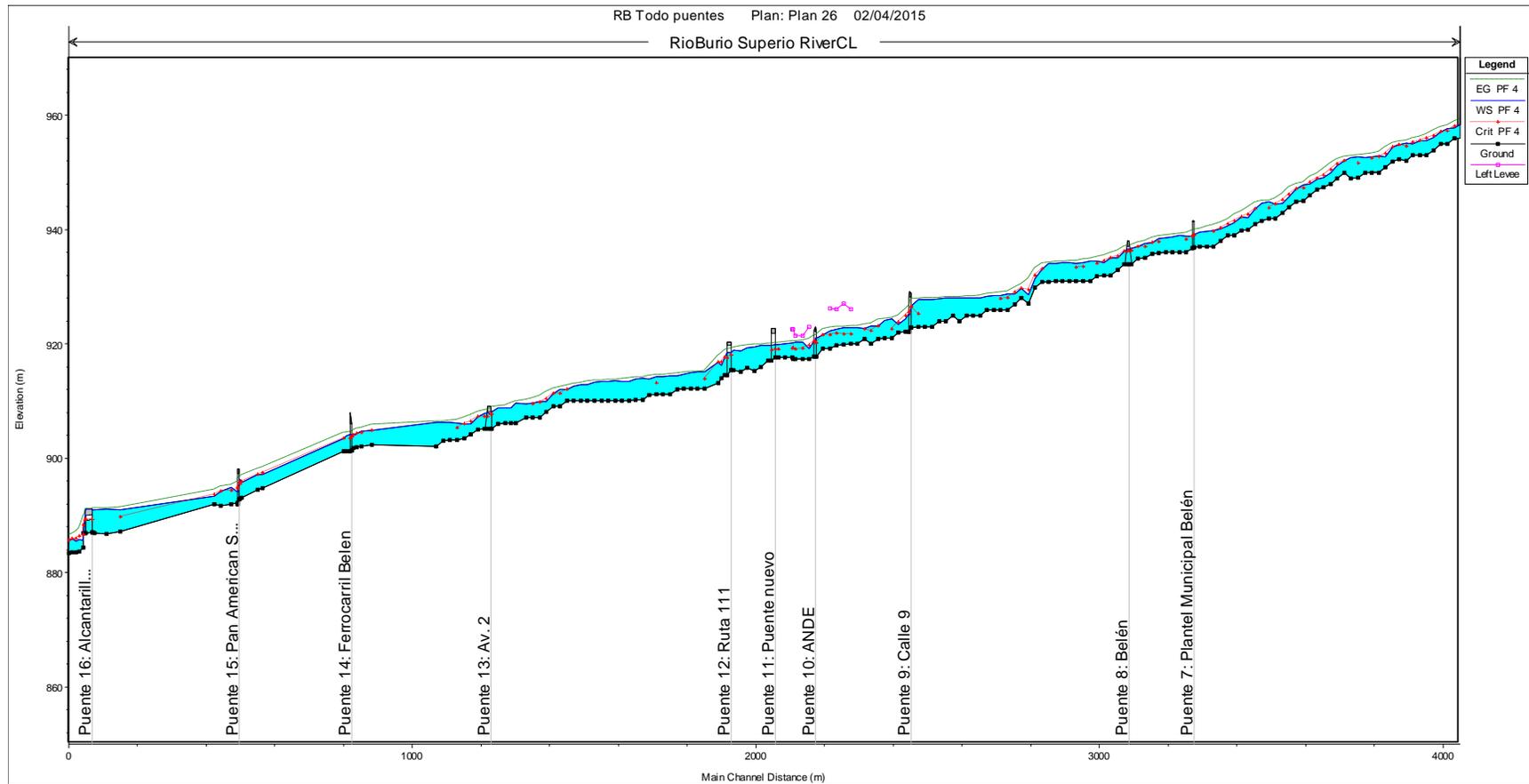


Figura 10-6. Evento SL-10, parte inferior del cauce.

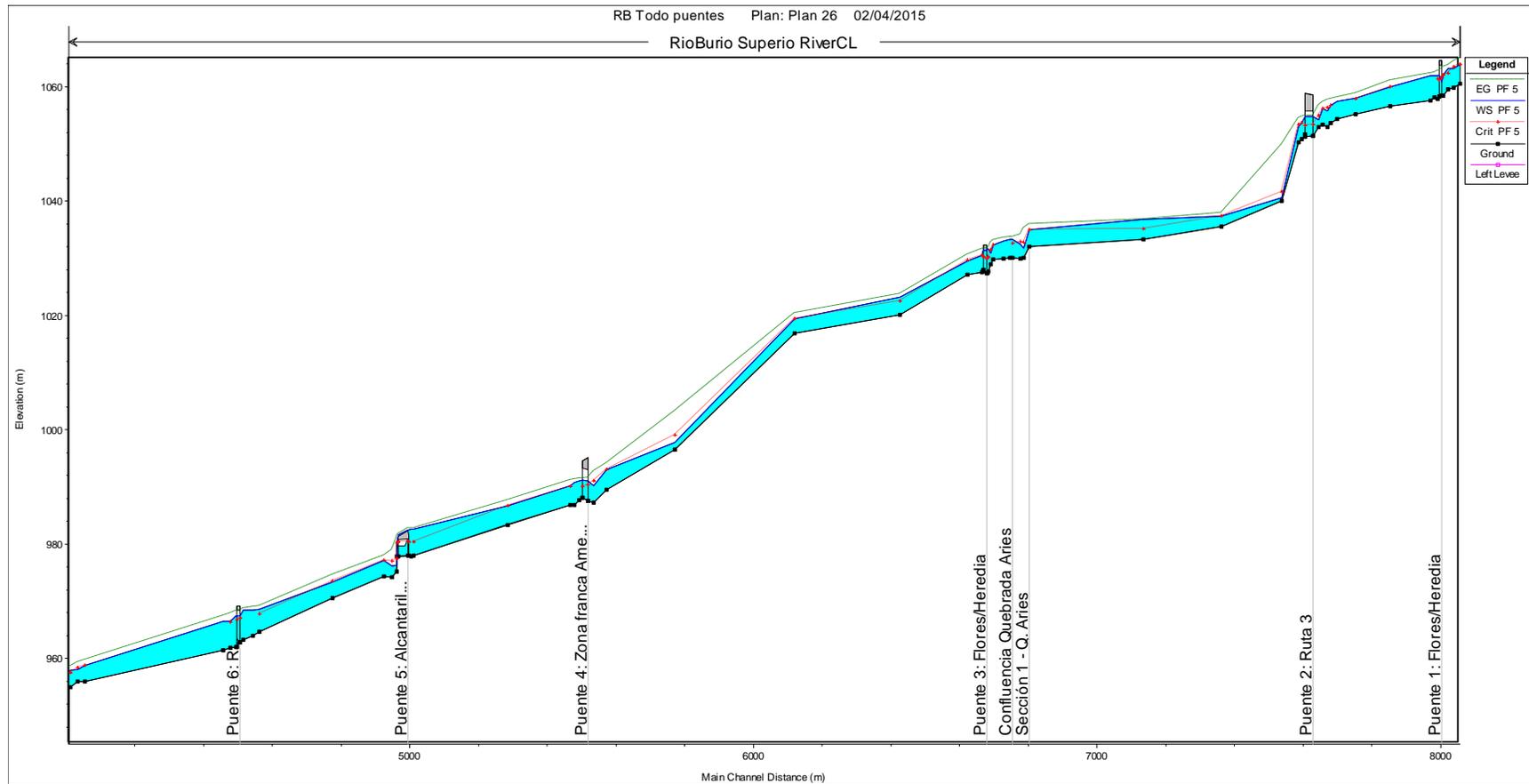


Figura 10-7. Evento SL- 25, parte superior del cauce.

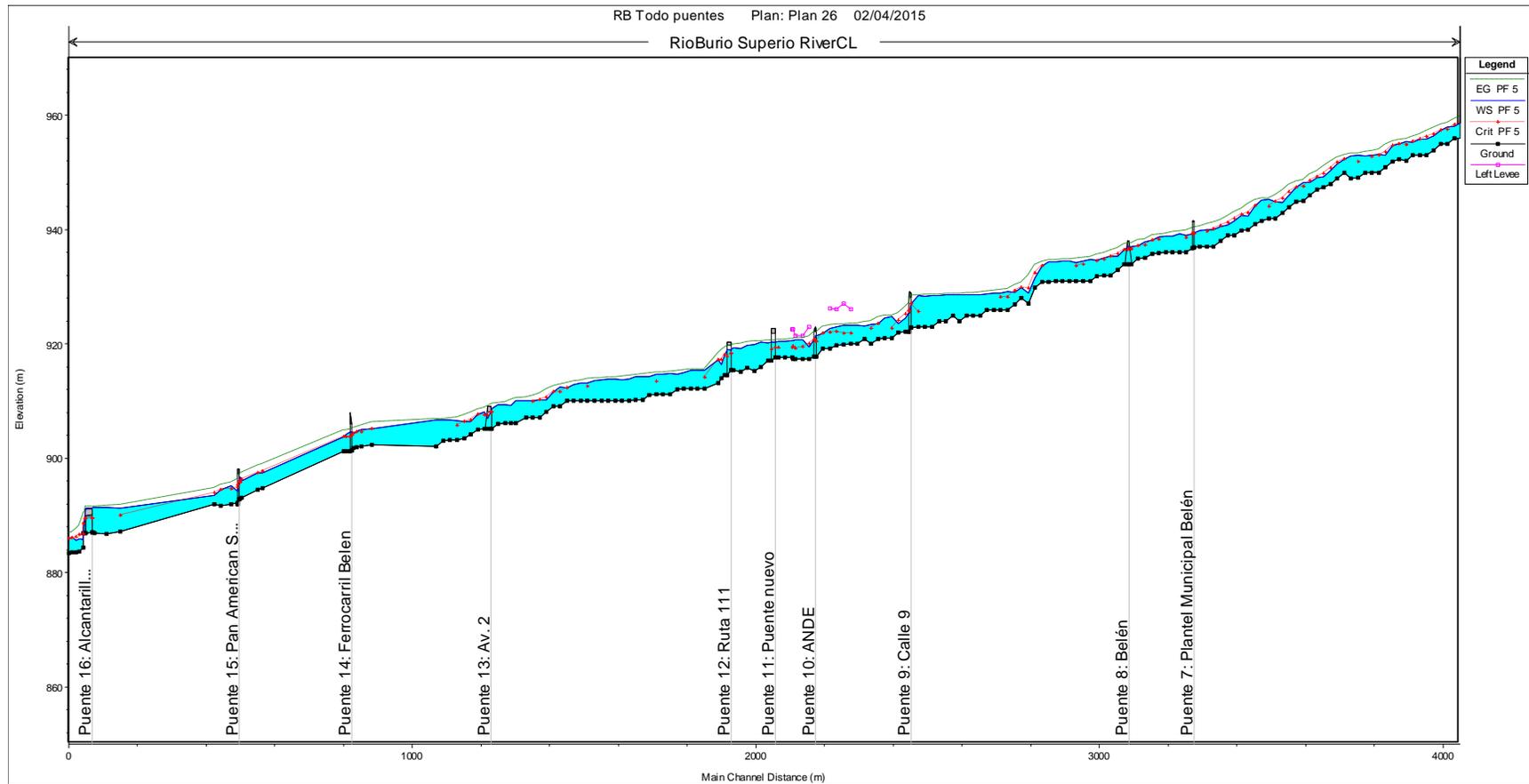


Figura 10-8. Evento SL-25, parte inferior del cauce.

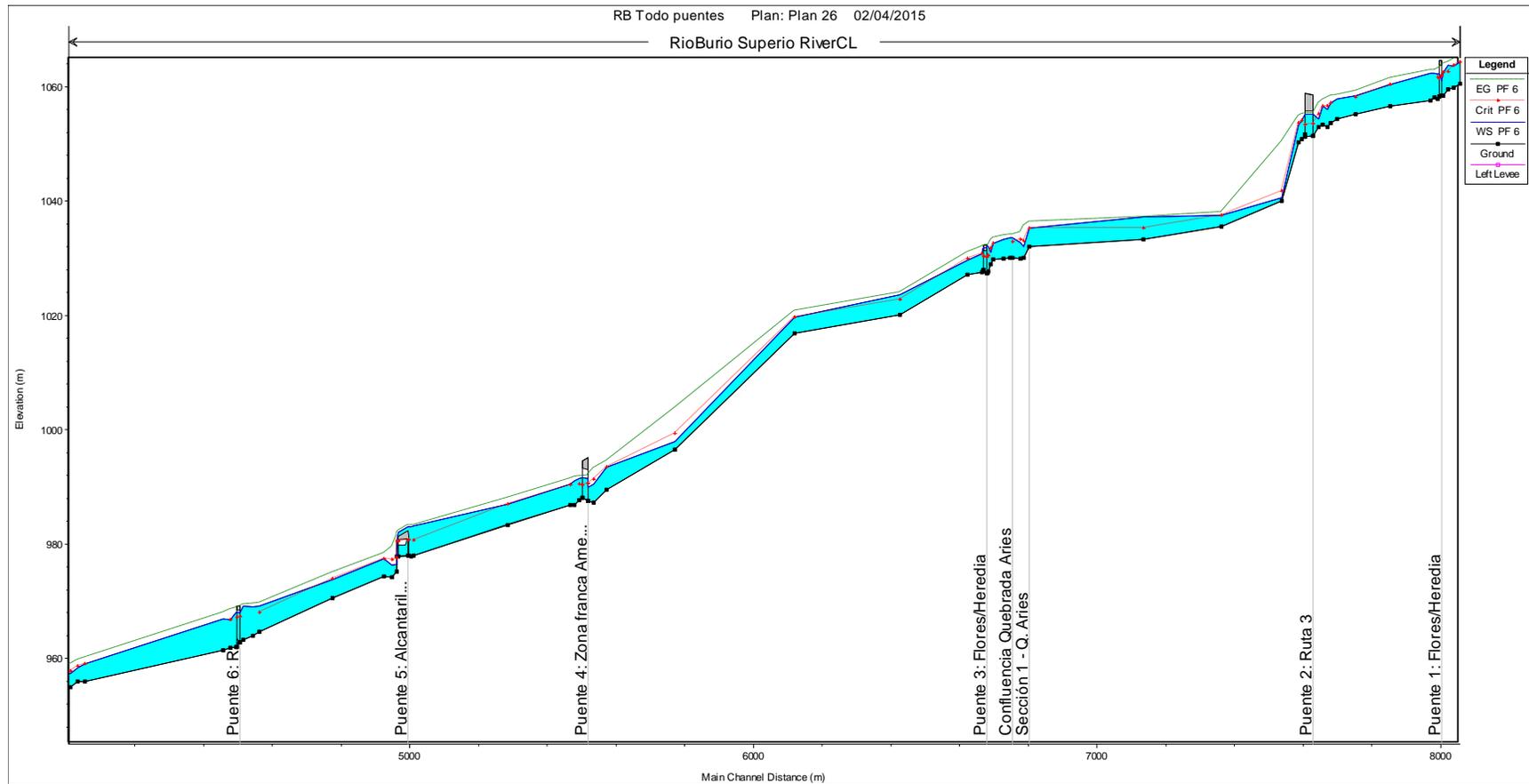


Figura 10-9. Evento SL- 50, parte superior del cauce.

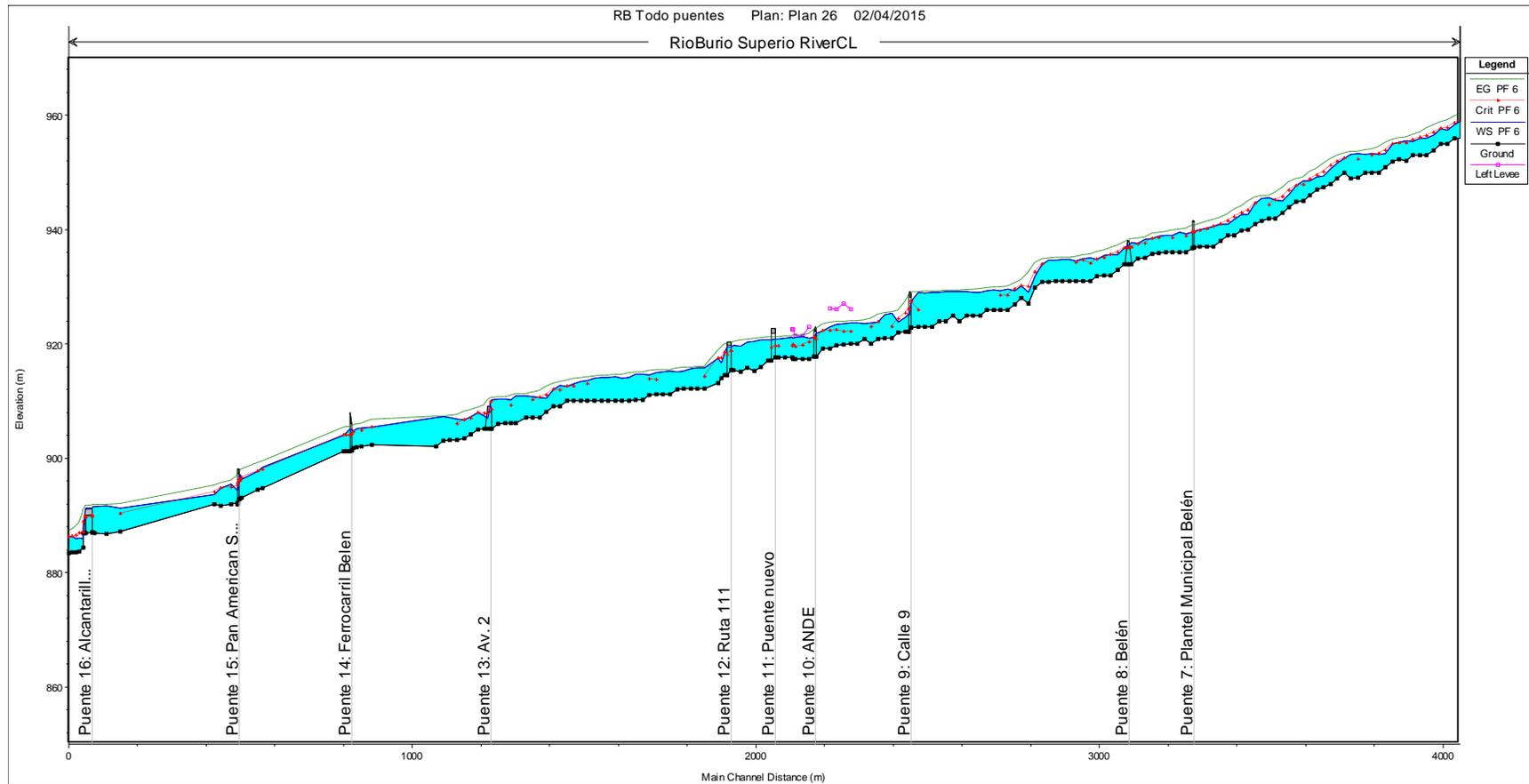


Figura 10-10. Evento SL-50, parte inferior del cauce.

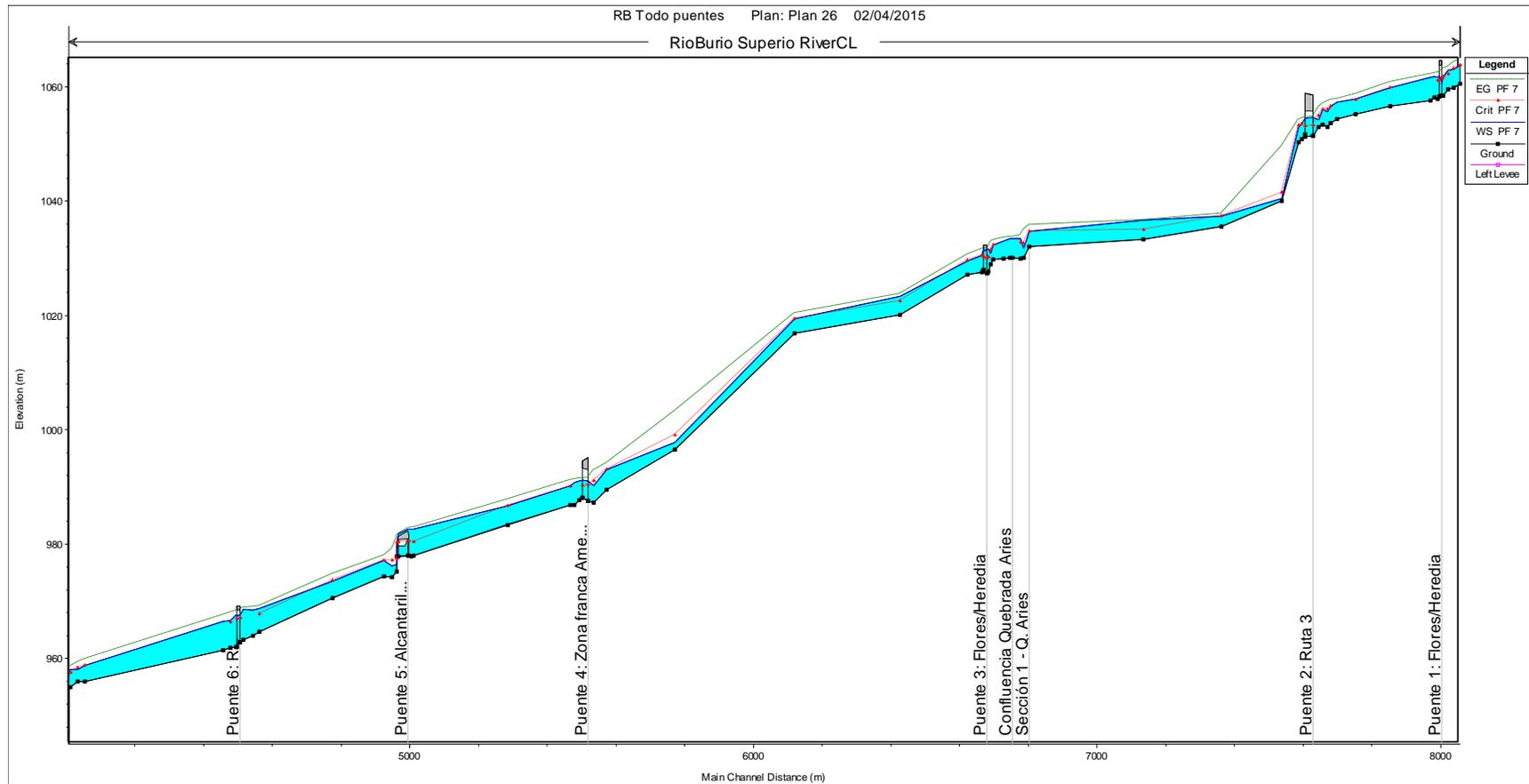


Figura 10-11. Evento SL+AJSM- 10, parte superior del cauce.

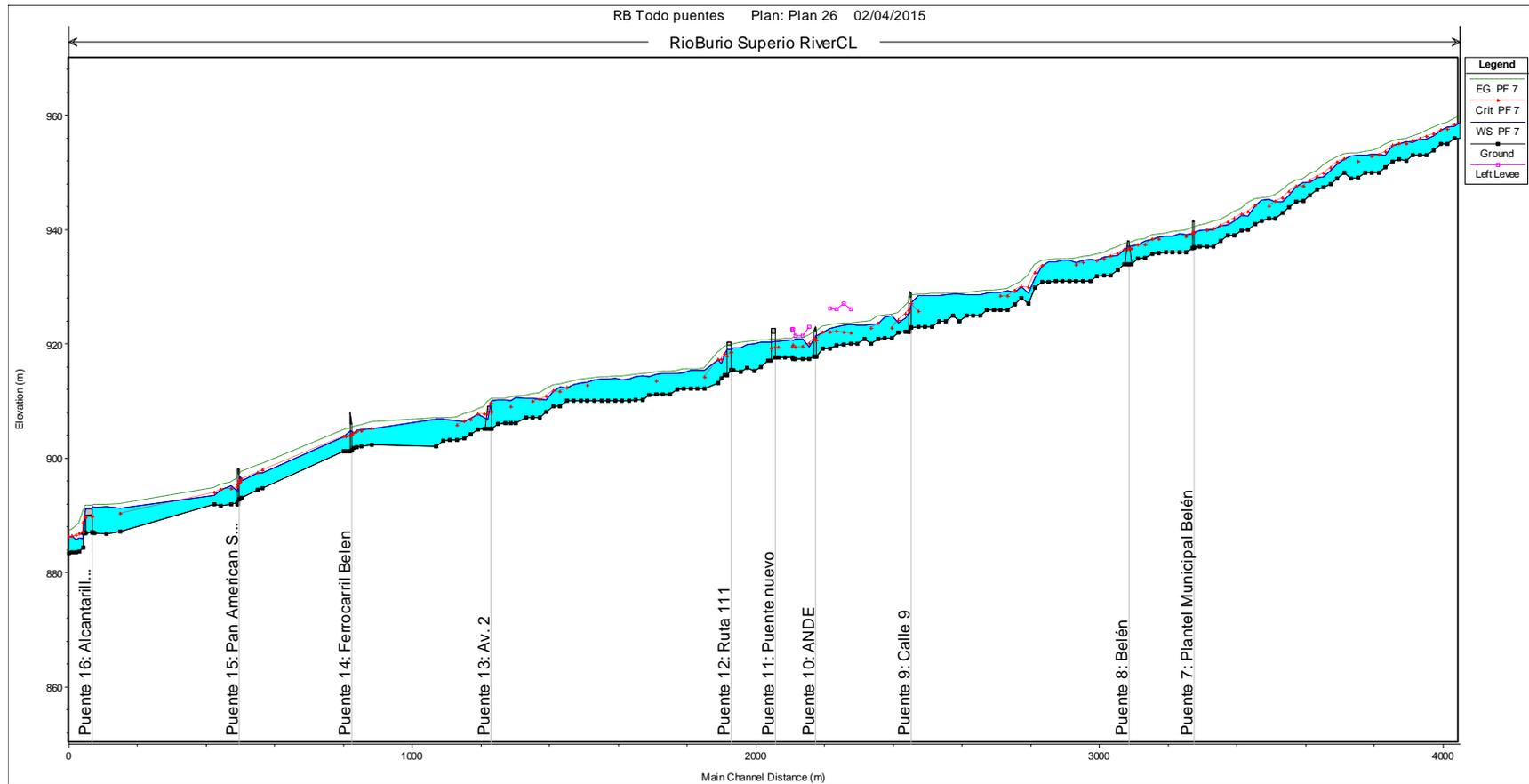


Figura 10-12. Evento SL+AJSM-10, parte inferior del cauce.

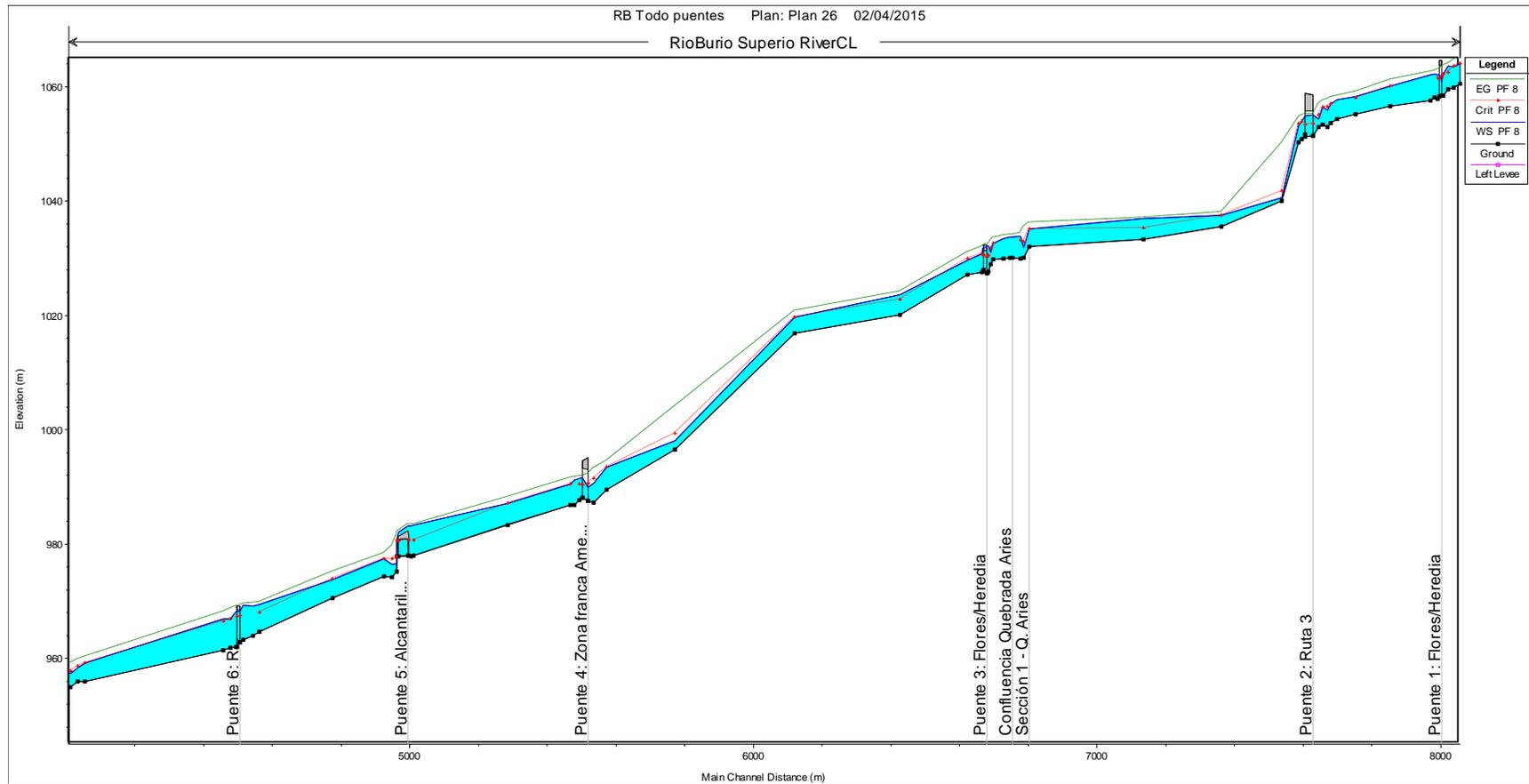


Figura 10-13. Evento SL+AJSM- 25, parte superior del cauce.

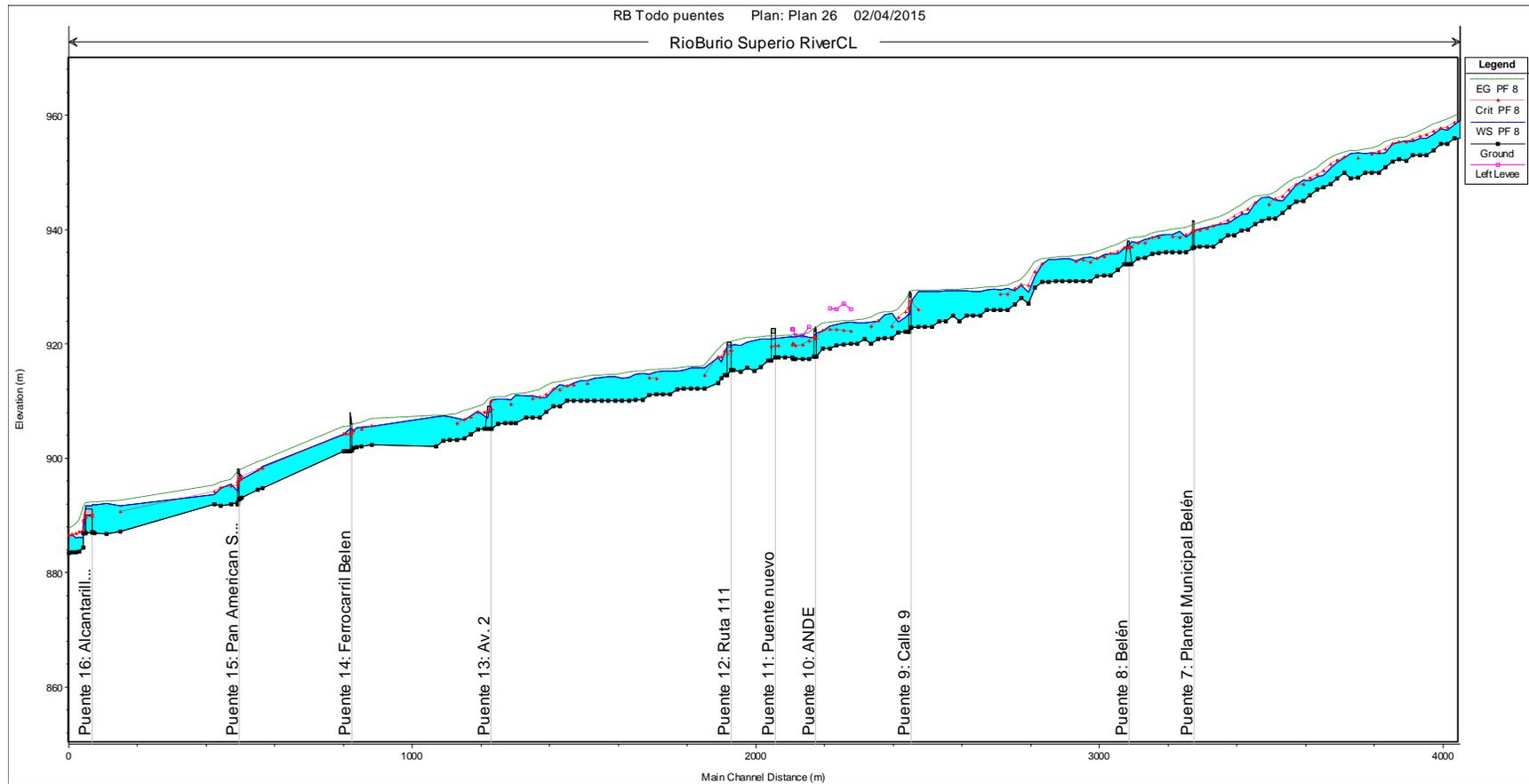


Figura 10-14. Evento SL+AJSM-25, parte inferior del cauce.

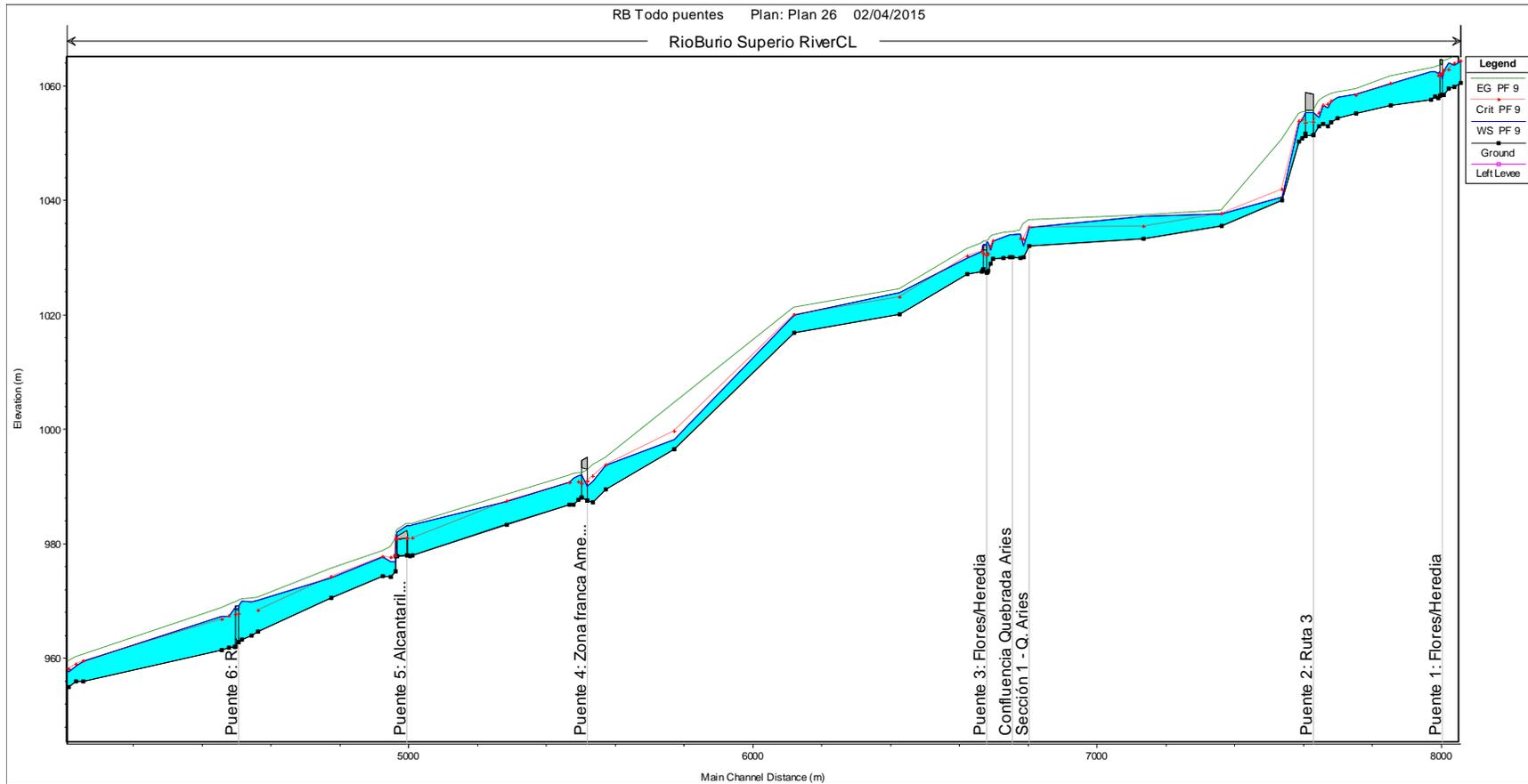


Figura 10-15. Evento SL+AJSM-50, parte superior del cauce.

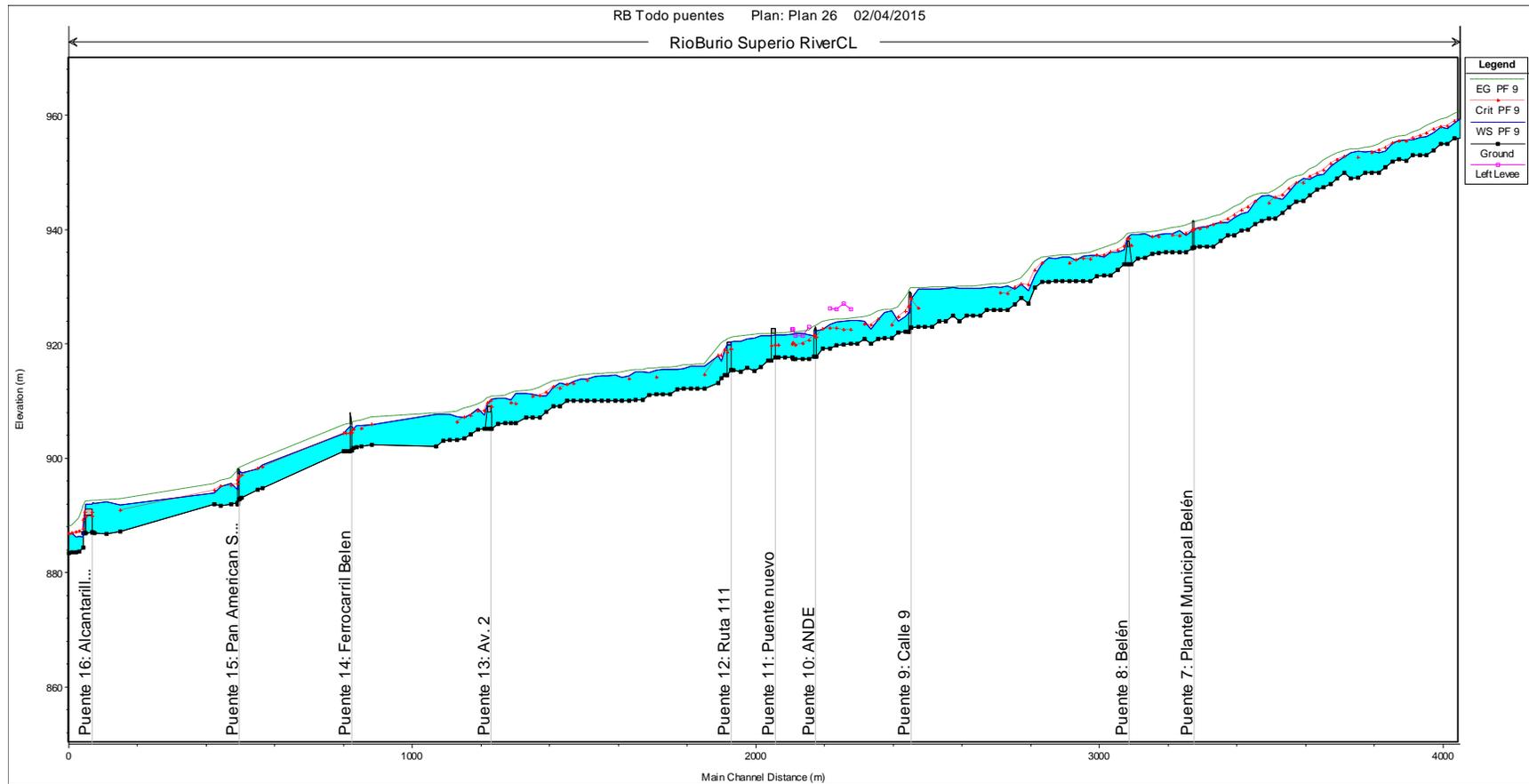


Figura 10-16. Evento SL+AJSM-50, parte inferior del cauce.

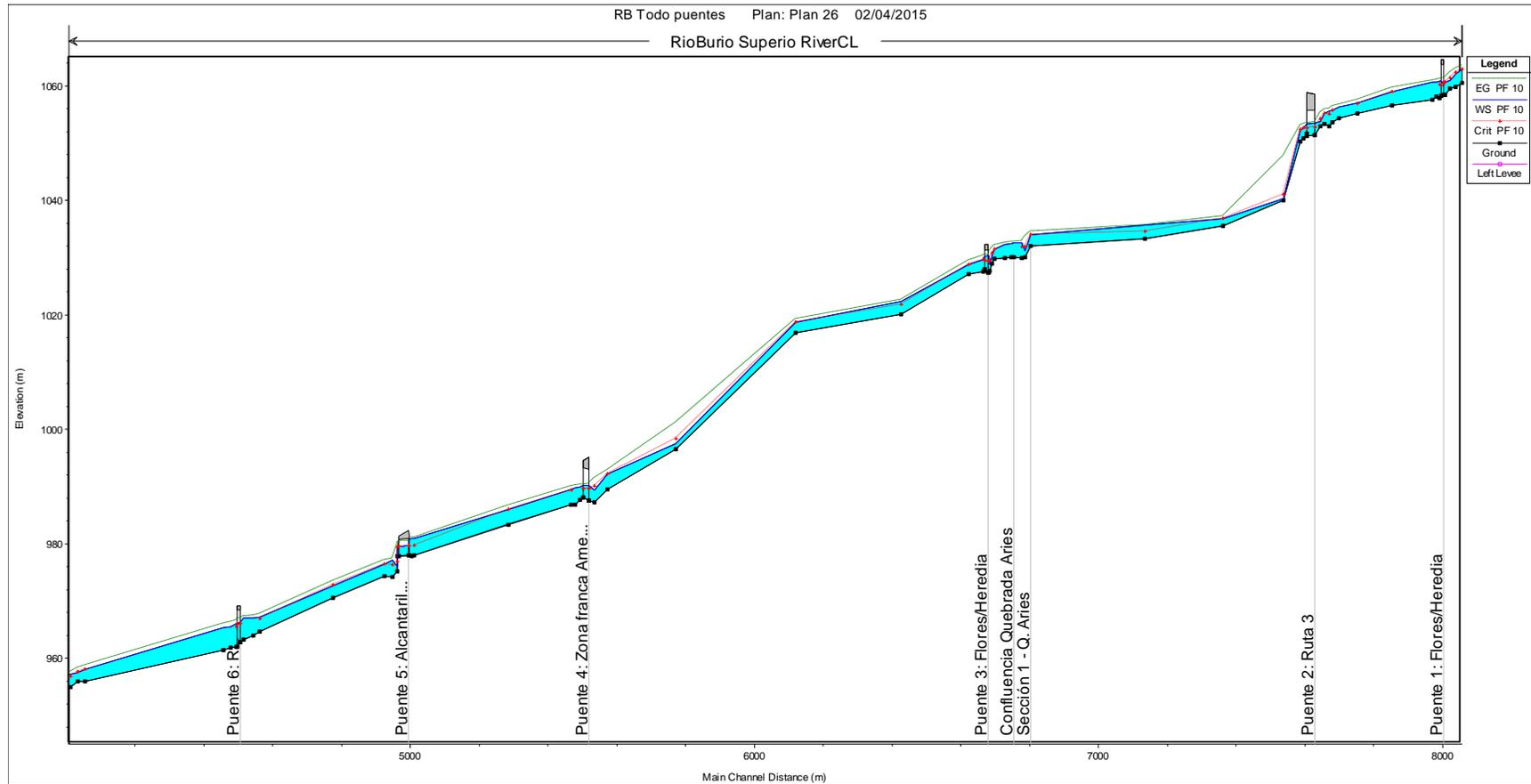


Figura 10-17. Evento AJSM+SL-10, parte superior del cauce.

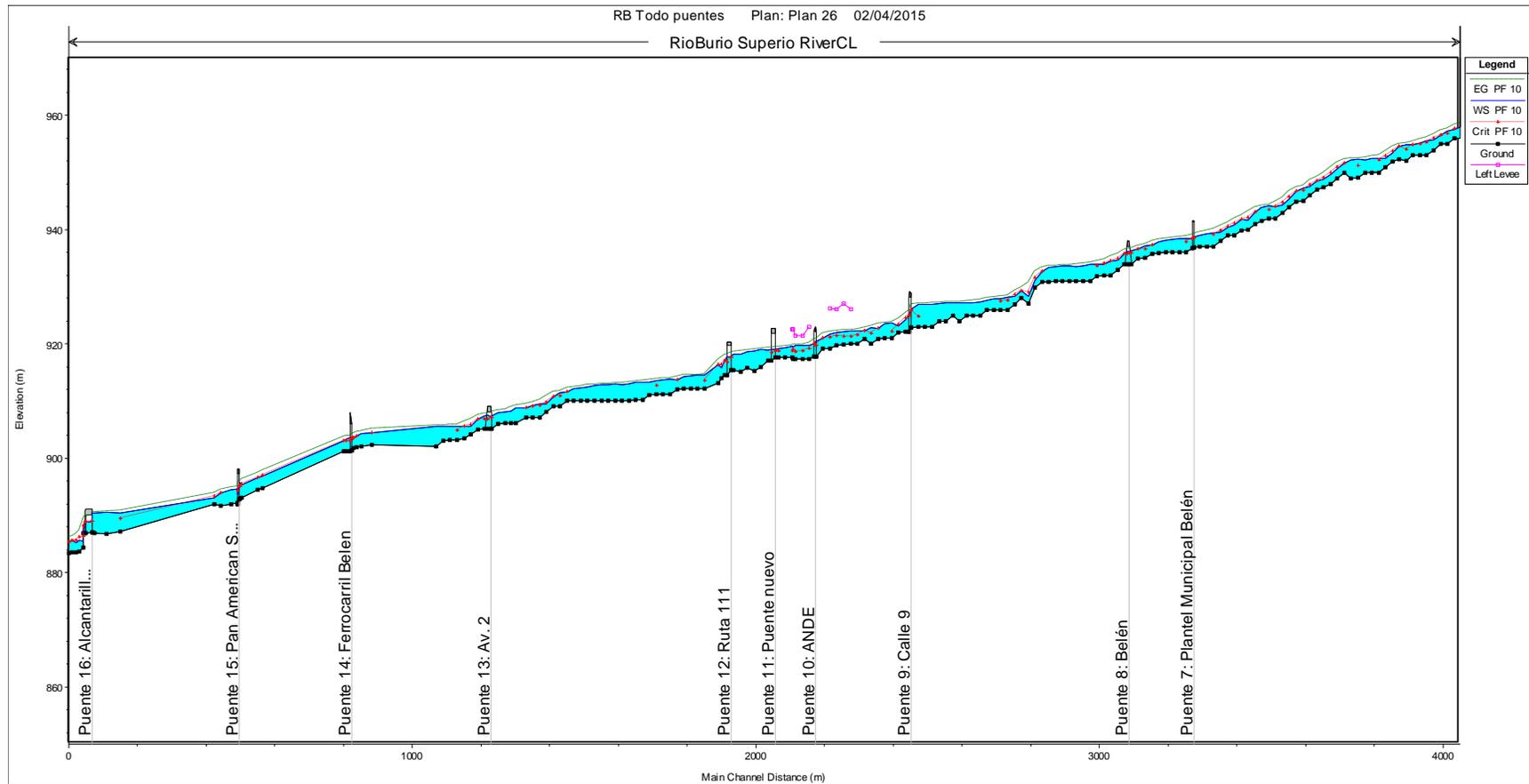


Figura 10-18. Evento AJSM+SL-10, parte inferior del cauce.

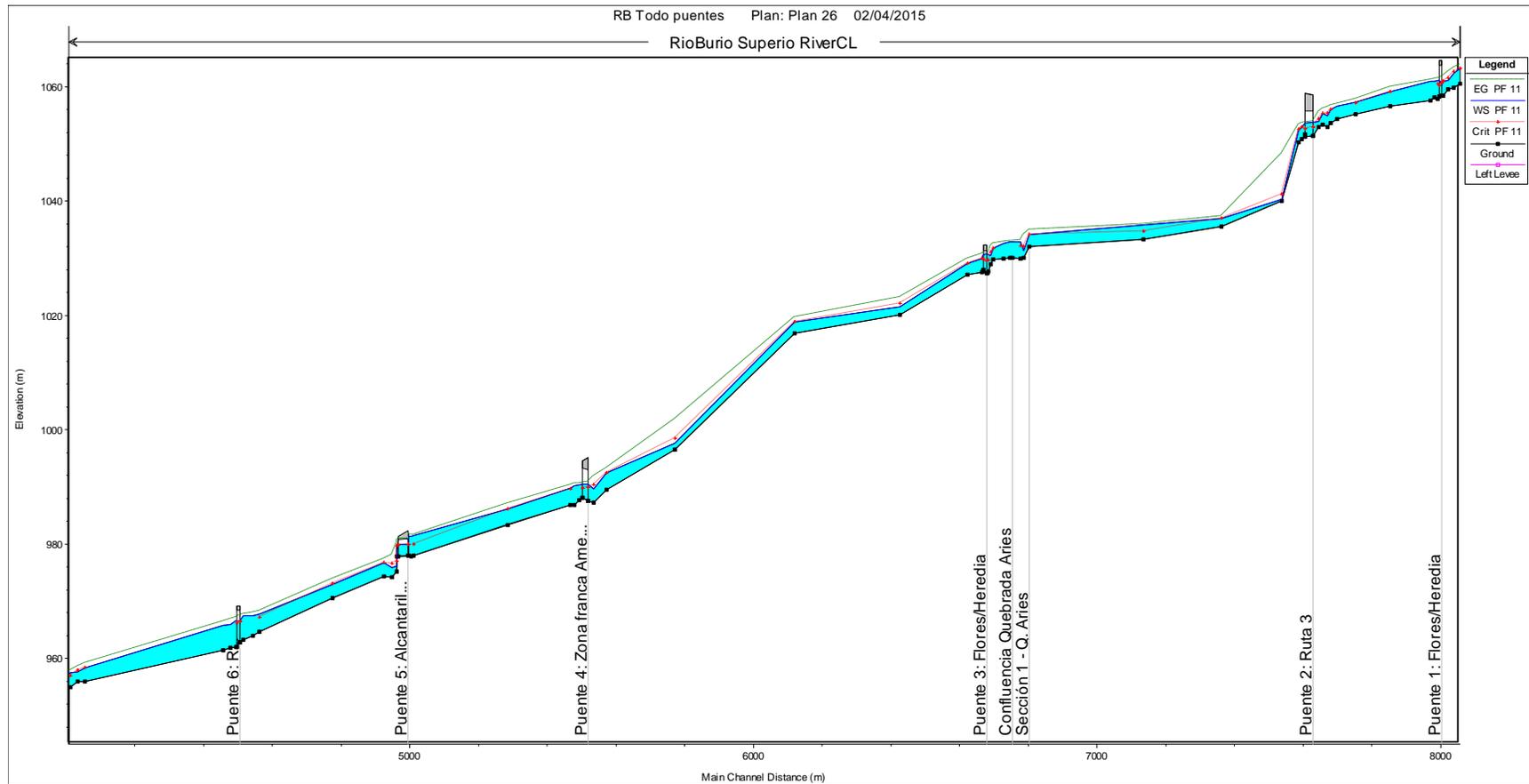


Figura 10-19. Evento AJSM+SL- 25, parte superior del cauce.

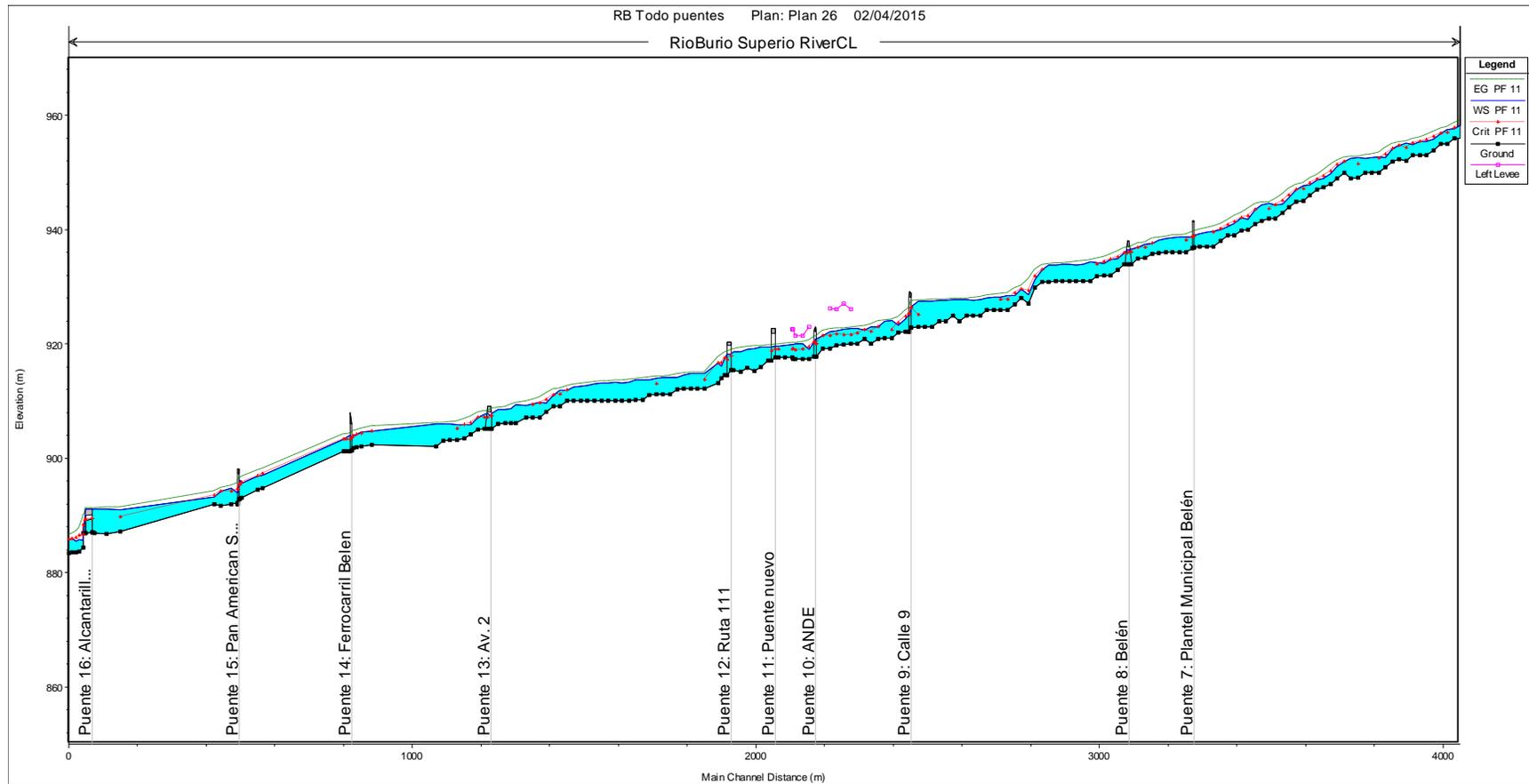


Figura 10-20. Evento AJSM+SL-25, parte inferior del cauce.

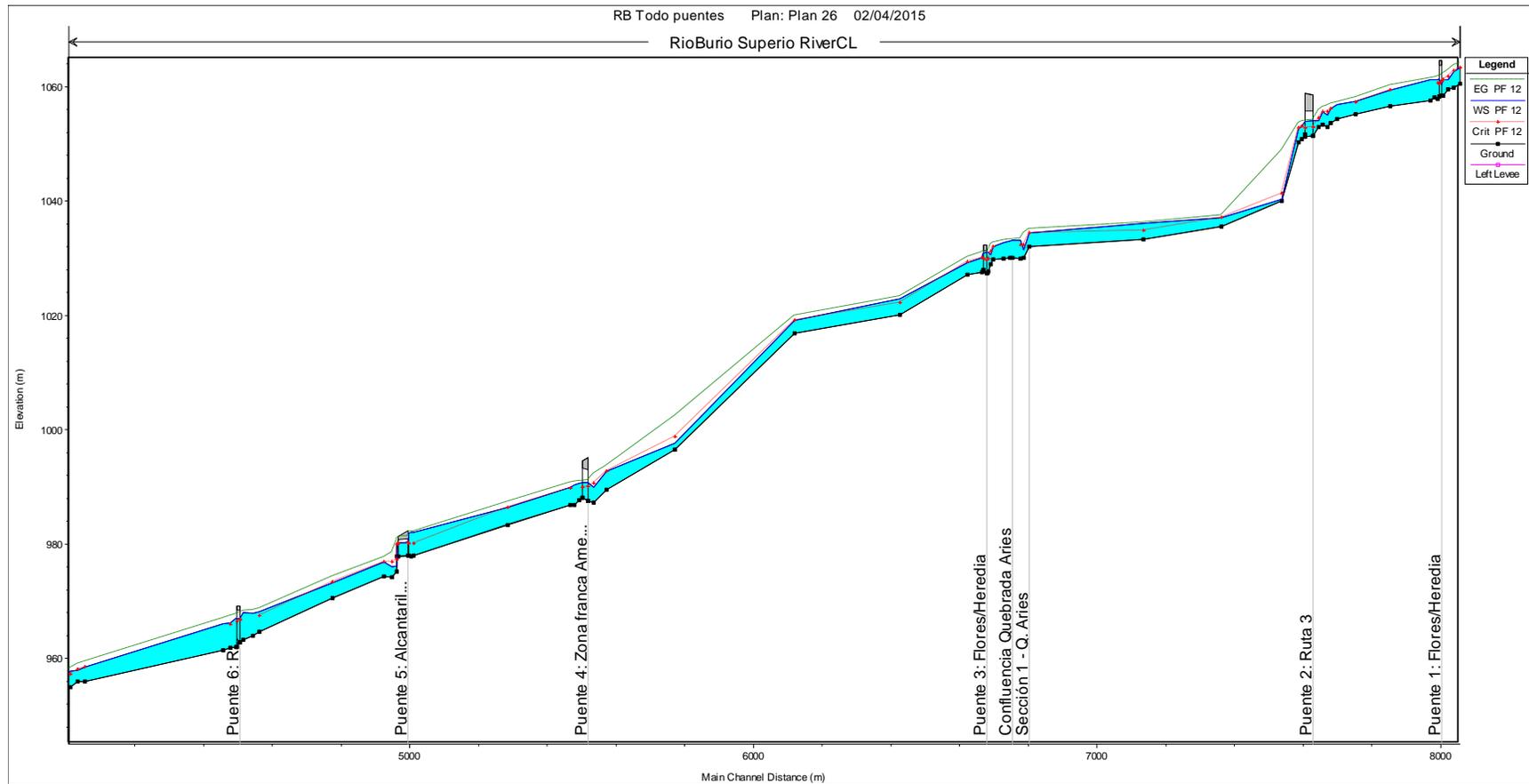


Figura 10-21. Evento AJSM+SL- 50, parte superior del cauce.

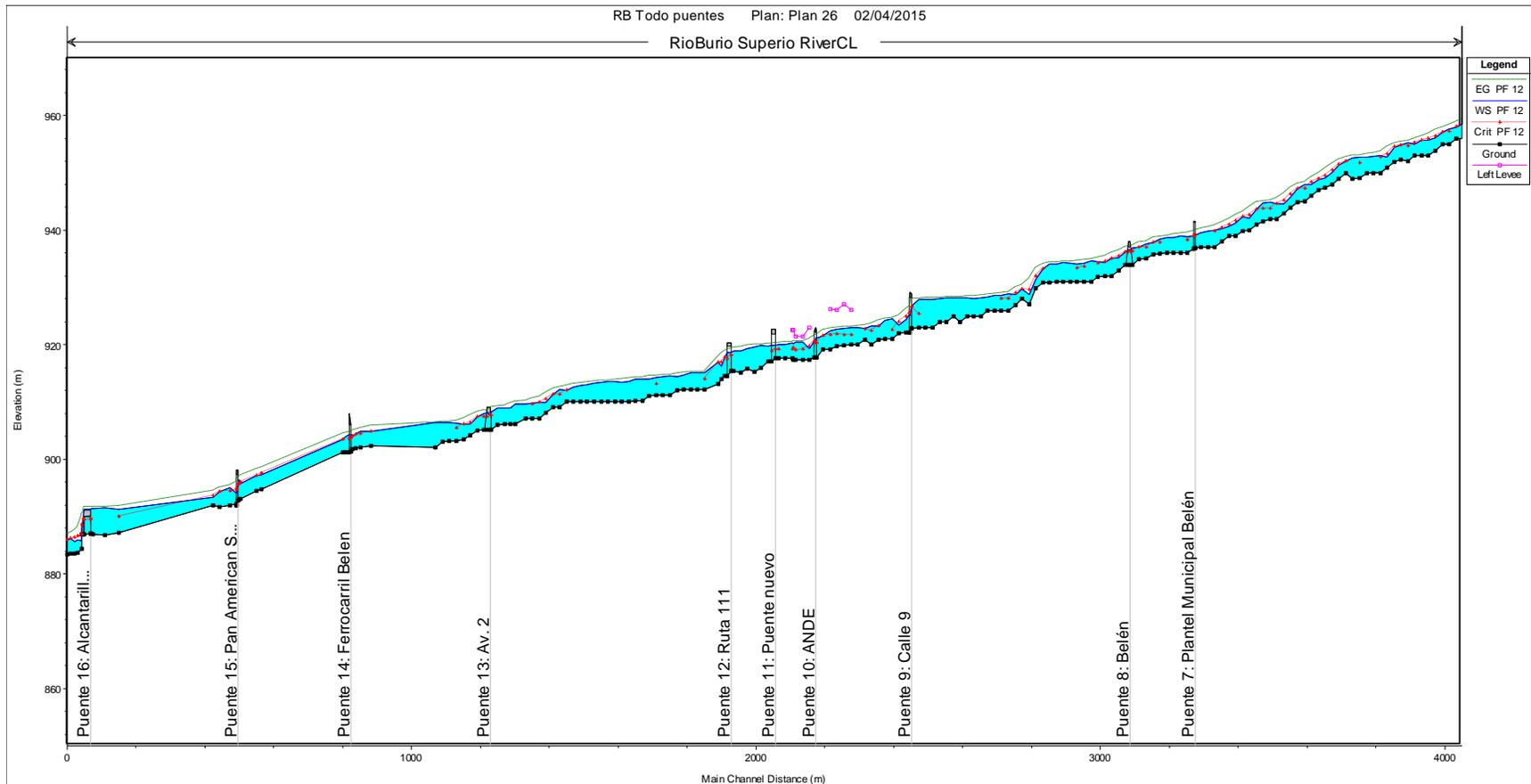


Figura 10-22. Evento SL+AJSM-50, parte inferior del cauce.



10.5.2 Mapas de inundación

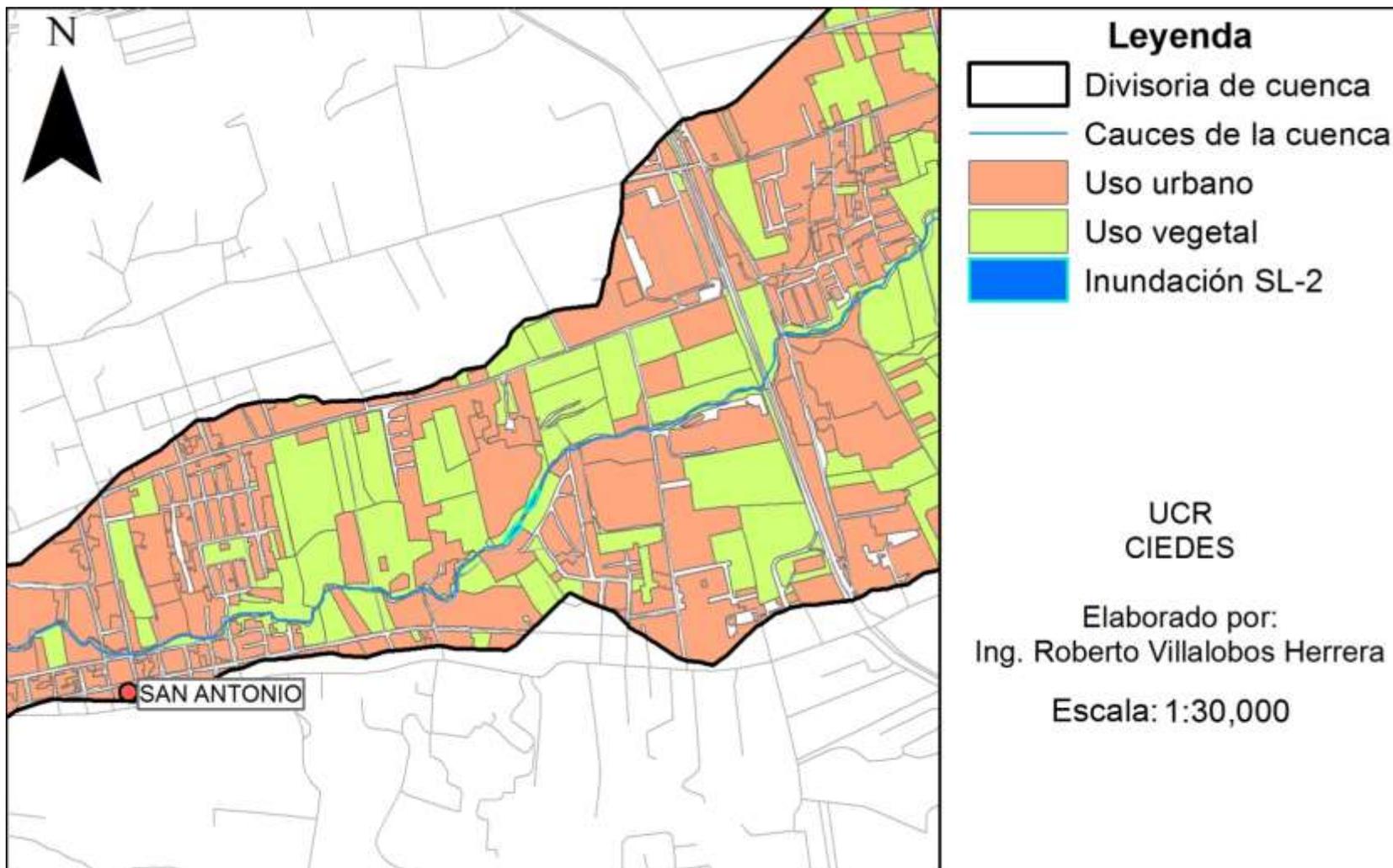


Figura 10-23. Mapa de inundación, evento SL-2.

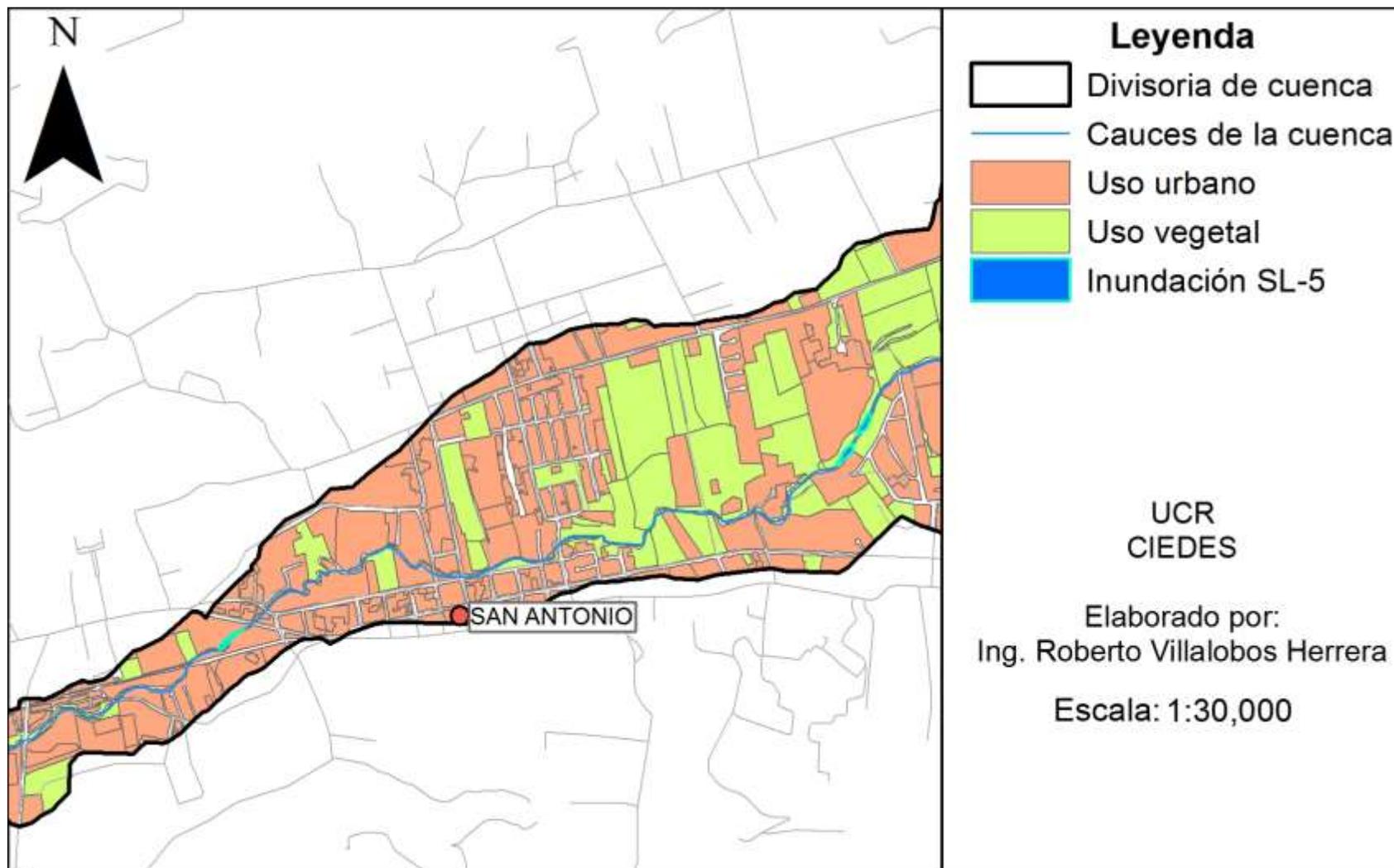


Figura 10-24. Mapa de inundación, evento SL-5.

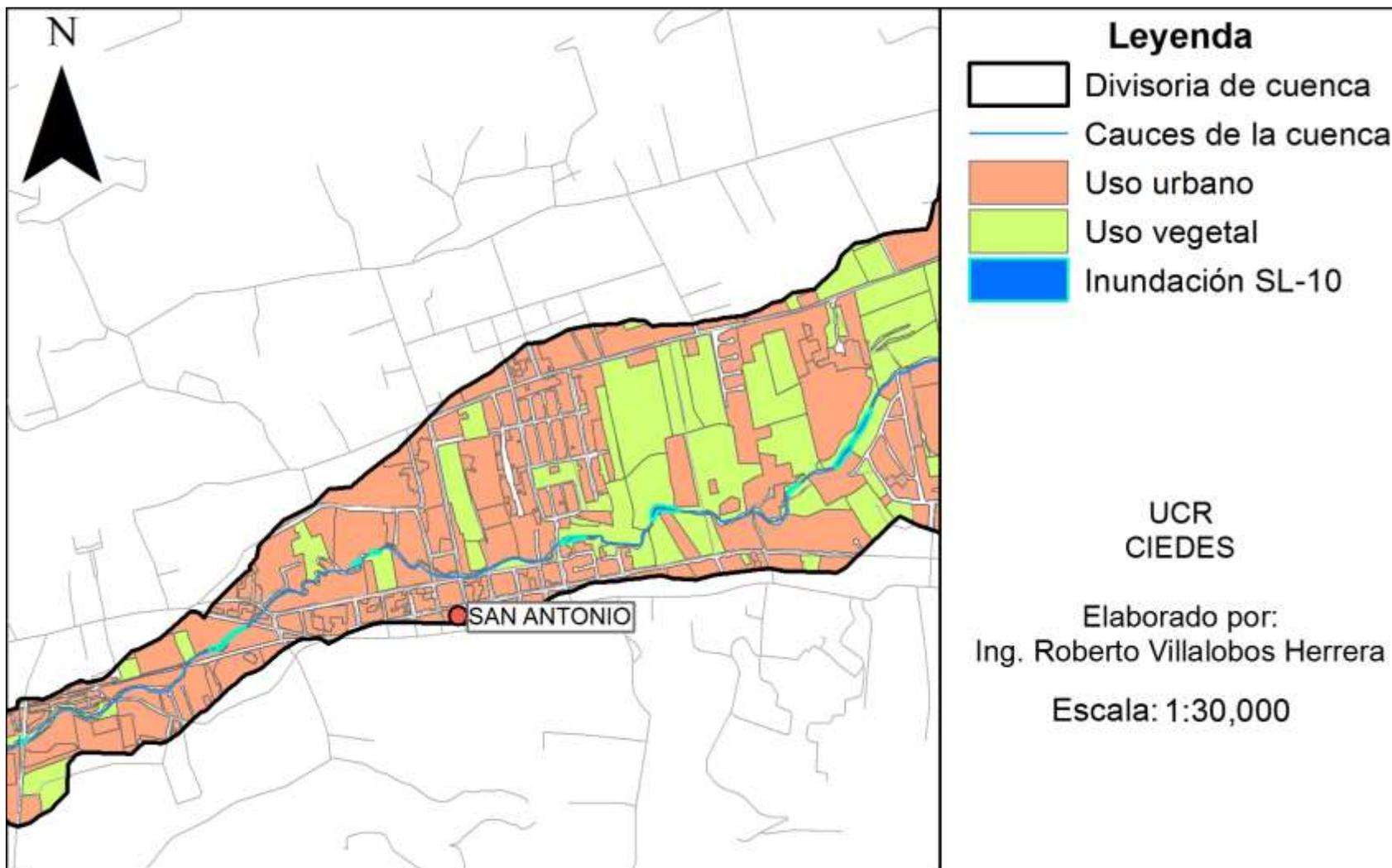


Figura 10-25. Mapa de inundación, evento SL-10.

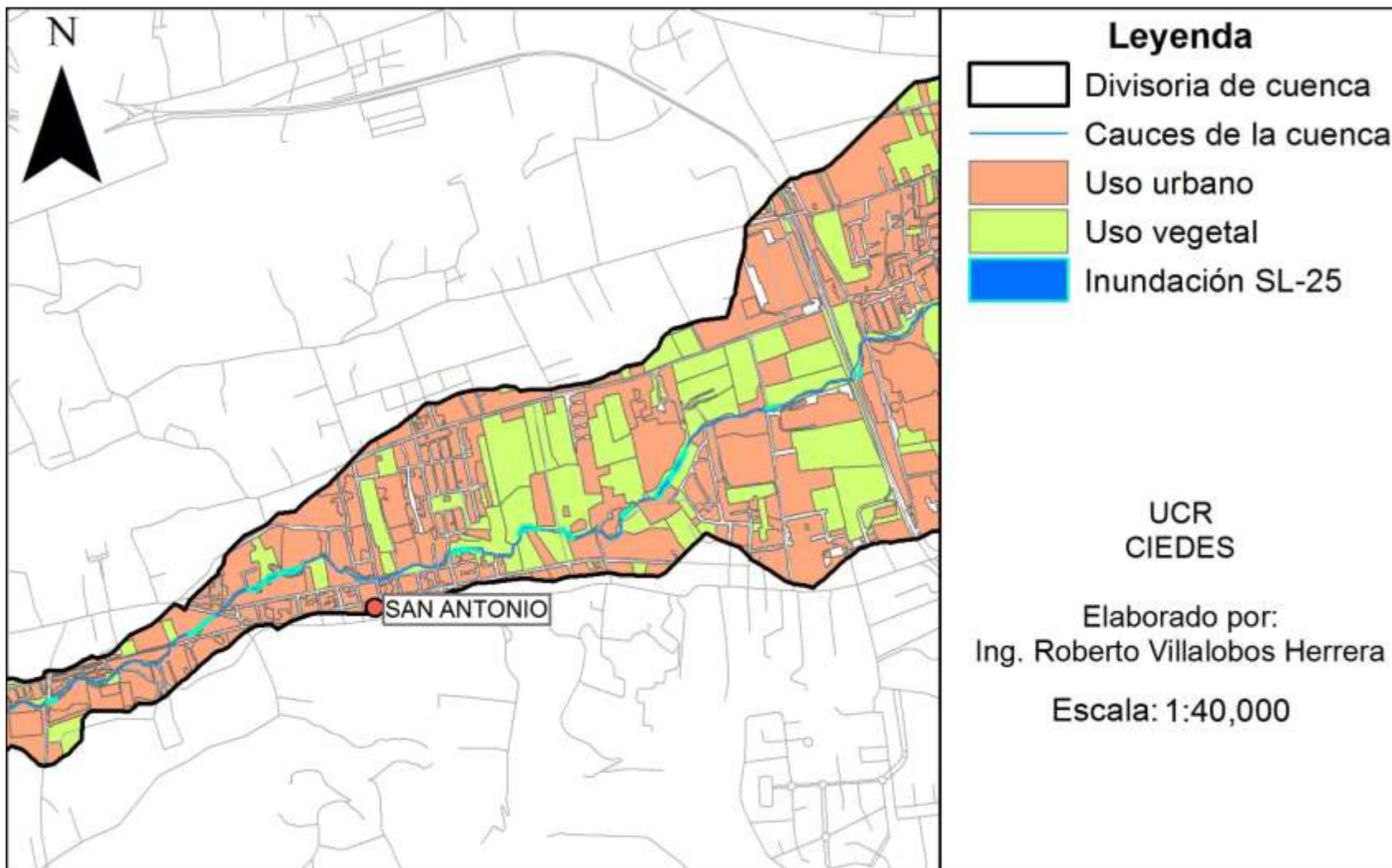


Figura 10-26. Mapa de inundación, evento SL-25.

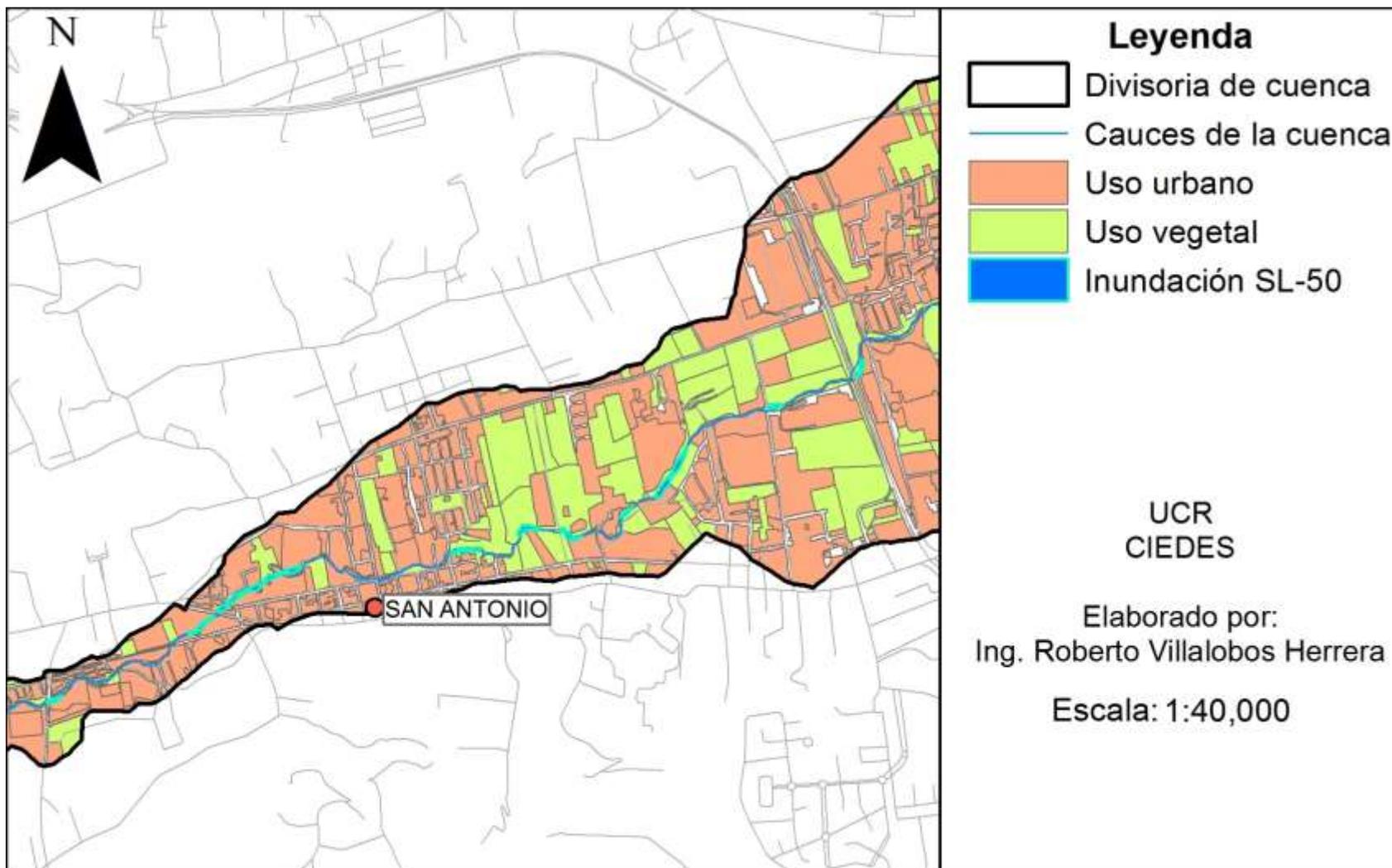


Figura 10-27. Mapa de inundación, evento SL-50.

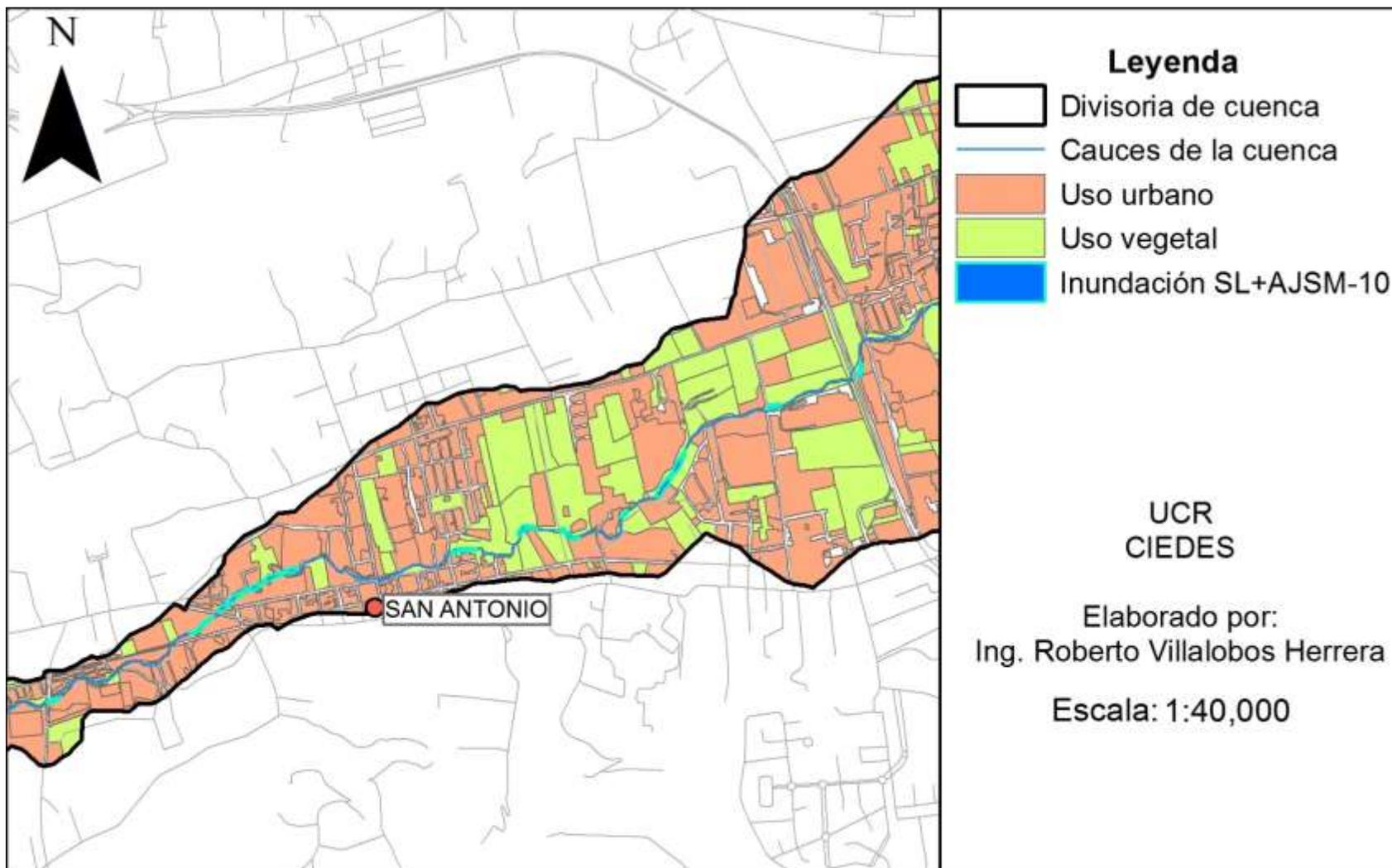


Figura 10-28. Mapa de inundación, evento SL+ AJSM -10.

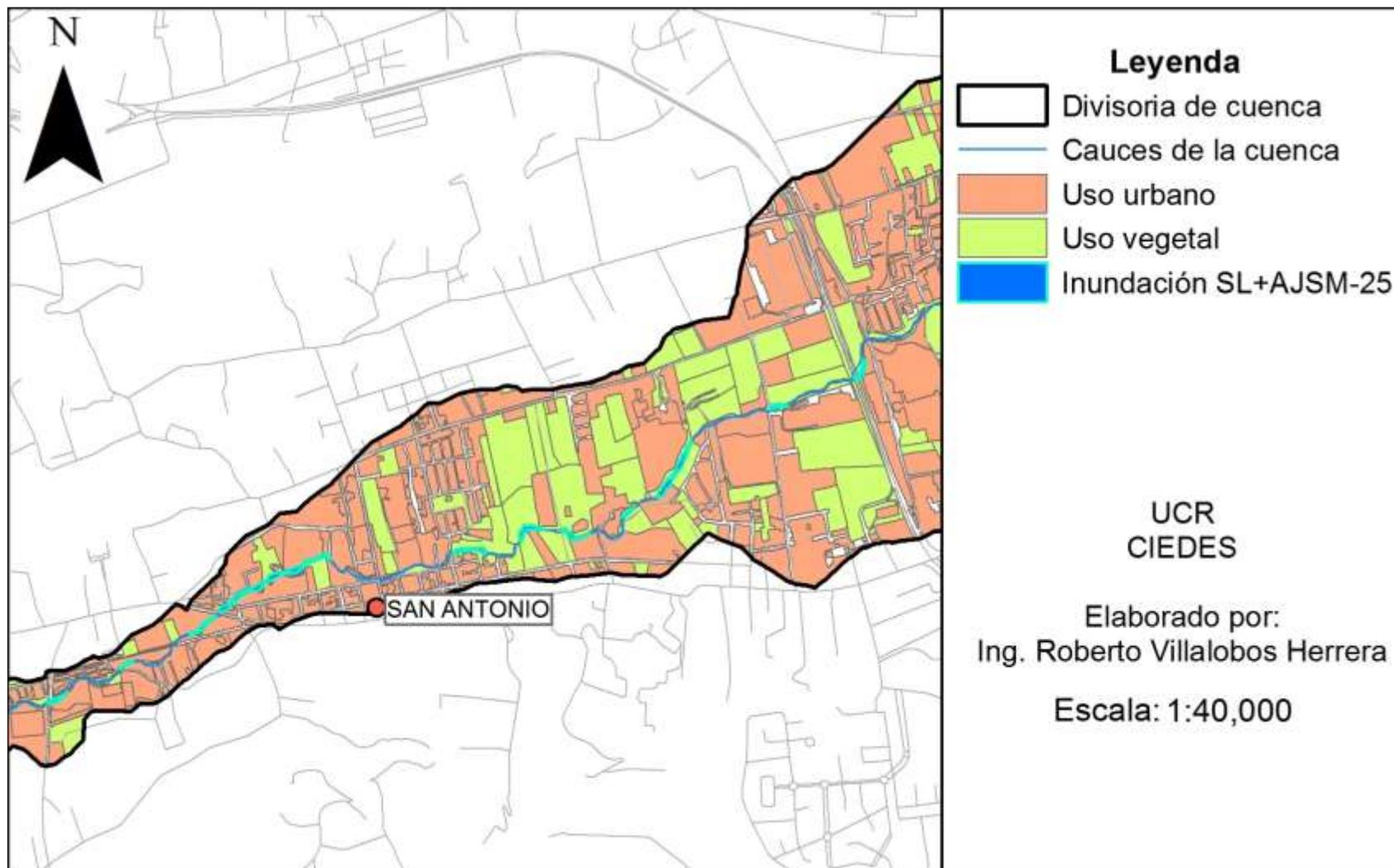


Figura 10-29. Mapa de inundación, evento SL+AJSJSM -25.

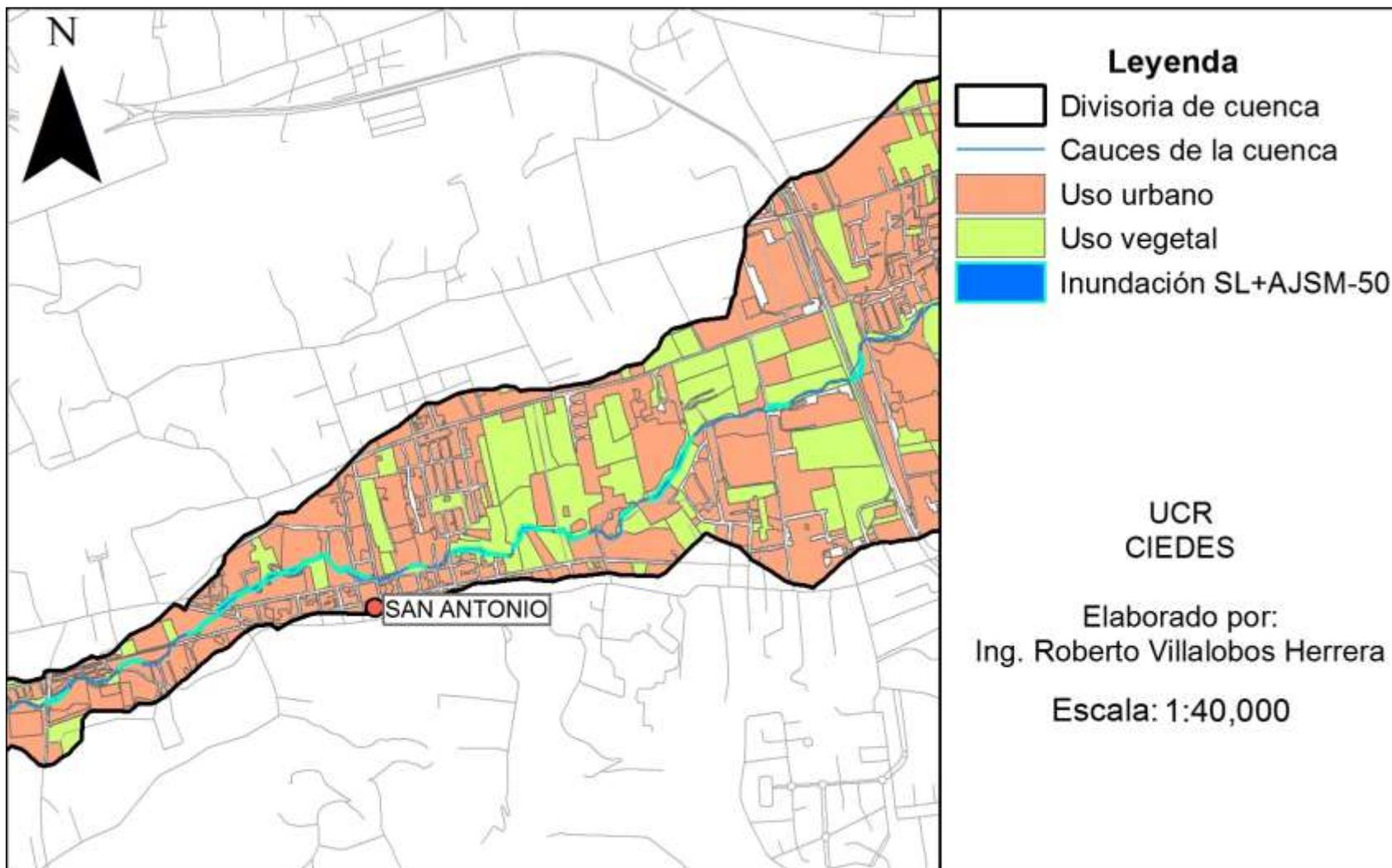


Figura 10-30. Mapa de inundación, evento SL+ AJSM -50.

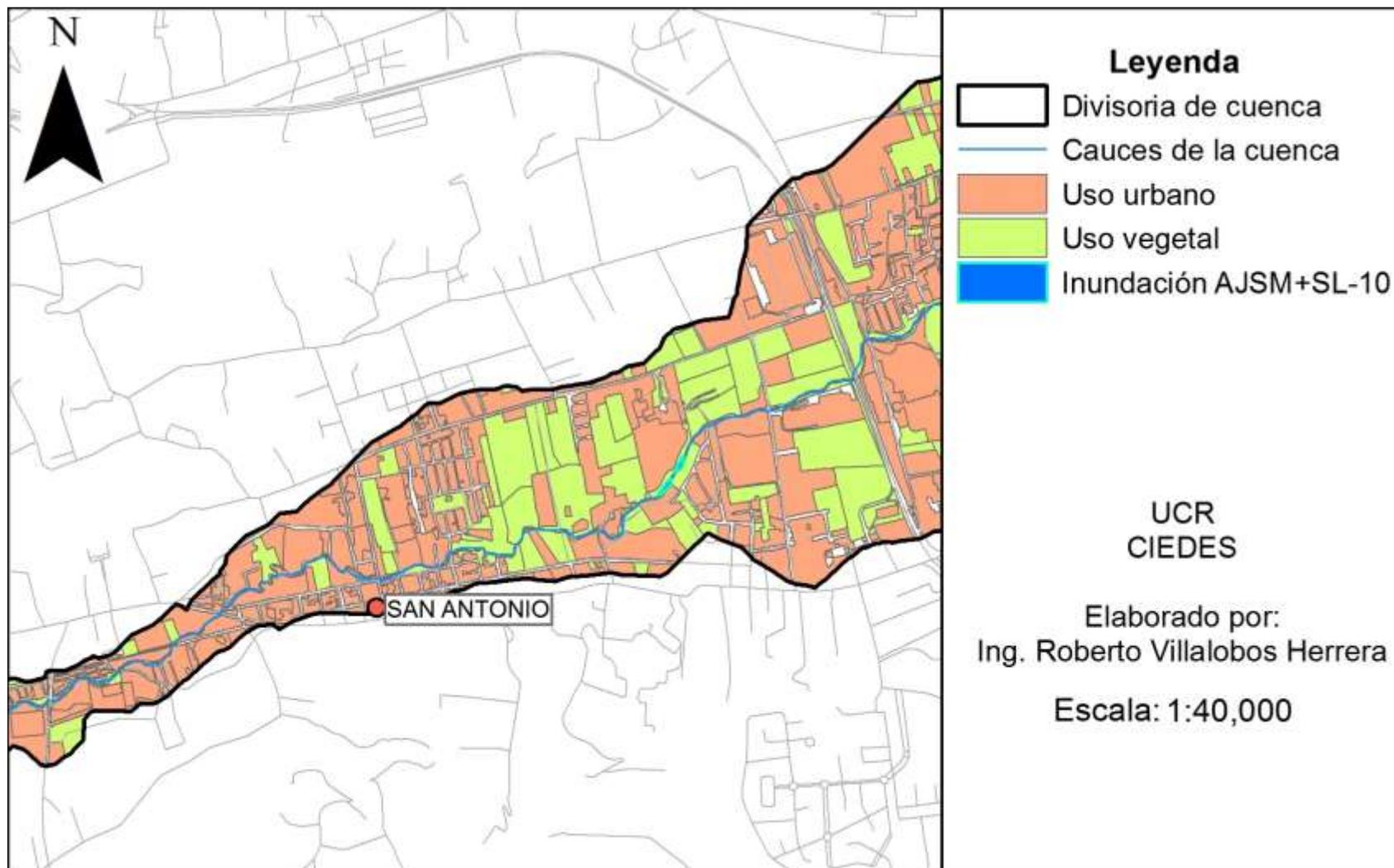


Figura 10-31. Mapa de inundación, evento AJSM+SL-10.

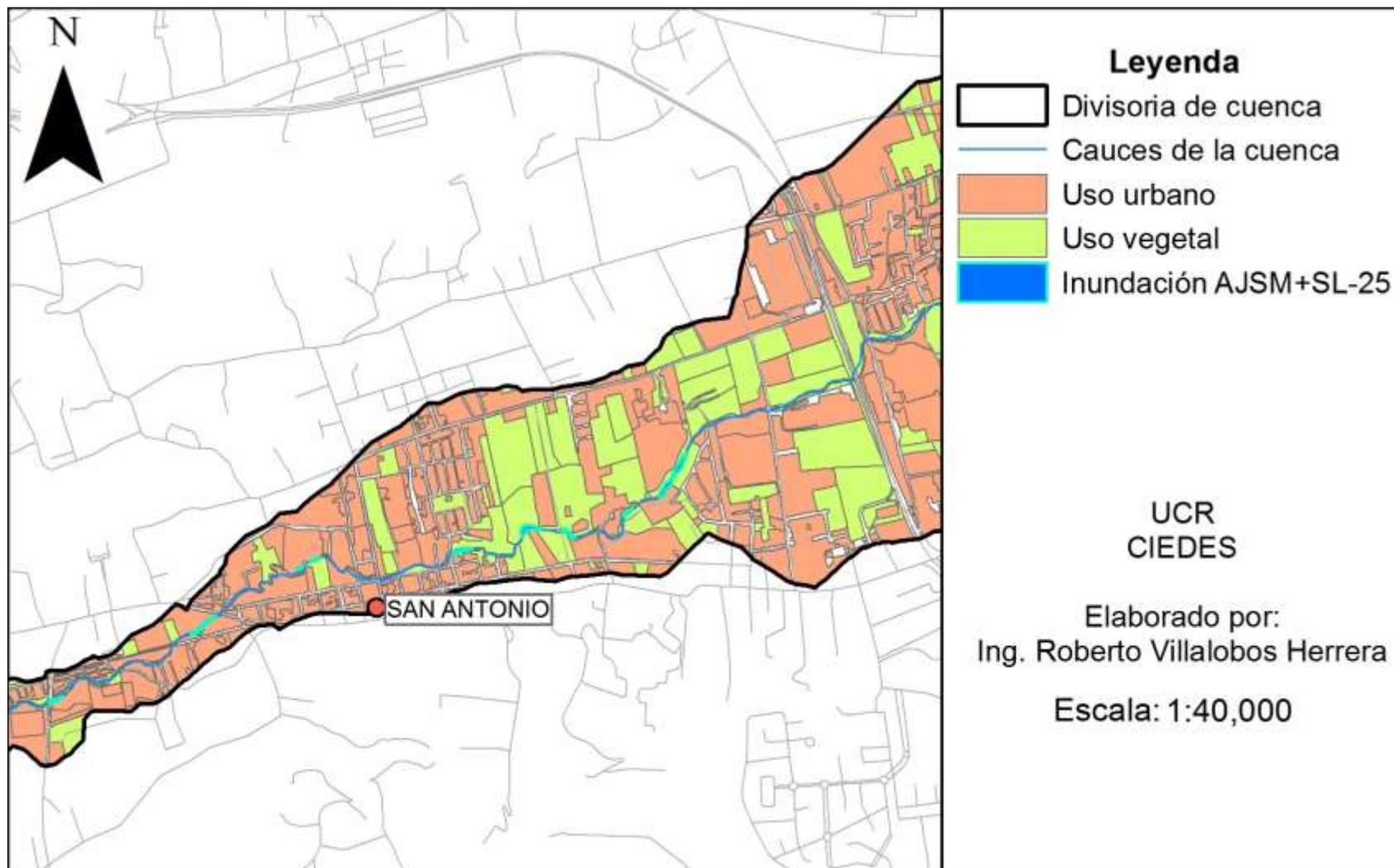


Figura 10-32. Mapa de inundación, evento AJSM+SL-25.

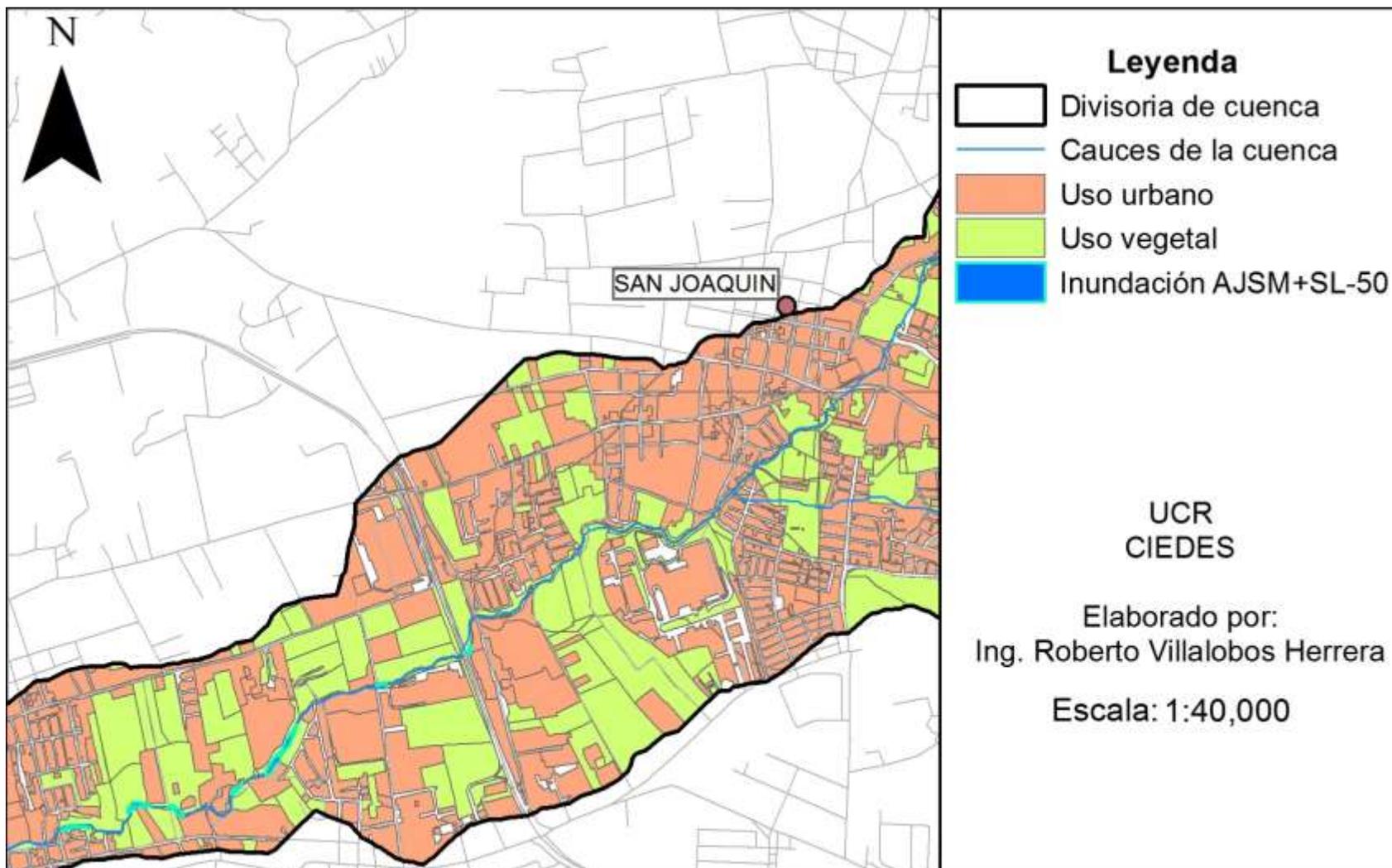


Figura 10-33. Mapa de inundación, evento AJSM+SL-50.